



**HAL**  
open science

# Comportement mécanique et caractérisation : durabilité de nouveaux matériaux à base d'argile

Nathalie Kouta

► **To cite this version:**

Nathalie Kouta. Comportement mécanique et caractérisation : durabilité de nouveaux matériaux à base d'argile. Mécanique [physics]. Université de Bordeaux, 2020. Français. NNT : 2020BORD0260 . tel-03331643

**HAL Id: tel-03331643**

**<https://theses.hal.science/tel-03331643>**

Submitted on 2 Sep 2021

**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.

THÈSE PRÉSENTÉE  
POUR OBTENIR LE GRADE DE

**DOCTEUR DE  
L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX**

ÉCOLE DOCTORALE Sciences Physiques et de l'Ingénieur  
SPÉCIALITÉ Mécanique

Par Nathalie KOUTA

**Comportement mécanique et caractérisation - durabilité de  
nouveaux matériaux à base d'argile**

Sous la direction de : Nadia SAIYOURI  
(Co-encadrement : Jacqueline SALIBA)

Soutenue le 17 Décembre 2020

Membres du jury :

M.	AÏT-MOKHTAR, Karim	Université de la Rochelle	Président
Mme.	PERLOT-BASCOULÉS, Céline	Université de Pau et des Pays de l'Adour	Rapporteuse
M.	ROZIERE, Emmanuel	Ecole Centrale de Nantes	Rapporteur
M.	TAIBI, Saïd	Université du Havre	Examineur
M.	GOTTELAND Philippe	Fédération nationale des travaux publics	Invité
Mme.	SAIYOURI, Nadia	Université de Bordeaux	Directrice
Mme.	SALIBA, Jacqueline	Université de Bordeaux	Encadrante





---

# Comportement mécanique et caractérisation - durabilité de nouveaux matériaux à base d'argile

---

## Résumé

L'utilisation des matériaux écologiques et durables est devenue de plus en plus indispensable de nos jours. Cela est dû à l'épuisement des ressources naturelles et aux grandes quantités d'émissions de CO<sub>2</sub> générées par le secteur de la construction. La terre crue, composée essentiellement de particules fines comme l'argile, est un matériau de construction utilisée depuis des milliers d'années sous différentes formes. Le faible coût et la grande disponibilité de ce matériau, en plus de ses propriétés écologiques et hygrothermiques, ont été les raisons de son utilisation dans le domaine de la construction.

Ces dernières années, plusieurs études ont été réalisées afin de développer des méthodes plus communes et faciles à appliquer dans le domaine de la construction, ce qui a conduit à la désignation de béton de terre. Ce béton est constitué d'argile traitée par de faibles quantités d'un ou de plusieurs liants hydrauliques et peut être coulé comme un béton ordinaire. Par contre, la diversité de ces matériaux argileux les rend très complexes et difficiles d'utilisation. De plus, la présence des particules fines les rend très sensibles au retrait plastique et par conséquent augmente le risque de fissuration dû à la faible résistance de ce béton au jeune âge. Dans cette étude, le comportement mécanique et la durabilité d'un béton de terre composé d'un sol artificiel stabilisé avec du ciment et de la chaux a été évalué. Afin de palier le risque de fissuration, des fibres de lin ont été ajoutées et l'effet des différents pourcentages et longueurs de fibres a été étudié.

Dans un premier temps, le comportement du béton de terre au jeune âge a été étudié. Ainsi, le retrait plastique a été mesuré en parallèle avec la perte de masse, la pression capillaire et la température. De plus, l'effet des fibres de lin sur la fissuration des bétons de terre au jeune âge a été étudié à l'aide de la technique de corrélation d'images. Une réduction du retrait plastique et une meilleure résistance à la fissuration ont été observées avec l'ajout de fibres dues aux différents mécanismes de transfert et de redistribution des contraintes.

Dans un second temps, l'effet des fibres de lin sur le comportement mécanique du béton de terre a été étudié. Des essais de compression et de flexion ont été ainsi réalisés à différents âges de cure et suivis simultanément avec les techniques de traitement d'images et d'émission acoustique. Ces essais ont permis de mieux suivre et de comprendre l'évolution de l'endommagement. Une augmentation de l'activité acoustique a été observée avec l'ajout des fibres indiquant des mécanismes d'endommagement supplémentaires et une meilleure ductilité.

Finalement, la durabilité des bétons de terre a été évaluée. Une investigation expérimentale sur l'évolution de l'endommagement pendant le séchage a été ainsi réalisée avec un suivi continu à l'aide de la technique d'émission acoustique. L'effet des conditions de cure et des cycles d'humidification/séchage sur les propriétés mécaniques du béton de terre a été aussi évalué. Les

---

résultats ont montré des fissures visibles à la surface des éprouvettes avec une dégradation notable des propriétés mécaniques.

**MOTS-CLÉS** : béton de terre, fibres de lin, corrélation d'images, émission acoustique, endommagement, durabilité

---

# Mechanical behavior and characterization-durability of new materials based on clay

---

## Abstract

Nowadays, the use of ecological and sustainable materials has become a necessity. This is due to the depletion of natural resources and to the large amounts of CO<sub>2</sub> emissions generated by the construction sector. Raw earth, composed essentially of fine particles like clay, has been used as a building material for thousands of years in various forms. The low cost and the high availability of this material, in addition to its ecological and hygrothermal properties, have been the reasons for its usage in the construction industry.

During the last years, several studies have been realized to develop more common and easy methods to apply in the construction field, which has led to the designation of earth concrete. This concrete is constituted of clay soil treated with small quantities of one or more hydraulic binders and can be poured like ordinary concrete. However, the diversity presented in these materials makes them very complex and difficult to use. In addition, the presence of fine particles makes them very sensitive to plastic shrinkage and consequently increases the risk of cracking due to the low resistance of this concrete at early age. In this study, the mechanical behavior and durability of an earth concrete composed of an artificial soil stabilized with cement and lime have been evaluated. In order to overcome the cracking sensitivity, flax fibers have been added and the effect of different percentages and lengths of fibers has been studied.

First, the behavior of earth concrete at early age was studied. Plastic shrinkage was measured in parallel with the weight loss, the capillary pressure and the temperature. In addition, the effect of flax fibers on cracking at early age was studied using the digital image correlation technique. A reduction in plastic shrinkage and a better resistance to cracking were observed with the addition of fibers due to different transfer mechanisms and stress redistribution.

Secondly, the effect of flax fibers on the mechanical behavior of soil concrete was studied. Compression and flexural tests have been realized at different curing ages and monitored simultaneously with the digital image correlation and the acoustic emission techniques. These tests allowed to monitor and better understand the damage evolution. An increase in the acoustic emission activity was observed with the addition of fibers indicating additional damage mechanisms and an improved ductility.

Finally, the durability of earth concrete was evaluated. An experimental investigation of damage evolution during drying was realized with a continuous monitoring using the acoustic emission technique. The effect of curing conditions and wetting/drying cycles on the mechanical properties of earth concrete was also evaluated. The results showed visible cracks on the surface of the specimens with a clear degradation of the mechanical properties.

---

**KEYWORDS** : earth concrete, flax fibers, digital image correlation, acoustic emission technique, damage, durability.



---

**Unité de recherche**



**Institut de Mécanique et d'Ingénierie**

CNRS, UMR 5295

<http://i2m.u-bordeaux.fr>

Département Génie Civil Environnemental (GCE)

Esplanade des Arts et Métiers

33405 Talence

France

---

## Publications

### Articles dans des Revues Internationales avec comité de lecture

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Fracture behavior of flax fibers reinforced earth concrete, *Engineering Fracture Mechanics*, 241, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2020.107378>

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Effect of flax fibers on early age shrinkage and cracking of earth concrete, *Construction and Building Materials*, 254, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119315>

### Communication dans des Congrès Internationaux avec Actes Publiés

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Influence of flax fibers on early age shrinkage of earth concrete, 3rd International Conference on Bio-Based Building Materials ICBBM. 26-28 June (2019), Belfast, UK.

N. Kouta, J. Saliba., B. El Oifi, N. Saiyouri, Study of the effect of flax fibers on the fracture behavior of earth concrete by simultaneous application of digital image correlation and acoustic emission, 10<sup>th</sup> International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-X. 23-26 June (2019), Bayonne, France. <https://doi.org/10.21012/FC10.235353>

### Communication orale sans actes dans un Congrès International

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Impact of flax fibers on plastic shrinkage cracking of earth concrete, Engineering Mechanics Institute Conference EMI. 29 May-1 June (2018), Boston, US.

### Communication dans des Congrès Nationaux avec Actes Publiés

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Effet des cycles humidification/séchage sur le comportement mécanique des bétons de terre, 7èmes Congrès international francophone DIAGNOBETON. 24-25 mars (2021), Bordeaux, France. (Soumis)

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Influence de l'âge sur le comportement à la rupture des bétons de terre à l'aide de la technique d'émission acoustique, 7èmes Congrès international francophone DIAGNOBETON. 24-25 mars (2021), Bordeaux, France. (Soumis)

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Suivi de l'endommagement du béton de terre induit par le séchage, 38èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil RUGC, 27-29 Mai (2020).

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Effet des cycles humidification/séchage sur la durabilité des bétons de terre, 38èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil RUGC. 27-29 Mai (2020).

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Effet des fibres de lin sur le comportement à la rupture du béton de terre, 37<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil RUGC. 19-21 juin (2019), Nice, France.

N. Kouta, J. Saliba, N. Saiyouri, Etude du retrait plastique des bétons de terre : effet des fibres de lin, 36<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil RUGC. 19-22 juin (2018), Saint Etienne, France.

---

## Table des matières

Résumé .....	i
Abstract.....	iii
Unité de recherche.....	v
Publications.....	vi
Table des matières.....	vii
Table des figures .....	xi
Introduction Générale .....	1
Chapitre 1 - Comportement du béton de terre au jeune âge .....	6
1.1. Définition du retrait .....	6
1.2. Mécanismes de retrait plastique .....	8
1.3. Effets des fibres sur les propriétés des bétons de terre au jeune âge.....	12
1.3.1. Fibres naturelles .....	12
1.3.2. Effet des fibres sur la densité.....	14
1.3.3. Effet des fibres sur la rhéologie à l'état frais et la prise .....	15
1.3.4. Effet des fibres sur le retrait plastique.....	15
1.4. Programme expérimental.....	17
1.4.1. Matériaux.....	17
1.4.1.1. Le sol.....	17
1.4.1.2. Les liants hydrauliques .....	18
1.4.1.3. Adjuvant .....	18
1.4.1.4. Fibres de lin .....	18
1.4.2. Formulation des bétons de terre.....	20
1.4.3. Méthodes expérimentales .....	21
1.4.3.1. Essai d'affaissement et air occlus .....	21
1.4.3.2. Mesure du retrait longitudinal.....	22
1.4.3.3. Mesure de la perte de masse .....	22
1.4.3.4. Mesure de la pression capillaire.....	22
1.4.3.5. Mesure de la température .....	23
1.4.3.6. Retrait empêché et fissuration.....	23

---

1.4.3.7.	Porosimétrie au mercure .....	24
1.4.4.	Corrélation d'images numériques .....	25
1.4.4.1.	Principe de la corrélation d'images .....	25
1.4.4.2.	Montage expérimental .....	26
1.5.	Résultats et discussions .....	26
1.5.1.	Propriétés du béton à l'état frais .....	26
1.5.2.	Résultats du retrait plastique .....	27
1.5.3.	Porosimétrie par intrusion de mercure .....	31
1.5.4.	Fissuration par retrait plastique .....	32
1.6.	Conclusions .....	35
Chapitre 2 -	Comportement du béton de terre en compression .....	37
2.1.	Effet de la stabilisation des sols par des liants hydrauliques sur la résistance à la compression .....	37
2.2.	Effet des fibres naturelles sur les propriétés mécaniques .....	39
2.3.	Monitoring avec la technique d'EA .....	45
2.4.	Effet d'échelle .....	47
2.5.	Procédure expérimentale .....	50
2.5.1.	Essais de compression simple .....	50
2.5.1.1.	Technique d'émission acoustique .....	51
2.6.	Résultats et discussion .....	53
2.6.1.	Effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur le comportement mécanique du béton de terre .....	53
2.6.1.1.	Méthode de mesure de la déformation .....	53
2.6.1.2.	Effet de l'âge sur les propriétés mécaniques .....	57
2.6.1.3.	Suivi de la fissuration avec la technique de traitement d'images .....	59
2.6.2.	Suivi des essais de compression avec la technique d'EA .....	61
2.6.2.1.	Localisation des évènements d'EA .....	61
2.6.2.2.	Analyse de l'activité acoustique .....	63
2.7.	Effet d'échelle .....	66
2.8.	Conclusions .....	68
Chapitre 3 -	Comportement du béton de terre en flexion .....	70
3.1.	Effet des fibres naturelles sur la résistance en flexion .....	70

---

3.2.	Effet des fibres naturelles sur la ductilité du béton de terre.....	71
3.3.	Effet des fibres sur les mécanismes de rupture en flexion.....	72
3.4.	Suivi de l'effet des fibres par la technique d'EA .....	73
3.5.	Procédure expérimentale .....	74
3.5.1.	Essais de rupture en flexion 3 points.....	74
3.5.1.1.	Emission acoustique .....	75
3.5.2.	Effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur le comportement à la rupture 75	
3.5.3.	Suivi des essais de flexion avec la technique d'émission acoustique .....	78
3.5.3.1.	Analyse de l'activité acoustique .....	78
3.5.3.2.	Corrélation entre les résultats d'EA et de traitement d'images .....	81
3.5.3.3.	Effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur la FPZ.....	85
3.5.3.4.	Identification des sources d'endommagement.....	87
3.5.4.	Effet de l'âge sur le comportement à la rupture.....	89
3.5.4.1.	Effet de l'âge sur l'activité acoustique .....	91
3.6.	Conclusions.....	93
Chapitre 4 -	Comportement du béton de terre à long terme .....	95
4.1.	Comportement à long terme des bétons de terre.....	96
4.1.1.	Cycles humidification/séchage .....	97
4.1.2.	Retrait .....	98
4.2.	Effet de l'ajout des fibres naturelles.....	100
4.3.	Suivi de l'évolution de l'endommagement du béton de terre pendant le retrait de dessiccation .....	101
4.3.1.	Méthodes expérimentales .....	101
4.3.1.1.	Essais de compression .....	101
4.3.1.2.	Suivi par ultrasons.....	101
4.3.1.3.	Essais de retrait et de perte de masse .....	102
4.3.2.	Résultats.....	103
4.3.2.1.	Propriétés mécaniques.....	103
4.3.2.2.	Suivi par ultrasons.....	105
4.3.2.3.	Suivi par la technique de corrélation d'images.....	106

---

4.3.2.4.	Retrait à long terme .....	108
4.3.2.5.	Analyse de l'activité acoustique .....	109
4.3.2.6.	Évolution de la valeur (Ib) .....	111
4.4.	Effet des cycles humidification/séchage sur le comportement mécanique des bétons de terre	113
4.4.1.	Méthodes expérimentales .....	113
4.4.1.1.	Montée capillaire.....	113
4.4.1.2.	Cycles d'humidification/ séchage .....	114
4.4.1.3.	Mesure du pH et de la conductivité électrique .....	115
4.4.1.4.	Essais de compression .....	115
4.4.2.	Résultats et discussions .....	115
4.4.2.1.	Montée capillaire.....	115
4.4.2.2.	Effet des fibres sur la dégradation du béton durant les cycles.....	116
4.4.2.3.	Effet des cycles sur la résistance à la compression .....	121
4.4.2.4.	Suivi par la technique de corrélation d'images.....	122
4.4.2.5.	Activité acoustique.....	123
4.5.	Conclusions.....	125
	Conclusions générales et Perspectives .....	127
	Références.....	I

---

## Table des figures

Figure 1.1 : Mécanismes de retrait dans les matériaux cimentaires (Esping, 2007; Sayahi, 2016).	7
Figure 1.2 : Fissuration à l'état frais, en terme de retrait et capacité de déformation (Turcry, 2004) .....	8
Figure 1.3 : Evolution de la pression capillaire et retrait plastique résultant (Schmidt and Slowik, 2013).....	9
Figure 1.4 : Images du séchage d'une suspension de cendres volantes et de l'eau obtenues par Microscope à Balayage Electronique avec un facteur d'agrandissement de 300 (Slowik et al., 2008) .....	10
Figure 1.5 : Développement de fissures à la surface du sol lors du processus de séchage à des valeurs de succions : (a) $\psi=0$ kPa; (b) $\psi=1$ kPa; (c) $\psi=6$ kPa; (d) $\psi=8$ kPa; (e) $\psi=12$ kPa; (f) $\psi=20$ kPa; (g) $\psi=50$ kPa; (h) $\psi = 100$ kPa; (i) $\psi = 200$ kPa; (j) $\psi=300$ kPa (J. H. Li et al., 2017)	11
Figure 1.6 : Images numérisées de la surface de fissuration du sol pour deux sites et trois dates après le début de l'expérience. Les régions noires sont des fissures et les régions blanches sont des zones non fissurées (Baer et al., 2009) .....	12
Figure 1.7 : Pourcentage massique des constituants des différentes fibres végétales (Thuault, 2011) .....	13
Figure 1.8 : Classification des fibres naturelles (Hepworth et al., 2000) .....	13
Figure 1.9 : Caractéristiques physiques des différentes fibres végétales (Baley, 2013) .....	14
Figure 1.10: Comparaison de la densité sèche des différentes techniques de fabrication en fonction des valeurs de teneur en agrégats ou en fibres (Laborel-Préneron et al., 2016) .....	14
Figure 1.11 : Variation du retrait linéaire (a) et volumétrique (b) en fonction de la fraction des fibres, (c) effet de la longueur des fibres sur le retrait pour différents pourcentages de fibres (Bouhicha et al., 2005) .....	16
Figure 1.12 : Distribution granulométrique du sable, de l'argile et du sol artificiel résultant .....	17
Figure 1.13 : Différentes longueurs des fibres de lin .....	19
Figure 1.14 : Evolution du coefficient d'absorption en fonction du temps pour les fibres d'une longueur de 12, 24 et 50 mm.....	20
Figure 1.15 : Variation de la teneur en eau en fonction de l'humidité relative pour les fibres d'une longueur de 12, 24 et 50 mm.....	20
Figure 1.16 : Dispositif de mesure du retrait plastique longitudinal .....	22
Figure 1.17 : Dispositif de mesure de la masse.....	22
Figure 1.18 : Dispositif de mesure de la pression capillaire .....	23

---

Figure 1.19 : Géométrie et photo du dispositif .....	24
Figure 1.20 : Représentation schématique des sous-images déformées et de référence situées sur une image instantanée (Alam, 2011) .....	25
Figure 1.21 : Affaissement et teneur en air du béton de terre avec différents pourcentages et longueurs de fibres de lin .....	27
Figure 1.22 : Evolution du retrait plastique, de la perte de masse et de la pression capillaire pour SA0F .....	28
Figure 1.23 : Évolution du retrait plastique et de la vitesse de déformation pour SA0F, SA03F12 et SA06F12 .....	28
Figure 1.24 : Évolution du retrait plastique et endogène pour les mélanges sans et avec 0,3% a) et 0,6% b) de fibres de longueurs différentes .....	29
Figure 1.25 : Valeurs maximales du retrait plastique des échantillons de béton de terre avec différents pourcentages et longueurs de fibres de lin .....	29
Figure 1.26 : Évolution de la température pour SA0F, SA03F12 et SA06F12 .....	30
Figure 1.27 : Évolution de la perte de masse pour tous les mélanges .....	31
Figure 1.28 : Évolution de la pression capillaire et de sa vitesse pour SA0F, SA03F12 et SA06F12 .....	31
Figure 1.29 : Distribution de la taille des pores pour SA0F, SA03F24 et SA06F12 .....	32
Figure 1.30 : Évolution du champ de déformation pour SA0F en fonction du temps .....	33
Figure 1.31 : a) Evolution du champ de déformation en fonction de l'axe des x mesuré au milieu du moule à des âges différents b) Surface et largeur de la fissure pour SA0F .....	33
Figure 1.32 : Évolution du champ de déformation pour SA03F24 et SA06F24 après 24 heures..	34
Figure 1.33 : Évolution du champ de déformation pour SA06F12, SA06F24 et SA06F50 après 24 heures .....	35
Figure 2.1 : Résistance à la compression de la montmorillonite (a) et de la kaolinite (b) avec différents pourcentages de chaux (Bell, 1996).....	38
Figure 2.2 : (a) Courbes contrainte- déformation d'un sol de Palouse traité par différents pourcentages de ciment (Sariosseiri and Muhunthan, 2009), (b) Résistance à la compression des sols traités au ciment (Eid, 2011) .....	39
Figure 2.3 : Résistance moyenne à la compression du CEB et du B-CEB (Banana-Compressed Earth Block) (Mostafa and Uddin, 2016) .....	40
Figure 2.4 : Résistance à la compression et MEB des fibres stabilisées PAB (a) matière sans fibre, (b) 0,2% de fibre de 3 cm, (c) 0,4% de fibre de 3 cm et (d) 0,4% de fibre de 6 cm (Millogo et al., 2014).....	40



---

Figure 2.5 : Effet de la pression de compactage sur la résistance à la compression à l'état sec (a) et à l'état humide (b) pour différents pourcentages de fibres (Taallah et al., 2014).....	41
Figure 2.6 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les modèles empiriques de l'évolution de la résistance à la compression en fonction de la porosité pour le composite argilo-ciment-agrégats de bois (Bouguerra et al., 1998).....	42
Figure 2.7 : Contrainte- déformation pour les éprouvettes sans fibres (a) et avec 1,8% de fibres de 50 mm (b) (Gaw, 2011) .....	43
Figure 2.8 : Rupture des éprouvettes A : sans fibres B : 0,8% C : 1,8% D : 2,4% E : 3,2% de fibres et F : Agglomération des couches de sol avec une teneur en fibres de 3,2% (Gaw, 2011).....	43
Figure 2.9 : Evolution du module de Young en fonction de la teneur en paille (Quagliarini and Lenci, 2010) (a) et relation entre la résistance à la compression et le module de Young des blocs (Piattoni et al., 2011) (b).....	44
Figure 2.10 : (a) Comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques du module de Young (briques) (b) Relation entre le module élastique de Hill et les valeurs expérimentales des blocs (Piattoni et al., 2011). .....	45
Figure 2.11 : Nombre cumulé de signaux d'EA en fonction de la contrainte (a), Effet de la fraction volumique des fibres (b) et du rapport de forme des fibres sur l'activité acoustique (c) (Li et al., 2017).....	45
Figure 2.12 : (a) paramètres des signaux d'EA et (b) classification typique des fissures en cisaillement et en traction (Li et al., 2018) .....	46
Figure 2.13 : Valeurs RA et AF pour différentes teneurs en fibres d'acier (Wang et al., 2018)....	47
Figure 2.14 : Comparaison des résistances à la compression mesurées par différents auteurs (Fládr and Bílý, 2018).....	48
Figure 2.15 : Contrainte-déformation des cubes de 100 mm avec 10% de ciment (Tripura and Souvik, 2017) .....	49
Figure 2.16 : Comparaison de la fissuration entre les cubes et les cylindres (Tripura and Souvik, 2017).....	49
Figure 2.17 : Schémas de fissurations en compression pour des cubes de tailles différentes (Del Viso et al., 2008) .....	49
Figure 2.18 : Calcul de l'énergie de fissuration en compression par la méthode de surface (Nakamura and Higai, 2001) (a) et selon le modèle de Samanie et Attard (Samani and Attard, 2012) .....	50
Figure 2.19 : Mise en place de l'essai de compression uniaxiale .....	51
Figure 2.20 : Représentation d'une slave avec les paramètres de forme (Saliba, 2012) .....	52

---

Figure 2.21 : Position des capteurs d'EA sur les éprouvettes cubiques (capteurs noir - face 1, capteurs gris - face 2).....	52
Figure 2.22 : Evolution de la contrainte en fonction de la déformation calculée par différentes méthodes pour SA0F .....	54
Figure 2.23 : Evolution de la contrainte et de la déformation longitudinale et transversale en fonction du déplacement moyen des éprouvettes avec différents pourcentages (SA0F, SA03F12 et SA06F12) et longueurs de fibres de lin (SA06F12, SA06F24 et SA06F50).....	55
Figure 2.24 : (a) Courbes contrainte-déformation mesurées par traitement d'images, (b) à partir du déplacement moyen de l'éprouvette et (c) à partir du déplacement du vérin des différentes formulations avec différents pourcentages et longueurs de fibres à 28 jours .....	56
Figure 2.25 : Comparaison entre le module élastique calculé par traitement d'images et par les capteurs LVDT pour les éprouvettes sans et avec fibres .....	56
Figure 2.26 : Courbes contrainte – déformation du vérin pour (a) SA0F, (b) SA03F12, (c) SA06F12, (d) SA06F24 et (e) SA06F50 .....	57
Figure 2.27 : Résistance à la compression du béton de terre avec différents pourcentages et longueurs de fibres à l'âge de 7, 28 et 180 jours.....	58
Figure 2.28 : Module élastique du béton de terre avec différents pourcentages et longueurs de fibres à 28 et 180 jours de cure .....	58
Figure 2.29 : Variation de l'énergie de rupture selon la méthode de surface et selon le modèle de Samani et Attard en fonction des différentes formulations à 28 jours de cure .....	59
Figure 2.30 : Evolution du champ de déformation $\epsilon_{xx}$ en fonction du niveau de chargement pour SA0F, SA03F12, SA06F12, SA06F24 et SA06F50 .....	60
Figure 2.31 : Evolution de la largeur de fissure pour les trois pourcentages de fibre en fonction du chargement .....	61
Figure 2.32 : Surface de fissuration pour SA0F, SA03F12 et SA06F12.....	61
Figure 2.33 : Cartes de localisation des événements d'EA à différents niveaux de chargement pour SA0F et SA03F50 .....	62
Figure 2.34 : Cartes de localisation des événements d'EA à 75% du chargement après le pic (a) évolution du nombre d'évènements pour SA0F, SA03F12, SA03F24 et SA03F50 (b) .....	62
Figure 2.35 : Corrélation entre la force, le nombre cumulé des signaux, l'amplitude et l'énergie absolue cumulée pour (a) SA0F, (b) SA03F12, (c) SA03F24 et (d) SA03F50 à l'âge de 28 jours .....	64
Figure 2.36 : Valeur moyenne du nombre des signaux et de l'énergie absolue entre 10% de la charge maximale avant le pic et jusqu'à 80% après le pic .....	65

---

Figure 2.37 : Évolution de AF et RA en corrélation avec la force pour SA0F, SA03F12, SA03F24 et SA03F50. ....	65
Figure 2.38 : Dimensions des éprouvettes cubiques .....	66
Figure 2.39 : Evolution de la contrainte maximale normalisée pour les différentes dimensions à l'âge de 28 jours .....	66
Figure 2.40 : Evolution du champ de déformation $e_{xx}$ en fonction du pourcentage de chargement pour les éprouvettes SA0F de différentes tailles .....	67
Figure 2.41 : Evolution du champ de déformation $e_{xx}$ en fonction du pourcentage de chargement pour les éprouvettes SA06F12 de différentes tailles .....	67
Figure 2.42 : Fissuration des éprouvettes de différentes tailles à la fin de l'essai de compression pour SA0F, SA03F12 et SA06F12.....	68
Figure 3.1 : Résistance à la flexion et images au microscope des fibres stabilisées PAB (Pressed Adobe Blocks). (a) matière sans fibres, (b) 0,2 % , (c) 0,4 % et (d) 0,8 % en poids de fibres de 3 cm de longueur (Millogo et al., 2014).....	71
Figure 3.2 : Courbes force-flèche pour des éprouvettes testées en flexion avec ou sans fibres de laine (Aymerich et al., 2012a).....	72
Figure 3.3: Illustration des mécanismes de pontage et d'arrachement des fibres (Aymerich et al., 2012b; Li et al., 2018) .....	73
Figure 3.4 : Processus de rupture en flexion du béton renforcé par 1,5% de fibres d'acier basé sur les cartes de localisation (Li et al., 2018) .....	74
Figure 3.5 : Essai de flexion .....	74
Figure 3.6 : Disposition des capteurs piézoélectriques en 3D sur l'éprouvette (capteurs noirs - face 1, capteurs gris - face 2).....	75
Figure 3.7 : Courbes Force-flèche pour les éprouvettes avec différents longueurs et pourcentages de fibres .....	76
Figure 3.8 : Résistance à la flexion et flèche au pic pour les éprouvettes avec différents longueurs et pourcentages de fibres.....	77
Figure 3.9 : Module d'élasticité et énergie de rupture pour les éprouvettes avec différents longueurs et pourcentages de fibres.....	78
Figure 3.10 : Corrélation entre la force, l'amplitude et le nombre cumulé des signaux d'EA pour SA0F (a), SA03F24 (b) et SA06F24 (c).....	79
Figure 3.11 : Corrélation entre la force et le nombre cumulé des signaux d'EA pour SA03F et SA06F avec différentes longueurs de fibres .....	79

---

Figure 3.12 : Corrélation entre la force et l'énergie absolue cumulée pour SA03F et SA06F avec différentes longueurs de fibres .....	80
Figure 3.13 : Nombre total des signaux d'EA et énergie acoustique générée pour les éprouvettes avec différents longueurs et pourcentages de fibres.....	80
Figure 3.14 : Corrélation entre l'énergie acoustique et l'énergie de rupture pour les éprouvettes avec différentes longueurs et différents pourcentages de fibres .....	81
Figure 3.15 : Cartes de localisation des événements d'EA et champs de déformation pour SA0F, SA03F24 et SA06F24.....	82
Figure 3.16 : Cartes de localisation en 2D des événements d'EA et champs de déformation pour les mélanges avec 0,3% et 0,6% de fibres avec différentes longueurs.....	83
Figure 3.17 : Surfaces de rupture de SA06F50 .....	84
Figure 3.18 : Évolution du nombre d'événements en fonction de leur énergie (aJ) à différents niveaux de chargement pour SA0F, SA03F24 et SA06F24 .....	84
Figure 3.19 : Profil d'ouverture des fissures selon y à différents niveaux de chargement pour SA0F (a), SA03F24 (b) et SA06F24 (c).....	85
Figure 3.20 : Distribution des événements d'EA en fonction de x pour les mélanges avec différents pourcentages de fibres de lin.....	86
Figure 3.21 : Largeur de la FPZ pour les mélanges avec différents pourcentages et longueurs de fibres .....	86
Figure 3.22 : Évolution de la AF et de la RA en corrélation avec la force pour (a) SA0F, (b) SA03F24 et (c) SA06F24. ....	87
Figure 3.23 : Évolution de AF en fonction de RA pour SA0F, SA03F24 et SA06F24. ....	88
Figure 3.24 : Courbes force - flèche des bétons de terre avec différents pourcentages de fibres à 28 et 180 jours.....	90
Figure 3.25 : Effet du temps de cure et du pourcentage et de la longueur des fibres de lin sur la résistance à la flexion et le module élastique du béton de terre à l'âge de 28 et 180 jours.....	91
Figure 3.26 : Corrélation entre la force, le nombre cumulé et l'amplitude des signaux pour SA0F, SA03F12 et SA06F12 du béton de terre à l'âge de 28 et 180 jours .....	92
Figure 3.27 : Nombre des signaux d'EA générés pour les éprouvettes avec différentes longueurs et pourcentages de fibres à 28 et 180 jours.....	92
Figure 3.28 : Effet des fibres et du temps de cure sur l'énergie de rupture et l'énergie acoustique .....	93
Figure 4.1 : Comparaison des résultats des isothermes de sorption-désorption (à 20°C) des matériaux (Laborel-Préneron et al., 2018).....	96

---

Figure 4.2 : (a) Suivi de la conductivité électrique et (b) du pH d'un sol traité avec 4 et 7% de chaux (Sudhakar and Shivananda, 2005).....	97
Figure 4.3 : Conductivité hydraulique en fonction du nombre de cycles pour le sable-20% bentonite (a) et 50 % de bentonite (b) stabilisé (Akcanca and Aytakin, 2014).....	98
Figure 4.4 : Evolution du retrait de dessiccation de différents mélanges de pisé et d'un béton ordinaire en fonction du temps (Woyciechowski et al., 2017) .....	99
Figure 4.5 : Effet de l'absorption d'eau sur l'adhérence des agrégats ou des fibres avec la terre (Segetin et al., 2007).....	100
Figure 4.6 : Mesure de la vitesse d'impulsion ultrasonique (calibration et mesure) (Ngo, 2017)	102
Figure 4.7 : Dispositif de mesure du retrait .....	102
Figure 4.8 : Géométrie des éprouvettes prismatiques et position des capteurs d'EA .....	103
Figure 4.9 : Courbes contrainte-déformation des éprouvettes de béton de terre conservées à 50% et 90% d'HR pour SA0F, SA03F et SA06F à l'âge de 28 jours et 180 jours.....	103
Figure 4.10 : Résistance maximale et module d'élasticité des éprouvettes de béton de terre conservées à 50% et 90% d'HR pour SA0F, SA03F et SA06F à l'âge de 28 et 180 jours.....	104
Figure 4.11 : Photos des éprouvettes avant l'essai de compression pour SA0F, SA03F et SA06F conservées à 50% d'HR à l'âge de 28 et 180 jours .....	105
Figure 4.12 : Évolution de la vitesse des ondes ultrasonores en fonction du temps .....	106
Figure 4.13 : Champs de déformation selon x pour SA0F, SA03F et SA06F conservées à 50 % et 90 % d'HR à différents niveaux de chargement. ....	107
Figure 4.14 : Évolution de la largeur des fissures pour (a) SA0F et (b) SA06F à 50% et 90% d'HR .....	108
Figure 4.15 : (a) évolution du retrait total, du retrait endogène et de la perte de masse en fonction du temps et (b) évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte de masse pour SA0F et SA06F.....	109
Figure 4.16 : (a) Nombre cumulé des signaux d'EA en corrélation avec le retrait en fonction du temps et (b) nombre cumulé des signaux en fonction du retrait total pour SA0F et SA06F. ....	110
Figure 4.17 : Énergie acoustique cumulée en corrélation avec l'amplitude des signaux d'EA et le retrait en fonction du temps pour SA0F et SA06F.....	111
Figure 4.18 : Évolution de la valeur $I_b$ pendant le retrait de dessiccation.....	112
Figure 4.19 : Schéma de mesure de la montée capillaire .....	114
Figure 4.20 : Photos des phases de séchage/humidification pendant les cycles .....	114
Figure 4.21 : Dispositif de mesure du pH et de la CE.....	115

---

Figure 4.22 : Evolution de la masse des éprouvettes (a) et du coefficient d'absorption d'eau en fonction du temps d'immersion dans l'eau (b) .....	116
Figure 4.23 : Photographies des éprouvettes avant le début des cycles d'humidification pour SA0F, SA03F et SA06F .....	117
Figure 4.24 : (a) Perte et gain de masse des éprouvettes par rapport à la masse initiale au début des cycles d'humidification/séchage (b) moyenne de gain et de perte de masse durant les cycles pour SA0F, SA03F et SA06F .....	118
Figure 4.25 : Perte (séchage) et gain (humidification) de masse des éprouvettes par rapport à la masse initiale au début des cycles d'humidification/séchage .....	118
Figure 4.26 : Evolution de la masse des éprouvettes pour les cycles 11, 16 et 23 en fonction du temps d'humidification et de séchage .....	119
Figure 4.27 : Evolution de la masse des éprouvettes pour les cycles 11, 16, 17, 23 et 25 en fonction du temps d'humidification .....	119
Figure 4.28 : Evolution de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores en fonction du nombre des cycles d'humidification/séchage et comparaison avec la vitesse des éprouvettes témoins...	120
Figure 4.29 : Evolution du pH et de la CE en fonction du nombre des cycles d'humidification/séchage et comparaison avec les valeurs des éprouvettes témoins .....	121
Figure 4.30 : (a) Evolution des courbes contrainte- déplacement (b) Module d'Young et résistance maximale à la compression pour SA0F, SA03F et SA06F avec et sans cycle .....	122
Figure 4.31 : Champs de déformation selon x pour SA0F, SA03F et SA06F sans cycle et à la fin des cycles .....	123
Figure 4.32 : Corrélation entre la contrainte et le nombre cumulé des signaux pour SA0F, SA03F et SA06F sans cycle et à la fin des cycles.....	124
Figure 4.33 : Corrélation entre la contrainte, l'énergie absolue cumulée et l'amplitude des signaux pour SA0F, SA03F et SA06F sans cycles et à la fin des cycles .....	125

---

---

## Introduction Générale

---

Au cours des dernières décennies, une grande quantité de ressources naturelles a été consommée par le secteur de la construction. De plus, 40% de l'énergie mondiale est consommée par le secteur des bâtiments (UN, 2010) et ce pourcentage augmente chaque année (WEO, 2009). Ceci a un impact significatif sur l'environnement et participe au changement climatique (Llatas, 2011). L'utilisation des matériaux ayant un faible impact environnemental peut contribuer à la réduction de la consommation énergétique dans le secteur de la construction. Le choix des matériaux et des modes constructifs peut entraîner une réduction de 17% de la consommation énergétique d'un bâtiment et de 30% les émissions de CO<sub>2</sub> (Thormark, 2006). L'énergie utilisée pour le transport des matériaux de construction est un des facteurs qui peut affecter les performances environnementales de ce matériau (Berge, 2009).

Le béton de terre est un matériau ayant une faible consommation d'énergie, surtout pendant le processus de production, car il est constitué de matières premières locales, naturelles et présente de bonnes propriétés hygrothermiques (Van Damme and Houben, 2016). Les sols utilisés dans la construction en terre sont situés immédiatement sous la couche organique du sol. De plus, les déchets de la construction en terre stabilisée ou non peuvent être réutilisés dans le même type de construction. Une comparaison entre la quantité d'émission de dioxyde de carbone des blocs de terre avec d'autres matériaux de construction utilisés dans la maçonnerie a montré que les blocs de terre présentent les meilleures performances environnementales (Morton et al., 2005). Shukla et al. (Shukla et al., 2008) ont mesuré une énergie intrinsèque de 4,75 GJ / m<sup>2</sup> dans les bâtiments en adobe indiquant une réduction de 100 tonnes de CO<sub>2</sub>/ an. L'énergie incorporée dans les murs en pisé stabilisés au ciment augmente de manière linéaire avec l'augmentation de la teneur en ciment et se situe dans la plage de 0,4 à 0,5 GJ / m<sup>3</sup> pour une teneur en ciment de l'ordre de 6 à 8% (Reddy and Kumar, 2010). L'utilisation de 9% de ciment pour la stabilisation de la terre battue permet une augmentation de 26 à 70 kg du CO<sub>2</sub>, ce qui augmente son impact sur l'environnement (Reddy and Kumar, 2010). Néanmoins, les blocs de terre stabilisés sont plus écologiques que les briques cuites en terme de consommation d'énergie et de facilité de fabrication (Zami and Lee, 2010a). De plus, les constructions en terre stabilisées ont de bonnes performances face à l'eau et équilibrent l'humidité relative de l'environnement avec celle dans les pores à l'intérieur du matériau (Allison and Hall, 2010; Berge, 2009). Elles sont plus efficace pour régler l'humidité de l'air intérieur responsable de l'apparition de moisissures pouvant déclencher des maladies asthmatiques (Howieson, 2005; Morton, 2008). Par exemple, les blocs de terre sont capables d'absorber 10 fois plus d'humidité (en poids) que les briques de céramique (Minke, 2000).

D'après le laboratoire français CRATerre, 30% de la population mondiale vit actuellement dans des habitations à base de terre. La plupart de ces constructions sont situées dans les pays les moins développés. Cependant, ce type de construction est également disponible en Allemagne, en France et au Royaume-Uni, avec plus de 500 000 logements. La construction en terre a également considérablement augmenté aux États-Unis, au Brésil et en Australie, principalement en raison des programmes de construction durable, dans lesquels la construction en terre a un rôle très important.

Différents modes de construction à base de terre crue ont été considérés durant les années. Cette variabilité des techniques utilisées est due à la diversité des cultures et des matériaux naturels locaux présents sur site. En France, plusieurs techniques sont encore pratiquées comme le torchis (ossature en bois et remplissage à base de terre) (Graham, 2004), la bauge (construction monolithique de la terre mélangée à des fibres animales ou végétales sans aucun coffrage ni support) (Quagliarini et al., 2010), le pisé (ressemble à celui de la bauge mais en utilisant des coffrages traditionnels) et l'adobe (brique en terre crue) (Quagliarini and Lenci, 2010).

L'utilisation des anciennes techniques de construction de terre crue semble plus ou moins difficile à appliquer de nos jours à cause des efforts « manuels » émis lors de la mise en œuvre. De plus, l'utilisation de la terre seule comme liant aboutit à de faibles résistances au changement de température et d'humidité. La construction en terre est considérée comme économique (Zami and Lee, 2010b). Cependant, ceci ne peut pas être une vérité garantie puisqu'une construction économique dépend non seulement du coût des matériaux utilisés mais aussi du coût de la main-d'œuvre, de la technique de construction, du processus de stabilisation, de la durabilité et des besoins de réparation. Ces aspects varient selon les pays. Pour les pays les moins développés, le rapport coût / efficacité ne dépend pas du coût de la main-d'œuvre mais plutôt de la quantité et la nature des liants utilisés dans le processus de stabilisation. Dans les pays les plus développés, c'est l'inverse (Williams et al., 2010) ; d'où la nécessité d'avoir un matériau économique, durable, qui répond à la demande du marché avec une technique de construction courante. Pour toutes ces raisons, la fabrication d'un béton de terre facilement utilisable et qui peut être coulé comme des bétons ordinaires, avec des propriétés rhéologiques, thermiques, acoustiques et mécaniques acceptables et tout en respectant l'idée initiale d'un matériau écologique et économique est indispensable.

Le béton de terre étudié dans cette thèse est un matériau à base d'un sol traité et peut être créé sur place en utilisant la terre excavée localement dans des régions disposant de peu de ressources naturelles. Il peut être utilisé pour construire des murs porteurs ou des dalles pour de petites structures ou pour des éléments non structurels et des enduits d'une épaisseur moindre.

Les sols sont issus de la désagrégation chimique et mécanique des roches, ils sont constitués de divers minéraux et classifiés selon leur granulométrie (Atkinson, 2007). Souvent les sols traités par des liants ont une granulométrie inférieure à 2 mm (sable, limon et argile). La résistance d'un béton de terre augmente avec le diamètre des particules du sol (Akin, 2016). Ceci est vrai si le sol est composé de sable mais ce n'est pas le cas pour les sols cohésifs qui contiennent un pourcentage important d'argile (Shakhmenko and Birsh, 1998). Vu l'importance des particules fines, un focus sur leur effet est important lors de l'étude des bétons de terre

Les argiles sont de la famille des minéraux « silicates ou plus précisément les aluminosilicates » du sous-groupe des phyllosilicates dont les particules sont inférieures à 2  $\mu\text{m}$  (Caillère et al., 1982). Les phyllosilicates se présentent sous forme des feuillets ou plaques très fines développées dans un plan de l'espace (Bouchet et al., 2000). Selon la combinaison entre les couches tétraédriques (T) et octaédriques (O), les argiles peuvent être classées dans 3 grandes familles. Les argiles les plus couramment présentes dans les sols sont les kaolinites (T-O), les illites et les smectites (T-O-T). La kaolinite présente des propriétés stables par rapport à d'autres familles d'argile car la liaison



entre ces feuillets est suffisamment forte pour empêcher l'adsorption d'eau interfoliaire (pas de gonflement) (Hibouche, 2013). La famille des illites et des smectites est caractérisée par la présence des cations dans leur espace interfoliaire qui assure la liaison entre les feuillets. Dans le cas des illites, les cations présents sont les ions potassium  $K^+$  qui assurent une liaison assez rigide et empêchent le gonflement. Les smectites et plus précisément les montmorillonites ont un espace interfoliaire qui varie selon les ions (le sodium  $Na^+$ , le calcium  $Ca^{2+}$  et en petite quantité le magnésium  $Mg^{2+}$ ). La liaison est considérée très faible ce qui permet l'adsorption de nouveaux cations et des quantités d'eau très importantes responsables du gonflement (Fontaine, 2014). La présence de la montmorillonite dans le béton de terre peut affecter sa résistance et sa durabilité, d'où l'intérêt d'étudier son effet si elle se retrouve en grande quantité dans les sols à valoriser.

Le béton de terre est un matériau vulnérable, principalement lorsqu'il est en contact avec l'eau. L'utilisation du ciment et d'autres liants est une pratique courante et a été recommandée par de nombreux chercheurs afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques et la durabilité (Carmen Jiménez and Guerrero, 2006). La stabilisation ou le traitement des sols a d'abord été réalisé avec de la chaux puis avec du ciment et d'autres matériaux pouzzolaniques (cendres volantes, fumée de silice, géopolymère, etc.) ou même avec un mélange de plusieurs liants (Laborel-Préneron et al., 2016; Taallah and Guettala, 2016). Le traitement de l'argile à la chaux est principalement responsable de l'amélioration de la maniabilité du sol, de l'augmentation des limites plastiques et de la réduction du changement de volume des argiles (Lemaire et al., 2013). La chaux augmente aussi la durabilité du sol en contact avec l'eau en diminuant la perméabilité (Andavan and Pagadala, 2020; Parracha et al., 2019). Les effets à long terme de la chaux sont généralement associés aux réactions pouzzolaniques et à la carbonatation qui permettent d'augmenter la cohésion et la résistance (Boardman et al., 2001). La stabilisation avec le ciment a un effet rapide sur la liaison entre les particules. Pour obtenir une liaison efficace, les particules de ciment doivent recouvrir la plupart des particules pour pouvoir remplir le vide entre les particules de sol (Afrin, 2017). La prise du ciment enfermera le sol comme une colle sans changer sa structure. Cette stabilisation est utilisée pour améliorer les propriétés mécaniques et la durabilité du béton de terre grâce aux réactions d'hydratation (Kumar and Gupta, 2016; Le Runigo et al., 2011). Les propriétés rhéologiques et mécaniques des bétons de terre varient selon différents facteurs : le pourcentage et la famille d'argile, la granulométrie du sol, le pourcentage et le type du liant et son interaction avec l'argile, la quantité d'eau ajoutée et la mise en œuvre (Porbaha et al., 2000).

Le béton de terre peut être considéré comme un matériau alternatif, respectueux de l'environnement et une solution acceptable dans le cas des structures qui ne nécessitent pas de hautes performances mécaniques (Kouta et al., 2019a). L'utilisation d'un béton de terre stabilisé par des liants hydrauliques et coulé comme un béton ordinaire est ainsi proposée dans cette étude. Cependant, la présence d'une grande quantité de particules fines le rend très sensible aux différents types de retrait qui peuvent induire des fissurations et affecter sa résistance et sa durabilité (Kanema, 2017). L'ajout de fibres au mélange peut être ainsi intéressant (Kouta et al., 2020a, 2020b, 2018). Les fibres naturelles sont largement utilisées dans les bétons de terre. L'utilisation de fibres naturelles/végétales au lieu de fibres artificielles peut réduire le poids, le coût et la consommation d'énergie (Momoh and Osofero, 2019). De plus, ces fibres biodégradables et non toxiques sont

connues pour leurs bonnes propriétés d'isolation thermique et acoustique (Benmansour et al., 2014; Momoh and Osofero, 2019).

Dans cette étude, des fibres de lin ont été utilisées. Les fibres de lin sont naturelles, écologiques, sans effet nocif sur l'environnement même après leur dégradation et ont un avantage économique par rapport aux fibres synthétiques. Ces fibres sont flexibles en raison du rapport longueur/diamètre élevé et présentent une bonne résistance à la traction et une bonne adhérence au béton (Page et al., 2017).

Ces dernières années, les chercheurs se sont concentrés sur la caractérisation des propriétés mécaniques, physiques et thermiques de la terre stabilisée dans le domaine de la construction (Laborel-Préneron et al., 2016). L'effet des différents pourcentages et types de liants hydrauliques et argiles a été aussi largement étudié (Bouasker et al., 2014). Par contre, peu de recherches ont étudié le comportement du béton de terre au jeune âge et l'effet des fibres sur le comportement mécanique et la durabilité (Kanema et al., 2016).

Pour cela, cette thèse comporte 4 chapitres :

L'objectif du premier chapitre est d'étudier le comportement des bétons de terre au jeune âge. Les matériaux à base de terre présentent un taux de retrait élevé au jeune âge en raison de la présence des particules fines et par conséquent une sensibilité à la fissuration en raison de sa résistance relativement faible (Eid et al., 2015a; Kanema et al., 2016). Ces fissures apparaissent si les contraintes de traction causées par le retrait restreint dépassent la contrainte maximale du béton (Saliba et al., 2011; Sayahi, 2016) et peuvent affecter la durabilité à long terme du béton en plus du problème esthétique (Branston et al., 2016; Slowik et al., 2008). Les fissurations dues au retrait plastique dépendent des conditions environnementales dans lesquelles le béton est conservé après son coulage, de la géométrie de la structure et de la composition du matériau (Bertelsen et al., 2020). L'ajout de fibres est une technique efficace pour contrôler l'initiation et la propagation des fissures au jeune âge (Bertelsen et al., 2020). L'ajout de fibres permet de réduire le retrait plastique, de disperser les fissures, d'améliorer la capacité de déformation, de réduire la ségrégation des agrégats et d'augmenter la résistance à la traction et la ductilité du béton au jeune âge en fournissant des forces de pontage à travers les fissures (Bayasi and McIntyre, 2002; Imanzadeh et al., 2020). L'effet des différents pourcentages et longueurs des fibres de lin a été étudié. Les principaux mécanismes de retrait plastique qui entraînent le changement volumique sont le tassement des particules solides, l'évaporation et la capillarité (Kayondo et al., 2019; Saliba et al., 2011). La perte de masse, la pression capillaire, le changement volumique et la distribution du réseau poreux ont été évalués. La sensibilité à la fissuration a été aussi étudiée selon la norme ASTM C1579 (ASTM C1579-13, 2013; Kayondo et al., 2019).

Dans les chapitres deux et trois, le comportement à la rupture en compression et en flexion et l'effet de l'ajout des fibres ont été analysés. Des techniques pointues comme l'émission acoustique et la corrélation d'images ont été utilisées pour mieux comprendre les mécanismes de rupture. La rupture fragile et les faibles performances du béton de terre justifient l'utilisation des fibres qui confèrent au béton une meilleure résistance et ductilité (Sta and Mier, 2007). En effet, les fibres permettent de ponter les surfaces de la fissure et d'augmenter la résistance à l'ouverture de la fissure en absorbant l'énergie due aux mécanismes de frottement (Sta and Mier, 2007). Le processus de

rupture du béton renforcé présente différents mécanismes tels que la rupture de la matrice, la déformation plastique induite par le décollement de l'interface entre la matrice et les fibres et la rupture des fibres (Pemberton et al., 2011).

Dans le quatrième chapitre, la durabilité ou la capacité des constructions en béton de terre à résister aux intempéries a été évaluée (Van Damme and Houben, 2016). Les cycles de séchage et d'humidification sont responsables de la dégradation des bétons de terre et les fibres naturelles (Laborel-Préneron et al., 2016). L'eau permet la cohésion du matériau par des effets de succion, et agit également comme un tampon pour amortir les variations de température par des phénomènes de changement de phase liquide/vapeur en augmentant ainsi l'inertie thermique du matériau (Champiré et al., 2016). Dans le cas des constructions exposées comme par exemple à la pluie, l'eau peut avoir un effet néfaste et peut entraîner l'érosion, la perte de cohésion entre les particules et la dégradation de la surface du béton de terre en plus du changement volumique (Laborel-Préneron et al., 2016). Le retrait de dessiccation ne se limite pas à court terme puisque le processus de séchage continue au cours du temps et peut induire des microfissurations et dans certains cas de l'écaillage à la surface du béton de terre. L'ampleur de ce phénomène dépend en grande partie de la présence d'argile (type, quantité), de la granulométrie du sol et des changements de la teneur en eau (Latha and Reddy, 2016; Lura et al., 2009). Des essais de cycles d'humidification/séchage et des essais de retrait à long terme ont été réalisés avec en parallèle un suivi de la perte de masse. Pour mieux comprendre les mécanismes de dégradation, ces essais ont été aussi suivis avec la technique d'émission acoustique.



---

## Table des matières

Chapitre 1 - Comportement du béton de terre au jeune âge .....	6
1.1. Définition du retrait .....	6
1.2. Mécanismes de retrait plastique .....	8
1.3. Effets des fibres sur les propriétés des bétons de terre au jeune âge .....	12
1.3.1. Fibres naturelles .....	12
1.3.2. Effet des fibres sur la densité .....	14
1.3.3. Effet des fibres sur la rhéologie à l'état frais et la prise .....	15
1.3.4. Effet des fibres sur le retrait plastique .....	15
1.4. Programme expérimental.....	17
1.4.1. Matériaux .....	17
1.4.1.1. Le sol .....	17
1.4.1.2. Les liants hydrauliques .....	18
1.4.1.3. Adjuvant .....	18
1.4.1.4. Fibres de lin .....	18
1.4.2. Formulation des bétons de terre .....	20
1.4.3. Méthodes expérimentales .....	21
1.4.3.1. Essai d'affaissement et air occlus .....	21
1.4.3.2. Mesure du retrait longitudinal.....	22
1.4.3.3. Mesure de la perte de masse .....	22
1.4.3.4. Mesure de la pression capillaire.....	22
1.4.3.5. Mesure de la température .....	23
1.4.3.6. Retrait empêché et fissuration.....	23
1.4.3.7. Porosimétrie au mercure.....	24
1.4.4. Corrélation d'images numériques.....	25
1.4.4.1. Principe de la corrélation d'images .....	25
1.4.4.2. Montage expérimental.....	26
1.5. Résultats et discussions .....	26
1.5.1. Propriétés du béton à l'état frais .....	26

1.5.2.	Résultats du retrait plastique .....	27
1.5.3.	Porosimétrie par intrusion de mercure .....	31
1.5.4.	Fissuration par retrait plastique .....	32
1.6.	Conclusions .....	35

---

# Chapitre 1 - Comportement du béton de terre au jeune âge

---

Le béton de terre est composé d'un sol stabilisé par un ou plusieurs liants hydrauliques et souvent utilisé sous forme compacte. Dans le cas d'un béton de terre coulé, l'étude des propriétés au jeune âge présente une combinaison des propriétés d'un béton classique et d'un sol, autrement dit, d'un béton avec un grand pourcentage de fines et un faible pourcentage de ciment. Ces particules fines peuvent entraîner un taux de retrait important au jeune âge et par conséquent des fissurations qui peuvent affecter le comportement mécanique ainsi que la durabilité et la fonctionnalité des bétons de terre. Une meilleure compréhension des différents mécanismes physiques est ainsi indispensable pour comprendre le comportement de ces matériaux au jeune âge.

L'objectif de ce chapitre est d'étudier plus particulièrement l'effet du pourcentage et de la longueur des fibres de lin sur le comportement du béton de terre au jeune âge. Tout d'abord, une étude bibliographique est présentée. Ensuite, les matériaux et les formulations utilisés tout au long de la thèse sont exposés. Puis, le programme expérimental pour l'étude du comportement du béton de terre au jeune âge est détaillé. Les résultats concernant les propriétés du béton de terre au jeune âge, l'évolution du retrait plastique horizontal, le taux d'évaporation et la pression capillaire sont exposés. Finalement, l'effet des fibres sur la fissuration due au retrait plastique est aussi étudié en se basant sur la technique de traitement d'images.

## 1.1. Définition du retrait

Le retrait est la diminution du volume d'un matériau, due principalement au séchage ou à d'autres facteurs, selon la nature du matériau étudié. Dans les sols, le retrait est produit à cause de la dessiccation (perte d'humidité). En effet, le sol est un milieu poreux constitué de vides qui peuvent être remplis d'air ou d'eau. Ces vides sont entourés par une matrice solide d'un mélange d'éléments minéraux. Le gaz et le liquide peuvent librement circuler et échanger avec le milieu extérieur provoquant la déshydratation du matériau.

Pour les matériaux cimentaires, la dessiccation n'est pas la seule raison responsable du retrait. Le retrait du béton tout au long de sa vie peut être causé par le séchage, l'hydratation, la carbonatation et d'autres mécanismes (Esping, 2007). Chacun de ces phénomènes se déclenche dans un intervalle de temps différent. Le retrait total du béton peut être divisé en deux phases (Figure 1.1). La première phase représente le retrait au jeune âge, composé du retrait plastique et endogène, qui s'initialise dès les premières heures après le coulage et dure 24 h. Le retrait plastique se produit à cause d'une perte excessive de l'eau suite à une évaporation ou à un séchage rapide du béton en phase plastique et est d'autant plus prononcé lorsque la surface du béton est importante. Le retrait endogène se produit sans échange d'humidité avec le milieu extérieur et est la conséquence macroscopique du retrait d'auto-dessiccation et du retrait chimique (contraction de le Chatelier) qui est une variation du volume absolu lié à la différence entre le volume molaire des produits des réactions d'hydratation et celui des réactifs (Le Chatelier, 1887; Sivakumar and Santhanam, 2006).

Le retrait endogène est presque négligeable au début puisqu'à ce moment-là le ciment n'est pas totalement hydraté et la contraction est compensée par un réarrangement granulaire. Après la prise, le ciment continue à s'hydrater ce qui assèche le réseau poreux et crée une dépression et donc un retrait dit d'auto-dessiccation. Le retrait thermique est dû au retour à la température ambiante des pièces massives en béton après le réchauffement lié au caractère exothermique des réactions d'hydratation.

Le retrait du béton à long terme (après les premières 24 heures) est dû au retrait endogène et au retrait de dessiccation lié au départ d'eau des pores capillaires et des pores du gel de la pâte cimentaire à l'état durci et constitue une continuité du retrait plastique (Turcry, 2004). Les mécanismes d'origine sont complexes comme les dépressions capillaires qui peuvent être associées à la pression disjonctive et les tensions de surface et dépendent de plusieurs paramètres comme les conditions d'humidité relative et le gradient hydrique dans le matériau. Le retrait de dessiccation est lent avec une amplitude plus faible que le retrait plastique. En effet, l'eau est présente en moins grande quantité et le squelette solide l'emprisonne et ralentit ainsi son évaporation. De ce fait, pour des pièces très épaisses, le temps de séchage peut se chiffrer en centaines d'années. La diffusion du dioxyde de carbone par le réseau poreux est aussi responsable du retrait de carbonatation.

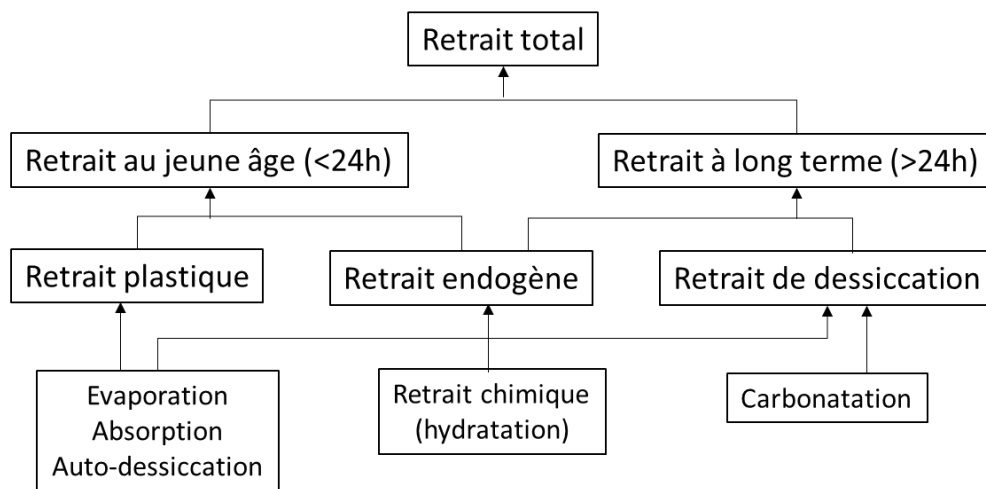


Figure 1.1 : Mécanismes de retrait dans les matériaux cimentaires (Esping, 2007; Sayahi, 2016)

Lorsque les contraintes de traction induites par le retrait dépassent la contrainte maximale du béton à un certain âge, la rupture peut avoir lieu (Figure 1.2). Cette rupture se manifeste par l'apparition des fissures qui provoquent une discontinuité et une perte de résistance du matériau déjà durci. Ces fissures sont dangereuses car elles peuvent affecter la durabilité, la serviabilité et même l'esthétique (Combrinck and Boshoff, 2013; Sivakumar and Santhanam, 2006). Plusieurs paramètres peuvent augmenter ou diminuer le risque de fissuration. Pour le sol, la dessiccation dépend généralement de ses propriétés, de sa microstructure (taille des pores, répartition...) et de son comportement en cas de drainage. Cependant, les paramètres qui affectent le retrait du béton sont : le type de ciment, le type et le pourcentage des fibres, le rapport eau sur ciment, la présence d'adjuvant, la granulométrie, la teneur en fines, les conditions ambiantes et le rapport entre la surface et le volume du béton (Combrinck and Boshoff, 2013; Lura et al., 2007). Les fissures induites par le retrait



plastique commencent à la surface et se développent à l'intérieur du béton. Elles sont souvent sous forme parallèle ou sous forme de maille. Au contraire, les fissures induites par le retrait endogène se propagent habituellement uniformément à travers la membrane du béton (Slowik et al., 2008).

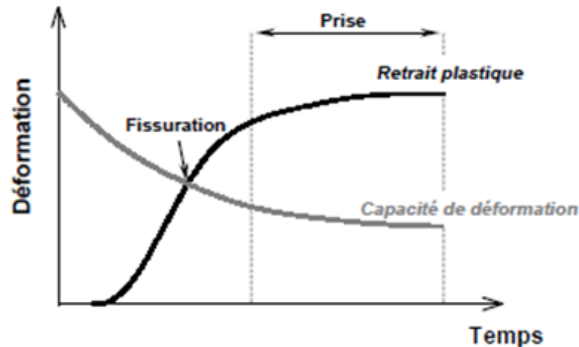


Figure 1.2 : Fissuration à l'état frais, en terme de retrait et capacité de déformation (Turcry, 2004)

Les préjudices sont surtout provoqués par le retrait plastique où les phénomènes physico-chimiques dans le béton sont les plus prononcés. De plus, la résistance étant faible, la fissuration est facilement amorcée.

## 1.2.Mécanismes de retrait plastique

Le béton passe par trois états différents durant les premières 24 h après le coulage (Esping, 2007). La première phase est l'état plastique qui suit le coulage où le béton est encore liquide, plastique et, viscoélastique, pendant laquelle aucune réaction chimique n'a lieu (phase dormante) et le mécanisme de retrait est parfaitement physique à cause de l'évaporation de l'eau. La deuxième phase est l'état semi-plastique qui commence avec le début de la prise du béton (formation d'un squelette rigide). La troisième phase est l'état rigide qui commence après le temps de fin de prise finale. Dans cette phase, la chaleur d'hydratation atteint son maximum et la résistance du béton continue à augmenter. Le début du retrait plastique diffère selon la nature du béton selon l'ACI 305R (ACI 305R-99, 1999). Pour les bétons classiques, une fine couche d'eau de ressuage couvre la surface. Pour les bétons avec un faible rapport eau sur ciment ou les bétons avec une quantité élevée de fines, comme dans le cas des bétons de terre, le taux de ressuage est très faible à cause de la grande absorption d'eau par le matériau. Ainsi, l'eau ne s'accumule pas à la surface du béton et le retrait commence dès les premiers moments (Esping, 2007).

Le phénomène de retrait plastique du béton frais est illustré en détails dans la Figure 1.3. Après le coulage, les particules solides s'agrègent vers le bas en forçant l'eau dans les pores à monter à la surface. Lors de cette phase, le système de pores sera complètement rempli d'eau et, en même temps, une perte d'eau se produit en raison de l'évaporation ou de l'absorption par les fines. Dès que la vitesse d'évaporation dépasse la vitesse de la remontée de l'eau, la couche d'eau à la surface (si elle est présente) disparaît.

Des ménisques d'eau se forment ainsi dans les pores à cause des forces d'adhérence et de la tension à la surface (Esping, 2007). À ce moment précis, une dépression capillaire se produit dans le système de pores du béton entraînant le retrait du béton en phase plastique. L'espace entre les particules diminue progressivement avec la diminution des rayons des ménisques entraînant ainsi une accumulation supplémentaire de la pression négative (Slowik et al., 2008). La pression capillaire provoque à son tour un tassement du béton (Lura et al., 2007).

Pendant la dernière phase, le squelette solide est assez rigide pour résister à la déformation verticale ou le tassement du béton. Les ménisques atteignent un rayon minimal et la rupture du pont liquide se produit afin de minimiser la surface de l'interface liquide-gaz (Slowik and Schmidt, 2010). À ce moment, la pression capillaire passe soudainement à zéro, car les pores ne sont plus complètement remplis d'eau (Slowik and Schmidt, 2010). Cela facilite donc la pénétration de l'air dans le système poreux en commençant par les pores les plus grands.

Les pores vides présents à la surface du béton sont considérés comme des points faibles à l'origine de la localisation des contraintes. Dans le cas du retrait empêché, ces pores entraînent des fissures, qui s'initialisent à la surface et se propagent vers l'intérieur. Ce phénomène est présenté par la Figure 1.4 avec un mélange de cendres volantes et d'eau soumis au séchage (Slowik et al., 2008). La fissuration due au retrait plastique est ainsi principalement liée au taux d'évaporation de l'eau du béton, en soulignant le rôle de la pression capillaire qui est influencée par les propriétés et les caractéristiques du béton utilisé.

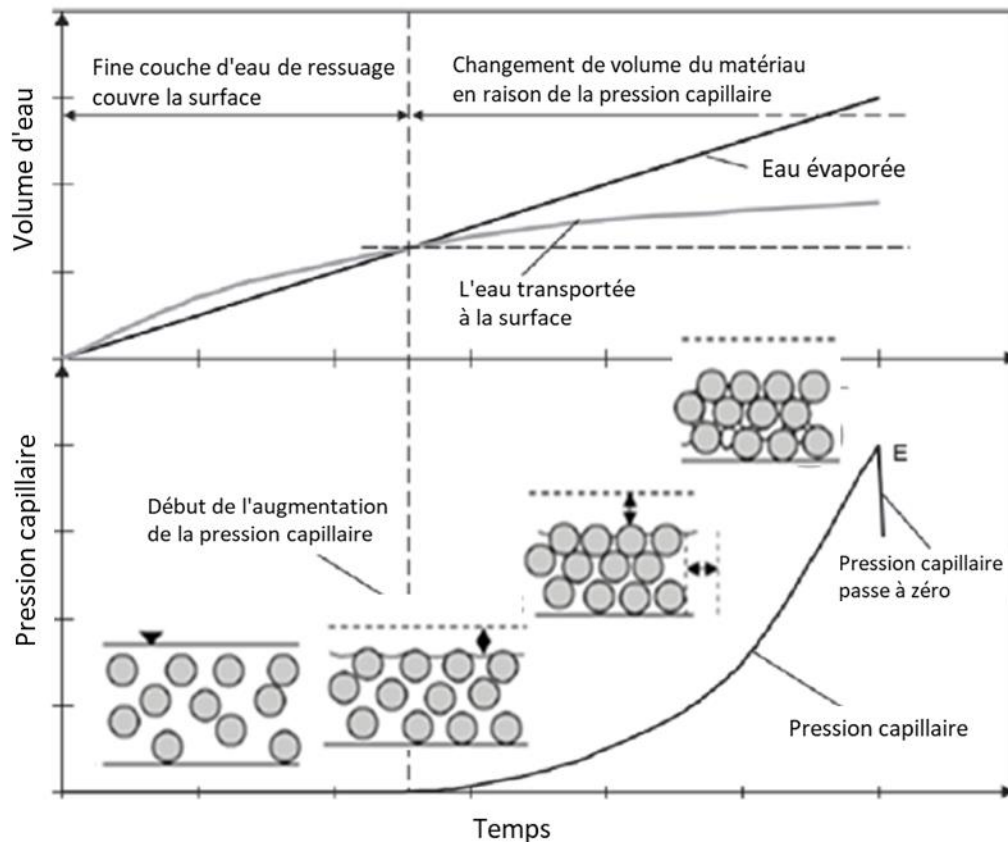
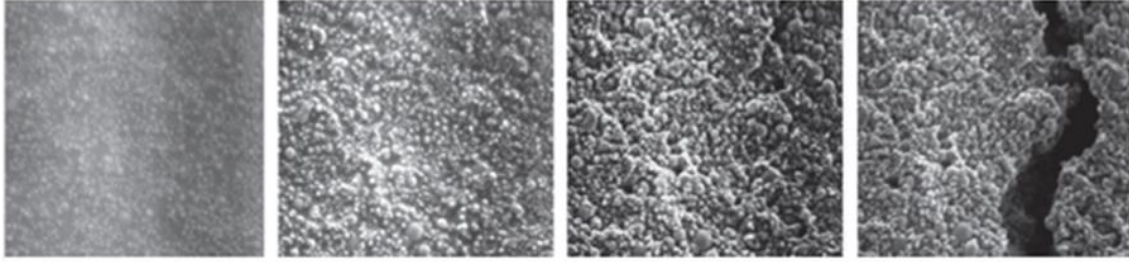


Figure 1.3 : Evolution de la pression capillaire et retrait plastique résultant (Schmidt and Slowik, 2013)



**Figure 1.4 : Images du séchage d'une suspension de cendres volantes et de l'eau obtenues par Microscope à Balayage Electronique avec un facteur d'agrandissement de 300 (Slowik et al., 2008)**

En raison de la variabilité de l'arrangement des particules dans le béton, l'entrée d'air est considérée très locale selon sa position et apparaît à des instants différents selon la taille des pores (Slowik and Schmidt, 2010). La valeur maximale de la pression capillaire est ainsi différente en fonction de l'endroit de mesure (Slowik et al., 2008).

Selon la relation de Gauss-Laplace, la pression capillaire dans le système poreux est inversement proportionnelle au rayon de courbure du ménisque (Sayahi et al., 2014) (Équation 1-1) :

$$P_c = \frac{-2\gamma_w \cos(\theta)}{R} = \frac{-2\gamma_w}{R'} \quad \text{Équation 1-1}$$

Avec  $P_c$  la pression capillaire dans le liquide interstitiel (Pa),  $R$  le rayon de courbure du ménisque en cas de mouillage complet ( $\theta = 0$ ) (m),  $R'$  le rayon de courbure du ménisque pour un angle de mouillage arbitraire ( $\theta > 0$ ) ( $R' = \cos(\theta)/R$ ) (m),  $\gamma_w$  la tension de surface du liquide interstitiel (0,073 N / m pour l'eau) et  $\theta$  l'angle de mouillage (deg).

En 1960, Powers (Powers, 1960) a établi une équation pour le calcul de la pression capillaire maximale qui a été modifiée par Cohen et al (Cohen et al., 1990) (Équation 1-2). Cette équation permet de déterminer la pression capillaire maximale dans le système de pores pour un temps bien précis sans pouvoir calculer l'évolution de cette pression pour différents âges en fonction rapport W/C.

$$P_c = \frac{1 \times 10^{-3} \gamma_w S}{\frac{W}{C}} \quad \text{Équation 1-2}$$

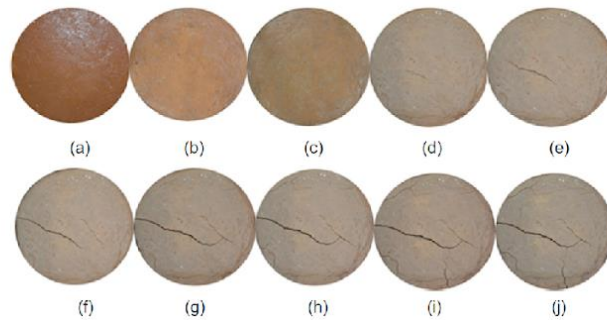
Avec  $S$  la surface spécifique de la masse du ciment ( $m^2 / kg$ ),  $W/C$  le rapport eau / ciment en masse, et la constante  $10^{-3}$  ( $kg / m^3$ ).

Cette équation montre l'effet de la grande quantité de fine (surface spécifique importante) sur le retrait plastique. La dépression capillaire augmente ainsi avec un réseau poreux plus étroit. Par conséquent, le risque de fissuration dû au retrait plastique augmente avec la quantité de matériaux fins (Löfgren et al., 2006).

Pour les sols argileux, les mêmes mécanismes peuvent être observés lors de la dessiccation des sols. Une pression négative se déclenche lors du séchage entraînant le réarrangement et le rapprochement des grains et par conséquent une diminution volumique du milieu ou un retrait. Ce

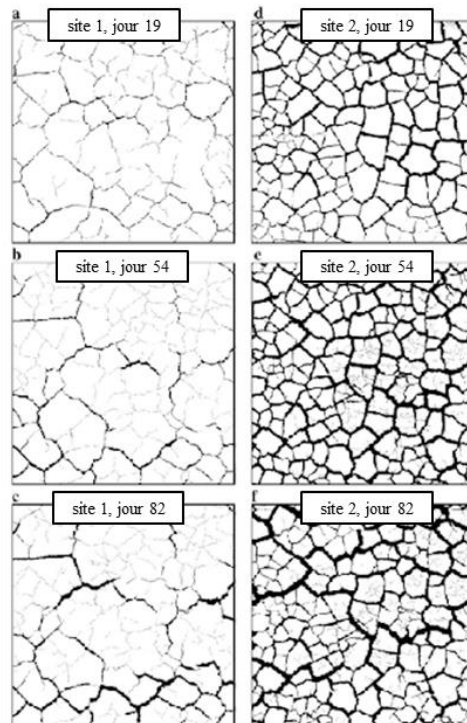
retrait induit aussi des fissurations dans le sol qui peuvent constituer des voies faciles pour les infiltrations des précipitations et le transport des contaminants.

Le retrait des sols argileux est beaucoup plus important que celui du béton. La dessiccation et la fissuration des sols argileux ont largement été étudiées dans la littérature. Le développement des fissures d'un sol limono argileux a été visualisé à des temps différents en fonction de l'évolution de la dépression capillaire (J. H. Li et al., 2017). La Figure 1.5 montre les images du développement des fissures à différents niveaux de succion durant le séchage. Aucune fissure n'a été observée à la surface de l'échantillon lorsque la succion matricielle était inférieure à 8 kPa. Avec l'augmentation de la succion, une petite fissure apparaît au milieu de la surface du sol. Lorsque la succion devient supérieure à 20 kPa, le nombre et les ouvertures des fissures augmentent brusquement formant un réseau de fissures.



**Figure 1.5 : Développement de fissures à la surface du sol lors du processus de séchage à des valeurs de succions : (a)  $\psi=0$  kPa; (b)  $\psi=1$  kPa; (c)  $\psi=6$  kPa; (d)  $\psi=8$  kPa; (e)  $\psi=12$  kPa; (f)  $\psi=20$ kPa; (g)  $\psi=50$  kPa; (h)  $\psi = 100$  kPa; (i)  $\psi = 200$  kPa; (j)  $\psi=300$  kPa (J. H. Li et al., 2017)**

Baer et al (Baer et al., 2009) ont étudié les fissures induites par la dessiccation à la surface d'un sol in situ dans un loam limoneux du Mexique (smectique fine) à deux endroits et pour trois dates d'échantillonnage par des photographies. La surface des fissures semble augmenter avec le temps pour les deux sites, ce qui a été attribué à un assèchement supplémentaire de la surface du sol avec le temps. Il ressort de ces images que l'emplacement 2 présente une plus grande surface de fissures pour toutes les dates d'échantillonnage que le site 1. Ceci est dû aux concentrations d'argile plus élevées à proximité de la surface pour le site 2. Les photographies des fissures ont été numérisées et un algorithme a été développé pour déterminer la surface de la fissure. Le site 1 a produit une surface de fissure de 7% tandis que le site 2 a produit une surface de fissure de 25% sur une période de 82 jours (Figure 1.6).



**Figure 1.6 : Images numérisées de la surface de fissuration du sol pour deux sites et trois dates après le début de l'expérience. Les régions noires sont des fissures et les régions blanches sont des zones non fissurées (Baer et al., 2009)**

### **1.3.Effets des fibres sur les propriétés des bétons de terre au jeune âge**

#### **1.3.1. Fibres naturelles**

Les fibres naturelles végétales sont composées principalement de cellulose, d'hémicellulose, de lignine, et de pectine. Les composants des fibres influencent leur propriétés physiques et leur durabilité en présence d'une solution alcaline (Bledzki, 1999). L'augmentation de la quantité de cellulose permet une augmentation de la rigidité (Bledzki, 1999). La Figure 1.7 présente la composition chimique de quelques fibres végétales. Une grande variabilité est observée pour le même type de fibre à cause des conditions de leur récolte (climat, âge, traitement...) (Bledzki, 1999).

Nature des fibres	Cellulose	Hémi-celluloses	Lignine	Pectines	Cire
Lin	64 - 85	5 - 20	0 - 5	2 - 20	1 - 2
Chanvre	58 - 85	10 - 23	3 - 6	1 - 17	1
Jute	61 - 75	11 - 15	8 - 15	0 - 1	1
Sisal	66 - 70	12	10	1 - 2	-
Coco	32 - 43	10 - 31	20 - 49	3 - 4	-

Figure 1.7 : Pourcentage massique des constituants des différentes fibres végétales (Thuault, 2011)

Ces fibres se caractérisent par une très grande longueur par rapport à leur diamètre (entre 50 et 100) (Olesen, 1999). Les fibres végétales peuvent être prises de différentes parties des plantes : des grains ou des poils séminaux (coton), du tronc ou de la tige de la plante (lin, palmier, chanvre, jute, kénaf, bambou,...), des feuilles (sisal, abaca) et des fruits comme la noix de coco (Baley, 2013). Les fibres peuvent être sous deux formes : isolée ou regroupée. La fibre seule correspond à une cellule élémentaire fibreuse, alors que dans le cas regroupé, elles forment un faisceau de fibres indiquant qu'une fibre végétale est composée des fibrilles cellulosiques (Figure 1.8) (Hepworth et al., 2000). Ces fibrilles sont disposées en spirale selon l'axe de la fibre, formant ainsi un angle, appelé angle microfibrillaire. Ce dernier avec la composition biochimique et le taux de cellulose des fibres peuvent être des paramètres très influents sur le comportement mécanique des fibres. Plus l'angle microfibrillaire est faible, plus la rigidité et la résistance mécanique sont élevées. Plus l'angle microfibrillaire est élevé, plus l'allongement à la rupture est grand (Page, 2017).

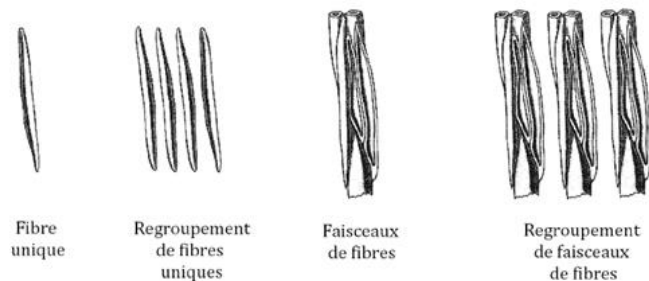


Figure 1.8 : Classification des fibres naturelles (Hepworth et al., 2000)

L'origine des bio-agrégats/fibres peut être végétale ou animale. Les produits végétaux se retrouvent dans la majorité des cas comme ajout dans le béton de terre. Les agrégats ou fibres végétaux sont regroupés en huit catégories : pailles de céréales, agrégats de bois, fibres libériennes (Aruan Efendy and Pickering, 2014), fibres de palmier (Taallah and Guettala, 2016), déchets et résidus (Villamizar et al., 2012), fibres de feuilles (Ghavami et al., 1999), fibres et copeaux de plantes aquatiques (Maddison et al., 2009) et enfin la laine (Aymerich et al., 2012a). Par exemple, les fibres libériennes comme les fibres de chanvres, jute, kénaf, lin, liane sont extraites de l'extérieur de la tige de la plante. Elles ont une bonne résistance à la traction (Aruan Efendy and Pickering, 2014), de bonnes propriétés thermiques (Kymäläinen and Sjöberg, 2008) et sont largement étudiées dans la littérature. Le chanvre constitue le sous-produit du processus de défibrage du chanvre et correspond

à la partie riche en lignine de la tige. La Figure 1.9 présente les caractéristiques physiques des fibres des différentes catégories. Le rapport Longueur/Diamètre permet le transfert des efforts entre les fibres et la matrice dans les matériaux composites à renfort de fibres discontinues (Baley, 2013).

Nature des fibres	Cellulose (%)	Angle micro-fibrillaire	Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Longueur (mm)	Rapport L/D
Lin	64 – 71	10°	5 – 40	4 – 80	2000
Chanvre	83	7,5°	10 – 60	40 – 170	3000
Jute	61 – 71	8°	25 – 200	3	110
Sisal	67 – 78	20°	7 – 27	1 – 8	170
Coco	43	45°	12 – 24	1 – 4	100

Figure 1.9 : Caractéristiques physiques des différentes fibres végétales (Baley, 2013)

### 1.3.2. Effet des fibres sur la densité

La densité des fibres et agrégats végétaux est plus petite que celle du sol. Ainsi, l’augmentation de la quantité des fibres dans le béton diminue la densité sèche du matériau (Demir, 2008; Mohamed, 2013) et améliore les caractéristiques thermiques en augmentant la porosité (Bal et al., 2012). Une teneur en coton de 40% en volume a entraîné une diminution de la densité de 29% (Algin and Turgut, 2008). Cependant, avec l’utilisation de faibles quantités de fibres (par exemple inférieures à 1% en masse), aucun changement significatif n’est observé sur la densité (Chee-Ming, 2011). La Figure 1.10 présente la densité sèche des différents bétons de terre en fonction de leur teneur en agrégats ou en fibres (Laborel-Préneron et al., 2016). Les valeurs sont classées selon la technique de fabrication. Une diminution globale de la densité avec l'augmentation de la teneur en agrégats ou en fibres est bien illustrée.

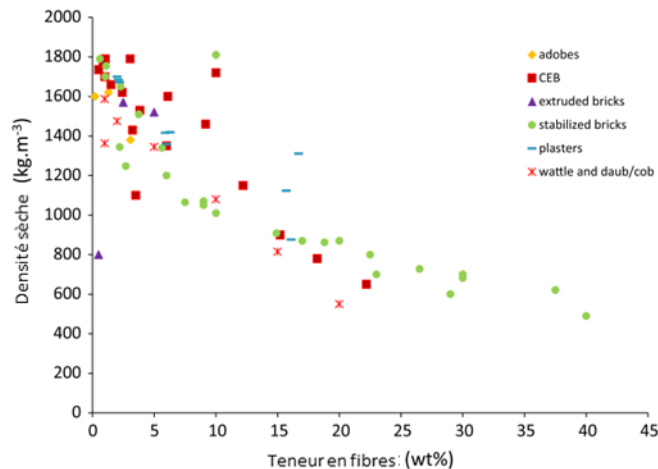


Figure 1.10: Comparaison de la densité sèche des différentes techniques de fabrication en fonction des valeurs de teneur en agrégats ou en fibres (Laborel-Préneron et al., 2016)

### **1.3.3. Effet des fibres sur la rhéologie à l'état frais et la prise**

L'ajout des fibres permet de modifier les propriétés rhéologiques du béton à l'état frais. Plusieurs paramètres influent sur la maniabilité du mélange comme la longueur, le taux d'incorporation, la rigidité, la morphologie, etc. (ACI, 1996). L'ouvrabilité du béton diminue avec le taux des fibres. Les fibres naturelles absorbent l'eau rapidement lors de son ajout ce qui conduit à une forte réduction de la maniabilité. Cependant, le mélange doit être suffisamment maniable pour la mise en œuvre. Un mélange trop raide ou trop sec pourrait conduire à un produit final insuffisamment compacté (présence de vides). A l'inverse, un mélange trop humide conduira à une diminution des résistances mécaniques. Afin d'assurer une bonne distribution des fibres et d'éviter la formation d'agglomérats de fibres, il ne faut pas dépasser un taux critique en fibres (Martinie, 2010). Le degré d'agglomération dépend du type, de la longueur et de la fraction volumique de fibres (Bentur, 2007).

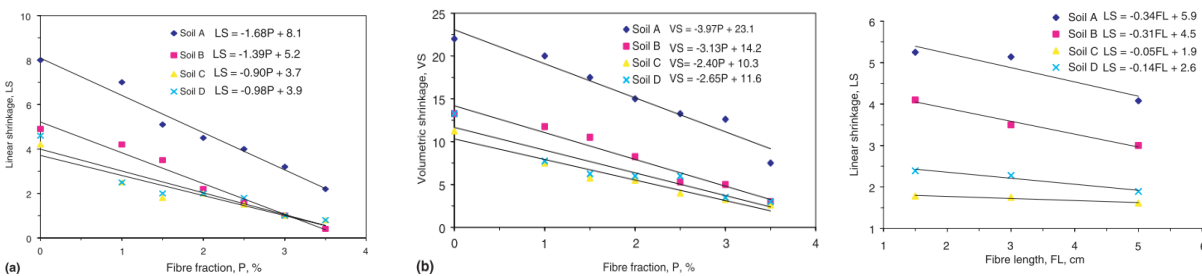
Selon la composition chimique et la teneur en glucose en solution, les fibres végétales peuvent être responsables de l'augmentation du temps de prise du béton (Biblis, 2000). Cette augmentation peut être attribuée à une solubilisation partielle de hémicellulose au cours de l'interaction entre la pâte de ciment et les fibres de bois (Simatupang et al., 1994). De plus, les alcalins s'attaquent hémicellulose et les transforment en oligosaccharides solubles qui inhiberaient ensuite l'hydratation de la pâte cimentaire. La modification de l'hydratation du ciment par les fibres de bois a été démontrée par calorimétrie isotherme (Govin et al., 2006). La quantité de chaleur dégagée pendant 48 h pour le ciment en présence du bois est plus faible, ce qui traduit un retard important ou une inhibition de l'hydratation. Cette quantité de chaleur diminue d'autant plus que la concentration en copeaux de bois est élevée.

### **1.3.4. Effet des fibres sur le retrait plastique**

Plusieurs études ont été réalisées dans la littérature afin de comprendre l'influence des fibres sur le retrait plastique et les propriétés de la matrice à l'état frais (Bertelsen et al., 2020). Les fibres permettent non seulement de réduire la formation de fissures mais aussi de les disperser. Ainsi, de nombreuses microfissures apparaissent au lieu des microfissures ayant des largeurs importantes, en améliorant la capacité de déformation du mélange frais (Soroushian et al., 1995). Les fibres atténuent la propagation des microfissures qui se transforment en véritables fissures de retrait plastique en fournissant des forces de pontage à travers les fissures (Bayasi and McIntyre, 2002; Kim et al., 2008). Certains types de fibres permettent aussi d'augmenter la résistance à la traction au jeune âge réduisant ainsi les possibilités que les contraintes dues au retrait restreint atteignent la résistance du matériau à l'état frais (Branston et al., 2016). Les fibres tendent aussi à réduire la ségrégation des agrégats grossiers. Une ségrégation importante pourrait par ailleurs entraîner une distribution inégale des fibres (Banthia and Gupta, 2006). Wang et al. (Wang et al., 2001) ont montré que les fibres fines ont une meilleure distribution à l'intérieur de la matrice que les fibres grossières. Bien que la plupart des études ont conclu que les fibres permettent de contrôler le degré de fissuration du retrait plastique, il n'y a pas de résultat concluant sur les propriétés des fibres les plus influentes (Bertelsen et al., 2020).



L'ajout des agrégats/fibres végétaux limite la fissuration lorsque les particules s'opposent à la déformation limitant ainsi le retrait du sol et renforçant la matrice (Hamard et al., 2013; Mohamed, 2013). La Figure 1.11 présente la variation linéaire et volumétrique du retrait pour différents pourcentages de fibres (Bouhicha et al., 2005). Le retrait est plus important pour les sols contenant plus d'argile. La stabilisation du retrait se produit plus tôt pour un niveau de paille plus élevé indiquant un séchage plus rapide à cause de l'accélération de l'évaporation à travers les canaux d'air formés par la paille (Bouhicha et al., 2005). L'effet positif des pailles semble être plus prononcé avec les sols sableux limoneux (C et D) qu'avec les sols argileux (A et B). Une légère diminution du retrait est observée avec l'augmentation de la longueur des fibres pour tous les niveaux de renforcement (Figure 1.11 (c)). Cela pourrait être attribué à la longueur suffisante des pailles pour que les contraintes de liaison à l'interface paille – sol se développent et s'opposent à la déformation et à la contraction du sol. Selon Ghavami et al. (Ghavami et al., 1999), la longueur optimale de fibres pour minimiser le retrait est de 5 cm avec une teneur en poids de 4%. Cependant, l'augmentation de la teneur en déchets de thé entraîne un retrait plus important (Demir, 2008). Ceci a été expliqué par l'augmentation de la quantité d'eau nécessaire à la fabrication du composite en raison de la nature absorbante de l'agrégat/fibre.



**Figure 1.11 : Variation du retrait linéaire (a) et volumétrique (b) en fonction de la fraction des fibres, (c) effet de la longueur des fibres sur le retrait pour différents pourcentages de fibres (Bouhicha et al., 2005)**

Eid et al. (Eid et al., 2015a) ont réalisé des essais de séchage/mouillage sur des éprouvettes de limon naturel avec et sans renforcement destinées à la préparation d'un nouveau béton de terre sans liants. Les déformations globales et locales autour d'une seule fissure sont analysées en utilisant la technique de traitement d'images. L'ajout de renforts au limon naturel réduit le pourcentage de fissuration d'un facteur de 10.

Très peu d'études portent sur le retrait plastique des bétons de terre stabilisés et coulés dans la littérature. Les différents mécanismes responsables du retrait plastique ainsi que la sensibilité à la fissuration ont été étudiés dans ce chapitre. De plus, afin de réduire le risque de fissuration et d'améliorer le comportement des bétons au jeune âge, des fibres de lin ont été ajoutées et l'effet des différents pourcentages et longueurs a été étudié.

## 1.4. Programme expérimental

### 1.4.1. Matériaux

Les bétons de terre utilisés dans cette étude ont été réalisés à partir d'un sol artificiel stabilisé avec du ciment et de la chaux. Les matériaux utilisés sont décrits ci-après

#### 1.4.1.1. Le sol

Le sol est composé de 30% d'argile bentonite (75% de Smectite, 15% d'Illite et 10% de Kaolinite) et de 70% de sable. Ce sol artificiel a été utilisé pour limiter la variabilité du sol naturel et mieux distinguer l'effet des fibres de lin.

Le sable est un sable 0/2 de la carrière Pradier selon la spécification EN 13139 : 2002/AC 2004 avec un coefficient d'absorption de 0,4%. Sa courbe granulométrique est présentée dans la Figure 1.12. Cette analyse a été réalisée par tamisage selon la norme (NFP P 94-041) pour les particules ayant un diamètre supérieur à 0,08 mm et par sédimentation selon la norme (NF P94-057) pour les particules fines.

L'argile utilisée a été fournie par la carrière Lafauze. Ses caractéristiques sont présentées dans le Tableau 1.1. Cette argile a été choisie afin de tenir compte de la variabilité du sol sur site en considérant le cas le plus défavorable. Par ailleurs, l'objectif de ce travail étant d'étudier l'efficacité des fibres dans la réduction du retrait, le choix d'une argile responsable d'un taux de retrait plus élevé était commode. En effet, cette argile est connue pour ses propriétés de gonflement élevé. Elle attire l'eau dans les vides grâce à la succion, ce qui entraîne une modification du volume des vides. Pendant l'hydratation, la couche confinée de la bentonite sèche et se transforme en une masse monolithique dense sans particules individuelles discernables (Wijeyesekera and Diman, 2015).

Teneur en eau naturelle	Limite de liquidité	Limite de plasticité
6,7%	84,6%	29,2%

Tableau 1.1 : Propriétés de l'argile

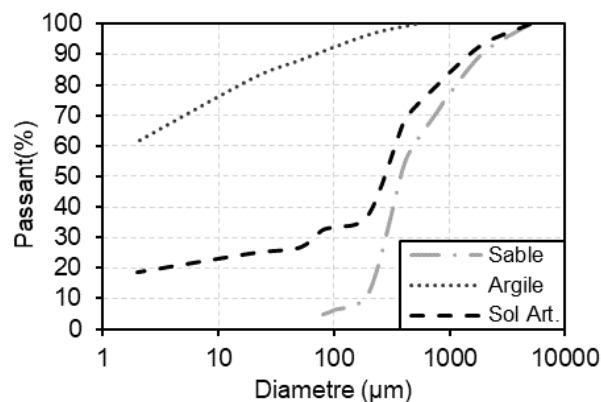


Figure 1.12 : Distribution granulométrique du sable, de l'argile et du sol artificiel résultant

### 1.4.1.2. Les liants hydrauliques

Le sol artificiel est stabilisé avec 3 % de chaux hydraulique naturelle (NHL5/ EN 459-1 (EN (European Standards), 2015)) et 8 % de ciment (CEM 1, 52,5 N PM-CP2 / EN197-1 (EN (European Standards), 2012)) par rapport à la masse du mélange argile/sable. Ces pourcentages ont été fixés en fonction d'autres études qui ont montré que 2 à 4 % de chaux sont suffisants pour stabiliser le sol (Khattab, 2007), et que le pourcentage optimal de ciment pour assurer une résistance suffisante au béton de terre est de 8 % (Anagnostopoulos, 2015). La composition minéralogique du ciment est présentée dans le Tableau 1.2. Le ciment Portland CEM I composé principalement de clinker est choisi pour éviter l'effet de tout composant supplémentaire présent dans les autres types de ciment.

Composants principaux	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>4</sub> AF	C <sub>3</sub> A	SO <sub>3</sub> , NA <sub>2</sub> O, S <sup>-</sup>
Pourcentages (%)	65	12	6	12	>5

Tableau 1.2 : Composition minéralogique du ciment

### 1.4.1.3. Adjuvant

Le superplastifiant Tempo 10 Sika® ViscoCrete® a été utilisé pour réduire la quantité d'eau et augmenter l'ouvrabilité du mélange (Eid, 2016). Ce superplastifiant est composé de polycarboxylates et marqué selon la norme NF EN 934-2.

### 1.4.1.4. Fibres de lin

Les fibres de lin sont des fibres naturelles, renouvelables, recyclables et biodégradables. Les fibres nous ont été fournies par l'entreprise DEPESTELE. Elles ont été coupées à 3 longueurs constantes de 12, 24 et 50 mm et présentent un diamètre égal à  $14,66 \mu\text{m} \pm 2,95$  (Page et al., 2019) (Figure 1.13). Ces fibres sont riches en cellulose, plus de 60% de leur constitution, ce qui leur confère de bonnes propriétés de résistance à la traction (Page et al., 2017).

Cependant, l'un des principaux problèmes des fibres naturelles est leur caractère hydrophile. En effet, leur forte absorption d'eau peut avoir un effet important sur l'ouvrabilité et le comportement du béton de terre dès le plus jeune âge. Lors du mélange, les fibres absorbent une grande quantité d'eau et s'étendent en volume. Cette absorption réduit la maniabilité du béton. Pendant le séchage, les fibres naturelles se rétrécissent presque à leur taille originale, ce qui laisse des vides autour d'elles. Ceci est responsable de la réduction des caractéristiques d'adhésion entre les fibres et le béton (Laborel-Préneron et al., 2016). De plus, la présence d'eau ou d'humidité dans le système poreux des fibres naturelles diminue leur résistance et leur rigidité et modifie leur composition chimique (Huner, 2015; Yan et al., 2014). Différents types de traitement pour les fibres naturelles ont été testés dans la littérature (traitement alcalin, acétylation, traitement hygrothermique, revêtement hydrofuge, etc...) dans le but d'améliorer leurs propriétés et l'adhérence avec la matrice du béton de terre. Cependant, chaque traitement peut améliorer certaines propriétés tout en ayant

des effets négatifs sur les autres (Laborel-Préneron et al., 2016). Les fibres utilisées dans cette étude n'ont pas été traitées afin que ces matériaux restent naturels et faciles à utiliser.

La teneur en eau (w) (%) a été déterminée selon la norme française NF EN ISO 665. Cette teneur représente la perte de masse que subissent les fibres suite à un séchage dans une étuve à 105°C jusqu'à stabilisation de la masse. w est calculée selon l'équation suivante :

$$w = \frac{m_1 - m_3}{m_3} \quad \text{Équation 1-3}$$

Avec  $m_1$  la masse de l'échantillon avant le séchage (g) et  $m_3$  la masse de l'échantillon après le séchage et jusqu'à la stabilisation de la masse (g).

La teneur en eau des fibres de lin a été calculée par plusieurs études en montrant que le taux massique d'humidité des fibres de lin stocké dans des conditions ambiantes est généralement compris entre 6 et 10 % (Bismarck et al., 2002; Tserki et al., 2005). Les mesures réalisées sur 6 échantillons ont montré que les fibres de lin ont une teneur en eau de 7% ± 0,5% à température ambiante.

Le test d'absorption a également été réalisé sur la base du protocole expérimental développé par le groupe RILEM TC 236-BBM (Amziane et al., 2017). Le coefficient d'absorption a été déterminé pour les trois longueurs de fibres utilisées dans cette étude (Figure 1.14). Les résultats obtenus se situent dans la même fourchette que ceux trouvés dans (Page et al., 2019). Le coefficient d'absorption a augmenté avec une vitesse importante dans les premières minutes en raison de la surface spécifique élevée de ces fibres. Le coefficient d'absorption se stabilise après environ 60 minutes. Une légère différence a été observée entre les trois longueurs de fibres de lin utilisées avec une augmentation du coefficient d'absorption pour la plus petite longueur, ce qui peut s'expliquer par l'augmentation de leur surface spécifique. L'eau ajoutée dans les mélanges a été ajustée en fonction de cette valeur.



**Figure 1.13 : Différentes longueurs des fibres de lin**

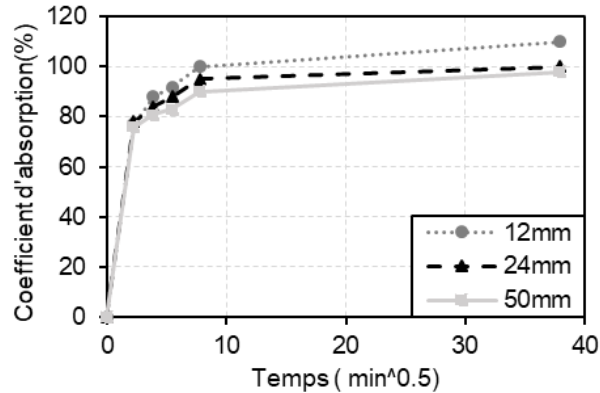


Figure 1.14 : Evolution du coefficient d'absorption en fonction du temps pour les fibres d'une longueur de 12, 24 et 50 mm

Les courbes d'adsorption/désorption (NF EN ISO 12571) (AFNOR, 2013) ont également été tracées (Figure 1.15). Les résultats montrent que le comportement des fibres de trois longueurs différentes est presque le même. La quantité d'eau perdue lors de la désorption n'est pas la même que celle adsorbée à la même humidité. Ce hystérésis entre les courbes d'adsorption et de désorption est lié à la teneur en lignine présente dans les fibres et à la structure microporeuse des fibres qui influence la rétention de l'eau (Hill et al., 2009; Stamboulis et al., 2000).

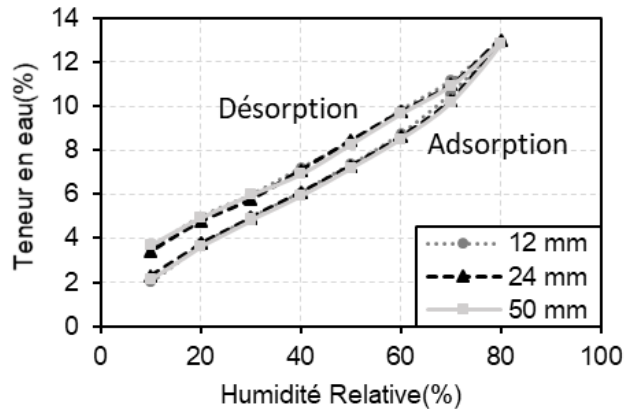


Figure 1.15 : Variation de la teneur en eau en fonction de l'humidité relative pour les fibres d'une longueur de 12, 24 et 50 mm

#### 1.4.2. Formulation des bétons de terre

Sept mélanges ont été testés en variant le pourcentage massique (0, 0,3 et 0,6%) et la longueur (12, 24 et 50 mm) des fibres. Le protocole de malaxage utilisé pour le béton de terre est le suivant :

- Humidification du malaxeur (afin de limiter l'absorption d'eau par les parois) ;
- Ajout du sable et de l'argile dans le malaxeur (malaxage pendant 3 min vitesse lente) pour assurer l'homogénéité du sol artificiel ;

- Ajout du ciment et de la chaux au mélange sec (malaxage de toutes les particules solides pendant 2 min à une vitesse lente) ;
- Ajout du superplastifiant à la quantité d'eau ;
- Ajout de l'eau au mélange progressivement (malaxage pendant 2 min) ;
- Pour les formulations avec fibres : ajout des fibres en 3 étapes avec une bonne dispersion et malaxage pendant 30 secondes après chaque ajout pour assurer l'homogénéité du mélange.

Ce protocole a été choisi afin d'avoir une bonne homogénéité du béton de terre et limiter la ségrégation des fibres de lin. En effet, le temps de malaxage, le temps d'ajout d'eau et la quantité du mélange peuvent affecter énormément le comportement de ce béton au jeune âge surtout en présence d'argile et de fibres qui absorbent une quantité importante d'eau.

Les mélanges ont été nommés en présentant le % des fibres suivi de la longueur des fibres. Par exemple, SA03F12 représente la formulation contenant 0,3 % de fibres de lin d'une longueur de 12 mm. Le Tableau 1.3 présente la composition de ces mélanges. La quantité de fibres est soustraite de la masse de sol artificiel pour conserver une masse solide équivalente. Le rapport effectif eau/liant a été maintenu constant et égal à 0,45. Une quantité d'eau supplémentaire a été calculée et ajoutée pour tenir compte de l'eau absorbée par les fibres de lin.

**Tableau 1.3 : Composition des mélanges**

Composants Eprouvettes (kg/m <sup>3</sup> )	Sable	Bentonite	Ciment	Chaux	Eau effective	Eau totale	Super-plastifiant	Fibre de lin
SA0F0	931	405	152	34,2	83,8	367	1,6	0
SA03F12/24/50	929	401	152	34,2	83,8	370	1,6	5,7
SA06F12/24/50	925	399	152	34,2	83,8	375	1,6	11,4

### 1.4.3. Méthodes expérimentales

#### 1.4.3.1. Essai d'affaissement et air occlus

La mesure de l'affaissement au cône d'Abrams a été réalisée selon la norme NF EN 12350-2 (EN (European Standards), 2009a). Cet essai permet de mesurer l'affaissement d'un cône de béton sous l'effet de son poids propre suite au malaxage. Il permet de caractériser l'ouvrabilité du béton. Ainsi, plus l'affaissement est grand, plus le béton est fluide.

L'air occlus du béton de terre frais a été aussi mesuré à l'aide d'un aéromètre manuel en aluminium selon la norme NF EN 12 350-7 (EN (European Standards), 2009b). Cette mesure représente le pourcentage volumique de bulles d'air présentes dans le béton à l'état frais.

### 1.4.3.2. Mesure du retrait longitudinal

Le retrait plastique libre horizontal a été mesuré sur des échantillons de béton de terre frais placés dans un moule prismatique en téflon de  $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$  à l'aide de deux capteurs LVDT avec une précision de  $3 \mu\text{m}$  (Figure 1.16). Les capteurs LVDT sont reliés à l'ordinateur et l'acquisition des données est faite automatiquement à chaque changement du déplacement pendant la durée de l'essai. Les tests ont été effectués dans une pièce climatisée à  $20 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$  et une humidité relative de  $60 \pm 2 \%$  (Saliba et al., 2011). Ces essais ont été réalisés dans des conditions endogènes et de séchage. Dans le premier cas, le dessus des éprouvettes a été recouvert d'une feuille de plastique pour empêcher le séchage. La perte de masse, la température et la pression capillaire ont également été mesurées en parallèle. L'acquisition de toutes ces mesures commence après 1 heure de l'ajout d'eau au mélange et dure 24 heures.



Figure 1.16 : Dispositif de mesure du retrait plastique longitudinal

### 1.4.3.3. Mesure de la perte de masse

La perte de masse a été suivie en mesurant la masse des éprouvettes à l'aide d'une balance automatique reliée à un ordinateur pendant les premières 24 h qui suivent le coulage. Ces mesures ont été réalisées sur des éprouvettes de 11 cm de diamètre et 7 cm de hauteur et dans les mêmes conditions d'exposition que le retrait plastique.



Figure 1.17 : Dispositif de mesure de la masse

### 1.4.3.4. Mesure de la pression capillaire

Pendant le séchage, l'humidité relative du béton de terre diminue, ce qui induit une chute de pression dans la phase liquide. Un ménisque se forme alors à l'interface avec la phase gazeuse, générant une pression capillaire. La pression capillaire a été mesurée à l'aide d'un capteur

tensiométrique placé au milieu d'un moule cylindrique (d'un diamètre de 11 cm et d'une hauteur de 7 cm) (Figure 1.18). Ce capteur permet de mesurer le potentiel hydrique matriciel du matériau qui traduit la force avec laquelle l'eau est retenue dans le matériau. Cette force est appelée succion et peut être exprimée en unité de pression (kPa) ou en charge hydraulique.

Cette sonde est reliée à un système d'acquisition qui permet d'enregistrer les valeurs du potentiel à un intervalle de temps bien déterminé. L'échelle des mesures tensiométriques du moniteur s'étend de 0 à 239 kPa. Les pores du capteur ont été saturés en eau avant d'être intégré dans le béton.



Figure 1.18 : Dispositif de mesure de la pression capillaire

#### 1.4.3.5. Mesure de la température

Deux thermocouples ont été utilisés pour mesurer l'évolution de la température. Le premier a été inséré au milieu du béton immédiatement après le coulage et le second a été utilisé pour surveiller la température extérieure. Ces thermocouples ont été aussi connectés à une carte d'acquisition pour enregistrer l'évolution de la température pendant les premières 24 h.

#### 1.4.3.6. Retrait empêché et fissuration

La susceptibilité du béton de terre à la fissuration par le retrait plastique a été étudiée selon la norme ASTM C1579-13 (ASTM C1579, 2006). Le dispositif présenté à la Figure 1.19 comprend un moule avec une grande entaille métallique au milieu et deux autres entailles métalliques plus petites sur les côtés. La grande entaille agit comme un élévateur de contraintes et est donc responsable de l'amorce des fissures, tandis que les deux autres petites entailles servent à une retenue interne du béton. Les moules ont été remplis de béton de terre et la finition de surface a été réalisée à l'aide d'un outil darby pour lisser la surface.

Les tests ont été effectués dans une salle climatisée avec une température constante de  $34 \pm 1$  °C et une humidité relative de  $33 \pm 6$  %. La vitesse du vent doit être suffisante pour obtenir un taux d'évaporation minimum de  $(1 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}))$ . Pour cette raison, un ventilateur avec une vitesse de vent de  $6 \pm 1$  m/s a été utilisé et dirigé vers la surface des éprouvettes pour obtenir l'évaporation souhaitée.



Les essais ont été suivis avec la technique de traitement d'images pendant 24 heures après le coulage afin d'étudier l'effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur la sensibilité à la fissuration. Un motif de peinture noir et blanc a été pulvérisé sur la surface de l'échantillon pour améliorer la résolution du déplacement. Les images ont été capturées à l'aide d'un appareil photo numérique d'une résolution de  $2560 \times 2048$  pixels. Deux lampes ont été utilisées pour améliorer la luminosité des images. Chaque pixel enregistre une valeur de gris allant de 0 à 255 selon l'intensité de la lumière réfléchiée par la surface de la cible. Les images ont été prises à une cadence d'une image toutes les 8 secondes pendant le test avec une résolution de 0,17 mm par pixel. Les images ont été traitées ultérieurement à l'aide du logiciel commercial Vic 2D.

Pour calculer la déformation à la surface des éprouvettes, les motifs gris des sous-ensembles de pixels sur l'image de référence ont été comparés à ceux des images déformées. Le résultat du déplacement exprimé au point central du sous-ensemble est une moyenne du déplacement des pixels à l'intérieur du sous-ensemble. La largeur et la surface des fissures ont également été mesurées à l'aide du logiciel image J.

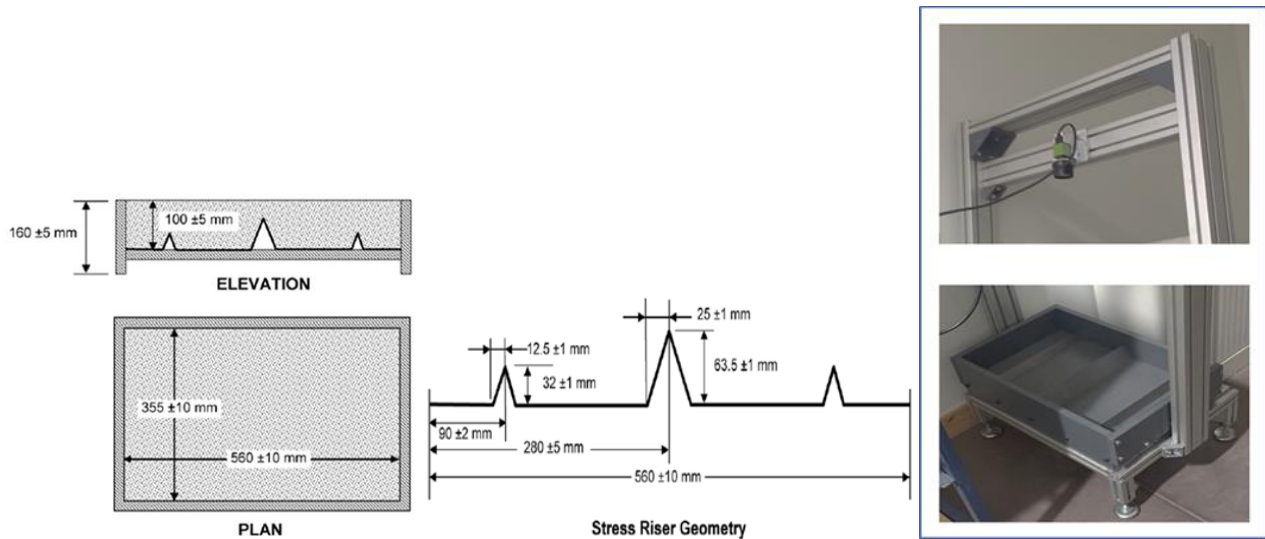


Figure 1.19 : Géométrie et photo du dispositif

#### 1.4.3.7. Porosimétrie au mercure

L'effet des fibres de lin sur la distribution de la taille des pores du béton de terre après 28 jours a également été évalué à l'aide d'un porosimètre par intrusion de mercure. La pression est ainsi appliquée pour introduire du mercure liquide non mouillant dans les pores du béton de terre. Ces essais ont été réalisés sur un petit cube de  $1,4 \text{ cm} \pm 0,1$  de béton de terre d'une masse de près de 6 g à l'âge de 28 jours. Les mesures ont été effectuées à la Rochelle (laboratoire LaSIE) avec un Autopore III 9420 de Micrometrics®. La quantité de pression nécessaire pour forcer le mercure dans les pores de certaines tailles est inversement proportionnelle à la taille des pores. La plage de basse et haute pression était respectivement de 0,0007 et 420,5 MPa. Les mesures ont été enregistrées et utilisées pour comparer le volume et le rayon des pores.

### 1.4.4. Corrélation d'images numériques

#### 1.4.4.1. Principe de la corrélation d'images

La technique de traitement d'images est une méthode directe de suivi de l'évolution de la fissuration. Les fissures développées à la surface du béton de terre sont ainsi visualisées et analysées. En revanche, l'étude reste au niveau des surfaces sans pouvoir analyser les changements à l'intérieur des éprouvettes. Cette méthode permet de mesurer le déplacement à la surface des éprouvettes avec un très grand nombre de points de mesure, un traitement automatique des données et une mise en place expérimentale plus pratique en remplaçant les anciennes méthodes localisées à des points précis (capteurs de déplacement, jauges...) (Bruck et al., 1989; Luo et al., 1993). Cette méthode est de plus en plus précise selon la résolution qu'on peut avoir et peut être utilisée dans des conditions de température et d'humidité très critiques comme les mesures se font sans contact.

Pour les matériaux qui ont des surfaces bien structurées et texturées, aucun traitement n'est nécessaire au préalable de l'essai ; sinon, la surface doit être préparée en réalisant un mouchetis à la surface (peinture blanche au fond avec des petits points noirs au-dessus). L'application de la mécanique des milieux continus permet d'obtenir les champs de déformation afin d'identifier ou de valider les lois de comportement des matériaux. L'utilisation de deux caméras ou plus permet d'avoir les champs de déformations tridimensionnels 3D de la surface (déplacements hors plan) au lieu du 2D. Les champs de déplacement sont mesurés grâce au niveau de gris distribués sur la surface. Ces champs sont mesurés en comparant chaque image à l'image de référence (première image à 0 charge). L'intensité de gris est comprise entre 0 et 255 et représente la quantité moyenne de lumière incidente calculée par chaque pixel. Pour avoir de bons résultats, il faut avoir un bon contraste dans l'image avec une très bonne netteté d'où la nécessité d'avoir un mouchetis et un flux lumineux incident de bonne qualité.

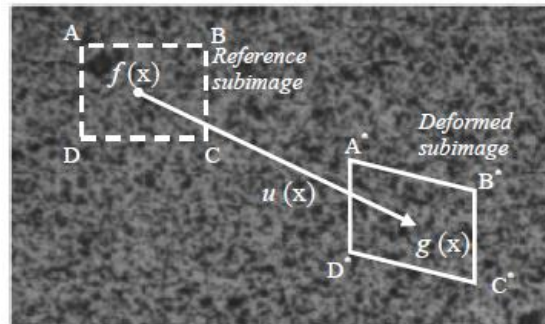


Figure 1.20 : Représentation schématique des sous-images déformées et de référence situées sur une image instantanée (Alam, 2011)

Chaque image est déformée uniquement par le déplacement dans son plan (Figure 1.20) et cela sans aucune modification des niveaux de gris. Les images de référence et celles déformées peuvent être ainsi liées par l'équation de conservation de la luminosité :

$$g(x) = f(x + u(x)) \quad \text{Équation 1-4}$$

Avec  $f(x)$  le niveau de gris dans l'image de référence ;  $x$  est discrétisé en pixels élémentaires ;  $u$  est le champ de déplacement dans le plan et  $g$  est le niveau de gris de l'image déformée.

La première équation ne tient pas compte de la topographie de la surface. Pour tenir compte des déplacements hors plan et des bruits qui peuvent être présents, la fonction  $\eta$  qui représente l'amplitude du bruit peut être ajoutée.

$$g(x) = f(x + u(x)) + \eta(x) \quad \text{Équation 1-5}$$

#### 1.4.4.2.Montage expérimental

Le principe de corrélation d'images en 2D est utilisé dans cette étude. Un motif de peinture noir et blanc a été pulvérisé sur la surface des éprouvettes pour améliorer la résolution. Les images ont été capturées en continu durant l'essai de retrait empêché à l'aide d'un appareil photo numérique d'une résolution de  $2560 \times 2048$  pixels avec une fréquence d'une photo par 8 secondes pour les essais au jeune âge et une photo par seconde pour les essais de compression et flexion. Les images prises pendant l'essai sont tout de suite stockées sur l'ordinateur connecté à la camera. Deux lampes ont été utilisées pour améliorer la luminosité des images. Une série d'images de la même surface des éprouvettes testées a été analysée.

Les sources d'erreur possibles de cette technique peuvent être dues à des distorsions de la lentille, à des vibrations ou à un biais périodique dans les déplacements mesurés. Pour le suivi du retrait plastique, ça peut être dû à la présence de l'eau à la surface ou l'humidité relative. De plus, lorsque les fissures se forment, les pixels près de la fissure peuvent affecter les résultats et réduire le coefficient de corrélation. La forme de la fissure ainsi que sa disposition sur la grille de nœuds ont une influence sur la mesure de la largeur des fissures lorsque les discontinuités deviennent grandes. A noter que les informations fournies par le traitement d'images peuvent ne pas refléter le comportement des surfaces restantes ou l'intérieur des éprouvettes (Lawler et al., 2001).

Le logiciel commercial Vic2D de Correlated Solutions est utilisé pour effectuer la corrélation d'images numériques selon des fonctions de poids gaussiennes qui fournissent la meilleure combinaison pour les résolutions spatiales et de déplacement (Tong, 2005).

### 1.5.Résultats et discussions

#### 1.5.1. Propriétés du béton à l'état frais

L'essai d'affaissement montre que l'ajout des fibres affecte fortement la maniabilité du béton de terre (Figure 1.21 ). Cela est dû en partie à la surface spécifique élevée et à la propriété hydrophile des fibres de lin. La maniabilité ou l'affaissement du béton de terre diminue avec le pourcentage des fibres qu'il contient. Cependant, la longueur des fibres de lin n'a pas d'influence significative sur la maniabilité, ce qui peut être dû à la grande flexibilité des fibres de lin ; même si, une légère réduction de la valeur d'affaissement a été observée pour les fibres les plus longues (50 mm). Il

faut noter que dans certains cas, les fibres longues ont provoqué une ségrégation lors du mélange du béton de terre. La teneur en air a augmenté avec l'incorporation des fibres de lin.

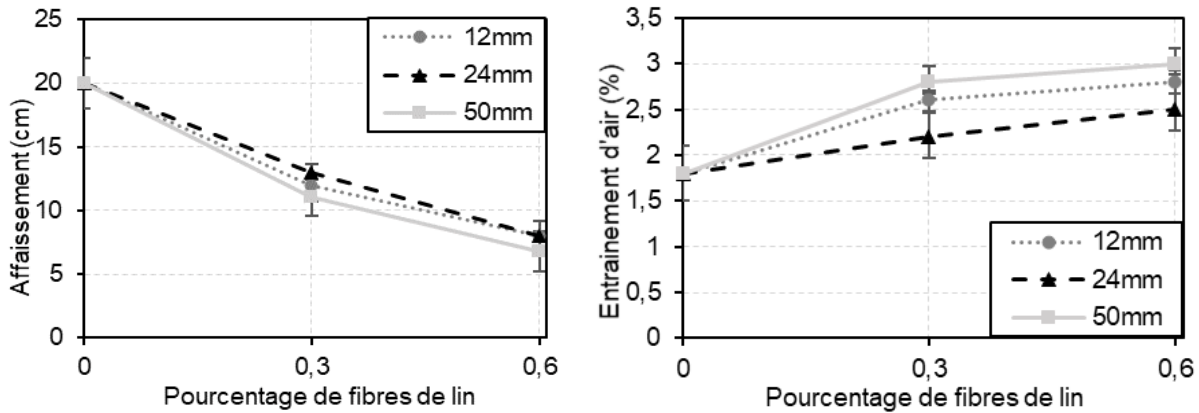


Figure 1.21 : Affaissement et teneur en air du béton de terre avec différents pourcentages et longueurs de fibres de lin

### 1.5.2. Résultats du retrait plastique

Les essais de retrait plastique commencent une heure après le contact entre l'eau et le mélange des matériaux solides. Le retrait horizontal a été calculé comme la valeur moyenne des données recueillies à partir du déplacement des deux capteurs. La Figure 1.22 montre les courbes croisées de l'évolution du retrait de dessiccation en fonction de l'âge, de la perte de masse et de la pression capillaire pour SA0F. La perte de masse est exprimée en  $\text{kg/m}^2$  et est multipliée par un coefficient de 30 pour être compatible avec l'axe secondaire de la pression capillaire.

La valeur maximale de retrait plastique du béton de terre est beaucoup plus élevée que le retrait du béton ordinaire en raison de la présence de l'argile (Mora-ruacho et al., 2009; Saliba et al., 2011; Turcry and Loukili, 2018). La valeur maximale du retrait plastique se situe entre 1200 et 1600  $\mu\text{m/m}$  et varie selon le rapport eau sur ciment et les différents pourcentages de superplastifiant (Saliba et al., 2011). Le retrait plastique pour un béton ordinaire varie entre 150 et 500  $\mu\text{m/m}$  selon la composition des bétons. Pour un béton auto plaçant/ consolidé, le retrait plastique augmente à une valeur entre 900 et 1200  $\mu\text{m/m}$  (Turcry and Loukili, 2018).

Les courbes du retrait plastique permettent de distinguer quatre phases. Dans la première phase, le retrait plastique commence à se développer presque immédiatement après le coulage indiquant l'absence de l'eau de ressuage qui peut être à cause de l'absorption d'eau par les particules fines et les fibres. Dans la deuxième phase, le taux de retrait augmente, ce qui peut être lié à l'augmentation de la pression capillaire grâce à l'évaporation et à la consommation d'eau par les réactions d'hydratation. L'augmentation de la pression capillaire indique que les ménisques d'eau ont commencé à apparaître dans les pores du mélange près du capteur placé au milieu de l'échantillon. Pendant la troisième phase, le taux de retrait plastique commence à diminuer jusqu'à la stabilisation où le retrait plastique atteint sa limite et la contraction volumétrique s'arrête (en phase 4). Cela se produit lorsque le squelette solide du béton de terre se raidit suffisamment en raison de la

consolidation et des différentes réactions d'hydratation. Le taux de perte de masse diminue lentement à la fin pour atteindre presque un taux d'évaporation de 1% (2 kg/m<sup>2</sup>) après 24 heures.

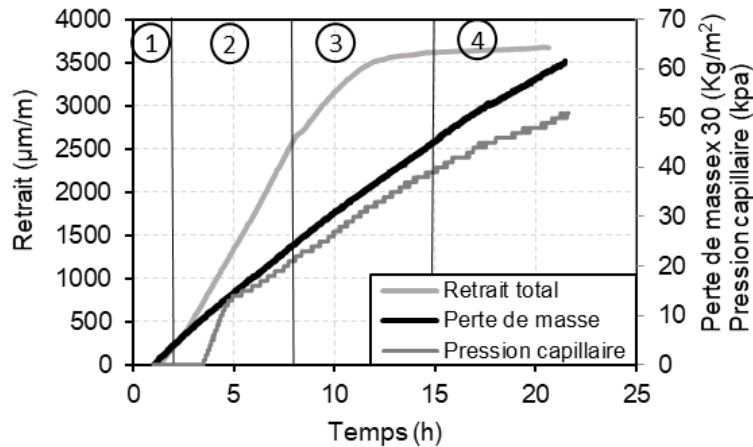


Figure 1.22 : Evolution du retrait plastique, de la perte de masse et de la pression capillaire pour SA0F

La Figure 1.23 montre la comparaison entre le retrait plastique pour les mélanges SA0F, SA03F12 et SA06F12. Le taux de déformation a également été tracé. Les résultats montrent que le taux de retrait plastique est beaucoup plus élevé pour SA0F que les échantillons avec fibres. La vitesse de déformation est élevée et presque constante au cours des 7,5 premières heures pour SA0F, 6,7 heures pour SA03F12 et 6,2 heures pour SA06F12. Cependant, la vitesse de retrait diminue avec le pourcentage de fibres. Ensuite, le taux de retrait commence à diminuer progressivement pour SA0F avant la stabilisation après 14 heures. En revanche, pour les mélanges avec 0,3 et 0,6% de fibres, le taux de retrait diminue rapidement et se stabilise après 10 heures.

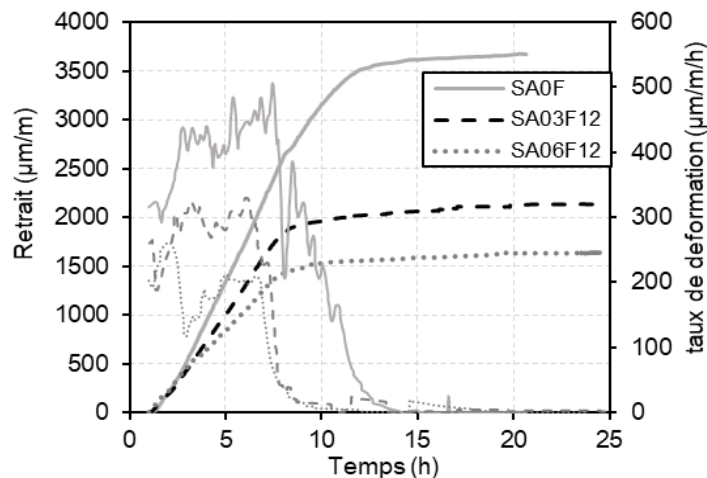


Figure 1.23 : Évolution du retrait plastique et de la vitesse de déformation pour SA0F, SA03F12 et SA06F12

Les Figure 1.24 et Figure 1.25 présentent l'évolution du retrait avec et sans séchage pour les mélanges avec 0, 0,3 et 0,6% de fibres et en considérant les trois longueurs de 12, 24 et 50 mm. La vitesse et l'amplitude du retrait endogène sont faibles par rapport au retrait de dessiccation, avec

une valeur maximale de 500  $\mu\text{m/m}$  pour SA0F. Cela peut être dû aux différentes réactions d'hydratation du ciment et de la chaux en plus du retrait d'auto dessiccation qui se produit lorsque l'eau est éliminée à l'intérieur des pores capillaires pendant l'hydratation.

Le retrait plastique commence à se développer directement après le coulage pour toutes les formulations et se réduit de 2 à 2,4 fois avec l'ajout de 0,3 % et 0,6 % de fibres respectivement par rapport à SA0F.

La stabilisation du retrait plastique pour les mélanges avec fibres est atteinte presque au même âge et plus tôt en comparaison avec SA0F. L'augmentation de la longueur des fibres entraîne une réduction de la vitesse et de l'amplitude du retrait plastique, ce qui peut être dû à la grande surface que peut occuper chaque fibre retenant les particules de béton ensemble. L'effet de la longueur des fibres est plus prononcé pour les formulations avec 0,3 % de fibres.

La Figure 1.25 présente la valeur maximale moyenne du retrait plastique pour les différents mélanges en tenant compte de la répétabilité des résultats. Le retrait plastique diminue avec un taux important de fibres. Par contre, il diminue légèrement avec le pourcentage et la longueur des fibres.

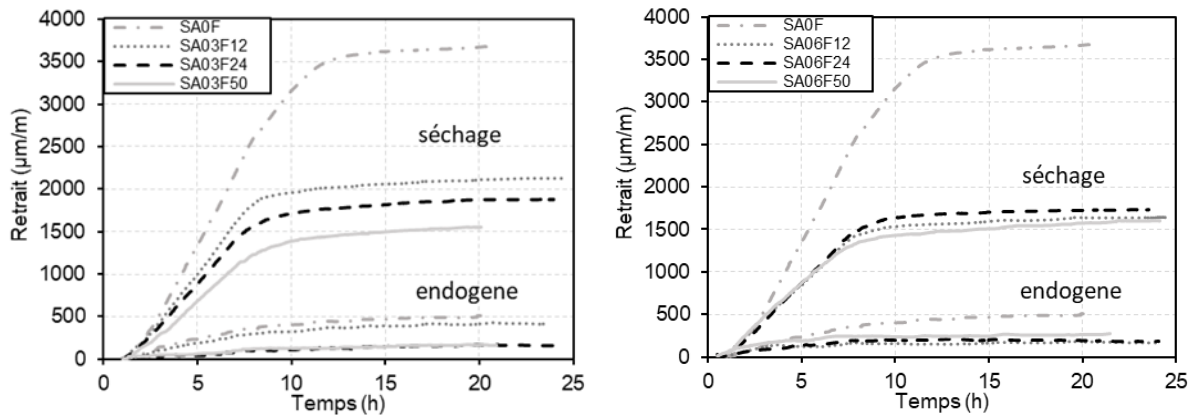


Figure 1.24 : Évolution du retrait plastique et endogène pour les mélanges sans et avec 0,3% a) et 0,6% b) de fibres de longueurs différentes

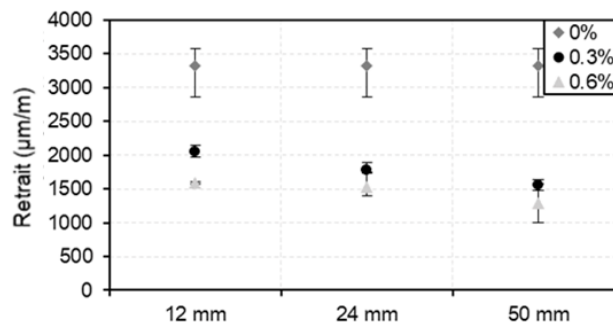


Figure 1.25 : Valeurs maximales du retrait plastique des échantillons de béton de terre avec différents pourcentages et longueurs de fibres de lin

L'évolution de la température pour les éprouvettes de béton de terre est présentée à la Figure 1.26. La température varie légèrement entre 18,5°C et 21°C. La température diminue en fonction du temps avec un taux plus élevé pour SA0F par rapport aux mélanges contenant des fibres jusqu'à ce qu'elle se stabilise. Le gradient de température n'était pas très significatif. L'évolution de la température du béton de terre est différente de celle du béton ordinaire car aucun pic de température lié aux réactions exothermiques d'hydratation n'a été observé, ce qui peut être dû à la faible quantité de ciment ajoutée (Bertelsen et al., 2019; Olivier et al., 2018).

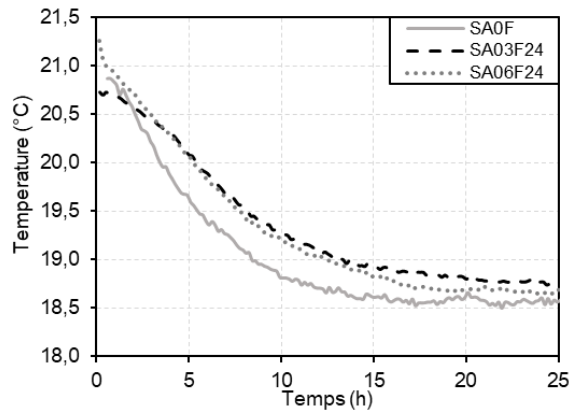


Figure 1.26 : Évolution de la température pour SA0F, SA03F12 et SA06F12

La perte de masse des formulations avec différentes longueurs et pourcentages de fibres est présentée dans la Figure 1.27. Les résultats montrent qu'il n'y a pas de tendance claire en fonction des différents pourcentages et longueurs de fibres. Il convient de noter que le taux d'évaporation est considéré comme faible selon la norme ACI 305.R-99 (ACI 305R-99, 1999). De nombreuses recherches dans la littérature ont également montré une contradiction entre l'évolution du taux d'évaporation au jeune pour le béton avec et sans fibres (Bertelsen et al., 2020). Le taux d'évaporation de l'eau dépend principalement des conditions environnementales, mais aussi de l'absorption d'humidité des matériaux de base et de la composition du matériau (Banthia and Gupta, 2006; Bertelsen et al., 2020). Certaines études ont montré que les fibres ont tendance à réduire la quantité d'eau de ressuage en réduisant la ségrégation, ce qui permet d'obtenir des taux d'évaporation d'eau plus faibles (Bayasi and McIntyre, 2002; Sayahi, 2016). Au contraire, d'autres études ont mesuré un taux d'évaporation d'eau plus élevé, attribué au développement des canaux de ressuage le long des fibres (Bertelsen et al., 2020; Sivakumar and Santhanam, 2007).

La variabilité observée peut être liée à de nombreux facteurs tels que la distribution des fibres dans le béton, la finition de surface, le nombre de vides capillaires interconnectés qui permettent à l'eau de monter facilement, en plus des propriétés hydrophiles des fibres qui peuvent être responsables de la rétention d'eau et de la réduction de la ségrégation et donc de la quantité d'eau de ressuage (Bertelsen et al., 2020; Soroushian et al., 1995).

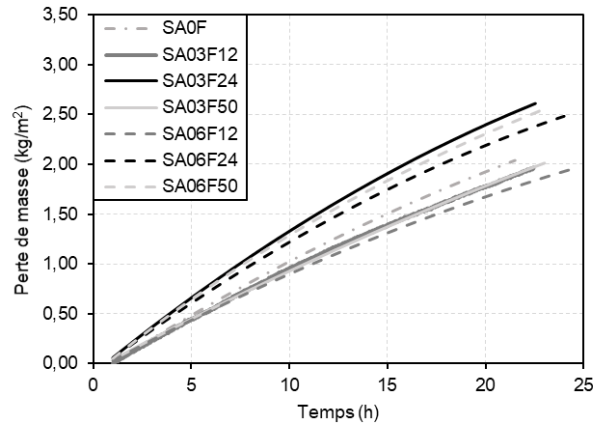


Figure 1.27 : Évolution de la perte de masse pour tous les mélanges

La Figure 1.28 présente l'évolution de la pression capillaire et son taux au cours des premières 24 heures. La pression capillaire est directement liée à la distribution des pores dans la matrice. Selon l'équation de Laplace, la pression capillaire augmente lorsque le rayon des pores diminue (Équation 1-1). La pression capillaire a été retardée de quelques heures pour toutes les formulations : 2,5 heures pour les formulations contenant des fibres et 3,5 heures pour SA0F. Ceci est lié aux propriétés de transfert et à la cinétique de séchage qui contrôlent la saturation du système de pores du béton le long de la hauteur des éprouvettes comme le capteur est placé au milieu du moule (Sayahi, 2016). Pour les mélanges contenant des fibres, la pression capillaire s'est développée plus tôt que pour SA0F. Ceci peut être dû à la faible quantité d'eau de ressuage dans les mélanges contenant des fibres et aux différentes propriétés de transfert liées au pourcentage et à la distribution des pores qui peuvent affecter la valeur de la pression capillaire dans le béton, en plus de l'absorption d'eau par les différents matériaux présents dans le béton comme l'argile et les fibres.

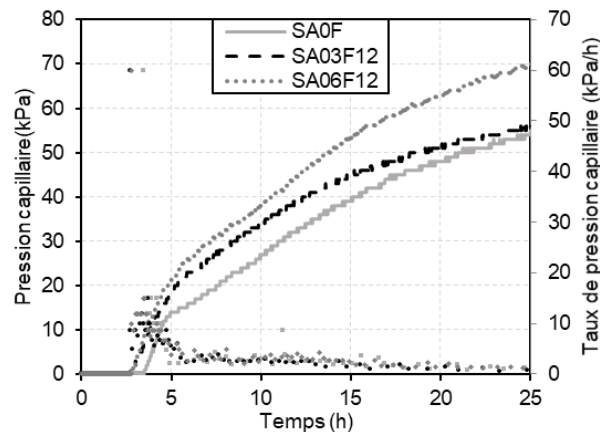


Figure 1.28 : Évolution de la pression capillaire et de sa vitesse pour SA0F, SA03F12 et SA06F12

### 1.5.3. Porosimétrie par intrusion de mercure

Afin de mieux comprendre ces différences entre les mélanges avec et sans fibres, l'effet des fibres sur la distribution de la taille des pores a été évalué à l'aide d'un porosimètre à intrusion de mercure à haute pression. La Figure 1.29 montre l'évolution du volume des pores en fonction du logarithme



des diamètres des pores pour SA0F, SA03F24 et SA06F24. Les résultats montrent que la porosité totale est égale à 35% pour les formulations sans fibres, 36% pour les formulations SA03F24 et 40% pour les formulations SA06F24. La plage de distribution des pores varie entre 0,005  $\mu\text{m}$  et 70  $\mu\text{m}$ . D'un point de vue dynamique, les expériences se déroulent de droite à gauche, c'est-à-dire de grands rayons d'accès (loi de Washburn) vers de petits rayons d'accès. La distribution est largement dominée par un mode principal centré à 1  $\mu\text{m}$  pour les trois mélanges. Deux modes secondaires ont également été observés à 0,05  $\mu\text{m}$  du côté des petits pores et à 8  $\mu\text{m}$  du côté des grands pores. Les résultats montrent que le volume des petits pores (inférieurs à 0,1  $\mu\text{m}$ ) est légèrement plus élevé pour SA06F24, ce qui explique la pression capillaire plus élevée. Le volume des pores d'un diamètre compris entre 0,1 et 5  $\mu\text{m}$  est le plus élevé pour SA03F24. Cependant, le volume des pores d'un diamètre supérieur à 5  $\mu\text{m}$  est plus important pour les échantillons contenant 0,6 % de fibres, ce qui peut être dû à l'effet de la distribution des fibres dans l'échantillon en grande quantité. Les différences entre la porosité et les distributions des pores peuvent expliquer le retard de développement de la pression capillaire et la vitesse d'évaporation différente observée avec les différents mélanges et sont responsables de la modification des propriétés mécaniques et de transfert du béton de terre.

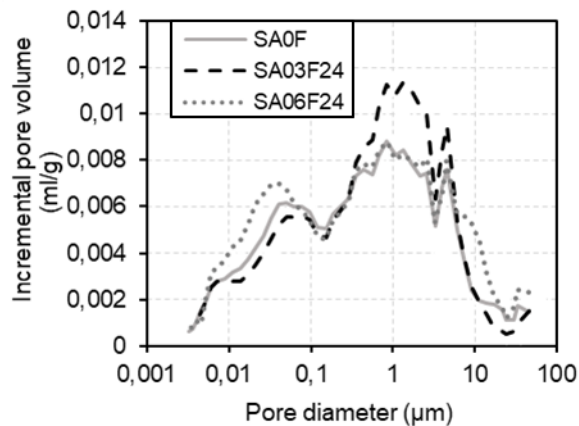


Figure 1.29 : Distribution de la taille des pores pour SA0F, SA03F24 et SA06F12

#### 1.5.4. Fissuration par retrait plastique

Les essais de fissuration par retrait plastique ont débuté une heure après le mélange du béton de terre. Les images prises pendant l'essai (les premières 24 heures) sont utilisées pour calculer le déplacement et les champs de déformation avec la technique de traitement d'images. La Figure 1.30 présente l'évolution du champ de déformation dans la direction  $x$  ( $e_{xx}$ ) pour SA0F. La fissure a commencé après presque 3,8 heures du coulage du béton de terre et s'est étendue en 20 minutes le long de la grande entaille au milieu du moule pour former une macro-fissure continue. La Figure 1.31 présente l'évolution de la déformation le long de l'axe  $x$  du moule. La déformation augmente dans la zone proche de l'entaille. La résistance à la traction est à sa valeur maximale près de la zone de fissuration pour la formulation SA0F où les valeurs de déformation sont en rouge. La fissuration est due au retrait empêché du béton de terre, qui génère des contraintes de traction responsables de la fissuration lorsqu'elles dépassent la capacité de contrainte maximale du béton. Le logiciel Image

j a été utilisé pour caractériser la fissure qui atteint une surface de  $434 \pm 55 \text{ mm}^2$  et une largeur de  $1,7 \pm 0,2 \text{ mm}$  après 24 heures.

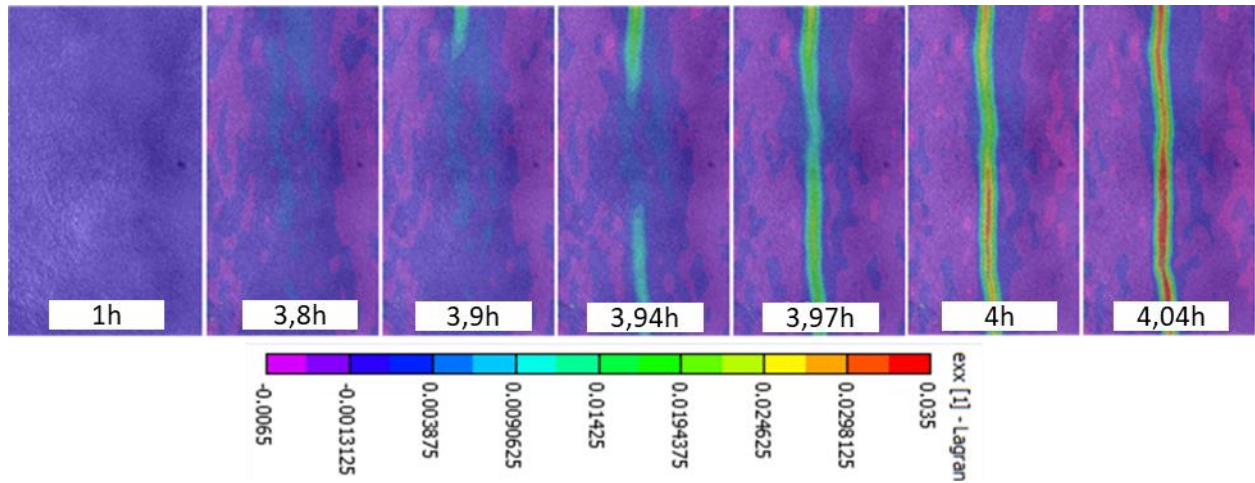


Figure 1.30 : Évolution du champ de déformation pour SA0F en fonction du temps

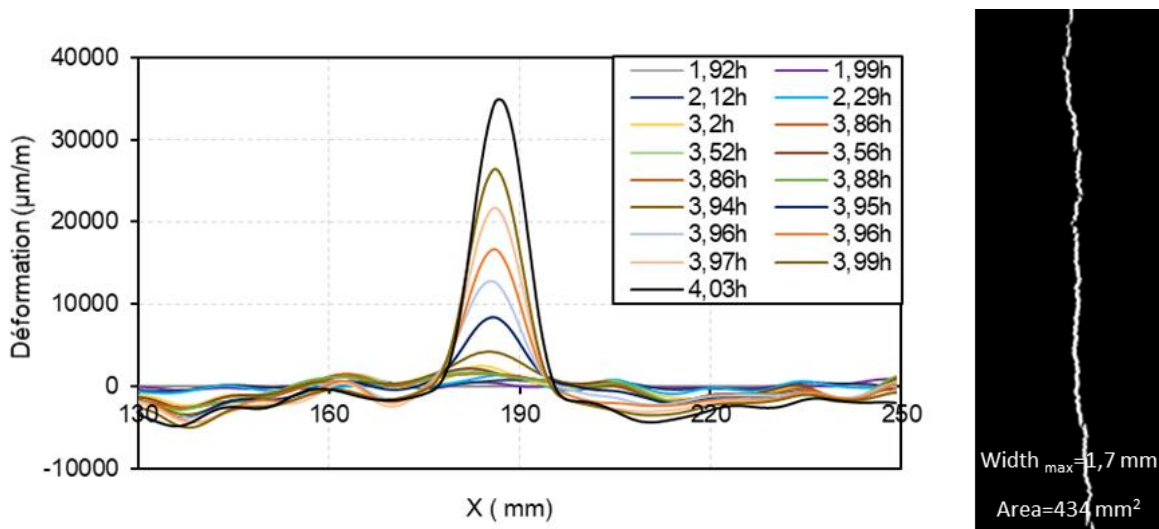


Figure 1.31 : a) Evolution du champ de déformation en fonction de l'axe des x mesuré au milieu du moule à des âges différents b) Surface et largeur de la fissure pour SA0F

La Figure 1.32 montre les champs de déformation pour SA03F24 et SA06F24. Une fissure s'est développée pour la formulation avec 0,3% de fibres de lin alors qu'aucune fissure n'a été identifiée pour la formulation avec 0,6% de fibre de lin. De plus, la zone de concentration de déformation est plus large avec l'augmentation du pourcentage de fibres indiquant une réduction de la fissuration due au renforcement du béton. En effet, les fibres de lin augmentent la résistance à la traction au jeune âge (Branston et al., 2016). De plus, des forces de pontage se développent en raison de la présence des fibres et empêchent la propagation des fissures (Kim et al., 2008). A noter que la présence des fibres de lin tend à réduire la quantité d'eau de ressuage, ce qui augmente la rigidité du béton (Laborel-Préneron et al., 2016).

En comparant la fissuration des éprouvettes SA0F (Figure 1.30) et SA03F24 (Figure 1.32), on remarque que la fissure se propage facilement dans la largeur de l'éprouvette pour SA0F au contraire de SA03F24 à cause des obstacles liés aux fibres qui limite la propagation. Pour SA03F24 la fissure se déclenche après 3,5h du coulage du béton et la largeur de la fissure augmente avec le temps jusqu'à stabilisation après 6,7h à une valeur de  $0,38 \pm 0,07$  mm. La zone de concentration de déformation est plus large pour SA03F24, non uniforme et non continue tout au long de la largeur avec une fissure non linéaire qui peut être à cause de la répartition aléatoire des fibres.

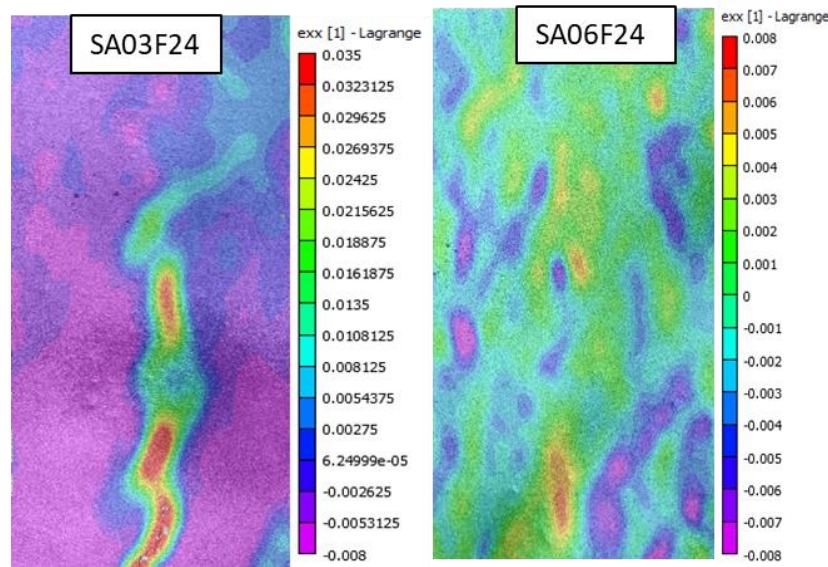


Figure 1.32 : Évolution du champ de déformation pour SA03F24 et SA06F24 après 24 heures

Pour les formulations avec 0,6% fibres de lin, aucune macro-fissure n'a été observée au cours des premières 24 heures après le coulage. La Figure 1.33 montre les champs de déformation pour SA06F12, SA06F24 et SA06F50. Les résultats montrent que la zone de concentration des champs de déformation est plus grande en comparaison avec celle obtenue pour SA0F. En outre, les valeurs de déformation étaient nettement moins importantes. De plus, les résultats de traitement d'images ont montré que la concentration des déformations localisées au-dessus de l'entaille est plus élevée en utilisant les fibres de 12 mm de longueur. Cela peut être dû à l'espace plus important occupé par les fibres les plus longues, qui est responsable de la redistribution des contraintes et donc de la diminution des valeurs de déformation maximales. En effet, les fibres les plus longues permettent d'obtenir un transfert de contraintes suffisant et une réduction de la concentration de contraintes à travers la position de la fissure (Banthia and Gupta, 2006; Bertelsen et al., 2020; Paul et al., 2016). La même conclusion a été trouvée par d'autres travaux avec d'autres types de fibres. En effet, les fissures sont formées plus tôt lors de l'utilisation des fibres courtes de polyéthylène téréphtalate en comparaison avec les fibres les plus longues à cause d'un ancrage plus faible (Paul et al., 2016). L'utilisation des fibres en plastique recyclé de 50 mm de longueur a empêché la propagation des fissures dues au retrait plastique dans les dalles grâce à l'amélioration des mécanismes d'arrêt des fissures à travers la matrice en présence des fibres (Al-Tulaian et al., 2016). Si la liaison entre les

fibres et la matrice est faible, les fibres longues seront nécessaire pour obtenir un transfert de contrainte efficace à travers les fissures (Banthia and Gupta, 2006).

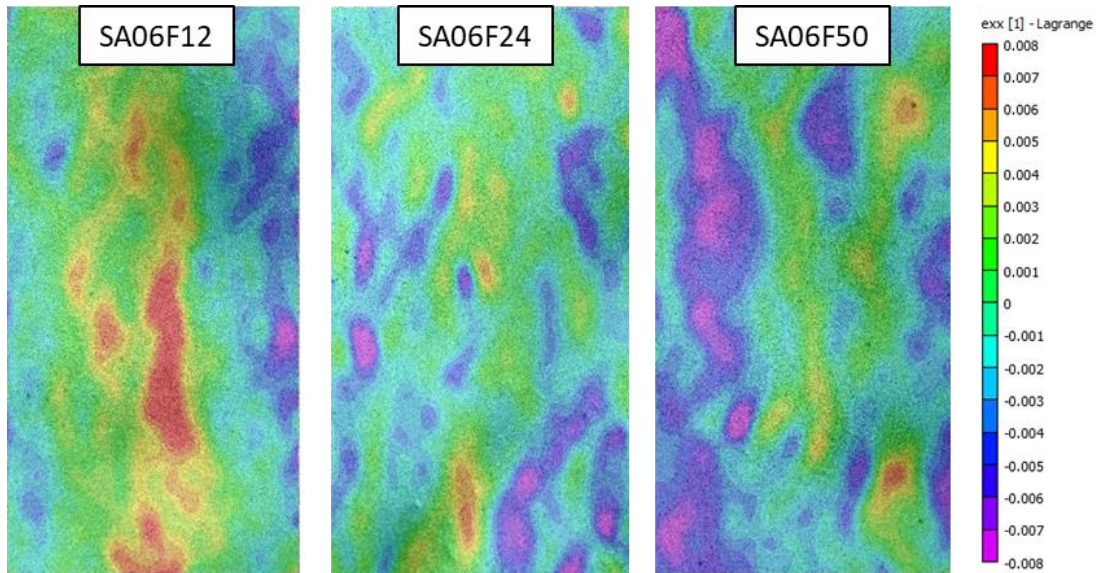


Figure 1.33 : Évolution du champ de déformation pour SA06F12, SA06F24 et SA06F50 après 24 heures

## 1.6.Conclusions

L'effet des fibres de lin sur le retrait plastique et la fissuration du béton de terre au jeune âge a été étudié dans ce chapitre. Dans un premier temps, une étude bibliographique a été réalisée sur les différents mécanismes et types de retrait qui peuvent affecter les bétons de terre. L'effet des fibres sur le comportement au jeune âge a été aussi présenté.

Dans un second temps, le programme expérimental a été détaillé. Ainsi, les matériaux utilisés pour la fabrication du béton de terre et leurs propriétés ont été présentés. Le béton de terre constitué d'un sol artificiel stabilisé par 8% du ciment et 3% de chaux hydraulique sera utilisé tout au long de cette thèse.

Dans un troisième temps, l'effet de l'incorporation des fibres de lin de différentes longueurs et pourcentages sur le comportement du béton de terre au jeune âge a été étudié. L'évolution du retrait plastique a été étudiée parallèlement à l'évaporation et à la pression capillaire pendant les premières 24 heures après le coulage du béton de terre. Les champs de déformation des éprouvettes de béton de terre avec et sans fibres ont été évalués par la technique de traitement d'images lors des essais de sensibilité à la fissuration. Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes :

- Le retrait plastique horizontal du béton de terre diminue avec l'augmentation du pourcentage et de la longueur des fibres de lin.
- L'ajout de fibres réduit le risque de fissuration du béton de terre au jeune âge. Aucune macro-fissure n'a été observée avec les mélanges contenant des fibres de lin en raison de la réduction de la concentration de contraintes au-dessus de l'entaille centrale.

- Une amélioration de la distribution des contraintes a également été observée à la surface des éprouvettes avec l'augmentation du pourcentage et de la longueur des fibres indiquant un meilleur transfert des contraintes.

Pour mieux comprendre le comportement à la rupture des bétons de terre, une étude supplémentaire a été réalisée en suivant des essais de compression et de flexion à l'aide de la technique de corrélation d'images et de la technique d'émission acoustique.



---

## Table des matières

Chapitre 2 - Comportement du béton de terre en compression .....	37
2.1. Effet de la stabilisation des sols par des liants hydrauliques sur la résistance à la compression.....	37
2.2. Effet des fibres naturelles sur les propriétés mécaniques .....	39
2.3. Monitoring avec la technique d'EA .....	45
2.4. Effet d'échelle .....	47
2.5. Procédure expérimentale .....	50
2.5.1. Essais de compression simple .....	50
2.5.1.1. Technique d'émission acoustique .....	51
2.6. Résultats et discussion .....	53
2.6.1. Effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur le comportement mécanique du béton de terre.....	53
2.6.1.1. Méthode de mesure de la déformation .....	53
2.6.1.2. Effet de l'âge sur les propriétés mécaniques .....	57
2.6.1.3. Suivi de la fissuration avec la technique de traitement d'images .....	59
2.6.2. Suivi des essais de compression avec la technique d'EA.....	61
2.6.2.1. Localisation des évènements d'EA .....	61
2.6.2.2. Analyse de l'activité acoustique .....	63
2.7. Effet d'échelle .....	66
2.8. Conclusions.....	68

---

## Chapitre 2 - Comportement du béton de terre en compression

---

La nécessité d'utiliser des matériaux écologiques dans les nouvelles constructions pousse les chercheurs à étudier et à améliorer le comportement de ces matériaux afin de répondre aux demandes du marché. Le béton de terre est souvent utilisé pour des constructions basiques qui ne nécessitent pas des performances mécaniques élevées. Dans ce chapitre, le comportement en compression des bétons de terre avec et sans fibres de lin a été étudié avec un suivi continu à l'aide de la technique d'émission acoustique (EA) et la technique de traitement d'images.

L'EA est un phénomène qui génère des ondes élastiques transitoires en raison de la libération rapide d'énergie provenant d'une source localisée dans un matériau (Chang and Liu, 2003; Vidya Sagar and Raghu Prasad, 2012). La technique d'EA est une technique de monitoring, non invasive et passive. Elle a été largement utilisée dans le domaine du génie civil pour la surveillance des structures (Grosse and Ohtsu, 2008). Cette méthode permet d'identifier les défauts générés dans les matériaux sous chargement (Saliba, 2012; Saliba et al., 2015, 2014). L'avantage majeur de cette technique est qu'elle permet de suivre en continu le processus d'endommagement et est fortement utilisée dans l'étude des structures sous chargement réel (Roget, 1988). L'inconvénient de cette technique est le manque de reproductibilité à cause de la formation aléatoire et soudaine des microfissurations et la présence de bruits dans le milieu environnant qui rendent l'interprétation des résultats difficile. Les sources d'EA peuvent être liées à différents phénomènes (mécanismes de rupture, mécanismes de déformation plastique, frottements, impacts mécaniques, transformation de phase, microfissuration...).

### 2.1.Effet de la stabilisation des sols par des liants hydrauliques sur la résistance à la compression

La stabilisation des sols par des liants hydrauliques améliore les propriétés physiques ainsi que les propriétés mécaniques du sol comme la résistance à la compression et à la traction ainsi que le module élastique (Cabane, 2005; Lasledj, 2009). Dans le cas de la stabilisation par la chaux, la résistance mécanique augmente due aux réactions pouzzolaniques (Little, 1995; Locat et al., 1996) avec une réduction du gonflement et du retrait. L'augmentation de la résistance peut durer jusqu'à un an (Locat et al., 1990) et peut être reliée à la réduction de la densité sèche du matériau. Bell (Bell, 1996) a varié le pourcentage de chaux pour stabiliser la kaolinite et la montmorillonite. Les meilleurs pourcentages de stabilisation pour les sols considérés sont entre 2 et 4 % (Figure 2.1). Osinubi et Nwaiwu (Osinubi and Nwaiwu, 2006) ont montré que la résistance à la compression augmente avec le pourcentage de chaux de 0 à 5% mais diminue au-delà de cette valeur. Lasledj (Lasledj, 2009) a montré que la résistance et la rigidité de la bentonite traitée avec 0, 2, 4, 6, 8, 10 et 20% de chaux augmentent avec la quantité de chaux. Khattab (Khattab, 2007) a estimé que la valeur optimale de chaux est de 4% pour un pH de 12,6. Sudhakar et Shivanand (Sudhakar and



Shivananda, 2005) ont montré que l'augmentation de la résistance est presque linéaire avec la quantité de chaux de 4 à 10%.

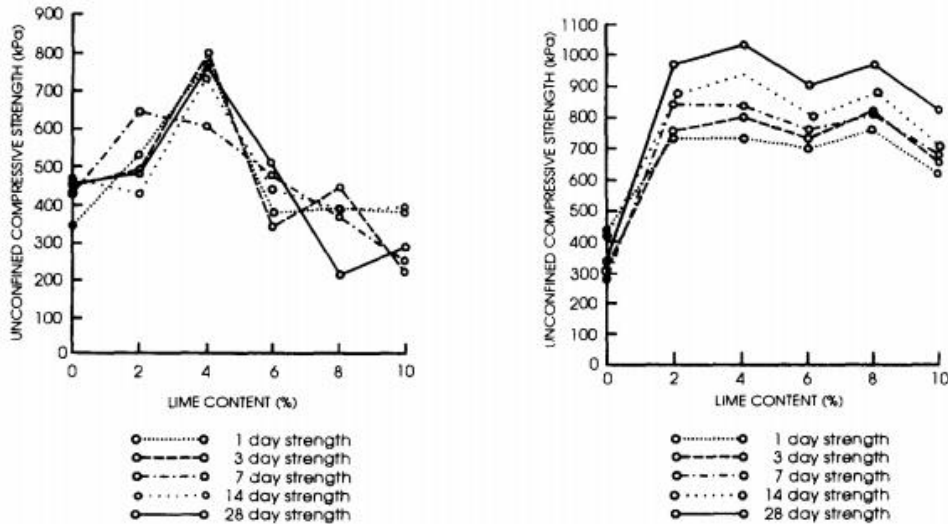
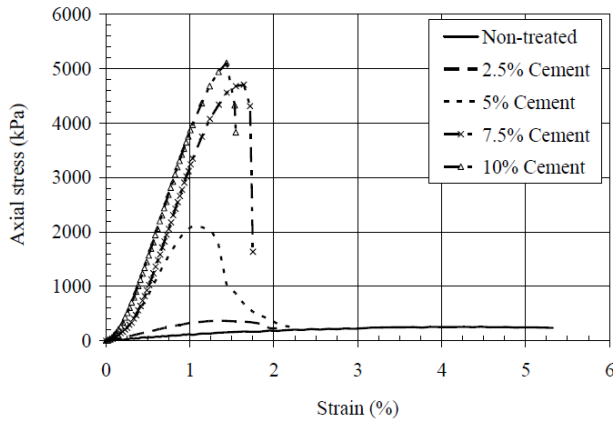


Figure 2.1 : Résistance à la compression de la montmorillonite (a) et de la kaolinite (b) avec différents pourcentages de chaux (Bell, 1996)

Le traitement des sols avec le ciment augmente rapidement la résistance à cause des réactions d'hydratation (Cabane, 2005). La résistance à la compression augmente avec le pourcentage de ciment (Bahar et al., 2004). Une augmentation significative de la résistance à la compression et du module d'élasticité a été observée en fonction du dosage en ciment (0 ; 2,5 ; 5 ; 7,5 et 10 %) (Sariosseiri and Muhunthan, 2009) (Figure 2.2 (a)). Cependant, le sol traité a présenté un comportement plus fragile. Le temps de durcissement a aussi une influence sur la résistance à la compression (Bahar et al., 2004). Lorsque le dosage en ciment augmente (plus que 10%), la résistance met plus de temps pour atteindre sa valeur maximale (Bahar et al., 2004). Eid (Eid, 2011) a étudié l'évolution de la résistance pour deux pourcentages de ciment 5 et 10% et des pourcentages différents de sable, de kaolinite et de limon. Les résultats montrent que la résistance augmente avec le pourcentage de ciment et diminue avec le pourcentage de kaolinite (Figure 2.2 (b)).



Nomenclature	Pourcentage de Sable de Loire	Pourcentage de Limon	Pourcentage de Kaolinite
M1	50%	20%	30%
M2	70%	10%	20%
M3	70%	15%	15%
M4	70%	20%	10%

Mélange	Résistance de compression maximale (MPa)	
	Avec 5% de ciment	Avec 10% de ciment
M1	2,49	3,58
M2	3,36	5,13
M3	4,90	5,78
M4	5,30	7,92

Figure 2.2 : (a) Courbes contrainte- déformation d'un sol de Palouse traité par différents pourcentages de ciment (Sariosseiri and Muhunthan, 2009), (b) Résistance à la compression des sols traités au ciment (Eid, 2011)

## 2.2.Effet des fibres naturelles sur les propriétés mécaniques

L'effet des fibres naturelles sur les propriétés mécaniques a été largement étudié dans la littérature. Cependant, aucune généralisation ne pourrait être réalisée car les propriétés varient selon les dimensions des éprouvettes testées, la procédure des essais, la composition du mélange, le pourcentage et le type des fibres (Laborel-Préneron et al., 2016). Par exemple, l'ajout de 20 % de paille d'avoine a réduit la résistance à la compression, alors que, l'ajout du même pourcentage 20% de fibre de laine typha a permis une augmentation de la résistance pour le même mélange (Lima and Faria, 2016). Selon différentes études, l'ajout de fibres végétales a permis une augmentation de la résistance (Binici et al., 2007; Bouhicha et al., 2005; Galán-Marín et al., 2010; Millogo et al., 2014; Mostafa and Uddin, 2016). L'effet de la longueur de fibres (0, 50, 60, 70, 80, 90 et 100 mm) sur les propriétés mécaniques des blocs de terre innovants, composés d'ingrédients ordinaires de CEB (Compressed Earth Block) (35% d'argile, 35% de sable, 30% d'agrégats, 7% de ciment, 10-12% d'eau et 0-5% de fibres de banane) a été étudié (Mostafa and Uddin, 2016). Les résultats ont montré une amélioration des propriétés mécaniques des blocs avec les différentes longueurs de fibres et plus particulièrement pour celles entre 60 et 70 mm (Figure 2.3). Cette augmentation résulte de la grande rigidité des fibres et du confinement latéral interne par les fibres rigides et au transfert de la charge aux fibres après la première fissuration (Mostafa and Uddin, 2016).

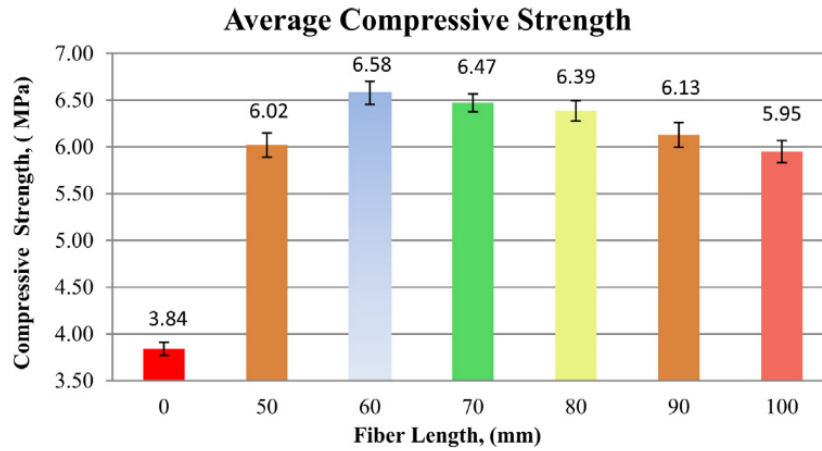


Figure 2.3 : Résistance moyenne à la compression du CEB et du B-CEB (Banana-Compressed Earth Block) (Mostafa and Uddin, 2016)

Bouhicha et al (Bouhicha et al., 2005) ont montré que la résistance à la compression a augmenté de 10 à 20% avec l'ajout de 1,5% de paille d'orge. Une augmentation de 8 à 16 % de la résistance à la compression des PAB (Pressed Adobe Blocks) a été observée pour une teneur de 0,4% de fibres d'hibiscus cannabinus et ceci pour deux longueurs 3 et 6 cm (Millogo et al., 2014) (Figure 2.4). L'augmentation de la résistance à la compression est liée à la microstructure homogène en raison de la présence de moins de pores. De plus, la bonne cohésion entre les fibres et la matrice argileuse permet d'empêcher la propagation des fissures et contribue à une amélioration de la résistance à la compression (Millogo et al., 2014) (Figure 2.4). La résistance à la compression d'un sol argileux (32% d'argile avec une limite de plasticité de 19,1% et une limite de liquidité de 34,8%) a été aussi améliorée avec l'ajout de 37% de la laine de mouton (Galán-Marín et al., 2010).

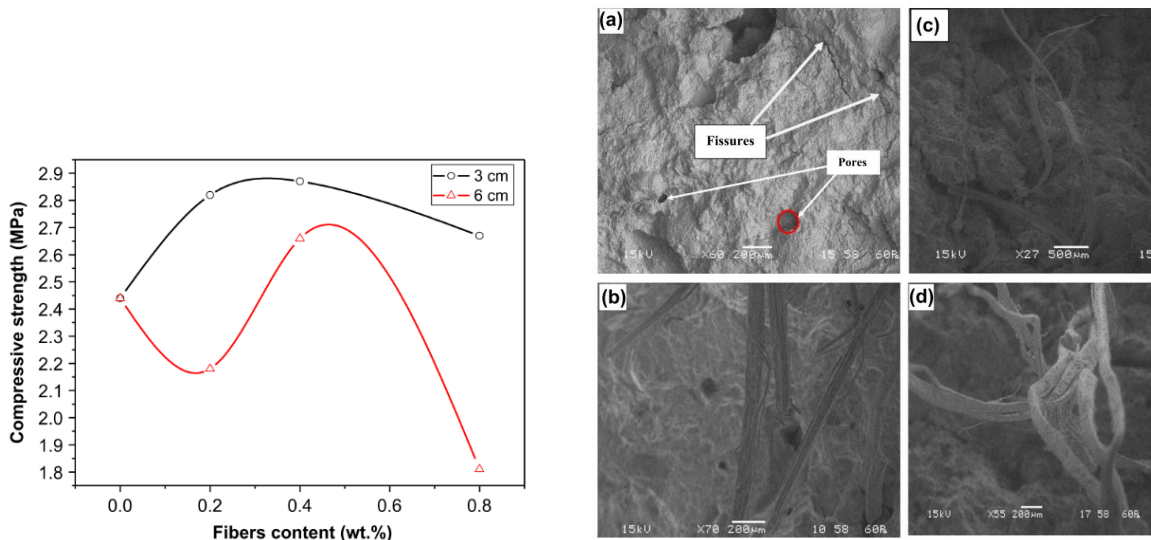


Figure 2.4 : Résistance à la compression et MEB des fibres stabilisées PAB (a) matière sans fibre, (b) 0,2% de fibre de 3 cm, (c) 0,4% de fibre de 3 cm et (d) 0,4% de fibre de 6 cm (Millogo et al., 2014)

Par ailleurs, aucune influence des fibres végétales sur la résistance à la compression n'a été observée par (Levacher et al., 2010; Quagliarini and Lenci, 2010; Taallah et al., 2014). Par exemple, l'ajout des fibres de palme de date avec différents pourcentages (0,05 ; 0,1 ; 0,15 ; 0,2 %) aux blocs de sol compactés et stabilisés par 5% de ciment n'a pas affecté la résistance à la compression ni à l'état sec et ni l'état humide (Figure 2.5) (Taallah et al., 2014). Ceci peut être relié à la faible teneur en fibres (inférieure à 1% en poids).

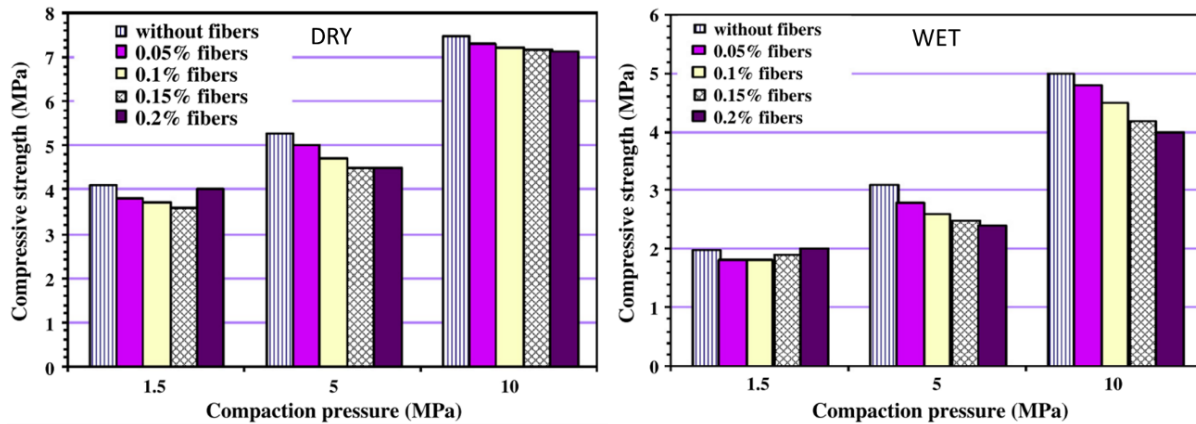
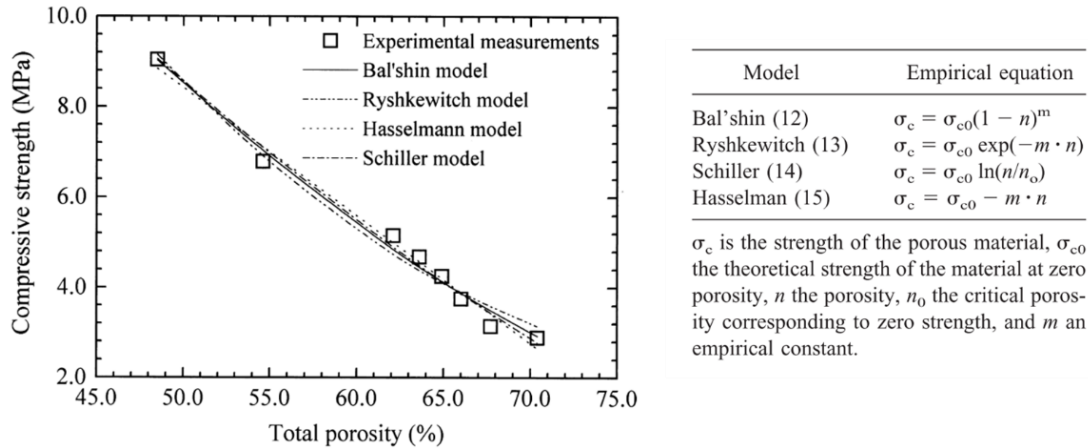


Figure 2.5 : Effet de la pression de compactage sur la résistance à la compression à l'état sec (a) et à l'état humide (b) pour différents pourcentages de fibres (Taallah et al., 2014)

Plusieurs études ont montré une diminution des performances mécaniques avec l'ajout des fibres (Al Rim et al., 1999; Algin and Turgut, 2008; Bouguerra et al., 1998; Bouhicha et al., 2005; Ghavami et al., 1999; Khedari et al., 2005; Laborel-Préneron et al., 2016; Ledhem et al., 2000; Mohamed, 2013; Piattoni et al., 2011; Quagliarini and Lenci, 2010; Yetgin et al., 2008). Laborel-Préneron et al (Laborel-Préneron et al., 2016) ont trouvé que l'ajout de 3% et 6% de chènevotte par rapport à la masse de terre diminue la résistance à la compression de 40% à 55%. Algin et Tugut (Algin and Turgut, 2008) ont observé que la résistance à la compression et la teneur en coton sont inversement proportionnelle. Ainsi, avec l'ajout de 7% de coton, la résistance diminue de 71%. De plus, l'ajout des fibres végétales diminue la densité sèche du matériau, ce qui aboutit à une diminution de la résistance (Al Rim et al., 1999; Ghavami et al., 1999). En effet, la résistance à la compression diminue avec l'augmentation de la porosité et la teneur en bois et différents modèles ont été proposés (Figure 2.6) (Bouguerra et al., 1998). La résistance à la compression diminue aussi dans certains cas à cause de la faible adhérence entre les fibres et la matrice ce qui permet aux fibres de glisser facilement (Khedari et al., 2005; Quagliarini and Lenci, 2010).



**Figure 2.6 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les modèles empiriques de l'évolution de la résistance à la compression en fonction de la porosité pour le composite argilo-ciment-agrégats de bois (Bouguerra et al., 1998)**

Les fibres végétales permettent aussi d'augmenter la ductilité des matériaux à base de terre (Bouhicha et al., 2005; Quagliarini and Lenci, 2010). L'augmentation de la ductilité avec la teneur des fibres est liée à la grande compressibilité des fibres végétales qui génèrent à leur tour des résistances résiduelles très élevées. Au moment de la rupture, les éprouvettes forment un même bloc avec une perte d'adhérence entre la matrice et les fibres. Une grande déformation à la rupture est aussi observée. La déformation au pic est de 24% avec l'ajout de 0,75% de paille (Piattoni et al., 2011), 10% avec 4% de fibres de coco (Ghavami et al., 1999) et 13% avec 5% de pelures de manioc (Villamizar et al., 2012). Pour les formulations sans fibres, le comportement à la rupture en compression présente un pic de contrainte (Gaw, 2011) (Figure 2.7 (a)). L'addition de 1,8% en poids de fibres de coco a permis au sol de rester structurellement sain en lui permettant de se comprimer lentement et la courbe de contrainte-déformation n'a pas présenté un point de rupture clair (Figure 2.7 (b)). La courbe contrainte-déformation se comporte d'une façon linéaire puisque le sol a cessé de se comporter comme un sol composite mais comme un ressort. Les fibres soutiennent le sol restant, empêchant la perte des particules de sol en tant que matériau élastique unique (Figure 2.8). La procédure utilisée pour la mesure de la résistance à la compression peut influencer les résultats puisque les matériaux en terre présentent une grande ductilité en compression. En effet et à cause de cette ductilité élevée, la définition des critères de rupture de ces matériaux est compliquée car les éprouvettes n'atteignent pas la rupture. Jusqu'au moment, aucune norme ne prend en compte ce problème (Laborel-Préneron et al., 2016). Un pic de résistance à la compression limité à une déformation fixe de 18% a été choisi par (Gaw, 2011) tandis que Flamet (Flamet, 2013) a déterminé la résistance pour des déformations de 1,5 et 7,5 %.

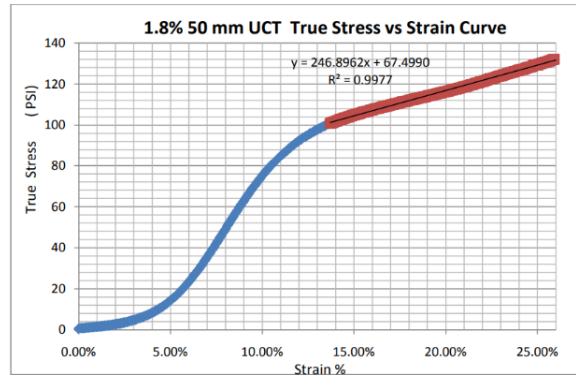
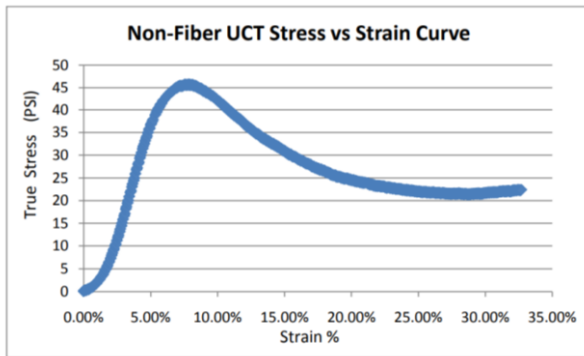


Figure 2.7 : Contrainte- déformation pour les éprouvettes sans fibres (a) et avec 1,8% de fibres de 50 mm (b) (Gaw, 2011)

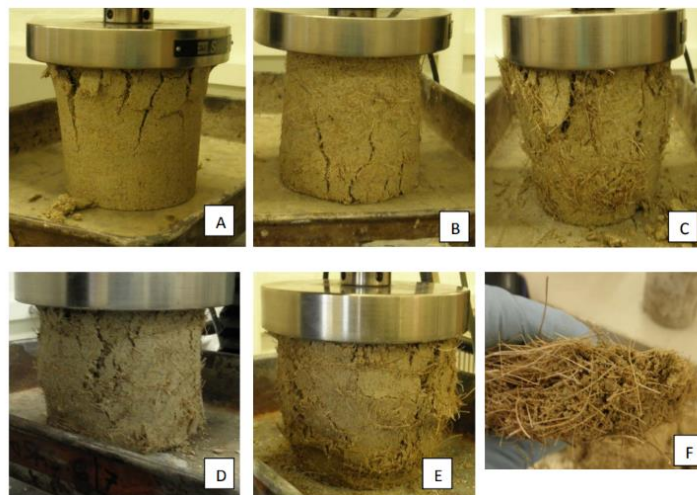


Figure 2.8 : Rupture des éprouvettes A : sans fibres B : 0,8% C : 1,8% D : 2,4% E : 3,2% de fibres et F : Agglomération des couches de sol avec une teneur en fibres de 3,2% (Gaw, 2011)

Le module de Young varie de manière inversement proportionnelle à la teneur des fibres. Le module a diminué de 30 à 50% avec l'ajout de 0,2 à 0,8 % de paille à la terre (Figure 2.9) (Quagliarini and Lenci, 2010). Cette diminution du module de Young a été reliée à la résistance à la compression (Bouasker et al., 2014; Chee-Ming, 2011; Millogo et al., 2015).

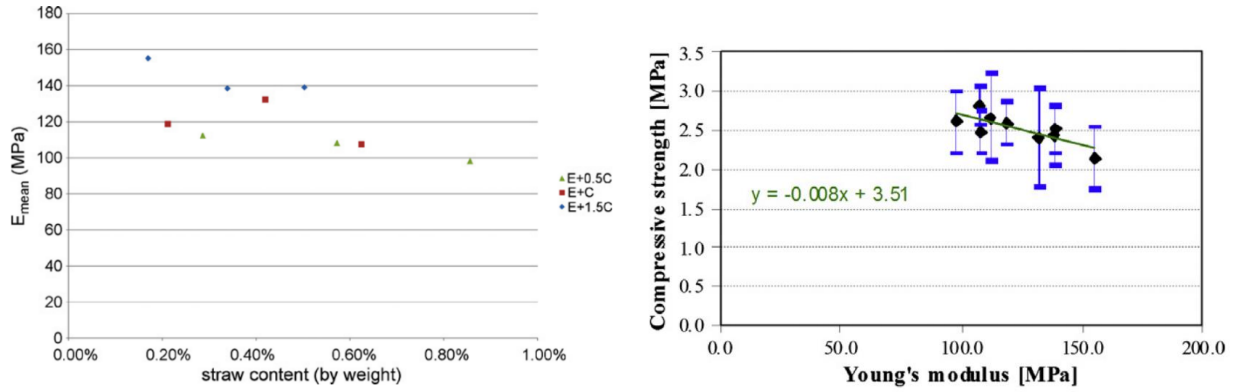


Figure 2.9 : Evolution du module de Young en fonction de la teneur en paille (Quagliarini and Lenci, 2010) (a) et relation entre la résistance à la compression et le module de Young des blocs (Piattoni et al., 2011) (b)

Plusieurs modèles empiriques reliant le module de Young à la résistance à la compression ont été proposés (Figure 2.9) (Piattoni et al., 2011). D'autres modèles théoriques comme celui de Voigt, Reuss et Hill ont été utilisés pour prédire les propriétés élastiques des blocs de terre (Piattoni et al., 2011). Ils ont été considérés comme des matériaux composites à trois phases : la terre (E), les fibres de paille (S) et le sable (C) (Piattoni et al., 2011). Le modèle de Voigt en 1889 (Voigt, 1889) été utilisé pour estimer les propriétés élastiques des matériaux polycristallins. La contrainte est supposée constante et le module élastique est calculé selon la relation suivante (Piattoni et al., 2011) :

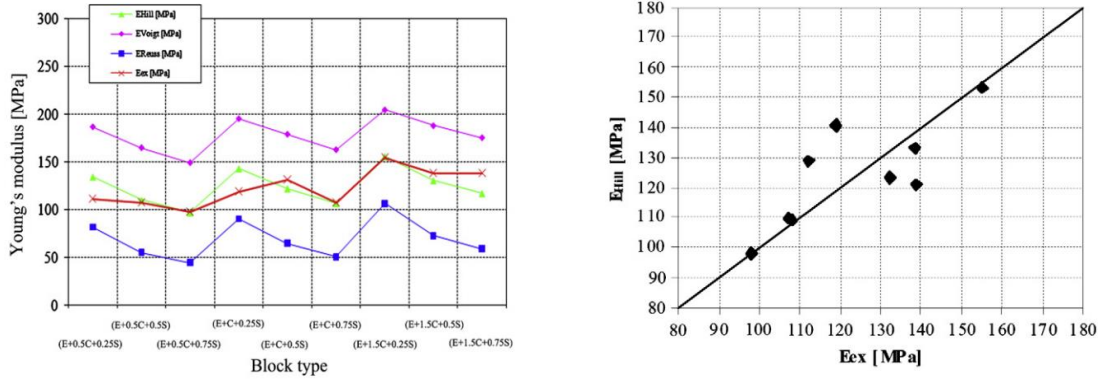
$$E_v = C_{\text{earth}} E^{(\text{earth})} + C_{\text{c sand}} E^{(\text{c sand})} + C_{\text{straw}} E^{(\text{straw})} \quad \text{Équation 2-1}$$

Avec  $C_i$  la fraction volumique de la phase  $i$

Contrairement au modèle de Voigt, le modèle de Reuss et Angew (Reuss and Angew, 1929) suppose que les phases du matériau composite sont soumises à une contrainte uniforme, la relation du module élastique est sous la forme :

$$\frac{1}{E_R} = \frac{C_{\text{earth}}}{E^{\text{earth}}} + \frac{C_{\text{c sand}}}{E^{(\text{c sand})}} + \frac{C_{\text{straw}}}{E^{(\text{straw})}} \quad \text{Équation 2-2}$$

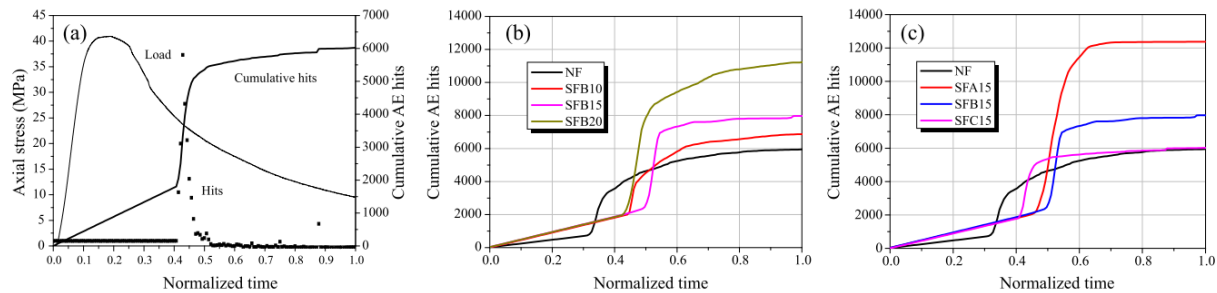
La théorie de Hill (Hill, 1965) considère que le module élastique d'un matériau composite est inclus dans l'intervalle délimité par les valeurs de Reuss et Voigt. Le modèle de Reuss est ainsi la limite inférieure et le modèle de Voigt est la limite supérieure. La valeur moyenne des deux modèles peut être ainsi considérée. La Figure 2.10 montre la validation de ce modèle en comparant les valeurs obtenues expérimentalement des différentes formulations de blocs de terre avec et sans fibres et théoriquement par le modèle de Hill (Piattoni et al., 2011).



**Figure 2.10 : (a) Comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques du module de Young (briques) (b) Relation entre le module élastique de Hill et les valeurs expérimentales des blocs (Piattoni et al., 2011).**

### 2.3. Monitoring avec la technique d'EA

L'évolution de l'activité acoustique avec le niveau de contrainte des éprouvettes 150 x 150 x 300 mm<sup>3</sup> sous une charge de compression simple a été étudié (Li et al., 2017) (Figure 2.11 (a)). Le nombre de signaux augmente lentement avant le pic. Après le pic, une augmentation soudaine de l'EA se produit accompagnée d'une forte baisse de la contrainte causée par la propagation des fissures. La Figure 2.11 (b) représente l'évolution du nombre cumulé de signaux pour des éprouvettes sans et avec 1%, 1,5% et 2% de fibres d'acier de 40 mm de longueur. Les résultats indiquent que le nombre cumulé des signaux augmente avec la teneur des fibres. Par contre, le nombre cumulé des signaux diminue avec le rapport de forme (Longueur/diamètre : A : 30, B : 60 et C :80). Ce phénomène est interprété par le fait que les événements liés à l'arrachage des fibres sont proportionnels à la fraction volumique (Aggelis et al., 2012). Wang et al. (Wang et al., 2018) ont trouvé que l'énergie acoustique cumulée augmente avec la teneur de fibres d'acier indiquant le rôle principal des fibres dans la limitation du développement de fissures.



**Figure 2.11 : Nombre cumulé de signaux d'EA en fonction de la contrainte (a), Effet de la fraction volumique des fibres (b) et du rapport de forme des fibres sur l'activité acoustique (c) (Li et al., 2017)**

Les ondes élastiques détectées par les capteurs d'EA sont le résultat de la libération de l'énergie stockée avec la croissance des fissures sous le processus de rupture (Aggelis, 2011; Bhosale et al., 2019). L'énergie libérée dépend du mode et de la nature de la rupture à la source des ondes



élastiques. La relation entre la fréquence moyenne AF et la valeur RA peut être utilisée pour classer les modes de rupture en traction et en cisaillement (Aggelis et al., 2013; Shiotani, 2006). La fréquence moyenne (AF) exprimée en kHz est définie comme étant le nombre de coups divisé par la durée du signal. Le paramètre RA exprimé en  $\mu\text{s}/\text{V}$  est défini comme le rapport entre le temps de montée et l'amplitude. Cette relation a été largement utilisée pour distinguer la rupture en cisaillement et en traction (Lou et al., 2017; Xu et al., 2018; Zhang et al., 2018). La valeur de RA lors de la rupture en cisaillement est supérieure à celle obtenue en traction, alors que la fréquence moyenne est inférieure (Bhosale et al., 2019; Chen et al., 2020; Ranjbar et al., 2016) (Figure 2.12(a)). La variation de la fréquence moyenne en fonction du paramètre RA peut être divisée en deux zones (Figure 2.12(b)) qui présentent les signaux générés par le cisaillement et la rupture en traction. Ces deux zones sont séparées par une frontière (ligne) qui dépend des propriétés du matériau testé, de la dimension et de la géométrie des éprouvettes et de la charge appliquée (Aggelis, 2011).

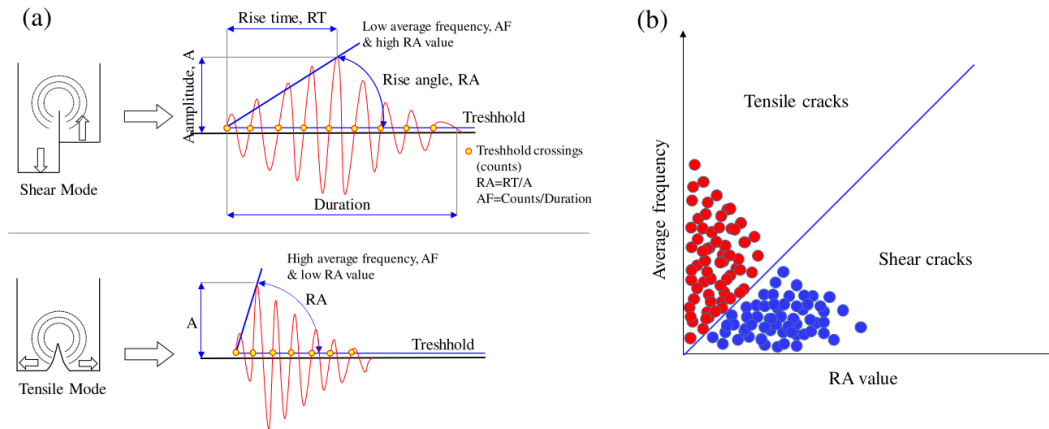


Figure 2.12 : (a) paramètres des signaux d'EA et (b) classification typique des fissures en cisaillement et en traction (Li et al., 2018)

La Figure 2.13 montre les valeurs RA et AF en fonction du temps pour les différents teneurs de fibres d'acier (0, 1 et 2%) dans des éprouvettes de mortier de  $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ . Quatre phases ont été observées : phase A (niveau de contrainte 0-10%), phase B (niveau de contrainte 10-15%), phase C (niveau de contrainte 15-90%), phase D (niveau de contrainte 90-100%). Dans la phase A et jusqu'à la phase C, la valeur RA diminue alors que la valeur AF augmente indiquant que le schéma de défaillance est progressivement dominé par la traction (Wang et al., 2018). Dans la phase D, la valeur de RA augmente fortement et la valeur de AF diminue rapidement indiquant que le schéma de défaillance est progressivement dominé par le cisaillement. Pour les différents pourcentages de fibres, le point extrême de la valeur RA augmente respectivement de 16 à 49% pour 1 et 2% de fibres d'acier. Les dommages par cisaillement sont plus importants après l'incorporation de fibres d'acier dans la phase A. La valeur RA pour les éprouvettes renforcées par les fibres d'acier est plus élevée que celle du mortier ordinaire. Dans la phase C, le schéma de traction s'est transformé en schéma de cisaillement avec l'ajout de fibres d'acier. Dans la phase D, l'apparition de macrofissures est accompagnée d'un arrachement des fibres avec une rupture en

cisaillement. Li et al. (Li et al., 2017) montrent que la valeur moyenne de RA est plus grande avec l'ajout des fibres d'acier, et que les fissures de cisaillement augmentent de manière significative. Ceci est dû au pontage des fissures et au transfert de la contrainte de traction de la matrice aux fibres qui limite le glissement entre les deux côtés des fissures.

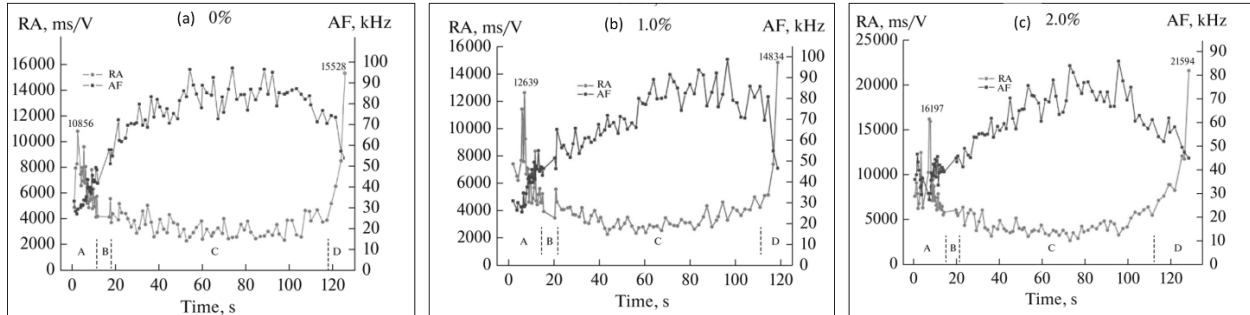


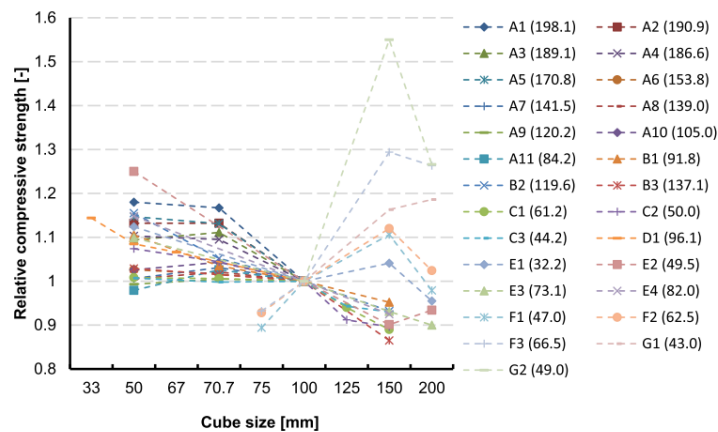
Figure 2.13 : Valeurs RA et AF pour différentes teneurs en fibres d'acier (Wang et al., 2018)

## 2.4.Effet d'échelle

Les propriétés mécaniques d'un matériau changent avec la modification des dimensions géométriques des éprouvettes. Ce phénomène a été mentionné sous le nom d'effet d'échelle au 16<sup>ème</sup> siècle par Léonard de Vinci en association avec la résistance des cordes. De nombreuses études (Bruggi, M., Venini, 2012; Del Viso et al., 2008) ont porté sur les bétons classiques. Un examen plus approfondi a eu lieu lorsque Griffith a mesuré une augmentation significative de la résistance nominale des fibres de verre après avoir diminué le diamètre des fibres. La théorie de l'effet d'échelle a ensuite été élaborée en détail, principalement par Weibull et Bazant (Bazant, 2000). L'effet d'échelle sur la résistance à la compression du béton a été largement étudié en réalisant des essais sur des éprouvettes cubiques et cylindriques (Malhotra, 1996; Neville, 1996). Les résultats ont montré que la résistance à la compression est plus élevée avec les éprouvettes de petites tailles. Selon Lessard et Omar (Lessard and Omar, 1993), l'effet d'échelle sur des éprouvettes de béton de haute résistance est plus important que sur du béton ordinaire.

L'utilisation de géométries différentes pour la détermination de la résistance à la compression du béton est liée aux exigences des normes d'essai. Les géométries les plus utilisées sont les cylindres (élancement = 2) et les cubes. La raison pour laquelle les cubes sont préférés aux cylindres est l'élimination de la préparation de la surface inférieure et supérieure. L'effet de la forme sur la résistance à la compression a été largement étudié et différentes relations ont été proposées (Del Viso et al., 2008). Un facteur de 1,2 est utilisé pour convertir la résistance d'un cylindre à la résistance d'un cube de béton ordinaire (Del Viso et al., 2008). Fladr et Bily (Fládr and Bílý, 2018) ont comparé les résultats de plusieurs études sur l'effet d'échelle en compression sur des cubes (Figure 2.14). La résistance à la compression a tendance à diminuer avec l'augmentation de la taille des éprouvettes, mais certains auteurs ont signalé un comportement inverse. La relation entre le niveau de la résistance à la compression et l'importance de l'effet d'échelle est également équivoque. Xincheng (Xincheng, 2013) donne un ensemble de facteurs de conversion de la résistance mesurée sur un cube de 100 mm en un cube de 150 mm. Les valeurs de ces facteurs

dépendent de la résistance à la compression du béton testé. Par exemple, pour une résistance inférieure à 55 MPa, un facteur de 0,95 a été calculé (Zhang, 2011). Les résultats de résistance obtenus sur un cube de 200 mm peuvent être multipliés par 1,05 pour obtenir la résistance des cubes de 150 mm. An et al (An et al., 2008) ont étudié l'effet d'échelle sur la résistance à la compression du béton de poudre réactive. Ils ont comparé des cubes de 50 ; 70,7 ; 100 et 150 mm contenant 0,1 ou 2% de fibres en volume, sans pouvoir tirer aucune conclusion définitive. Yi et al (Yi et al., 2006) ont comparé la résistance des cubes de 50, 100, 150 et 200 mm et ont observé que la résistance à la compression diminue avec l'augmentation de la taille des échantillons. Tokyay, Zabihi et Eren (Zabihi and Eren, 2014) n'ont pas observé une diminution de la résistance à la compression avec l'augmentation de la taille des éprouvettes. La résistance la plus élevée a été obtenue pour les cubes de 150 mm en comparaison avec la résistance des éprouvettes de 75, 100 et 200 mm (Tokyay and Ozdemir, 1997).



**Figure 2.14 : Comparaison des résistances à la compression mesurées par différents auteurs (Fládr and Bílý, 2018)**

Très peu d'études ont analysé l'effet de la forme et de la taille des éprouvettes pour les matériaux à base de terre (Ciancio and Gibbins, 2012; Tripura and Souvik, 2017). La résistance à la compression des bétons de terre compactés et stabilisés avec du ciment varie en fonction de la forme des éprouvettes en raison du mode de rupture. La Figure 2.16 a, b et c montre la comparaison de la fissuration entre les cubes et les cylindres durant le chargement en compression de la Figure 2.15. Aucune chute brutale de la charge n'a été observée dans les éprouvettes cubiques à l'inverse des éprouvettes cylindriques (Tripura and Souvik, 2017). Des fissures de cisaillement ont été observées dans les cylindres et une rupture de type sablier avec un effondrement des côtés latéraux a été observée dans les cubes à cause des concentrations de contrainte près des coins. Ce processus de rupture entraîne une consommation d'énergie plus élevée en comparaison avec les éprouvettes cylindriques (Tripura and Souvik, 2017). Le schéma de fissuration observé est presque indépendant de la taille des éprouvettes (Figure 2.17) pour les bétons à haute résistance (Del Viso et al., 2008). L'état de contrainte à l'intérieur des cubes provoque un écrasement et des fissures qui aboutissent à la formation de fragments en forme de colonne (Del Viso et al., 2008).

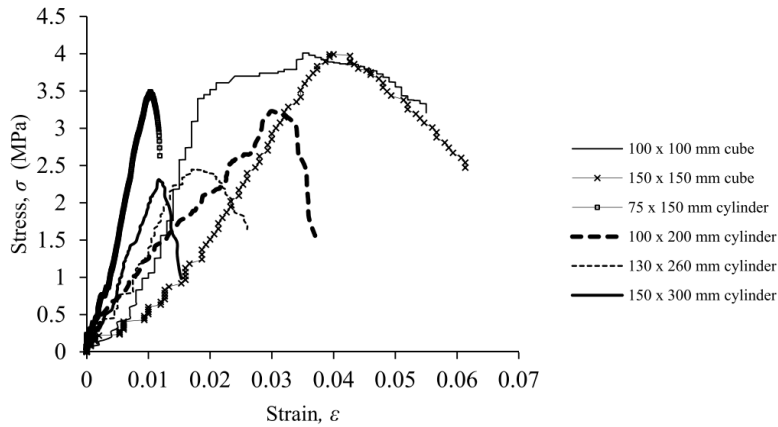


Figure 2.15 : Contrainte-déformation des cubes de 100 mm avec 10% de ciment (Tripura and Souvik, 2017)

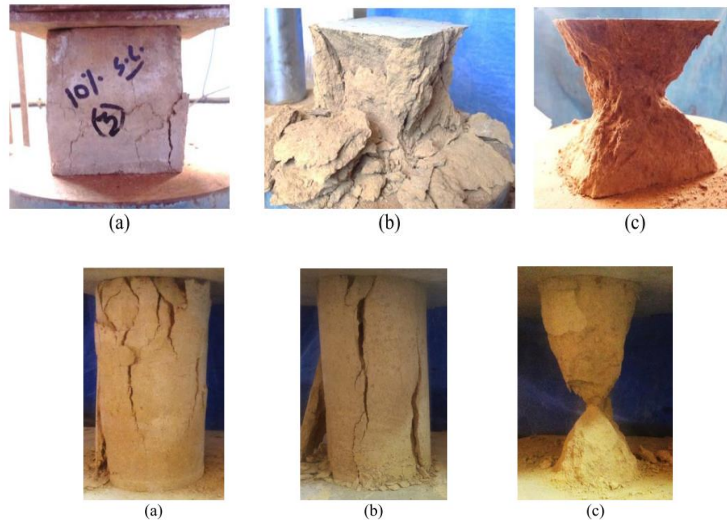


Figure 2.16 : Comparaison de la fissuration entre les cubes et les cylindres (Tripura and Souvik, 2017)

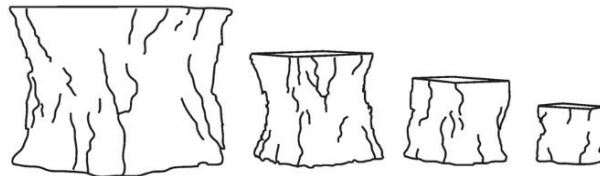
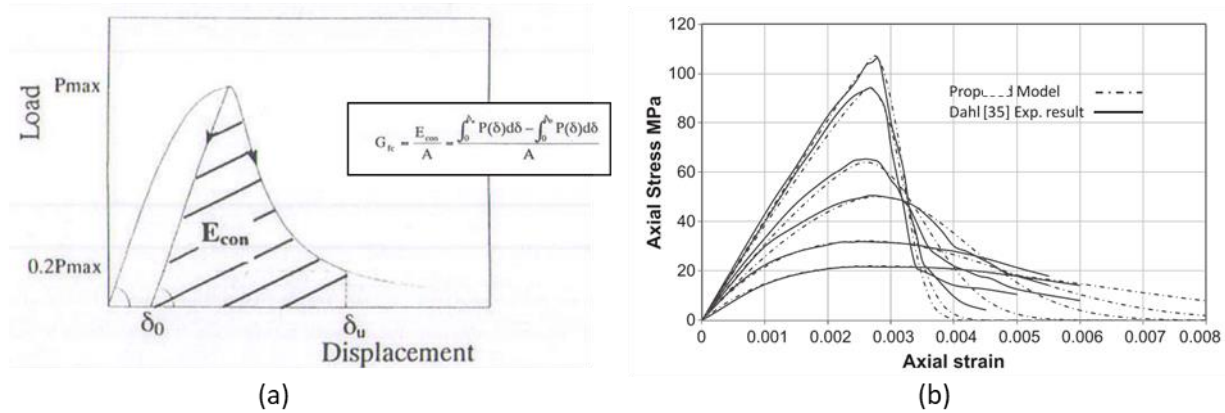


Figure 2.17 : Schémas de fissurations en compression pour des cubes de tailles différentes (Del Viso et al., 2008)

L'énergie de rupture en compression  $G_{fc}$  définie comme étant l'énergie absorbée par unité de surface dans la zone de rupture peut être aussi calculée (Jansen and Shah, 1997; Van Mier, 1984). L'énergie totale de fissuration est estimée par la zone hachurée : aire sous la courbe force-déplacement en post-pic (Figure 2.18 (a)).



**Figure 2.18 : Calcul de l'énergie de fissuration en compression par la méthode de surface (Nakamura and Higai, 2001) (a) et selon le modèle de Samanie et Attard (Samani and Attard, 2012)**

Un autre modèle de compression simple a été proposé et validé par les résultats expérimentaux de Dahl (Dahl, 1992) sur des éprouvettes cylindriques (Samani and Attard, 2012) (Figure 2.18 (b)). Samani et Attard (Samani and Attard, 2012) ont proposé de calculer l'énergie selon la formule suivante :

$$\frac{G_{fc}}{l_c} = \frac{\frac{1}{2}\sqrt{\pi}(\epsilon_{ic}-\epsilon_c)f'_c}{\sqrt{\ln(f'_c)-\ln(f_{ic})}} + \frac{\frac{1}{2}(f'_c)^2}{E_c} \quad \text{Équation 2-3}$$

Avec  $l_c$  la longueur caractéristique des éprouvettes dans la direction du chargement ;  $\epsilon_{ic}$  la déformation au point d'inflexion dans la branche descendante de l'éprouvette ;  $f_{ic}$  la contrainte au point d'inflexion dans la branche descendante ;  $f'_c$  la résistance à la compression et  $E_c$  le module élastique.

Le comportement à la rupture des bétons de terre en compression est suivi en parallèle avec les techniques de traitement d'images et d'EA. L'effet des différents pourcentages et longueurs de fibres de lin a été plus particulièrement étudié.

## 2.5.Procédure expérimentale

Les matériaux et les formulations utilisés sont les mêmes que ceux présentés au chapitre 1.

### 2.5.1. Essais de compression simple

Les essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques de  $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$  à l'âge de 7, 28 et 180 jours à l'aide d'une machine électromécanique d'une capacité de 100 kN (Figure 2.19). Les essais ont été pilotés avec une vitesse de déplacement constante de 0,6 mm/min. Les éprouvettes ont été démoulées 48 h après le coulage et conservées à une HR de 90% et à une température de 20°C. Trois éprouvettes ont été testées pour chaque mélange afin d'étudier la répétabilité. Des capteurs LVDT de précision de 3  $\mu\text{m}$  ont été placés au milieu des deux faces des

éprouvettes testées afin de mesurer la déformation. Ces capteurs permettent de mesurer le déplacement entre les deux lames des capteurs dans une zone qui ne dépasse pas 14,6 mm.

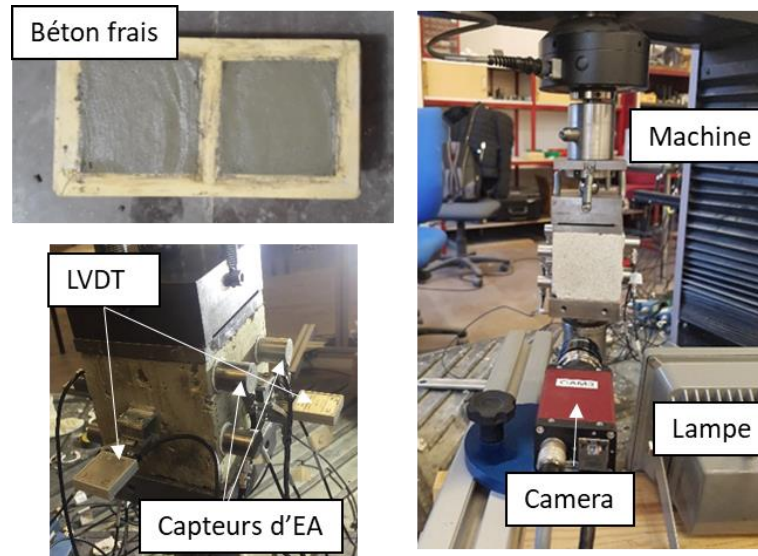


Figure 2.19 : Mise en place de l'essai de compression uniaxiale

Le comportement à la rupture du béton de terre en compression a été suivi en continu avec les techniques de traitement d'images et d'EA. Une résolution de 0,045 mm par pixel a été considérée.

### 2.5.1.1. Technique d'émission acoustique

Un système d'acquisition MISTRAS comprenant huit voies a été utilisé. Ce système est composé de :

- 1- huit capteurs piézoélectriques de type R15, ayant une fréquence de résonance de 150 kHz. Ces capteurs permettent la conversion des ondes détectées en signaux électriques ;
- 2- 8 Amplificateurs de 40 ou 60 dB de gain dans une bande de fréquence entre 20 et 1200 kHz ;
- 3- deux cartes PCI-DSP4 pour la numérisation des signaux et l'extraction des paramètres d'EA ;
- 4- un bus PCI qui permet un traitement à grande vitesse.

Le logiciel AEWIn a été utilisé pour l'acquisition des données, le suivi temporel des paramètres et la localisation des évènements.

Des signaux sous forme d'ondes sinusoïdales amorties désignées sous le terme de salves sont générés suite à la rupture des bétons de terre. Plusieurs paramètres peuvent être extraits des salves comme le temps de montée, l'amplitude, le nombre de coups, la durée du signal, la fréquence et l'énergie (Figure 2.20) (Saliba, 2012).

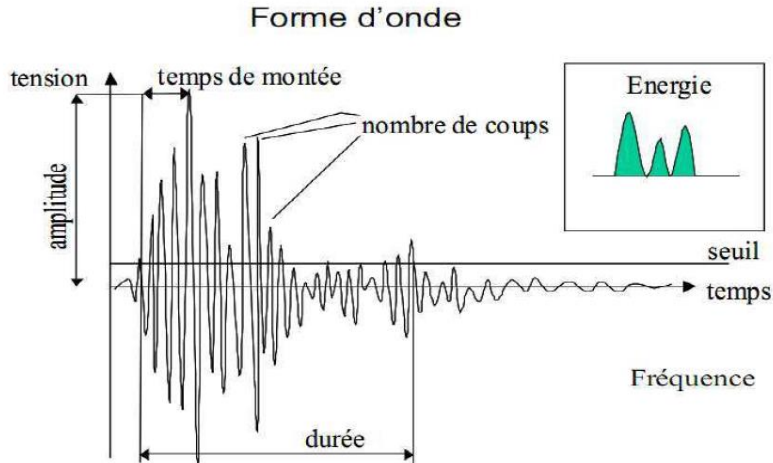


Figure 2.20 : Représentation d'une slave avec les paramètres de forme (Saliba, 2012)

Un algorithme de localisation 3D a été utilisé pour la localisation des sources d'EA. Cet algorithme est basé sur la triangulation des différences de temps d'arrivée sur chacun des capteurs utilisés. Pour qu'une source soit localisée, il suffit qu'une salve atteigne au moins quatre capteurs en 3D. Les sources d'erreurs de la localisation peuvent être dues au mauvais couplage, à l'endommagement, à l'atténuation des signaux (Schechinger and Vogel, 2007), aux positions des capteurs, au temps d'acquisition de chaque signal (Kurz. et al., 2005), à l'homogénéité du matériau et à la vitesse.

Pour les essais de compression, 8 capteurs piézoélectriques de type R15a ont été utilisés. Les capteurs ont été placés sur 2 faces opposées des éprouvettes (Figure 2.21). Les capteurs sont positionnés sur les éprouvettes avec une faible couche de graisse de silicone chassée d'air. Cette technique permet de garantir un bon couplage entre les capteurs et l'éprouvette, et par conséquent d'assurer une bonne transmission des signaux. Le seuil de détection est réglé à 35 dB. Cette valeur est ajustée en fonction du bruit de fond existant dans la salle d'essai (RILEM TC212-ACD). Un seuil d'acquisition trop faible peut entraîner un déclenchement continu et donc une saturation du système d'acquisition. Par contre, un seuil d'acquisition trop élevé réduit le nombre de signaux détectables et donc la précision de la localisation.

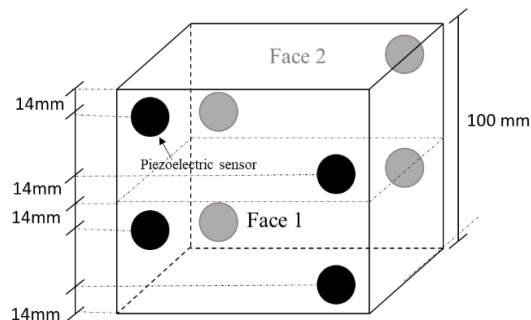


Figure 2.21 : Position des capteurs d'EA sur les éprouvettes cubiques (capteurs noir - face 1, capteurs gris - face 2).

Le couplage est validé avant chaque essai en utilisant la source HSU-NIELSEN (Norme NF EN 1330). La localisation d'un évènement imposé par des cassés de mine est ainsi comparée à la position réelle de la source. Cette procédure permet d'estimer d'une part, la vitesse de propagation et d'autre part, l'atténuation des ondes acoustiques dans le matériau.

La vitesse de propagation diminue légèrement avec le pourcentage de fibres avec une vitesse moyenne de 2100 m/s.

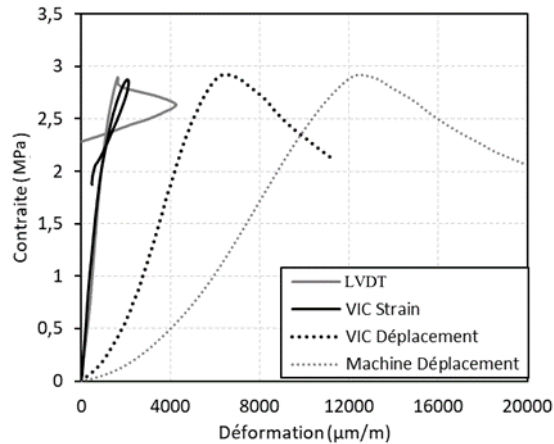
## **2.6.Résultats et discussion**

### **2.6.1. Effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur le comportement mécanique du béton de terre**

#### **2.6.1.1.Méthode de mesure de la déformation**

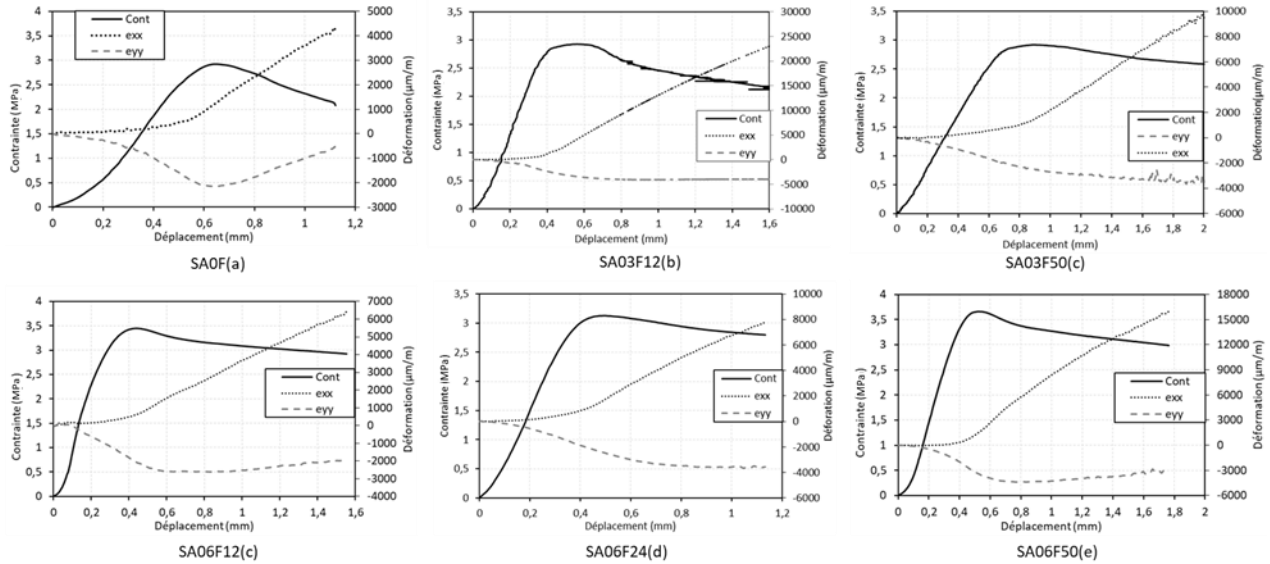
Afin d'étudier la loi de comportement des bétons de terre, les courbes contrainte-déformation ont été tracées. Plusieurs méthodes de traitement ont été testées. La Figure 2.22 présente l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation pour les éprouvettes sans fibres. La déformation a été calculée en utilisant les capteurs LVDT placés au milieu de l'éprouvette, le déplacement du vérin divisé par la longueur totale de l'éprouvette, le déplacement moyen obtenu par traitement d'images divisé par longueur de la zone traitée et la déformation calculée directement par traitement d'images. La déformation calculée par traitement d'images représente la moyenne de déformation en chaque point à la surface de l'éprouvette. La Figure 2.22 montre que la déformation calculée à partir du déplacement du vérin est la plus grande. Ceci peut être dû à l'écrasement du béton aux extrémités de l'éprouvette en contact avec les plaques métalliques. Les déformations calculées par les capteurs LVDT et par traitement d'images présentent le même comportement dans la partie élastique. Par contre, la mesure de la déformation après le pic est erronée soit à cause du décollage des capteurs LVDT, soit à cause de la propagation des fissures ou la perte de corrélation entre les images à cause de la perte d'une partie des éprouvettes suite à la rupture. La déformation calculée à partir du déplacement obtenu par traitement d'images est surestimée par contre elle permet de représenter le comportement global de l'éprouvette avec la partie post pic.





**Figure 2.22 : Evolution de la contrainte en fonction de la déformation calculée par différentes méthodes pour SA0F**

La Figure 2.23 présente l'évolution de la contrainte parallèle avec la déformation longitudinale et transversale en fonction du déplacement moyen de l'éprouvette (obtenu par traitement d'images) durant l'essai de compression pour les éprouvettes avec différents pourcentages (SA0F, SA03F12 et SA06F12) et longueurs de fibres (SA06F12, SA06F24 et SA06F50). La moyenne des déformations sur la surface étudiée a été calculée. Pour la formulation sans fibres, la déformation longitudinale  $e_{yy}$  (dans la direction du chargement) diminue linéairement jusqu'à presque 30% de la contrainte maximale. Ensuite, la déformation diminue avec un taux important jusqu'au pic de chargement. Le même comportement a été observé avec les capteurs LVDT. Pour la déformation transversale, 2 phases ont été observées avec une augmentation linéaire et un taux faible jusqu'à 90% du chargement maximal suivi d'une phase où la déformation transversale augmente avec un taux important indiquant l'extension et donc la propagation des fissures. Pour les formulations avec fibres, le même comportement a été observé mais avec un retard du début de la deuxième phase. Ceci peut être expliqué par l'effet des fibres à retenir le béton de terre et ralentir la propagation des fissures. La déformation transversale  $e_{xx}$  augmente aussi avec un taux important après le pic indiquant une capacité de déformation plus importante et une meilleure ductilité. A noter que la comparaison est qualitative dans la deuxième phase comme les fissures macroscopiques se sont déjà propagées.



**Figure 2.23 : Evolution de la contrainte et de la déformation longitudinale et transversale en fonction du déplacement moyen des éprouvettes avec différents pourcentages (SA0F, SA03F12 et SA06F12) et longueurs de fibres de lin (SA06F12, SA06F24 et SA06F50)**

La Figure 2.24(a) présente les courbes contrainte-déformation obtenues par traitement d'images et qui semblent représenter la déformation réelle de l'éprouvette pour les sept formulations. Ces courbes ont été arrêtées au niveau du pic. Une partie élastique suivie d'une zone non linéaire a été observée. Après le pic, la résistance se stabilise ou diminue légèrement avec une augmentation continue de la déformation indiquant que la corrélation d'images ne donne plus de résultats corrects à cause de la propagation des fissures et la perte de la surface du béton dans certains cas. Afin de pallier ce problème et d'étudier la différence entre les différentes formulations dans la partie adoucissante, les courbes contrainte-déformation obtenues à partir du déplacement moyen du traitement d'images et à partir du déplacement du vérin ont été aussi tracées (Figure 2.24 (b) et (c)). Un comportement fragile a été observé pour les éprouvettes sans fibres avec une résistance qui diminue rapidement après le pic. Un comportement plus ductile a été observé pour les formulations avec fibres avec une capacité de déformation et une énergie de rupture plus élevées. Ceci pourrait être dû à la grande compressibilité des fibres végétales qui génèrent une très grande résistance résiduelle en assurant une continuité au niveau des fissures. La longueur des fibres ne semble pas avoir un grand effet sur le comportement à la rupture.

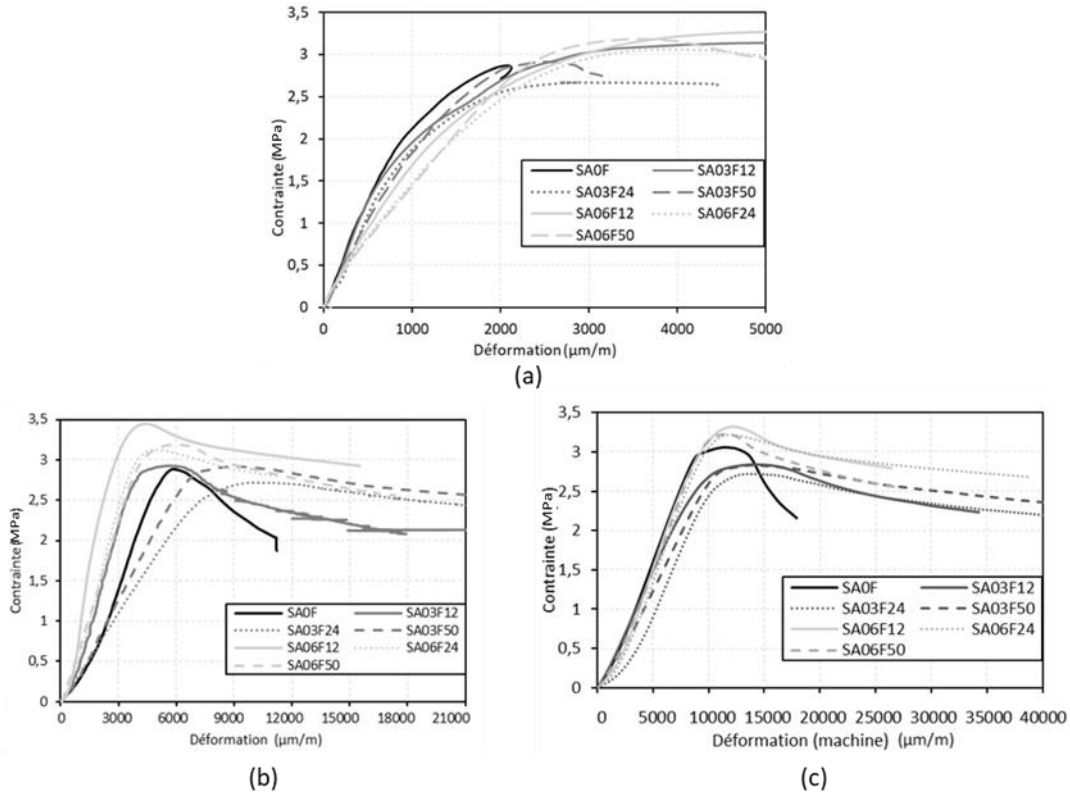


Figure 2.24 : (a) Courbes contrainte-déformation mesurées par traitement d’images, (b) à partir du déplacement moyen de l’éprouvette et (c) à partir du déplacement du vérin des différentes formulations avec différents pourcentages et longueurs de fibres à 28 jours

Le module élastique a été calculé en utilisant la corrélation d’images et les capteurs LVDT pour les éprouvettes sans et avec fibres. La même variation a été observée avec les deux méthodes mais avec des valeurs plus faibles du module avec les LVDT. Ceci peut être relié au fait que les capteurs LVDT mesurent la déformation sur une zone très limitée et locale, alors qu’avec la technique de corrélation d’images, la déformation moyenne prend en compte la totalité de la surface.

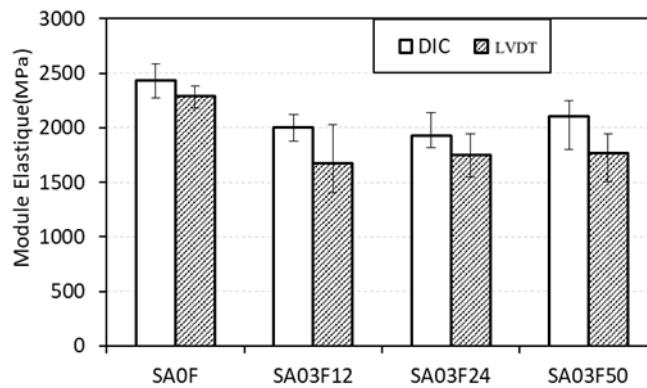
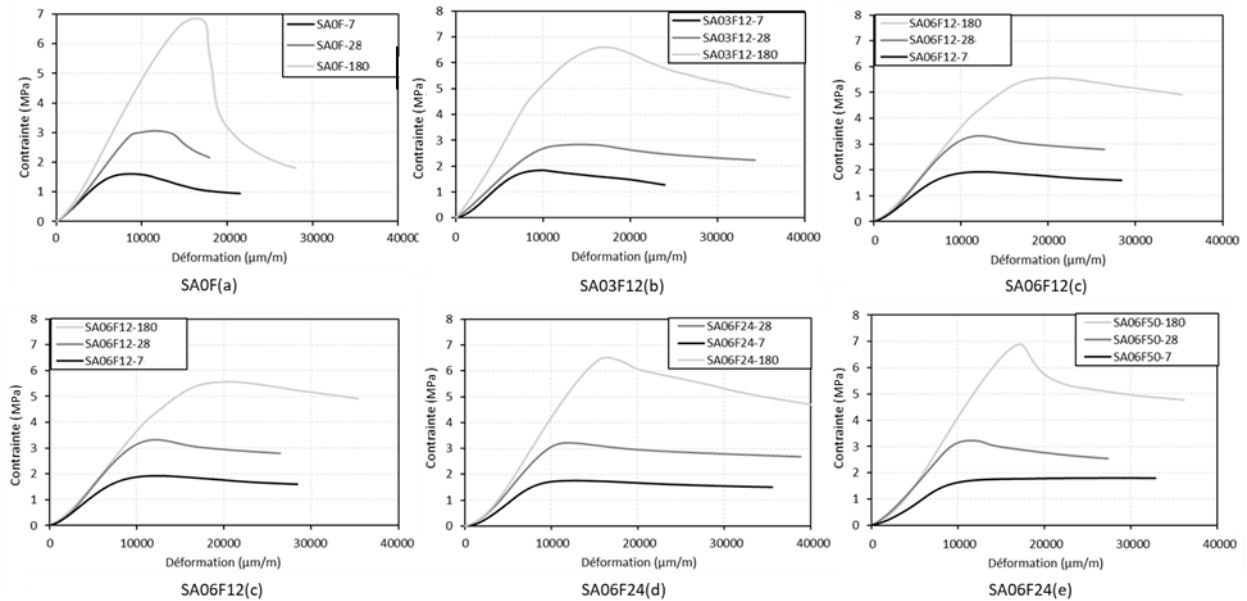


Figure 2.25 : Comparaison entre le module élastique calculé par traitement d’images et par les capteurs LVDT pour les éprouvettes sans et avec fibres

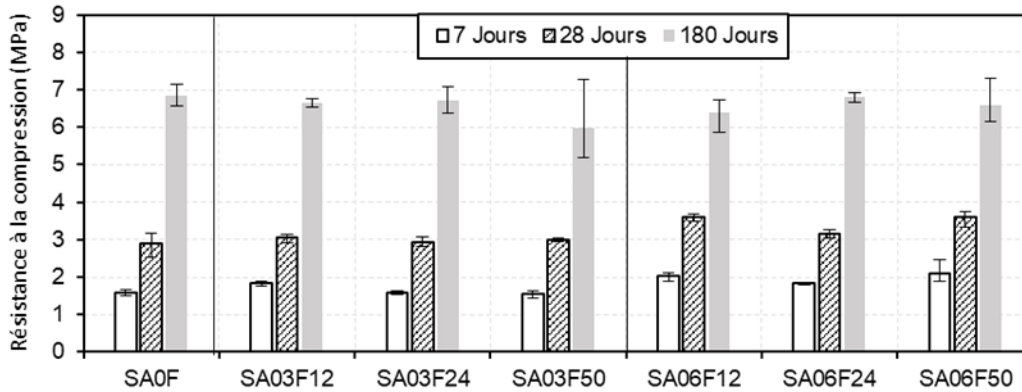
### 2.6.1.2. Effet de l'âge sur les propriétés mécaniques

La Figure 2.26 montre les courbes contrainte / déplacement à partir du déplacement du vérin pour les différents pourcentages et longueurs de fibre de lin à 7, 28 et 180 jours. Les essais de compression n'ont pas été menés jusqu'à la perte totale de la résistance et plus particulièrement pour les éprouvettes contenant des fibres de lin. En effet, la résistance se stabilise dans la partie adoucissante après un certain moment à cause du confinement et tend vers une contrainte résiduelle non nulle. Le même comportement est observé pour les trois âges de cure mais avec une plus grande fragilité avec l'âge. La déformation au pic augmente aussi avec l'âge de cure et l'ajout des fibres.



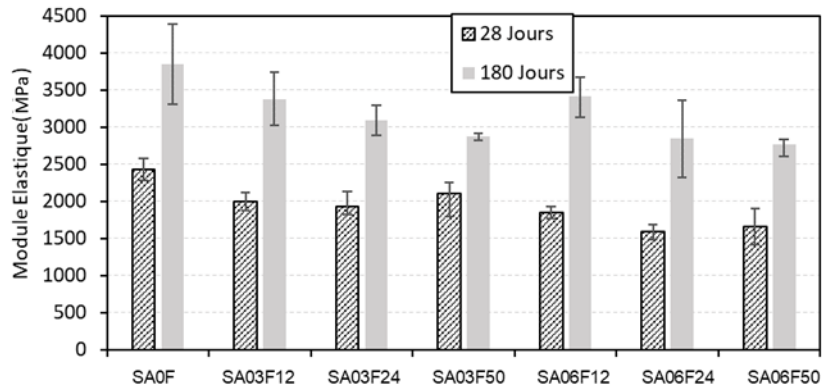
**Figure 2.26 : Courbes contrainte – déplacement du vérin pour (a) SA0F, (b) SA03F12, (c) SA06F12, (d) SA06F24 et (e) SA06F50**

La Figure 2.27 présente la résistance maximale à la compression à 7, 28 et 180 jours. La résistance à la compression augmente de manière significative après 28 jours et double à 180 jours, ce qui peut être dû aux différentes réactions pouzzolaniques et d'hydratation. Ces réactions augmentent la force de cohésion entre les particules d'argile et donc les propriétés mécaniques du béton de terre (Bouhicha et al., 2005). Il est à noter que la minéralogie de l'argile a une influence importante sur les propriétés physiques et mécaniques du béton de terre (Lima et al., 2020). La résistance à la compression a augmenté légèrement avec l'ajout de fibres et est plus significative avec l'ajout de 0,6 % de fibres de lin. Ceci peut être associé à la bonne adhérence entre les fibres et la matrice de béton de terre qui empêche la propagation des fissures. La longueur des fibres n'a pas montré un effet significatif sur la résistance à la compression.



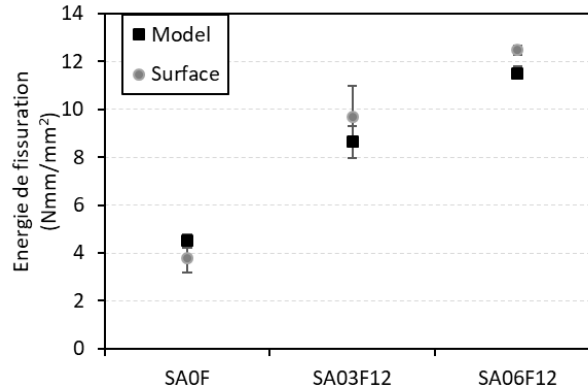
**Figure 2.27 : Résistance à la compression du béton de terre avec différents pourcentages et longueurs de fibres à l'âge de 7, 28 et 180 jours**

Le module d'élasticité a été calculé à 28 et 180 jours d'après les courbes contrainte-déformation obtenues par traitement d'images (Figure 2.28). Le module d'élasticité augmente avec l'âge indiquant le durcissement du béton de terre. Le module d'élasticité diminue avec l'ajout de fibres en raison de la faible densité, des propriétés de souplesse et de flexibilité des fibres ainsi que la variation de la distribution des pores. La longueur des fibres n'a pas un effet clair sur le module d'élasticité à 28 jours ; par contre, une diminution du module avec la longueur des fibres a été observée à 180 jours.



**Figure 2.28 : Module élastique du béton de terre avec différents pourcentages et longueurs de fibres à 28 et 180 jours de cure**

La Figure 2.29 présente l'énergie de fissuration en compression calculée en fonction de la surface au-dessous de la courbe contrainte déformation et par le modèle de Samani et Attard (Samani and Attard, 2012) pour les différentes formulations. Les résultats montrent qu'avec les deux méthodes, l'énergie de rupture augmente avec le pourcentage de fibres avec des valeurs assez proches.



**Figure 2.29 : Variation de l'énergie de rupture selon la méthode de surface et selon le modèle de Samani et Attard en fonction des différentes formulations à 28 jours de cure**

### 2.6.1.3. Suivi de la fissuration avec la technique de traitement d'images

La Figure 2.30 présente l'évolution du champ de déformation pour les éprouvettes SA0F, SA03F12, SA06F12, SA06F24 et SA06F50 à 80 %, 90 %, 100 % avant le pic et à 90 % et 80 % dans la partie adoucissante. Un champ de déformation presque uniforme a été initialement observé à 80% de chargement. Ensuite, les déformations commencent à se localiser en raison des différents mécanismes de concentration des contraintes. Les microfissures se rejoignent à 90% du chargement avant le pic et les macro fissures se propagent au niveau du pic de chargement. Un comportement fragile a été observé pour SA0F, accompagné de la propagation d'une grande fissure du bas vers le haut de l'éprouvette. Cependant, pour les éprouvettes avec fibres, une multi-fissuration a été observée sur toute la surface des éprouvettes indiquant un comportement plus ductile. La longueur de ces fissures est bien inférieure à celle obtenue avec SA0F. Ces petites fissures se rejoignent ensemble au niveau de toute la surface. La même observation a été faite par (Bouhicha et al., 2005; Quagliarini and Lenci, 2010). L'ajout des fibres améliore ainsi la compressibilité, l'énergie de rupture et la ductilité du béton de terre dû à l'effet de pontage des fibres et aux différents mécanismes de distribution de contrainte (Laborel-Préneron et al., 2016). De plus, les fibres maintiennent la matrice du sol et la rupture se produit en raison du décollement des fibres de la matrice. Pour les éprouvettes avec différentes longueurs de fibre, la corrélation d'images montre des comportement similaires avec de la multi fissuration à la surface.

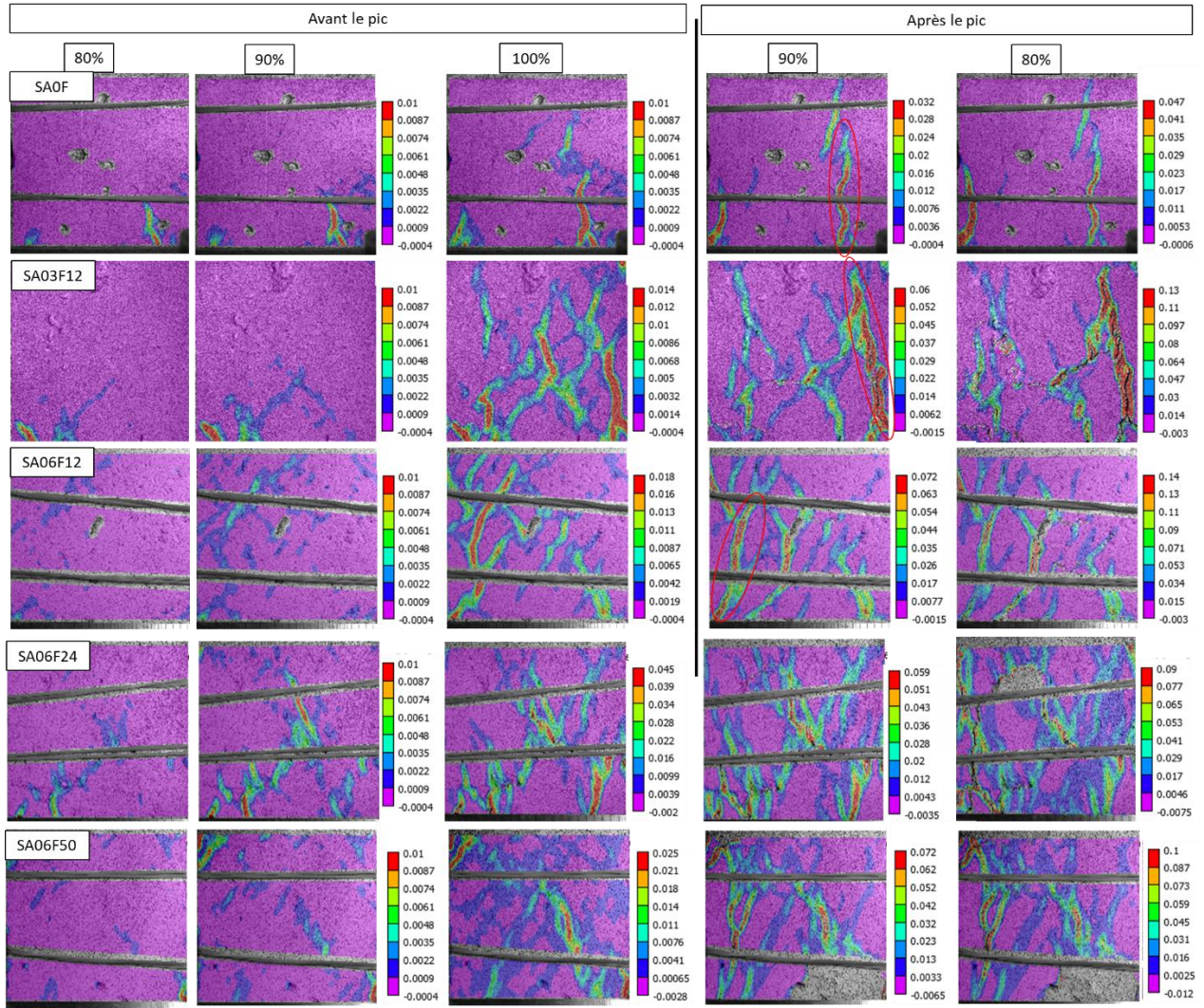


Figure 2.30 : Evolution du champ de déformation  $\epsilon_{xx}$  en fonction du niveau de chargement pour SA0F, SA03F12, SA06F12, SA06F24 et SA06F50

Pour quantifier l'ouverture des fissures observées, la Figure 2.31 présente l'évolution de la largeur d'une fissure entourée dans la Figure 2.30 pour les trois pourcentages de fibres. La largeur des fissures augmente avec le chargement appliqué. Pour le même niveau de chargement, la largeur de la fissure diminue avec l'ajout des fibres sachant que les fissures étudiées sont les fissures les plus développées pour SA0F, SA03F12 et SA06F12 durant l'essai. De plus, les ouvertures des fissures verticales de SA0F sont presque linéaires. Tandis que pour les formulations avec fibres, la largeur des fissures varie fortement le long de sa longueur à cause de la répartition et à l'orientation des fibres.

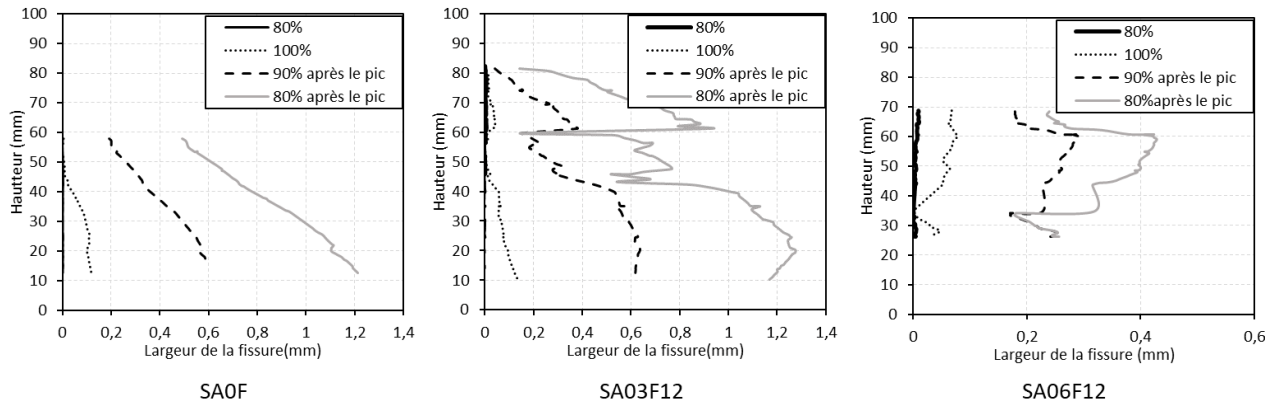


Figure 2.31 : Evolution de la largeur de fissure pour les trois pourcentages de fibre en fonction du chargement

Afin de quantifier la surface de fissuration, les figures des champs de déformations obtenues par traitement d’images ont été analysées à l’aide du logiciel imageJ. La Figure 2.32 présente les surfaces de fissurations au pic de chargement pour SA0F, SA03F12 et SA06F12. La surface de fissuration augmente avec le pourcentage de fibres indiquant un effet important des fibres sur la répartition des contraintes.

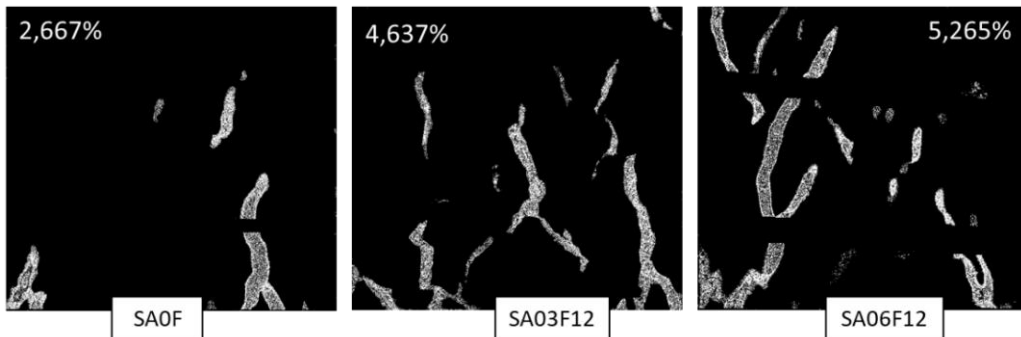


Figure 2.32 : Surface de fissuration pour SA0F, SA03F12 et SA06F12

Afin de mieux analyser l’effet des fibres sur le comportement à la rupture en compression, un suivi continu avec la technique d’émission acoustique a été aussi réalisé.

## 2.6.2. Suivi des essais de compression avec la technique d’EA

### 2.6.2.1. Localisation des événements d’EA

La Figure 2.33 présente les cartes de localisation des événements d’EA pour SA0F et SA03F50 pour différents niveaux de chargement. Plusieurs classes d’énergie ont été considérées pour la classification des événements d’EA. Les événements détectés au début se positionnent au niveau des extrémités supérieures et inférieures de l’éprouvette en contact avec les plaques métalliques. Ces événements peuvent être dus à la concentration de la contrainte, au frottement et à l’écrasement



du béton générant des évènements très énergétiques. Pour SA0F, seulement quelques évènements ont été détectés indiquant la fragilité de ce béton. Pour les éprouvettes avec fibres, le nombre d'évènements détectés est plus important et ces derniers sont distribués sur toute l'éprouvette après 80% du chargement indiquant un endommagement diffus avec les évènements les plus énergétiques au niveau des extrémités.

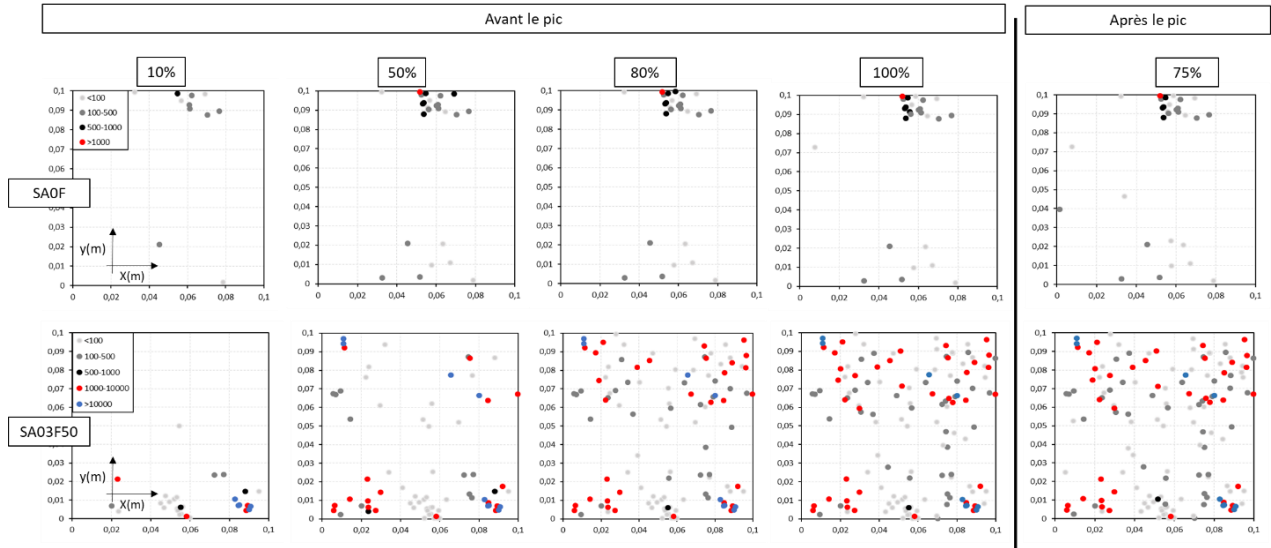


Figure 2.33 : Cartes de localisation des évènements d'EA à différents niveaux de chargement pour SA0F et SA03F50

La Figure 2.34 présente les cartes de localisation et le nombre cumulé des évènements à la fin des essais des éprouvettes avec différentes longueurs de fibre. Le nombre d'évènements augmente avec l'ajout des fibres. Par contre, l'effet des fibres n'est pas clair et une grande variabilité a été observée sur le nombre d'évènements. Les cartes de localisation montrent aussi un effet de frottement au niveau des bords ce qui peut générer des erreurs au niveau de l'interprétation des résultats et peut être responsable de la grande variabilité.

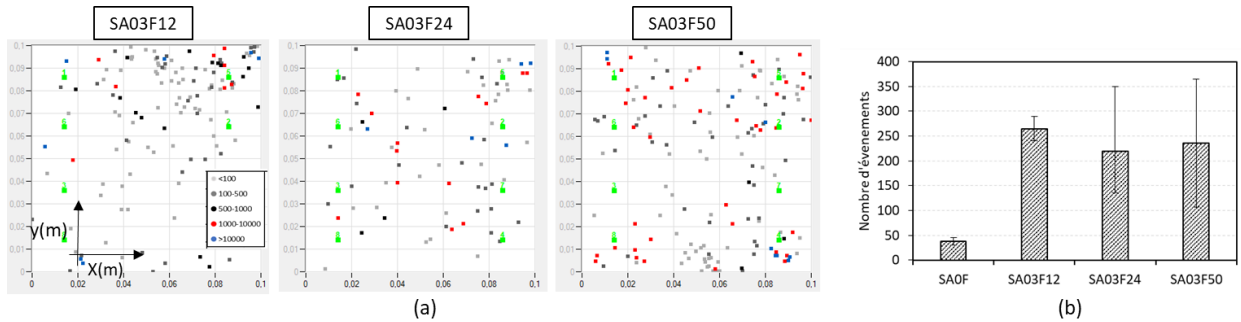
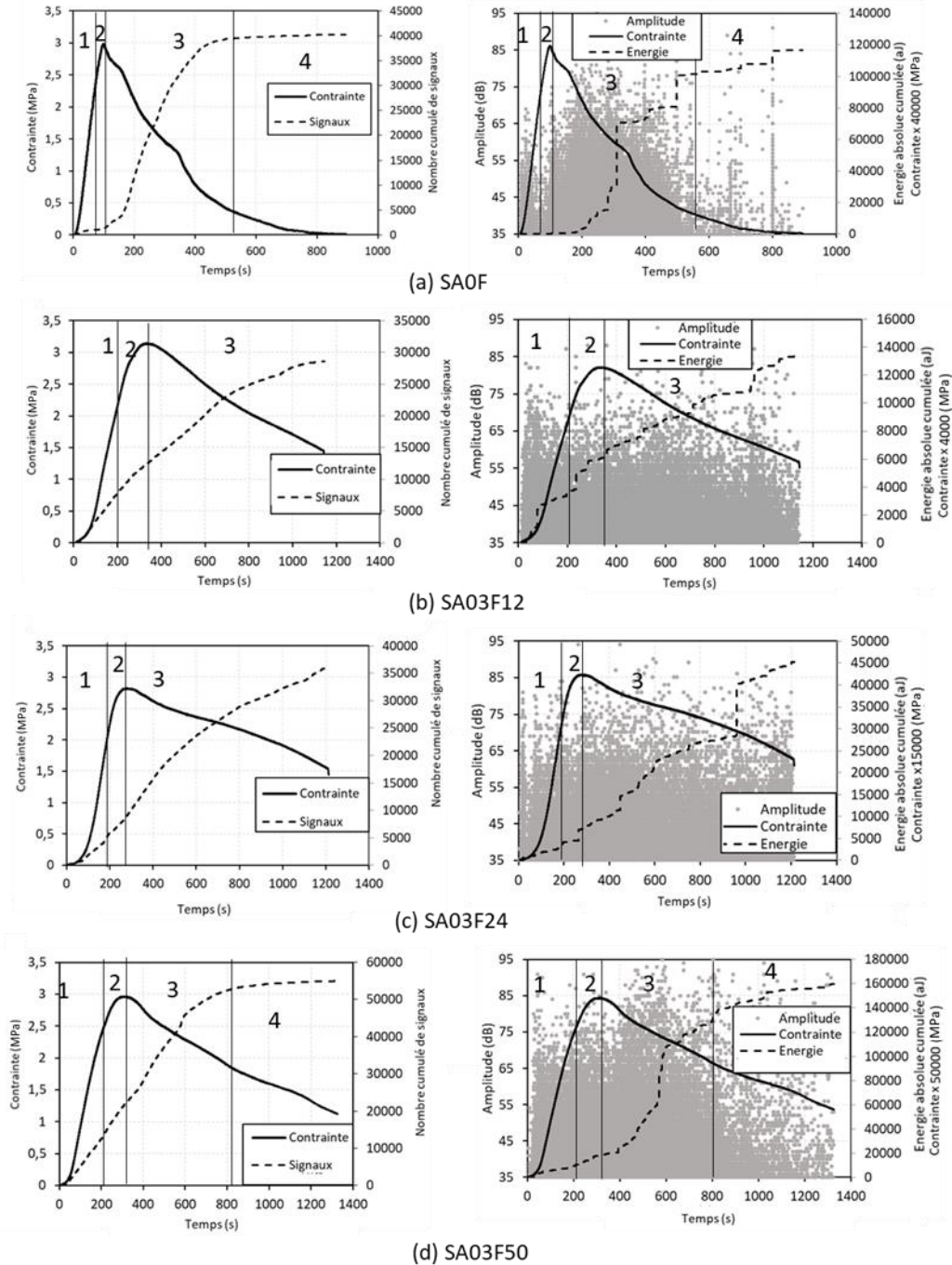


Figure 2.34 : Cartes de localisation des évènements d'EA à 75% du chargement après le pic (a) évolution du nombre d'évènements pour SA0F, SA03F12, SA03F24 et SA03F50 (b)

Pour mieux comprendre le processus de rupture, les paramètres et l'activité acoustique ont été aussi analysés.

### **2.6.2.2. Analyse de l'activité acoustique**

La Figure 2.35 montre la corrélation entre la force, le nombre cumulé de signaux, l'amplitude et l'énergie absolue cumulée pour SA0F, SA03F12, SA03F24 et SA03F50 à 28 jours de cure. Quatre phases peuvent être distinguées. Dans la première phase, plusieurs signaux ont été détectés à cause des inégalités et surface saillante des éprouvettes, ainsi que les dommages aux coins et à la concentration de la contrainte au niveau du support. Dans la deuxième phase, qui représente la phase non linéaire avant le pic de chargement, le nombre des signaux augmente très lentement pour SA0F avec une énergie cumulée presque nulle alors que, pour les formulations contenant les fibres de lin, le nombre cumulé des signaux augmente avec une vitesse importante mais avec une énergie cumulée faible indiquant l'apparition des microfissures et le début de la progression de l'endommagement. Après le pic, le comportement des SA0F diffère de celui des éprouvettes avec fibres. Dans cette phase, le nombre cumulé des signaux d'EA augmente rapidement avec des sauts d'énergie très grands, et une augmentation brusque de l'amplitude qui atteint 95 dB indiquant la propagation des macrofissures responsables de la perte de résistance. Pour les éprouvettes avec fibres, le nombre d'évènements continue à augmenter avec un taux légèrement supérieur avec la propagation des multi-fissurations comme le montre la technique de traitement d'images. L'énergie absolue cumulée augmente avec la longueur des fibres indiquant une dissipation d'énergie importante. Pendant la phase 4, l'énergie cumulée se stabilise pour les éprouvettes sans fibres indiquant la rupture totale de l'éprouvette. Pour les éprouvettes contenant des fibres, le nombre cumulé des signaux diminue avec une faible augmentation de l'énergie cumulée et une diminution de l'amplitude des signaux indiquant une propagation stable des fissures.



**Figure 2.35 : Corrélation entre la force, le nombre cumulé des signaux, l'amplitude et l'énergie absolue cumulée pour (a) SA0F, (b) SA03F12, (c) SA03F24 et (d) SA03F50 à l'âge de 28 jours**

La Figure 2.36 présente la valeur moyenne du nombre des signaux et de l'énergie absolue détectés. Comme chaque essai a été arrêté à un niveau de chargement différent et dû à l'effet de bord, seuls les signaux entre 10% de la charge maximale avant le pic et 80% de la valeur maximale après le pic ont été considérés pour mieux comparer les résultats. Le nombre de signaux et l'énergie absolue

cumulée augmentent avec le pourcentage et la longueur des fibres à cause de l'augmentation des points de contact lors du transfert du chargement et aux multi fissurations.

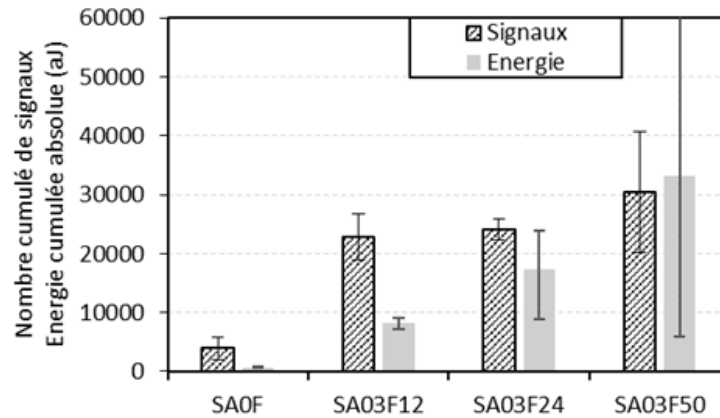


Figure 2.36 : Valeur moyenne du nombre des signaux et de l'énergie absolue entre 10% de la charge maximale avant le pic et jusqu'à 80% après le pic

La Figure 2.36 présente l'évolution de la fréquence moyenne AF et de la valeur RA en corrélation avec la force pour les formulations SA0F, SA03F12, SA03F24 et SA03F50 durant l'essai de compression. Pour les éprouvettes sans fibre, la fréquence moyenne augmente jusqu'à 180 kHz au pic du chargement et la fréquence diminue indiquant une fissuration par traction. Pour les formulations avec 0,3% de fibres de lin, la fréquence et la valeur de RA présentent une certaine stabilité après le pic, indiquant un mode de rupture stable lié aux forces de frottement à l'interface matrice fibres.

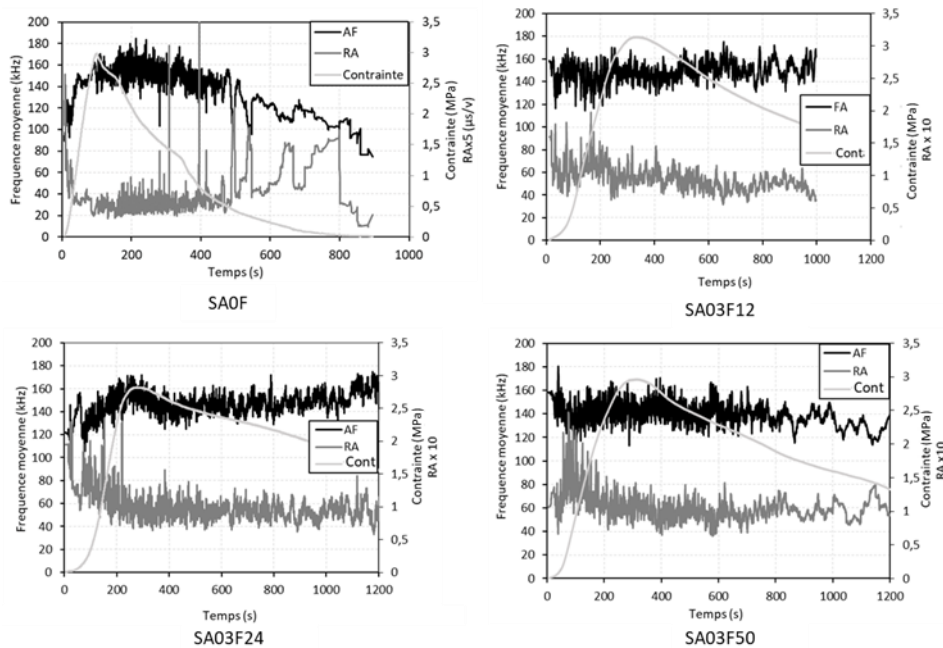


Figure 2.37 : Évolution de AF et RA en corrélation avec la force pour SA0F, SA03F12, SA03F24 et SA03F50.

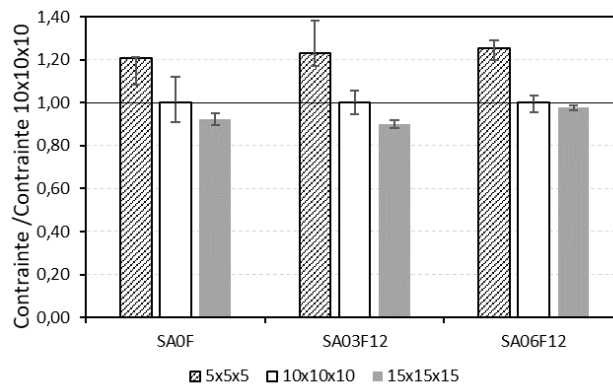
### 2.7.Effet d'échelle

L'effet d'échelle a également été étudié en réalisant des essais de compression sur des éprouvettes cubiques de tailles différentes 5x5x5, 10x10x10 et 15x15x15 cm<sup>3</sup> (Figure 2.38) pour les formulations avec différents pourcentages (0 ; 0,3 et 0,6 %) de fibres de 12 mm de longueur.



Figure 2.38 : Dimensions des éprouvettes cubiques

La Figure 2.39 présente le rapport entre la résistance à la compression des éprouvettes de différentes tailles par rapport à la résistance des éprouvettes de 10x10x10 cm<sup>3</sup> à l'âge de 28 jours. La résistance à la compression diminue lorsque la taille des éprouvettes augmente et ceci pour les formulations avec et sans fibres.



	SA0F	SA03F12	SA06F12
5x5x5	1,21	1,23	1,25
10x10x10	1,00	1,00	1,00
15x15x15	0,92	0,90	0,98

Figure 2.39 : Evolution de la contrainte maximale normalisée pour les différentes dimensions à l'âge de 28 jours

La Figure 2.40 et la Figure 2.41 montrent l'évolution du champ de déformation  $\epsilon_{xx}$  en fonction du pourcentage de chargement pour les différentes tailles d'éprouvettes et ceci pour les formulations SA0F et SA06F12. Pour les deux formulations, l'initiation et le développement des fissures apparaissent plus tôt pour les éprouvettes de taille 5x5x5. Pour les éprouvettes sans fibres, la rupture

des éprouvettes se fait aux extrémités des éprouvettes à cause de la concentration de contraintes et du frottement près des coins du cube. Pour les éprouvettes avec fibres, des fissures se propagent sur toute la surface à cause de la redistribution des contraintes par les fibres

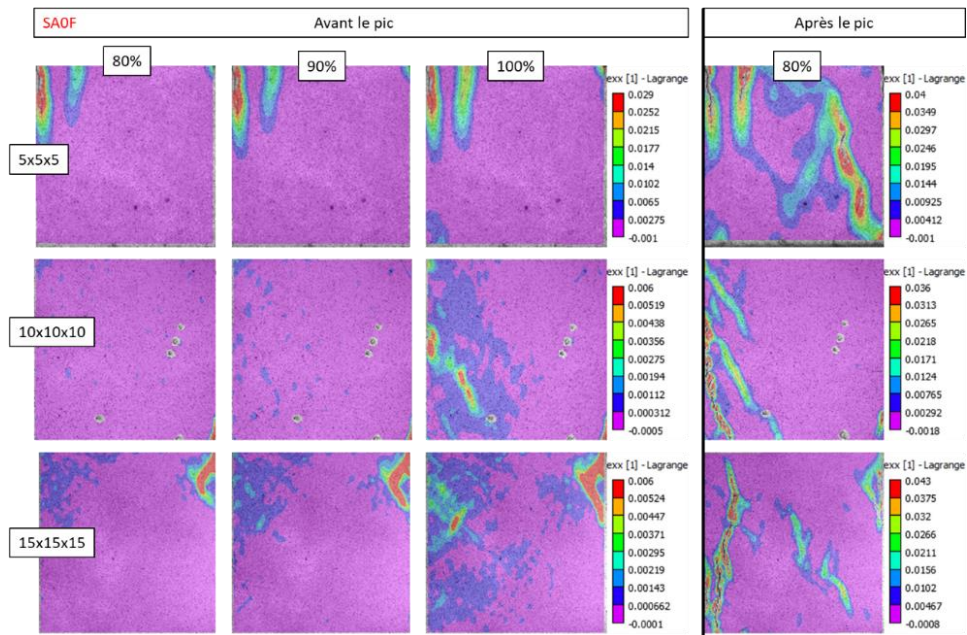


Figure 2.40 : Evolution du champ de déformation  $\epsilon_{xx}$  en fonction du pourcentage de chargement pour les éprouvettes SAOF de différentes tailles

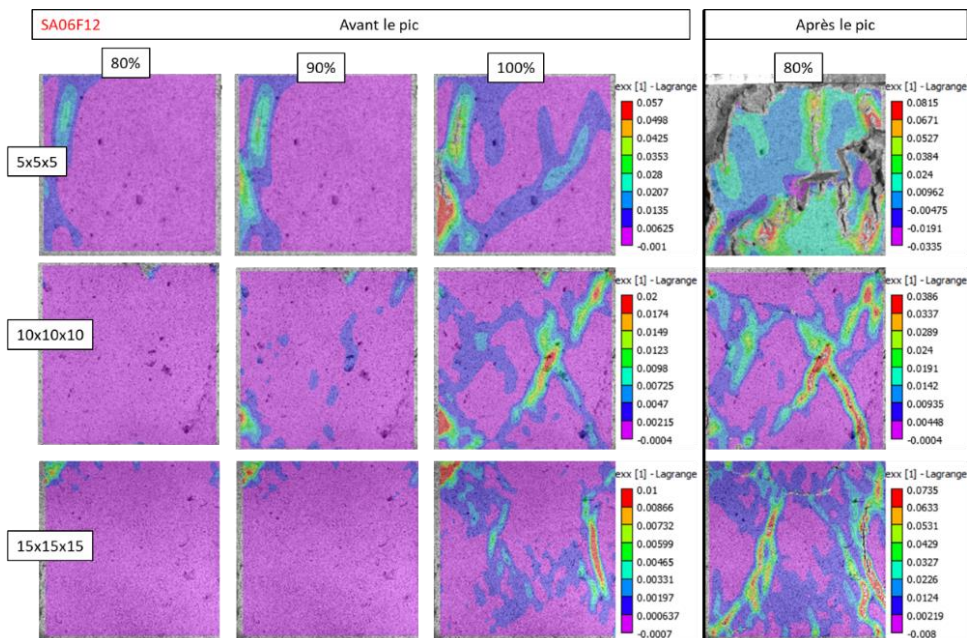
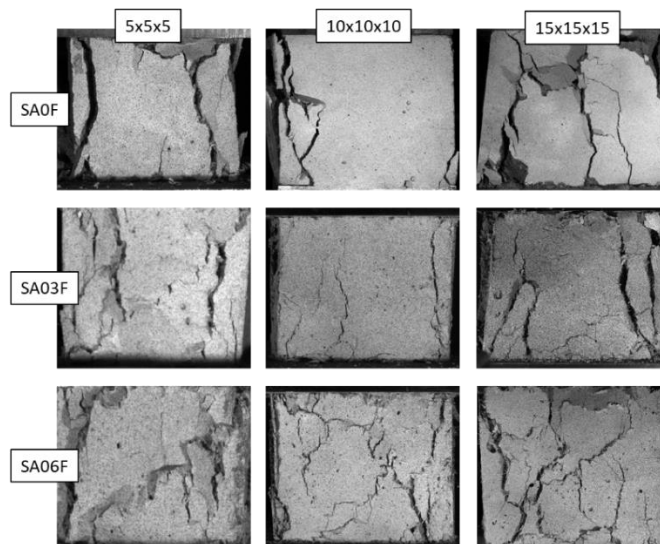


Figure 2.41 : Evolution du champ de déformation  $\epsilon_{xx}$  en fonction du pourcentage de chargement pour les éprouvettes SA06F12 de différentes tailles

La fissuration des éprouvettes de différentes tailles et des différentes formulations est présentée dans la Figure 2.42. Les éprouvettes sans fibre et avec les différentes tailles présentent des macrofissures avec des ouvertures de fissures importantes lors de la rupture. Pour les éprouvettes avec fibres, les micro fissures sont distribuées sur toute la surface et le nombre augmente avec le pourcentage de fibres. L'effet de bord est plus marqué pour les éprouvettes de petites tailles où des fissures de cisaillement ont été observées le long de la diagonale des éprouvettes.



**Figure 2.42 : Fissuration des éprouvettes de différentes tailles à la fin de l'essai de compression pour SA0F, SA03F12 et SA06F12**

### 2.8. Conclusions

Un programme expérimental a été mené dans ce chapitre afin d'étudier l'effet du pourcentage et de la longueur des fibres de lin sur le comportement à la rupture en compression du béton de terre. L'effet de l'âge a été aussi étudié. Les essais de compression ont été suivis en parallèle avec les techniques de corrélation d'images numériques et d'EA afin de suivre l'évolution de l'endommagement et mieux comprendre les différents mécanismes de fissuration. Après l'analyse des résultats, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- Les fibres de lin augmentent légèrement la résistance à la compression du béton de terre à 28 jours. La résistance à la compression continue à augmenter avec l'âge et double à l'âge de 180 jours pour toutes les formulations.
- L'incorporation des fibres augmente la ductilité du béton de terre en générant une multi-fissuration grâce à la redistribution des contraintes et à l'effet de pontage des fibres. De plus, une plus grande compressibilité a été observée avec l'ajout des fibres.
- Le comportement à la rupture a été visualisé par traitement d'images. Les microfissures commencent à se développer à 80% de chargement, puis se rejoignent ensemble aux alentours du pic. Une grande fissure fragile se développe pour les éprouvettes sans fibres. Pour les éprouvettes

contenant des fibres, une multi-fissuration a été développée sur toute la surface de l'éprouvette testée.

- Le pourcentage de fissuration augmente avec l'ajout des fibres mais avec une largeur plus faible.
- L'activité acoustique augmente avec l'ajout des fibres indiquant des mécanismes d'endommagement supplémentaires comme le frottement lié à l'arrachement des fibres et le pontage des fissures qui empêchent la rupture fragile des éprouvettes.

Une étude supplémentaire sera réalisée dans le futur afin de mieux classer les différents mécanismes d'endommagement sur la base d'une analyse statistique multi variable et mieux quantifier l'effet d'échelle dans ce genre de matériaux.



---

## Table des matières

Chapitre 3 - Comportement du béton de terre en flexion.....	70
3.1. Effet des fibres naturelles sur la résistance en flexion .....	70
3.2. Effet des fibres naturelles sur la ductilité du béton de terre.....	71
3.3. Effet des fibres sur les mécanismes de rupture en flexion.....	72
3.4. Suivi de l'effet des fibres par la technique d'EA .....	73
3.5. Procédure expérimentale .....	74
3.5.1. Essais de rupture en flexion 3 points.....	74
3.5.1.1. Emission acoustique .....	75
3.5.2. Effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur le comportement à la rupture 75	
3.5.3. Suivi des essais de flexion avec la technique d'émission acoustique .....	78
3.5.3.1. Analyse de l'activité acoustique .....	78
3.5.3.2. Corrélation entre les résultats d'EA et de traitement d'images .....	81
3.5.3.3. Effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur la FPZ.....	85
3.5.3.4. Identification des sources d'endommagement.....	87
3.5.4. Effet de l'âge sur le comportement à la rupture.....	89
3.5.4.1. Effet de l'âge sur l'activité acoustique .....	91
3.6. Conclusions.....	93

---

## Chapitre 3 - Comportement du béton de terre en flexion

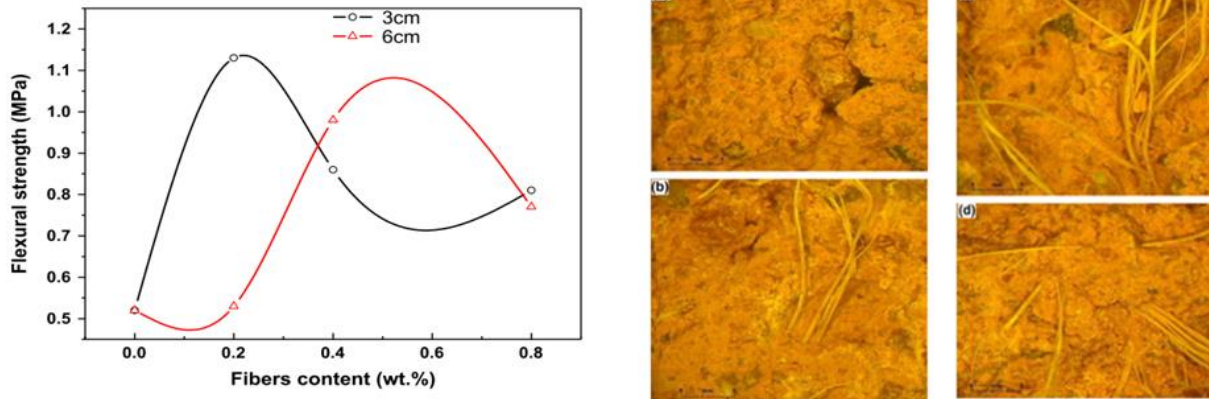
---

Les fibres de lin utilisées afin de réduire la sensibilité à la fissuration due au retrait plastique peuvent également améliorer le comportement mécanique des bétons de terre. La rupture fragile et les faibles performances du béton de terre soumis à des charges de traction montrent la nécessité d'utiliser des fibres. L'ajout des fibres peut conduire à une plus grande résistance à la traction et à la flexion et améliorer de manière significative la ductilité du béton grâce au transfert de la contrainte entre la matrice et les fibres (Sta and Mier, 2007). L'objectif principal de ce chapitre est d'étudier l'effet de différentes longueurs et pourcentages de fibres de lin non traitées sur le comportement à la rupture en flexion du béton de terre. Ces essais ont été suivis en parallèle avec les techniques de traitement d'images et d'émission acoustique (EA).

### 3.1.Effet des fibres naturelles sur la résistance en flexion

Les résultats des essais de flexion des bétons de terre présentent comme pour les essais de compression une grande variabilité dans la littérature. Certaines études ont montré que l'ajout des fibres permet une amélioration de la résistance à la traction tandis que d'autres ont un effet inverse. Ceci peut être relié aux propriétés des particules du béton de terre, le type des fibres et leurs propriétés, à la cohésion matrice-fibres ainsi que d'autres facteurs (Bouasker et al., 2014).

(Aymerich et al., 2012a; Flament, 2013; Galán-Marín et al., 2010; Levacher et al., 2010; Millogo et al., 2015; Mohamed, 2013) ont trouvé que la résistance à la traction et à la flexion des différents béton de terre a été améliorée avec l'ajout des fibres. Une augmentation de 30% de la résistance en traction a été observée avec l'ajout de 1% de paille de blé grâce à l'augmentation de la densité sèche du matériau (Mohamed, 2013). La résistance à la flexion des blocs d'adobe a augmenté aussi avec l'ajout des fibres de kénaf avec différents pourcentages et longueurs dû à la résistance élevée des fibres et leur bonne adhérence et répartition dans la matrice d'argile (Millogo et al., 2014) (Figure 3.1). Aucune influence de la longueur des fibres n'a été remarquée pour une teneur de fibres de 0,4 et 0,8% en poids (Millogo et al., 2014). Cependant, pour 0,2% en poids de fibres, la différence entre l'effet des longueurs de 30 mm et de 60 mm est élevée indiquant l'importance de la longueur des fibres avec de faibles teneurs (Millogo et al., 2014). La résistance à la flexion a été améliorée avec l'ajout des fibres de banane spécifiquement pour des longueurs de fibres de 60 et 70 mm (Mostafa and Uddin, 2016). La résistance à la flexion a aussi augmenté de 30% avec l'ajout de 25% de laine de mouton (Galán-Marín et al., 2010). En effet, les fibres permettent de limiter la propagation des fissures en augmentant le frottement à l'interface fibres - matrice (Aymerich et al., 2012a; Galán-Marín et al., 2010). Cette amélioration avec les fibres les plus longues a été observée plus particulièrement pour les sols contenant beaucoup d'argile (Bouhicha et al., 2005). Le lien avec la longueur pourrait s'expliquer par une surface de contact plus importante avec la matrice argileuse et donc un meilleur ancrage des fibres (Aymerich et al., 2012a).



**Figure 3.1 : Résistance à la flexion et images au microscope des fibres stabilisées PAB (Pressed Adobe Blocks). (a) matière sans fibres, (b) 0,2 % , (c) 0,4 % et (d) 0,8 % en poids de fibres de 3 cm de longueur (Millogo et al., 2014)**

D'autres études ont montré que la résistance à la traction diminue avec l'ajout des fibres végétales (Gaw, 2011; Taallah et al., 2014; Yetgin et al., 2008). Par exemple, l'ajout de 0,2% de fibres de palmier à huile a entraîné une diminution de la résistance à la traction d'environ 20% (Taallah et al., 2014). Une diminution de la résistance à la flexion a été aussi observée avec l'ajout de déchets de coton (Algin and Turgut, 2008) et de pelures de manioc (Villamizar et al., 2012)). Ceci a été attribué à l'hétérogénéité du matériau, le manque d'adhérence avec des forces de cohésion et de frottement moins prononcées, la fragilité des fibres, la diminution du volume de la matrice minérale ainsi que la diminution du compactage du matériau avec l'ajout des fibres (Gaw, 2011; Ledhem et al., 2000; Yetgin et al., 2008).

Ngo et al. (Ngo et al., 2020) ont étudié le comportement en flexion des éprouvettes de béton de terres stabilisées avec du ciment et de la chaux entre 0% et 20%. Les résultats montrent que la résistance à la flexion diminue de l'ordre de 75 % avec l'ajout de 20 % de sol argileux. Eid (Eid, 2016) a étudié l'effet de l'ajout des granulats recyclés au béton de terre sur la résistance en flexion. Les résultats montrent que la résistance en flexion est presque constante pour les différents pourcentages de 20, 30, 40, 50 et 57%. La résistance augmente avec le temps de cure tout en restant quasi constante pour les cinq formulations ; de l'ordre de 0,2 MPa à 44 jours de cure et de 0,6 MPa pour 90 jours de cure.

A noter que l'un des principaux inconvénients de l'utilisation de fibres naturelles est leur dégradation en milieu alcalin en raison de la dégradation du principal composant chimique de ces fibres, la cellulose, par dépolymérisation (Dias et al., 2009; Pavasars et al., 2003). Par conséquent, leurs propriétés mécaniques et leur efficacité peuvent être réduites (Wei and Meyer, 2015).

### 3.2.Effet des fibres naturelles sur la ductilité du béton de terre

Le béton de terre présente un comportement fragile à la rupture avec des résistances à la traction ou à la flexion assez faibles. L'ajout des fibres permet d'améliorer la ductilité en raison de la résistance à la traction élevée des fibres (Figure 3.2) (Aymerich et al., 2012a; Ghavami et al., 1999). L'ajout des fibres de chanvre améliore les propriétés mécaniques du béton de terre en flexion

comme la force maximale et la ductilité (Ngo, 2017). Une résistance résiduelle plus élevée est ainsi observée avec des fissures plus nombreuses mais de faibles largeurs (Bouhicha et al., 2005). La déformation augmente aussi avec l'ajout des fibres de diss (*Ampélodesmos mauritanica*) (Fertikh et al., 2012; Laborel-Préneron et al., 2016).

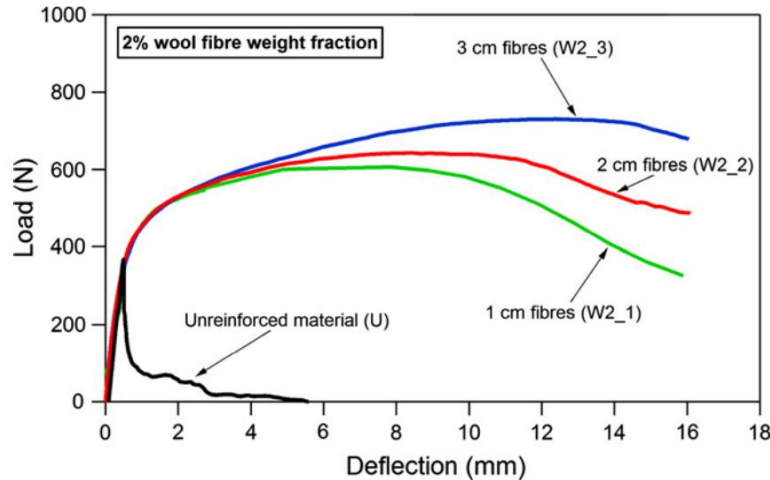


Figure 3.2 : Courbes force-flèche pour des éprouvettes testées en flexion avec ou sans fibres de laine (Aymerich et al., 2012a)

### 3.3.Effet des fibres sur les mécanismes de rupture en flexion

Plusieurs mécanismes peuvent être observés lors du processus de rupture des bétons renforcés avec des fibres tels que la rupture du mortier, la déformation plastique induite par le décollement à l'interface matrice - fibres en raison de l'arrachement des fibres et la rupture des fibres (Pemberton et al., 2011; Pompo et al., 1996). Le comportement à la rupture en traction a été décrit comme une défaillance en deux étapes : la première correspond à la défaillance de la matrice d'argile et la seconde à celle de la maille d'agrégats ou de fibres (Mesbah et al., 2004). Les résultats expérimentaux suggèrent également que l'action bénéfique des fibres ne peut se développer que lorsque les macro fissures sont suffisamment larges pour activer les mécanismes de contrôle des fissures associés à la présence des fibres (Aymerich et al., 2012b; Tatnall, 2006). En effet, les fibres permettent de ponter les côtés de la fissure et d'augmenter la résistance à l'ouverture de la fissure en absorbant l'énergie due aux mécanismes de décollement et d'arrachement par frottement au niveau de l'ancrage (Pompo et al., 1996; Sta and Mier, 2007) (Figure 3.3).

Une comparaison de la charge de pointe montre que le début de la première fissuration n'est pratiquement pas affecté par la longueur des fibres. Les charges de pointe sont considérablement augmentées lorsque la longueur des fibres passe de 2 cm à 3 cm. Par contre, aucune amélioration de la charge de pointe n'est observée lorsque la longueur des fibres passe de 1 à 2 cm. Ces résultats suggèrent qu'une longueur critique minimale de fibres devrait être utilisée pour exploiter efficacement les mécanismes de durcissement potentiels typiques de cette classe de matériaux (Aymerich et al., 2012b).

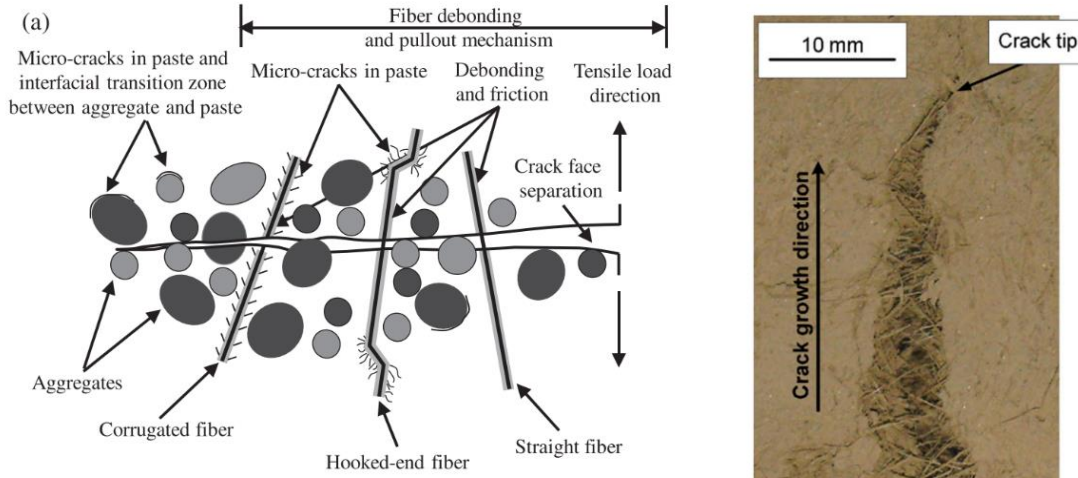


Figure 3.3: Illustration des mécanismes de pontage et d'arrachement des fibres (Aymerich et al., 2012b; Li et al., 2018)

### 3.4. Suivi de l'effet des fibres par la technique d'EA

Plusieurs études ont montré l'efficacité de la technique d'EA pour suivre la propagation de la fissure jusqu'à la rupture totale (Hu et al., 2013). La technique de corrélation d'images numériques a également été utilisée pour valider les résultats de la technique d'EA (Rouchier et al., 2013). L'effet de l'ajout des différents types de fibres sur le comportement à la rupture des bétons classiques a été évalué dans la littérature en utilisant la technique d'EA, par contre très peu d'études ont étudié l'effet de l'ajout des fibres naturelles (Bhosale et al., 2019; Kravchuk and Landis, 2018; Li et al., 2018; Rasheed et al., 2018; Xargay et al., 2018). Les résultats montrent que l'ajout de fibres entraîne une augmentation de l'activité acoustique. De plus, le nombre total de signaux d'EA est directement proportionnel à la teneur de fibres (Li et al., 2017; Soulioti et al., 2009). La largeur de la fissure augmente et change d'orientation au cours du chargement avec l'ajout de 1,5% de fibres d'acier. Ceci est accompagné d'une augmentation du nombre d'événements acoustiques dans la zone de microfissuration (FPZ) et des microfissures avec une densité moins faible aux alentours (Figure 3.4) (Li et al., 2018). Les signaux émis pendant les différentes phases de rupture présentent des propriétés distinctes. Les différents mécanismes de rupture ont été spécifiés selon la valeur de RA et AF. La signature acoustique des différents mécanismes d'endommagement du béton renforcé tels que la rupture des fibres, la fissuration de la matrice et l'arrachement ou le glissement des fibres a été aussi identifiée (Aggelis et al., 2011).

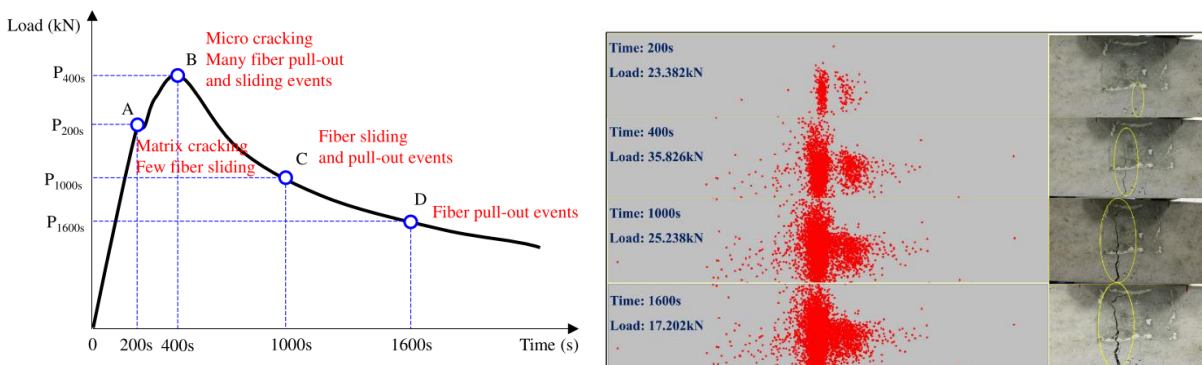


Figure 3.4 : Processus de rupture en flexion du béton renforcé par 1,5% de fibres d'acier basé sur les cartes de localisation (Li et al., 2018)

### 3.5.Procédure expérimentale

#### 3.5.1. Essais de rupture en flexion 3 points

Les essais de flexion ont été réalisés sur des éprouvettes prismatiques de  $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$  (Figure 3.5). Les éprouvettes ont été démoulées après 48 heures du coulage du béton et maintenues à une HR de 90% et à une température de  $20^\circ\text{C}$ . Les essais de flexion ont été pilotés à l'aide d'une machine électromécanique d'une capacité de 100 kN et contrôlés avec une vitesse de déplacement constante de  $0,15 \text{ mm/min}$  à température ambiante. Trois éprouvettes ont été testées pour chaque mélange à l'âge de 28 et 180 jours.



Figure 3.5 : Essai de flexion

Les essais de flexion ont été suivis avec la technique de corrélation d'images avec une résolution de  $0,05 \text{ mm}$  par pixel.

La technique de traitement d'images ne donne pas suffisamment d'informations sur l'évolution de l'endommagement car les résultats obtenus sont superficiels et ne peuvent pas montrer l'évolution du volume des endommagements. Ainsi, la technique d'EA a été également utilisée, pour mieux comprendre l'effet des fibres sur le processus de rupture.

### 3.5.1.1. Emission acoustique

Un algorithme de localisation 3D a été utilisé pour la localisation des événements. 6 capteurs piézoélectriques R15a ont été utilisés (Figure 3.6) avec une gamme de fréquence comprise entre 50 et 200 kHz et une fréquence de résonance de 150 kHz. Les capteurs ont été placés sur deux côtés opposés de l'éprouvette à l'aide d'une fine couche de graisse de silicone pour assurer un bon couplage et la transmission des signaux d'EA entre l'éprouvette et les capteurs. Les capteurs ont été placés autour de la zone de propagation des fissures. Le système d'acquisition a été calibré avant chaque essai. La précision de localisation est estimée à  $\pm 5$  mm.

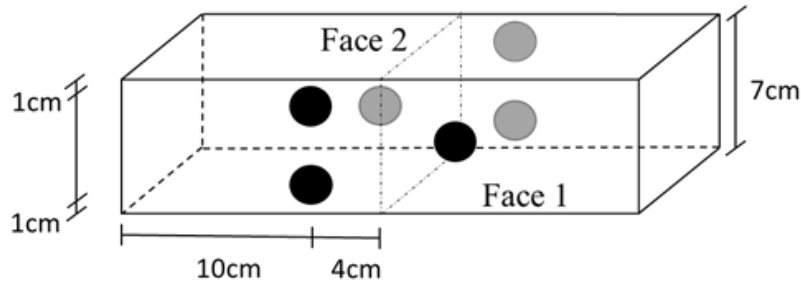


Figure 3.6 : Disposition des capteurs piézoélectriques en 3D sur l'éprouvette (capteurs noirs - face 1, capteurs gris - face 2)

### 3.5.2. Effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur le comportement à la rupture

Des éprouvettes prismatiques de béton de terre ont été testées par un essai de flexion trois points afin d'évaluer l'effet des fibres de lin sur le comportement à la rupture. La Figure 3.7 présente la force en fonction de la flèche mesurée à mi-portée au niveau de l'axe neutre pour les mélanges avec trois pourcentages (0, 0,3 et 0,6 %) et trois longueurs (12, 24 et 50 mm) de fibres de lin. La rupture du béton de terre sans fibre est fragile avec une phase élastique suivie d'une perte de résistance élevée après avoir atteint le pic indiquant une propagation rapide de la fissure. Pour les mélanges avec fibres, une phase élastique a également été observée au début. Ensuite, la force diminue après le pic en raison de la fissuration de la matrice. Cette chute s'arrête lorsque les fibres, perpendiculaires à la trajectoire de la fissure, reprennent l'effort de traction. Ceci induit une reprise de la force et un comportement non linéaire jusqu'à un second pic de chargement. Il est à noter que le taux de la chute de chargement et la récupération de la résistance dépendent fortement de la distribution, de l'orientation, de la longueur et de la quantité des fibres dans le béton de terre. Les résultats ont montré que la reprise du chargement augmente avec la longueur et le pourcentage des fibres. Pour SA03F50, SA06F24 et SA06F50, la chute de résistance est moins importante et les éprouvettes ont atteint un deuxième pic plus élevé que le premier. Cela peut être dû à l'efficacité des fibres les plus longues à transmettre l'effort au niveau de la fissure en comparaison avec les fibres courtes. Ainsi, les fibres longues sont capables de supporter une charge plus élevée et de retarder la propagation de la fissure dans l'éprouvette grâce à une longueur d'ancrage plus importante. De plus, plus le pourcentage de fibres augmente, plus la probabilité de présence de fibres au niveau de la fissure augmente, ce qui peut également augmenter la résistance à la rupture

en raison d'une meilleure redistribution des contraintes et d'un meilleur transfert des efforts entre la matrice et les fibres.

Pendant la phase d'adoucissement des éprouvettes avec fibres, la perte de rigidité est liée à l'arrachement des fibres, à leur rupture et à la microfissuration du béton autour de la fissure initiale et à la zone d'interface entre les fibres et la matrice. Ceci est responsable de la rupture ductile et de la résistance résiduelle élevée après le pic. En effet, la présence des fibres crée un pont au niveau des fissures formées et empêche toute rupture fragile en redistribuant les charges.

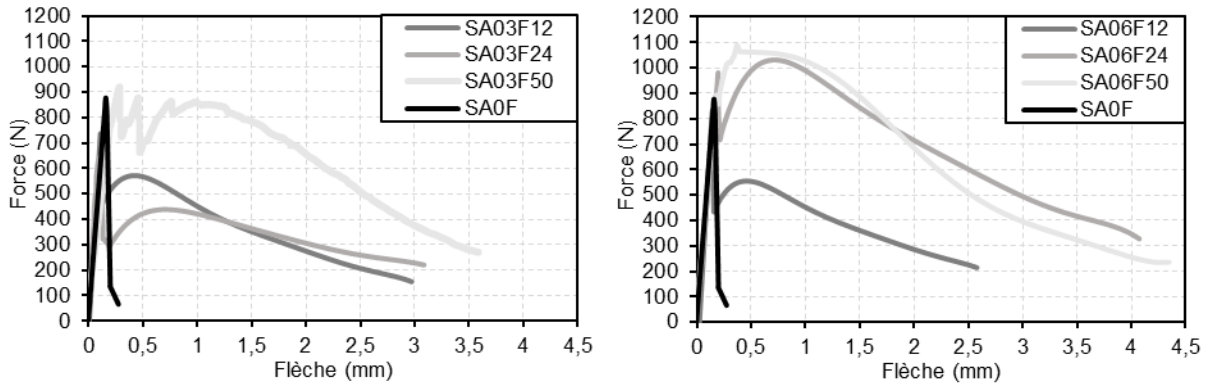


Figure 3.7 : Courbes Force-flèche pour les éprouvettes avec différents longueurs et pourcentages de fibres

La Figure 3.8 présente la contrainte maximale à la flexion et la déflexion au pic le plus élevé pour les mélanges avec différents pourcentages et longueurs de fibres. La résistance à la flexion des éprouvettes a été calculée selon la formule suivante :

$$F_s = \frac{3PL}{2BH^2} \quad \text{Équation 3-1}$$

Où  $F_s$  est la résistance à la flexion (MPa),  $P$  la force maximale à la rupture (N),  $L$  la portée (mm),  $B$  la largeur de l'éprouvette (mm) et  $H$  l'épaisseur (mm).

La résistance à la flexion et la flèche au pic de chargement augmentent avec les mélanges contenant un pourcentage élevé de fibres et plus particulièrement lorsque la longueur est plus grande. En effet, le béton de terre est devenu moins rigide avec une phase non linéaire supplémentaire avant le deuxième pic en raison de la redistribution des contraintes entre les fibres et la matrice. En outre, les fibres longues pourront développer une longueur suffisante pour une surface de liaison adéquate avec la matrice de béton de terre, compte tenu de leur position le long de la fissure.

Par contre, une grande variabilité a été observée pour les mélanges contenant des fibres d'une longueur de 24 et 50 mm. Ceci peut être dû à la variabilité de la distribution des fibres dans les mélanges et plus particulièrement dans la zone la plus sollicitée en flexion, à l'effet de bord, à la flexibilité des fibres de lin compte tenu de la forme et de la dimension des éprouvettes de béton de terre et à la ségrégation des fibres lors du mélange affaiblissant ainsi l'interaction fibres-matrice et plus particulièrement pour les fibres les plus longues avec un pourcentage important. Pour une teneur de 0,8 % en poids de fibres de kénaf et avec des fibres de 60 mm de long, l'abrasion des éprouvettes était grande en raison de la répartition volumineuse des fibres longues dans la matrice argileuse et donc une plus grande variabilité (Millogo et al., 2014).



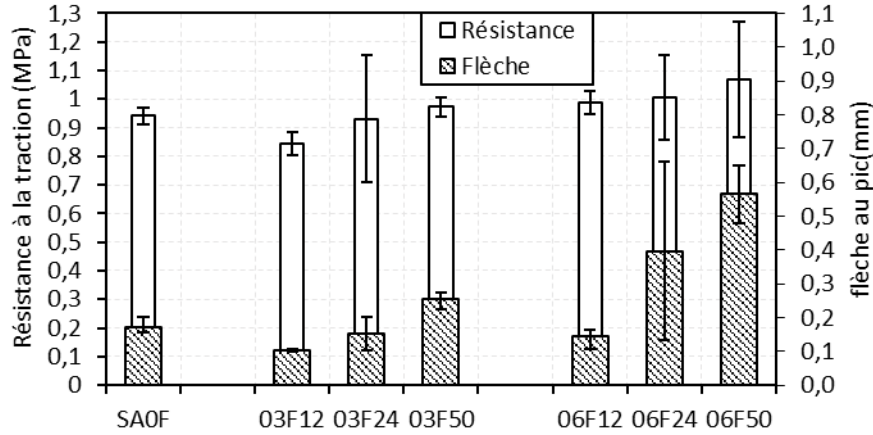


Figure 3.8 : Résistance à la flexion et flèche au pic pour les éprouvettes avec différents longueurs et pourcentages de fibres

Le module d'élasticité et l'énergie de rupture des sept mélanges sont également présentés dans la Figure 3.9. L'énergie de rupture  $G_f$  ( $N.m^{-1}$ ) a été calculée selon Hillerborg (Hillerborg, 1985) en utilisant la courbe force-flèche. Elle est définie comme étant l'énergie nécessaire pour créer une unité de surface de fissuration et est égale à :

$$G_f = \frac{(W_o + mg\delta_o)}{A_{lig}} \quad \text{Équation 3-2}$$

Où  $W_o$  ( $N.m$ ) est la surface sous la courbe de force-flèche (Figure 3.7),  $m$  ( $kg$ ) =  $m_1 + 2m_2$  avec  $m_1$  la masse de la partie de l'éprouvette entre les supports et  $m_2$  le poids du dispositif de chargement utilisé,  $g$  ( $m/s^2$ ) l'accélération de la pesanteur,  $\delta_o$  la déformation au point de rupture finale et  $A_{lig}$  ( $m^2$ ) la surface du ligament.

Le module de Young a été calculé selon la formule suivante (Zweben et al., 1979) :

$$E = \frac{PL^3}{(4\Delta BH^3)} \quad \text{Équation 3-3}$$

Où  $E$  ( $MPa$ ) est le module d'élasticité,  $\Delta$  la flèche de la poutre ( $mm$ ),  $P$  ( $N$ ) la force maximale,  $L$  ( $mm$ ) la portée,  $B$  ( $mm$ ) la largeur et  $H$  ( $mm$ ) l'épaisseur de l'éprouvette.

Le module d'élasticité diminue légèrement avec le pourcentage de fibres de lin, mais la longueur des fibres n'a pas d'influence significative. Ceci peut être dû à la modification de la distribution des pores et la porosité totale du béton de terre avec l'ajout des fibres comme l'a montré la porosimétrie à mercure, où la porosité totale est égale à 35% pour SA0F, 36% pour SA03F24 et 40% pour SA06F24 (Kouta et al., 2020a, 2019b). L'énergie de rupture est égale à  $65 N.m^{-1}$  pour SA0F et augmente avec le pourcentage et la longueur des fibres pour atteindre une valeur de  $770 N.m^{-1}$ , soit environ 10 fois plus pour SA06F50. Ceci indique une plus grande absorption d'énergie et une plus grande ductilité en raison des différents mécanismes d'adoucissement induits par les fibres.

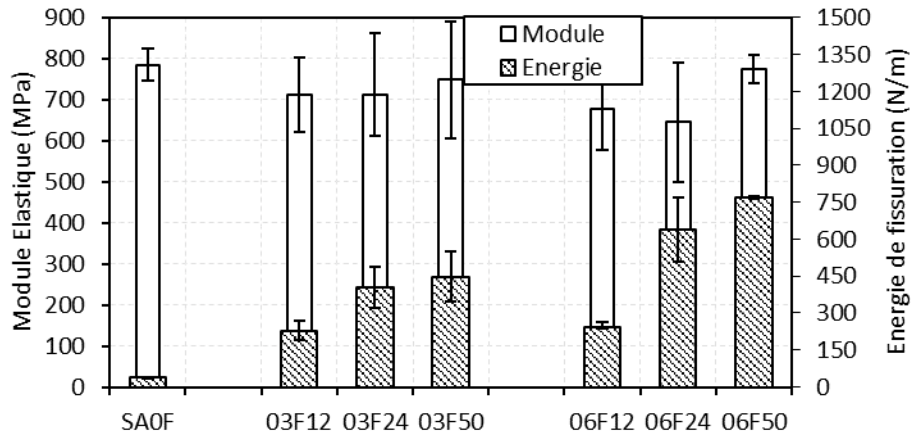


Figure 3.9 : Module d'élasticité et énergie de rupture pour les éprouvettes avec différents longueurs et pourcentages de fibres

### 3.5.3. Suivi des essais de flexion avec la technique d'émission acoustique

Les essais de flexion ont été suivis en parallèle avec la technique d'émission acoustique, afin d'étudier l'évolution de l'endommagement.

#### 3.5.3.1. Analyse de l'activité acoustique

La Figure 3.10 présente la corrélation entre la force, l'amplitude et le nombre cumulé des signaux d'EA pendant les essais de flexion pour SA0F, SA03F24 et SA06F24. Pour SA0F, l'activité acoustique est très faible dans la phase élastique. Les signaux détectés sont dus l'écrasement du béton de terre en contact de la presse. La vitesse de l'activité acoustique augmente rapidement au pic avec des signaux de grande amplitude indiquant la propagation instable de la macro-fissure. Pour les mélanges contenant 0,3 % et 0,6 % de fibres, l'évolution du nombre cumulé des signaux d'EA en corrélation avec le niveau de chargement peut être divisée en quatre phases. Pendant la phase élastique (phase 1), l'activité acoustique est faible. Ensuite, à partir du premier pic et jusqu'à la phase non linéaire du second pic (phase 2), l'activité AE commence à augmenter légèrement, indiquant le développement de microfissures dans l'éprouvette. Les signaux générés ont de faibles amplitude et énergie. Le taux d'EA augmente rapidement après le pic indiquant la propagation d'une macro-fissure (phase 3). Dans la dernière phase (phase 4), le taux d'EA diminue, indiquant une propagation stable de la fissure. Les signaux générés pendant les dernières phases présentent une énergie et une amplitude plus élevées. Ceci peut être dû à des mécanismes d'endommagement supplémentaires tels que le pontage de la fissure, la rupture et la friction à l'interface fibre/matrice lors de l'arrachement des fibres (Mezhoud et al., 2018; Saliba and Mezhoud, 2019). Il est à noter que le nombre cumulé des signaux d'EA augmente avec le pourcentage de fibres.

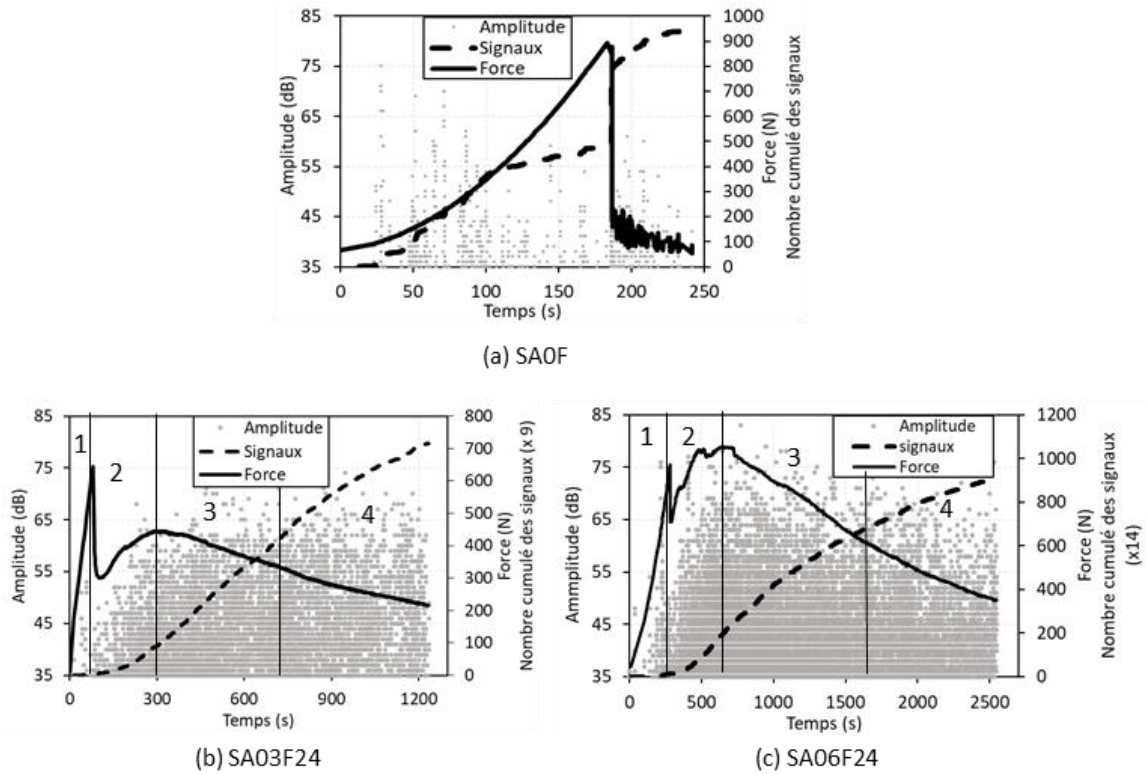


Figure 3.10 : Corrélation entre la force, l'amplitude et le nombre cumulé des signaux d'EA pour SA0F (a), SA03F24 (b) et SA06F24 (c)

L'effet de la longueur des fibres sur l'activité acoustique a également été évalué. La Figure 3.11 présente la corrélation entre la force et le nombre cumulé de signaux d'EA. La Figure 3.12 présente la corrélation entre la force et l'énergie absolue cumulée pour les mélanges contenant 0,3 % et 0,6 % de fibres avec des longueurs différentes. Les mêmes phases distinguées précédemment ont été observées. Cependant, le nombre total des signaux d'EA ainsi que l'énergie augmentent avec la longueur des fibres. Ceci peut être dû à une FPZ plus grande, car les fibres les plus longues peuvent transférer la force à une distance plus grande, ce qui est également responsable d'une énergie de rupture plus élevée.

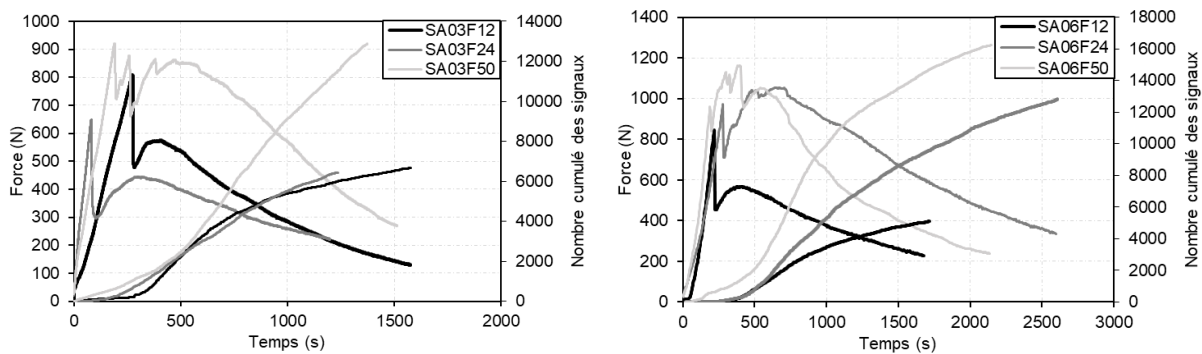


Figure 3.11 : Corrélation entre la force et le nombre cumulé des signaux d'EA pour SA03F et SA06F avec différentes longueurs de fibres

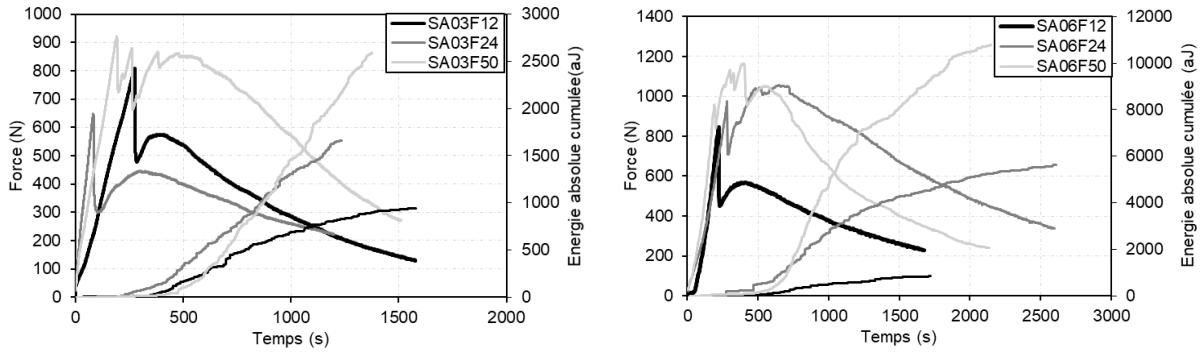


Figure 3.12 : Corrélation entre la force et l'énergie absolue cumulée pour SA03F et SA06F avec différentes longueurs de fibres

Le nombre total des signaux d'EA et l'énergie absolue générée pour les sept mélanges augmentent avec le pourcentage et la longueur des fibres (Figure 3.13), ce qui peut être dû à des mécanismes d'endommagement supplémentaires, une augmentation de la FPZ et une augmentation de l'absorption d'énergie limitant ainsi la propagation des fissures (Aymerich et al., 2012a). Il est à noter qu'une variabilité importante a également été observée pour les éprouvettes avec des fibres de plus grande longueur.

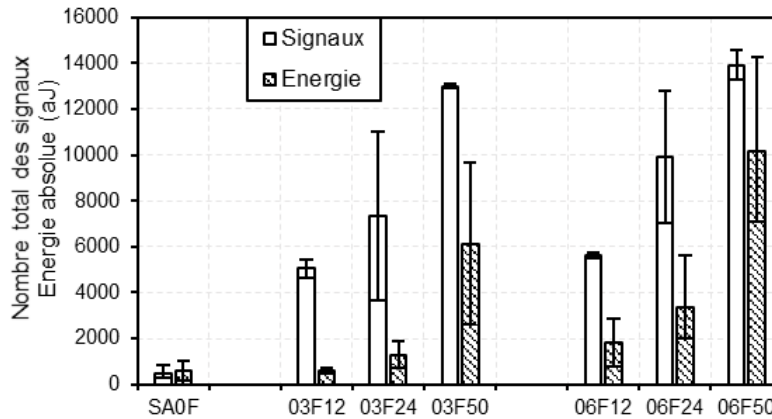


Figure 3.13 : Nombre total des signaux d'EA et énergie acoustique générée pour les éprouvettes avec différents longueurs et pourcentages de fibres

La Figure 3.14 présente la corrélation entre l'énergie absolue et l'énergie de rupture. Les résultats montrent une bonne corrélation entre les deux types d'énergie en fonction du pourcentage de fibres. Cependant, des relations exponentielles différentes ont été obtenues pour les différentes longueurs. La méthode des moindres carrés moyens a été utilisée pour minimiser l'erreur entre la fonction exponentielle proposée et les mesures expérimentales. Les résultats montrent un coefficient de détermination d'environ 0,95 et 0,92 pour les fibres de 24 et 50 mm respectivement indiquant une bonne corrélation, alors que pour les fibres de 12 mm, la corrélation est faible (0,27). Ainsi, l'énergie acoustique peut fournir des informations précieuses sur les propriétés de rupture du béton de terre.

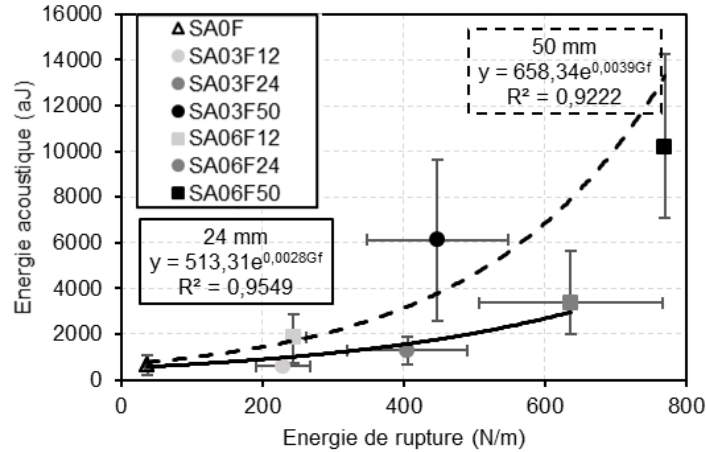


Figure 3.14 : Corrélation entre l'énergie acoustique et l'énergie de rupture pour les éprouvettes avec différentes longueurs et différents pourcentages de fibres

Afin de mieux évaluer la FPZ, les cartes de localisation des évènements acoustiques et les champs de déformation ont également été étudiés.

### 3.5.3.2. Corrélation entre les résultats d'EA et de traitement d'images

Une analyse tridimensionnelle a été effectuée pour la localisation des événements d'EA représentant les sources d'endommagements. L'algorithme de localisation 3D est basé sur la différence entre les temps d'arrivée des signaux à chaque capteur, la vitesse effective, la géométrie et le placement des capteurs. Pour qu'un événement d'EA soit localisé en 3D, les capteurs doivent détecter au moins 4 ondes.

La Figure 3.15 présente les cartes de localisation des événements d'EA projetés en 2D et les champs de déformation en 2D le long de la direction X pour SA0F, SA03F24 et SA06F24 à différents niveaux de chargement. Quatre gammes d'énergie ont été prises en compte pour la classification des événements d'EA (Muralidhara et al., 2010).

Pour SA0F, aucun événement et aucune fissure n'ont été détectés avant le pic. Après le pic, le champ de déformation montre une propagation rapide de la fissure jusqu'à la rupture. Cependant, seuls quelques événements ont été détectés en raison du comportement fragile du béton de terre. Les événements d'EA détectés sont dus à la rupture de la matrice de béton de terre et présentent une bonne corrélation avec la position de la macro-fissure déterminée par les champs de déformation.

Pour les mélanges contenant 0,3 % et 0,6 % de fibres, la fissure apparaît au moment de la chute de la force. Les résultats de traitement d'images montrent une propagation rapide d'une macro-fissure. Cependant, le nombre d'événements d'EA détectés est très faible en raison de la rupture fragile. Le nombre d'événements commence à augmenter lentement après le premier pic dans la phase non linéaire et jusqu'au deuxième pic indiquant la reprise de l'effort par les fibres. Les événements d'EA se situent principalement dans la zone où la contrainte de traction est la plus importante. La

longueur de la fissure augmente lentement en post-pic à cause de la présence des fibres indiquant une bonne adhérence entre les fibres et la matrice. Le nombre d'événements augmente tout le long de la fissure, indiquant une propagation lente et une liaison continue à travers la macro-fissure. Cette liaison via le pontage des fissures a permis d'éviter la rupture fragile du béton de terre (Li et al., 2018).

Le nombre des événements augmente avec le pourcentage de fibres de lin et atteint 800 et 1000 événements à 30 % de la charge maximale en post-pic pour SA03F24 et SA06F24 respectivement dû à l'arrachement et au glissement des fibres.

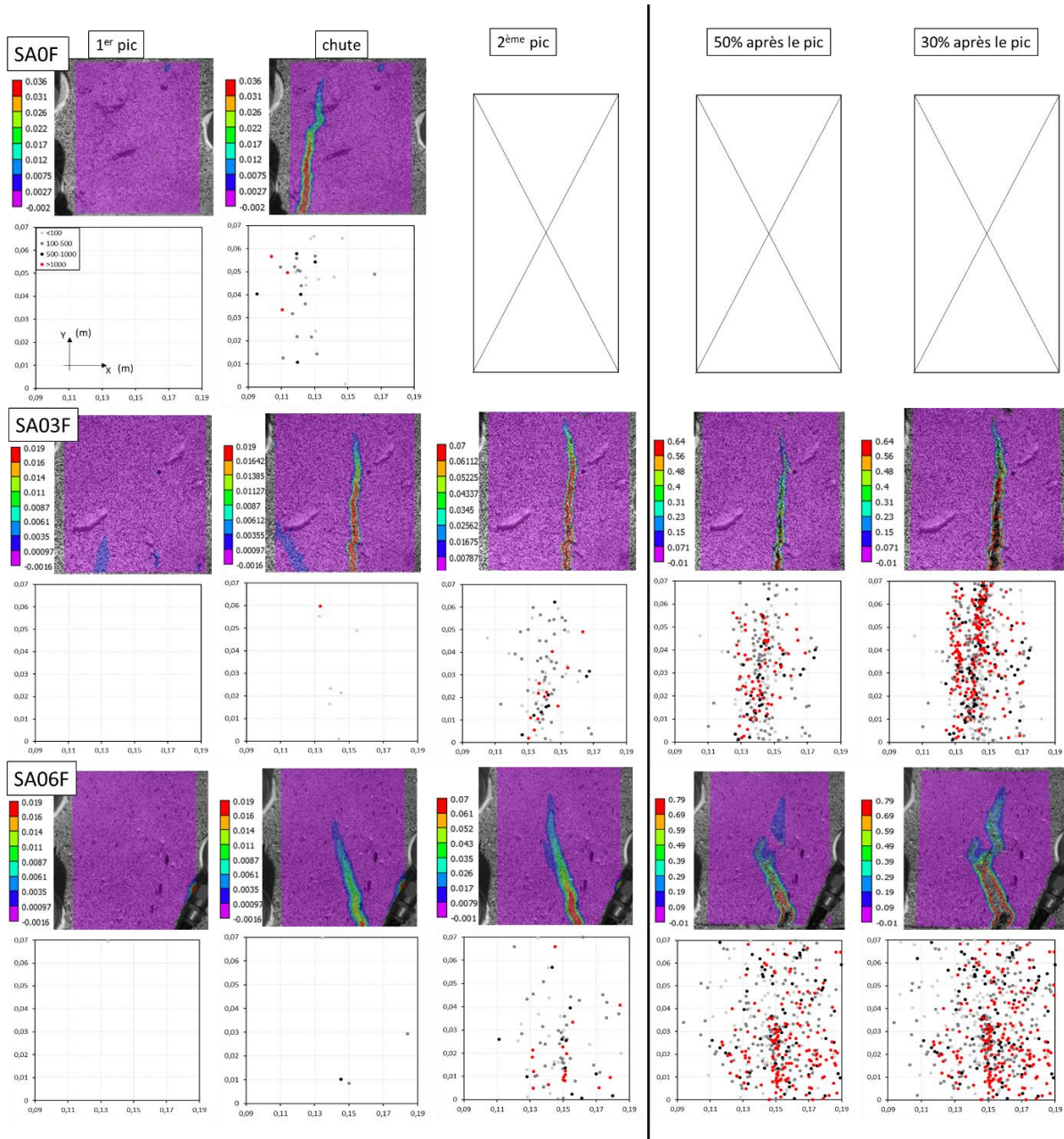
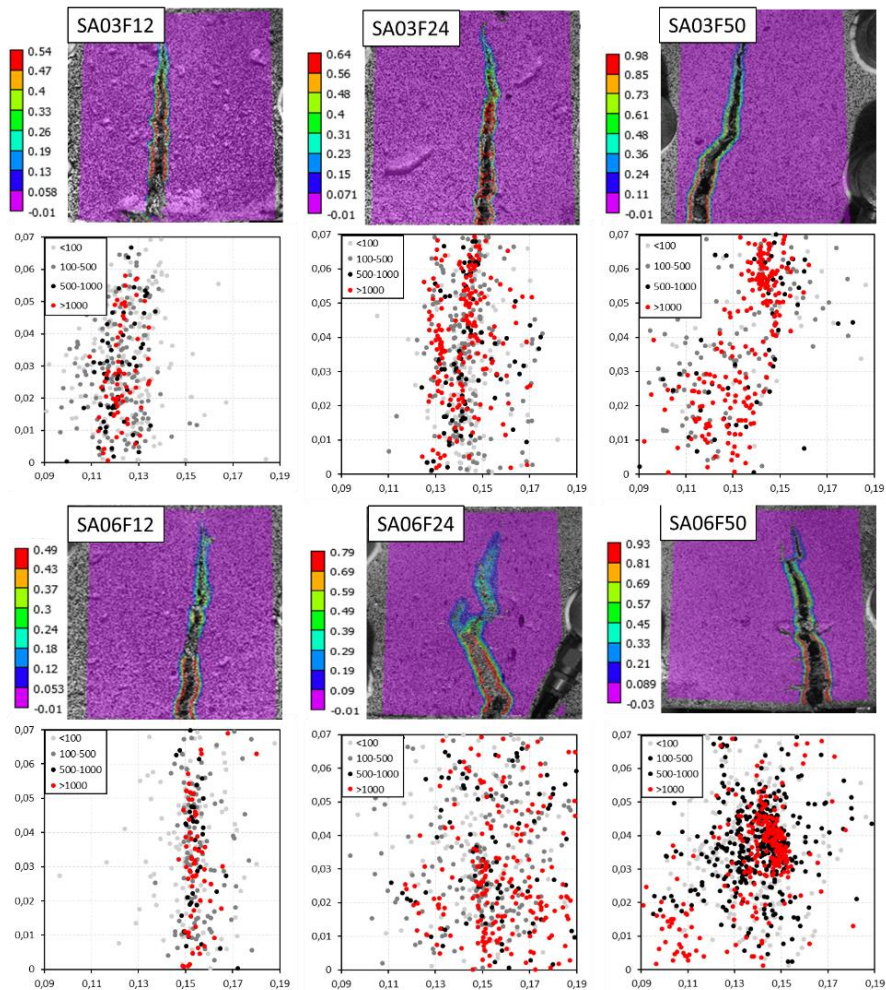


Figure 3.15 : Cartes de localisation des événements d'EA et champs de déformation pour SA0F, SA03F24 et SA06F24

La même analyse a été menée pour étudier l'effet de la longueur des fibres sur la FPZ. La Figure 3.16 présente les cartes de localisation en 2D des événements d'EA et les champs de déformation à 30 % de la résistance maximale en post-pic pour les mélanges avec 0,3 % et 0,6 % de fibres et en considérant les trois longueurs. Pour les fibres courtes, les événements de forte énergie (les points rouges) sont principalement localisés au cœur de la FPZ. Plus la longueur des fibres augmente, plus la largeur de la zone de localisation des événements augmente. De plus, les événements de forte énergie ne sont pas seulement présents près de la fissure mais aussi le long de la largeur de la FPZ en raison du frottement entre les fibres et la matrice. Pour SA06F50, la carte de localisation des événements d'EA a montré une concentration importante des événements énergétiques au milieu de l'éprouvette. Cela peut être lié à la ségrégation des fibres de lin à ce niveau, comme on peut le voir également avec le champ de déformation. Ces événements énergétiques peuvent être associés au frottement lors de l'arrachement des fibres (Saliba and Mezhoud, 2019). La concentration de déformation et la densité plus élevée des événements à ce niveau peuvent être dues à la ségrégation des fibres comme on peut le voir sur les surfaces de rupture (Figure 3.17) où les fibres ont été arrachées du béton de terre pour SA06F50.



**Figure 3.16 : Cartes de localisation en 2D des événements d'EA et champs de déformation pour les mélanges avec 0,3% et 0,6% de fibres avec différentes longueurs**

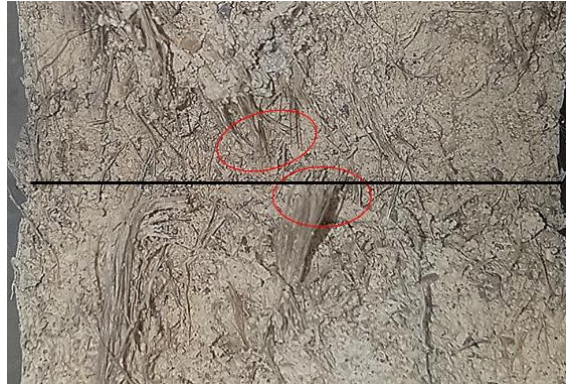


Figure 3.17 : Surfaces de rupture de SA06F50

La Figure 3.18 présente l'évolution du nombre d'événements en fonction de leur énergie pour les mélanges avec différents pourcentages de fibres de lin. Pour SA0F, les événements d'EA générés ont présenté une faible énergie. Pour les éprouvettes avec fibres, le nombre d'événements énergétiques a augmenté avec le niveau de chargement et le pourcentage de fibres de lin, ce qui indique l'avantage d'utiliser des fibres pour une meilleure résistance à la rupture et une augmentation de l'énergie de fissuration.

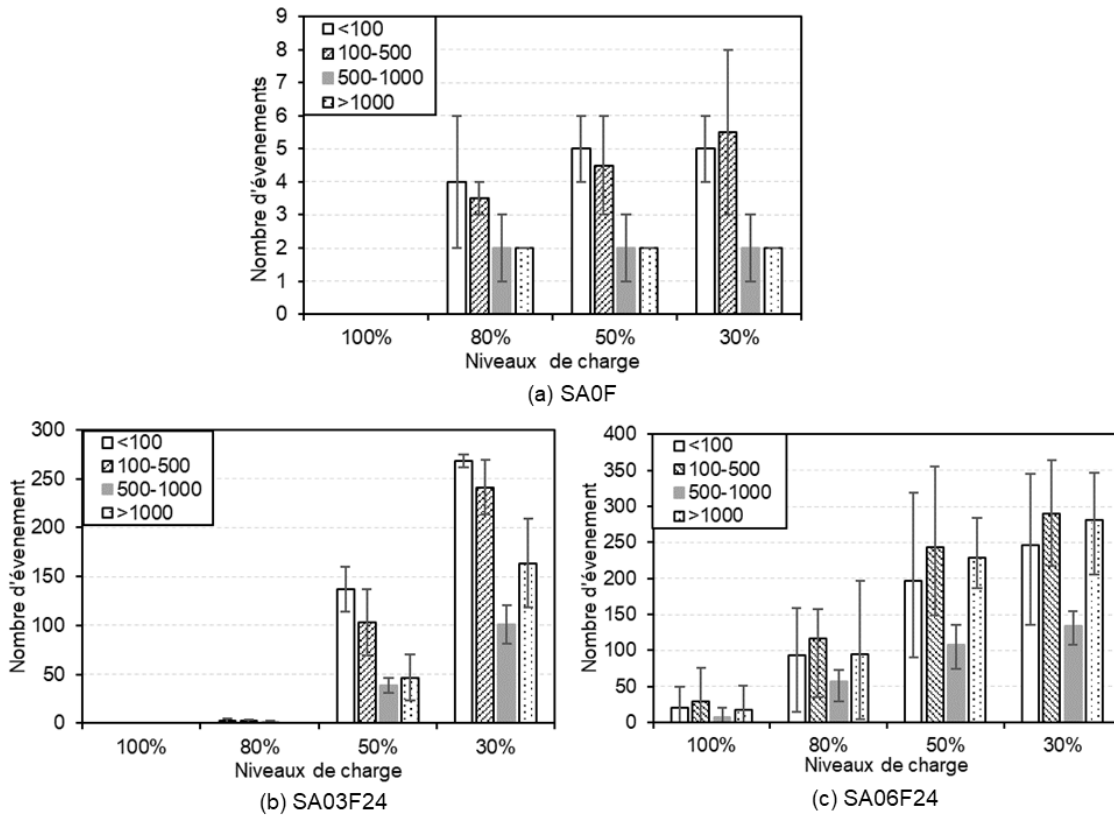


Figure 3.18 : Évolution du nombre d'événements en fonction de leur énergie (aJ) à différents niveaux de chargement pour SA0F, SA03F24 et SA06F24



### 3.5.3.3.Effet du pourcentage et de la longueur des fibres sur la FPZ

L'évolution de l'ouverture de la fissure sur la hauteur des éprouvettes a également été calculée à différents niveaux de chargement (Figure 3.19). Elle a été obtenue à partir du calcul de la différence du déplacement des deux côtés de la fissure (Yasir et al., 2014). Pour SA0F, l'ouverture de la fissure augmente après le pic et varie presque linéairement sur toute la hauteur de l'éprouvette, provoquant une rupture fragile. La fissure s'est développée rapidement sur la hauteur de l'éprouvette et a atteint directement une ouverture égale à 0,175 mm au niveau du point le plus large en bas de l'éprouvette.

Pour SA03F24, la fissure se propage au moment de la chute de force et atteint une longueur de 40 mm. Elle augmente lentement dans la phase non linéaire pour atteindre 52 mm au deuxième pic. Après le deuxième pic, la longueur de la fissure continue à augmenter légèrement pour atteindre 64 mm sur la hauteur de l'éprouvette avec une ouverture de fissure élevée. Pour SA06F24, la fissure apparaît également au moment de la chute du chargement et atteint une longueur de 20 mm. La longueur de la fissure continue à augmenter pour atteindre 33 mm au deuxième pic et 60 mm à 30 % de la résistance maximale dans la phase d'adoucissement. Après le pic, l'ouverture de la fissure augmente avec un taux important, principalement en raison de l'arrachement des fibres de lin du béton de terre. L'ouverture de la fissure augmente avec le niveau de chargement et le pourcentage de fibres pour atteindre 3 et 4,3 mm en bas de l'éprouvette pour SA03F24 et SA06F24 respectivement à 30 % de la charge maximale. La longueur de la fissure au niveau de la chute de chargement diminue lorsque le pourcentage des fibres augmente tandis que la capacité de déformation et la résistance à la propagation de la fissure augmentent.

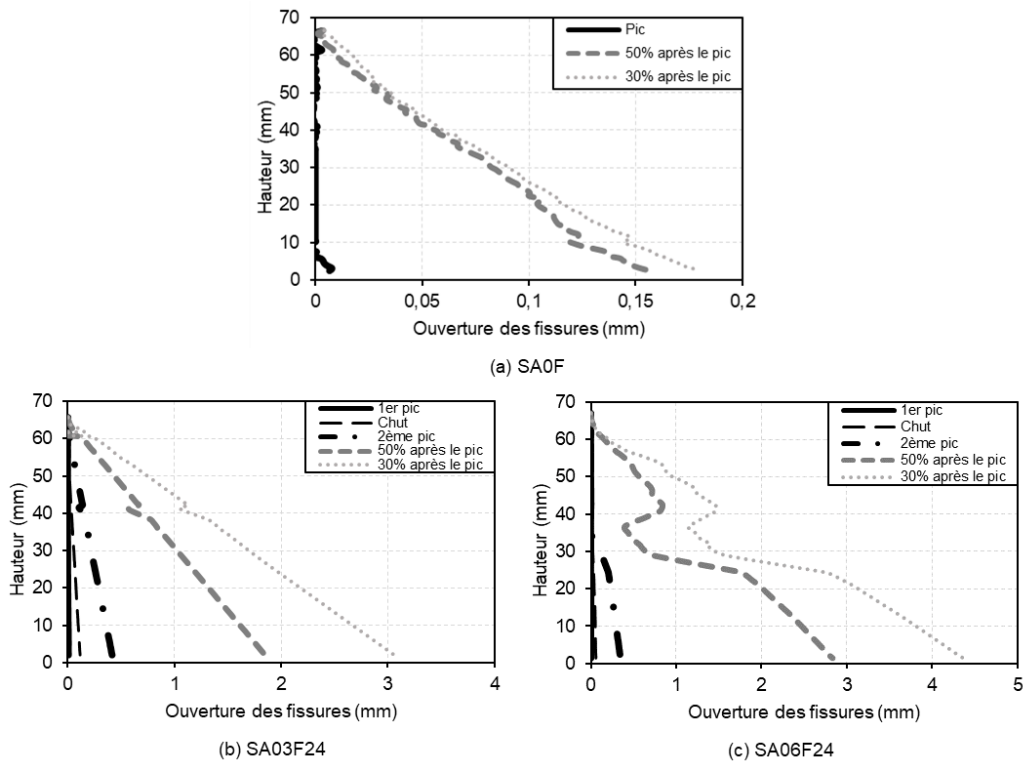
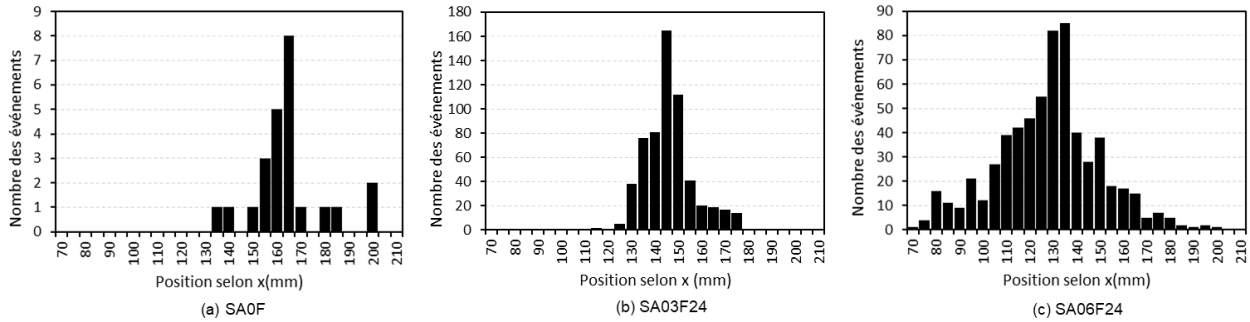


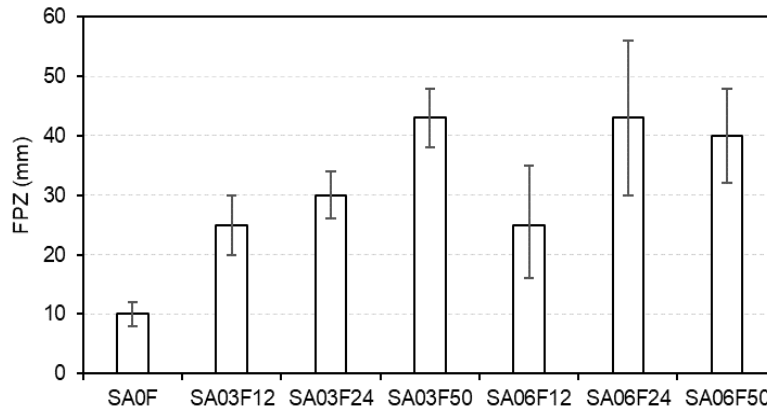
Figure 3.19 : Profil d'ouverture des fissures selon y à différents niveaux de chargement pour SA0F (a), SA03F24 (b) et SA06F24 (c)

La Figure 3.20 présente la distribution des événements d’EA le long de la direction x de 70 à 210 mm où la fissure se propage. La distribution des événements d’EA montre une concentration autour de la zone de fissuration et diminue progressivement des deux côtés de la fissure. Sur la base de cette distribution, la largeur de la FPZ est considérée comme étant la distance à l’intersection entre la distribution des événements d’EA et la ligne située à 20 % de la valeur maximale de la distribution (Boniface et al., 2020).



**Figure 3.20 : Distribution des événements d’EA en fonction de x pour les mélanges avec différents pourcentages de fibres de lin**

La Figure 3.21 présente la largeur de la FPZ pour les éprouvettes avec différents pourcentages et longueurs de fibres de lin. En raison de la rupture fragile de SA0F, les quelques événements d’EA ont été répartis principalement là où la rupture s’est produite avec une faible largeur. La largeur de la FPZ augmente avec la longueur des fibres par contre l’effet du pourcentage des fibres est négligeable. En effet, pour les fibres longues et en raison de leur surface de liaison plus élevée, plus de microfissurations ont été créées lors de l’arrachement des fibres générant ainsi une large FPZ.



**Figure 3.21 : Largeur de la FPZ pour les mélanges avec différents pourcentages et longueurs de fibres**

### 3.5.3.4. Identification des sources d'endommagement

La Figure 3.22 présente l'évolution de RA et AF pendant le processus de chargement pour SA0F, SA03F24 et SA06F24. Chaque point de la courbe représente la valeur moyenne de 100 signaux. Pour SA0F, seule la phase élastique est prise en compte car les éprouvettes ont subi une défaillance soudaine après le pic. Les résultats montrent une fluctuation de AF et RA à cause de l'écrasement du béton en contact avec la presse générant des fissures de cisaillement. Pour les éprouvettes avec fibres, AF augmente lorsque la force diminue tandis que RA augmente indiquant principalement une rupture en traction à cause de la fissuration de la matrice et à la rupture de l'adhésion chimique entre les fibres et le béton de terre. Ensuite, une forte diminution de AF est observée dans la phase non linéaire (tandis que le RA augmente) indiquant le glissement des fibres de lin et reste faible en post-pic indiquant la propagation des fissures de cisaillement dues au frottement pendant l'arrachement des fibres.

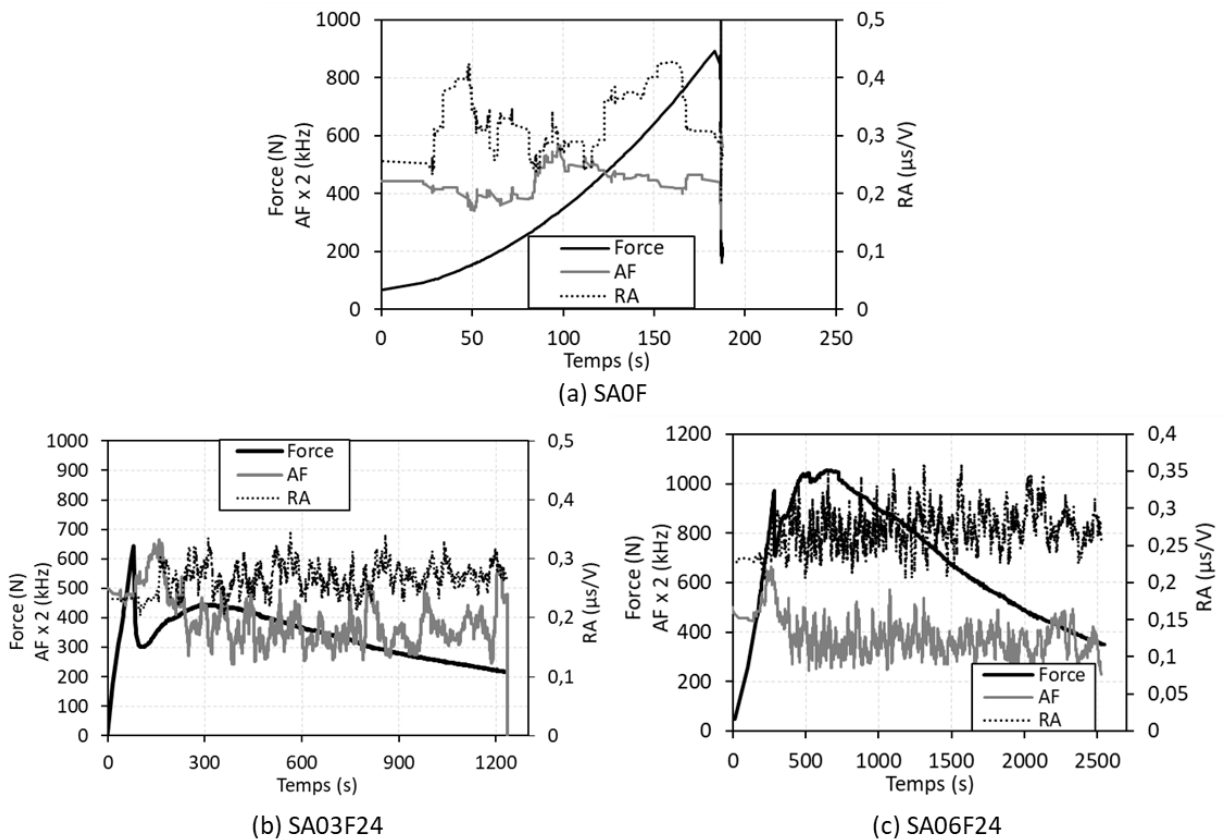


Figure 3.22 : Évolution de la AF et de la RA en corrélation avec la force pour (a) SA0F, (b) SA03F24 et (c) SA06F24.

La Figure 3.23 présente la variation de RA-AF pour SA0F, SA03F24 et SA06F24. La variation de RA et AF est étudiée selon les différentes phases décrites précédemment : phase 1 : jusqu'à la charge maximale (premier pic) ; phase 2 : la baisse de la charge et jusqu'au deuxième pic ; phase 3 : la région en post-pic avec un taux élevé d'EA et phase 4 : la phase d'adoucissement lorsque le taux de l'activité acoustique commence à diminuer. La variation de AF et RA peut être divisée en

deux zones qui séparent les signaux générés par la rupture en cisaillement et en traction. La ligne qui sépare les deux zones dépend des propriétés du matériau testé, de la charge appliquée, de la dimension et de la géométrie des éprouvettes. Pour les éprouvettes avec fibres, le nombre de signaux d'EA avec une valeur RA élevée et une basse fréquence augmente principalement dans les phases 3 et 4, ce qui indique que les dommages sont principalement dus à la rupture par cisaillement (Figure 3.22). En effet, les contraintes sont principalement transférées dans ces phases par les fibres de lin et la fissuration peut être due au frottement à l'interface entre le béton de terre et les fibres (Ohno and Ohtsu, 2010; Soulioti et al., 2009). Des fissures de traction ont également été générées pendant ces phases en raison de la fissuration radiale du béton de terre générée lors de l'arrachement des fibres en plus de l'orientation des fibres. Les mêmes phases ont été observées avec la variation de la longueur des fibres. Cependant, une augmentation du nombre de signaux avec un RA plus élevé et un AF plus faible a été observée lorsque la longueur des fibres augmente, indiquant un plus grand nombre de fissures de cisaillement.

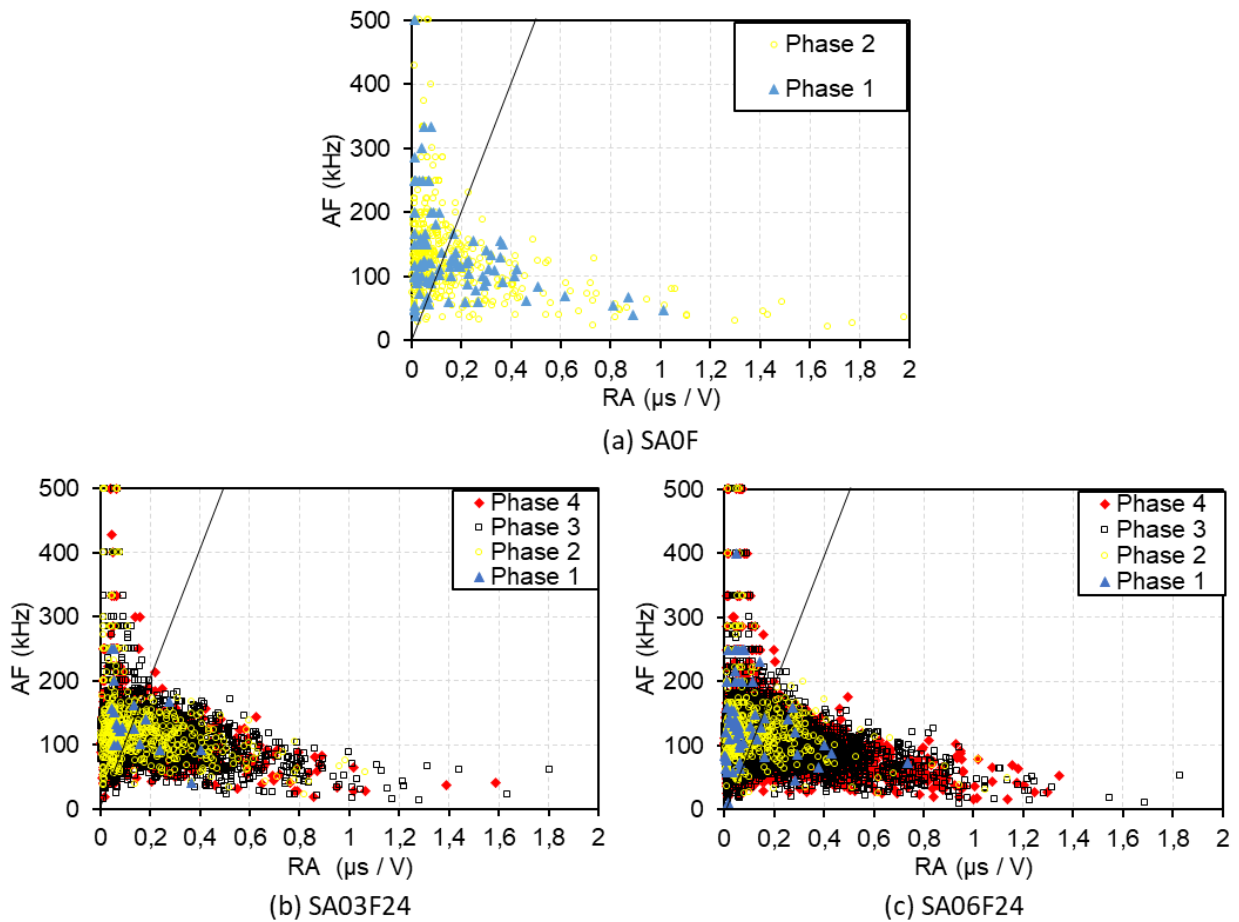


Figure 3.23 : Évolution de AF en fonction de RA pour SA0F, SA03F24 et SA06F24.

#### 3.5.4. Effet de l'âge sur le comportement à la rupture

La stabilisation des sols avec des liants permet d'améliorer les propriétés mécaniques. La stabilisation chimique à la chaux et au ciment du sol argileux est une méthode éprouvée pour améliorer la performance et la stabilisation des sols argileux en immobilisant l'eau dans l'argile et en réduisant l'indice de plasticité de l'argile. Cette réduction de la plasticité s'accompagne généralement d'une réduction du potentiel de gonflement (Anggraini et al., 2015). La stabilisation du sol avec de la chaux permet une augmentation de la concentration des ions  $\text{OH}^-$  ce qui permet une augmentation du pH entraînant la dissolution de l'alumine et la silice dans la fraction argileuse (Ouhadi and Yong, 2003). L'alumine et la silice libérées interagissent avec les ions calcium pour produire deux agents cimentaires de la réaction pouzzolanique (les CSH et les CAH) à long terme rendant le sol plus cohésif. En outre, la stabilisation avec le ciment Portland permet d'augmenter la résistance du mélange grâce aux réactions d'hydratation. Par ailleurs, l'interaction entre la chaux et les minéraux argileux peut également jouer un rôle essentiel en terme de processus d'interaction entre le ciment et le sol (Aiban et al., 2006; Yong and Ouhadi, 2007).

La résistance de compression et de flexion du sol traité augmente avec le temps, en raison des réactions pouzzolaniques dépendantes du temps (Bell, 1996). Ce résultat est attribué au fait que les hydrates formés lient les particules de sol entre elles et leur confèrent une structure matricielle plus compacte ; ce qui limite considérablement le réarrangement des particules à l'interface et augmente la zone de contact efficace inter faciale. Les hydrates, qui recouvrent la surface des fibres, permettent aussi d'améliorer les caractéristiques des liaisons inter faciales et augmenter la force de frottement entre les fibres et la matrice (Anggraini et al., 2015; Muntohar et al., 2013).

La Figure 3.24 présente les courbes force - flèche pour les formulations avec différents pourcentages et longueurs de fibres à 28 et 180 jours. Pour la formulation sans fibre et pour les différents temps de cure, le comportement est similaire ; la force augmente linéairement en fonction de la flèche au début jusqu'à la charge maximale. Après le pic, la force diminue rapidement indiquant un comportement fragile.

Pour les formulations avec fibres, un comportement élastique a été aussi observé au début suivi d'une première chute de résistance indiquant le développement d'une fissure près du pic dans la matrice du béton de terre (Mesbah et al., 2004). A partir d'un certain moment, les fibres de lin commencent à reprendre les efforts (Ojo et al., 2020). Dans le cas des essais réalisés à 180 jours, la chute de résistance est plus faible en comparaison avec les essais réalisés à 28 jours. De plus, après cette chute de résistance, la reprise de force est encore plus importante que le premier pic. Ceci indique un meilleur transfert de l'effort et donc une amélioration de l'adhésion entre les fibres et la matrice. Ce comportement peut être expliqué par les réactions pouzzolaniques qui continuent à se produire à long terme permettant ainsi d'augmenter non seulement la résistance de la matrice mais aussi l'interface entre les fibres et la matrice.

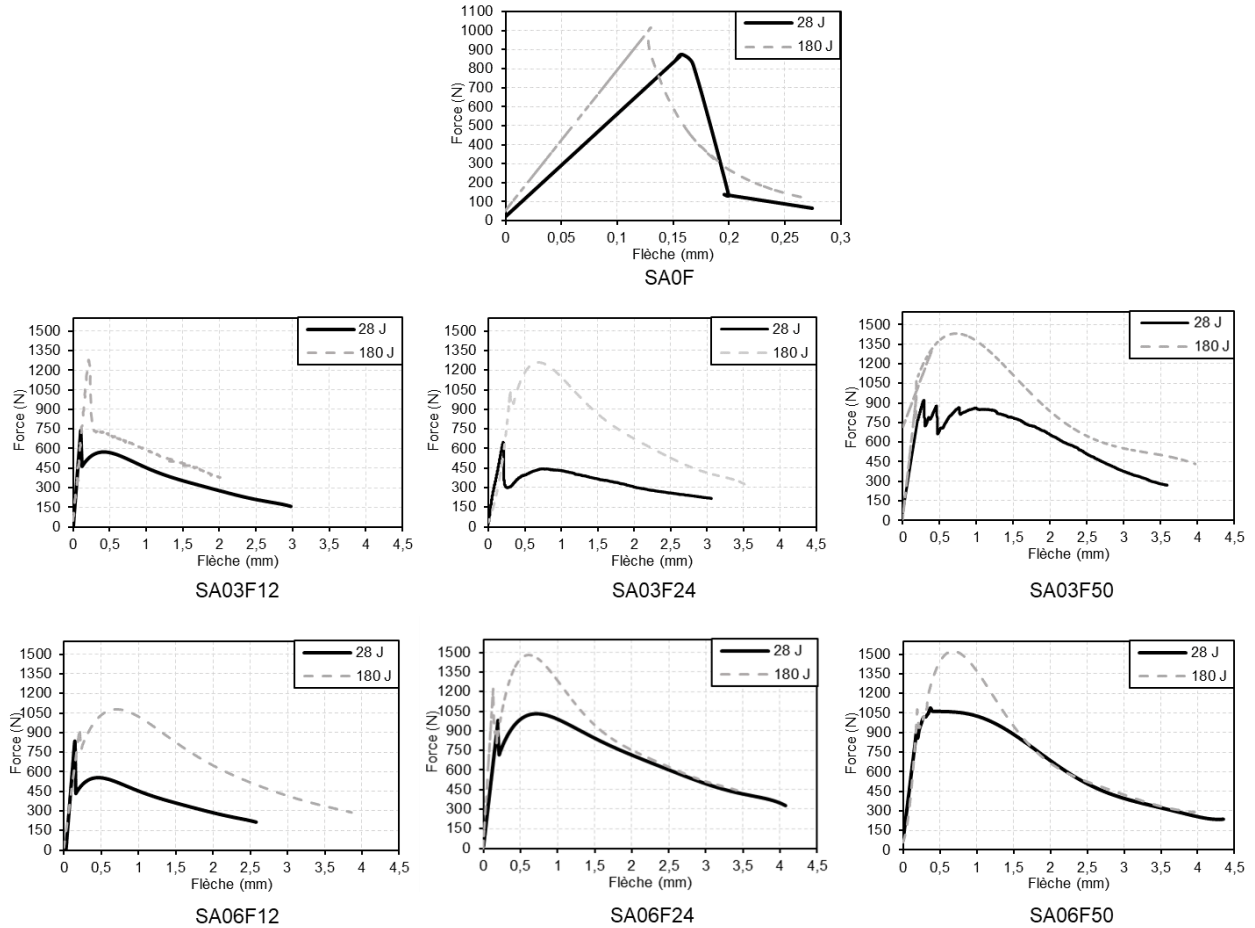


Figure 3.24 : Courbes force - flèche des bétons de terre avec différents pourcentages de fibres à 28 et 180 jours

La Figure 3.25 présente la résistance maximale à la flexion et le module élastique pour les sept formulations étudiées avec différents pourcentages et longueurs de fibres et pour les deux âges. La résistance maximale augmente avec le temps de cure et cette augmentation est plus significative pour les mélanges avec fibres. Ceci peut être lié aux importantes modifications physico-chimiques qui se produisent dans les propriétés des fibres de lin ainsi que de l'interface fibres-matrice au cours du durcissement (Page et al., 2019). Des auteurs ont rapporté que la minéralisation des fibres naturelle par des processus de calcification est parfois observée à partir de 28 jours de cure (Dias et al., 2009; Sedan et al., 2008). Le processus de minéralisation des fibres pourrait se poursuivre dans le temps et ainsi créer une liaison de plus en plus forte entre les fibres et la matrice de ciment (effet de renforcement de l'interface fibre-matrice induisant une fragilisation) (Page et al., 2019).

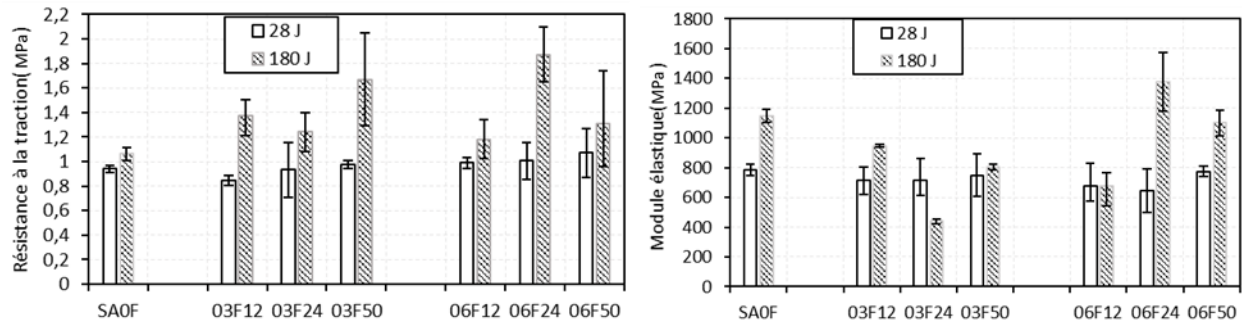


Figure 3.25 : Effet du temps de cure et du pourcentage et de la longueur des fibres de lin sur la résistance à la flexion et le module élastique du béton de terre à l'âge de 28 et 180 jours.

### 3.5.4.1. Effet de l'âge sur l'activité acoustique

L'utilisation de la technique d'émission acoustique peut être efficace afin de suivre l'évolution de l'endommagement en étudiant la variation temporelle de l'activité acoustique ainsi que les paramètres des signaux acoustiques lors du chargement (Boniface et al., 2020; Soulioti et al., 2009).

La Figure 3.26 présente la corrélation entre la force, le nombre cumulé de signaux d'émission acoustique et l'amplitude pour les essais de flexion réalisés pour les mélanges avec différents pourcentages de fibres de 12 mm à 28 et 180 jours. Pour les éprouvettes sans fibres, l'activité acoustique est faible à cause du comportement fragile du matériau. Le nombre cumulé des signaux est plus important à 180 jours ce qui peut être dû à la meilleure résistance du béton de terre à cet âge avec un nombre de signaux plus important dans la partie post pic. Pour les éprouvettes avec fibres, le comportement est le même pour les éprouvettes aux différents âges de cure mais avec un taux d'activité acoustique plus important.

Pour résumer, l'activité acoustique du béton de terre augmente avec l'ajout des fibres et le temps de cure (Figure 3.27). Cette augmentation est liée au renforcement et au durcissement du béton de terre. En effet, plus le pourcentage des fibres augmente, plus les points de pontage au niveau de la fissure augmentent générant ainsi une activité acoustique supplémentaire (Soulioti et al., 2009). De plus, les réactions pouzzolaniques liées à la présence de la chaux aboutissent à la formation de nouveaux hydrates. Ces hydrates permettent d'augmenter la force de cohésion entre les particules d'argile ainsi que la cohésion entre les fibres et la matrice et ainsi d'améliorer la résistance en flexion (Bell, 1996; Jörg Müller, 2005). L'augmentation de l'activité acoustique est encore plus significative avec l'ajout des fibres de lin.

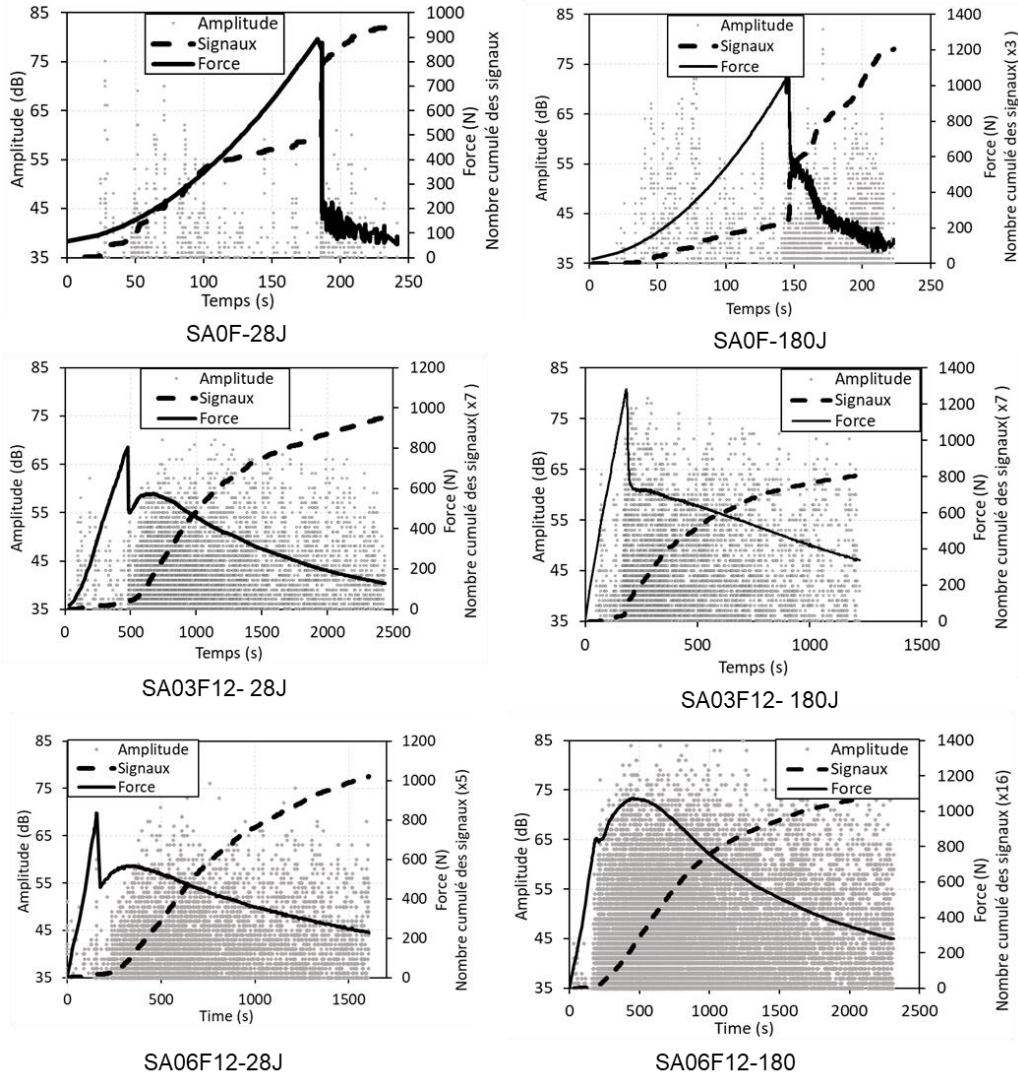


Figure 3.26 : Corrélation entre la force, le nombre cumulé et l'amplitude des signaux pour SA0F, SA03F12 et SA06F12 du béton de terre à l'âge de 28 et 180 jours

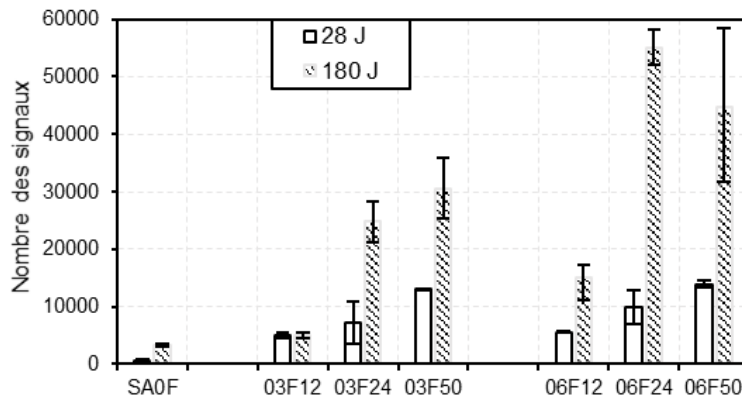


Figure 3.27 : Nombre des signaux d'EA générés pour les éprouvettes avec différentes longueurs et pourcentages de fibres à 28 et 180 jours



L'énergie de fissuration a été aussi calculée en considérant la surface au-dessous de la courbe force-flèche. La Figure 3.28 présente l'énergie de fissuration ainsi que l'énergie acoustique cumulée pour les différentes formulations du béton de terre à l'âge de 28 et 180 jours. Les résultats montrent une augmentation de l'énergie de fissuration ainsi que l'énergie acoustique détectée du béton de terre avec le temps de cure indiquant une bonne corrélation entre les deux types d'énergie.

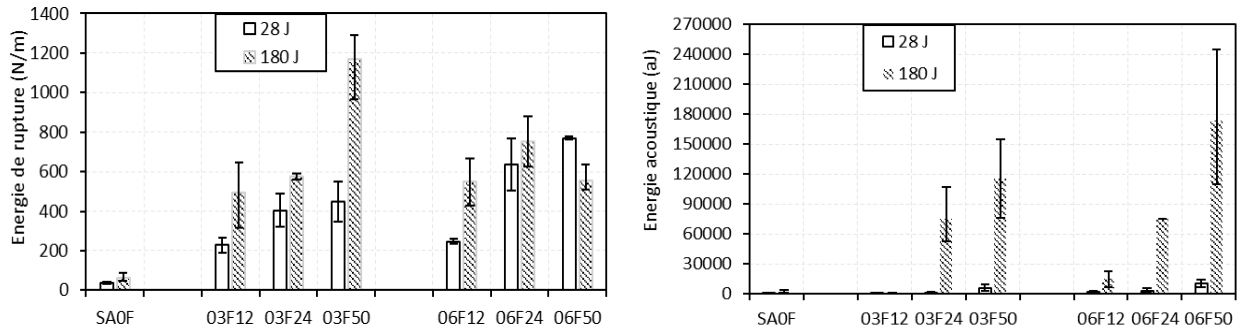


Figure 3.28 : Effet des fibres et du temps de cure sur l'énergie de rupture et l'énergie acoustique

### 3.6. Conclusions

Un programme expérimental a été mené dans ce chapitre afin d'étudier l'effet du pourcentage et de la longueur des fibres de lin sur le comportement à la rupture du béton de terre. L'effet du temps de cure a été aussi étudié. Les essais de flexion ont été suivis en parallèle avec les techniques de corrélation d'images numériques et d'émission acoustique afin de suivre l'évolution de l'endommagement et mieux comprendre les différents mécanismes de fissuration. Après analyse et discussion des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La résistance à la flexion, la flèche au pic et l'énergie de rupture ont augmenté avec le pourcentage et la longueur des fibres de lin.
- Le béton de terre présente une rupture fragile et une faible capacité de déformation. L'ajout de fibres de lin permet d'améliorer la ductilité de ce béton de terre dans la zone en post-pic grâce à la redistribution des efforts et l'effet de pontage des fibres.
- L'activité acoustique a montré quatre phases différentes pendant la rupture, indiquant différents mécanismes d'endommagement.
- Le nombre cumulé des signaux d'EA a augmenté avec le pourcentage et la longueur des fibres de lin en raison des mécanismes d'endommagement supplémentaires et d'une large zone de microfissuration.
- La technique de traitement d'images a permis de valider les résultats obtenus avec la technique d'EA concernant l'emplacement de la fissure et de mesurer l'ouverture de la fissure qui augmente avec le pourcentage de fibres.
- Une bonne corrélation a été observée entre l'énergie de rupture et l'énergie acoustique.

- Les courbes AF-RA ont été utilisées pour identifier les modes de rupture en cisaillement et en traction lors de la rupture. Les fissures de cisaillement ont augmenté avec l'ajout de fibres en raison du frottement pendant l'arrachement des fibres.

- L'activité acoustique augmente avec l'ajout des fibres et le temps de cure des éprouvettes à cause de l'augmentation de la résistance du béton de terre qui continue à durcir suite aux différentes réactions chimiques à long terme qui augmentent la cohésion au niveau de la matrice ainsi qu'à l'interface matrice / fibres.

Suite à l'étude du comportement du béton de terre au jeune âge ainsi que son comportement mécanique en compression et en flexion, la durabilité de ce béton et l'effet du séchage seront aussi étudiés dans le dernier chapitre pour compléter ce travail.

---

## Table des matières

Chapitre 4 - Comportement du béton de terre à long terme .....	95
4.1. Comportement à long terme des bétons de terre.....	96
4.1.1. Cycles humidification/séchage .....	97
4.1.2. Retrait .....	98
4.2. Effet de l'ajout des fibres naturelles.....	100
4.3. Suivi de l'évolution de l'endommagement du béton de terre pendant le retrait de dessiccation .....	101
4.3.1. Méthodes expérimentales .....	101
4.3.1.1. Essais de compression .....	101
4.3.1.2. Suivi par ultrasons.....	101
4.3.1.3. Essais de retrait et de perte de masse .....	102
4.3.2. Résultats.....	103
4.3.2.1. Propriétés mécaniques .....	103
4.3.2.2. Suivi par ultrasons.....	105
4.3.2.3. Suivi par la technique de corrélation d'images.....	106
4.3.2.4. Retrait à long terme .....	108
4.3.2.5. Analyse de l'activité acoustique .....	109
4.3.2.6. Évolution de la valeur (Ib).....	111
4.4. Effet des cycles humidification/séchage sur le comportement mécanique des bétons de terre	113
4.4.1. Méthodes expérimentales .....	113
4.4.1.1. Montée capillaire.....	113
4.4.1.2. Cycles d'humidification/ séchage .....	114
4.4.1.3. Mesure du pH et de la conductivité électrique .....	115
4.4.1.4. Essais de compression .....	115
4.4.2. Résultats et discussions .....	115
4.4.2.1. Montée capillaire.....	115
4.4.2.2. Effet des fibres sur la dégradation du béton durant les cycles.....	116
4.4.2.3. Effet des cycles sur la résistance à la compression .....	121

4.4.2.4.	Suivi par la technique de corrélation d'images.....	122
4.4.2.5.	Activité acoustique.....	123
4.5.	Conclusions.....	125

---

## Chapitre 4 - Comportement du béton de terre à long terme

---

La durabilité des bétons de terre constitue un frein majeur pour leur utilisation dans la construction. En effet, la présence d'une grande quantité de particules fines dans les bétons de terre les rend très sensibles au retrait, à la présence de l'eau et aux conditions d'exposition.

Les bétons de terre ont été testés sous l'eau/la pluie et la profondeur de l'érosion a été mesurée (Laborel-Préneron et al., 2016). Les sols stabilisés avec du ciment étaient plus résistants à l'érosion (Mattone, 2005). Les éprouvettes composées uniquement de terre ont été complètement érodées en 13 minutes, tandis que celles contenant du ciment ou de la pulpe de cactus ont résisté à 1 heure de pluie. L'ajout des fibres de coco dans des blocs de terre a considérablement amélioré la durabilité (Obonyo et al., 2010). Guettala et al. (Guettala et al., 2006) ont étudié l'exposition des murs de terre traités par différents liants (ciment, chaux, ciment + chaux et de la résine) à des conditions climatiques réelles avec une faible quantité de pluie d'environ 120 mm/an et une pluie importante au cours du mois de janvier pendant sept jours, de l'ordre de 73 mm. Il a été constaté que tous les murs traités ne sont pas détériorés après 4 ans d'exposition. Cependant, une légère dégradation a été enregistrée dans le cas des éprouvettes traitées avec 8% de chaux. En plus de l'eau, le vent peut aussi avoir un effet d'abrasion responsable de la perte de masse des matériaux à base de terre par effet de frottement (Mattone, 2005). Le coefficient d'abrasion diminue pour des teneurs en fibres de chanvre entre 0% et 0,4% en poids, et augmente pour une teneur plus faible que 0,8%. De plus, ce coefficient est meilleur pour les fibres les plus longues entre 3 cm et 6 cm grâce à une meilleure adhérence entre la matrice et les fibres (Millogo et al., 2014).

L'absorption de l'eau n'est pas préjudiciable dans le cas des bétons non exposés (Faria et al., 2016). Dans le cas contraire, la mesure de l'impact de l'absorption d'eau sur la remontée capillaire du matériau devient nécessaire. Les bétons de terre absorbent l'eau de l'humidité présente dans l'atmosphère et ne résorbent pas la même quantité. La teneur en eau augmente lorsque l'humidité relative ambiante augmente et diminue lorsque la température ambiante augmente, mais avec un effet moindre. Selon Laborel-Préneron et al. (Laborel-Préneron et al., 2018), les courbes isothermes de sorption-désorption des matériaux de terre sont de forme sigmoïde de type II selon la classification IUPAC (Figure 4.1). La capacité de stockage de l'humidité en masse d'agrégats végétaux (la paille d'orge (S), les copeaux de chanvre (H) et les épis de maïs (CC)) est assez élevée par rapport à celle de la terre à cause de l'accessibilité de l'OH et la teneur en lignine des fibres. La terre naturelle a une capacité importante à équilibrer l'humidité de l'air. Elle peut absorber 50 fois l'humidité en cas de terre non cuite (Minke, 2006). De surcroit, la quantité absorbée augmente en présence de fibres (Ashour et al., 2010; Cagnon et al., 2014; Lima and Faria, 2016). Le changement volumique induit par le retrait de dessiccation peut être responsable de la fissuration qui a un effet néfaste sur les propriétés mécaniques et la durabilité.

L'objectif de ce chapitre est ainsi d'étudier la durabilité et le comportement du béton de terre à long terme pour différentes conditions d'exposition. La première partie est consacrée à l'étude du retrait à long terme et plus particulièrement au suivi de l'évolution de l'endommagement pendant le séchage. La deuxième partie porte sur la durabilité des bétons de terre suite à plusieurs cycles

d'humidification/séchage. L'effet du pourcentage des fibres ayant une longueur de 12 mm a été aussi étudié.

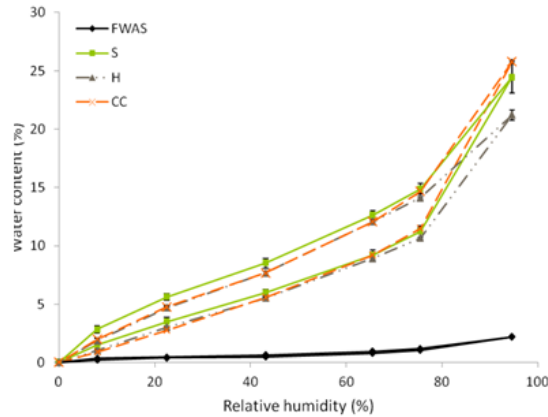


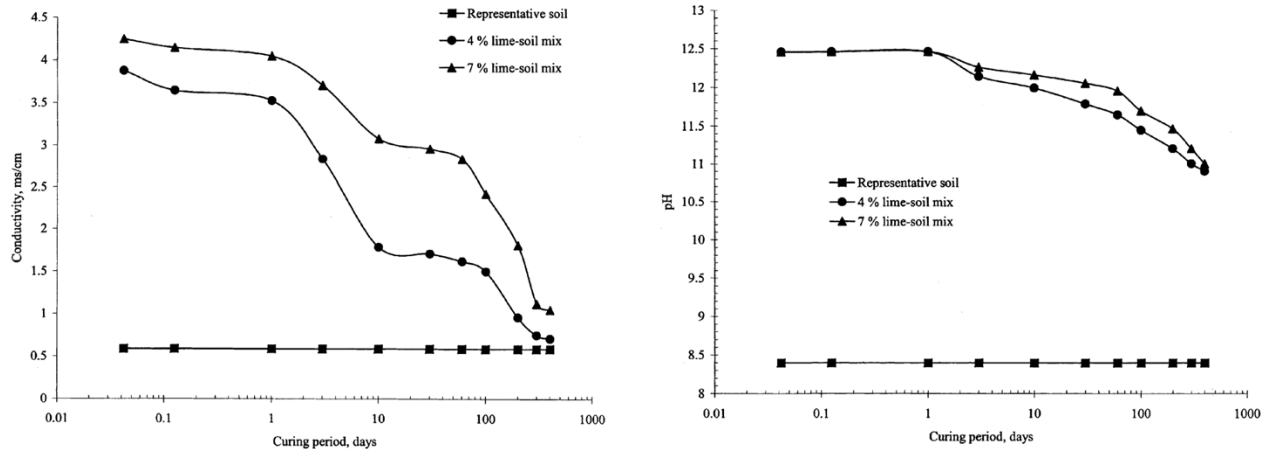
Figure 4.1 : Comparaison des résultats des isothermes de sorption-désorption (à 20°C) des matériaux (Laborel-Préneron et al., 2018)

#### 4.1. Comportement à long terme des bétons de terre

Le traitement des sols avec des liants hydrauliques peut améliorer leur comportement même à long terme. La minéralogie et la granulométrie des sols influencent très peu les réactions produites lors de l'ajout du ciment. Par contre, le traitement à la chaux a besoin de la silice et d'alumine provenant des particules argileuses pour activer les réactions pouzzolaniques qui sont plus ou moins lentes et peuvent durer des années. Ces réactions dépendent de la minéralogie et la granulométrie du sol ainsi que la température durant le temps de cure (Geoffrey Kerali, 2001). Les réactions pouzzolaniques permettent de former les mêmes hydrates que ceux des réactions d'hydratation du ciment et plus spécifiquement l'hydratation des silicates de calcium ( $C_3S$ ,  $C_2S$ ) et d'aluminates de calcium ( $C_3A$ ,  $C_4AF$ ), i.e. silicate de calcium hydraté (C-S-H), aluminat de calcium hydraté (CAH) et aluminosilicate de calcium hydraté (CASH). Ces hydrates sont formés par des réactions pouzzolaniques lorsque les surfaces latérales de l'argile se dissolvent et libèrent des ions silicium et aluminium qui viennent se combiner avec la chaux. Ce recouvrement, entraîne l'arrêt de la dissolution des particules et par conséquent entraîne le développement des composés hydratés (Jörg Müller, 2005). Les hydrates développés dépendent des conditions expérimentales: l'argile utilisée et la teneur de chaux qui doit dépasser un certain seuil PCF « point de fixation de la chaux » pour la saturation des argiles en calcium, la quantité restante permet le développement des réactions pouzzolaniques (Locat et al., 1996). D'autres hypothèses postulent que les silicates et aluminates de calcium se forment non pas en présence de la chaux seulement, mais en présence du calcium dans n'importe quel milieu alcalin (Boardman et al., 2001).

La mesure du pH et de la conductivité électrique (CE) permet un suivi de la formation des composés pouzzolaniques (Figure 4.2) (Boardman et al., 2001; Sudhakar and Shivananda, 2005). Le pH et la CE augmentent fortement au début suite à l'apport d'ions calcium  $Ca^{2+}$  et hydroxydes  $OH^-$ , puis diminuent et restent constants indiquant l'arrêt des réactions pouzzolaniques. L'effet de la température sur la cinétique des réactions pouzzolaniques est important. Ainsi, avec le même

pourcentage de chaux, les réactions pouzzolaniques apparaissent après 24 heures à une température de 25°C et après 7 jours à 11,5°C. Un traitement pendant 28 jours à 21°C est équivalent à un traitement de 2 jours à 49°C (Little, 1995). A noter que la teneur en eau des matériaux traités joue aussi un rôle important dans les cinétiques des réactions pouzzolaniques. En effet, une humidité importante améliore la dispersion des particules et la mobilité des ions en favorisant ainsi les réactions pouzzolaniques (Locat et al., 1990).



**Figure 4.2 : (a) Suivi de la conductivité électrique et (b) du pH d'un sol traité avec 4 et 7% de chaux (Sudhakar and Shivananda, 2005)**

Les réactions de carbonation se produisent aussi à long terme dû à la pénétration du dioxyde de carbone dans le béton de terre, ce qui aboutit à la formation de la calcite ( $\text{CaCO}_3$ ) (Le Runigo, 2008). Le  $\text{CO}_2$  se dissout dans l'eau des pores et réagit avec les ions hydroxyles pour former des ions carbonates qui réagissent ensuite avec les ions calcium pour former du carbonate de calcium. Une partie de la chaux réservée pour les réactions pouzzolaniques est consommée par les réactions de carbonatation. Les cristaux de carbonate possèdent une propriété liante très faible et la présence de la calcite n'améliore pas vraiment les performances mécaniques (Diamond and Kinter, 1965). La carbonatation est donc un phénomène délétère plutôt qu'un facteur utile dans la stabilisation du sol.

La durabilité des bétons de terre dépend fortement des conditions de conservation ou autrement dit des conditions d'usage. L'étude de son comportement face au changement d'humidité durant les cycles d'humidification/séchage et son comportement durant le retrait est donc essentielle.

#### 4.1.1. Cycles humidification/séchage

L'effet des cycles d'humidification/séchage a été largement étudié dans la littérature afin d'évaluer la durabilité des sols stabilisés (Aldaood et al., 2014; Du et al., 2016; Shihata and Baghdadi, 2001; Zhang et al., 2020). Des cycles d'humidification/ séchage, réalisés sur un sol gypseux stabilisé par 3% de chaux, ont montré une réduction du pH et de la CE au cours des cycles (Aldaood et al., 2014). Ceci a été attribué à la diminution des ions calcium et des hydroxyles dû à la réaction

pouzzolanique et à la formation d'ettringite. Une diminution de la vitesse ultrasonore et de la résistance a été aussi détectée au cours des cycles à cause de la dégradation des éprouvettes. Une perte de masse cumulée d'environ 20% a été mesurée sur du limon stabilisé à la lignine à cause de la forte succion produite par le processus de séchage qui a une influence négative sur la liaison des particules du sol entraînant l'effritement de la surface et la rupture des éprouvettes (Zhang et al., 2020). Les sols contenant de grandes quantités de fines ont présenté une perte de masse plus importante lors des cycles (Shihata and Baghdadi, 2001). La perte de masse augmente avec le pourcentage d'argile et la diminution du pourcentage de liant hydraulique (Walker and Stace, 1997). La limite de liquidité et l'indice de plasticité des éprouvettes de sols expansifs traités avec du sable et du carbure de calcium augmentent jusqu'au 7<sup>ème</sup> cycle puis baissent à cause de l'eau absorbée dans la double couche d'électrons à la surface des particules du sol (principalement affectée par la taille et la surface spécifique des particules). En effet, la microstructure se détruit pendant les cycles entraînant l'augmentation des particules fines (Ye et al., 2018).

Akcanca et Aytekin (Akcanca and Aytekin, 2014) ont étudié la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la proportion de bentonite stabilisée ou non durant des cycles d'humidification – séchage (Figure 4.3). Ils ont montré que la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation du pourcentage de bentonite. De plus, l'ajout de chaux a entraîné une diminution de la conductivité hydraulique dans les cycles d'humidification et de séchage. Ils ont estimé que les cycles d'humidification – séchage après 48 h dans le four à  $35 \pm 5$  °C ont une influence sur le durcissement des éprouvettes avec de la chaux.

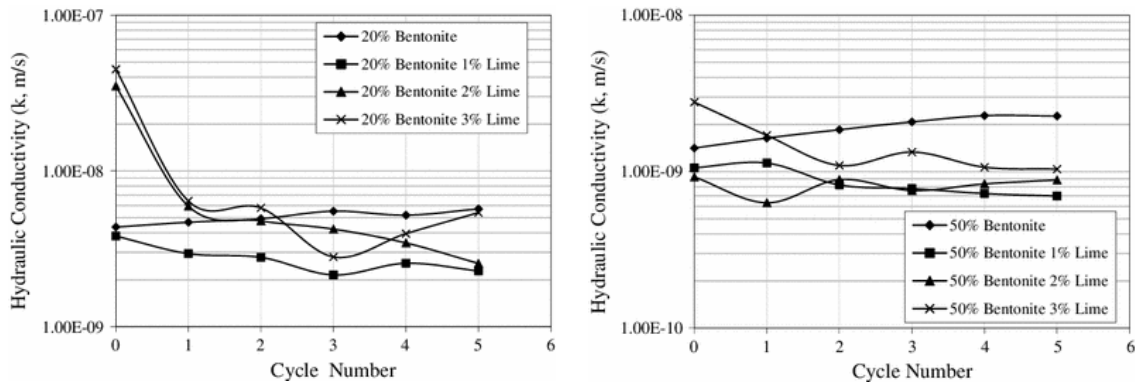


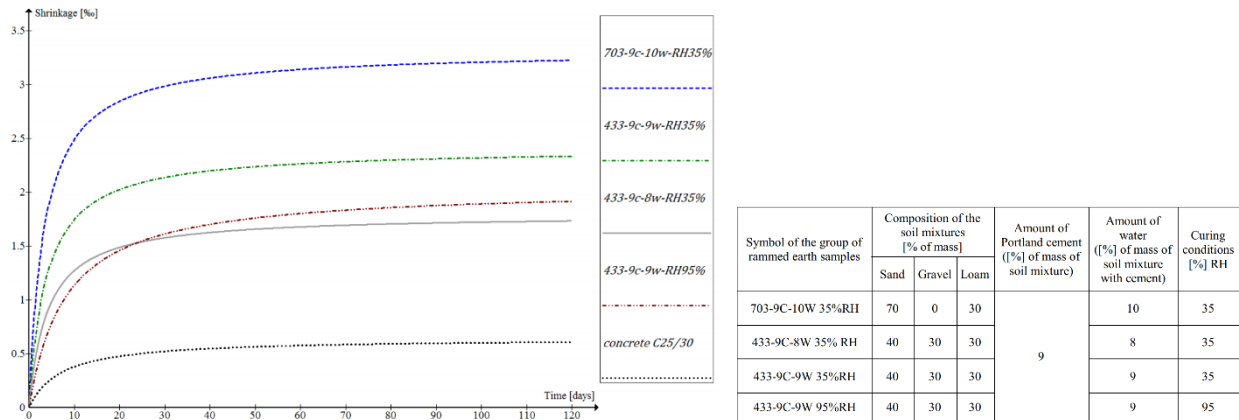
Figure 4.3 : Conductivité hydraulique en fonction du nombre de cycles pour le sable-20% bentonite (a) et 50 % de bentonite (b) stabilisé (Akcanca and Aytekin, 2014)

#### 4.1.2. Retrait

Le changement du volume de béton de terre est un phénomène inévitable. Le béton de terre subit très tôt des variations volumétriques négatives dues à l'évaporation de l'eau et aux réactions d'hydratation. Les ménisques présents à l'interface entre les pores remplis d'eau et les pores vides vont entraîner le développement des contraintes au sein de la phase liquide. Ces contraintes rapprochent les particules de la matrice en béton de terre et entraînent une réduction de volume et des tensions dans le squelette solide. La composante de retrait endogène qui dépend principalement de la composition du béton de terre se développe plus rapidement avec le temps que le retrait de



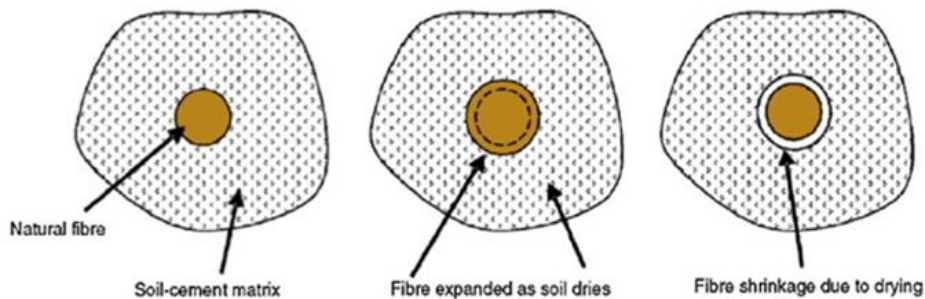
séchage. Le retrait de séchage à long terme dépend de l'âge du début de séchage et des paramètres externes tels que l'humidité relative et la taille des éprouvettes (Saliba et al., 2011). Le retrait des bétons de terre a été très peu étudié dans la littérature (Eid et al., 2015b; Kanema et al., 2016). Woyciechowski et al. (Woyciechowski et al., 2017) ont étudié le retrait pour différents mélanges de pisé en les comparant au retrait d'un béton classique (300 kg/m<sup>3</sup> de CEM I et gravier de 8 mm) (Figure 4.4). Les résultats ont montré que le retrait de la terre battue est beaucoup plus important que celui du béton ordinaire avec une évolution plus rapide dans la phase initiale représentant 85% du retrait total enregistré au cours des 28 premiers jours. Le retrait diminue avec le pourcentage de granulats. Les éprouvettes stockées dans une HR de 95 % présentent un retrait total inférieur de 20 % par rapport à celui des éprouvettes, provenant du même mélange, mais stockées dans un environnement dont l'HR est de 35 %. Le retrait volumétrique a été aussi observé dans les deux sens d'un mur en terre battue non stabilisée avec une valeur qui ne dépasse pas 5 % (Walker et al., 2005). Cette valeur dépend de la teneur en argile, de la granulométrie du sol et du taux de séchage lié au rayon des pores. Le retrait dû au séchage des sols stabilisés au ciment est principalement lié à l'indice de plasticité du sol, à la teneur en argile (Walker, 1995) et les minéraux argileux présents dans le sol (Reddy and Jagadish, 1995). La teneur en argile augmente le pourcentage de retrait de dessiccation (Walker and Stace, 1997). Si la résistance à la traction est inférieure au niveau de contrainte induit par le retrait empêché du béton de terre, des fissures se produisent (Saliba et al., 2011). Le retrait empêché peut être lié aux gradients d'humidité/retrait qui se développent à différentes profondeurs dans les éprouvettes. Ces microfissures augmentent la perméabilité du béton de terre et peuvent entraîner des concentrations de contrainte lors du chargement. Les structures en béton de terre sont donc vulnérables aux contraintes propres ou aux fissures induites par le retrait qui peuvent non seulement causer des défauts structurels, mais aussi réduire la résistance au service, la durabilité et l'esthétique du béton de terre (Kanema, 2017).



**Figure 4.4 : Evolution du retrait de dessiccation de différents mélanges de pisé et d'un béton ordinaire en fonction du temps (Woyciechowski et al., 2017)**

## 4.2.Effet de l'ajout des fibres naturelles

Les fibres végétales sont connues par leurs propriétés hydrophiles. Les fibres naturelles ajoutées au sol stabilisé augmentent l'absorption d'eau en raison de leur capacité d'absorption élevée (Algin and Turgut, 2008; Taallah et al., 2014). Algin and Turgut (Algin and Turgut, 2008) ont montré que la quantité d'eau absorbée est proportionnelle à la teneur en déchets de coton. L'augmentation de la teneur en coton de 40% (en volume) a par exemple doublé l'absorption d'eau du matériau (de 12,5% à 27,2%). Cette absorption a un effet important sur l'adhésion entre les fibres et la matrice. En effet, le gonflement des fibres engendré par l'absorption d'eau repousse le sol, par contre la diminution du volume des fibres lors du séchage crée des vides autour d'eux (Figure 4.5) (Segetin et al., 2007).



**Figure 4.5 : Effet de l'absorption d'eau sur l'adhérence des agrégats ou des fibres avec la terre (Segetin et al., 2007)**

Les produits biodégradables constitués de matières organiques comme les fibres naturelles sont sensibles à long terme à la décomposition naturelle et aux attaques biologiques (Sen and Reddy, 2015). Des moisissures ont été développées sur des éprouvettes de terre contenant de chènevotte après seulement 10 jours de leur fabrication (Flament, 2013). Le développement des champignons sur des éprouvettes de terre contenant des fibres de chanvre a été aussi observé (Gomes et al., 2012). Une humidité élevée peut favoriser l'activité à l'intérieur du matériau et accélérer la biodégradation des matières végétales (Laborel-Préneron et al., 2016). La stabilisation de la terre permet une augmentation de la résistance aux attaques biologiques (Kymäläinen and Sjöberg, 2008). Les cycles de sorption-désorption peuvent avoir aussi un impact sur la durabilité de la terre contenant des fibres naturelles.

Le retrait est également influencé par la teneur et le type de fibres (Sangma and Tripura, 2020). Le taux de retrait augmente avec la teneur en argile et en eau mais diminue avec la teneur en fibres (Yetgin et al., 2008). L'ajout des fibres améliore également la résistance et réduit la fissuration due au retrait (Bouhicha et al., 2005; Yetgin et al., 2008). La stabilisation du retrait s'est produite plus tôt avec la paille indiquant un séchage rapide dû à l'accélération de l'évaporation par les canaux d'air qui se forment (Bouhicha et al., 2005). L'ajout de 4% de fibres de sisal ou de noix de coco a réduit les fissures de retrait en traction (Ghavami et al., 1999). Sangma et Tripura (Sangma and Tripura, 2019) ont étudié les propriétés caractéristiques des blocs de torchis (22,25% d'argile) renforcés avec de la noix de coco, de la paille de riz et stabilisés avec du ciment (entre 0 à 10% de

la masse du sol sec). Les résultats ont montré que l'ajout de fibres a réduit la fissuration due au retrait et que la quantité optimale de fibres est de 5 %.

Dans notre cas, les bétons de terre sont coulés avec un pourcentage important d'argile, en plus des fibres, ce qui les rend très sensibles au séchage et à l'humidité qui peuvent affecter leur durabilité. Ainsi, l'objectif de ce chapitre est d'étudier la durabilité de ces matériaux en évaluant le taux d'endommagement dû au séchage et aux cycles d'humidification/séchage.

### **4.3.Suivi de l'évolution de l'endommagement du béton de terre pendant le retrait de dessiccation**

Le béton de terre est composé de particules fines qui le rendent très sensible au retrait. Le retrait au jeune âge a été étudié dans le chapitre 1, dans ce chapitre le retrait à long terme (à partir de 24 heures) est étudié. L'effet du séchage sur les propriétés mécaniques du béton de terre avec différents pourcentages de fibres de lin a été évalué. L'évolution de l'endommagement pendant le retrait de dessiccation a été suivie en continu pendant 20 jours en utilisant la technique d'EA.

Tout d'abord, les méthodes expérimentales utilisées sont présentées. Ensuite, le retrait de dessiccation et son effet sur les propriétés mécaniques du béton de terre sont analysés. Enfin, l'évolution de l'endommagement lors du séchage est évaluée à l'aide de la technique d'EA.

#### **4.3.1. Méthodes expérimentales**

##### **4.3.1.1.Essais de compression**

Les essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques de  $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$  à l'âge de 28 et 180 jours. Les essais ont été pilotés avec une vitesse de déplacement constante de 0,6 mm/min. Les éprouvettes ont été démoulées 48 h après le coulage et stockées dans deux conditions de cure à 90 % et 50 % ( $\pm 5 \%$ ) d'HR et à une température de 20 °C. Ces essais ont été suivis avec la technique de traitement d'images (voir chapitre 2).

##### **4.3.1.2.Suivi par ultrasons**

La technique des ultrasons est une méthode non destructive qui consiste à déterminer la vitesse de propagation des ondes ultrasonores dans le béton à partir de la mesure du temps de propagation dans les éprouvettes. La vitesse déterminée peut être reliée aux propriétés mécaniques du béton, à sa qualité (défauts, fissures, vides ...) et à son module d'élasticité dynamique. Le système est composé d'un générateur d'impulsion PUNDIT (Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester) et de deux capteurs. Le générateur envoie une impulsion électrique qui est convertie en onde de pression longitudinale par l'émetteur pour qu'elle puisse se propager dans le matériau. Le récepteur reçoit ensuite ces ondes et les convertit en une impulsion électrique qui revient au générateur sous forme d'un signal temporel. Le système affiche ainsi la différence de temps entre l'émission et la réception du signal avec une précision de 0,1  $\mu\text{s}$ . Un étalonnage est réalisé avant chaque utilisation à l'aide d'un matériau modèle. Le couplage entre les capteurs et le

béton se fait avec de la graisse. Plusieurs facteurs peuvent influencer cette mesure comme le couplage, le type de capteur, les conditions de mesure et la teneur en eau du matériau testé. L'utilisation des capteurs face à face (configuration directe) (Figure 4.6) permet de générer des ondes longitudinales (VL) et de remonter aux caractéristiques d'un matériau élastique linéaire et isotrope.



Figure 4.6 : Mesure de la vitesse d'impulsion ultrasonique (calibration et mesure) (Ngo, 2017)

#### 4.3.1.3. Essais de retrait et de perte de masse

Les essais de retrait ont été effectués sur des éprouvettes prismatiques de dimensions  $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$  munis des plots métalliques à leurs extrémités (Figure 4.7). Les éprouvettes ont été coulées et conservées pendant 24 heures dans des conditions endogènes pour éviter le séchage. Après 24 heures, les éprouvettes ont été démoulées et les mesures de retrait ont été effectuées dans une salle climatisée à une température de  $20^\circ\text{C} (\pm 2^\circ\text{C})$  et une HR de  $50\% (\pm 5\%)$ . La mesure de la déformation longitudinale a été effectuée à l'aide des capteurs LVDT avec une précision de  $3 \mu\text{m}$  pendant plusieurs semaines. Pour la mesure du retrait total, les extrémités des éprouvettes ont été recouvertes d'un papier adhésif en aluminium qui permet un séchage latéral identique des quatre côtés du béton de terre. Pour le retrait endogène, les éprouvettes ont été complètement recouvertes de deux couches de papier adhésif en aluminium pour empêcher le séchage. La perte de masse a été mesurée simultanément sur des éprouvettes de mêmes dimensions stockées dans les mêmes conditions de séchage.

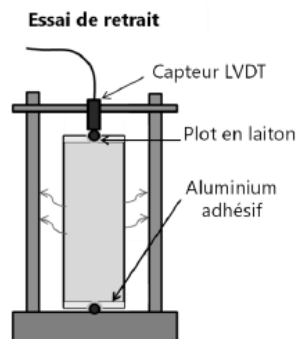


Figure 4.7 : Dispositif de mesure du retrait

La méthode d'EA a été utilisée pour suivre l'évolution de l'endommagement des éprouvettes de béton de terre pendant le retrait total. Quatre capteurs piézoélectriques d'une fréquence de résonance de 150 KHz ont été utilisés. Les capteurs ont été placés sur une seule face de l'éprouvette, les autres surfaces ont été couvertes par un papier adhésif en aluminium (Figure 4.8).

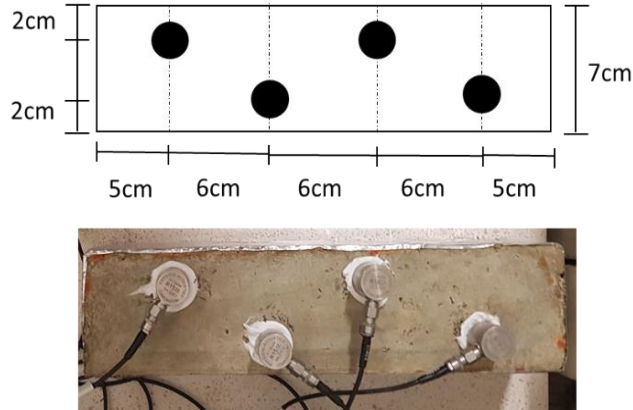


Figure 4.8 : Géométrie des éprouvettes prismatiques et position des capteurs d'EA

### 4.3.2. Résultats

#### 4.3.2.1. Propriétés mécaniques

La Figure 4.9 montre les courbes contrainte-déformation calculées à partir du déplacement moyen des éprouvettes par traitement d'images pour les éprouvettes conservées dans deux conditions de cure à l'âge de 28 et 180 jours. Différentes phases peuvent être distinguées. Pour les éprouvettes stockées à 90% d'HR, la contrainte a augmenté de façon linéaire avant le pic de chargement, montrant une phase élastique importante. Cependant, pour les éprouvettes stockées à 50 % d'HR, la phase élastique était presque inexistante avec un module élastique très faible (Figure 4.10). La pente de la phase élastique diminue significativement lorsque l'HR diminue alors que la déformation au pic augmente.

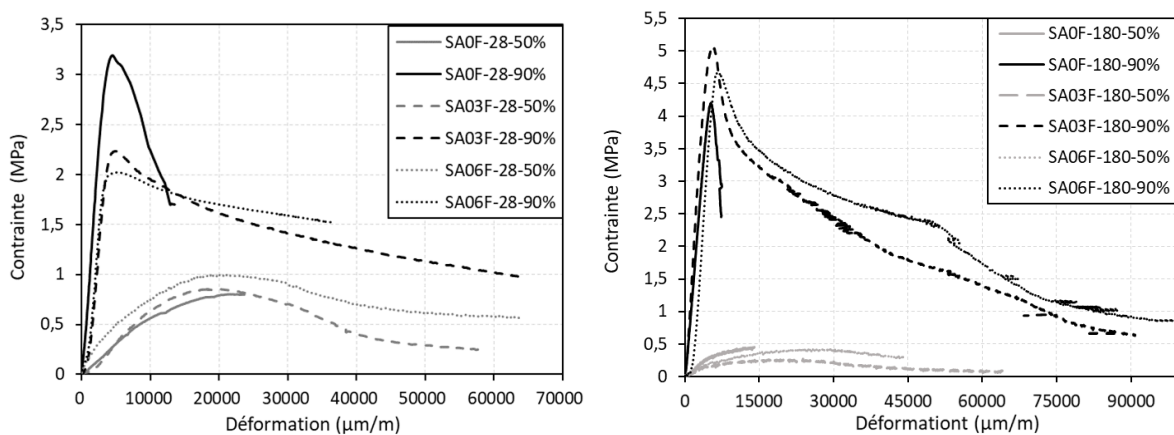
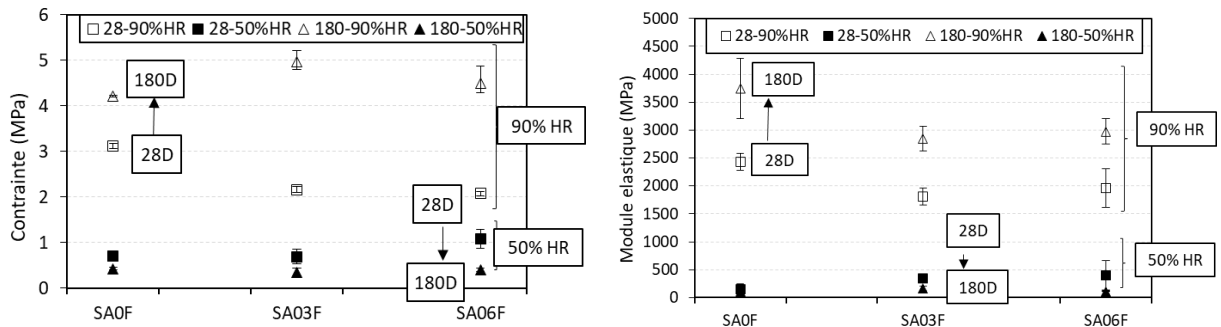


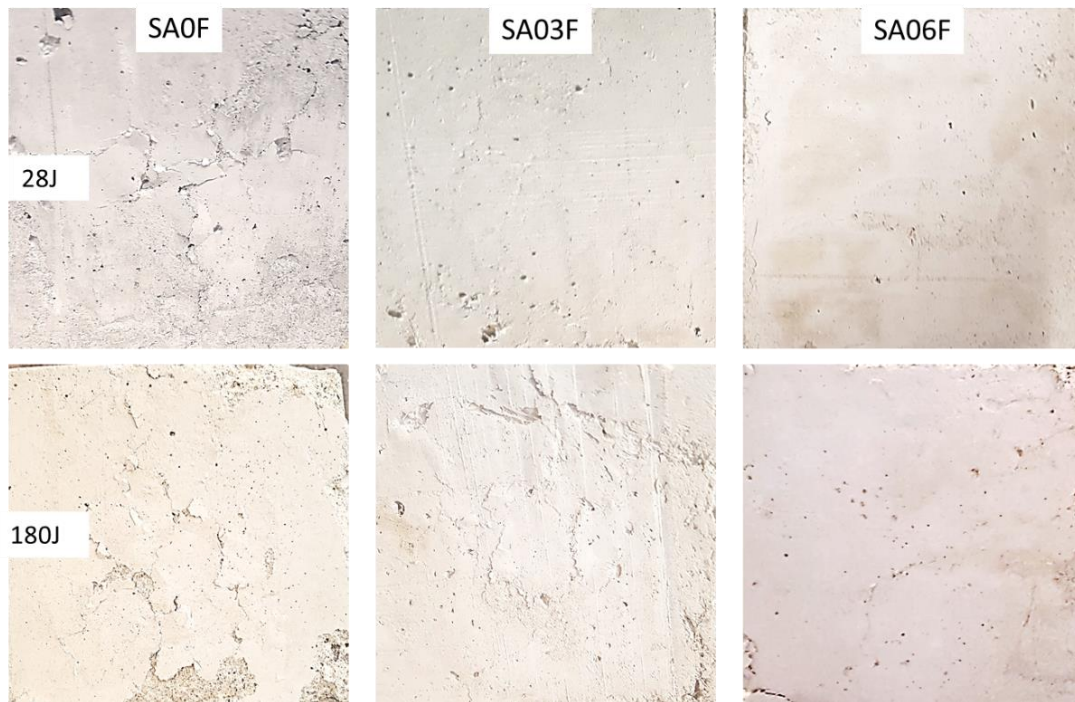
Figure 4.9 : Courbes contrainte-déformation des éprouvettes de béton de terre conservées à 50% et 90% d'HR pour SA0F, SA03F et SA06F à l'âge de 28 jours et 180 jours

La Figure 4.10 montre la contrainte de compression maximale et le module élastique des éprouvettes de béton de terre conservées à 90 % et 50 % d'HR à l'âge de 28 et 180 jours. Pour les éprouvettes maintenues à 90 % d'HR, la résistance à la compression et le module élastique du béton de terre augmentent avec l'âge. Pour les éprouvettes conservées à 50 % d'HR, une forte réduction de la résistance et du module a été observée en raison du séchage avec un léger effet du pourcentage de fibres. Cette réduction est encore plus importante avec l'âge.



**Figure 4.10 : Résistance maximale et module d'élasticité des éprouvettes de béton de terre conservées à 50% et 90% d'HR pour SA0F, SA03F et SA06F à l'âge de 28 et 180 jours.**

La diminution des propriétés mécaniques des éprouvettes de béton de terre peut être induite par la dégradation induite par le retrait de dessiccation. Cette dégradation a été aussi observée visuellement (Figure 4.11). Les photos ont été prises avant les essais de compression à l'âge de 28 et 180 jours pour des éprouvettes stockées à 50% d'HR. Un écaillage a été observé à la surface en particulier pour les éprouvettes sans fibres et des fissures visibles ont été détectées. Les fissures étaient visibles au 28<sup>ème</sup> jour pour SA0F et se sont rapidement étendues sur toute la surface du béton de terre induisant une perte progressive de la couche superficielle. En effet, des microfissures peuvent se développer en raison du gradient de déformation pendant le séchage, en plus du ralentissement des réactions d'hydratation et de la perte de cohésion entre les particules. Pour les mélanges avec fibres, les fissures étaient plus visibles au 180<sup>ème</sup> jour sans entraîner une dégradation significative de la surface du béton de terre. En effet, la présence de fibres peut empêcher la propagation des fissures grâce à l'adhésion entre la matrice et les fibres, même si cette cohésion a diminué au cours du processus de séchage (Barrier, 2008; Qiang et al., 2014). Ceci peut également être dû à une distribution différente de la taille des pores qui peut modifier la pression capillaire et donc le gradient de contrainte qui peut avoir un impact sur les propriétés mécaniques et les propriétés de transfert.



**Figure 4.11 : Photos des éprouvettes avant l'essai de compression pour SA0F, SA03F et SA06F conservées à 50% d'HR à l'âge de 28 et 180 jours**

#### **4.3.2.2.Suivi par ultrasons**

La Figure 4.12 montre l'évolution de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores en fonction de l'âge du durcissement des éprouvettes conservées à 50 % et 90 % d'HR. Pour les éprouvettes conservées à 90% d'HR, la vitesse augmente rapidement pendant les premiers jours, puis le taux diminue légèrement après 28 jours indiquant l'augmentation de la rigidité (Ye et al., 2004).

Cependant, pour les éprouvettes conservées à 50 % d'HR, la vitesse de propagation des ondes augmente pendant les premiers jours mais avec un taux inférieur à celle des éprouvettes conservées à 90 % d'HR. Cependant, la mesure de la vitesse devient impossible après 8 jours pour SA03F12 et 12 jours pour SA06F12. Ceci indique un endommagement plus rapide des éprouvettes dû aux microfissurations induites par le séchage et la perte de cohésion entre les particules (Erdogdu et al., 2017).

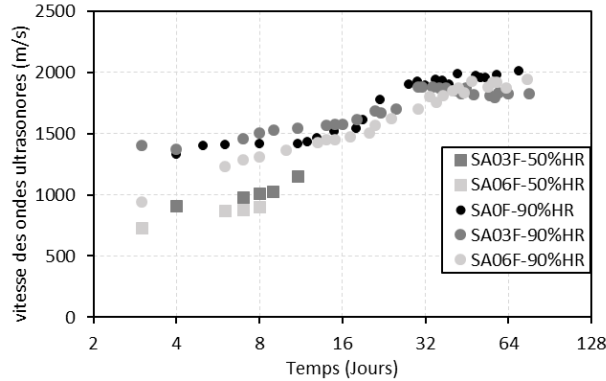


Figure 4.12 : Évolution de la vitesse des ondes ultrasonores en fonction du temps

#### 4.3.2.3. Suivi par la technique de corrélation d'images

Pour une meilleure compréhension du processus de rupture, les essais de compression ont été suivis avec la technique de corrélation d'images. La Figure 4.13 présente l'évolution des champs de déformation en 2D selon  $x$  pour SA0F, SA03F12 et SA06F12 à 50 % et 90 % d'HR et pour différents niveaux de chargement. Pour les éprouvettes conservées à 90% d'HR, aucune fissure n'a été visualisée dans la phase élastique et les microfissures ont commencé à se propager légèrement avant le pic (Kouta et al., 2019c). Pour SA0F, une grande fissure a été observée avec une largeur importante. Pour les éprouvettes conservées à 50 % d'HR, les fissures sont apparues plus tôt aux alentours de 50 % de la résistance maximale pour SA0F et à 80 % de la résistance maximale pour les mélanges avec fibres. En outre, plusieurs fissures ont été observées pour SA0F confirmant la dégradation des éprouvettes et la présence de microfissures développées pendant le séchage (Kanema et al., 2016). Une grande partie de l'éprouvette est effondrée indiquant une rupture fragile (Bouhicha et al., 2005). Les fibres ont permis l'augmentation de la ductilité et la prévention de la rupture fragile.



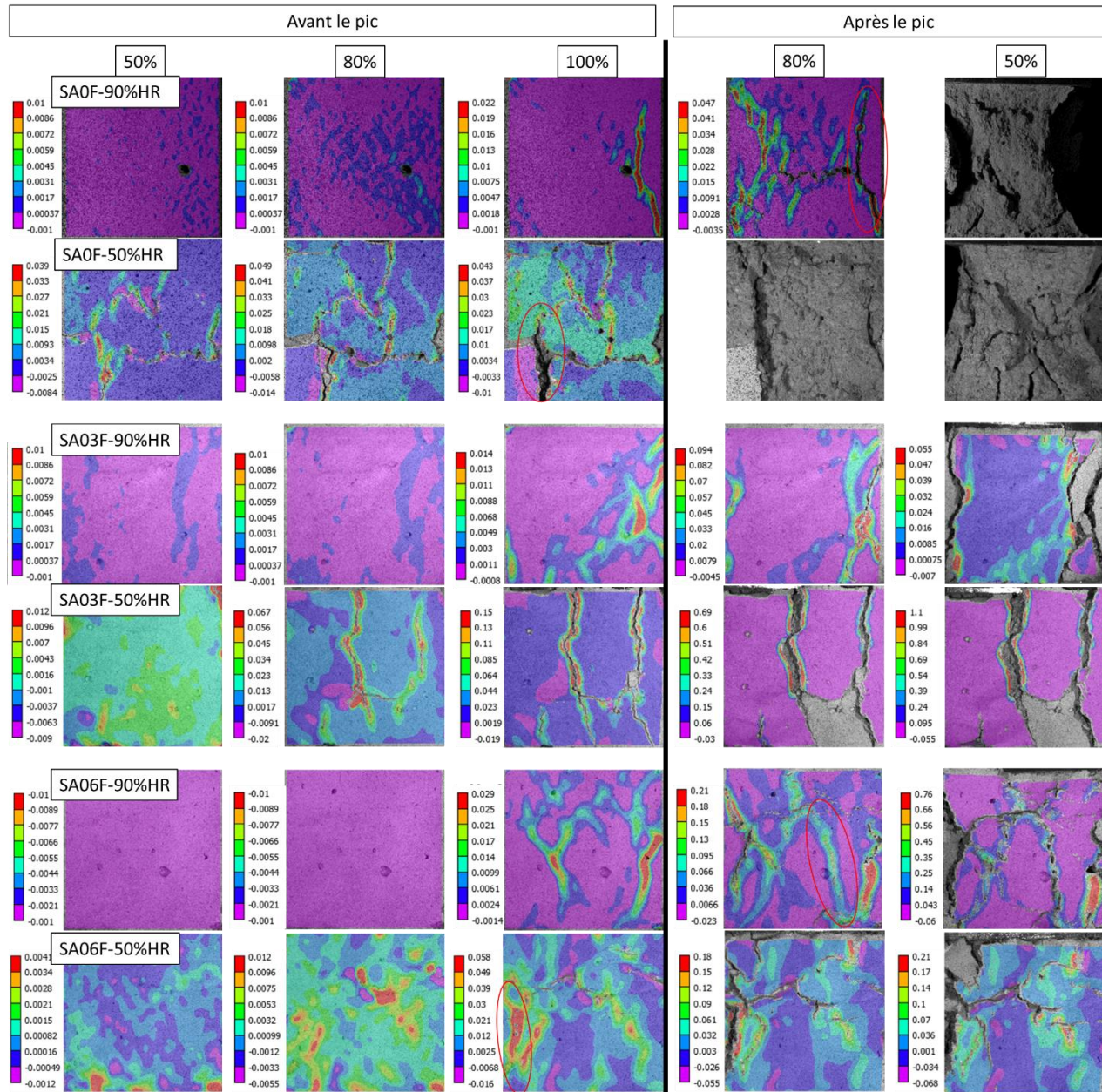


Figure 4.13 : Champs de déformation selon x pour SA0F, SA03F et SA06F conservées à 50 % et 90 % d'HR à différents niveaux de chargement.

La Figure 4.14 présente l'évolution de la largeur d'une fissure choisie (entourée dans la Figure 4.13) pour les formulations sans et avec 0,6% de fibres de lin. La comparaison entre la largeur des fissures pour les éprouvettes conservées à 90 et 50% d'HR est présentée. La largeur des fissures augmente avec la charge appliquée. Pour SA0F à 90% d'HR, les fissures verticales sont apparues principalement près des coins de la surface latérale avec des largeurs plus importantes que celles des éprouvettes avec fibres. Pour les éprouvettes maintenues à 50% d'HR, la largeur de la fissure augmente dès le début de l'essai à 30% de la charge maximale pour SA0F et à 80% de la charge

maximale pour SA06F indiquant la pré-fissuration des éprouvettes soumises au séchage. En outre, la largeur de la fissure au pic pour les éprouvettes maintenues à 50% d'HR était beaucoup plus importante que celle développée dans les éprouvettes maintenues à 90% d'HR.

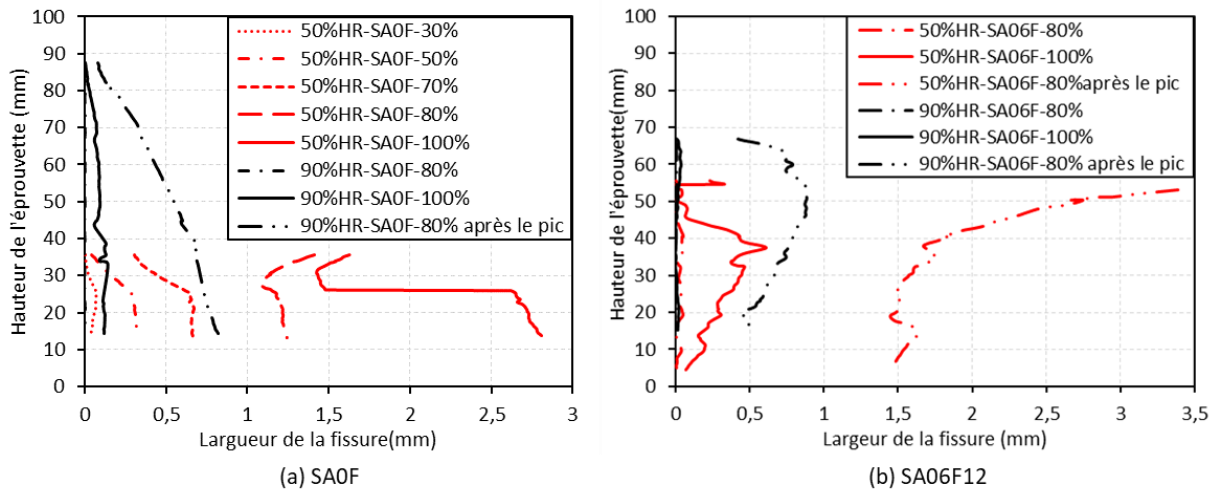
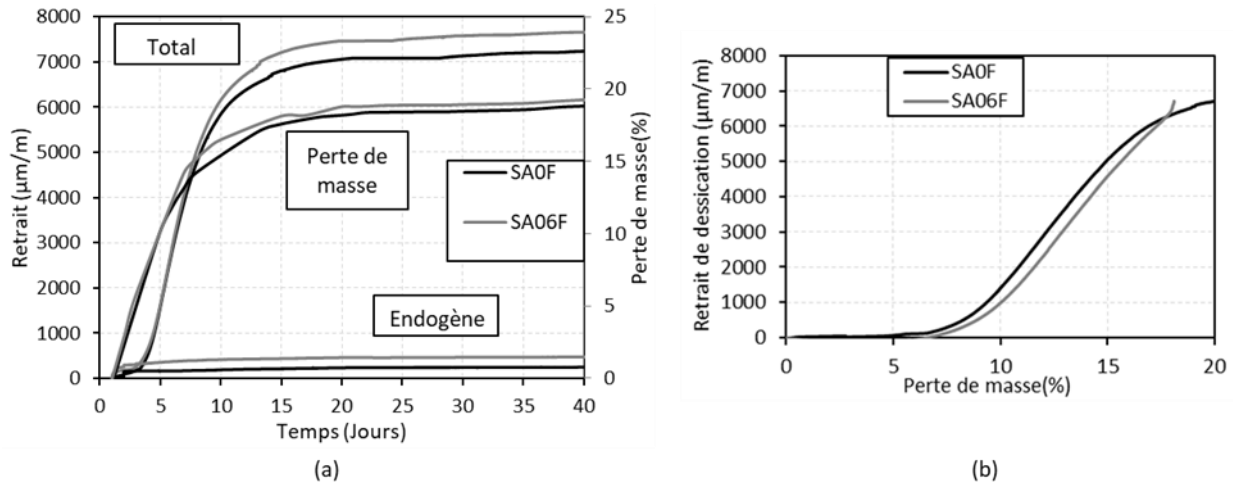


Figure 4.14 : Évolution de la largeur des fissures pour (a) SA0F et (b) SA06F à 50% et 90% d'HR

#### 4.3.2.4. Retrait à long terme

Pour une meilleure compréhension des mécanismes de séchage, l'évolution du retrait (total, séchage et endogène) en corrélation avec la perte de masse a été étudiée. La Figure 4.15 (a) présente l'évolution du retrait total, endogène et la perte de masse de SA0F et SA06F en fonction du temps. Le retrait endogène se produit indépendamment de la perte d'eau externe. Il est le résultat du retrait chimique et du séchage interne ou l'auto dessiccation. Le retrait endogène du béton de terre avec et sans fibres augmente légèrement pendant les 3 premiers jours après le coulage, puis se stabilise. Le retrait de dessiccation se produit principalement en raison de la perte d'eau des pores capillaires (séchage externe). Le retrait total est donc représenté par la somme du retrait de dessiccation et du retrait endogène. Le taux de retrait total est lent pendant les trois premiers jours qui suivent le coulage, il augmente ensuite à un rythme important et puis diminue progressivement pour se stabiliser après 20 jours. Le retrait de dessiccation est presque 10 fois plus élevé que le retrait endogène.

L'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte de masse a également été tracée et montre deux phases (Figure 4.16 (b)). Le retrait est faible au cours des 3 premiers jours après le coulage, même si le taux de perte de masse est important (environ 7%), contrairement au béton ordinaire où le retrait de séchage augmente dès le début (Kanema, 2017). Le retrait total est par contre très élevé probablement du fait du développement d'une pression capillaire plus élevée dans un squelette solide moins rigide. Dans la seconde phase, la perte de masse et le retrait ont montré un comportement proportionnel avec un taux important. Le changement de pente peut être interprété par le changement des dimensions des pores qui se vident et donc une diminution du taux d'évaporation. En effet, pendant le processus de séchage, une partie de l'eau ne peut pas atteindre la surface et s'évapore à l'intérieur des pores.



**Figure 4.15 : (a) évolution du retrait total, du retrait endogène et de la perte de masse en fonction du temps et (b) évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte de masse pour SA0F et SA06F**

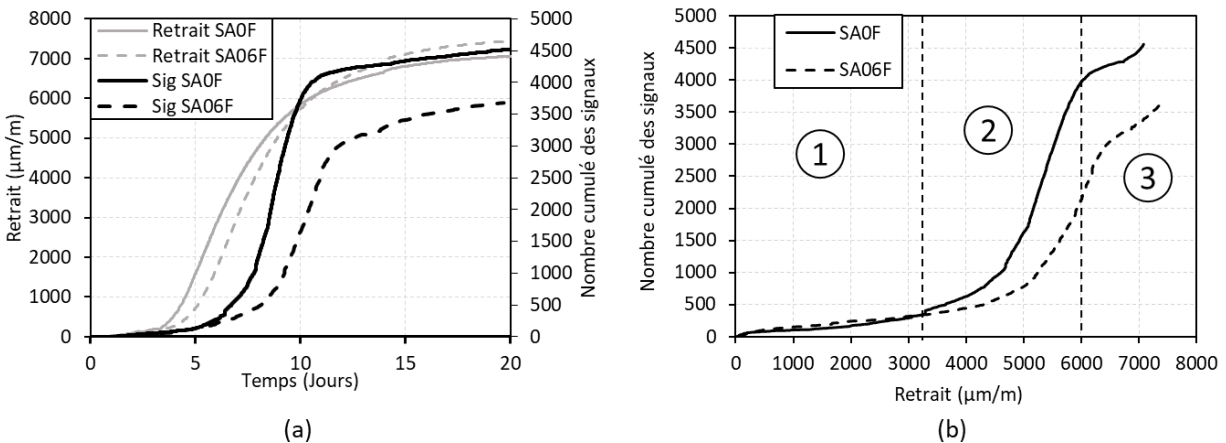
Le même comportement a été observé pour les mélanges avec et sans fibres. Dès le début de l'essai et jusqu'au 6<sup>ème</sup> jour après le coulage, la valeur de la perte de masse et du retrait sont les mêmes pour les deux mélanges. Cependant, après cette date, la perte de masse et le retrait total augmentent légèrement pour les mélanges avec fibres. Cela peut être dû à l'absorption d'eau plus élevée en présence des fibres.

Pour une meilleure compréhension des différents phénomènes lors du séchage, les essais de retrait pour les éprouvettes avec et sans fibres ont également été suivis en utilisant la technique d'EA.

#### 4.3.2.5. Analyse de l'activité acoustique

Le nombre des signaux d'EA générés pendant le retrait présentent l'évolution de la microfissuration ou de la cavitation (Lura et al., 2009). Lorsque l'évaporation se produit à la surface des pores, le rayon de l'interface liquide/vapeur ou des ménisques diminue. En effet, lorsque le rayon de courbure du ménisque devient faible, celui-ci se rétracte dans le pore et produit une énergie cinétique générant la propagation d'une onde mécanique détectée par l'EA (Dzaye et al., 2020). Les microfissures peuvent être générées à cause du séchage non uniforme qui entraîne un gradient d'humidité. La surface du matériau se rétrécit plus rapidement que l'intérieur et provoque des microfissures superficielles (Topolář et al., 2017). Le retrait peut être aussi limité par la présence des granulats à l'intérieur du matériau qui entraînent des microfissurations à proximité (Bisshop and Van Mier, 2002). La Figure 4.16 montre que le nombre cumulé des signaux d'EA est en corrélation avec le retrait en fonction du temps. Le nombre cumulé des signaux d'EA a été tracé en fonction du retrait pour SA0F et SA06F. Trois phases, similaires à celles observées lors de l'étude de la relation entre la perte de masse et le retrait, ont pu être distinguées pour SA0F et SA06F. Au cours de la première phase, peu de signaux ont été détectés et ont atteint 500 signaux avec une valeur de retrait égale à 3200 µm/m. Cette phase est principalement liée au départ de l'eau de surface et de l'eau présente dans les pores où la porosité est plus importante, en plus de l'endommagement dû au gradient de déformations généré par le retrait de dessiccation sur les

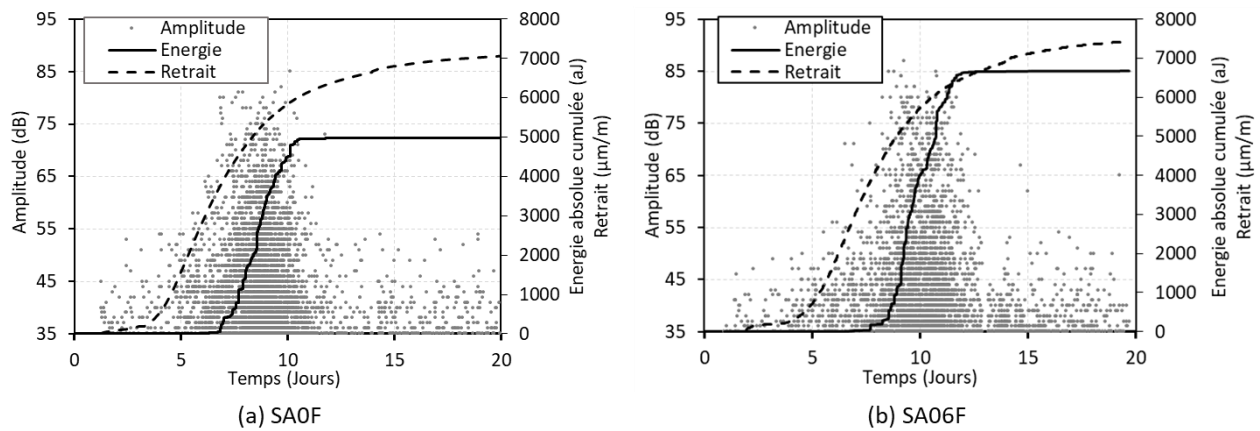
surfaces exposées au séchage. Le nombre de signaux d'EA générés était presque le même pour les deux mélanges. Au cours de la deuxième phase, une augmentation significative du nombre cumulé de signaux d'EA a été observée (de 500 à 4000 signaux) indiquant le développement de microfissures avec un taux important entre le 6<sup>ème</sup> et le 11<sup>ème</sup> jour après le coulage. Ceci peut être responsable de l'impossibilité de mesure de la vitesse ultrasonore (Figure 4.12) pour SA06F12 après le 11<sup>ème</sup> jour. Le nombre cumulé des signaux d'EA pour un même niveau de retrait était plus important pour SA0F indiquant un niveau d'endommagement plus important. Ceci est confirmé par les essais de rupture en compression où la diminution de la résistance était plus importante pour SA0F. Pendant la troisième phase ou la phase de stabilisation du retrait, une diminution notable de l'activité acoustique a été observée, indiquant la diminution de la vitesse de propagation des microfissures dans le matériau parallèlement à la diminution de la perte de masse.



**Figure 4.16 : (a) Nombre cumulé des signaux d'EA en corrélation avec le retrait en fonction du temps et (b) nombre cumulé des signaux en fonction du retrait total pour SA0F et SA06F.**

Plusieurs paramètres d'EA ont également été étudiés pendant le séchage. La Figure 4.17 présente l'énergie acoustique cumulée détectée pendant le séchage pour SA0F et SA06F en parallèle avec l'amplitude des signaux d'EA en fonction du temps. Des signaux de faible énergie et de faible amplitude ont été générés pendant la première phase. Pendant la deuxième phase, l'énergie absolue cumulée a augmenté brutalement entre le 7<sup>ème</sup> et le 10<sup>ème</sup> jour après le coulage avec une pente presque identique pour SA0F et SA06F, indiquant un endommagement important et le développement des microfissures. De plus, l'amplitude des signaux d'EA détectés augmente progressivement pour atteindre une valeur de 85 dB. En effet, lors du séchage, l'eau présente dans les pores du béton de terre s'évapore. La pression négative générée dans les pores force les grains à se réarranger et à se rapprocher les uns des autres. Lorsque la contrainte de traction est égale à la force de cohésion entre les particules, des fissures se forment (Aldaood et al., 2014; Qiang et al., 2014). Les fissures primaires augmentent en taille et de nouvelles fissures se forment jusqu'à ce qu'elles se croisent. Les surfaces externes des éprouvettes de béton de terre sont plus affectées en raison du gradient de déformation dû à la perte d'eau plus rapide à la surface qu'à l'intérieur de l'éprouvette ce qui peut expliquer l'écaillage observé à la surface. Pendant la phase de stabilisation, l'énergie et l'amplitude des signaux générés diminuent rapidement, indiquant une dégradation plus faible.

L'énergie absolue cumulée générée par les signaux d'EA est plus importante pour le mélange avec fibres. En outre, cette libération d'énergie est apparue plus tard. Cela pourrait être lié à une rigidité plus élevée puisque, d'une part, les microfissures peuvent s'amorcer à l'interface entre la matrice de béton de terre et les fibres de lin et, d'autre part, les fibres peuvent être responsables de la redistribution de la taille des pores qui peut modifier la cinétique de séchage, de la redistribution des contraintes et empêcher les microfissures de se propager à travers l'éprouvette (Kim and Weiss, 2003; Kouta et al., 2020a, 2020c).



**Figure 4.17 : Énergie acoustique cumulée en corrélation avec l'amplitude des signaux d'EA et le retrait en fonction du temps pour SA0F et SA06F**

Même si l'évolution de l'endommagement a été suivie en permanence avec la technique d'EA, la géométrie détaillée des fissures développées n'est pas connue. Des techniques supplémentaires comme la microscopie optique (Shiotani et al., 2003), la corrélation d'images numériques (Lagier et al., 2011), la micro-tomographie ou autres pourraient être utilisées afin d'avoir des informations supplémentaires sur les microfissurations.

Une analyse qualitative sur l'évolution des dimensions des microfissures développées lors du séchage a été réalisée en suivant l'évolution de la valeur  $I_b$ .

#### 4.3.2.6.Évolution de la valeur ( $I_b$ )

L'amplitude maximale des signaux d'EA est liée à la magnitude des fissurations développées lors du retrait de dessiccation. La valeur  $I_b$  issue de la sismologie est ainsi utilisée pour déterminer la taille des microfissurations. Elle est définie comme un gradient négatif de la distribution de l'amplitude. Récemment, les valeurs statistiques des distributions de l'amplitude ont été incorporées à la valeur  $I_b$  afin de l'appliquer à l'évaluation de l'endommagement dans les matériaux de génie civil. Selon la distribution cumulative de l'amplitude,  $I_b$  change en fonction de la progression de la rupture (Aggelis et al., 2011). Si les fissures sont de petite taille, la valeur  $I_b$  a tendance à augmenter, au contraire si les fissures sont de grande taille, la valeur  $I_b$  a tendance à diminuer (Kurz et al., 2005).

La valeur  $I_b$  (Shiotani et al., 2000) a été calculée en utilisant les amplitudes maximales de 100 signaux successifs. La formule utilisée pour calculer la valeur  $I_b$  est la suivante :

$$I_b = \frac{\log(N_1) - \log(N_2)}{(\alpha_1 + \alpha_2)\sigma} \quad \text{Équation 4-1}$$

où  $N_1$  est le nombre de coups avec une amplitude supérieure à  $\mu - \alpha_1\sigma$  et  $N_2$  est le nombre de coups avec une amplitude supérieure à  $\mu + \alpha_2\sigma$ .  $\sigma$  et  $\mu$  sont respectivement l'écart-type et la valeur moyenne de la distribution des amplitudes et  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont des constantes. Les valeurs de  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont respectivement de 0,5 et 1,5.

La Figure 4.18 montre l'évolution de la valeur  $I_b$  en fonction du temps du retrait. La valeur  $I_b$  est importante au début et diminue après le 5<sup>ème</sup> jour, où l'endommagement se développe avec une fissuration à petite échelle. La valeur  $I_b$  atteint une valeur stable minimale après 6 jours pour SA0F et 8 jours pour SA06F, où le nombre de signaux cumulés augmente à un rythme élevé. Dans cette phase, les microfissures s'amorcent et se développent à une plus grande échelle, en particulier près de la surface de l'éprouvette où le séchage est le plus important.

La valeur  $I_b$  augmente à nouveau, montrant une stabilité après 11 jours pour SA0F et 12 jours pour SA06F12 et présente la même valeur après 14 jours. Cela indique la présence de deux mécanismes différents. Au début, et en raison de l'évaporation de l'eau, les signaux d'EA peuvent être dus au retrait des ménisques d'eau dans les pores. Ensuite, des microfissures s'amorcent et se développent avec un taux important entre le 5<sup>ème</sup> et le 12<sup>ème</sup> jour après le coulage du béton, générant des signaux d'EA de forte énergie. Le deuxième niveau présente une propagation lente de ces fissures déjà développées dans l'éprouvette avec une échelle inférieure. Ce niveau continue à augmenter au cours du temps de séchage.

Dans la littérature, la valeur  $I_b$  change selon le béton utilisé et les essais réalisés. Dans la plupart des études où la valeur  $I_b$  a été calculée avec du béton renforcé, la valeur de  $I_b$  change en fonction des stades de rupture (Aggelis et al., 2011, 2009; Shiotani et al., 2001). Par exemple, Une valeur de 0,05 indique un endommagement important du béton ordinaire lors des essais de flexion (Aggelis et al., 2011). Dans cette étude, la valeur minimale de  $I_b$  est d'environ 0,04 sans présence de macrofissures. La valeur  $I_b$  est dépendante du phénomène étudié en plus du type de matériaux et des capteurs utilisés.

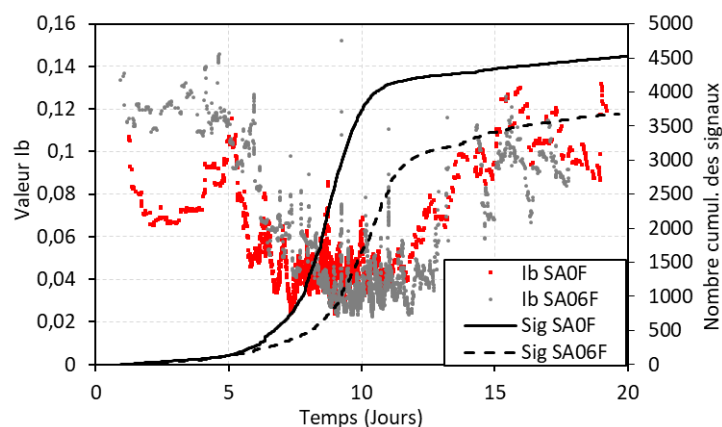


Figure 4.18 : Évolution de la valeur  $I_b$  pendant le retrait de dessiccation.

#### 4.4.Effet des cycles humidification/séchage sur le comportement mécanique des bétons de terre

Des essais accélérés de durabilité ont été réalisés en laboratoire afin de simuler les différents phénomènes climatiques naturels (Guettala et al., 2006). Des essais de cycles de séchage/humidification ont été réalisés selon la norme ASTM D559. Cet essai permet de mieux comprendre le comportement du béton de terre face au changement d'humidité. La dégradation des éprouvettes durant les cycles d'humidification/séchage a été suivie par la technique des ultrasons, la mesure de la perte de masse, du pH et de la CE. L'influence des fibres de lin sur le comportement à la rupture du béton de terre après 25 cycles de séchage/humidification a été aussi étudiée. La technique d'émission acoustique a été utilisée afin de comparer le comportement à la rupture des éprouvettes de béton de terre ayant subi 25 cycles de séchage/humidification à celui des éprouvettes témoins (Dai et al., 2012; Ohno et al., 2014; Sutter et al., 2017). L'absorption capillaire a été aussi mesurée pour les éprouvettes avec et sans fibre après 28 jours de cure.

##### 4.4.1. Méthodes expérimentales

###### 4.4.1.1.Montée capillaire

Des éprouvettes SA0F, SA03F, SA06F ont été testées après 28 jours de cure. Les éprouvettes ont d'abord été séchées dans un four ventilé à 60°C jusqu'à stabilisation de la masse. Ensuite, les éprouvettes ont été placées dans une mince couche d'eau de 10 mm d'épaisseur et la variation de la masse des échantillons a été mesurée en continu.

À partir de cette variation de masse, l'évolution des coefficients d'absorption pour les différentes formulations a pu être déterminée selon la relation suivante :

$$C_b = \frac{100 (m(t) - m_0)}{(s\sqrt{t})} \quad \text{Équation 4-2}$$

Avec :

$C_b$  : le coefficient d'absorption ( $g/cm^2 \cdot min^{-1/2}$ )

$m(t)$  : la masse de l'éprouvette après un temps d'immersion  $t$  (g)

$m_0$  : la masse de l'éprouvette après séchage et avant immersion dans l'eau (g)

$S$  : la surface de l'éprouvette en contact avec l'eau ( $cm^2$ )

$t$  : le temps d'immersion dans l'eau (min)

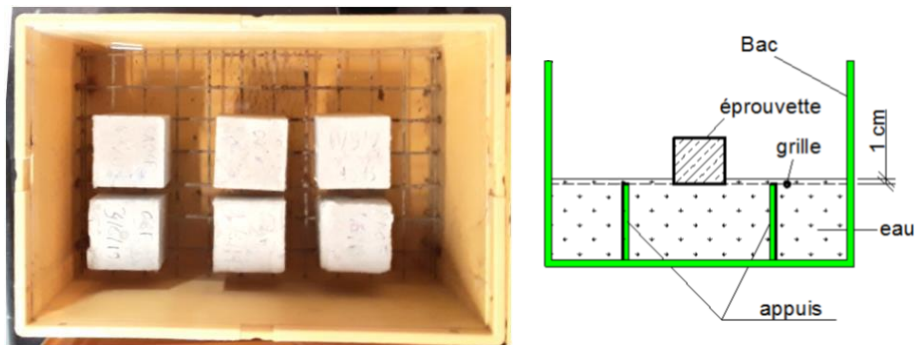


Figure 4.19 : Schéma de mesure de la montée capillaire

#### 4.4.1.2.Cycles d'humidification/ séchage

Les essais d'humidification/séchage ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques de dimensions  $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$  pour SA0F, SA03F12 et SA06F12. Ces éprouvettes ont été coulées et conservées pendant 24 heures en conditions endogènes. Après 24 heures, les éprouvettes ont été démoulées et conservées pendant 28 jours à une température de  $20^\circ\text{C}$  et 90% d'HR. Après 28 jours, deux éprouvettes ont été soumises à des cycles d'humidification/séchage et les deux autres ont été utilisées en tant qu'éprouvettes témoins et conservées dans les mêmes conditions de cure sans subir les cycles.

25 cycles d'humidification/ séchage ont été réalisés selon la norme ASTM D559 en modifiant la température de séchage pour éviter la déshydratation du ciment. Un cycle d'humidification/séchage est divisé en deux phases : la première phase consiste à placer l'éprouvette dans l'eau pendant 5 h tandis que la deuxième phase consiste à la placer dans un four à  $60^\circ\text{C}$  pendant 42 h.

La dégradation des éprouvettes durant les cycles d'humidification/séchage a été suivie en mesurant la perte de masse, la vitesse de propagation des ondes ultrasonores, le pH, la CE et en observant la fissuration des surfaces des éprouvettes.

Les éprouvettes qui ont subi des cycles ont été désignées par AC par exemple SA0F-AC alors que les éprouvettes témoins ont été désignées par SC.

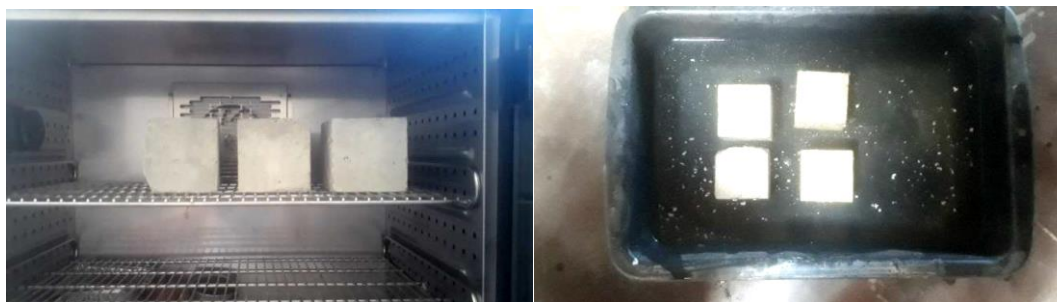


Figure 4.20 : Photos des phases de séchage/humidification pendant les cycles



#### 4.4.1.3. Mesure du pH et de la conductivité électrique

La mesure du pH et de la CE permet un suivi macroscopique des réactions physico- chimiques dans le béton de terre lors des cycles séchage/humidification. Le dispositif de mesure du pH et de la CE est présenté dans la Figure 4.21.

La mesure du pH d'une solution correspond à la mesure de la concentration des ions  $H_3O^+$ . Si le pH est inférieur à 7, la solution est considérée acide, si le pH est supérieur à 7, la solution est considérée basique et pour un pH égal à 7, la solution est neutre. La CE en Siemens par mètre (S/m) présente la capacité d'une solution à conduire le courant électrique. Cela dépend de la nature des ions présents dans la solution et augmente avec leur concentration.

Les mesures ont été faites simultanément sur la même solution. La solution est préparée selon la méthode d'Eades et Grim (Eades and Grim, 1960):

- Séchage de l'échantillon de béton de terre à 60°C jusqu'à stabilisation de la masse
- Ecrasement du béton sec et passage au tamis #40
- 20 g de béton de terre sont mélangés avec 100 ml d'eau distillée
- Agitation régulière du mélange pendant 30 s toutes les 10 minutes pendant une heure
- Mesure du pH et de la CE du mélange.



Figure 4.21 : Dispositif de mesure du pH et de la CE

#### 4.4.1.4. Essais de compression

À la fin des 25 cycles, aux alentours du centième jour qui suit le coulage du béton de terre, des essais de compression simple ont été réalisés sur les éprouvettes ayant subi les cycles d'humidification/séchage et les éprouvettes témoins. Ces essais ont été pilotés avec le déplacement du vérin à une vitesse constante de 0,6 mm/min. Ils ont été suivis en parallèle avec les techniques d'EA et de traitement d'images.

### 4.4.2. Résultats et discussions

#### 4.4.2.1. Montée capillaire

L'étude de la montée capillaire a été effectuée sur les trois formulations SA0F, SA03F et SA06F. La Figure 4.22 montre l'évolution de la masse des éprouvettes en fonction du temps. Deux phases

peuvent être observées avec une transition aux alentours d'une heure pour toutes les formulations. Durant la première phase, l'absorption se fait rapidement et le gain de masse atteint presque 22,5% (après 5 h) pour SA0F et 25% (après 5 h) pour les formulations avec fibres. Durant la deuxième phase, la vitesse d'absorption diminue avec une faible augmentation de la masse au cours du temps. L'absorption capillaire du béton de terre est très élevée à cause de la présence de la bentonite et augmente avec l'ajout des fibres qui modifient la porosité en plus de leur propriété hydrophile.

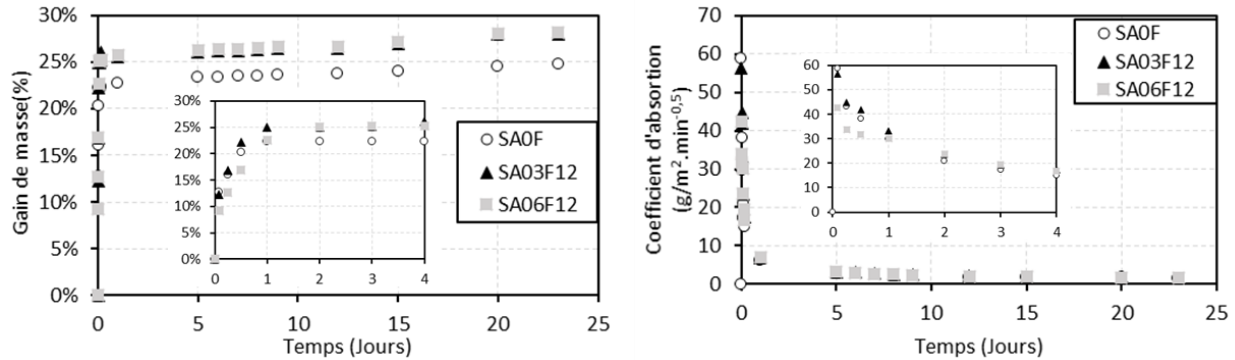


Figure 4.22 : Evolution de la masse des éprouvettes (a) et du coefficient d'absorption d'eau en fonction du temps d'immersion dans l'eau (b)

#### 4.4.2.2. Effet des fibres sur la dégradation du béton durant les cycles

Des photos ont été prises avant chaque cycle d'humidification afin de suivre visuellement la dégradation des différentes éprouvettes. Les photos, correspondant au début des cycles : 1, 8 et 25 pour SA0F, SA03F et SA06F, montrent l'évolution de la dégradation au cours des cycles avec un écaillage de la surface et surtout pour les éprouvettes sans fibres où des fissures visibles ont été aussi observées (Figure 4.23). Les fissures commencent à être visibles dès le 2<sup>ème</sup> cycle pour SA0F et se propagent rapidement sur toute la surface du béton de terre, induisant une perte progressive de la couche superficielle du béton et des écailles dès le 6<sup>ème</sup> cycle. En effet, durant le séchage, l'eau présente dans les pores du béton s'évapore induisant des forces de succion. La pression négative déclenchée dans les pores entraîne le réarrangement et le rapprochement des grains. Lorsque la contrainte de traction est égale à la force d'attraction cohésive entre les particules, des fissures se forment (Aldaood et al., 2014; Qiang et al., 2014). Après chaque cycle, les fissures primaires augmentent en taille et de nouvelles fissures se forment jusqu'à l'entrecroisement de ces fissures. Les surfaces externes des éprouvettes de béton de terre sont plus affectées à cause du gradient de déformation, dû à la perte d'eau plus rapide à la surface qu'à l'intérieur des éprouvettes selon la cinétique de dessiccation, d'où l'écaillage observé à la surface. Lors de l'humidification, les petites fissures peuvent se cicatriser mais elles se développent de nouveau lors du séchage (Aldaood et al., 2014). Pour les formulations avec 0,3% et 0,6% de fibres de lin, les fissures commencent à se développer après le 8<sup>ème</sup> et le 20<sup>ème</sup> cycle respectivement, sans aboutir à une altération importante de la surface du béton. Cette dégradation moins rapide, peut être associée à une meilleure résistance à la fissuration. En effet, la présence des fibres permet d'éviter la propagation des fibres grâce à l'adhérence entre la matrice et les fibres (Barrier, 2008; Qiang et al., 2014). Par contre au cours des cycles, les fibres se dégradent aussi ainsi que la cohésion entre les

fibres et la matrice. En effet, lors de l'humidification, les fibres de lin absorbent l'eau et gonflent mais, lors du séchage, le volume des fibres diminue induisant des vides et dégradant ainsi l'interface (Ghavami et al., 1999; Laborel-Préneron et al., 2016).

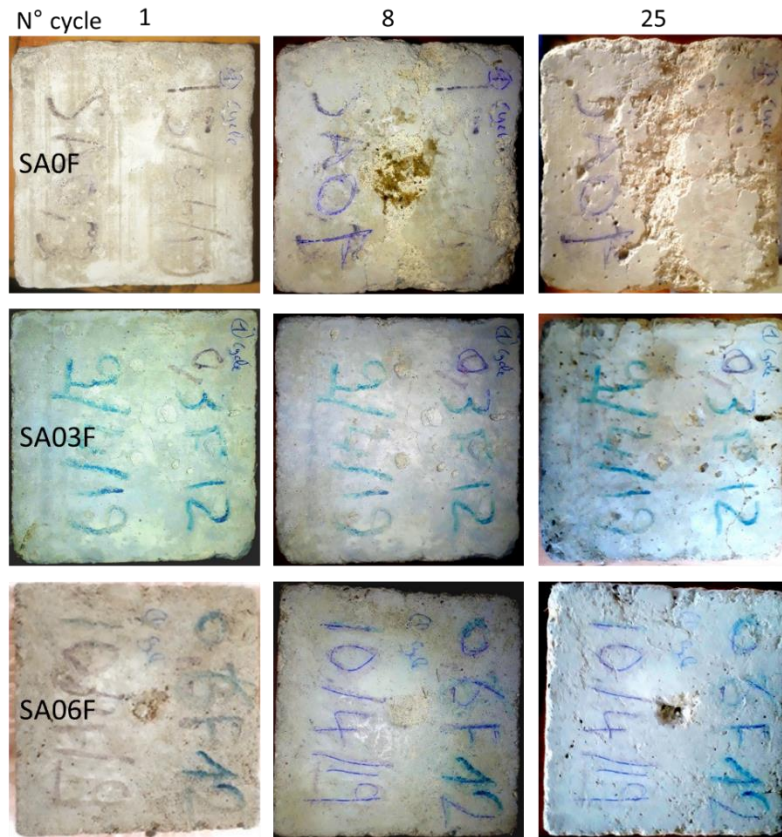
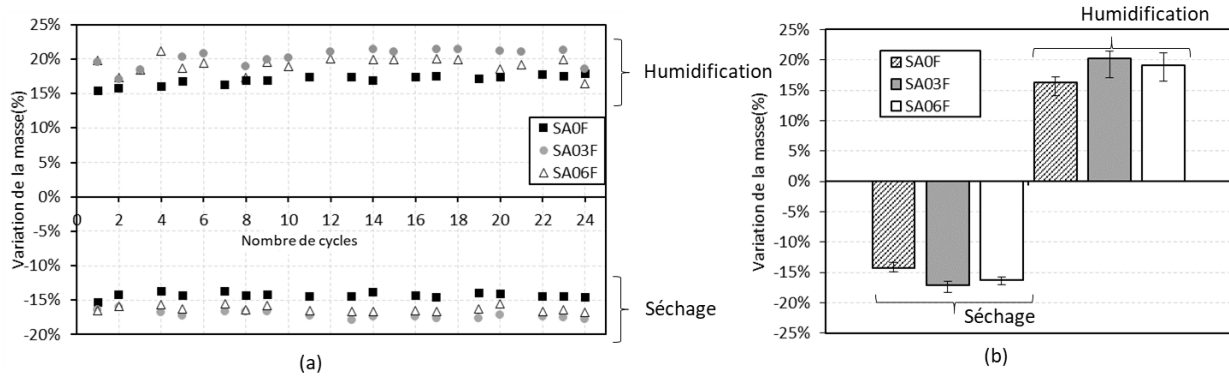
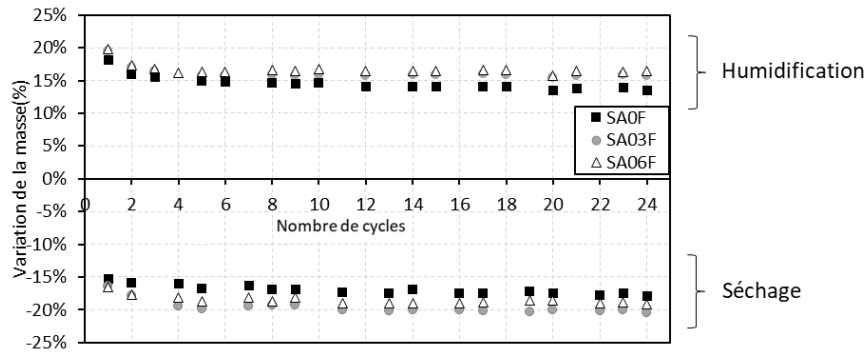


Figure 4.23 : Photographies des éprouvettes avant le début des cycles d'humidification pour SA0F, SA03F et SA06F

La masse des éprouvettes a été prise avant et après l'humidification et le séchage des éprouvettes de chaque formulation. La Figure 4.24 (a) présente la variation de la masse entre chaque cycle humidification / séchage, autrement dit l'absorption d'eau en cas d'humidification et la perte de masse en cas de séchage. La Figure 4.24 (b) présente la valeur moyenne de perte et de gain de masse de tous les cycles d'humidification/séchage. Les éprouvettes sans fibre présentent une valeur moyenne de séchage et d'humidification plus faible. Ceci est cohérent avec les essais de montée capillaire à cause des propriétés hydrophiles des fibres. La variation de la masse au cours des cycles par rapport à la masse sèche de chaque éprouvette au début des cycles a été aussi calculée (Figure 4.25). La masse diminue de 5% en humidification et de 2% en séchage au cours des cycles et est plus prononcée durant les 5 premiers cycles. Ceci peut être relié à la perte et la dissolution de la matière dans l'eau.



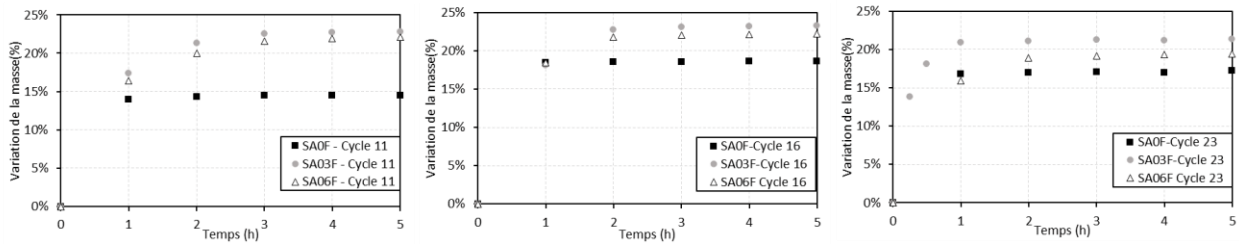
**Figure 4.24 : (a) Perte et gain de masse des éprouvettes par rapport à la masse initiale au début des cycles d'humidification/séchage (b) moyenne de gain et de perte de masse durant les cycles pour SA0F, SA03F et SA06F**



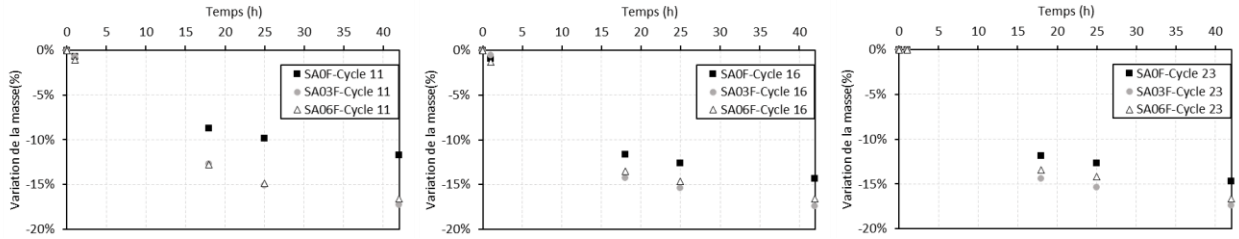
**Figure 4.25 : Perte (séchage) et gain (humidification) de masse des éprouvettes par rapport à la masse initiale au début des cycles d'humidification/séchage**

La masse des éprouvettes a été mesurée durant l'humidification et le séchage pour les cycles 11, 16, 20, 23, 25. La Figure 4.26 présente l'évolution de la variation de masse des éprouvettes pour les cycles 11, 16 et 23 en fonction du temps d'humidification et de séchage. Pendant le séchage, un comportement similaire a été observé avec une perte de masse plus faible pour SA0F en comparaison avec les éprouvettes avec fibres et sans stabilisation de la masse dès 42 heures.

**Humidification**

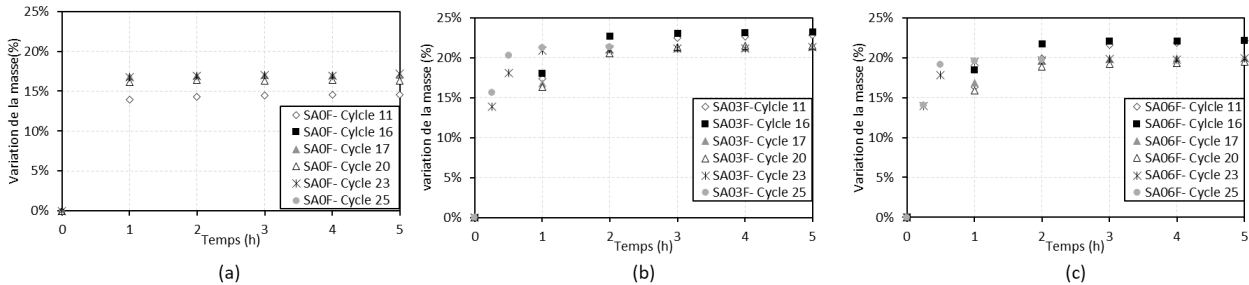


**Séchage**



**Figure 4.26 : Evolution de la masse des éprouvettes pour les cycles 11, 16 et 23 en fonction du temps d’humidification et de séchage**

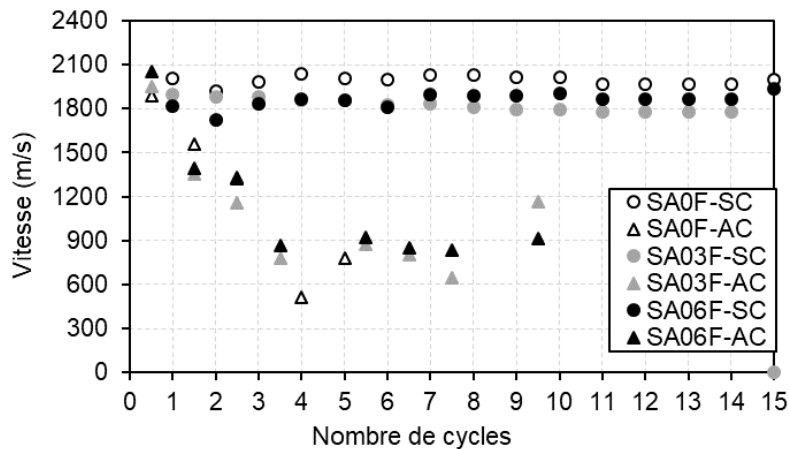
La Figure 4.27 présente l’évolution de la masse des éprouvettes pour les cycles 11, 16, 17, 23 et 25 en fonction du temps d’humidification pour chaque formulation. Pendant l’humidification, SA0F se gorge rapidement d’eau avec une stabilisation de la masse dès la première heure d’humidification tandis que les éprouvettes avec fibres se stabilisent au bout de 3 heures. La vitesse à laquelle l’eau s’infiltrate dans les éprouvettes augmente avec le nombre de cycles conduisant à une stabilisation plus rapide de la masse. Pour SA03F et SA06F, l’eau s’infiltrate plus lentement, mais cette vitesse augmente très rapidement entre les cycles 20 et 23. Ceci peut être lié à la fissuration qui facilite l’infiltration de l’eau.



**Figure 4.27 : Evolution de la masse des éprouvettes pour les cycles 11, 16, 17, 23 et 25 en fonction du temps d’humidification**

La Figure 4.28 montre l’évolution de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores après la phase d’humidification des éprouvettes au cours des cycles en comparaison avec celle des éprouvettes témoins conservées à 20 °C et 90% d’HR. La vitesse à 28 jours et avant les cycles est égale à 2006 m/s et diminue avec l’ajout des fibres à 1900 m/s pour SA03F et 1800 m/s pour SA06F ce qui peut être dû à la faible densité des fibres et une porosité plus importante pour les éprouvettes

contenant des fibres (Maalej et al., 2013; Zou and Meegoda, 2018). Cette vitesse reste presque stable pour les éprouvettes témoins mais diminue au cours des cycles d’humidification/séchage indiquant la dégradation du béton. La vitesse diminue rapidement pendant les 4 premiers cycles jusqu’à presque la moitié et continue à diminuer lentement jusqu’au moment où la mesure de vitesse devient impossible après le 5ème cycle pour SA0F et après le 9ème cycle pour SA03F et SA06F. Ceci indique un endommagement prématuré pour les éprouvettes SA0F. Ces résultats sont en cohérence avec la dégradation observée sur les différentes faces des éprouvettes de béton de terre (figure 2). En effet, la propagation de grandes discontinuités ou fissurations dans le matériau et plus particulièrement pour SA0F empêche la propagation des ondes ultrasonores d’un capteur à un autre et donc les mesures. Ceci indique aussi la présence des fissures traversantes et non seulement à la surface du matériau.

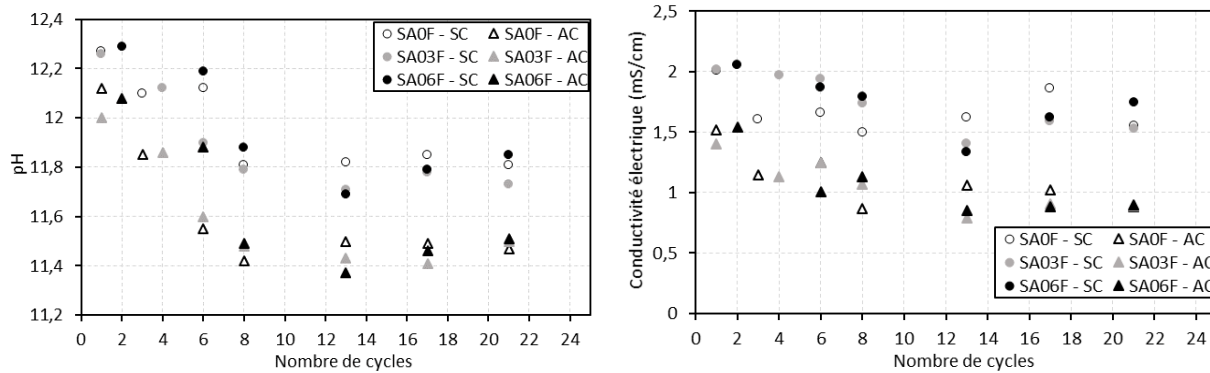


**Figure 4.28 : Evolution de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores en fonction du nombre des cycles d’humidification/séchage et comparaison avec la vitesse des éprouvettes témoins**

La Figure 4.29 présente l’évolution du pH et de la CE en fonction du nombre des cycles d’humidification/séchage et la comparaison avec les valeurs des éprouvettes témoins. Pour les éprouvettes qui ont subi les cycles et les éprouvettes témoins, une diminution du pH a été observée. Le pH permet de suivre les réactions chimiques entre l’argile et les liants hydrauliques (Eid, 2016) comme il est en relation avec la mesure de la concentration en hydroxyles  $\text{OH}^-$  dans la solution. Ainsi, la diminution du pH est reliée à la diminution de la concentration en  $\text{OH}^-$ . La présence du ciment et de la chaux favorise l’attaque des feuillettes d’argiles et libère les silicates et les aluminates. Les hydroxyles et le calcium  $\text{Ca}^{2+}$  sont consommés pour former de nouveaux ponts liants ou hydrates calcique CSH et/ou CASH (Aldaood et al., 2014; Eid, 2016; Sudhakar and Shivananda, 2005). La consommation des ions présents dans la solution par les réactions pouzzolaniques aboutit ainsi à la diminution des valeurs de la CE au cours du temps (Eid, 2016). Il faut noter que les essais des cycles d’humidification / séchage sont réalisés après 28 jours de cure durant lesquels l’hydratation du ciment et l’échange cationique ont lieu ainsi que le début de la phase des réactions pouzzolaniques (Eid, 2016).

La valeur du pH et de la CE des éprouvettes qui ont subi les cycles d’humidification/séchage est plus faible que celle des éprouvettes témoins dès le premier cycle. Cette diminution augmente avec

le nombre des cycles ce qui peut être attribué au lessivage d'une certaine quantité de substances alcalines des bétons de terre lorsqu'ils sont exposés aux cycles de mouillage ou/ et l'évolution des réactions pouzzolaniques dans les sols stabilisés qui nécessitent la consommation des ions  $\text{OH}^-$  (Du et al., 2016, 2014).



**Figure 4.29 : Evolution du pH et de la CE en fonction du nombre des cycles d'humidification/séchage et comparaison avec les valeurs des éprouvettes témoins**

#### 4.4.2.3. Effet des cycles sur la résistance à la compression

La Figure 4.30 présente les courbes contrainte/déformation du vérin et la résistance maximale à la compression et le module élastique des éprouvettes qui ont subi les 25 cycles d'humidification/séchage et des éprouvettes témoins au même âge (100 jours de cure). La résistance à la compression a diminué fortement suite aux 25 cycles d'humidification/séchage avec un taux de 63% pour SA0F, 48% pour SA03F et 46% pour SA06F. Une réduction de la résistance à la compression a été aussi observée avec l'augmentation du nombre de cycles pour les sols stabilisés avec de la chaux (Aldaood et al., 2014) et du ciment (El Fgaier et al., 2016). Ceci peut être relié à la diminution du pH et au lessivage du  $\text{Ca}^{2+}$  lors de la phase d'humidification des éprouvettes. Une partie des  $\text{Ca}(\text{OH})_2/\text{C-S-H}$  formés dans la matrice du sol pourrait être ainsi dissoute progressivement (Du et al., 2016, 2012). La propagation des fissures durant les cycles conduit aussi à la diminution des propriétés mécaniques du béton de terre. La fissuration est induite par plusieurs mécanismes comme le retrait, la perte d'adhérence entre les fibres et la matrice dus au gradient de déformation aux interfaces, la fragilisation des fibres par minéralisation et autres (Wei and Meyer, 2015). Le module élastique des éprouvettes subissant les cycles diminue aussi fortement par rapport aux éprouvettes qui n'ont pas subi les cycles et atteint 100 MPa pour SA0F, 175 MPa pour SA03F et 218 MPa pour SA06F. Ceci permet d'expliquer la diminution de la vitesse de propagation des ultrasons au cours des cycles.

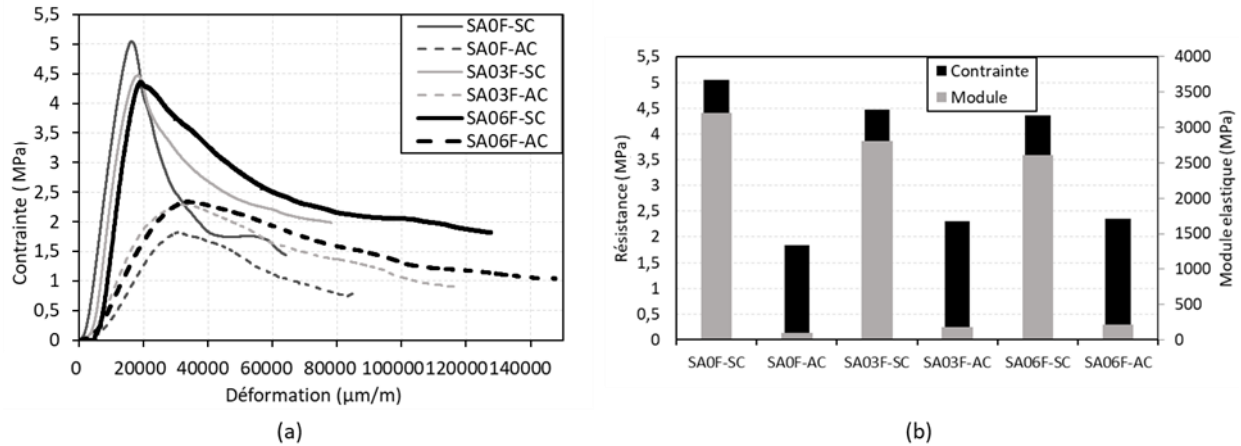


Figure 4.30 : (a) Evolution des courbes contrainte- déplacement (b) Module d'Young et résistance maximale à la compression pour SA0F, SA03F et SA06F avec et sans cycle

#### 4.4.2.4. Suivi par la technique de corrélation d'images

La Figure 4.31 présente l'évolution des champs de déformation en 2D selon x pour SA0F, SA03F12 et SA06F12 des éprouvettes qui ont subi les cycles d'humidification/séchage et les éprouvettes témoin à différents niveaux de chargement. Pour les éprouvettes qui ont subi les cycles, les fissures ont commencé à se propager pour de faibles niveaux de chargement en comparaison avec les éprouvettes témoins. Pour SA0F-AC, une grande macro fissure a été observée sur la surface de l'éprouvette avant 50% de la charge maximale. Les éprouvettes avec fibres qui ont subi des cycles présentent aussi une fissure macroscopique bien développée avant 90% du chargement maximal. Ceci confirme la dégradation des éprouvettes au cours des cycles. Pour le même niveau de chargement, la déformation est beaucoup plus grande pour les éprouvettes qui ont subi les cycles indiquant une plus grande fragilité. A noter que pour les éprouvettes contenant des fibres, la cohésion entre les fibres et la matrice diminue à cause du gradient de déformation lors du retrait et du gonflement des fibres au cours des cycles ainsi que la dégradation des fibres (Segetin et al., 2007; Zukowski et al., 2020). Les espaces entre les fibres et la matrice réduisent la surface de contact et diminuent l'adhérence entraînant une réduction de la force d'arrachement par frottement et du pontage. De plus, la résistance à la rupture en traction des fibres diminue fortement suite aux cycles d'humidification/séchage. (Filho et al., 2013) ont trouvé que le processus de dégradation des fibres de sisal se produit très rapidement. Les parois cellulaires des fibres sont endommagées par minéralisation, i.e. la migration des produits d'hydratation principalement du  $(\text{Ca}(\text{OH})_2)$  vers la structure des fibres. Une forte diminution de la résistance à la flexion des composites a été ainsi observée après 10 cycles d'humidification/séchage.



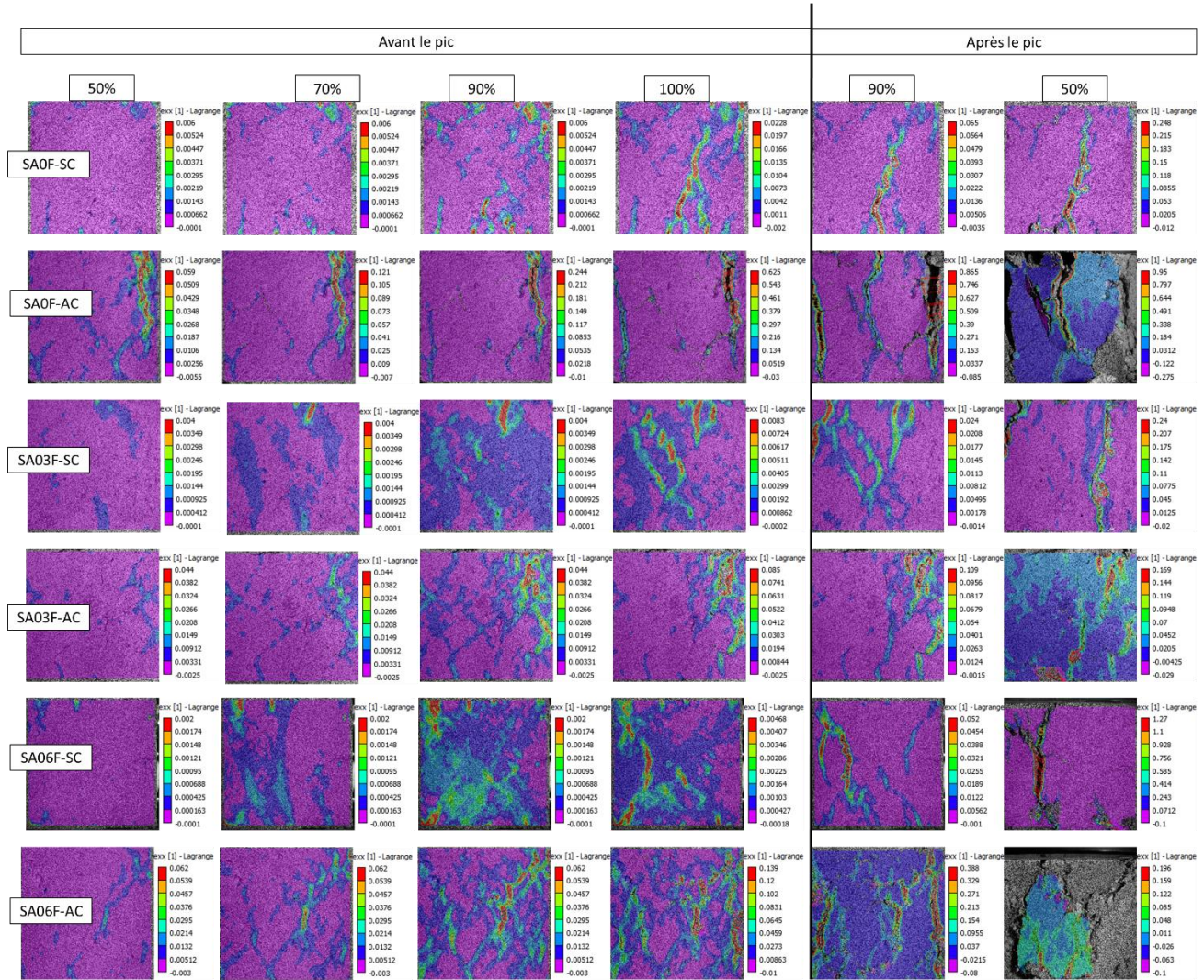


Figure 4.31 : Champs de déformation selon  $x$  pour SA0F, SA03F et SA06F sans cycle et à la fin des cycles

#### 4.4.2.5. Activité acoustique

La Figure 4.32 présente la corrélation entre la contrainte et le nombre cumulé des signaux d'émission acoustique lors des essais de compression pour SA0F, SA03F12 et SA06F12 avec et sans cycle. Durant ces essais, une plaque de téflon a été utilisée dans la zone de contact entre l'éprouvette et la machine pour éviter d'avoir des évènements acoustiques dus au frottement. La Figure 4.33 présente aussi la corrélation entre la contrainte, l'énergie absolue cumulée et l'amplitude des signaux.

Pour les éprouvettes témoins, l'activité acoustique est très faible dans la phase élastique et augmente très lentement dans la phase non linéaire (avant le pic) ; dans cette phase les signaux présentent une faible énergie et amplitude indiquant le développement des microfissures. Le taux de l'activité acoustique augmente après le pic indiquant la propagation des fissures.

Pour les éprouvettes qui ont subi des cycles, l'évolution de l'activité acoustique au cours du chargement est différente puisqu'elle augmente de manière importante dès le début de l'essai pour les trois formulations avec une libération des signaux énergétiques. Ceci indique l'absence de la phase élastique et l'évolution de l'endommagement même pour de faibles niveaux de chargement. A l'inverse des éprouvettes sans cycle, le taux de l'activité acoustique diminue en s'approchant du pic et se stabilise après indiquant que la rupture des éprouvettes se fait avant le pic. Par contre, le nombre cumulé des signaux est beaucoup moins important pour les éprouvettes qui ont subi des cycles, ce qui peut être relié à la diminution de la résistance ainsi qu'à la dégradation des fibres et de l'interface fibres/matrice. De plus, pour les éprouvettes qui ont subi des cycles d'humidification/séchage, les amplitudes des signaux ont des valeurs importantes au début de l'essai et diminuent après le pic à l'inverse des éprouvettes témoins. Ceci peut être dû à la dégradation des fibres de lin pendant les cycles. Il faut noter qu'aucun évènement n'a pu être localisé pour les éprouvettes subissant les cycles avec et sans fibre durant l'essai. En effet, la présence des fibres dans un milieu alcalin provoque leur minéralisation avec la migration des produits d'hydratation, en particulier l'hydroxyde de calcium, vers les parois cellulaires spécifiquement le lumen, les parois et les vides des fibres (Tol et al., 2000; Wei and Meyer, 2014). Ceci est responsable de la décomposition de la lignine. De plus, les hémicelluloses internes subissent facilement l'hydrolyse alcaline, ce qui conduit à l'élimination des microfibrilles de cellulose (Wei and Meyer, 2014). Ainsi, pour les éprouvettes témoins, les fibres ont assuré la liaison dans la partie post pic avec une rupture par arrachement des fibres, augmentant ainsi la ductilité ; tandis que pour les éprouvettes ayant subi les cycles, les fibres ont été cassées facilement à la rupture avec une rupture fragile.

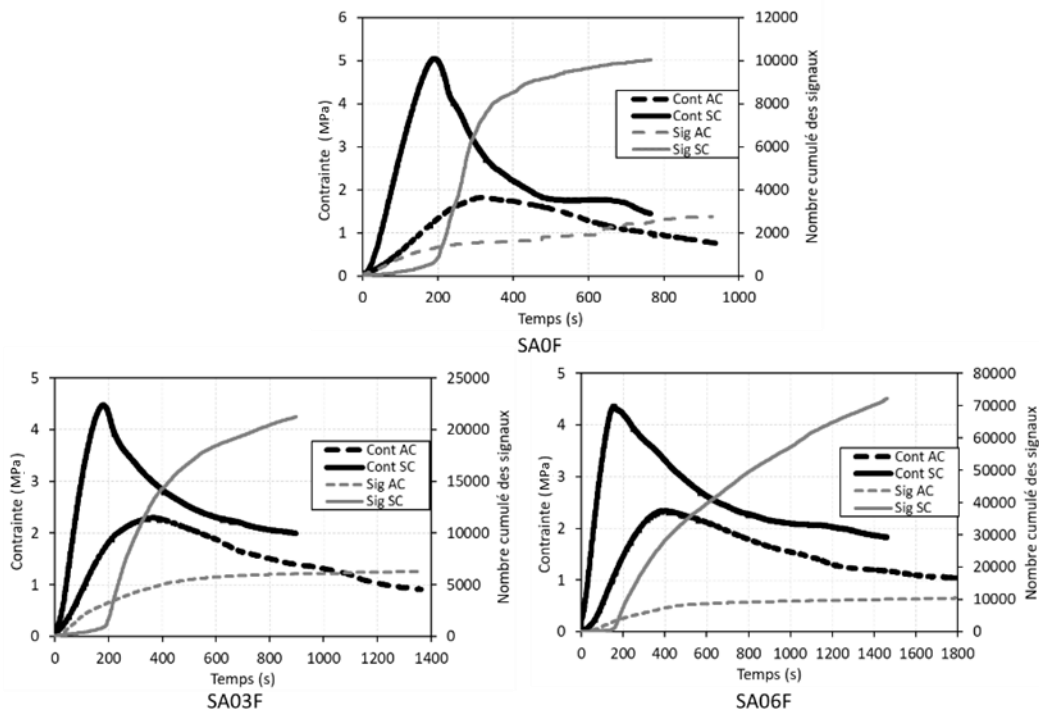


Figure 4.32 : Corrélation entre la contrainte et le nombre cumulé des signaux pour SA0F, SA03F et SA06F sans cycle et à la fin des cycles

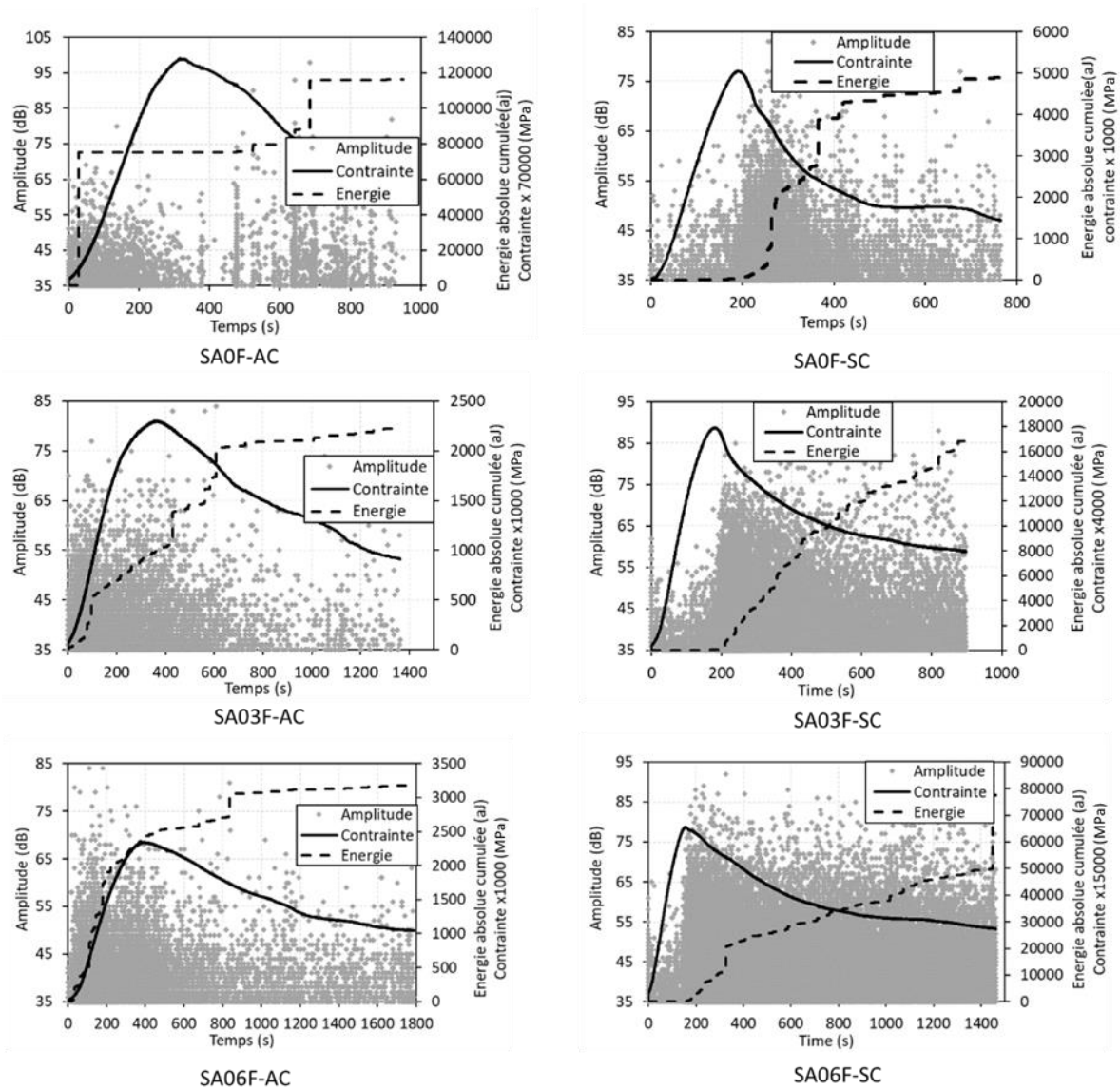


Figure 4.33 : Corrélation entre la contrainte, l'énergie absolue cumulée et l'amplitude des signaux pour SA0F, SA03F et SA06F sans cycles et à la fin des cycles

#### 4.5. Conclusions

La durabilité du béton de terre avec et sans fibres de lin vis-à-vis du retrait de dessiccation, des différentes conditions de cure et des cycles d'humidification/séchage a été étudiée. Le retrait endogène et de dessiccation du béton de terre, parallèlement à la perte de masse, ont également été mesurés. La technique d'EA a été appliquée pour suivre l'évolution de l'endommagement induit par le retrait de dessiccation et le comportement des bétons de terre en compression suite aux 25 cycles d'humidification/séchage. Plusieurs paramètres comme la perte de masse, le pH, la CE et la vitesse de propagation ultrasonores ont été mesurés. Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes :

-Les propriétés mécaniques du béton de terre diminuent pour les éprouvettes conservées à de faible HR en partie à cause du retrait de dessiccation.

-Le suivi du retrait de dessiccation avec la technique d'EA en parallèle de la mesure du retrait et de la perte de masse ont permis de décrire qualitativement le processus de séchage avec une activité acoustique fortement corrélée au taux de retrait. Cette technique est ainsi capable de détecter les processus de faible énergie pendant le retrait ainsi que l'évolution de l'endommagement.

- Trois phases différentes ont été distinguées pendant le séchage suite à l'analyse de la relation entre l'activité acoustique et le retrait indiquant des mécanismes différents. L'endommagement augmente au cours de la deuxième phase à l'âge de 6 jours indiquant le développement des microfissurations. Ces microfissurations peuvent être en partie responsables de la réduction de la résistance observée lors des essais de compression.

-Pour les éprouvettes qui ont subi des cycles d'humidification/séchage, la vitesse des ondes ultrasonores diminue au cours des cycles avec une dégradation visuelle du béton.

-La résistance à la compression et le module d'élasticité ont fortement diminué après 25 cycles d'humidification/séchage. De plus, une activité acoustique importante a été détectée avant le pic pour les éprouvettes qui ont subi des cycles indiquant la dégradation des éprouvettes au cours des cycles.

---

## Conclusions générales et Perspectives

---

Ces dernières années, les études scientifiques se sont de plus en plus intéressées aux matériaux écologiques comme les bétons de terre. Ces études ont pour but de mieux comprendre le comportement thermo-hydro-mécanique et la durabilité de ces matériaux afin de les utiliser en tant que matériaux de construction. L'utilisation de ces matériaux nécessite une méthode d'application facile et courante d'où l'intérêt du coulage comme les bétons classiques. L'objectif de ce travail est d'étudier le comportement d'un béton de terre coulable, au jeune âge et à long terme. Un sol artificiel stabilisé avec 8% de ciment et 3% de chaux a été utilisé en variant le pourcentage et la longueur des fibres de lin non traitées.

Dans le premier chapitre, portant sur le comportement du béton de terre au jeune âge, l'effet du pourcentage et de la longueur des fibres de lin a été étudié. Le retrait plastique horizontal, le taux d'évaporation et la pression capillaire ont été mesurés pendant les premières 24 heures. La sensibilité à la fissuration au jeune âge a été aussi évaluée en se basant sur la technique de traitement d'images.

Le retrait plastique du béton de terre se développe immédiatement à cause de l'absence d'eau de ressuage après le coulage et augmente avec la pression capillaire générée par l'évaporation. Après presque 14 h, le retrait plastique se stabilise lorsque le squelette solide du béton de terre durcit suffisamment pour lutter contre les changements de volume. Le taux du retrait plastique diminue avec l'augmentation du pourcentage et de la longueur des fibres. L'ajout de fibres a aussi réduit le risque de fissuration du béton de terre au jeune âge selon la norme ASTM C1579-13. Une augmentation de la zone de distribution des déformations a été observée sur la surface des éprouvettes avec l'augmentation du pourcentage et de la longueur des fibres indiquant un meilleur transfert des contraintes au-dessus de l'entaille centrale qui empêche le développement des macrofissures.

Le comportement à la rupture des bétons de terre en compression et en flexion a été suivi en parallèle avec les techniques d'EA et de traitement d'images. L'effet du pourcentage et de la longueur des fibres, du temps de cure, ainsi que l'effet d'échelle ont été étudiés. La résistance et le module d'élasticité augmentent avec l'âge pour toutes les formulations grâce à l'augmentation de la cohésion au niveau de la matrice ainsi qu'à l'interface matrice / fibres. Les résultats montrent que l'ajout des fibres permet une augmentation de la résistance en compression et en flexion, de la compressibilité et de la ductilité en augmentant la capacité d'absorption de l'énergie. Le module élastique diminue avec l'ajout des fibres de lin en raison de la flexibilité des fibres et du changement de la porosité. Des multi-fissurations de faibles largeurs ont été observées en compression sur toute la surface des éprouvettes avec fibres générant une activité acoustique plus importante. Une diminution brusque de la résistance a été observée en flexion après le pic du chargement et s'arrête lorsque les fibres reprennent l'effort de traction permettant une reprise de la force et du comportement non linéaire. Le nombre total des signaux d'EA et l'énergie absolue générée augmentent avec le pourcentage et la longueur des fibres. Ceci s'explique par les mécanismes de

dissipation d'énergie et une zone d'endommagement plus élevée. En effet, les fibres les plus longues transmettent l'effort sur une zone plus importante au niveau de la fissure à cause de leur longueur en plus des mécanismes d'endommagement supplémentaires comme le frottement lié à l'arrachement des fibres, le pontage des fissures qui empêchent la rupture fragile des éprouvettes et la redistribution des contraintes.

L'évolution de la fréquence moyenne et de la valeur RA ont permis d'identifier les modes de rupture en cisaillement et en traction lors de la rupture. Les fissures de cisaillement ont augmenté avec l'ajout de fibres en raison du frottement pendant l'arrachement des fibres.

La sensibilité des bétons de terre au séchage et à la présence d'eau a été étudiée en évaluant le retrait de dessiccation et l'effet des conditions d'exposition sur les propriétés mécaniques des bétons de terre. L'endommagement pendant le séchage et le comportement à la rupture après plusieurs cycles d'humidification/séchage ont été suivis avec la technique d'EA. La perte de masse, le pH, la CE et la vitesse de propagation des ondes ultrasonores ont été aussi mesurés au cours des cycles. Les résultats montrent que les propriétés mécaniques du béton de terre diminuent avec le séchage et les cycles d'humidification/séchage. Ceci est dû à la fissuration des éprouvettes au cours du temps et à la perte de la cohésion entre les particules à la surface à cause des gradients de déformations. La vitesse de propagation des ondes ultrasonores diminue au cours des cycles et avec le séchage indiquant la perte de la résistance des bétons de terre. La corrélation entre l'activité acoustique et le retrait de dessiccation permet une description qualitative du processus de séchage avec une activité acoustique fortement corrélée au taux de retrait. Un endommagement important a été détecté par l'EA après le 6<sup>ème</sup> jour qui suit le coulage du béton de terre. Cet endommagement peut être en partie responsable de la réduction de la résistance observée lors des essais de compression.

Des essais supplémentaires doivent être réalisés afin d'étudier la technique de coulage de ces bétons de terre, l'effet de la vitesse et le temps du malaxage, l'ajout de l'eau et la pré-saturation des constituants qui peuvent affecter la maniabilité et le comportement des bétons de terre à court et long terme. L'effet de la variabilité et de la minéralogie du sol et des différents agents qui peuvent être présents dans les sols naturels sur les propriétés mécaniques des bétons de terre sera aussi intéressant à étudier. La réalisation des essais à grande échelle sera aussi un plus pour mieux comprendre leur comportement réel. L'effet de l'ajout des fibres naturelles sur la microstructure du mélange, de la cohésion entre les fibres et la matrice pour des degrés de saturation différents, de la variabilité de distribution de ces fibres et la classification des différents mécanismes d'endommagement sur la base d'une analyse statistique multi variable permet aussi de mieux comprendre le processus de rupture.

L'évaluation des propriétés hygrothermiques et phonique, ainsi que l'analyse des cycles de vie et le bilan carbone du béton de terre sera aussi nécessaire pour justifier son utilisation en tant que matériau écologique.

---

## Références

- ACI 305R-99, 1999. Hot Weather Concreting, ACI Manual of Construction Practice, Part 2. Farmingt. Hills Am. Concr. Inst. Int.
- AFNOR, 2013. Hygrothermal performance of building materials and products - Determination of hygroscopic sorption properties. NF EN ISO 12571 28.
- Afrin, H., 2017. A Review on Different Types Soil Stabilization Techniques. *Int. J. Transp. Eng. Technol.* 3, 19. <https://doi.org/10.1177/014610798301300406>
- Aggelis, D., Anastasios, M., Theodore, M., 2013. Investigation of different fracture modes in cement-based materials by acoustic emission. *Cem. Concr. Res.* 48, 1–8. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.02.002>
- Aggelis, D.G., 2011. Classification of cracking mode in concrete by acoustic emission parameters. *Mech. Res. Commun.* 38, 153–157. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2011.03.007>
- Aggelis, D.G., Shiotani, T., Momoki, S., Hiram, A., 2009. Acoustic emission and ultrasound for damage characterization of concrete elements. *ACI Mater J* 106, 509–514.
- Aggelis, D.G., Soulioti, D. V., Sapouridis, N., Barkoula, N.M., Paipetis, A.S., Matikas, T.E., 2011. Acoustic emission characterization of the fracture process in fibre reinforced concrete. *Constr. Build. Mater.* 25, 4126–4131. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.04.049>
- Aggelis, D.G., Soulioti, D. V, Barkoula, N.M., Paipetis, A.S., Matikas, T.E., 2012. Influence of fiber chemical coating on the acoustic emission behavior of steel fiber reinforced concrete. *Cem. Concr. Compos.* 34, 62–67. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.07.003>
- Aiban, S.A., Al-Ahmadi, H.M., Asi, I.M., Siddique, Z.U., Al-Amoudi, O.S.B., 2006. Effect of geotextile and cement on the performance of sabkha subgrade. *Build. Environ.* 41, 807–820. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.03.006>
- Akcanca, F., Aytakin, M., 2014. Impact of wetting-drying cycles on the hydraulic conductivity of liners made of lime-stabilized sand-bentonite mixtures for sanitary landfills. *Environ. Earth Sci.* 72, 59–66. <https://doi.org/10.1007/s12665-013-2936-4>
- Akin, M.K., 2016. Experimental studies on the physico-mechanical properties of jet-grout columns in sandy and silty soils. *J. African Earth Sci.* 116, 190–197.
- Al-Tulaian, B.S., Al-Shannag, M.J., Al-Hozaimy, A.R., 2016. Recycled plastic waste fibers for reinforcing Portland cement mortar. *Constr. Build. Mater.* 127, 102–110. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.131>
- Al Rim, K., Ledhem, A., Douzane, O., Dheilily, R.M., Queneudec, M., 1999. Influence of the proportion of wood on the thermal and mechanical performances of clay-cement-wood composites. *Cem. Concr. Compos.* 21, 269–276. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(99\)00008-6](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(99)00008-6)
- Alam, S.Y., 2011. Experimental study and numerical analysis of crack opening in concrete (thèse de doctorat).

- 
- Aldaood, A., Bouasker, M., Al-mukhtar, M., 2014. Impact of wetting – drying cycles on the microstructure and mechanical properties of lime-stabilized gypseous soils. *Eng. Geol.* 174, 11–21. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.03.002>
- Algin, H.M., Turgut, P., 2008. Cotton and limestone powder wastes as brick material. *Constr. Build. Mater.* 22, 1074–1080. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.03.006>
- Allison, D., Hall, M., 2010. Hygrothermal analysis of a stabilised rammed earth test building in the UK. *Energy Build.* 42, 845–852.
- Amziane, S., Collet, F., Lawrence, M., Magniont, C., Picandet, V., Sonebi, M., 2017. Recommendation of the RILEM TC 236-BBM: characterisation testing of hemp shiv to determine the initial water content, water absorption, dry density, particle size distribution and thermal conductivity, *Materials and Structures* 50.
- An, M. zh., Zhang, L., Jun, Y., Xin, Q., 2008. Size effect on compressive strength of reactive powder concrete. *J. China Univ. Min. Technol.* 18, 279–282.
- Anagnostopoulos, C.A., 2015. Strength properties of an epoxy resin and cement-stabilized silty clay soil. *Appl. Clay Sci.* 114, 517–529. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2015.07.007>
- Andavan, S., Pagadala, V.K., 2020. A study on soil stabilization by addition of fly ash and lime. *Mater. Today Proc.* 22, 1125–1129. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2019.11.323>
- Anggraini, V., Huat, B.B.K., Asadi, A., Nahazanan, H., 2015. Relationship between the compressive and tensile strengths of lime-treated clay containing coconut fibres. *Acta Geotech. Slov.* 12, 49–57.
- Aruan Efendy, M.G., Pickering, K.L., 2014. Comparison of harakeke with hemp fibre as a potential reinforcement in composites. *Compos. Part A Appl. Sci. Manuf.* 67, 259–267. <https://doi.org/10.1016/j.compositesa.2014.08.023>
- Ashour, T., Wieland, H., Georg, H., Bockisch, F.J., Wu, W., 2010. The influence of natural reinforcement fibres on insulation values of earth plaster for straw bale buildings. *Mater. Des.* 31, 4676–4685. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2010.05.026>
- ASTM C1579-13, 2013. Standard Test Method for Evaluating Plastic Shrinkage Cracking of Restrained Fiber Reinforced Concrete (Using a Steel Form Insert) 1–7.
- ASTM C1579, 2006. Standard Test Method for Evaluating Plastic Shrinkage Cracking of Restrained Fiber Reinforced Concrete. *Annu. B. ASTM Stand.* i, 1–7. <https://doi.org/10.1520/C1579-06.2>
- Atkinson, J., 2007. *The Mechanics of Soils and Foundations. Classif. soils, B. Chapter 5 (Edition 2)*. New York Taylor Fr. e-Library, (ISBN 0-203-01288-7) 53–65.
- Aymerich, F., Fenu, L., Meloni, P., 2012a. Effect of reinforcing wool fibres on fracture and energy absorption properties of an earthen material. *Constr. Build. Mater.* 27, 66–72. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.08.008>
- Aymerich, F., Fenu, L., Meloni, P., 2012b. Effect of reinforcing wool fibres on fracture and energy absorption properties of an earthen material. *Constr. Build. Mater.* 27, 66–72. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.08.008>



- 
- Baer, J.U., Kent, T.F., Anderson, S.H., 2009. Image analysis and fractal geometry to characterize soil desiccation cracks. *Geoderma* 154, 153–163. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2009.10.008>
- Bahar, R., Benazzoug, M., Kenai, S., 2004. Performance of compacted cement-stabilised soil. *Cem. Concr. Compos.* 26, 811–820.
- Bal, H., Jannot, Y., Quenette, N., Chenu, A., Gaye, S., 2012. Water content dependence of the porosity, density and thermal capacity of laterite based bricks with millet waste additive. *Constr. Build. Mater.* 31, 144–150. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.063>
- Baley, C., 2013. Fibres naturelles de renfort pour matériaux composites. *Tech. l'ingénieur.*
- Banthia, N., Gupta, R., 2006. Influence of polypropylene fiber geometry on plastic shrinkage cracking in concrete 36, 1263–1267. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.01.010>
- Barrier, C., 2008. Effects of Fiber Additives on the Desiccation Crack Behavior of the Compacted Akaboku Soil as A Material for Landfill 141–149. <https://doi.org/10.1007/s11270-008-9703-2>
- Bayasi, Z., McIntyre, M., 2002. Application of fibrillated PP fibres for restraint of plastic shrinkage cracking in Silica Fume Concrete. *ACI Mater. J.* 99, 337–344.
- Bazant, Z.P., 2000. Size effect. *Int. J. Solids Struct.* 37, 69–80.
- Bell, F.G., 1996. Lime stabilization of clay minerals and soils. *Eng. Geol.* 42, 223–237. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(96\)00028-2](https://doi.org/10.1016/0013-7952(96)00028-2)
- Benmansour, N., Agoudjil, B., Gherabli, A., Kareche, A., 2014. Thermal and mechanical performance of natural mortar reinforced with date palm fibers for use as insulating materials in building. *Energy Build.* 81, 98–104. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2014.05.032>
- Bentur, A., 2007. *Fibre reinforced cementitious composites*, 2nd Editio. ed. London.
- Berge, B., 2009. *The ecology of building materials*. Archit. Press. Elsevier Sci. [ISBN 978-1-85617-537-1].
- Bertelsen, I.M.G., Kragh, C., Cardinaud, G., Ottosen, L.M., Fischer, G., 2019. Quantification of plastic shrinkage cracking in mortars using digital image correlation. *Cem. Concr. Res.* 123, 105761. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.05.006>
- Bertelsen, I.M.G., Ottosen, L.M., Fischer, G., 2020. Influence of fibre characteristics on plastic shrinkage cracking in cement-based materials : A review. *Constr. Build. Mater.* 230, 116769. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116769>
- Bhosale, A., Rasheed, M.A., Prakash, S.S., Raju, G., 2019. A study on the efficiency of steel vs . synthetic vs . hybrid fibers on fracture behavior of concrete in flexure using acoustic emission. *Constr. Build. Mater.* 199, 256–268. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.011>
- Biblis, E.J. et C.F.L., 2000. Sugars and other wood extractives - Effect on the setting of southern pine-cement mixtures. *For. Prod. J.* 18.
- Binici, H., Aksogan, O., Bodur, M.N., Akca, E., Kapur, S., 2007. Thermal isolation and mechanical

- 
- properties of fibre reinforced mud bricks as wall materials. *Constr. Build. Mater.* 21, 901–906. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.11.004>
- Bismarck, A., Aranbefwi-Askargorta, I., Springer, J., Lampke, T., Wielage, B., Stamboulis, A., Shenderovich, I., Limbach, H.-H., 2002. Cellulose Fibers ; Surface Properties and the the Water Uptake Behavior. *Polym. Compos.* 23, 872–894. <https://doi.org/10.1002/PC.10485>
- Bisschop, J., Van Mier, J.G.M., 2002. How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy? *Cem. Concr. Res.* 32, 279–287. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00671-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00671-8)
- Bledzki, A., 1999. *Journal of Applied Polymer Science. Prog. Polym. Sci.* 24, 221–274.
- Boardman, D.I., Glendinning, S., Rogers, C.D.F., 2001. Development of stabilisation and solidification in lime–clay mixes. *Géotechnique* 51, 533–543.
- Boniface, A., Saliba, J., Sbartaï, Z.M., Ranaivomanana, N., Balayssac, J.P., 2020. Evaluation of the acoustic emission 3D localisation accuracy for the mechanical damage monitoring in concrete. *Eng. Fract. Mech.* 223, 106742. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.106742>
- Bouasker, M., Belayachi, N., Hoxha, D., Al-Mukhtar, M., 2014. Physical characterization of natural straw fibers as aggregates for construction materials applications. *Materials (Basel)*. 7, 3034–3048.
- Bouchet, A., Meunier, A., Sardini, P., 2000. Minéraux argileux : structure cristalline, identification par diffraction de rayons X. *Pau Elf Explor.*
- Bouguerra, A., Ledhem, A., de Barquin, F., Dheilily, R.M., Quéneudec, M., 1998. Effect of microstructure on the mechanical and thermal properties of lightweight concrete prepared from clay, cement, and wood aggregates. *Cem. Concr. Res.* 28, 1179–1190. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00075-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00075-1)
- Bouhicha, M., Aouissi, F., Kenai, S., 2005. Performance of composite soil reinforced with barley straw. *Cem. Concr. Compos.* 27, 617–621. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.09.013>
- Branston, J., Das, S., Kenno, S.Y., Taylor, C., 2016. Influence of basalt fibres on free and restrained plastic shrinkage. *Cem. Concr. Compos.* 74, 182–190. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.10.004>
- Bruck, H., McNeill, S., Sutton, M., Peters, W., 1989. Digital image correlation using newtonraphson method of partial differential correction. *Exp. Mech.* 29, 261–267.
- Bruggi, M., Venini, P., 2012. A numerical investigation on the size effect of fiberreinforced concrete specimens in crack propagation. *ComputMech* 17, 99–117.
- Cabane, N., 2005. Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l’identification et à l’analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation (These de doctorat).
- Cagnon, H., Aubert, J.E., Coutand, M., Magniont, C., 2014. Hygrothermal properties of earth bricks. *Energy Build.* 80, 208–217. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2014.05.024>
- Caillère, S., Henin, S., Rautureau, M., 1982. *Minéralogie des argiles : Classification et*

---

nomenclature (Tome 2). Paris:Masson 2.

- Carmen Jiménez, D., Guerrero, I.C., 2006. Earth building in Spain. *Constr. Build. Mater.* 20, 679–690. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.02.006>
- Champiré, F., Fabbri, A., Morel, J.C., Wong, H., McGregor, F., 2016. Impact of relative humidity on the mechanical behavior of compacted earth as a building material. *Constr. Build. Mater.* 110, 70–78. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.01.027>
- Chang, P., Liu, S., 2003. Recent research in nondestructive evaluation of civil infrastructures. *J. Mater. Civ. Eng.* 15, 298–304.
- Chee-Ming, C., 2011. Effect of natural fibres inclusion in clay bricks: physico-mechanical properties. *Geotech. Geol. Eng.* 73, 1–8.
- Chen, C., Fan, X., Chen, X., 2020. Experimental investigation of concrete fracture behavior with different loading rates based on acoustic emission. *Constr. Build. Mater.* 237, 117472. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117472>
- Ciancio, D., Gibbings, J., 2012. Experimental investigation on the compressive strength of cored and molded cement-stabilized rammed earth samples. *Constr. Build. Mater.* 28, 294–304. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.08.070>
- Cohen, M., Olek, J., Dolch, W., 1990. Mechanism of plastic shrinkage cracking in portland cement and portland cement-silica fume paste and mortar. *Cem Concr Res.* 20, 103–119.
- Combrinck, R., Boshoff, W.P., 2013. Typical plastic shrinkage cracking behaviour of concrete. *Mag. Concr. Res.* 65, 486–493.
- Dahl, K., 1992. Uniaxial stress–strain curves for normal and high strength concrete. Afdelingen for Bærende Konstruktioner, Danmarks Tekniske Højskole.
- Dai, Q., Ng, K., Zhou, J., Kreiger, E.L., Ahlborn, T.M., 2012. Damage investigation of single-edge notched beam tests with normal strength concrete and ultra high performance concrete specimens using acoustic emission techniques. *Constr. Build. Mater.* 31, 231–242. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.080>
- Del Viso, J.R., Carmona, J.R., Ruiz, G., 2008. Shape and size effects on the compressive strength of high-strength concrete. *Cem. Concr. Res.* 38, 386–395. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.09.020>
- Demir, I., 2008. Effect of organic residues addition on the technological properties of clay bricks. *Waste Manag.* 28, 622–627. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2007.03.019>
- Diamond, S., Kinter, E.B., 1965. Mechanisms of Soil-Lime Stabilization. *Highw. Res. Rec.* 92, 83–102.
- Dias, R., Filho, T., Silva, F.D.A., Fairbairn, E.M.R., Almeida, J. De, Filho, M., 2009. Durability of compression molded sisal fiber reinforced mortar laminates. *Constr. Build. Mater.* 23, 2409–2420. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.10.012>
- Du, Y.J., Bo, Y.L., Jin, F., Liu, C.Y., 2016. Durability of reactive magnesia-activated slag-stabilized low plasticity clay subjected to drying-wetting cycle. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 20,

- 
- 215–230. <https://doi.org/10.1080/19648189.2015.1030088>
- Du, Y.J., Jiang, N.J., Shen, S.L., Jin, F., 2012. Experimental investigation of influence of acid rain on leaching and hydraulic characteristics of cement-based solidified/stabilized lead contaminated clay. *J. Hazard. Mater.* 225–226, 195–201. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2012.04.072>
- Du, Y.J., Wei, M.L., Reddy, K.R., Liu, Z.P., Jin, F., 2014. Effect of acid rain pH on leaching behavior of cement stabilized lead-contaminated soil. *J. Hazard. Mater.* 271, 131–140. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2014.02.002>
- Dzaye, E.D., Schutter, G. De, Aggelis, D.G., 2020. Monitoring early-age acoustic emission of cement paste and fly ash paste. *Cem. Concr. Res.* 129, 105964. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105964>
- Eades, J.L., Grim, R.E., 1960. A Quick Test to Determine Lime Requirements For Lime Stabilization. 45th Annu. Meet. Comm. Lime Lime-Fly Ash Stab. 61–72.
- Eid, J., 2016. Elaboration d'un éco-géo matériau à base de terre crue (These de doctorat).
- Eid, J., 2011. Béton de terre : pisé - Formulation et comportement Mécanique. université de Nantes.
- Eid, J., Taibi, S., Fleureau, J.M., Hattab, M., 2015a. Drying, cracks and shrinkage evolution of a natural silt intended for a new earth building material. Impact of reinforcement. *Constr. Build. Mater.* 86, 120–132. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.115>
- Eid, J., Taibi, S., Fleureau, J.M., Hattab, M., 2015b. Drying, cracks and shrinkage evolution of a natural silt intended for a new earth building material. Impact of reinforcement. *Constr. Build. Mater.* 86, 120–132. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.115>
- El Fgaier, F., Lafhaj, Z., Antczak, E., Chapiseau, C., 2016. Dynamic thermal performance of three types of unfired earth bricks. *Appl. Therm. Eng.* 93, 377–383. <https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2015.09.009>
- EN (European Standards), 2015. Lime: Definitions, Specifications and Conformity criteria. EN 459-1.
- EN (European Standards), 2012. Composition, Specifications and Conformity criteria of common cements. NF EN197-1.
- EN (European Standards), 2009a. Tests of fresh concrete. Part 2: Slump test (in Portuguese). EN 12350-2.
- EN (European Standards), 2009b. Testing of Fresh Concrete. Part 7: Air Content – Pressure Methods. EN 12350-7.
- Erdogdu, Ş., Kandil, U., Nas, M., Kurbetci, Ş., Nayir, S., 2017. Yüksek Sıcaklığa Maruz Uçucu Kül İçeren Betonun Ultrases Geçiş Hızı ve Basınç Dayanımının Değerlendirilmesi. *Nevşehir Bilim ve Teknol. Derg.* 6, 314–325. <https://doi.org/10.17100/nevbiltek.322416>
- Esping, O., 2007. Early age properties of self-compacting concrete. Effects of fine aggregate and limestone filler, Ph.D. Thesis, Chalmers University of Technology, Sweden (these doctorat).

- 
- Faria, P., Santos, T., Aubert, J.-E., 2016. Experimental Characterization of an Earth Eco-Efficient Plastering Mortar. *J. Mater. Civ. Eng.* 28.
- Fertikh, S., Merzoud, M., Habita, M.F., Benazzouk, A., 2012. Comportement mécanique et hydrique des composites à matrice cimentaire et argileuse à base de diss «Ampelodesma mauritanica», in: In: XXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Chambéry.
- Filho, J.D.A.M., Silva, F.D.A., Toledo Filho, R.D., 2013. Degradation kinetics and aging mechanisms on sisal fiber cement composite systems. *Cem. Concr. Compos.* 40, 30–39. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.04.003>
- Fládr, J., Bílý, P., 2018. Specimen size effect on compressive and flexural strength of high-strength fibre-reinforced concrete containing coarse aggregate. *Compos. Part B Eng.* 138, 77–86. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.11.032>
- Flament, C., 2013. Valorisation de fines de lavage de granulats: application à la construction en terre crue. Université d'Artois.
- Fontaine, C., 2014. Cristallographie, Minéralogie et Origine des Argiles. POITIERS. Poitiers.
- Galán-Marín, C., Rivera-Gómez, C., Petric, J., 2010. Clay-based composite stabilized with natural polymer and fibre. *Constr. Build. Mater.* 24, 1462–1468. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.01.008>
- Gaw, B., 2011. Soil reinforcement with natural fibers for low-income housing communities. Major Qualif. Proj. Submitt. Fac. Worcest. Polytech. Inst. Proj. Number LDA-1006 Worcest. Polytech. Inst. MA USA.
- Geoffrey Kerali, A., 2001. Durability of compressed and cement-stabilised building blocks (these de doctorat).
- Ghavami, K., Toledo Filho, R.D., Barbosa, N.P., 1999. Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres. *Cem. Concr. Compos.* 21, 39–48. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(98\)00033-X](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(98)00033-X)
- Gomes, M.I., Gonçalves, T.D., Faria, P., 2012. Earth-based repair mortars: Experimental analysis with different binders and natural fibers. *Rammed Earth Conserv.* 661–668.
- Govin, A., Peschard, A., Guyonnet, R., 2006. No TitleModification of cement hydration at early ages by natural and heated wood. *Cem. Concr. Compos.* 28, 12–20.
- Graham, T., 2004. Wattle and daub: craft, conservation and Wiltshire case study. University of Bath, United Kingdom.
- Grosse, C., Ohtsu, M., 2008. Acoustic emission testing. Springer, Heidelberg.
- Guettala, A., Abibsi, A., Houari, H., 2006. Durability study of stabilized earth concrete under both laboratory and climatic conditions exposure. *Constr. Build. Mater.* 20, 119–127. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.02.001>
- Hamard, E., Morel, J.C., Salgado, F., Marcom, A., Meunier, N., 2013. A procedure to assess the suitability of plaster to protect vernacular earthen architecture. *J. Cult. Herit.* 14, 109–115. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2012.04.005>

- 
- Hepworth, D.G., Bruce, D.M., Vincent, J.F. V., Jeronimidis, G., 2000. The manufacture and mechanical testing of thermosetting natural fibre composites. *J. Mater. Sci.* 35, 293–298.
- Hibouche, A., 2013. *Sols traités aux liants. Performances hydro-mécaniques et hygrothermiques. Applications en BTP (These de doctorat).* Le Havre.
- Hill, C.A.S., Norton, A., Newman, G., 2009. The water vapor sorption behavior of natural fibers. *J. App. Polym. Sci.* 112, 1524–1537.
- Hill, R., 1965. A self consistent mechanics of composite materials. *J Mech Phys Solids* 13, 213–22.
- Hillerborg, A., 1985. The theoretical basis of a method to determine the fracture energy  $G_f$  of concrete. *Mater. Struct.* 18, 291–296. <https://doi.org/10.1007/BF02472919>
- Howieson, S., 2005. *Housing and asthma.* Spon Press. London [ISBN 0-415-33646-5].
- Hu, S., Lu, J., Xiao, F., 2013. Evaluation of concrete fracture procedure based on acoustic emission parameters. *Constr. Build. Mater.* 47, 1249–1256.
- Huner, U., 2015. Effect of Water Absorption on the Mechanical Properties of Flax Fiber Reinforced Epoxy Composites. *Adv. Sci. Technol. Res. J.* 9, 1–6. <https://doi.org/10.12913/22998624/2357>
- Imanzadeh, S., Jarno, A., Hibouche, A., Bouarar, A., Taibi, S., 2020. Ductility analysis of vegetal-fiber reinforced raw earth concrete by mixture design. *Constr. Build. Mater.* 239, 117829. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117829>
- Jansen, D.C., Shah, S.P., 1997. Effect of length on compressive strain-softening of concrete. *J. Eng. Mech. ASCE* 124, 25–35.
- Jörg Müller, C., 2005. Pozzolanic Acitivity of Natural Clay Minerals with Respect to Environmental Geotechnics 125. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.3929/ethz-a-005142316>
- Kanema, J.M., 2017. The influence of soil content on the mechanical properties, drying shrinkage and autogenous shrinkage of earth concrete. *J. Build. Eng.* 13, 68–76. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2017.07.006>
- Kanema, J.M., Eid, J., Taibi, S., 2016. Shrinkage of earth concrete amended with recycled aggregates and superplasticizer: Impact on mechanical properties and cracks. *Mater. Des.* 109, 378–389. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2016.07.025>
- Kayondo, M., Combrinck, R., Boshoff, W.P., 2019. State-of-the-art review on plastic cracking of concrete. *Constr. Build. Mater.* 225, 886–899. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.197>
- Khattab, S.I., 2007. Long-Term Stability Characteristics of a Lime-Treated Plastic Soil Long-Term Stability Characteristics of a Lime-Treated 1561. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19)
- Khedari, J., Watsanasathaporn, P., Hirunlabh, J., 2005. Development of fibre-based soil-cement block with low thermal conductivity. *Cem. Concr. Compos.* 27, 111–116. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.02.042>

- 
- Kim, B., Weiss, W.J., 2003. Using acoustic emission to quantify damage in restrained fiber-reinforced cement mortars. *Cem. Concr. Res.* 33, 207–214. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00978-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00978-X)
- Kim, J.J., Park, C., Lee, Si-won, Lee, Sang-woo, Won, J., 2008. Effects of the geometry of recycled PET fiber reinforcement on shrinkage cracking of cement-based composites 39, 442–450. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2007.05.001>
- Kouta, N., Saliba, J., Oifi, B. El, Saiyouri, N., 2019a. Study of the effect of flax fibers on the fracture behavior of earth concrete by simultaneous application of digital image correlation and acoustic emission, 10th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-X.
- Kouta, N., Saliba, J., Saiyouri, N., 2020a. Effect of flax fibers on early age shrinkage and cracking of earth concrete. *Constr. Build. Mater.* 254, 119315. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119315>
- Kouta, N., Saliba, J., Saiyouri, N., 2020b. Suivi de l'endommagement du béton de terre induit par le séchage. *Acad. J. Civ. Eng.* 38, 113–116.
- Kouta, N., Saliba, J., Saiyouri, N., 2020c. Fracture behavior of flax fibers reinforced earth concrete. *Eng. Fract. Mech.* 241, 107378. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2020.107378>
- Kouta, N., Saliba, J., Saiyouri, N., 2019b. Influence of flax fibers on early age shrinkage of earth concrete, 3rd International Conference on Bio-Based Building Materials ICBBM. 26-28 June, Belfast, UK.
- Kouta, N., Saliba, J., Saiyouri, N., 2019c. Effet des fibres de lin sur le comportement à la rupture du béton de terre, 37èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil RUGC. 19-21 juin, Nice, France.
- Kouta, N., Saliba, J., Saiyouri, N., 2018. Etude du retrait plastique des bétons de terre : effet des fibres de lin. *Acad. J. Civ. Eng.* 36, 579–583.
- Kravchuk, R., Landis, E.N., 2018. Acoustic emission-based classification of energy dissipation mechanisms during fracture of fiber-reinforced ultra-high-performance concrete. *Constr. Build. Mater.* 176, 531–538. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.039>
- Kumar, A., Gupta, D., 2016. Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced pond ash, rice husk ash-soil mixtures. *Geotext. Geomembranes* 44, 466–474. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.07.010>
- Kurz, J.H., C.U.Grosse., Reinhardt, H., 2005. Strategies for reliable automatic onset time picking of acoustic emissions and of ultrasound signals in concrete. *Ultrasonics* 43, 538–546.
- Kurz, J.H., Finck, F., Grosse, C.U., Reinhardt, H.W., 2005. Stress drop and stress redistribution in concrete quantified over time by the b-value analysis. *Struct Heal. Monit* 5, 69–81.
- Kymäläinen, H.R., Sjöberg, A.M., 2008. Flax and hemp fibres as raw materials for thermal insulations. *Build. Environ.* 43, 1261–1269. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2007.03.006>
- Laborel-Préneron, A., Aubert, J.E., Magniont, C., Tribout, C., Bertron, A., 2016. Plant aggregates and fibers in earth construction materials: A review. *Constr. Build. Mater.* 111, 719–734.

---

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.119>

- Laborel-Préneron, A., Magniont, C., Aubert, J.E., 2018. Hygrothermal properties of unfired earth bricks: Effect of barley straw, hemp shiv and corn cob addition. *Energy Build.* 178, 265–278. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2018.08.021>
- Lagier, F., Jourdain, X., Sa, C. De, Benboudjema, F., Colliat, J.B., 2011. Numerical strategies for prediction of drying cracks in heterogeneous materials : Comparison upon experimental results 33, 920–931. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.013>
- Lasledj, A., 2009. Traitement des sols argileux à la chaux : processus physico chimique et propriétés géotechniques (these doctorat).
- Latha, M.S., Reddy, B.V.V., 2016. Swell–shrink properties of stabilised earth products. *Pro. Ins. Civ. Eng. Constr. Mater.* 170, 3–15.
- Lawler, J.S., Keane, D.T., Shah, S.P., 2001. Measuring three-dimensional damage in concrete under compression. *ACI Mater. J.* 98, 465–475.
- Le Chatelier, H., 1887. Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques 8.
- Le Runigo, B., 2008. Durabilité du limon de Jossigny traité à la chaux et soumis à différentes sollicitations hydriques : comportement hydraulique, microtextural et mécanique. Thèse Dr. École Cent. Nantes - Fr. 196.
- Le Runigo, B., Ferber, V., Cui, Y.J., Cuisinier, O., Deneele, D., 2011. Performance of lime-treated silty soil under long-term hydraulic conditions. *Eng. Geol.* 118, 20–28. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.12.002>
- Ledhem, A., Dheilly, R.M., Benmalek, M.L., Quéneudec, M., 2000. Properties of wood-based composites formulated with aggregate industry waste. *Constr. Build. Mater.* 14, 341–350. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00037-4](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00037-4)
- Lemaire, K., Deneele, D., Bonnet, S., Legret, M., 2013. Effects of lime and cement treatment on the physicochemical, microstructural and mechanical characteristics of a plastic silt. *Eng. Geol.* 166, 255–261. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.09.012>
- Lessard, M., Omar, C., 1993. Testing high-strength concrete compressive strength. *ACI Mater. J.* 90, 17–23.
- Levacher, D., Wang, F., Liang, Y., 2010. Co-valorisation de matériaux fins et sédiments, Editions P. ed.
- Li, B., Xu, L., Shi, Y., Chi, Y., Liu, Q., Li, C., 2018. Effects of fiber type , volume fraction and aspect ratio on the flexural and acoustic emission behaviors of steel fiber reinforced concrete. *Constr. Build. Mater.* 181, 474–486. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.065>
- Li, B., Xu, L., Shi, Y., Liu, Q., LI, C., 2017. Experimental investigation on the stress-strain behavior of steel fiber reinforced concrete subjected to uniaxial cyclic compression. *Constr. Build. Mater.* 140, 474–486. <https://doi.org/https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.065>
- Li, J.H., Lu, Z., Guo, L.B., Zhang, L.M., 2017. Experimental study on soil-water characteristic



- 
- curve for silty clay with desiccation cracks. *Eng. Geol.* 218, 70–76. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.01.004>
- Lima, J., Faria, P., 2016. Eco-Efficient Earthen Plasters: The Influence of the Addition of Natural Fibers. In: Figueiro R., Rana S. (eds) *Natural Fibres: Advances in Science and Technology Towards Industrial Applications*. RILEM Bookseries 12.
- Lima, J., Faria, P., Santos Silva, A., 2020. Earth Plasters: The Influence of Clay Mineralogy in the Plasters' Propertieso Title. *Int. J. Arch. Herit.*
- Little, D.N., 1995. Stabilization of pavement subgrades and base courses with lime.
- Llatas, C., 2011. A model for quantifying construction waste in projects according to the European waste list. *Waste Manag.* 31, 1261–1276. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2011.01.023>
- Locat, J., Berube, M.A., Choquette, M., 1990. Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays - shear-strength development. *Can. Geotech. J.* 27, 294–304.
- Locat, J., Trembaly, H., Leroueil, S., 1996. Mechanical and hydraulic behaviour of a soft inorganic clay treated with lime. *Can. Geotech. J.* 33, 654–669.
- Löfgren, I., Esping, O., Jensen, O., Lura, P., Kovler, K., 2006. Early age cracking of self-compacting concrete. *Int. RILEM Conf. Vol. Chang. Hardening Concr. Test. Mitigation, Denmark* 251–260.
- Lou, Y., Zhang, G., Wang, X., 2017. Study on Fracture Mechanism of Hydraulic Fracturing in Sandstone by Acoustic Emission Parameters. *Procedia Eng.* 191, 291–298. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.184>
- Luo, P., Chao, Y., Sutton, M., Peters., W., 1993. Accurate measurement of three-dimensional deformations in deformable and rigid bodies using computer vision. *Exp. Mech.* 33, 123–132.
- Lura, P., Couch, J., Jensen, O.M., Weiss, J., 2009. Early-age acoustic emission measurements in hydrating cement paste: Evidence for cavitation during solidification due to self-desiccation. *Cem. Concr. Res.* 39, 861–867. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.06.015>
- Lura, P., Pease, B., Mazzotta, G., Rajabipour, F., Weiss, J., 2007. Influence of shrinkage reducing admixtures on development of plastic shrinkage cracks. *ACI Mater J.* 104, 187.
- Maalej, S., Lafhaj, Z., Bouassida, M., 2013. Micromechanical modelling of dry and saturated cement paste : Porosity assessment using ultrasonic waves. *Mech. Res. Commun.* 51, 8–14. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2013.03.002>
- Maddison, M., Mairing, T., Kirsimäe, K., Mander, Ü., 2009. The humidity buffer capacity of clay-sand plaster filled with phytomass from treatment wetlands. *Build. Environ.* 44, 1864–1868. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2008.12.008>
- Malhotra, V.M., 1996. Are 4×8 inch concrete cylinders as 6×12 inch cylinders for quality control of concrete. *ACI Mater. J.* 73, 14–19.
- Martinie, L., 2010. Comportement rhéologique et mise en oeuvre des matériaux cimentaires fibrés (These de doctorat). Université Paris-Est.

- 
- Mattone, R., 2005. Sisal fibre reinforced soil with cement or cactus pulp in bahareque technique. *Cem. Concr. Compos.* 27, 611–616. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.09.016>
- Mesbah, A., Morel, J.C., Walker, P., Ghavami, K., 2004. Development of a direct tensile test for compacted earth blocks reinforced with natural fibers. *J. Mater. Civ. Eng.* 95–98.
- Mezhoud, D., Bouafia, Y., Saad, M., Saliba, J., 2018. Bond-slip law and short tie behavior without main cracks. *J. Adhes. Sci. Technol.* 32, 1578–1598. <https://doi.org/10.1080/01694243.2018.1432235>
- Millogo, Y., Aubert, J.-E., Hamard, E., Morel, J.-C., 2015. How properties of kenaf fibers from Burkina Faso contribute to the reinforcement of earth blocks. *Materials (Basel)*. 8, 2332–2345.
- Millogo, Y., Morel, J.C., Aubert, J.E., Ghavami, K., 2014. Experimental analysis of Pressed Adobe Blocks reinforced with Hibiscus cannabinus fibers. *Constr. Build. Mater.* 52, 71–78. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.094>
- Minke, G., 2006. Building with earth, design and technology of a sustainable architecture. Birkhäuser – Publ. Archit. Basel- Berlin-bost.
- Minke, G., 2000. Earth construction handbook, The building material earth in the modern architecture, WIT Press, Southampton, UK.
- Mohamed, A.E.M.K., 2013. Improvement of swelling clay properties using hay fibers. *Constr. Build. Mater.* 38, 242–247. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.031>
- Momoh, E.O., Osofero, A.I., 2019. Behaviour of oil palm broom fibres ( OPBF ) reinforced concrete. *Constr. Build. Mater.* 221, 745–761. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.118>
- Mora-ruacho, J., Gettu, R., Aguado, A., 2009. Influence of shrinkage-reducing admixtures on the reduction of plastic shrinkage cracking in concrete. *Cem. Concr. Res.* 39, 141–146. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.11.011>
- Morton, T., 2008. Earth masonry – design and construction guidelines. HIS BRE Press [ISBN 978-1-86081-978-0].
- Morton, T., Stevenson, F., Taylor, B., Smith, C., 2005. Low cost earth brick construction: Monitoring and evaluation. *Arc. Archit.* [ISBN 0-9550580-0-7].
- Mostafa, M., Uddin, N., 2016. Experimental analysis of Compressed Earth Block (CEB) with banana fibers resisting flexural and compression forces. *Case Stud. Constr. Mater.* 5, 53–63. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2016.07.001>
- Muntohar, A.S., Widiarti, A., Hartono, E., Diana, W., 2013. Engineering properties of silty soil stabilized with lime and rice husk ash and reinforced with waste plastic fiber. *J. Mater. Civ. Eng.* 25, 1260–1270. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000659](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000659)
- Muralidhara, S., Prasad, B.K.R., Eskandari, H., Karihaloo, B.L., 2010. Fracture process zone size and true fracture energy of concrete using acoustic emission. *Constr. Build. Mater.* 24, 479–486. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.10.014>
- Nakamura, H., Higai, T., 2001. Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete.

- 
- Model. Inelast. Behav. RC Struct. under Seism. Loads 471–487.
- Neville, A.M., 1996. The influence of size of concrete test cubes on mean strength and standard deviation. *Mag. Concr. Res.* 21, 31–37.
- Ngo, D.C., 2017. Développement d'un nouveau éco-béton à base de sol et fibres végétales – Etude du comportement mécanique et de durabilité (These de doctorat). Université de Bordeaux.
- Ngo, D.C., Saliba, J., Saiyouri, N., Sbartai, Z.M., 2020. Design of a soil concrete as a new building material – Effect of clay and hemp proportions. *J. Build. Eng.* 32, 101553. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101553>
- Obonyo, E., Exelbirt, J., Baskaran, M., 2010. Durability of compressed earth bricks: Assessing erosion resistance using the modified spray testing. *Sustainability* 2, 3639–3649. <https://doi.org/10.3390/su2123639>
- Ohno, K., Ohtsu, M., 2010. Crack classification in concrete based on acoustic emission. *Constr. Build. Mater.* 24, 2339–2346. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.05.004>
- Ohno, K., Uji, K., Ueno, A., Ohtsu, M., 2014. Fracture process zone in notched concrete beam under three-point bending by acoustic emission. *Constr. Build. Mater.* 67, 139–145. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.05.012>
- Ojo, E.B., Bello, K.O., Ngasoh, O.F., Stanislas, T.T., Mustapha, K., Savastano, H., Soboyejo, W., 2020. Mechanical performance of fiber-reinforced alkali activated un-calcined earth-based composites. *Constr. Build. Mater.* 247, 118588. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118588>
- Olesen, P.O. et D.V.P., 1999. Perspectives on the performance of natural plant fibres.
- Olivier, G., Combrinck, R., Kayondo, M., Boshoff, W.P., 2018. Combined effect of nano-silica , super absorbent polymers , and synthetic fibres on plastic shrinkage cracking in concrete. *Constr. Build. Mater.* 192, 85–98. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.102>
- Osinubi, K., Nwaiwu, C.M.O., 2006. Compaction Delay Effects on Properties of Lime-Treated Soil.
- Ouhadi, V.R., Yong, R.N., 2003. The role of clay fractions of marly soils on their post stabilization failure. *Eng. Geol.* 70, 365–375. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(03\)00104-2](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(03)00104-2)
- Page, J., 2017. Formulation et caractérisation d'un composite cimentaire biofibré pour des procédés de construction préfabriquée (These de doctorat).
- Page, J., Khadraoui, F., Boutouil, M., Gomina, M., 2017. Multi-physical properties of a structural concrete incorporating short flax fibers. *Constr. Build. Mater.* 140, 344–353. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.124>
- Page, J., Khadraoui, F., Gomina, M., Boutouil, M., 2019. Influence of different surface treatments on the water absorption capacity of flax fibres : Rheology of fresh reinforced-mortars and mechanical properties in the hardened state. *Constr. Build. Mater.* 199, 424–434. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.042>
- Parracha, J.L., Silva, A.S., Cotrim, M., Faria, P., 2019. Mineralogical and microstructural

- 
- characterisation of rammed earth and earthen mortars from 12th century Paderne Castle. *J. Cult. Herit.* <https://doi.org/10.1016/j.culher.2019.07.021>
- Paul, R., Baldacchino, O., Ferrara, L., 2016. Early age performance and mechanical characteristics of recycled PET fibre reinforced concrete. *Constr. Build. Mater.* 108, 29–47. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.01.029>
- Pavasars, I., Hagberg, J., Borén, H., Allard, B., 2003. Alkaline Degradation of Cellulose : Mechanisms and Kinetics. *J. Polym. Environ.* 11.
- Pemberton, S.R., Oberg, E.K., Dean, J., Tsarouchas, D., Markaki, A.E., Marston, L., Clyne, T.W., 2011. The fracture energy of metal fibre reinforced ceramic composites ( MFCs ). *Compos. Sci. Technol.* 71, 266–275. <https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2010.10.011>
- Piattoni, Q., Quagliarini, E., Lenci, S., 2011. Experimental analysis and modelling of the mechanical behaviour of earthen bricks. *Constr. Build. Mater.* 25, 2067–2075. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.039>
- Pompo, A., Stupak, P.R., Nicolais, L., Marchese, B., 1996. Analysis of Steel Fibre Pull-Out from a Cement Matrix Using Video Photography 9465, 3–8.
- Porbaha, A., Shibuya, S., Kishida, T., 2000. State of the art in deep mixing technology. Part I:Basic concepts and overview. *Gr. Improv.* 4, 91–110.
- Powers, T.C., 1960. Paper V-1 in Session V of Properties of Cement Paste and Concrete, Proceedings of the Fourth International Symposium on the Chemistry of Cement, V. Washington, D.C., 577–608.
- Qiang, X., Hai-jun, L., Zhen-ze, L., Lei, L., 2014. Cracking , water permeability and deformation of compacted clay liners improved by straw fiber. *Eng. Geol.* 178, 82–90. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.05.013>
- Quagliarini, E., Lenci, S., 2010. The influence of natural stabilizers and natural fibres on the mechanical properties of ancient Roman adobe bricks. *J. Cult. Herit.* 11, 309–314. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2009.11.012>
- Quagliarini, E., Stazi, A., Pasqualini, E., Fratolochi, E., 2010. Cob construction in Italy: some lessons from the past. *Sustainability* 2, 3291–3308.
- Ranjbar, N., Behnia, A., Kian, H., Alengaram, U.J., Zamin, M., 2016. Fracture evaluation of multi-layered precast reinforced geopolymer- concrete composite beams by incorporating acoustic emission into mechanical analysis 127, 274–283. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.144>
- Rasheed, M.A., Prakash, S.S., Raju, G., Kawasaki, Y., 2018. Fracture studies on synthetic fiber reinforced cellular concrete using acoustic emission technique. *Constr. Build. Mater.* 169, 100–112. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.157>
- Reddy, B., Kumar, P., 2010. Embodied energy in cement stabilized rammed earth walls. *Energy Build.* 42, 380–385.
- Reddy, B.V.V., Jagadish, K.S., 1995. Influence of soil composition on the strength and durability of soil-cement blocks. *Ind. Con. J.* 69, 517–526.

- 
- Reuss, A., Angew, Z., 1929. Berechnung der fließgrenze von Mischkristallen auf Grund der Plastizitätsbedingung für Einkristalle. *Math Mech* 9, 45–58.
- Roget, J., 1988. Essais non destructifs L'émission acoustique, Livre AFNOR – CETIM.
- Rouchier, S., Foray, G., Godin, N., Woloszyn, M., Roux, J., 2013. Damage monitoring in a fiber-reinforced mortar by combined digital image correlation and acoustic emission. *Constr. Build. Mater.* 38, 371–380.
- Saliba, J., 2012. Apport de l'émission acoustique dans la compréhension et la modélisation du couplage fluage-endommagement du béton (thèse de doctorat).
- Saliba, J., Loukili, A., Grondin, F., Regoin, J.P., 2014. Identification of damage mechanisms in concrete under high level creep by the acoustic emission technique. *Mater. Struct. Constr.* 47, 1041–1053. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0113-6>
- Saliba, J., Loukili, A., Regoin, J.P., Grégoire, D., Verdon, L., Pijaudier-Cabot, G., 2015. Experimental analysis of crack evolution in concrete by the acoustic emission technique. *Fract. Struct. Integr.* 34, 331–339.
- Saliba, J., Mezhoud, D., 2019. Monitoring of steel-concrete bond with the acoustic emission technique. *Theor. Appl. Fract. Mech.* 100, 416–425. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2019.01.034>
- Saliba, J., Rozière, E., Grondin, F., Loukili, A., 2011. Influence of shrinkage-reducing admixtures on plastic and long-term shrinkage. *Cem. Concr. Compos.* 33, 209–217. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.10.006>
- Samani, A.K., Attard, M.M., 2012. A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression. *Eng. Struct.* 41, 335–349. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.027>
- Sangma, S., Tripura, D.D., 2020. Experimental study on shrinkage behaviour of earth walling materials with fibers and stabilizer for cob building. *Constr. Build. Mater.* 256, 119449. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119449>
- Sangma, S., Tripura, D.D., 2019. Characteristic Properties of Unstabilized, Stabilized and Fibre-Reinforced Cob Blocks. *Struct. Eng. Int.* 1–9.
- Sariosseiri, F., Muhunthan, B., 2009. Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. *Eng. Geol.* 104, 119–125. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.09.003>
- Sayahi, F., 2016. Plastic Shrinkage Cracking in Concrete, PHD thesis of Luleå University of Technology.
- Sayahi, F., Emborg, M., Hedlund, H., 2014. Plastic Shrinkage Cracking in Concrete: State of the Art. *J. Nord. Concr. Res.* 51, 95–16.
- Schechinger, B., Vogel, T., 2007. Acoustic emission for monitoring a reinforced concrete beam subject to four-point-bending. *Constr. Build. Mater.* 21, 483–490.
- Schmidt, M., Slowik, V., 2013. Instrumentation for Optimizing Concrete Curing. *Concr. Int.* 35.

- 
- Sedan, D., Pagnoux, C., Smith, A., Chotard, T., 2008. Mechanical properties of hemp fibre reinforced cement: Influence of the fibre / matrix interaction 28, 183–192. <https://doi.org/10.1016/j.jeurceramsoc.2007.05.019>
- Segetin, M., Jayaraman, K., Xu, X., 2007. Harakeke reinforcement of soil-cement building materials: Manufacturability and properties. *Build. Environ.* 42, 3066–3079. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2006.07.033>
- Sen, T., Reddy, J., 2015. Application of Sisal, Bamboo, Coir and Jute Natural Composites in Structural Upgradation. *Japanese J. Anesthesiol.* 64, 1181–1185.
- Shakhmenko, G., Birsh, J., 1998. Concrete mix design and optimization, in: In 2nd Int PhD Symposium Civil Engineering, Budapest. pp. 1–8.
- Shihata, A., Baghdadi, A., 2001. Long-term strength and durability of soil cement. *J. Mater. Civ. Eng.* 13, 161–165.
- Shiotani, T., 2006. Evaluation of long-term stability for rock slope by means of acoustic emission technique 39, 217–228. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2005.07.005>
- Shiotani, T., Bisschop, J., Van Mier, J.G.M., 2003. Temporal and spatial development of drying shrinkage cracking in cement-based materials. *Eng. Fract. Mech.* 70, 1509–1525. [https://doi.org/10.1016/S0013-7944\(02\)00150-9](https://doi.org/10.1016/S0013-7944(02)00150-9)
- Shiotani, T., Ohtsu, M., Ikeda, K., 2001. Detection and evaluation of AE waves due to rock deformation. *Constr. Build. Mater.* 15, 235–246. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00073-8](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00073-8)
- Shiotani, T., Yuyama, S., Li, Z.W., Ohtsu, M., 2000. Quantitative evaluation of fracture process in concrete by the use of improved b-value. 5th Int. Symp. Non-Destructive Test. Civ. Eng. T. Uohoto, ed., Elsevier Sci. Amsterdam 293–302.
- Shukla, A., Tiwari, G., Sodha, M., 2008. x Embodied energy analysis of adobe house. *Renew. Sustain. Energy Rev.* 34, 755–761.
- Simatupang, M.H., Schmitt, U., Kasim, A., 1994. Wood extractives of rubberwood (*Hevea Brasiliensis*) and their influences on the setting of the inorganic binder in gypsum-bonded particleboards. *J. Trop. For. Sci.* 6, 269–285.
- Sivakumar, A., Santhanam, M., 2007. A quantitative study on the plastic shrinkage cracking in high strength hybrid fibre reinforced concrete. *Cem. Concr. Compos.* 29, 575–581. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.03.005>
- Sivakumar, A., Santhanam, M., 2006. Experimental methodology to study plastic shrinkage cracks in high strength concrete, in: *Proceedings of the Conference Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties*. Springer. pp. 291–296.
- Slowik, V., Schmidt, M., 2010. Early age cracking and capillary pressure controlled concrete curing. *Adv. Cem. Mater.*
- Slowik, V., Schmidt, M., Fritsch, R., 2008. Capillary pressure in fresh cement-based materials and identification of the air entry value. *Cem. Concr. Compos.* 30, 557–565. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.03.002>

- 
- Soroushian, P., Mirza, F., Alhozaimy, A., 1995. Plastic shrinkage cracking of polypropylene fiber-reinforced concrete. *ACI Mater. J.* 92, 553–560.
- Soulioti, D., Barkoula, N.M., Paipetis, A., Matikas, T.E., Shiotani, T., Aggelis, D.G., 2009. Acoustic emission behavior of steel fibre reinforced concrete under bending. *Constr. Build. Mater.* 23, 3532–3536. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.06.042>
- Sta, P., Mier, J.G.M. Van, 2007. Manufacturing , fibre anisotropy and fracture of hybrid fibre concrete 74, 223–242. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2006.01.028>
- Stamboulis, A., Baillie, C.A., Garkhail, S.K., Van Melick, H.G.H., Peijs, T., 2000. Environmental durability of flax fibres and their composites based on polypropylene matrix. *Appl. Compos. Mater.* 7, 273–294. <https://doi.org/10.1023/A:1026581922221>
- Sudhakar, M.R., Shivananda, P., 2005. Role of curing temperature in progress of lime-soil reactions. *Geotech. Geol. Eng.* 23, 79–85.
- Sutter, S. De, Verbruggen, S., Tysmans, T., Aggelis, D.G., 2017. Fracture monitoring of lightweight composite-concrete beams. *Compos. Struct.* 167, 11–19. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.01.024>
- Taallah, B., Guettala, A., 2016. The mechanical and physical properties of compressed earth block stabilized with lime and filled with untreated and alkali-treated date palm fibers. *Constr. Build. Mater.* 104, 52–62. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.007>
- Taallah, B., Guettala, A., Guettala, S., Kriker, A., 2014. Mechanical properties and hygroscopicity behavior of compressed earth block filled by date palm fibers. *Constr. Build. Mater.* 59, 161–168. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.058>
- Tatnall, P., 2006. Fiber-reinforced concrete. In: Lamond JF, Pielert JH, editors. *Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials STP 169D*. Philadelphia: ASTM International 578–90.
- Thormark, C., 2006. The effect of material choice on the total energy need and recycling potential of a building. *Build. Environ.* 41, 1019–1026. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.04.026>
- Thuault, A., 2011. *Approche multi-échelle de la structure et du comportement mécanique d'une fibre de lin*. Université de Caen.
- Tokyay, M., Ozdemir, M., 1997. SPECIMEN SHAPE AND SIZE EFFECT ON THE COMPRESSIVE STRENGTH OF HIGHER STRENGTH CONCRETE. *Cem. Concr. Res.* 27, 1281–1289.
- Tol, R.D., Scrivener, K., England, G.L., Ghavami, K., 2000. Durability of alkali-sensitive sisal and coconut ® bres in cement mortar composites 22, 127–143.
- Tong, W., 2005. An evaluation of digital image correlation criteria for strain mapping applications 41, 167–175.
- Topolář, L., Pazdera, L., Kucharczyková, B., Smutný, J., Mikulášek, K., 2017. Using acoustic emission methods to monitor cement composites during setting and hardening. *Appl. Sci.* 7. <https://doi.org/10.3390/app7050451>

- 
- Tripura, D.D., Souvik, D., 2017. Shape and Size Effects on the Compressive Strength of Cement Stabilised Rammed Earth 336–348.
- Tserki, V., Zafeiropoulos, N.E., Simon, F., Panayiotou, C., 2005. A study of the effect of acetylation and propionylation surface treatments on natural fibres. *Compos. Part A Appl. Sci. Manuf.* 36, 1110–1118. <https://doi.org/10.1016/j.compositesa.2005.01.004>
- Turcry, P., 2004. *Retrait et Fissuration des Betons Autoplaçants Influence de la Formulation*. Ecole Centrale de Nantes et l'Université de Nantes.
- Turcry, P., Loukili, A., 2018. Evaluation of Plastic shrinkage Cracking of self compacting concrete. HAL.
- Uddin, A.K.M.F., Numata, K., Shimasaki, J., Shigeishi, M., Ohtsu, M., 2004. Mechanisms of crack propagation due to corrosion of reinforcement in concrete by AE-SiGMA and BEM 18, 181–188. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2003.10.007>
- UN, 2010. Energy for a sustainable future. *Secr. Advis. Gr. energy Clim. Chang.*
- Van Damme, H., Houben, H., 2016. Earth concrete. Stabilization revisited. *Cem. Concr. Res.* 114, 90–102. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.035>
- Van Mier, J.G., 1984. Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions, PhD thesis, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands.
- Vidya Sagar, R., Raghu Prasad, B.K., 2012. A review of recent developments in parametric based acoustic emission techniques applied to concrete structures. *Nondestruct. Test. Eval.* 27, 47–68. <https://doi.org/10.1080/10589759.2011.589029>
- Villamizar, M.C.N., Araque, V.S., Reyes, C.A.R., Silva, R.S., 2012. Effect of the addition of coal-ash and cassava peels on the engineering properties of compressed earth blocks. *Constr. Build. Mater.* 36, 276–286. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.056>
- Voigt, W., 1889. *Über die Beziehungen zwischen den beiden Elastizitätskonstanten isotroper Körper*. *Ann Phys* 38, 573–87.
- Walker, P., 1995. Strength, durability and shrinkage characteristics of cement stabilised soil blocks. *Cem. Concr. Compos.* 17, 301–310. [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(95\)00019-9](https://doi.org/10.1016/0958-9465(95)00019-9)
- Walker, P., Keable, R., Martin, J., Maniatidis, V., 2005. *Rammed earth: design and construction guidelines*.
- Walker, P., Stace, T., 1997. Properties of some cement stabilised compressed earth blocks and mortars. *Mater. Struct. Constr.* 30, 545–551. <https://doi.org/10.1007/bf02486398>
- Wang, K., Shah, S.P., Phuaksuk, P., 2001. Plastic shrinkage cracking in concrete materials - Influence of fly ash and fibers. *ACI Mater. J.* 98, 458–464.
- Wang, Y., Chen, S.J., Xu, Z.Z., Liu, S.J., Hu, H.X., 2018. Damage Processes of Steel Fiber Reinforced Mortar in Different Fiber Content Revealed by Acoustic Emission Behavior. *Russ. J. Nondestruct. Test.* 54, 55–64. <https://doi.org/10.1134/S1061830918010084>
- Wei, J., Meyer, C., 2015. Degradation mechanisms of natural fiber in the matrix of cement



- 
- composites. *Cem. Concr. Res.* 73, 1–16. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.02.019>
- Wei, J., Meyer, C., 2014. Degradation rate of natural fiber in cement composites exposed to various accelerated aging environment conditions. *Corros. Sci.* 88, 118–132. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2014.07.029>
- WEO, 2009. *World Energy Outlook*. IEA [ISBN 978-92-64-06130-9].
- Wijeyesekera, D., Diman, S.. F., 2015. Swelling Characteristics of Bentonite Clay Mats. *Adv. Comput. Technol.* 179–185.
- Williams, C., Goodhew, S., Griffiths, R., Watson, L., 2010. The feasibility of earth block masonry for building sustainable walling in the United Kingdom. *J Build Apprais.* 6, 99–108.
- Woyciechowski, P., Narloch, P.L., Cichocki, D., 2017. Shrinkage characteristics of cement stabilized rammed earth. *MATEC Web Conf.* 117. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201711700178>
- Xargay, H., Folino, P., Nuñez, N., Gómez, M., Caggiano, A., 2018. Acoustic Emission behavior of thermally damaged Self-Compacting High Strength Fiber Reinforced Concrete 187, 519–530. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.156>
- Xincheng, P., 2013. *Super-high-strength high performance concrete*. CRC Press. Boca Raton, Florida, USA.
- Xu, J., Shu, S., Han, Q., Liu, C., 2018. Experimental research on bond behavior of reinforced recycled aggregate concrete based on the acoustic emission technique. *Constr. Build. Mater.* 191, 1230–1241. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.054>
- Yan, L., Chouw, N., Jayaraman, K., 2014. Flax fibre and its composites - A review. *Compos. Part B Eng.* 56, 296–317. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.08.014>
- Yasir, S., Saliba, J., Loukili, A., 2014. Fracture examination in concrete through combined digital image correlation and acoustic emission techniques. *Constr. Build. Mater.* 69, 232–242. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.07.044>
- Ye, G., Lura, P., Van Breugel, K., Fraaij, A.L.A., 2004. Study on the development of the microstructure in cement-based materials by means of numerical simulation and ultrasonic pulse velocity measurement. *Cem. Concr. Compos.* 26, 491–497. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(03\)00081-7](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00081-7)
- Ye, H., Chu, C., Xu, L., Guo, K., Li, D., 2018. Experimental Studies on Drying-Wetting Cycle Characteristics of Expansive Soils Improved by Industrial Wastes. *Adv. Civ. Eng.* 2018. <https://doi.org/10.1155/2018/2321361>
- Yetgin, Ş., ÇAVDAR, Ö., Çavdar, A., 2008. The effects of the fiber contents on the mechanic properties of the adobes. *Constr. Build. Mater.* 22, 222–227. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.08.022>
- Yi, S.T., Yang, E.I., Choi, J.C., 2006. Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete. *Nucl. Eng. Des.* 236, 115–127. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2005.08.004>

- 
- Yong, R.N., Ouhadi, V.R., 2007. Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement-stabilized clayey soils. *Appl. Clay Sci.* 35, 238–249. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2006.08.009>
- Zabihi, N., Eren, Ö., 2014. Compressive strength conversion factors of concrete as affected by specimen shape and size. *Res J Appl Sci Eng Technol* 7, 4251–4257.
- Zami, M., Lee, A., 2010a. Stabilised or un-stabilised earth construction for contemporary urban housing, in: 5th International Conference on Responsive Manufacturing ‘Green Manufacturing’. Ningbo Higher Education Park, the University of Nottingham Ningbo, China, 11–13 January.
- Zami, M., Lee, A., 2010b. Economic benefits of contemporary earth construction in low-cost urban housing – state-of-the-art review. *J Build Apprais.* 5, 259–271.
- Zhang, H., 2011. *Building materials in civil engineering*. Woodhead Publ. Limited, Sawston, UK.
- Zhang, T., Liu, S., Zhan, H., Ma, C., Cai, G., 2020. Durability of silty soil stabilized with recycled lignin for sustainable engineering materials. *J. Clean. Prod.* 248, 119293. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.119293>
- Zhang, X., Shan, W., Zhang, Z., Li, B., 2018. AE monitoring of reinforced concrete squat wall subjected to cyclic loading with information entropy-based analysis. *Eng. Struct.* 165, 359–367. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.03.059>
- Zou, Z., Meegoda, J.N., 2018. *A Validation of the Ultrasound Wave Velocity Method to Predict Porosity of Dry and Saturated Cement Paste* 2018.
- Zukowski, B., dos Santos Mendonça, Y.G., de Andrade Silva, F., Toledo Filho, R.D., 2020. Effect of moisture movement on the tensile stress–strain behavior of SHCC with alkali treated curauá fiber. *Mater. Struct. Constr.* 53. <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01486-9>
- Zweben, C., Smith, W.S., Wardle, M.W., 1979. Test methods for fiber tensile strength, composite flexural modulus, and properties of fabric reinforced laminates, *Composite Materials: Testing and Design (Fifth Conference)*, ASTM International.