



HAL
open science

Développement d'un nouveau éco-béton à base de sol et fibres végétales : étude du comportement mécanique et de durabilité

Duc Chinh Ngo

► **To cite this version:**

Duc Chinh Ngo. Développement d'un nouveau éco-béton à base de sol et fibres végétales : étude du comportement mécanique et de durabilité. Autre. Université de Bordeaux, 2017. Français. NNT : 2017BORD0885 . tel-01780067

HAL Id: tel-01780067

<https://theses.hal.science/tel-01780067>

Submitted on 27 Apr 2018

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
SPÉCIALITÉ MECANIQUE

Par Duc Chinh NGO

TITRE

**Développement d'un nouveau éco-béton à base de sol et fibres végétales –
Etude du comportement mécanique et de durabilité**

Sous la direction de : Nadia SAIYOURI
(Co-directeur : Zoubir Mehdi SBARTAÏ)
(Co-encadrement : Jacqueline SALIBA)

Soutenue le 15 Décembre 2017

Membres du jury :

M. Domenico GALLIPOLI	Professeur, Université de Pau et des Pays de l'Adour	Président
M. Said TAIBI	Professeur, Université du Havre	Rapporteur
M. Ali-Nordine LEKLOU	MCF, HDR, Université de Nantes	Rapporteur
Mme. Nadia SAIYOURI	Professeur, Université de Bordeaux	Directeur de thèse
M. Zoubir-Mehdi SBARTAÏ	MCF, HDR, Université de Bordeaux	CoDirecteur de thèse
Mme. Jacqueline SALIBA	MCF, Université de Bordeaux	Co-encadrement

REMERCIEMENTS

La présente étude a été réalisée au sein du département Génie Civil et Environnemental (GCE) de l'Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M) à l'Université de Bordeaux. Elle a été rendue possible grâce au financement du gouvernement vietnamien de 4 ans.

Je tiens à remercier vivement Professeur Nadia SAIYOURI pour avoir accepté d'être directrice de ma thèse. Merci pour ta confiance, ton temps précieux que tu as bien voulu me consacrer, et tes conseils judicieux sur des aspects d'ordre personnel ou professionnel.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mes deux Co-encadrants, Monsieur Zoubir-Mehdi SBARTAÏ et Madame Jacqueline SALIBA. Je vous remercie sincèrement de votre confiance et de votre encouragement permanent. J'ai été extrêmement sensible à vos qualités humaines d'écoutes et de compréhension tout au long de ce travail doctoral.

Je remercie Monsieur Said TAIBI et Monsieur Ali-Nordine LEKLOU qui ont accepté de rapporter sur la thèse. Merci pour vos relectures attentives de mon manuscrit et pour vos appréciations sur mon travail qui m'encouragent énormément. Merci également à Monsieur Domenico GALLIPOLI d'avoir accepté de présider du jury.

Je remercie tous les techniciens du département GCE qui m'ont aidé pour équiper, installer et effectuer tous les essais expérimentaux : Bernard Solbes, Philippe Taris, Oliver Lagardère et Sylvain Mateo. Je remercie tous les doctorants et personnels que j'ai rencontré au sein de l'I2M-GCE. L'ambiance sympathique qui règne au sein de ce laboratoire constitue indéniablement l'une des clefs de l'aboutissement de ce travail.

Merci à tous ! Enfin, je ne peux pas terminer ces remerciements sans évoquer mes parents, ma femme, mon fils, ma sœur, mes frères, mes amis : NGUYEN Bich Ngoc, Chinh MAI, NGUYEN Tan, Ngoc Anh, Huyen, Toan, Linh, Antoine, Manh, Dong Tien, Tung, Bao, Hung, Thao.

Comme on dit, « on garde le meilleur pour la fin ». Je ne vous remercierai jamais assez pour vos encouragements et vos soutiens permanents.

TABLE DES MATIERES

<i>RESUME</i>	17
<i>ABSTRACT</i>	19
<i>INTRODUCTION GENERALE</i>	14
<i>CHAPITRE 1 - ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</i>	18
1.1. Matériaux de construction à base de terre crue	19
1.1.1. Pisé - terre damée dans des coffrages.....	20
1.1.2. Adobe - brique moulée	22
1.1.3. Bauge - terre empilée et façonnée.....	23
1.1.4. Terre paille.....	24
1.1.5. Torchis ou terre de remplissage d'un treillis en bois	25
Résumé :	28
1.2. Sols traités aux liants.....	29
1.2.1. Les argiles	29
1.2.2. Liants hydrauliques.....	32
1.2.2.1. La chaux.....	32
1.2.2.2. Le ciment.....	33
1.2.3. Interactions Argile-Liants.....	34
1.2.3.1. Echelle microscopique.....	34
1.2.3.2. Echelle macroscopique.....	39
1.3. Propriétés de béton à base de terre.....	41
1.3.1. Sol traité à la chaux et/ou au ciment.....	41
1.3.2. Béton à base de terre	50
1.3.2.1. Comportement mécanique	50
1.3.2.2. Déformation différée.....	52
1.3.2.3. Propriétés de transfert et durabilité des bétons.....	53
1.4. Conclusions	63
<i>CHAPITRE 2 – METHODES EXPERIMENTALES</i>	65
2.1. Matériaux	65
2.1.1. Sol argileux.....	65

2.1.2.	Sol sableux	66
2.1.3.	Le ciment	66
2.1.4.	La chaux	69
2.1.5.	Fibres de chanvre / chènevotte	69
2.1.6.	Formulation des bétons.....	71
2.2.	Dispositifs	73
2.2.1.	Caractérisation du sol.....	73
2.2.2.	Fabrication du béton de terre.....	75
2.2.3.	Compression simple	75
2.2.4.	Mesure de propagation d'ondes Ultrasonores.....	77
2.2.5.	Flexion 3 points.....	80
2.2.6.	Porosité à l'eau	81
2.2.7.	Porosité au mercure	83
2.2.8.	Absorption capillaire	87
2.2.9.	Perméabilité au gaz.....	88
2.2.10.	Retrait.....	91
2.2.11.	Fluage en flexion.....	92
<i>CHAPITRE 3 – COMPORTEMENT MECANIQUE</i>		<i>93</i>
<i>DU BETON A BASE DE TERRE</i>		<i>93</i>
3.1.	Caractérisation du sol argileux et du sol sableux	93
3.1.1.	Sol argileux.....	93
3.1.2.	Sol Sableux	96
3.2.	La résistance à la compression des bétons étudiés.....	98
3.2.1.	Résistance à la compression des éprouvettes conservées à 60% d'HR 98	
3.2.2.	Résistance à la compression des éprouvettes conservées à 90% d'HR 99	
3.2.3.	Comparaison des deux conditions de cure des éprouvettes.....	102
3.2.4.	Effet de la densité sur la résistance à la compression.....	104
3.2.5.	Module de Young.....	105
3.3.	Propagation des ondes Ultrasonores.....	108
3.3.1.	Suivi par ultrasons des éprouvettes conservées à 90% HR	109
3.3.2.	Suivi par ultrasons des éprouvettes conservées à 60% d'HR.....	110

3.3.3.	Comparaison des deux conditions de cure des éprouvettes.....	111
3.3.4.	Effet des fibres sur la VU	112
3.3.5.	Relation entre la résistance à la compression et la VU	113
3.3.6.	Module d'élasticité dynamique	113
3.4.	Essais de rupture en flexion 3 points.....	116
3.4.1.	Relation entre la force et déformation du béton de terre	117
3.4.2.	Energie de fissuration.....	119
3.5.	Suivi des essais de flexion avec la technique d'émission acoustique.....	121
3.5.1.	Procédure expérimentale.....	122
3.5.2.	Atténuation et coefficient d'atténuation.....	123
	Conclusion.....	126
<i>CHAPITRE 4 – DEFORMATIONS DIFFEREES DU BETON A BASE DE TERRE.</i>		<i>127</i>
4.1.	Retrait du béton à base de terre	128
4.1.1.	Retrait endogène.....	129
4.1.2.	Retrait plastique et de dessiccation.....	130
4.1.3.	Effet de taille de l'éprouvette sur le retrait	132
4.1.4.	Retrait endogène sur des éprouvettes de dimension 4x4x16 cm ³	133
4.1.5.	Retrait endogène sur des éprouvettes de dimension 7x7x28 cm ³	137
4.1.6.	Effet de taille des éprouvettes sur le retrait	139
4.2.	Fluage du béton à base de terre	141
4.2.1.	Influence des fibres sur le fluage.....	145
4.2.2.	Influence du sol argileux sur le fluage.....	147
	Conclusion.....	148
<i>CHAPITRE 5 – PROPRIETE DE TRANSFERT.....</i>		<i>149</i>
<i>DU BETON A BASE DE TERRE</i>		<i>149</i>
5.1.	Porosité à l'eau du béton	149
5.1.1.	Effet du sol argileux et des fibres sur la porosité du béton.....	151
5.1.2.	Relation entre la résistance à la compression et la porosité du béton	152
5.1.3.	Effet du sol argileux et des fibres sur la densité du béton	153
5.2.	Porosité au mercure	153
5.3.	Absorption capillaire	156
5.3.1.	Béton durci à 7 jours.....	158

5.3.2.	Béton durci à 28 jours.....	162
5.4.	Perméabilité au gaz.....	166
5.4.1.	Effet du pourcentage de sol argileux sur la perméabilité.....	166
5.4.2.	Effet de fibres et de sol argileux sur la perméabilité.....	167
5.4.3.	Relation entre porosité et perméabilité du béton.....	168
5.5.	Carbonatation.....	169
5.5.1.	Effet de sol argileux et des fibres sur la vitesse de carbonatation	170
5.5.2.	Evolution de cabonatation	171
	Conclusion.....	173
	CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES.....	174
	<i>Références.....</i>	<i>178</i>
	ANNEXE	195
1.	Effet de la chaux sur les fissurations du béton	195
2.	Effet de la chaux sur la fissuration du béton de terre	196
3.	Effet de la chaux sur la résistance à la compression du béton de terre.....	197
4.	Effet de fibres sur la résistance en flexion 3 points pour les éprouvettes de dimension 4x4x16 cm ³	198
5.	Effet de sol argileux sur la résistance en flexion 3 points	199
6.	Effet de sol argileux sur la résistance à la compression simple.....	200
7.	Effet de fibres sur la résistance à la compression simple.....	200
8.	Effet des fibres sur le comportement en flexion du béton :.....	201
9.	Effet de sol argileux sur le comportement du béton	201
10.	Evolution de comportement du béton en fonction du temps.....	202
11.	Evolution de la cabonatation	203
	 Figure 1. 1: Répartition des consommations énergétiques liées à l'usage par secteur d'activité.....	 14
	Figure 1. 2. Répartition de la terre à bâtir en France : [CRATerre].	20
	Figure 1. 3 : Etape d'exécution d'un mur en pisé [Gardère, 2012].	21
	Figure 1. 4 : Maison en pisé [Gardère, 2012].	21
	Figure 1. 5 : (a) et (b) Technique de fabrication de l'adobe ; (c) Maison en adobe en construction [Hibouche, 2013].	22

Figure 1. 6 : Maison typique en adobe, Perou [Blondet et M., 2005].....	23
Figure 1. 7 : Maison typique en adobe, Argentine [Blondet et M., 2005].....	23
Figure 1. 8 : Maison typique en adobe, Inde [Blondet et M., 2005].	23
Figure 1. 9 : Construction d'un mur en bauge. [http://empreinte.asso.fr/la-bauge].	24
Figure 1. 10 : Maison en Terre paille. (Enquête paille Broustey) [http://empreinte.asso.fr/ecohabitat/la-paille].	25
Figure 1. 11 : Préparation de torchis [Marchal - Maisons Paysannes de France].	26
Figure 1. 12: Torchis hourdé sur lattis [Marchal - Maisons Paysannes de France].	26
Figure 1. 13 : Influence de la teneur en eau sur la densité de différents mélanges de sables et d'argiles selon le protocole du Proctor modifié [Itsvan, 1990].....	27
Figure 1. 14 : Relation entre la densité et la résistance à la compression en fonction de la teneur en eau et la pression de compactage [Olivier et Mesbah, 1986].....	28
Figure 1. 15 : Couches tétraédrique et octaédrique [Gautier, 2008].	30
Figure 1. 16 : Agencement des couches octaédriques et tétraédriques [Gautier, 2008].....	31
Figure 1. 17 : Eléments constitutifs d'une pâte de ciment. (CH) désigne la portlandite, (CSH) désigne l'hydrate tobermorite et (Ett.) désigne l'ettringite [Saussaye, 2012].	33
Figure 1. 18 : Mécanisme de l'adsorption de cations Ca^{2+} sur la surface latérale d'une argile de type 2:1 [Konana 2006].	35
Figure 1. 19 : Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux avant le traitement [Cabane, 2004].	36
Figure 1. 20 : Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux après le traitement [Cabane, 2004].	36
Figure 1. 21 : Hydrates calciques développés par réaction pouzzolanique à partir d'argiles (a) et du quartz (b).	38
Figure 1. 22 : Modification des limites d'Atterberg d'un sol après traitement à la chaux.	40
Figure 1. 23 : Evolution de la contrainte axiale de sol argileux plastique traités à la chaux en fonction du temps [Khattab, 2002].....	42

Figure 1. 24: Courbes contrainte axiale – déformation du sol argileux plastique à 7 jours [Khattab, 2002].	43
Figure 1. 25 : Contrainte de pré-consolidation en fonction du pourcentage de chaux ajouté.	43
Figure 1. 26 : Variation de la résistance en compression simple avec de la chaux ajoutée.	44
Figure 1. 27 : Evolution de la contrainte axiale d'un sol traité à la chaux en fonction du temps [Lasledj, 2009].	44
Figure 1. 28 : Effet du traitement du ciment sur le comportement contrainte-déformation du sol de Palouse [Sariosseiri & Muhunthan, 2009].	45
Figure 1. 29 : Résistance à la compression simple en fonction du temps [Morel, 1984].	46
Figure 1. 30 : Effet de l'âge de durcissement sur la résistance à la compression avec le dosage de ciment ajouté [Bahar et al., 2004].	46
Figure 1. 31 : Evolution du potentiel de retrait linéaire d'une montmorillonite avec la proportion de chaux ajoutée [Bell, 1996].	48
Figure 1. 32 : Potentiel de gonflement des échantillons d'Impersol traité à la chaux à différents temps de maturation à 20°C [Lasledj, 2009].	48
Figure 1. 33 : Influence des ajouts sur le potentiel de gonflement pour un temps de mûrissement de 180 jours [Mrabent et al., 2011].	49
<i>Figure 1. 34 : Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la teneur en eau à différents âges (28, 60 et 90 jours).</i>	50
Figure 1. 35 : Evolution des propriétés élastiques en fonction de la teneur en argile du sol pour les deux dosages en ciment (180 jours de cure).	51
<i>Figure 1. 36 : Variation du retrait linéaire normalisé des échantillons préparés au laboratoire (a) et sur le chantier (b).</i>	53
<i>Figure 1. 37 : Courbes de distribution porosimétrique d'un béton déterminé par technique d'intrusion au mercure à 20 °C et à 200 °C [Zeiml et al. 2006].</i>	54
Figure 1. 38 : Comparaison des approches de Klinkenberg et de Carman sur plusieurs échantillons de sol injecté [Aït alaiwa, 2007].	56
Figure 1. 39 : Evolution de la perméabilité intrinsèque avec la température dans les mortiers et les bétons ordinaires et hautes performances.	57

Figure 1. 40 : Variation de la perméabilité apparente et de la perméabilité intrinsèque en fonction de la température.	57
Figure 1. 41 : Influence de la saturation en eau sur la perméabilité au gaz d'un béton.	58
Figure 1. 42 : Evolution de la perméabilité d'un sol argileux de Chypre traité avec la chaux pour différents temps de maturation.	59
Figure 1. 43 : Evolution de la perméabilité d'un sol argileux plastique traité à la chaux pour différents temps de maturation [Khattab, 2002].	59
Figure 1. 44 : Evolution de la perméabilité d'un sol traité à la chaux en fonction du temps [Lasledj, 2009].	60
Figure 1. 45 : Profondeur et zone de carbonatation du béton mesuré par la phénolphtaléine [Guimond-Barrett, 2013].	62
Figure 1. 46 : Profondeur de carbonatation en fonction du temps pour des mélanges sol-ciment.	63
Figure 2. 1 : Sol argileux (a) en vrac (b) après broyage.	66
Figure 2. 2 : Sol sableux (a) en vrac (b) après broyage.	66
Figure 2. 3 : Comparaison de l'émission du dioxyde de carbone pour différents types de ciment.	68
Figure 2. 4 : Vue macroscopique du chanvre et de la chènevotte.	69
Figure 2. 5 : Vue microscopique d'une particule de chènevotte [Garcia-Jaldon, 1995].	71
Figure 2. 6 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams.	73
Figure 2. 7 : Diffractomètre utilisé.	74
Figure 2. 8 : Microscope Électronique à Balayage Environnemental.	74
Figure 2. 9 : (a) Table vibrante, (b) table à chocs.	75
Figure 2. 10 : Eprouvettes (a) après coulage et conservées à l'air libre (b).	76
Figure 2. 11 : Eprouvettes conservées à 23°C et 90% HR.	76
Figure 2. 12 : Essai de compression simple sur les éprouvettes de béton de terre et mise en place des capteurs.	77

Figure 2. 13 : Types de configuration (a) direct, (b) semi-indirect et (c) indirect [Bungey, 2006]	78
Figure 2. 14 : Dispositif PUNDIT (a) étalonnage (b) et mesure du temps de propagation des ondes ultrasonores.....	80
Figure 2. 15 : Dispositifs expérimentales de l'essai de flexion 3 points.....	81
Figure 2. 16 : Eprouvettes et dispositif expérimental utilisé pour la mesure de la porosité à l'eau.....	83
Figure 2. 17 : Schéma de l'angle de mouillage	84
Figure 2. 18 : Schéma de l'entrée du mercure selon le modèle de pores cylindriques en cul de sac [Daian, 2007]	84
Figure 2. 19 : Schémas illustrant la différence entre le modèle et la taille réelle du pore.....	85
Figure 2. 20 : Schéma de connectivité de deux pores.	85
Figure 2. 21 : Porosimètre à mercure.	87
Figure 2. 22 : Schéma de mesure de l'absorption capillaire.....	88
Figure 2. 23 : Dispositif expérimental de mesure de perméabilité au gaz : perméamètre à charge constante.	91
Figure 2. 24 : Dispositif de mesure du retrait.	92
Figure 2. 25 : Dispositif expérimental de l'essai de fluage en flexion.	92
Figure 3. 1 : Courbe granulométrique par tamisage humide et sédimentation du sol argileux.	94
Figure 3. 2 : Résultats de diffraction des rayons X du sol argileux.....	95
Figure 3. 3 : Photos MEB avec un agrandissement élevé (a, b), et un faible grossissement (c) Spectre de phase moyen (d).....	96
Figure 3. 4 : Courbe granulométrique par tamisage humide et par sédimentation du sol sableux.....	97
Figure 3. 5 : Courbes granulométriques par tamisage et sédimentation du sol argileux et du sol sableux.....	97
Figure 3. 6 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 7 jours.....	99

Figure 3. 7 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 28 jours.....	99
Figure 3. 8 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 7 jours.....	100
Figure 3. 9 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 28 jours.....	100
Figure 3. 10 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 180 jours.....	101
Figure 3. 11 : Résistance à la compression des éprouvettes durcies à 60% et 90% d'HR à 7 jours.....	102
Figure 3. 12 : Résistance à la compression des éprouvettes durcies à 60% et 90% d'HR à 28 jours.....	103
Figure 3. 13 : Résistance à la compression à 7, 28, et 180 jours.....	104
Figure 3. 14 : Relation entre la densité sèche et la résistance à la compression....	105
Figure 3. 15 : Courbes contraintes - déformations verticales et horizontales à 7 jours, 28 jours et 180 jours.....	106
Figure 3. 16 : Influence du sol argileux et des fibres sur le module de Young à 7 jours.....	106
Figure 3. 17 : Influence du sol argileux et des fibres sur module de Young à 28 jours.....	107
Figure 3. 18 : Influence du sol argileux et des fibres sur module de Young à 180 jours.....	107
Figure 3. 19 : Evolution du module d'Young en fonction du temps avec 0% de fibres.....	107
Figure 3. 20 : Evolution du module d'Young en fonction du temps avec 0.6% de fibres.....	108
Figure 3. 21 : Evolution du module d'Young en fonction du temps 1.2% de fibres.....	108
Figure 3. 22 : Influence du sol argileux sur la VU.....	110
Figure 3. 23 : Influence du sol argileux sur la vitesse de propagation du son.....	111
Figure 3. 24 : Effet des conditions de cure des éprouvettes sur la VU à 60% et 90% d'HR.....	111

Figure 3. 25 : Influence des fibres sur la VU pour les bétons de terre avec (a) 0% et (b) 20% de sol argileux.	112
Figure 3. 26 : Influence des fibres sur la VU pour pour les bétons de terre avec (a) 30% et (b) 40% de sol argileux.	112
Figure 3. 27 : Corrélation entre la VU et la résistance à la compression à 7 jours, 28 jours et 180 jours.	113
Figure 3. 28 : Relation entre la vitesse de propagation des ultrasons et le module d'élasticité dynamique.....	114
Figure 3. 29 : Relation entre le module dynamique (par ultrason non destructive) et le module statique (par rupture des éprouvettes) du béton à 7 jours.....	115
Figure 3. 30 : Relation entre le module dynamique (par ultrason non destructive) et le module statique (par rupture des éprouvettes) du béton à 28 jours.....	115
Figure 3. 31 : Relation entre le module dynamique et le module statique du béton à 7 jours et 28 jours.	116
Figure 3. 32 : Echantillon avant essai (a) et après essai (b).	117
Figure 3. 33 : Influence du sol argileux et des fibres sur le comportement à la flexion à 28 jours.	118
Figure 3. 34 : Influence du sol argileux et des fibres sur le comportement à la flexion à 60 jours.	119
Figure 3. 35 : Courbe contrainte déplacement de flexion à 28 jours.	120
Figure 3. 36 : Courbe contrainte déplacement de flexion à 60 jours.	120
Figure 3. 37 : Position des capteurs en 3D.	122
Figure 3. 38 : Mesure l'atténuation acoustique.	123
Figure 3. 39 : Effet de sol argileux et des fibres sur l'atténuation acoustique.....	124
Figure 4. 1 : Deux familles des déformations différées.	127
Figure 4. 2 : Différents types de retrait dans les bétons cimentaires et leur intensité [source : The Concrete Portal]	129
Figure 4. 3 : Influence du rapport E/C sur le retrait endogène de la pâte de ciment.	130

Figure 4. 4 : Variation du retrait d'un béton classique (a) et d'un béton à haute performance (b).	131
Figure 4. 5 : Effet du rapport E/C sur le retrait de dessiccation d'une pâte de ciment.	131
Figure 4. 6 : Evolution du retrait en fonction de la taille de l'éprouvette après un mois (a) et quatre mois (b).	133
Figure 4. 7 : Retrait de dessiccation en fonction du temps pour des éprouvettes de taille différente.....	133
Figure 4. 8 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait endogène.	134
Figure 4. 9 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait total. ..	135
Figure 4. 10 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait du séchage.	135
Figure 4. 11 : Évolution de la perte de masse en fonction du temps.....	136
Figure 4. 12 : Relation entre le retrait de séchage et la perte de masse.....	136
Figure 4. 13 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait endogène.....	138
Figure 4. 14 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait de séchage.	138
Figure 4. 15 : Évolution de perte de masse en fonction du temps.	138
Figure 4. 16 : Retrait de séchage des éprouvettes de dimension 4x4x16cm ³ et 7x7x28cm ³ avec 0% de sol argileux.....	139
Figure 4. 17 : Evolution de la perte de masse en fonction du temps de cure des éprouvettes 4x4x16 cm ³ et 7x7x28 cm ³ avec 0% de sol argileux.	140
Figure 4. 18 : Comparaison du retrait de séchage des éprouvettes 4x4x16cm ³ et 7x7x28cm ³ avec 20% de sol argileux.....	140
Figure 4. 19 : Evolution de la perte de masse en fonction du temps de cure des éprouvettes 4x4x16 cm ³ et 7x7x28 cm ³ avec 20% de sol argileux.	141
Figure 4. 20 : Représentation simplifiée du fluage propre.....	142
Figure 4. 21 : Déformation du fluage propre en fonction de l'âge de chargement...	143
Figure 4. 22 : Relation qualitative entre le fluage et différents facteurs influençant les déformations de fluage.....	144

Figure 4. 23 : Influence des fibres sur le fluage en flexion du béton de terre avec 0% de sol argileux.....	146
Figure 4. 24 : Fluage en flexion de la formulation 20A0F et 20A1.2F.	146
Figure 4. 25 : Influence de sol argileux sur le fluage en flexion du béton de terre. .	147
Figure 4. 26 : Influence du sol argileux sur le fluage en flexion du béton de terre. .	148
<i>Figure 5. 1 : Relation entre la porosité effective et la porosité totale estimée.</i>	<i>151</i>
Figure 5. 2 : Influence des fibres et du sol argileux sur la porosité du béton de terre à 7 jours (a) et 28 jours (b).....	152
Figure 5. 3 : Corrélation entre la résistance à la compression et la porosité.....	152
Figure 5. 4 : Influence des fibres et du sol argileux sur la densité apparente.....	153
Figure 5. 5 : Fraction du volume poreux accessible versus des rayons d'accès > R.	154
Figure 5. 6 : Fonction de distribution du volume poreux.	155
Figure 5. 7 : Schéma d'un capillaire.....	157
Figure 5. 8 : Evolution de la masse des éprouvettes en fonction du temps d'immersion dans l'eau à 7 jours.....	158
Figure 5. 9 : Evolution de la masse des éprouvettes en fonction du temps d'immersion dans l'eau à 7 jours.....	159
Figure 5. 10 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau des éprouvettes âgées de 7 jours.	160
Figure 5. 11 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau des éprouvettes âgées de 7 jours.	160
Figure 5. 12 : Effet de sol argileux et de fibres sur le coefficient d'absorption d'eau maximal à 7 jours.....	161
Figure 5. 13 : Coefficient d'absorption d'eau à 6 heures des éprouvettes à 7 jours.	161
Figure 5. 14 : Corrélation entre la densité apparente et coefficient d'absorption d'eau à 7 jours.	162
Figure 5. 15 : Evolution de la masse des éprouvettes âgées de 28 jours en fonction du temps d'immersion.....	162

Figure 5. 16 : Evolution de la masse des éprouvettes en fonction du temps d'immersion dans l'eau à 28 jours.....	163
Figure 5. 17 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau des éprouvettes âgées de 28 jours.....	164
Figure 5. 18 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau des éprouvettes âgées de 28 jours.....	164
Figure 5. 19 : Effet de sol argileux et de fibres sur le coefficient d'absorption d'eau maximal à 28 jours.....	165
Figure 5. 20 : Coefficient d'absorption d'eau à 6 heures des éprouvettes à 28 jours.....	166
Figure 5. 21 : Corrélation entre la densité et coefficient d'absorption d'eau à 28 jours.....	166
Figure 5. 22 : Effet du pourcentage de sol argileux sur la perméabilité 0% de fibres.....	167
Figure 5. 23 : Effet du pourcentage de sol argileux sur la perméabilité 1.2% de fibres.....	167
Figure 5. 24 : Effet du pourcentage de sol argileux et des fibres sur la perméabilité.....	168
Figure 5. 25 : Corrélation entre la perméabilité et la porosité à l'âge de 28 jours. .	169
Figure 5. 26 : Direction de fendage de la poutre (a) et Section de la poutre après pulvérisation de la phénolphtaléine (b).	169
Figure 5. 27 : Profondeur de la zone de carbonatation du béton de terre pour différentes formulations à 4 et 10 mois.	170
Figure 5. 28 : Effet de sol argileux sur la carbonatation (a) 0% de fibres et (b) 1,2% de fibres.....	171
Figure 5. 29 : Effet de fibres sur la carbonatation (a) 0% de sol argileux et (b) 20% de sol argileux.....	171
Figure 5. 30 : Evolution de la profondeur de carbonatation du béton à base de terre.....	172
Tableau 1 : Résumé des différents types d'argile.....	31
Tableau 2 : Description des quatre mélanges.....	47

Tableau 3 : Résistance de compression maximale des sols traités au ciment.....	47
Tableau 4 : Les composants des formulations du béton à base de terre.....	52
Tableau 5 : Composants des différents types de ciment (Norme ciments courants - NF EN 197-1 , n.d.).....	67
Tableau 6 : Composition des minéraux du ciment.	68
Tableau 7 : Résistance à la compression du ciment.....	68
Tableau 8 : Avantages techniques, économiques et écologiques des fibres naturelles comparés aux fibres synthétiques [Bonnaudet, 2007].....	70
Tableau 9 : Proportions des différents constituants du béton de terre.....	72
Tableau 10 : Distribution granulaire du sol argileux obtenue par tamisage humide et sédimentation.....	93
Tableau 11 : Propriétés du sol argileux.....	94
Tableau 12 : Distribution granulaire du sol sableux obtenue par tamisage humide et sédimentation.....	96
Tableau 13 : Résultats des caractéristiques à la rupture des poutres.....	121
Tableau 14 : Vitesse de propagation des ondes acoustiques.....	125
Tableau 15 : Quelques propriétés déduites des expériences de porosimétrie au mercure.....	155
Tableau 16 : Temps estimé pour la carbonatation totale des poutres en béton de terre.	172

RESUME

La conception écologique des structures et le développement durable jouent un rôle important dans l'industrie de la construction. Les matériaux écologiques de construction tels que le béton de terre, contenant une proportion de divers composants écologiques, sont de grande importance aujourd'hui. L'objectif de la production de ce béton est de réduire la consommation de ciment et donc la production de CO₂, de fournir des solutions pour éviter l'épuisement des ressources naturelles comme les granulats et de réduire la consommation d'énergie dans le processus de production.

Ces dernières années, de nombreux efforts ont été réalisés dans le domaine de la construction pour remplacer le béton traditionnel par des matériaux alternatifs tels que le béton contenant une forte proportion de divers composants écologiques appelés « vert » en maintenant des propriétés acceptables pour l'application souhaitée. Par exemple, les constructions réalisées à partir de la terre crue sont intéressantes considérant leurs meilleures propriétés thermiques et acoustiques par rapport à un béton ordinaire. Cependant, des recherches additionnelles sont nécessaires pour mieux comprendre leurs propriétés mécaniques et leur durabilité.

Cette étude vise à optimiser la composition d'un nouveau béton écologique constitué de sols locaux. Plusieurs mélanges composés de différentes proportions de sols argileux, de sols sableux et de faible quantité de ciment, de chaux et de fibres de chanvre ont été testés. La minéralogie et la composition chimique du sol argileux ont été étudiées par analyse des résultats obtenus par diffraction des rayons X (DRX) et par Microscopie à balayage électronique (SEM) associée à la spectrométrie dispersive énergétique des rayons X (EDS). Le compactage des mélanges de béton de terre a été réalisé par vibration, comme dans le cas d'un béton ordinaire, pour obtenir l'ouvrabilité requise sur les chantiers de construction. Des essais de compression ont été effectués sur des éprouvettes d'âges différents et conservées dans différentes conditions de cure. La technique non destructive des ultrasons a été utilisée pour suivre le durcissement du béton de terre en fonction des conditions de cure. Les propriétés de transfert de ce béton ont été aussi étudiées en réalisant des essais de perméabilité, de porosité à l'eau, de porosimétrie à mercure et des essais d'absorption

d'eau. La carbonatation de ce béton a été également évaluée. La durabilité du béton de terre a été examinée en suivant les déformations différées et plus particulièrement le retrait endogène et de dessiccation ainsi que le fluage en flexion.

MOTS CLÉS :

Béton de terre, sol argileux, fibres de chanvre, résistance à la compression, flexion 3 points, ultrason, retrait endogène, retrait de dessiccation, porosité à l'eau et au mercure, absorption d'eau, fluage.

ABSTRACT

The ecological design of structures and the sustainable development is nowadays of high importance in the construction industry. Thus, alternative building materials such as soil concrete containing a proportion of various ecological components are of high importance nowadays. The aim of producing ecological concrete is to reduce the consumption of cement and thus the CO₂ production, to provide alternatives to the impoverishment of resources and to reduce the energy consumption in the production process.

In recent years, many changes have been observed in the construction methods with the aim to replace traditional concrete by alternative construction materials such as concrete containing a high proportion of various ecological component called "green" while maintaining acceptable properties for the desired application. For instance, constructions made of cost effective raw soils are of real interest since the thermal and acoustic properties are more important than that of ordinary concrete. However, more researches are needed in order to have a better understanding of their mechanical properties and their durability.

This study aims to optimize the composition of a new ecological concrete constituted of upgraded excavated soil. Several soil concrete mixtures, composed of different proportions of clayey soil, sandy soil and small quantities of cement, lime and hemp fibers have been tested. The mineralogy and chemical composition of clayey soil was studied by X-ray diffraction (XRD) analysis, and by Environmental Scanning Electron Microscopy (SEM) coupled with the X-Ray Energy Dispersive Spectrometry (EDS). The casting of the concrete mixtures has been realized by vibration, as ordinary concrete, to obtain the required workability on construction sites.

Compressive tests have been carried out on samples at different curing time and conditions. The ultrasonic non-destructive technique has been used for monitoring the hardening of soil concrete in function of the curing conditions. As soil concrete presents important volumetric change that can cause the infiltration of water and impact their durability, an experimental investigation on autogenous and drying shrinkage is reported. Water porosity and water absorption tests have been also carried out to

evaluate the transfer property of the porous material. The carbonation of this concrete was also evaluated. The durability of the soil concrete was examined by following the deferred deformations and more particularly the endogenous shrinkage and desiccation as well as the flexural creep.

KEYWORDS :

Soil concrete, clayey soil, hemp fibers, compressive strength, ultrasonic method, autogenous shrinkage, desiccation shrinkage, water and mercury porosity, water absorption, creep, 3 points bending.

INTRODUCTION GENERALE

De nos jours, le changement climatique est l'un des défis les plus complexes. Les humains sont en face des phénomènes extrêmes tels que le réchauffement de la planète, la fonte de la glace polaire, les inondations, les incendies de forêt, les tremblements de terre, les tsunamis, etc. Une des différentes causes responsables du réchauffement climatique est les émissions de gaz à effet de serre notamment le CO₂. L'aspect écologique d'un bâtiment ou d'un ouvrage, tout comme la sécurité et la pérennité mécanique, prend une place importante dans la construction. Selon les études de l'OCDE (**Organisation de Coopération et de Développement Economique**), la phase d'utilisation des bâtiments représente 25% à 40% de la consommation totale d'énergie dans les pays de l'OCDE (*figure 1.1*). Cette consommation est équivalente à celle du secteur industriel.

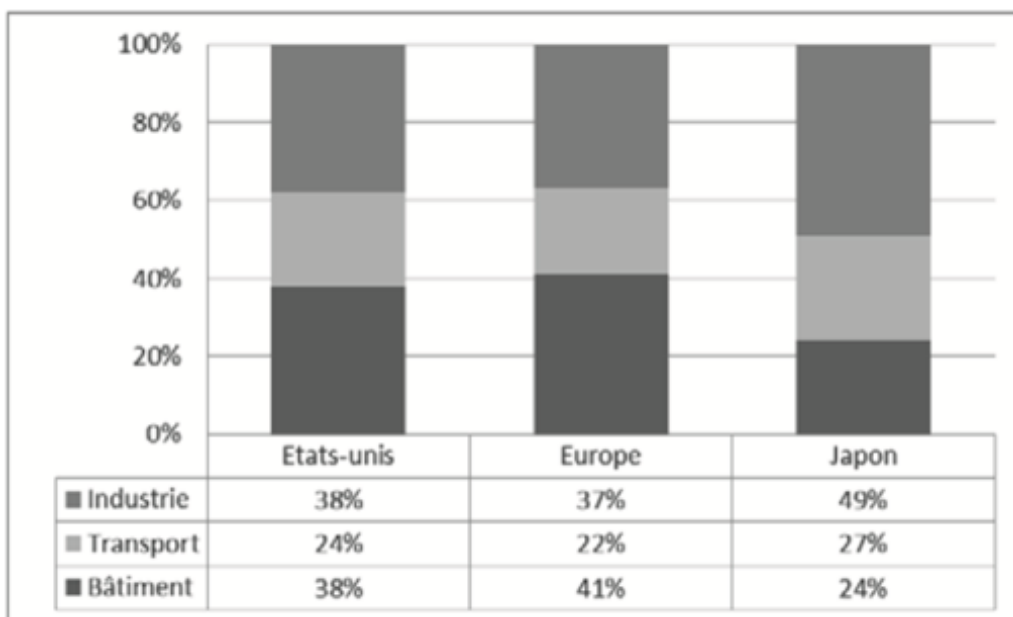


Figure 1. 1: Répartition des consommations énergétiques liées à l'usage par secteur d'activité

(source : OCDE, 03) (hors construction : manufacture et transport)

Ainsi, le secteur du bâtiment affecte fortement l'environnement, par rapport aux autres domaines principaux dans la vie humaine, par les consommations de ressources

naturelles et d'énergie. Ces consommations s'accompagnent par l'émission des polluants et l'épuisement des ressources naturelles non renouvelables. Afin de pallier à ces problèmes, il est nécessaire, entre autres, de diminuer la consommation d'énergie et d'avoir recours à des matériaux à faibles impacts environnementaux.

Depuis les temps les plus reculés, la terre crue composée essentiellement d'argile et de particules fines, constitue un matériau de base de forte importance. En effet, elle est disponible en grande quantité partout. Elle ne nécessite que très peu d'énergie pour sa fabrication et ne génère et pas de déchets. La terre crue a été utilisée dans la construction sous différentes formes tels que : l'adobe, le pisé, la terre paille, le torchis, les briques de terre compressée, la bauge (terre crue empilée), etc. La terre crue peut également être utilisée comme matériau de remplissage et d'isolation et formuler des enduits. Elle a servi à la construction de grandes œuvres, parfois colossales, par diverses civilisations comme l'Inde et l'Asie Centrale, la Mésopotamie, etc. Selon les recherches du Centre international de la construction en terre [**CRATerre**], 30% de la population mondiale vit dans un habitat en terre. Environ 50% de la population, en majorité rurale et au moins 20% de la population urbaine et périurbaine dans les pays en voie de développement. On montre ainsi que 60% des habitations du Pérou sont bâties en adobe ou en pisé. A Kigali, capitale du Rwanda, 38% des logements sont en terre. En Inde, des données de 1971 établissaient que 72,20% du parc immobilier est construit en terre : 67 millions de maisons où vivent près de 375 millions de personnes.

Les éco-matériaux à base de sol argileux représentent l'avenir de la construction. On assiste ces dernières années à des changements de comportement et une volonté de voir les bétons classiques remplacés par des bétons contenant une forte proportion de produits dits « écologiques » variés pour favoriser cette mutation. Ces bétons écologiques ont pour objectif de réduire la consommation du ciment, donc la production de CO₂ et maintenir des propriétés acceptables. De nos jours, les constructions sont des structures plus complexes, plus grandes et nécessitent des matériaux plus performants. De ce fait, des études sont nécessaires pour comprendre les phénomènes liés aux interactions physico-chimiques entre les sols argileux et les liants et permettant de mettre en évidence le rôle de chaque liant et les cinétiques des réactions chimiques à l'échelle macroscopique ou microstructurale afin de pouvoir améliorer les caractéristiques de ces bétons. Plusieurs études récentes ont traité le comportement mécanique et hygrothermique des murs en terre [**Bui et al., 2011 et**

2104 ; Gallipoli et al., 2016 ; Laborel-Préneron et al., 2016 ; Phung et al., 2016 ; Fouchal et al., 2015 ; Medjelekh et al., 2015] ainsi que les performances parasismiques [**Soudani et al., 2016**].

Parmi ces matériaux, le béton à base de sol argileux apparaît comme une solution pertinente. Ce matériau est utilisé comme matériau de remplissage associé à une ossature bois pour l'application comme mur non porteur. Hibouche [**Hibouche, 2013**] et Eid [**Eid, 2016**] ont étudié de nombreux ouvrages prototypes réalisés en Normandie par un éco-géo-matériau à base de terre crue. Cet éco-béton nommé « Cématerre » a été coulé dans des banches et décoffré en 24h selon le même principe qu'un béton classique. Ce béton à base de terre est composé d'environ 80% de sol naturel, amendé ou pas avec des granulats de béton recyclé, et traité avec 8% de ciment et 3% de chaux. Ce nouveau matériau atteint une résistance mécanique raisonnable de l'ordre de 10 MPa en compression simple.

L'objectif de cette thèse est de faire suite à ces travaux afin d'avoir une meilleure compréhension des divers mécanismes à l'échelle micro et macrostructurales (interactions liants-argiles, fissuration induite par la dessiccation, effet de cure, durabilité, etc.) et de corriger les imperfections de ce type d'éco-matériaux pour pouvoir généraliser son utilisation.

Comme tout nouveau matériau, le béton à base de sol argileux étudié dans cette thèse nécessite des plans d'expérience permettant d'optimiser sa formulation et de mieux comprendre son comportement par l'effet de la proportion des fines et de l'ajout des fibres de chènevotte. La thèse est composée de cinq chapitres :

- Le premier chapitre est une synthèse bibliographique succincte. Dans ce chapitre, les différentes méthodes de traitements de la terre crue pour la construction, les différents modes d'utilisation et de mise en œuvre seront présentés. L'état de l'art de mécanisme de l'interaction physico – chimique de sols argileux – liants. Une synthèse de traitement du sol par le ciment, la chaux et les fibres ainsi que les propriétés de béton à base de terre tels que le comportement mécanique, les propriétés du transfert et les déformations différées sont présentés de même, l'effet de sol argileux et des fibres sur le comportement mécanique sera présenté.
- Les matériaux utilisés, les formulations testées ainsi que tous les dispositifs

expérimentaux utilisés dans ce travail de thèse seront abordés au chapitre deux. L'optimisation de la formulation de béton à base de sol argileux a pour objectif de minimiser la quantité de liants et des fibres et donc de maximiser la quantité de sol argileux tout en ayant des caractéristiques acceptables.

- Le chapitre trois aborde la caractérisation du sol argileux et du sol sableux. La résistance à la compression ainsi que la vitesse de propagation des ondes ultrasonores du béton avec différents pourcentages de sol argileux et de fibres de chanvres sont présentées. L'effet de conservation des éprouvettes dans deux conditions de cure (dans l'eau et à l'air libre) a été évalué. En effet, la détermination des caractéristiques mécaniques et hydriques ainsi que l'identification minéralogique des particules fines sont nécessaires afin de mieux comprendre le comportement de ce type de béton. Le comportement du béton en traction a été aussi étudié en réalisant des essais de flexion 3 points.
- Le chapitre quatre aborde les résultats des déformations différées du béton tels que : le retrait et le fluage.
- Le chapitre cinq présente les propriétés de transfert du béton à base de sol obtenues avec des essais tels que : la porosité à l'eau, la porosité au mercure, l'absorption capillaire, la perméabilité au gaz et la carbonatation. Ces propriétés influencent directement la durabilité du béton de terre.

CHAPITRE 1 - ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

La terre crue est utilisée comme un matériau de construction depuis très longtemps, notamment pour la construction des maisons individuelles. Selon un document de CRATerre (Centre international de la construction en terre) [Guillaud et Houben, 2006], plus d'un tiers des habitants de la planète habitent encore dans des maisons en terre. En effet, la terre crue est une source naturelle. C'est un matériau économique et facile à utiliser quand la technologie de construction n'était pas encore développée. Dans la construction, le sol a été souvent compacté sous forme de blocs pour améliorer ses caractéristiques telles que la résistance mécanique, les isolations, thermique et acoustique, etc. Pour cela, les sols argileux ont été couramment utilisés puisqu'ils présentent de bonnes propriétés de cohésion.

De nombreux travaux permettant d'utiliser largement la terre crue et de la renforcer par des fibres végétales ont été réalisés (le sol traité simple). On peut indiquer quelques exemples principaux : (i) le pisé (murs coffrés à partir de banches), (ii) la bauge (terre crue empilée et façonnée), (iii) l'adobe (brique moulée), (iv) les briques de terre compressée. La terre crue a été également utilisée comme un composant important dans certains matériaux de construction tels que (v) le torchis, (vi) la terre-paille et la terre-copeaux bois. En fait, la terre crue ou les sols traités simple présentent des propriétés mécaniques faibles mais avec de bonnes propriétés physiques comme le confort thermique. C'est pourquoi, ils ont été couramment utilisés pour construire des maisons de petites dimensions. On utilise rarement ces matériaux pour réaliser de grands ouvrages.

Le béton est le matériau de construction le plus usuel avec le ciment comme liant car il présente plusieurs avantages concernant la résistance mécanique et la mise en œuvre. Ce matériau a été utilisé pour construire la plupart des infrastructures (ex. ouvrages d'art, grands immeubles, maisons, etc.). Par conséquent, la consommation du ciment atteint un niveau très élevé qui peut évoquer de nombreux problèmes tels que la consommation d'énergie, la pollution environnementale, nuisances, épuisement des ressources naturelles, etc. Dans le contexte de la construction écologique et durable, la réduction du ciment dans la construction est considérée comme un critère

important, d'où l'idée d'utiliser des matériaux écologiques comme la terre crue ou les sols traités.

Dans certains projets de construction, par exemple pour les bâtiments de moins de deux étages, l'utilisation du béton peut être inutile. Le béton peut être remplacé par un matériau à base de terre crue appelé « le béton à base de terre ». Hibouche [Hibouche, 2013] a montré que le béton à base de terre peut présenter une résistance à la compression de l'ordre de 5MPa. Ce béton a été utilisé pour réaliser un bâtiment de deux étages [Hibouche, 2013 ; Van Damme et Houben, 2017].

Les applications du béton à base de terre sont en cours d'étude en raison de la variété de ses propriétés. Les études récentes portent sur les propriétés principales de ce matériau telles que la formulation, la résistance mécanique. Elles indiquent que ce matériau est sensible aux cycles de dessiccation-imbibition (cycles hygrothermiques), qui induisent des fissurations parfois remarquables [Hibouche, 2013]. Cependant, certaines propriétés physiques et propriétés mécaniques n'ont pas encore été étudiées comme le retrait, le fluage et les propriétés de transfert.

1.1. Matériaux de construction à base de terre crue

Dans le domaine de la construction, la terre crue a été utilisée depuis des milliers d'années. De nombreuses méthodes existent pour utiliser la terre crue en construction dont cinq très couramment employés : torchis, bauge, pisé, terre paille, adobe.

En France, les méthodes d'utilisation de la terre se distinguent par les différentes régions géographiques (*figure 1.2*) :

- Torchis en Alsace, Normandie et Bresse
- Brique crue dans la vallée de la Garonne et en Ile de France
- Bauge en Vendée et en Camargue
- Pisé en Dauphiné, Lyonnais, Auvergne, Bretagne et Beauce

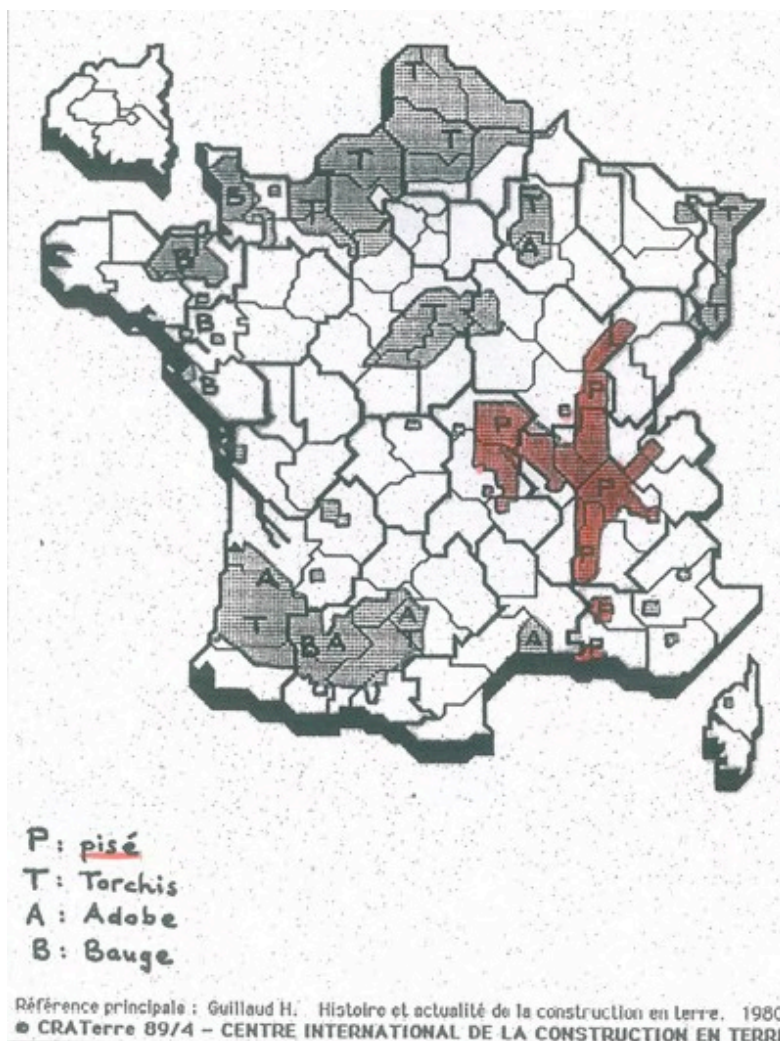


Figure 1. 2. Répartition de la terre à bâtir en France : [CRATerre].

1.1.1. Pisé - terre damée dans des coffrages

Le pisé est une terre damée dans des coffrages. Il est utilisé pour construire des murs monolithiques en compactant les couches successives de terre humide à l'intérieur des coffrages. Le mur est décoffré immédiatement après que la terre a été damée. L'épaisseur des murs en pisé peut varier de 30 à 120 cm et en moyenne de 50 cm. Le séchage du mur en pisé se fait lentement par l'évaporation d'eau sur ses surfaces (façades extérieure et intérieure) et peut durer de 1 à 2 ans.

La figure 1.3 présente les étapes principales lors d'une construction d'un mur en pisé : (i) installation des coffrages, (ii) coulage du pisé ; (iii) compactage des différentes couches, (iv) décoffrage.

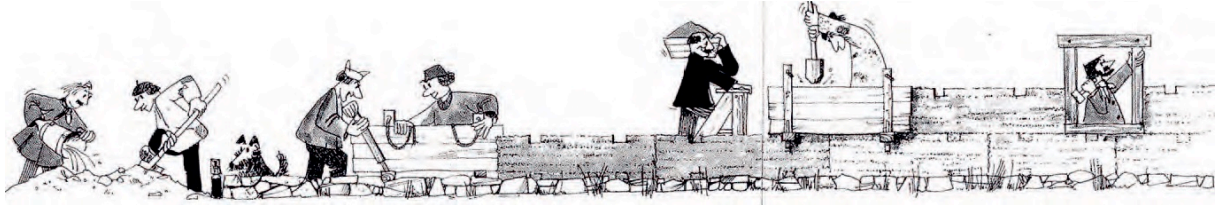


Figure 1. 3 : Etape d'exécution d'un mur en pisé [Gardère, 2012].

La figure 1.4 a, b, c, d présente une application du pisé pour réaliser un bâtiment individuel. On peut observer que les murs du bâtiment ont été réalisés par différentes couches en déplaçant verticalement les coffrages. En même temps, les portes et les fenêtres ont été fabriquées. Après le séchage, les murs présentent les joints entre différentes couches et les fissurations sur leurs surfaces apparaissent comme illustrées dans la figure 1.4.c.



a)



b)



c)



d)

Figure 1. 4 : Maison en pisé [Gardère, 2012].

1.1.2. Adobe - brique moulée

L'adobe est une brique de terre crue. Elle est fabriquée de façon manuelle en utilisant des moules. Elle est durcie par le séchage à l'air libre (au soleil). Depuis longtemps, les blocs en adobe sont largement utilisés dans la construction. Ces blocs séchés au soleil ont été utilisés 8000 ans avant JC [Guillaud et Houben, 1994]. On peut facilement trouver des maisons construites en terre dans différents pays en Asie (ex. Iran, Inde), en Amérique du Sud et en Afrique. Dans les pays en voie de développement, environ 50% des habitants vivent dans des logements de terre [Guillaud et Houben, 1994]. La brique de terre crue est souvent choisie pour construire les logements des pauvres puisque le budget de construction est limité et la technique est très facile à appliquer.

La figure 1.5 présente la technique de fabrication des briques de terre. Un mur est composé de nombreuses briques. Les briques de terre permettent de construire des maisons individuelles (*figures 1.6 – 1.8*) avec un coût très faible. Ces maisons ont de petites dimensions, typiquement 3 m de haut, l'épaisseur de la paroi variant de 0,25 m à 0,80 m. Pour fabriquer les briques de terre, on peut utiliser directement les sources de sol locales. La construction d'une maison ne nécessite pas d'ouvriers (ou ingénieurs, techniciens) qualifiés. Ce type de construction est couramment utilisé dans les zones rurales [Blondet et M., 2005].



Figure 1. 5 : (a) et (b) Technique de fabrication de l'adobe ; (c) Maison en adobe en construction [Hibouche, 2013].



Figure 1. 6 : Maison typique en adobe, Perou [Blondet et M., 2005].



Figure 1. 7 : Maison typique en adobe, Argentine [Blondet et M., 2005].



Figure 1. 8 : Maison typique en adobe, Inde [Blondet et M., 2005].

1.1.3. Bauge - terre empilée et façonnée

La bauge (terre empilée) est un système constructif par des couches de terre. C'est une technique de construction ancienne, répandue en Europe (en France : Bretagne), Afrique, Asie, Amérique et notamment dans le bassin rennais. La bauge permet de réaliser des murs porteurs dans des régions où le sous-sol est pauvre en pierres. Elle permet aussi de donner une bonne isolation thermique pour une maison à ossature bois [Claire et al., 2007]. La figure 1.9 présente une construction d'un mur en bauge.

La bauge est un mélange composé de terre crue à l'état plastique et de fibres végétales (parfois animales) :

- ✓ *La terre extraite directement du chantier sous la couche de terre végétale. Cette terre doit être moyenne argileuse : avec une bonne cohésion suffisante pour qu'elle ne fissure pas.*

-
- ✓ *Les fibres retiennent la cohésion et limitent le retrait et la fissuration de la terre au séchage. S'il y a plus de fibres, la résistance du mélange est plus importante mais difficile à mettre en œuvre.*
 - ✓ *Ensuite, on ajoute l'eau au mélange (10% à 20%) pour obtenir une pâte compacte, plastique, homogène et pas trop mouillée.*

Chaque fois ce mélange réalisé, des couches successives sur le mur sont réalisées. L'épaisseur d'une couche est de 60 cm.

La technique de construction en bauge est amorcée par la réalisation d'un soubassement en pierre (solin) qui protégera le mur des remontées d'humidité.



Figure 1. 9 : Construction d'un mur en bauge. [<http://empreinte.asso.fr/la-bauge>].

1.1.4. Terre paille

La terre paille est un mélange de terre et de la paille avec un taux de terre/paille de 20% et 80%. Elle est banchée en remplissage d'une structure à poteaux. Cette technique permet d'atteindre une isolation thermique importante, naturelle (écologique) et moins cher. (<http://empreinte.asso.fr/lisolation-paille-terre>).

- ✓ **La paille** est la tige de blé, d'orge, de seigle ou de toute autre plante contenant de l'air.
- ✓ **La terre** peut être extraite directement du terrassement de la maison :

Tout d'abord, on mélange la terre avec l'eau pour fabriquer la barbotine par une bétonnière ou un malaxeur. Ensuite, on tamise cette barbotine des cailloux < 5 mm afin d'obtenir une barbotine très liquide et bien homogène. Puis, on mélange cette barbotine et la paille trempée pour créer la terre paille.

L'épaisseur moyenne d'un mur est de 28 cm pour un poids de 200 à 300 kg/m³. La figure 1.10 présente une maison en terre paille.



Figure 1. 10 : Maison en Terre paille. (Enquête paille Broustey)
[<http://empreinte.asso.fr/ecohabitat/la-paille>].

1.1.5. Torchis ou terre de remplissage d'un treillis en bois

Le torchis est un matériau de construction à base de fibres végétales (parfois animales) et de terre argileuse (environ 20% de fibres et 80% de terre). Il n'a pas un rôle structurel et il a besoin d'une structure d'accroche (le lattis entre autres), une structure bois posée qui constitue l'ossature du bâti. Le rôle principal du torchis est l'isolation thermique et phonique. La construction de bâtiments à pan de bois ou à colombage remplis de torchis est utilisée partout en France où la terre argileuse était plus abondante que la pierre. Généralement, l'ossature porteuse principale est constituée de colombes de bois, complétée par un clayonnage à base de bois, petits morceaux de bois de châtaignier ou noisetier appelés fuseaux, éclisses, jonc, roseau ou bambou. La masse volumique de torchis est de 1600 – 1800 kg/m³. Les figures 1.11 et 1.12 présentent la mise en œuvre et une application de torchis. Le torchis est utilisé pour réaliser un remplissage d'une structure de type poteau-poutre comportant des montants de bois. On utilise des éclisses, branchettes ou palissons autour desquels sont enroulés des fuseaux de terre et de foin à l'état plastique.



Figure 1. 11 : Préparation de torchis [Marchal - Maisons Paysannes de France].

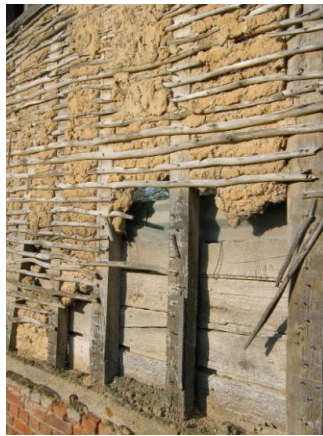


Figure 1. 12: Torchis hourdé sur lattis [Marchal - Maisons Paysannes de France].

De nombreuses études ont montrée la relation entre la densité et l'effort de compactage. Il est bien connu que, pour un effort de compactage donné, il existe une valeur optimale de la teneur en eau dont la densité est maximale. Les structures géotechniques, telles que les barrages ou les digues ont été construites selon la teneur en eau optimale qui correspond au compactage Proctor standard.

[Martin et Lambe, 1956 ; Faure, 1978 ; MVONDO-ONDOA, 1979] montrent que les sols peuvent avoir un comportement (figure 1.13) :

- ✓ *Sableux, s'ils contiennent plus de 90% de sable. Dans ce cas, la densité du mélange dépend peu de la teneur en eau et l'optimum de densité est relativement faible ;*
- ✓ *Sablo-argileux, s'ils contiennent entre 80 et 70% de sable. L'optimum de densité est mieux marqué ;*
- ✓ *Argilo-sableux, s'ils contiennent moins de 70% de sable. Dans ce cas, la densité du mélange dépend fortement de la teneur en eau et la densité optimale est élevée.*

La figure 1.13 montre que la teneur en eau des caractéristiques (la densité du sol (ρ) dépend de la teneur optimale en eau (W_o)) de la densité sèche augmente avec la teneur en sable (ou en argile). On peut donner deux remarques :

- ✓ La densité sèche maximale augmente avec la teneur en argile ;
- ✓ La teneur en sable diminue, le sol devient plus sensible à la teneur en eau optimale, donc la variation de la teneur en eau autour de l'optimum provoque une diminution importante de la densité.

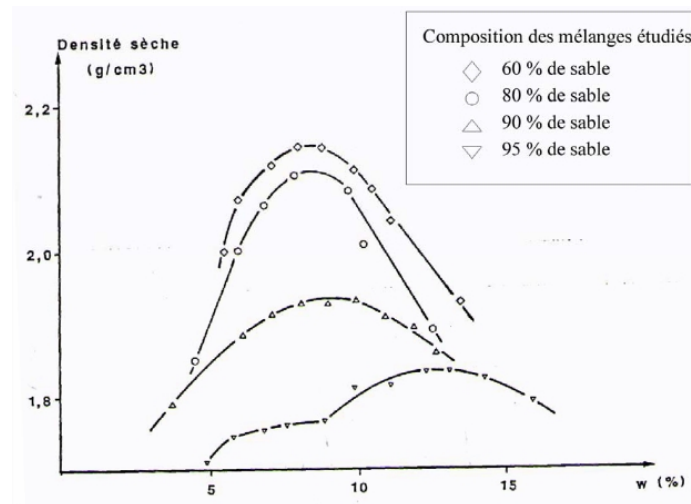


Figure 1. 13 : Influence de la teneur en eau sur la densité de différents mélanges de sables et d'argiles selon le protocole du Proctor modifié [Itsvan, 1990].

Plusieurs études ont analysé l'influence de l'énergie de compactage sur les propriétés mécaniques des matériaux à base de terre [Olivier et Mesbah, 1986; Venkatarama-Reddy et Jagadish, 1993; Attom, 1997; Mesbah et al., 1999; Kouakou et Morel, 2009]. Les résultats indiquent que la densité de matériau augmente en fonction de l'effort de compactage donc l'augmentation de sa résistance.

Olivier et Mesbah [Olivier et Mesbah, 1986] ont étudié l'effet de la pression de compactage sur les propriétés mécaniques de la terre "Isle d'Abeau" (50% de sable, 33% de limon et 17% d'argile kaolinitique). Des éprouvettes cylindriques de diamètre de 11 cm ont été testées à différents niveaux de pression de 1,2 MPa à 10 MPa. Les résultats montrent que les courbes de compactage se déplacent vers des valeurs inférieures de la teneur en eau lorsque la pression de compactage augmente. Après le compactage, les échantillons sont séchés dans une condition de température constante (27°C) et une humidité relative de 60%. Ensuite, ils ont été testés sous

compression non confinée jusqu'à rupture. Les résultats confirment que la résistance à la compression augmente en fonction de la densité (figure 1.14).

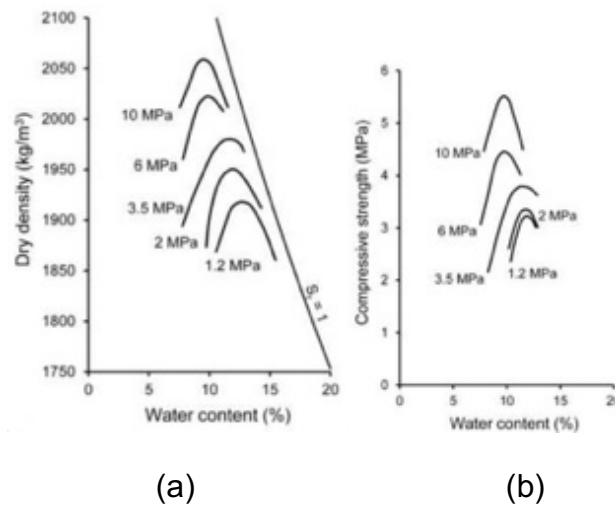


Figure 1. 14 : Relation entre la densité et la résistance à la compression en fonction de la teneur en eau et la pression de compactage [Olivier et Mesbah, 1986].

Résumé :

Les structures fabriquées à base de terre crue présentent les avantages suivants :

- ✓ *Matériaux peu coûteux ;*
- ✓ *Bonnes isolations thermique et acoustique ;*
- ✓ *Bonne hygrométrie pour l'environnement interne ;*
- ✓ *Mise en œuvre simple et facile.*

Par contre, le matériau à base de terre crue présente également les inconvénients suivants :

- ✓ *Résistance mécanique faible ;*
- ✓ *Mise en œuvre réalisée de façon manuelle ;*
- ✓ *Dégradation rapide des structures en terre à cause des changements climatiques (température, humidité de l'air).*

Pour éviter les inconvénients de la terre crue, des méthodes de traitement du sol ont été mise en place, par exemple le sol traité aux liants (chaux ou ciment), le béton à base de terre.

1.2. Sols traités aux liants

Dans le secteur de construction des bâtiments et des ouvrages, l'utilisation des matériaux à base de terre crue est de plus en plus importante. L'augmentation de ses performances mécaniques a donc un intérêt majeur afin de l'adapter aux conditions de construction moderne. Une des techniques les plus utilisées pour améliorer la durabilité et la résistance de ces matériaux est le traitement aux liants.

Cette partie décrit, dans un premier temps, les argiles qui représentent la fraction fine des sols, leurs constituants ainsi que leur agencement. Il s'ensuit un développement des phénomènes liés aux interactions physico-chimiques entre les sols argileux et les liants (chaux et ciments) et ceci à l'échelle macroscopique et microscopique. Les études donnent des informations relatives aux mécanismes de stabilisation des sols par les liants hydrauliques et les conditions d'utilisation des sols fins dans la construction.

1.2.1. Les argiles

Selon Caillère et al. [Caillère et al., 1982], l'argile est constituée de particules fines de taille inférieure à 2 μm . Les argiles se forment de l'altération et de la dégradation des roches qui affleurent à la surface de l'écorce terrestre en contact avec l'eau et sous l'effet des variations de température. Les argiles se trouvent dans des zones superficielles, le dépôt sédimentaire, provenant des roches magmatiques, métamorphiques ou sédimentaires rencontrées dans le substratum régional. Les particules argileuses sont formées principalement de phyllosilicates (silicates en feuillets, silicates d'aluminium et parfois de silicates de magnésium). Elles ont la forme de plaquettes fines développées dans un plan de l'espace qui résulte de l'empilement de couches tétraédriques et octaédriques.

Gautier [Gautier, 2008] montre que, le plan des tétraèdres, noté T, est composé de tétraèdres d'atomes d'oxygène autour de chaque atome noté Z (*figure 1.15*). Dans la couche tétraédrique, le cation dominant est Si^{4+} mais de fréquentes substitutions ont lieu avec Al^{3+} et, plus rarement, avec Fe^{3+} . Le plan d'octaèdres, noté O, est formé par des atomes d'oxygène et des groupements hydroxyles autour de chaque atome noté

M. Ces octaèdres (*figure 1.15*) forment un réseau hexagonal répété infiniment dans le plan du feuillet.

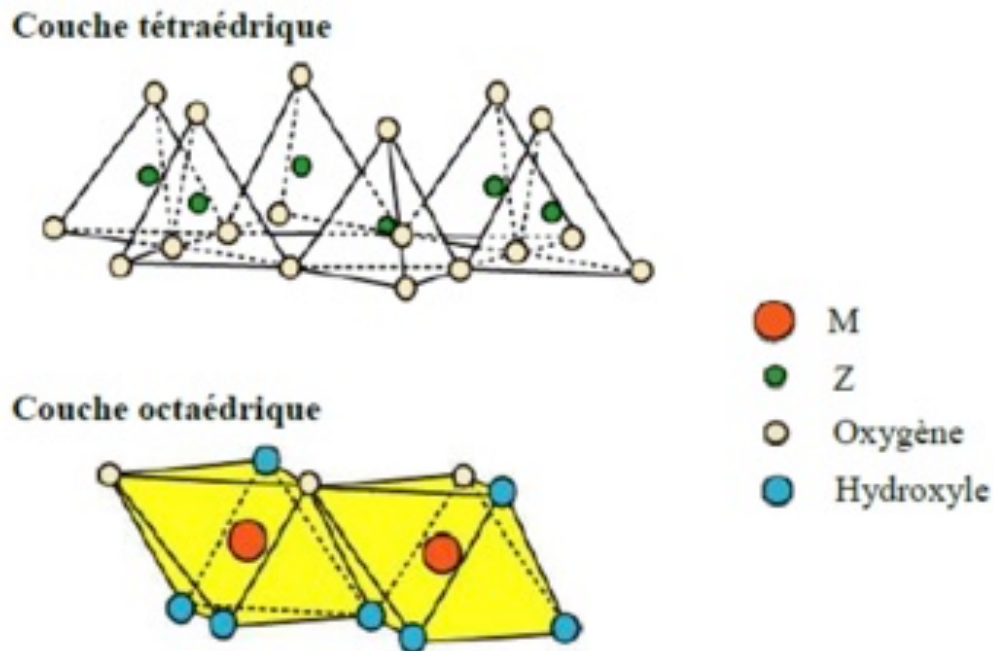


Figure 1. 15 : Couches tétraédrique et octaédrique [Gautier, 2008].

En mécanique de sol, on distingue trois grandes familles d'argiles (*figure 1.16*) :

- Groupe 1:1, les kaolinites ou T-O (1 couche octaédrique et 1 couche tétraédrique) équidistance voisine de 7 Å.
- Groupe 2:1, les micas ou T-O-T (1 couche octaédrique insérée entre 2 couches tétraédriques) équidistance variable entre 9 et 15 Å, suivant le remplissage ou non de l'espace interfoliaire;
- Groupe 2:1:1, la famille des smectites ou T-O-T est similaire au type précédent mais l'espace interfoliaire est occupé par une couche d'octaèdre brucitique (cation octaédrique = Mg) ou gibbsitique (cation octaédrique = Al). L'équidistance caractéristique est alors de 14 Å environ.

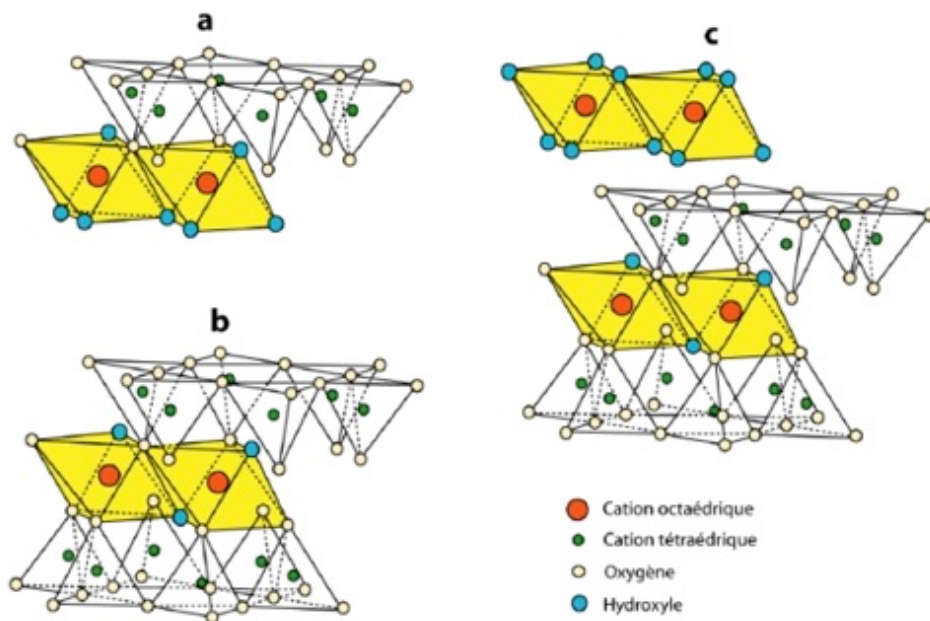


Figure 1. 16 : Agencement des couches octaédriques et tétraédriques [Gautier, 2008].

(a) feuillet de type 1:1, (b) feuillet de type 2:1,

(c) feuillet de type 2:1:1 avec une couche brucitique ou gibbsitique

Le Tableau 1 résume ces trois familles d'argiles présentées ainsi que leurs formules chimiques :

Type de l'argile	Combinaison des feuillets	Formule chimique	Espace interfoliaire
Kaolinite	T-O	$Al_2Si_2O_5(OH)_4$	Liaison hydrogène forte
Illite	T-O-T	$(K,H_3O)(Al,Mg,Fe)_2(Si,Al)_4O_{10}[(OH)_2,(H_2O)]$	Présence de K^+
Montmorillonite (Famille des smectites)	T-O-T	$(Na,Ca)_{0.3}(Al,Mg)_2Si_4O_{10}(OH)_2.nH_2O$	Présence ou pas des cations hydratés (Na^+ et Ca^+)

Tableau 1 : Résumé des différents types d'argile.

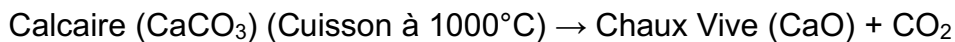
1.2.2. Liants hydrauliques

Afin d'atteindre des bonnes propriétés mécaniques dans le domaine de la construction en utilisant la terre crue, il faut utiliser des techniques pour traiter les sols. Ces techniques ont pour but d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et de limiter certaines pathologies comme le gonflement et le retrait. Le traitement est utilisé ainsi pour réduire la sensibilité du sol aux variations volumiques dues à la plupart du temps aux variations de la teneur en eau.

Le traitement des sols au ciment apparaît après l'apparence du ciment dans les années 1830. La technique de traitement des sols au ciment et à la chaux s'est développée rapidement après les années 1950. En France, la technique de stabilisation des sols par la chaux et/ou le ciment est vulgarisée en 1980 [Vénuat, 1980].

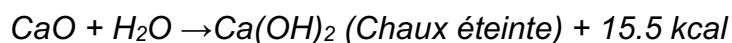
1.2.2.1. La chaux

La chaux est obtenue à partir d'un calcaire (CaCO_3 et autres minéraux) sous la décompression thermique à environ 1000°C . Le calcaire se décompose en chaux vive et en dioxyde de carbone, selon la formule suivante :



On distingue :

- ✓ *La chaux vive qui est avide d'humidité et est le produit direct de la thermolyse (ou calcination) du calcaire, principalement de l'oxyde de calcium (CaO).*
- ✓ *La chaux aérienne ou chaux éteinte est obtenue par la réaction de la chaux vive avec de l'eau ; elle est constituée surtout d'hydroxyde de calcium (Ca(OH)_2) et réagit avec le CO_2 de l'air comme la réaction ci-dessous :*



- ✓ *La chaux hydraulique contient en plus des silicates et des aluminates, car elle provient de calcaire argileux ; ses propriétés se rapprochent de celles des ciments.*

La chaux est utilisée afin de diminuer la teneur en eau des sols argileux et faciliter la mise en œuvre. Ses propriétés sont définies par les normes NF P98-101 et NF EN 459-1.

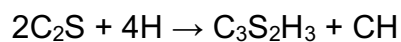
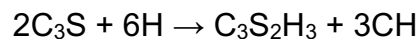
1.2.2.2. Le ciment

Le ciment est un produit composé principalement du clinker et d'autres additifs. Le clinker qui contient un mélange de calcaire d'environ (80%) et d'argile de l'ordre de (20%) est porté à des températures de 1450 – 1550°C et broyé en poudre fine inférieure à 80µm. Le ciment a quatre composés anhyres :

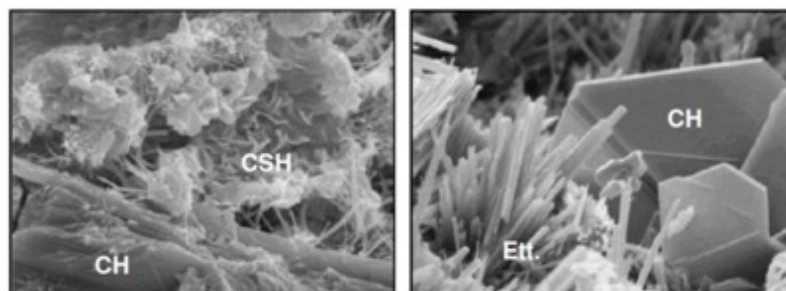
- ✓ Les aluminates tricalciques (C₃A)
- ✓ Les silicates bicalciques (C₂S)
- ✓ Les silicates tricalciques (C₃S)
- ✓ Les aluminoferrites tétracalciques (C₄AF)

Dès que le ciment est en contact avec l'eau, les aluminates tricalciques (C₃A) réagissent rapidement. Ces réactions perturbent la prise du ciment et change la durabilité des matériaux. C'est pourquoi le gypse de formule CaSO₄.2H₂O est ajouté au clinker. Le gypse permet de modérer les réactions de C₃A avec l'eau. La pâte de ciment est obtenue quand le ciment est mélangé avec l'eau. L'hydratation de la pâte de ciment entraîne les réactions et les composées suivantes :

- Silicates de calcium hydratés (CSH) issus de l'hydratation des C₂S et C₃S :



La Figure 1.17 présente la microstructure type d'une pâte de ciment, avec les principaux hydrates qui la composent.



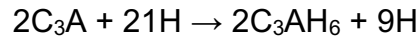
(a)

(b)

Figure 1. 17 : *Eléments constitutifs d'une pâte de ciment. (CH) désigne la portlandite, (CSH) désigne l'hydrate tobermorite et (Ett.) désigne l'ettringite [Saussaye, 2012].*

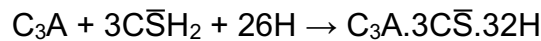
Le volume des CSH varie de 60% à 70% du volume de la pâte de ciment hydratée. Les CSH augmentent la cohésion et apportent une résistance au mélange.

- Aluminates de calcium hydratés (CAH) issus de l'hydratation rapide des aluminates tricalciques :

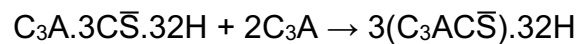


Les CAH provoquent une prise rapide de la pâte de ciment diminuent la malléabilité et augmentent légèrement la résistance aussi.

- Ettringite primaire ($C_3A.3\bar{C}\bar{S}H$ ou $CA\bar{S}H$) issue de la réaction des C_3A et des C_4AF avec le gypse, régulateur de prise :



- Ettringite secondaire issue de la réaction des C_3A avec l'ettringite primaire :



Dans les matériaux cimentaires, la quasi-totalité des réactions pouzzolaniques du ciment ont lieu avant 28 jours.

1.2.3. Interactions Argile-Liants

L'ajout des liants au sol argileux entraîne des interactions à l'échelle microscopique et à l'échelle macroscopique.

1.2.3.1. Echelle microscopique

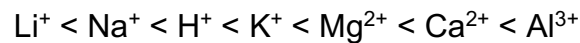
1.2.3.1.1. Cas de la chaux

Quand la chaux est mélangée avec le sol argileux, des réactions successives avec les particules d'argiles apparaissent en deux phases : les réactions à court terme et les réactions à long terme. Selon Cabane et Lasledj [Cabane, 2004 ; Lasledj, 2009], les réactions à court terme sont dû à l'échange cationique, la floculation et l'agglomération ; tandis que les réactions à long terme sont dues aux réactions pouzzolaniques et à la carbonatation.

✓ Echange cationique

Dans le sol, les argiles présentent un déficit de charge, elles ont la propriété de fixer l'ion calcium qui est libéré par l'hydratation de la chaux. Cet échange s'appelle échange cationique :

- La nature du cation présent en solution. Cet échange dépend de potentiel de remplacement et de la masse atomique. Ces échanges concernent plus particulièrement les argiles T–O–T. On peut les classer avec l'ordre suivant :



Les recherches indiquent que plus la charge du cation interfoliaire est faible et sa taille est petite, plus son échange est facile [Diamond et Kinter, 1965, Eades et Grim, 1966, Locat et al., 1996 ; Khattab, 2002 ; Cabane, 2004].

- Des cations de bordure : sur les bords d'un cristal, les liaisons Si-O et Al-OH ne sont pas équilibrées. Ces fonctions sont déstabilisées en milieu basique et constituent une source supplémentaire de sites de fixation pour l'ion calcium. Celles-ci fixent aussi les cations de calcium présents en solution formant des sites pour les réactions pouzzolaniques (figure 1.18) :

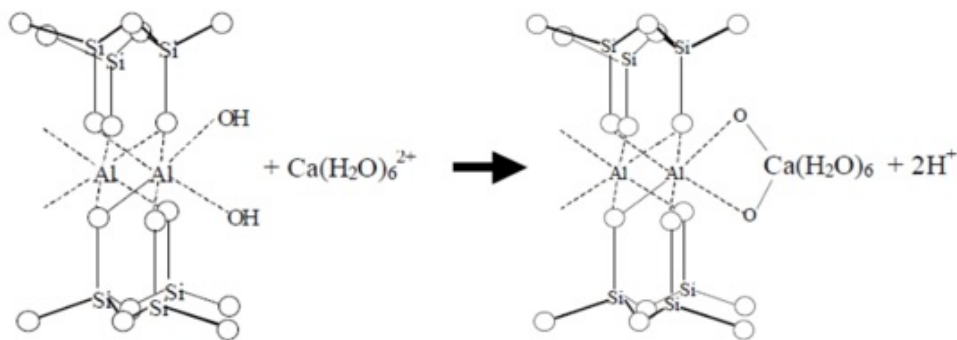


Figure 1. 18 : Mécanisme de l'adsorption de cations Ca^{2+} sur la surface latérale d'une argile de type 2:1 [Konana 2006].

✓ Flocculation et agglomération

L'ajout de chaux modifie la charge superficielle des argiles et donc la structure de la double couche dont l'extension diminue. La chaux conduit à la libération d'ion calcium qui favorisera la déprotonation de la surface des minéraux argileux et la création de charges négatives. Selon les études de Rossi et al. [Rossi et al., 1983], la flocculation pourrait résulter d'une réaction immédiate entre la chaux, adsorbée à la surface des

particules argileuses, et les sites aluminols (Al-OH) et silanols (Si-OH) des minéraux argileux, qui entrainerait la formation, en très faible quantité, de phases de type silicates et aluminates de calcium hydratés.

Les figures 1.19 et 1.20 présentent une diminution du volume apparent des particules et une contraction du sol avant et après traitement. On observe que la floculation améliore la consistance des argiles.

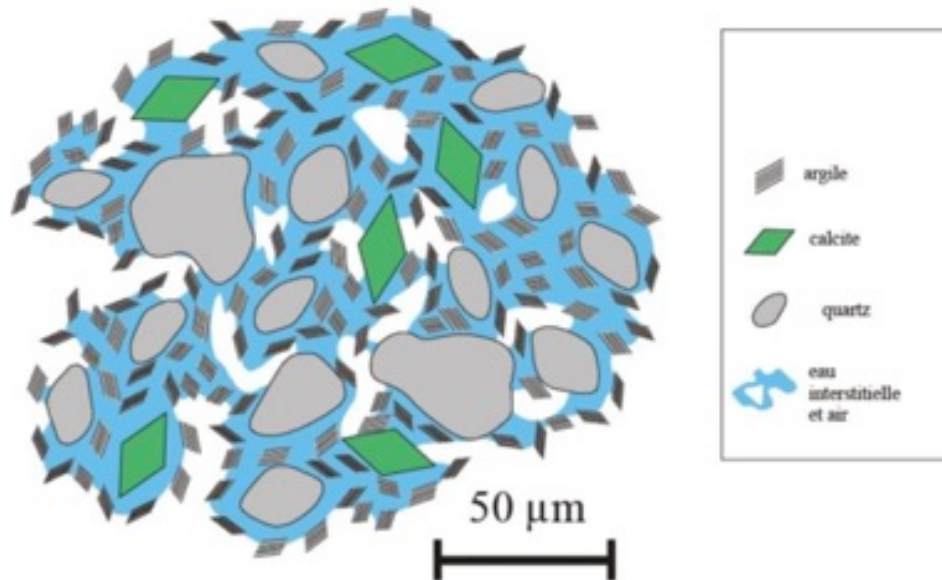


Figure 1. 19 : Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux avant le traitement [Cabane, 2004].

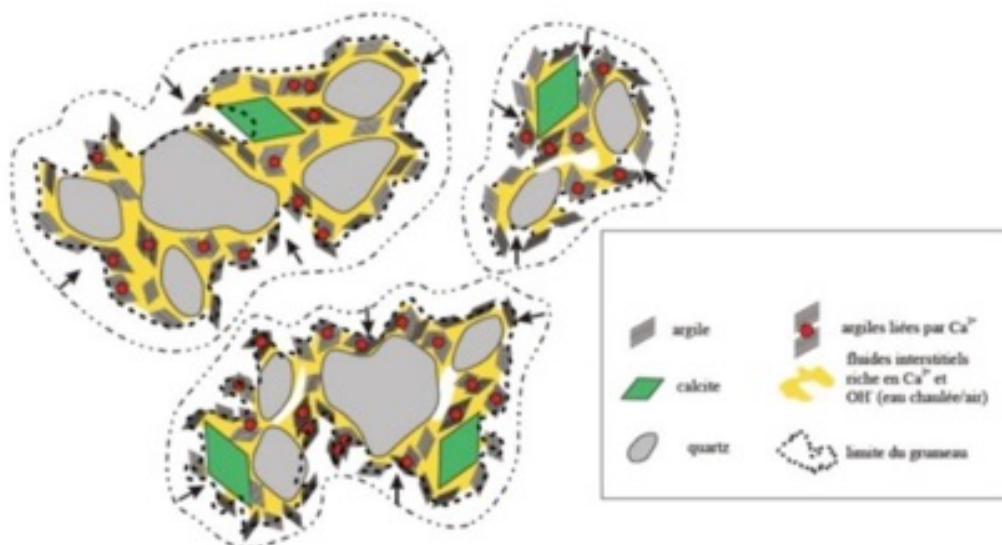


Figure 1. 20 : Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux après le traitement [Cabane, 2004].

✓ Réactions pouzzolaniques

Les réactions pouzzolaniques commencent entre le calcium provenant de la chaux et les couches tétraédriques, et octaédriques des feuillets du sol argileux. Ces hydrates tapissent la surface des particules du sol argileux. Cette réaction consomme des argiles et conduit à la formation de nouveaux minéraux aux propriétés liantes. La réalisation de cette réaction est conditionnée par la saturation initiale en chaux du sol [Locat et al. 1990, Gedney et al, 1987].



CSH : Silicates de calcium hydraté

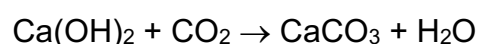
CAH : Aluminates de calcium hydraté

On observe ainsi des hydrates tels que hydrate de silicate calcique (CSH), hydrate d'aluminate calcique (CAH) et hydrate alumino-silicate calcique (CASH) [Bell, 1996; Hill et D., 1960; Clara et Handy, 1963, Eades et Grim, 1960 ; Ormsby et Kinter, 1973 ; Cabrera et Nwakanma, 1979 ; Arabi et W., 1986 ; Wild et al., 1986 ; Basma et Tuncer, 1990].

D'après les études de Local et al., Bell et Lasledj [Locat et al., 1990; Bell, 1996; Lasledj, 2009], les résultats montrent que l'humidité est relativement importante pour favoriser la réaction pouzzolanique par la mobilité des ions et la formation des minéraux uniformes dans une surface plus ou moins étendue autour des grains de chaux.

✓ La carbonatation

La carbonatation est une conséquence de la réaction produite entre la chaux et le CO₂ de l'air. Il s'agit de la formation de calcite au contact avec le CO₂. Donc cette réaction peut avoir lieu pendant la maturation des sols traités [Lasledj, 2009]. Elle suit la formule suivante :



La nature des hydrates formés au cours de la réaction pouzzolanique dépend de la nature des argiles présentes dans le sol. Lasledj [Lasledj, 2009] montre aussi que,

cette réaction provoque une réduction de la résistance finale à cause de la consommation d'une partie de la chaux disponible pour la réaction pouzzolanique.

1.2.3.1.2. Cas du ciment

L'ajout de ciment pour traiter les sols a pour but de former rapidement les hydrates calciques. Généralement, après 28 jours la quasi-totalité du ciment a réagi et les caractéristiques mécaniques sont presque définitives. Cet écart provient du fait que lors du traitement au ciment, les minéraux aux propriétés liantes se développent directement à partir du ciment [Hibouche, 2013].

Pendant la période de maturation, les C-S-H se forment à partir de l'alite (C_3S) et de la bélite (C_2S) via l'hydratation. Au contraire, des aluminates calciques provoquent la libération d'un excès de chaux qui donne de la portlandite.

La figure 1.21 montre les hydrates calciques développés par réaction pouzzolanique à partir d'argile (a) et du quartz (b).

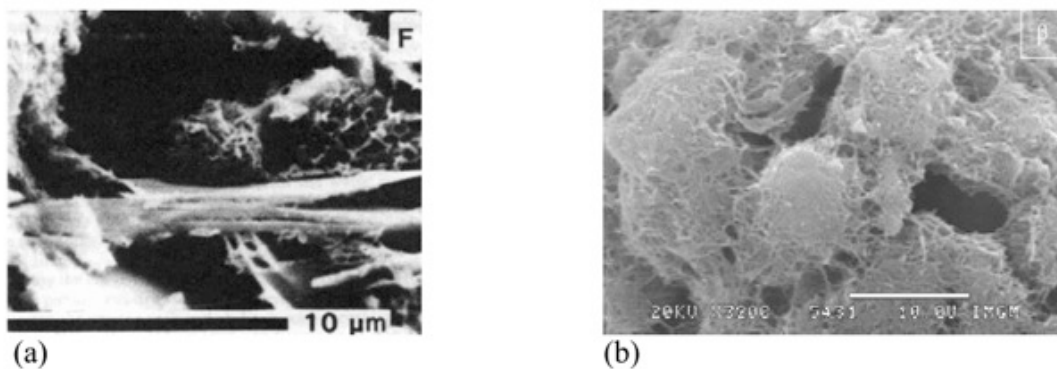


Figure 1. 21 : Hydrates calciques développés par réaction pouzzolanique à partir d'argiles (a) et du quartz (b).

(a) C-S-H « réticulés » et C-S-A-H « aplati » se développant à la surface des particules d'argiles. [Locat et al., 1990].

(b) C-S-H de structure fibreuse (réticulée) formant une couche adhérente à la surface des grains de quartz. [Benezet, 1997].

1.2.3.2. Echelle macroscopique

1.2.3.2.1. Régulateur de la teneur en eau

L'ajout des liants au sol change ses propriétés mécaniques et propriétés physiques grâce aux réactions pouzzolaniques. Les liants permettent aussi de modifier la teneur en eau plus particulièrement dans le cas de l'ajout de la chaux. Les recherches de Hibouche, Saussaye, Houben et Guillaud [**Hibouche, 2013 ; Saussaye, 2012, Houben et Guillaud, 2006**] indiquent qu'avec 1% de chaux vive ajouté, la réaction exothermique d'hydratation assèche le sol en évacuant ainsi environ 0,5% à 1% d'eau.

1.2.3.2.2. Modification de la rhéologie du sol argileux

✓ Cas de la chaux

L'ajout de chaux modifie aussi la texture du sol. Osula [**Osula, 1996**] indique que l'ajout de chaux induit une diminution des particules inférieures à $2\mu\text{m}$ et une augmentation des particules de plus grande taille. Cela entraîne une amélioration de la consistance du sol et un temps de cure plus long. L'ajout de chaux augmente aussi la limite de plasticité du sol et est responsable du décalage de l'indice de plasticité en fonction de la quantité de chaux utilisée, de la nature des minéraux argileux du sol traité et de la teneur en eau [**Cabane, 2004; Bell, 1996; Ola, 1977; Guney et al., 2007**].

La figure 1.22 présente la modification des limites d'Atterberg obtenue par Roger et Glendinning [**Roger et Glendinning, 1996**]. Selon leur étude, l'ajout de chaux provoque une réduction de la plasticité marquée par un abaissement de l'indice de plasticité (IP), résultat d'une forte augmentation de la limite de plasticité (W_P), une plus faible augmentation de la limite de liquidité (W_L), et une diminution de la teneur en eau (W). Ces auteurs notent que l'ampleur des modifications de plasticité ne dépend pas du temps de cure, mais de la quantité de chaux ajoutée.

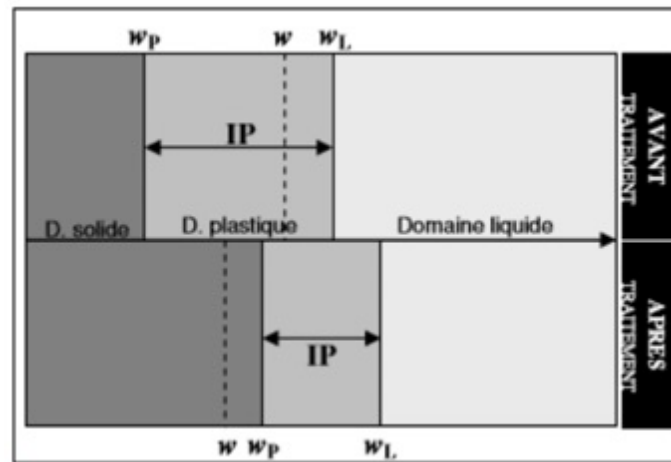


Figure 1. 22 : Modification des limites d'Atterberg d'un sol après traitement à la chaux [Roger et Glendinning, 1996].

✓ Cas du ciment

Le rôle du ciment comme de liant hydraulique entraîne la floculation des argiles.

1.1.3.1.1 Effet sur le comportement mécanique

L'ajout de chaux et de ciment ou de liant hydraulique permet d'améliorer les propriétés mécaniques des sols à plus long terme tels que : l'augmentation de la résistance à la compression simple, de la résistance à la traction et l'augmentation du module d'élasticité [Bell, 1996 ; Cabane, 2004, Lasledj, 2009, Hibouche, 2013].

✓ Traitement à la chaux

L'ajout de chaux au sol provoque les réactions pouzzolaniques qui permettent une amélioration des caractéristiques mécaniques du mélange. La durée d'augmentation est jusqu'à un an de traitement [Locat et al., 1990]. Les autres études montrent que, l'ajout de la chaux permet de réduire la densité sèche du mélange parce que sous l'action de la chaux l'agglomération par floculation des particules argileuses modifie très rapidement les paramètres géotechniques (la diminution de l'indice de plasticité, l'augmentation de l'indice portant immédiat et la diminution de la densité de l'optimum Proctor et augmentation de la teneur en eau optimale), d'augmenter la résistance à la compression simple avec le temps de cure, de supprimer le gonflement et de réduire le retrait [Hibouche, 2013 ; Houben et Guillaud, 2006]. Little et Bell [Little, 1995 ; Bell, 1996] indiquent que la résistance à la compression simple d'un sol traité à 2% de chaux passe de 0,30 MPa à 24h de cure à 0,45 MPa à 28j, puis à 0,50 après 360 jours. Pour un traitement à 6% de chaux les résistances aux mêmes échéances sont de 0,4; 0,9 et 1,0 MPa.

✓ **Traitement au ciment**

L'ajout du ciment au sol provoque deux effets : l'hydratation du ciment et la réaction avec l'argile. Ces modifications sont rapides et peuvent durer des mois ou augmenter pendant un an [**Cabane, 2004**].

L'hydratation du ciment induit la formation d'un gel d'hydrates englobant la surface des agglomérats d'argile. Les agglomérats de sol pénètrent ensuite dans la pâte de ciment. La portlandite libérée réagit alors avec l'argile et provoque, en milieu alcalin, sa dégradation. Le pourcentage de ciment ajouté peut donner des résultats différents en fonction de la structure du sol. Selon Guettala et Guenfoud [**Guettala et Guenfoud, 1997**], la résistance à la compression simple augmente aussi en fonction de la quantité de ciment ajoutée :

- De 0,2 à 0,4 MPa avec 3% de ciment
- Plus de 1 MPa pour 10% de ciment dans le cas du mélange kaolinite/illite.

En général, il faut ajouter au moins 6% de ciment pour obtenir des résultats remarquable [**Hibouche, 2013**].

1.3. Propriétés de béton à base de terre

1.3.1. Sol traité à la chaux et/ou au ciment

Selon Guillaud et Houben [**Guillaud et Houben, 2006**], le ciment hydraté réagit avec la terre selon deux procédés :

- ✓ Réaction avec lui-même : formation d'un mortier de ciment pur hydraté ; réaction avec le squelette sableux : mécanisme classique du mortier.
- ✓ Réaction avec l'argile, selon trois phases :
 - a) L'hydratation provoque la formation de gels de ciment à la surface des agglomérats d'argile.

La chaux libérée pendant l'hydratation du ciment réagit aussitôt avec l'argile. La chaux est vite consommée et l'argile entame une dégradation.

- b) Progression de l'hydratation qui active la désagrégation des agglomérats d'argile ; ceux-ci sont pénétrés en profondeur par les gels de ciment.
- c) Interpénétration intime des gels de ciment et des agglomérats argileux. L'hydratation persiste, mais c'est plus lent.

Pour indiquer les influences du ciment avec les sols, on étudie les propriétés mécaniques principales telles que la résistance mécanique et le gonflement du sol traité.

La réaction immédiate de la chaux vive avec l'eau du sol provoque une consommation d'eau et une évaporation importante. Le sol argileux humide passe donc de l'état plastique à l'état solide. Par ailleurs, le changement des cations alcalins (Na^+ , K^+ ...) de sol argileux par des cations Ca^{++} apportés par la chaux entraîne des modifications du comportement rhéologique et du phénomène de floculation des sols [Ormsby, 1973].

1.3.1.1. Comportement mécanique

Les études récentes montrent que la résistance mécanique du sol traité à la chaux augmente en fonction de la quantité de chaux utilisée [Khattab, 2002 ; Rao & Shivananda, 2005 ; Osinubi et al., 2006 ; Lasledj, 2009]. Ainsi, la rigidité augmente et la plasticité diminue avec la chaux ajoutée. Ce comportement évolue fortement avec le temps de maturation (figure 1.23 – 1.27).

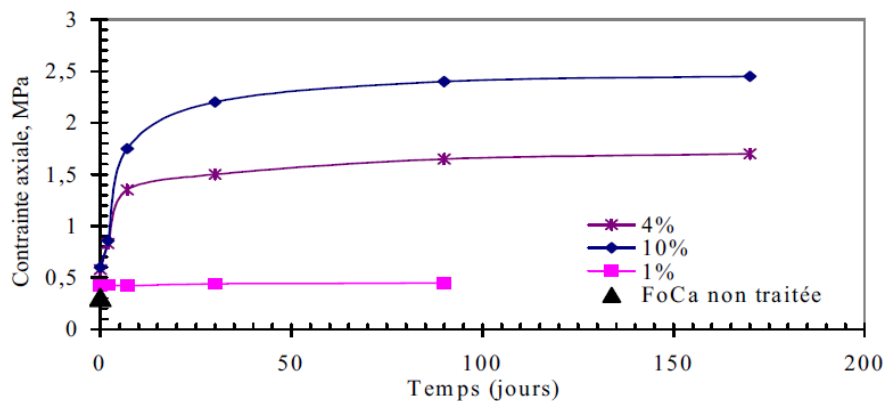


Figure 1. 23 : Evolution de la contrainte axiale de sol argileux plastique traités à la chaux en fonction du temps [Khattab, 2002].

La Figure 1.23 montre qu'à 28 jours, la contrainte axiale du sol appelé FoCa (sol argileux plastique) non traité, traité à 1%, 4% et 10% à la chaux sont respectivement de 0,3MPa ; 0,4MPa ; 1,5MPa et 2,2MPa. Après 28 jours, l'augmentation de la résistance mécanique est faible. La contrainte axiale du sol non traité est petite (0,3 MPa) et constante ; avec 1% de chaux, la contrainte axiale est de 0,4 MPa et l'évolution ne change pas en fonction du temps ; pour le sol traité à 4% – 10% de la chaux, la contrainte axiale augmente rapidement de 0 à 7 jours (atteint vers 70% de la contrainte axiale maximale) et continue à augmenter lentement en fonction du temps

après 7 jours. De plus, on observe que le sol traité à la chaux est très plastique avec de petits dosages de chaux et plus rigide en fonction du pourcentage de chaux traité (figure 1.24).

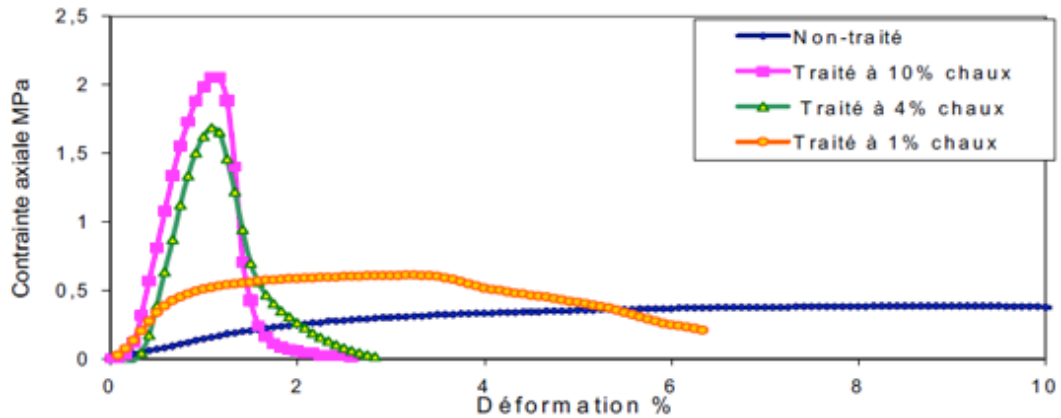


Figure 1. 24: Courbes contrainte axiale – déformation du sol argileux plastique à 7 jours [Khatab, 2002].

Selon les études de Rao et Shivanada [Rao et Shivanada, 2005], la résistance de sol traité à la chaux augmente en fonction du pourcentage de chaux ajouté. L'augmentation de la résistance est presque linéaire avec l'augmentation de la quantité de chaux. En effet, cette valeur varie de 3900 kPa à 5200 kPa lorsque la quantité de chaux augmente de 4% à 10% (figure 1.25).

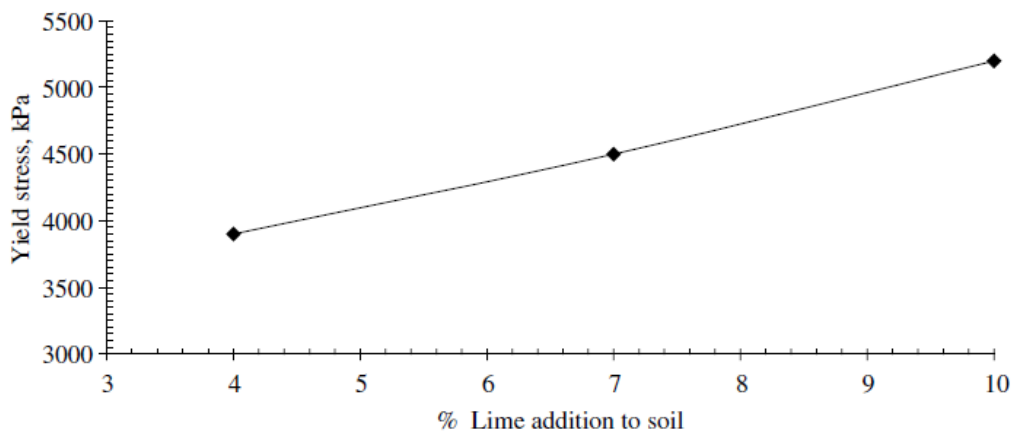


Figure 1. 25 : Contrainte de pré-consolidation en fonction du pourcentage de chaux ajouté.

L'étude de Osinubi et al. [Osinubi et al., 2006] indique que la résistance à la compression simple augmente en fonction du temps de maturation et du pourcentage de chaux ajouté. Par contre, la résistance augmente lorsque la quantité de chaux ajoutée varie de 0% à moins de 5% et cette valeur diminue lorsque la quantité de

chaux ajoutée est supérieure à 5% (figure 1.26). Cette tendance a été confirmée par Gillot [Gillot, 1987].

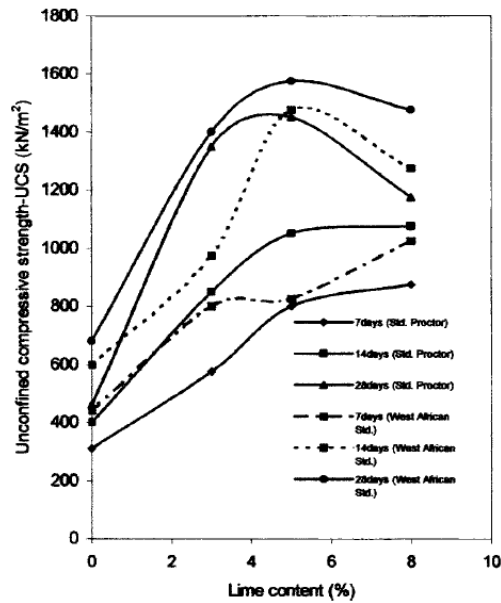


Figure 1. 26 : Variation de la résistance en compression simple avec de la chaux ajoutée [Gillot, 1987].

La Figure 1.27 montre qu'à 90 jours, la résistance mécanique du sol appelé Impersol (sol argileux de type smectite sodique, très fortement plastique et gonflant) non traité, traité 2%, 4%, 6%, 10% et 20% de chaux est respectivement 0,2MPa ; 0,4MPa ; 0,8MPa ; 1,3MPa ; 2,2MPa et 3,6MPa. Le changement de la valeur de la contrainte est lent quand on ajoute de 2-10% de chaux et augmente fortement avec 20% de chaux.

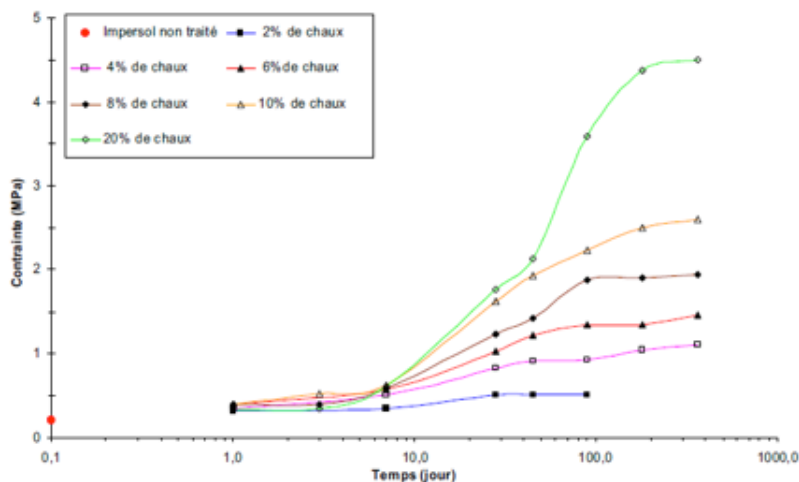


Figure 1. 27 : Evolution de la contrainte axiale d'un sol traité à la chaux en fonction du temps [Lasledj, 2009].

Les résultats de [Morel, 1984 ; Bahar et al., 2004 ; Sariosseiri & Muhunthan, 2009] montrent que la résistance en compression augmente en fonction du pourcentage de ciment ajouté. L'effet du traitement au ciment sur le comportement mécanique de ces sols pour les échantillons est présenté dans la figure 1.28.

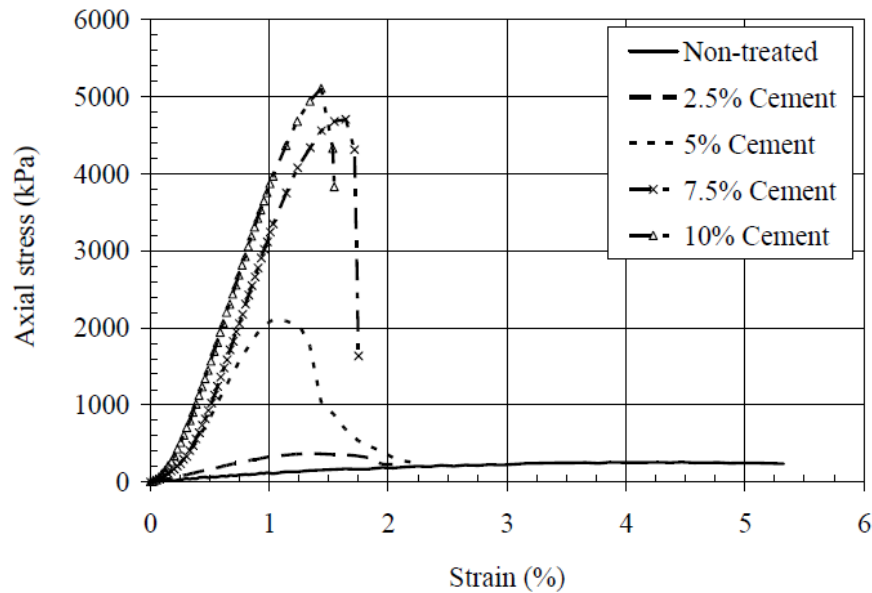


Figure 1. 28 : Effet du traitement du ciment sur le comportement contrainte-déformation du sol de Palouse [Sariosseiri & Muhunthan, 2009].

Le traitement du sol au ciment conduit à une augmentation significative de la résistance à la compression uni-axiale en fonction du dosage de ciment. On observe que, le traitement du ciment conduit à une augmentation significative du pic de la résistance en compression simple. Par conséquent, les sols traités présentent un comportement plus fragile que dans les sols non traités. On peut observer que le traitement du ciment a entraîné une augmentation significative de la résistance à la compression uni axiale et du module d'élasticité. Il est à noter que, les échantillons non trempés présentent une plus grande résistance à la compression non confinée significative par rapport à des échantillons trempés (figure 1.29).

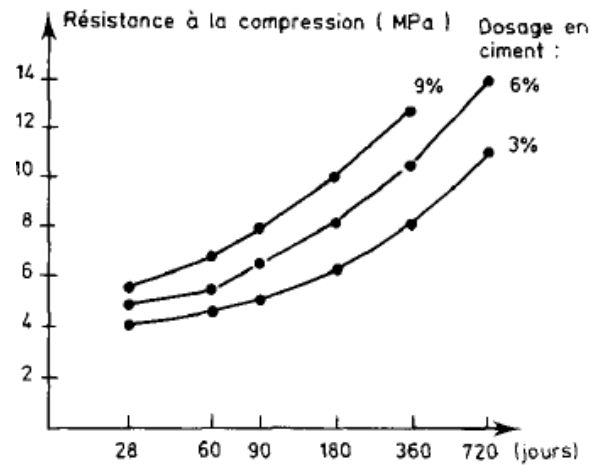


Figure 1. 29 : Résistance à la compression simple en fonction du temps [Morel, 1984].

La résistance à la compression à 7 jours est d'environ 70% de celle obtenue après 21 ou 28 jours de durcissement avec une teneur en ciment jusqu'à 10%. Cependant, la résistance à la compression à 21 et 28 jours avec 12%, 15% et 20% de ciment était seulement d'environ 50% par rapport à celle à 7 jours. Celle-ci montre que le dosage en ciment supérieure à 10% a besoin d'une période de durcissement de 21-28 jours pour atteindre la résistance maximale (figure 1.30).

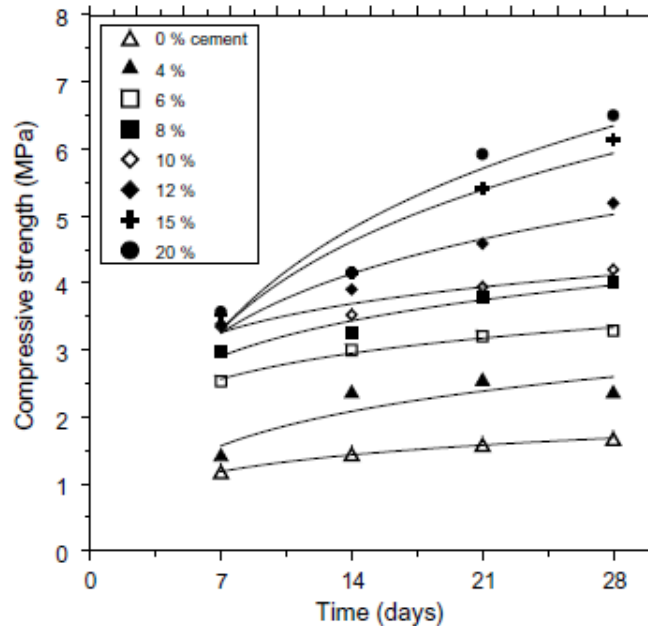


Figure 1. 30 : Effet de l'âge de durcissement sur la résistance à la compression avec le dosage de ciment ajouté [Bahar et al., 2004].

Trois compositions ont été étudiées par Eid [Eid, 2011] : Kaolinite speswhite, sable de Loire et limon pour 4 mélanges décrits dans le tableau 2 :

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%

Tableau 2 : Description des quatre mélanges.

Ces 4 types de sol ont été ensuite mélangés au ciment à 5% et 10%. Les résistances à la compression maximale obtenues sont données au tableau 3. Ces résultats montrent que le meilleur comportement mécanique des quatre mélanges est obtenu avec les mélanges M2 et M3 correspondant respectivement à 20% et 15% de Kaolinite. La meilleure résistance à la compression est obtenue dans le mélange M4 correspondant à 10% de Kaolinite. C'est-à-dire que la résistance en compression simple augmente lorsque le dosage en ciment augmente et le pourcentage de Kaolinite diminue.

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

Tableau 3 : Résistance de compression maximale des sols traités au ciment.

1.3.1.2. Déformations différées

Les études de [Bell, 1996 ; Nalbantoglu & Gucbilmez, 2001 ; Khattab, 2002 ; Lasledj, 2009 ; Hichichi et al., 2011] montrent que le gonflement diminue immédiatement dès l'incorporation de la chaux dans les sols argileux (figure 1.31 – figure 1.33). Avec la maturation, ce gonflement continue de diminuer si la quantité de chaux ajoutée est suffisante. Ce comportement est expliqué par l'échange des cations inter-foliaire par des cations de calcium. Le remplacement progressif des cations de calcium réduit rapidement la capacité des argiles à absorber l'eau (faible énergie d'hydratation de cations de calcium) et par conséquent réduit le gonflement et améliore la capacité du sol vis-à-vis du retrait.

Les figures 1.32 et figure 1.33 montrent que le potentiel de gonflement du sol traité à la chaux diminue avec la maturation et diminue fortement avec le pourcentage de chaux de 0% – 4% et diminue légèrement avec le pourcentage de chaux de 3% 7%.

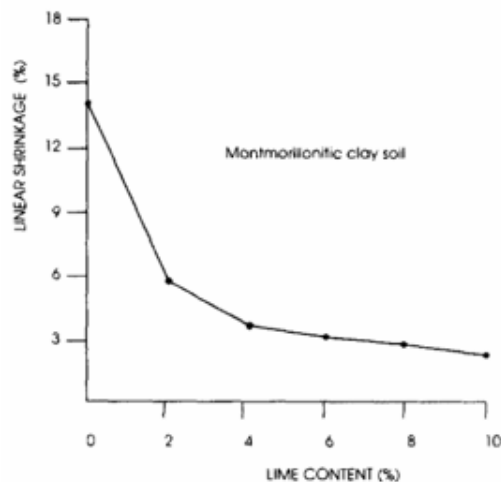


Figure 1. 31 : Evolution du potentiel de retrait linéaire d'une montmorillonite avec la proportion de chaux ajoutée [Bell, 1996].

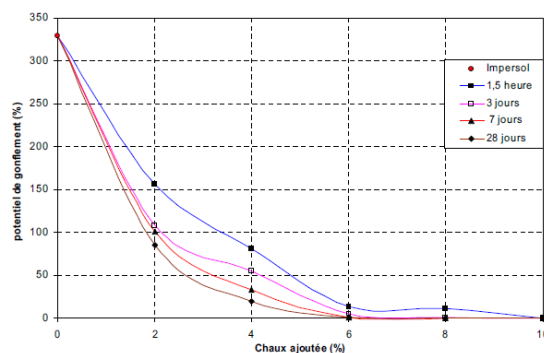


Figure 1. 32 : Potentiel de gonflement des échantillons d'Impersol traité à la chaux à différents temps de maturation à 20°C [Lasledj, 2009].

Les résultats montrent qu'avec le pourcentage de chaux de 3%–6% est le pourcentage optimal pour modifier considérablement les propriétés de sol. En fonction du dosage de chaux ajouté, la résistance mécanique du sol augmente, le gonflement du sol diminue.

Le ciment est un réducteur efficace du potentiel de pression de gonflement, et plus le pourcentage d'ajout augmente plus le gonflement et sa pression diminuent, cette évolution est valable pour tous les états initiaux. Les mesures des potentiels de gonflement de l'argile stabilisée sont représentées sur la figure 1.33. Cette figure montre que les différents pourcentages de réduction du potentiel de gonflement final (temps de mûrissement égal à 180 jours) diminuent en fonction du pourcentage de ciment. De plus, l'effet du ciment est significatif, et le taux de gonflement le plus faible est obtenu pour l'argile stabilisée à 6% de ciment.

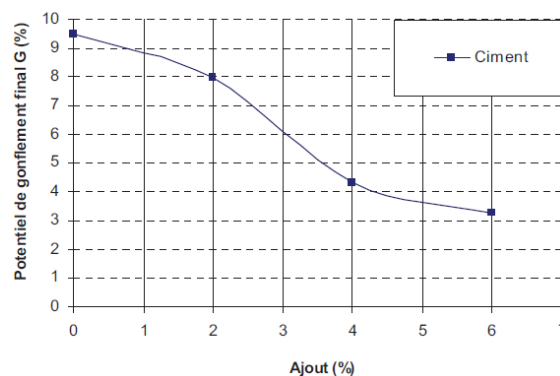


Figure 1. 33 : Influence des ajouts sur le potentiel de gonflement pour un temps de mûrissement de 180 jours [Mrabent et al., 2011].

Pour conclure, la résistance mécanique de sol traité au ciment augmente avec le pourcentage de ciment ajouté mais les comportements mécaniques sont plus fragiles aussi. En général, il faut au moins 6% de ciment pour obtenir des résultats satisfaisants. La résistance à la compression reste très dépendante du dosage. Le potentiel de gonflement du sol traité au ciment normalement diminue avec le pourcentage de ciment ajouté.

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel.

1.3.2. Béton à base de terre

Très peu d'études ont été réalisées sur des bétons à base de terre (sol). On entend par béton ici, un matériau cimentaire avec une ouvrabilité (consistance ou plasticité) minimale qui permet la mise en place par vibration comme le cas d'un béton ordinaire. L'ouvrabilité minimale correspond à un affaissement au cône de classe S2 (affaissement > 5 cm). Nous présenterons ci-après un résumé des travaux publiés sur ce type de matériau.

1.3.2.1. Comportement mécanique

L'étude de Eid a analysé le rôle de l'ordre d'ajout des liants sur les propriétés du béton à base de terre. Ses résultats montrent que pour obtenir un bon comportement mécanique d'un béton de terre, à court terme ainsi qu'à long terme, il est préférable d'ajouter simultanément la chaux et le ciment [Eid, 2016] .

A, Résistance à la compression

L'étude de Hibouche [Hibouche, 2013] pour une teneur en eau donnée, la résistance augmente avec l'âge de l'éprouvette. Cette résistance décroît avec la teneur en eau pour un âge donné (figure 1.34).

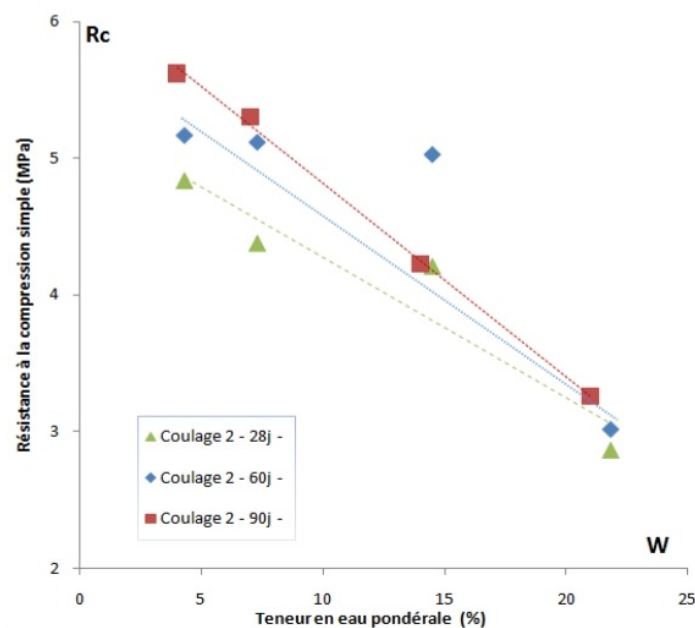


Figure 1. 34 : Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la teneur en eau à différents âges (28, 60 et 90 jours).

B, Module de Young

Les bétons à base de terre se différencient des bétons classiques par leur plus forte déformabilité [Kolovos, 2013]. Ils sont généralement 5 à 8 fois moins rigides et capables de se déformer 4 à 5 fois plus avant la rupture par rapport au béton ordinaire [Kolovos, 2013]. L'étude de l'effet du pourcentage du sol argileux et des fibres ajoutées sur le module de Young permet de mieux comprendre le comportement à la rupture du béton de terre et l'évolution de sa rigidité. Selon l'étude de Jeanty [Jeanty, 2013], l'inertie des réseaux d'inclusion est un des facteurs principaux qui influence le module de Young lors de l'ajout d'argile [Tinoco, 2013].

Helson [Helson, 2017] présente l'évolution du coefficient de Poisson (ν) et du module d'élasticité statique (E) en fonction de l'argilosité du sol et du dosage en ciment, après 180 jours de cure endogène (figure 1.35).

Les résultats montrent que le coefficient de Poisson augmente avec la teneur en kaolinite du sol et le module d'Young statique diminue régulièrement lorsque la quantité d'argile augmente. (C200 et C300 sont de 200kg et 300kg de ciment par m³ de béton).

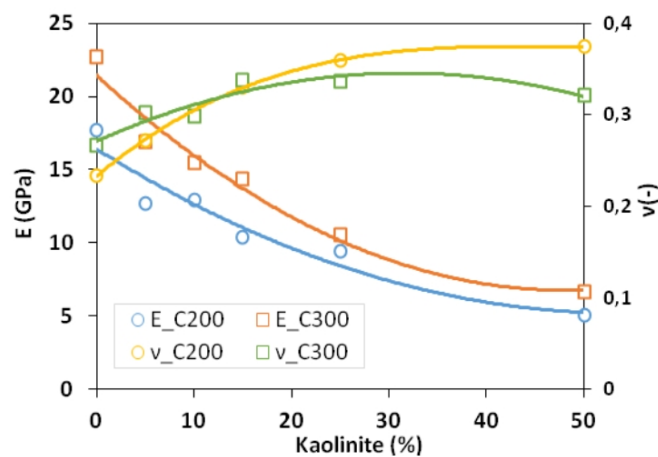


Figure 1. 35 : Evolution des propriétés élastiques en fonction de la teneur en argile du sol pour les deux dosages en ciment (180 jours de cure).

Très récemment, Hibouche a étudié le comportement d'un nouveau matériau écologique nommé béton à base de terre ou CEMATERRE. Ce béton est composé de 68% de limon, 8% de ciment et 3% de chaux. Les résultats obtenus sur un limon traité à la chaux et compacté ont montré que le module d'élasticité augmente avec la contrainte de

confinement et l'âge du matériau et décroît légèrement avec le niveau de déformation dans le domaine de contraintes testées.

1.3.2.2. Déformation différée

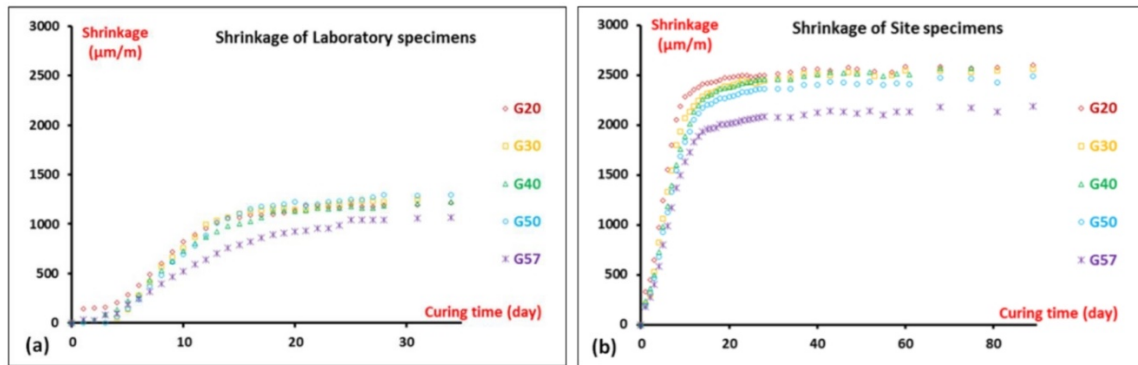
L'étude de Eid montre que le séchage d'un sol argileux induit un retrait global homogène mais une déformation locale hétérogène, responsable de l'apparition des fissures ; l'ajout des granulats de béton recyclé réduit le retrait global et améliore la résistance à la compression simple ; l'ajout d'un superplastifiant, réducteur d'eau de gâchage, réduit l'apparition de fissures en augmentant le retrait global de l'échantillon et en réduisant la déformation locale au sein de l'échantillon ; l'ajout des renforts (par fibres de lin et fibre synthétique) au sein de l'échantillon de sol argileux a permis de réduire le pourcentage de fissuration d'un facteur d'environ 10 [Eid, 2016].

Eid a indiqué que le retrait augmente rapidement au début du séchage jusqu'à 10 jours environ, puis tend vers un palier. Les échantillons préparés sur chantier présentent un retrait plus important que ceux préparés au laboratoire, indépendamment du pourcentage de granulats ajoutés (figure 1.36).

Les composants des formulations sont présentés par le tableau 4 :

Composants	Sol (kg/m³)	Granulats (kg/m³)	Ciment (kg/m³)	Eau (kg/m³)	Adjuvant (kg/m³)
G20	1181	313	138	400	1.65
G30	1037	475	138	386	1.65
G40	918	645	136	376	1.65
G50	779	818	136	365	1.65
G57	675	946	137	359	1.65

Tableau 4 : Les composants des formulations du béton à base de terre [Eid, 2016].



(a)

(b)

Figure 1. 36 : Variation du retrait linéaire normalisé des échantillons préparés au laboratoire (a) et sur le chantier (b) [Eid, 2016].

Le fluage volumique de l'ordre de 0,6% ne semble pas être influencé par le temps de cure (28 jours et 1 an). L'augmentation de la rigidité du matériau liée au développement des réactions pouzollaniques, n'a pas empêché le matériau de fluer autant à 28 jours qu'après un an de temps de cure [Hibouche, 2013].

1.3.2.3. Propriétés de transfert et durabilité des bétons

L'étude de la durabilité du béton ordinaire ou du béton à base de terre à travers l'évaluation des propriétés de transfert garantie la maîtrise de la fissuration et la stabilité du matériau à long terme. Dans cette partie, nous présenterons les propriétés de transferts généralement étudiés pour caractériser la durabilité d'un béton. Pour chaque indicateur de durabilité, le principe de mesure sera présenté, ensuite quelques résultats seront présentés sur les bétons ordinaire et à base de terre.

A, Porosité au mercure

La porosité au mercure est une technique expérimentale utilisée pour étudier la microstructure de bétons et permettant d'avoir plus d'informations sur la distribution des pores en comparaison avec la porosité à l'eau. Elle permet d'estimer la porosité totale (en volume), le rayon moyen et la distribution des tailles de pores des matériaux (poudres et solides) : les pores (ouverts) ou les espaces intergranulaires. Cette

méthode peut mesurer généralement les pores de quelques nanomètres à quelques dizaines de micromètres. Elle illustre aussi la masse volumique apparente.

Cette méthode est basée sur le principe de pénétration d'un liquide (mercure) non mouillant et non réactif dans un matériau poreux. Le mercure est, vis à vis de la quasi totalité des solides, un fluide non mouillant, c'est à dire qu'il ne pénètre pas spontanément dans la porosité. Ceci permet de contrôler l'injection au moyen de la pression. A mesure que la pression augmente, le mercure occupe des régions de plus en plus confinées de la porosité, remplissant des pores de plus en plus fins.

Une application de la théorie de la percolation [Bentz, 2000] montre également que l'association des vides créés par la fusion des fibres, de la fissuration engendrée et de la porosité élevée des zones d'interface pâte-granulats constitue un réseau connecté. Cet effet couplé entraîne l'apparition d'une nouvelle famille de pores dans le béton (figure 1.37) :

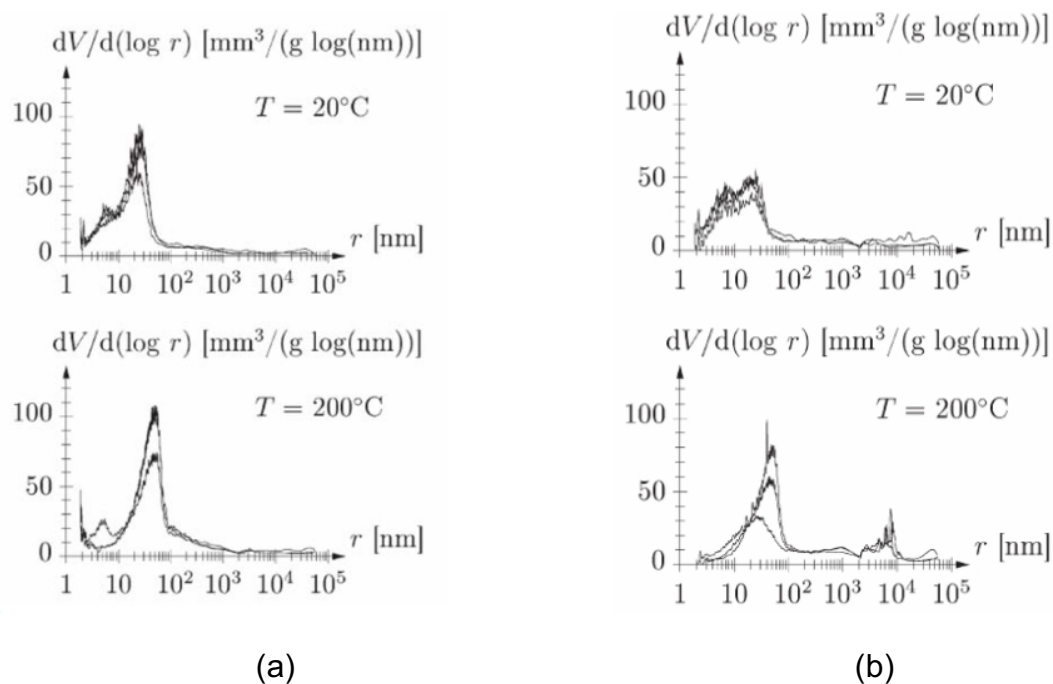


Figure 1. 37 : Courbes de distribution porosimétrique d'un béton déterminé par technique d'intrusion au mercure à 20 °C et à 200 °C [Zeiml et al. 2006].

La figure 1.37a présente les courbes obtenues sur un béton non fibré. La figure 1.37b présente les courbes obtenues sur un béton contenant des fibres de polypropylène où l'on peut apercevoir l'apparition d'une nouvelle famille de pores d'un diamètre de l'ordre d'une dizaine de microns.

B, Perméabilité

La perméabilité est définie comme la capacité d'un milieu poreux à être traversé par des fluides sous gradient de pression. La perméabilité du béton est fortement influencée par les paramètres du milieu poreux comme la porosité, la tortuosité et la connectivité [Dullien, 92 ; Dana, 99]. En effet, plus la porosité augmente ou est connectée, plus la résistance au flux est faible ; moins la tortuosité est prononcée et plus la perméabilité est grande. Cette valeur est indépendante des propriétés du fluide saturant contrairement à la conductivité hydraulique.

La perméabilité du béton est un des paramètres les plus importants pour évaluer la durabilité des matériaux. Parmi les fluides en mouvement au sein du béton, le gaz est un fluide qui a été couramment étudié.

L'étude de Loosveldt et al. [Loosveldt, 2002] montre qu'il y a une bonne corrélation entre la perméabilité au gaz (Azote) et la perméabilité à l'éthanol corrigée par l'effet de Klinkenberg sur mortier séché à 60°C jusqu'à stabilisation de la masse. D'autre auteur ont montré que, si on utilise l'éthanol au lieu du gaz, les perméabilités sont du même ordre de grandeur aussi.

Les études de Aït alaiïwa [Aït alaiïwa, 2007] montrent que, la conductivité hydraulique K dépend des propriétés des milieux poreux (la porosité), des propriétés du fluide (densité ρ et sa viscosité μ). Aït alaiïwa a aussi indiqué, l'augmentation de la conductivité hydraulique en fonction de la taille de la granulométrie. C'est-à-dire que, les matériaux de granulométrie grossière ont une conductivité hydraulique élevée, milieux dont les pores doivent avoir des dimensions supérieures à celles des matériaux fins, dont la conductivité hydraulique est plus faible.

La perméabilité intrinsèque K_v (m^2) est donc une des propriétés du milieu poreux pour caractériser sa capacité à permettre l'écoulement des fluides. Elle est définie selon la loi de Darcy qui s'écrit :

$$v = \frac{K_v}{\mu} gradP \quad Eq. 1$$

Où :

v est la vitesse du fluide (m/s),

μ est la viscosité dynamique (Pa.s) du fluide,

grad P est le gradient de pression (Pa/m).

Afin de calculer la perméabilité intrinsèque K_v , il existe plusieurs méthodes, telle que la méthode de Carman, de Klinkenberg, etc [Carman, 1956 ; Berryman, 1987]. La méthode de Klinkenberg [Klinkenberg, 1939] est utilisée couramment [Villain, 2001; Picandet, 2001 ; Lion, 2004 ; Chen, 2009].

Les deux méthodes de Carman et de Klinkenberg ont été comparées pour deux formulations dans des conditions d'écoulement stationnaire et isotherme. Les résultats obtenus montrent que les valeurs de perméabilité sont très similaires (figure 1.38). Cela justifie donc que l'une ou l'autre de ces approches prises, dans des conditions stationnaire et isotherme, convient pour la détermination de la perméabilité intrinsèque.

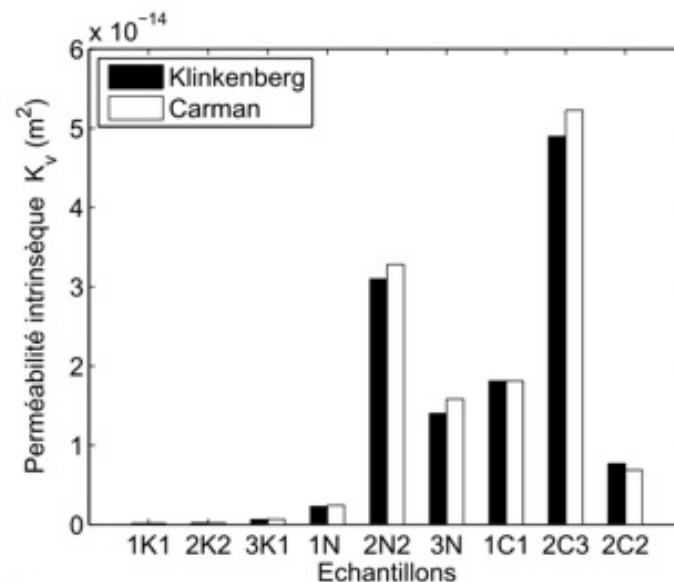


Figure 1. 38 : Comparaison des approches de Klinkenberg et de Carman sur plusieurs échantillons de sol injecté [Aït alaiwa, 2007].

Généralement, les recherches de plusieurs auteurs indiquent que la perméabilité intrinsèque au gaz est souvent au moins 10 fois plus grande que la perméabilité intrinsèque à l'eau pour les matériaux poreux [Tsilivilis et al., 2005 ; Davy et al., 2007 ; Tanikawa et Shimamoto, 2009].

D'autres auteurs ont testé différents géomatériaux (roche, mortier et béton) pour savoir l'effet de la température sur la perméabilité [Lion, 2004 ; Chen, 2009]. En effet, la viscosité des gaz augmente avec la température. Par contre, la viscosité des liquides diminue lorsque la température augmente [Tsimbrovska, 98] (figure 1.39).

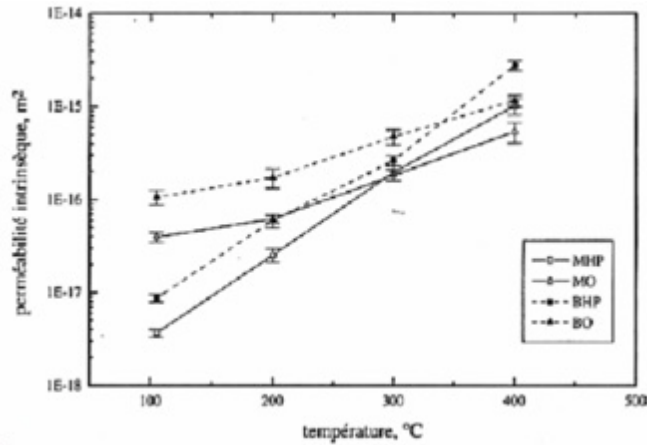


Figure 1. 39 : Evolution de la perméabilité intrinsèque avec la température dans les mortiers et les bétons ordinaires et hautes performances.

C'est pourquoi, la modification de la viscosité des fluides est primordiale pour déterminer correctement la perméabilité intrinsèque (indépendamment des propriétés des fluides de percolation) (figure 1.40) [Lion, 2004].

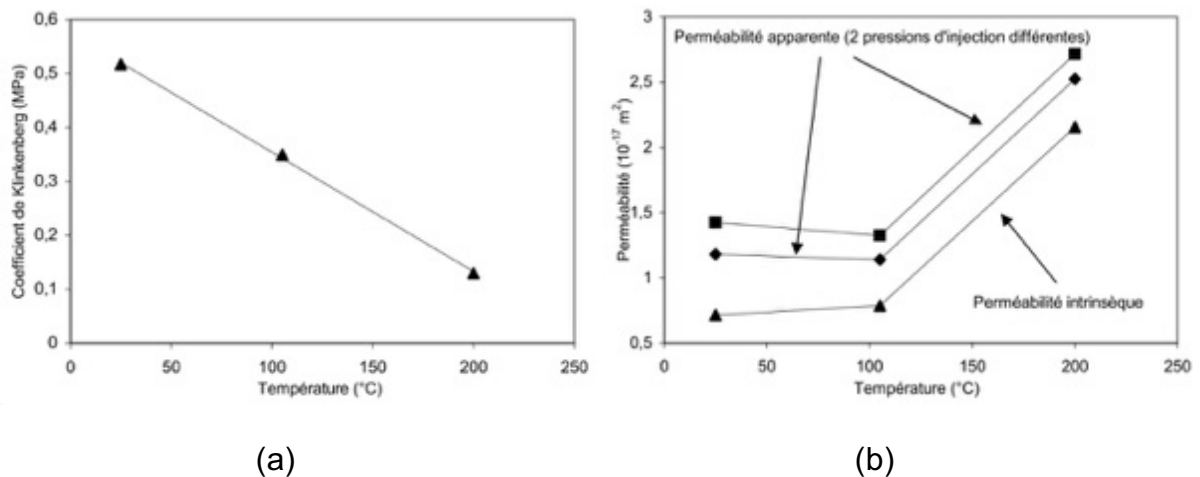


Figure 1. 40 : Variation de la perméabilité apparente et de la perméabilité intrinsèque en fonction de la température.

Plusieurs auteurs ont montré que l'état de saturation du béton conditionne les propriétés de transfert telle que la perméabilité, qui a une grande influence sur la pénétration d'agents agressifs et donc sur la durabilité du béton. En effet, l'état hydrique du béton est primordial car, selon le taux de saturation du matériau, différentes tailles de pores sont accessibles à la circulation du gaz [Baroghel Bouny, 1994]. La perméabilité au gaz augmente en fonction de séchage du matériau, à la différence de la perméabilité à l'eau qui augmente lors d'une imbibition, à cause de la

connectivité du réseau poreux [Verdier, 2001]. La figure 1.41 montre l'influence de la saturation en eau sur la perméabilité au gaz d'un béton [Abbas et al., 1999].

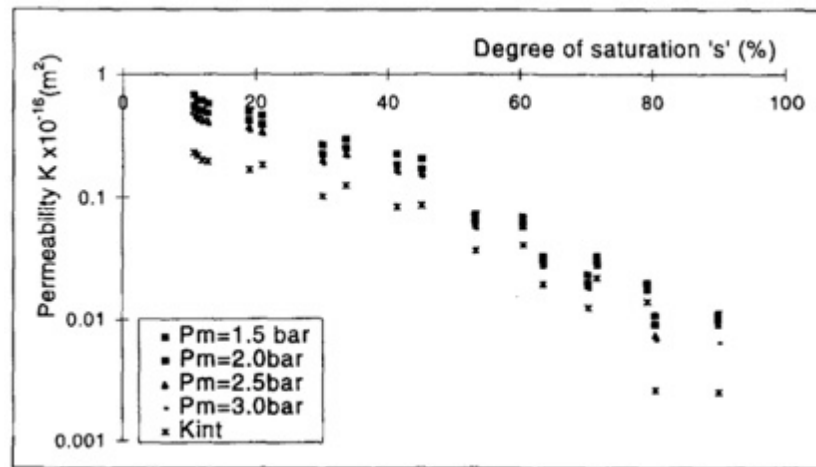


Figure 1. 41 : Influence de la saturation en eau sur la perméabilité au gaz d'un béton.

Les résultats montrent très clairement que la variation de la perméabilité au gaz dépend fortement de la saturation en eau. Cette valeur augmente très lentement lorsque les échantillons sont quasiment saturés et augmente plus rapidement quand ils sont près de l'état parfaitement sec.

Pour le cas des sols traités, la structure du réseau dans les sols influence la perméabilité par les réactions pouzzolaniques et le changement cationique provoque la floculation et le changement du réseau poreux. Cela modifie la structure du sol et permet d'augmenter la perméabilité à court terme. Cette amélioration de la perméabilité est maximale avec l'ajout d'une quantité optimale de chaux à court terme [Nalbantoglu et Gucbilmez, 2001 ; Khattab, 2002 ; Lasledj, 2009]. Ces résultats montrent que le pourcentage de chaux de 3% à 4% est le pourcentage optimal pour la perméabilité de sol.

Nalbantoglu et Gucbilmez [Nalbantoglu et Gucbilmez, 2001] ont montré que la perméabilité augmente rapidement (linéaire) en fonction du pourcentage de chaux de 1% à 3% avec une augmentation légère quand le pourcentage de chaux varie de 3% à 7% (figure 1.42). Cette figure montre aussi que la perméabilité augmente avec la maturation du sol traité à la chaux.

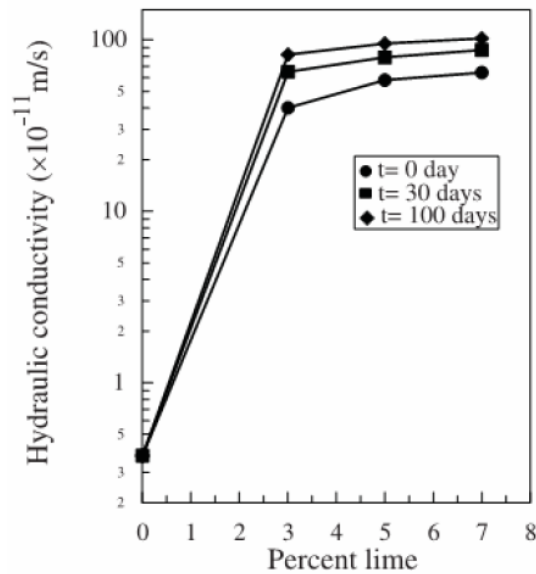


Figure 1. 42 : Evolution de la perméabilité d'un sol argileux de Chypre traité avec la chaux pour différents temps de maturation.

La perméabilité du sol change avec le pourcentage de chaux ajouté, elle augmente rapidement quand le pourcentage de la chaux varie de 0% à 4%. Dans le cas de sol argileux plastique, la perméabilité atteint une valeur maximale avec 4% de chaux et diminue quand le pourcentage de chaux est supérieur à 4% (figure 1.43). Les résultats montrent aussi que la perméabilité diminue avec la maturation de sol traité à la chaux.

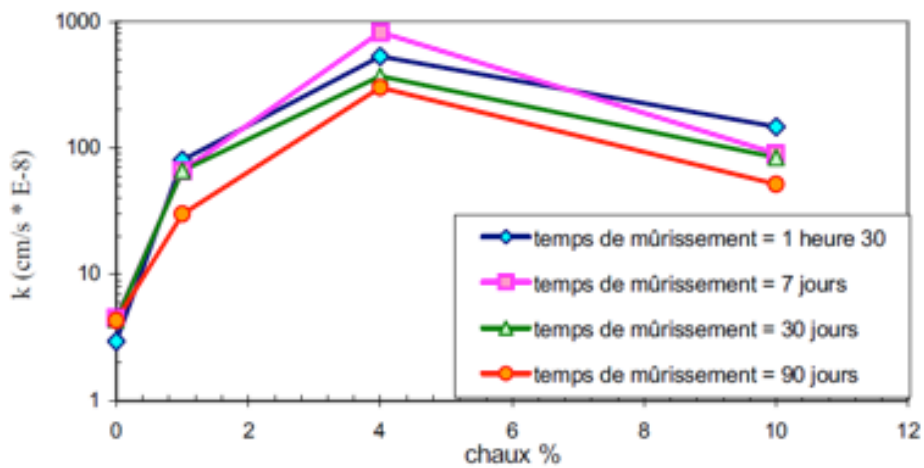


Figure 1. 43 : Evolution de la perméabilité d'un sol argileux plastique traité à la chaux pour différents temps de maturation [Khatab, 2002].

La figure 1.44 montre que la perméabilité de l'Impersol (sol argileux de type smectite sodique, très fortement plastique et gonflant) diminue en fonction du temps de maturation, celle-ci ne change pas avec 4% de la chaux à 28 jours. La vitesse de

diminution de la perméabilité de l'Impersol en fonction du temps est plus rapide avec le pourcentage de chaux ajouté.

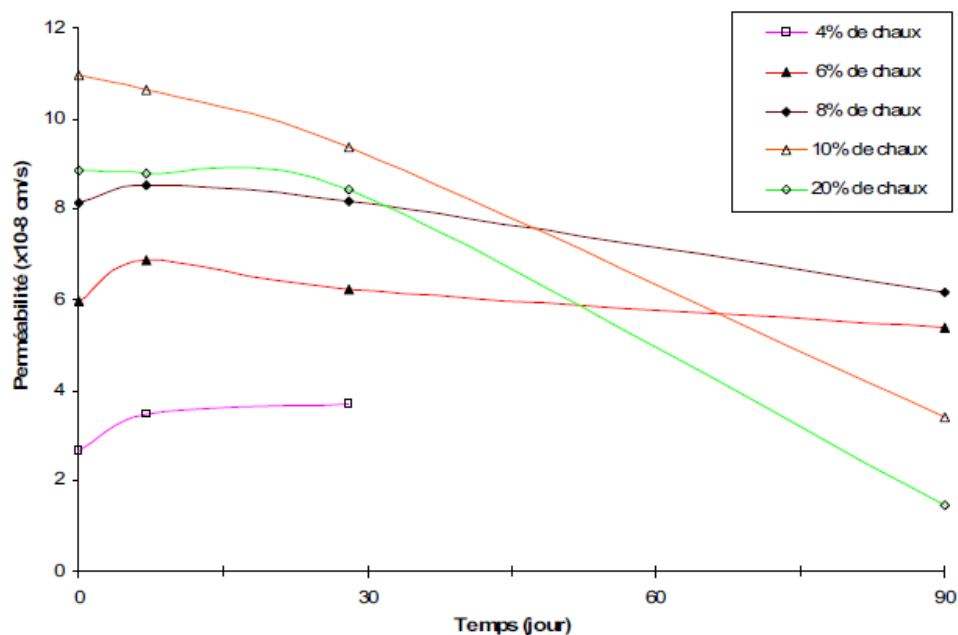


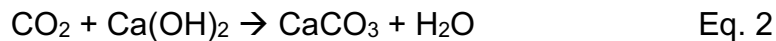
Figure 1. 44 : Evolution de la perméabilité d'un sol traité à la chaux en fonction du temps [Lasledj, 2009].

C, Carbonatation

La carbonatation du béton est un phénomène indissociable du béton. Pendant la durée de vie de l'ouvrage, le dioxyde de carbone présent dans l'atmosphère pénètre dans le béton à partir de la surface du matériau. Le dioxyde de carbone peut alors réagir avec les produits résultant de l'hydratation du ciment. La carbonatation modifie progressivement la composition chimique et la microstructure interne du béton.

La carbonatation est un des facteurs les plus importants de la durabilité du béton. Au cours de la prise et du durcissement, le ciment réagit avec l'eau pour former des produits hydratés de caractère basique. Certains de ces produits (KOH, NaOH et $\text{Ca}(\text{OH})_2$) restent dissous dans la solution aqueuse interstitielle du béton (dont le pH est compris entre 12 et 13). La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel des matériaux à base de liant minéral qui résulte de la diffusion du dioxyde de carbone (de 0,03 à 0,04% en volume dans l'air ambiant, ce taux est plus important en milieu urbain qu'en milieu rural) à travers la structure poreuse, qui une fois dissout

dans l'eau réagit avec la matrice cimentaire pour former des carbonates de calcium CaCO_3 (Eq. 20).



Cette réaction entraîne la consommation de bases alcalines présentes dans la solution interstitielle des bétons aboutissant à une diminution du pH qui passe d'une valeur de 13 à une valeur inférieure à 9.

La progression de la carbonatation se fait de l'extérieur de l'ouvrage, en contact avec l'air ambiant, vers l'intérieur. La vitesse de carbonatation obéit à un processus de diffusion du CO_2 atmosphérique à travers la couche de carbonates formée. La cinétique de carbonatation de la pâte de ciment suit donc une loi linéaire en fonction de la racine carrée du temps :

$$\text{Profondeur de carbonatation} = a \cdot \sqrt{t} \quad \text{Eq. 3}$$

Cette vitesse est dépendante de l'humidité relative. Elle est maximale pour une humidité relative comprise entre 60% et 80%. Au delà de 80%, la cinétique diminue rapidement pour atteindre des valeurs extrêmement faibles lorsque les pores sont saturés d'eau, sachant que la diffusion du CO_2 dans l'eau est dix mille fois plus faible que dans l'air. Par contre si un béton est placé dans un environnement très sec, la quantité d'eau présente dans les pores est insuffisante pour dissoudre le dioxyde de carbone. La cinétique de carbonatation est donc faible à très faible lorsqu'un béton est placé dans un environnement très sec.

Les paramètres influençant la vitesse de carbonatation sont la formulation du béton et les conditions d'exposition (humidité, température...) :

- La microstructure du matériau (taille des pores) dont dépend l'état hydrique du matériau qui conditionnera la cinétique de pénétration du phénomène. C'est alors essentiellement la perméabilité à l'eau liquide du matériau qui sera un indicateur de durabilité pertinent.
- La porosité du béton qui conditionne la résistance « physique » du matériau à la diffusion du CO_2 .
- La teneur en hydrates carbonatables, plus elle est élevée, plus le béton est capable de freiner « chimiquement » la pénétration du front de carbonatation.

Il y a plusieurs techniques de mesure de la profondeur de carbonatation comme la microscopie optique sur lames minces, la méthode isotopique ou encore de la microscopie électronique à balayage. Par contre, ces techniques sont lourdes à mettre en œuvre. La technique la plus simple à mettre en œuvre pour mesurer la profondeur de carbonatation des bétons est le test à la phénolphthaléine [NF EN 14630]. La phénolphthaléine est un indicateur de pH coloré dont le virage se situe aux alentours de 9. Cela permet de différencier la zone carbonatée (pH < 9) qui reste incolore, de la zone non carbonatée (pH > 9 et allant jusqu'à 13) colorée en violet.

La figure 1.45 présente la profondeur de carbonatation mesurée sur des cassures fraîches des éprouvettes de béton de terre [Guimond-Barrett, 2013].

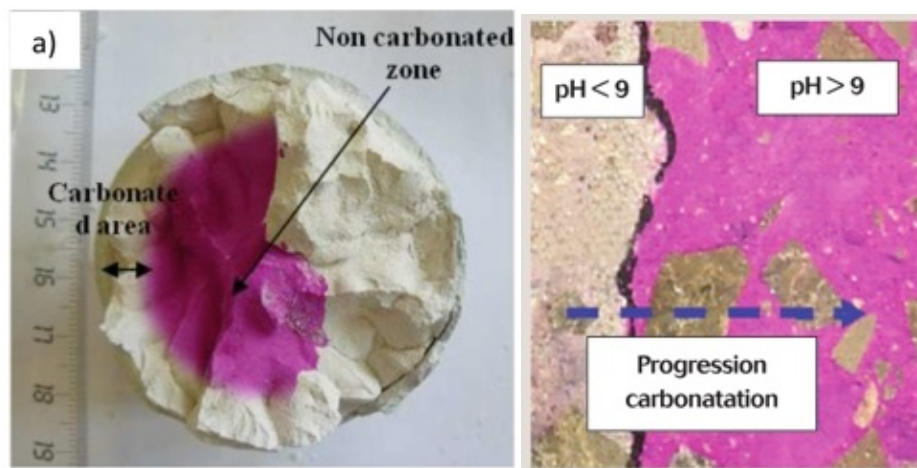


Figure 1. 45 : Profondeur et zone de carbonatation du béton mesuré par la phénolphthaléine [Guimond-Barrett, 2013].

L'étude de Guimond-Barrett [Guimond-Barrett, 2013] effectuée sur des bétons de sol constitués de CEM III/C montre que le processus de carbonatation naturelle (20°C et 65% HR) est grandement influencé par l'âge auquel le matériau est exposé au CO₂ (figure 1.46).

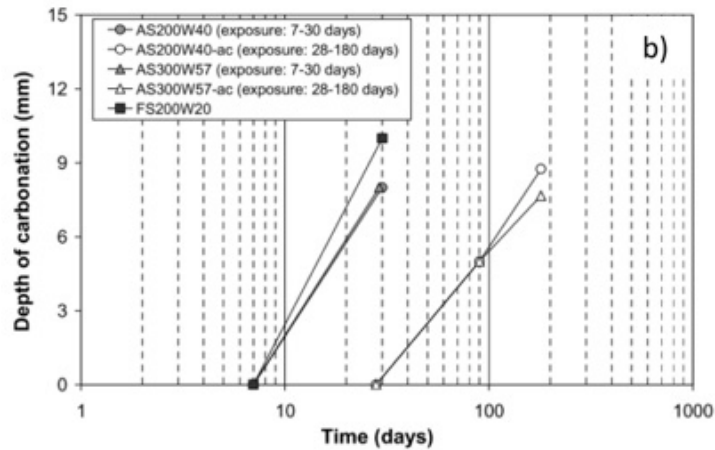


Figure 1.46 : Profondeur de carbonatation en fonction du temps pour des mélanges sol-ciment.

1.4. Conclusions

La recherche bibliographique a montré que la terre crue est l'un des principaux matériaux de construction utilisés depuis plusieurs siècles. C'est un matériau abondant, qui nécessite très peu d'énergie pour sa fabrication et qui ne génère pas de déchets. Par contre, les constructions d'aujourd'hui qui nécessitent des performances mécaniques importantes n'utilisent plus ce matériau depuis l'invention du béton. Pour atteindre des bonnes performances, plusieurs techniques de traitement peuvent être utilisées. Le traitement aux liants est l'une des techniques les plus utilisées pour améliorer la résistance mécanique et la durabilité de ces matériaux.

Les résultats issus de littérature montrent que :

Le pourcentage optimal de chaux pour modifier considérablement les propriétés géotechniques d'un sol est de 3% à 6%. L'augmentation du dosage en chaux permet d'augmenter la résistance mécanique et de réduire le gonflement. Cependant, le comportement du sol traité à la chaux est plus fragile quand le dosage de chaux est important.

La résistance mécanique du sol traité au ciment augmente avec le pourcentage de ciment ajouté mais le comportement mécanique est plus fragile. En général, il faut au moins 6% de ciment pour obtenir des résultats satisfaisants. La résistance en compression reste très dépendante du dosage. Le potentiel de gonflement du sol traité

au ciment diminue avec le pourcentage de ciment ajouté. Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, et apporte cohésion, résistance mécanique et stabilité à l'eau et au gel. La prise du ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an).

Il est important de noter que très peu de travaux ont été effectués sur les bétons à base de terre. Plusieurs études restent à établir pour comprendre le comportement de ce type de béton notamment en ce qui concerne les déformations différées et la durabilité.

Au vu de ces différents résultats, les travaux présentés dans cette thèse visent à étudier dans un premier temps le comportement mécanique du béton à base de terre dans différentes conditions de conservation. Pour simuler plusieurs types de sols, nous avons fait varier la proportion de sol argileux et sableux. Des fibres végétales comme les fibres de chanvre ont été incorporées pour améliorer la résistance à la fissuration. L'ensemble des formulations a été testé pour mieux comprendre le comportement mécanique, les déformations différées et la durabilité de ce type de matériau.

CHAPITRE 2 – METHODES EXPERIMENTALES

Le but de cette étude est de tenter d'optimiser la formulation du béton à base de terre en essayant de maximiser la quantité de sol argileux tout en ayant des caractéristiques acceptables. Une quantité optimale de liants a été utilisée en se basant sur les études précédentes. Le pourcentage des fibres a été également modifié afin de mieux comprendre leur influence sur la fissuration du béton de terre. Afin de déterminer les propriétés mécaniques, les propriétés de transfert et les déformations différées de ces différentes formulations, plusieurs essais ont été effectués. Ce chapitre présente les matériaux et les dispositifs expérimentaux utilisés pour l'étude.

2.1. Matériaux

2.1.1. Sol argileux

Le sol argileux utilisé dans cette étude est extrait d'un site de construction à Talence (France). Il a une couleur marron clair (*figure 2.1 (a)*). A noter ici qu'en fonction de la procédure de malaxage de la terre utilisée sur site, des inclusions peuvent être formées surtout dans le cas des sols cohésifs. Ces inclusions peuvent affecter les propriétés mécaniques des bétons de terre. Une étude numérique et expérimentale sur cet artefact est étudiée par [Helson, 2017] en introduisant des boulettes d'argile afin de mieux mesurer l'impact de la présence de morceaux de sol non mélangés avec le liant sur les performances mécaniques des bétons de terre.

Les résultats ont montré une chute de la résistance à la compression et du module d'élasticité en fonction de la fraction volumique d'inclusions de sol et l'apparition de concentration de contraintes au niveau de ces inclusions en conditionnant la formation de plans de ruptures.

L'effet des inclusions n'a pas été étudié dans ce travail. Le sol a été broyé manuellement à l'aide d'un marteau en caoutchouc pour faciliter son incorporation dans le mélange (*figure 2.1 (b)*).



(a)



(b)

Figure 2. 1 : Sol argileux (a) en vrac (b) après broyage.

2.1.2. Sol sableux

Le sol sableux utilisé dans cette étude est extrait d'un chantier de construction à l'université de Bordeaux (France). Il a une couleur grise claire (figure 2.2). Dans ce cas aussi, un marteau en caoutchouc a été utilisé pour séparer les grains de sol dans le cas de grosses agglomérations.



(a)



(b)

Figure 2. 2 : Sol sableux (a) en vrac (b) après broyage.

2.1.3. Le ciment

Afin de choisir le ciment à utiliser, les composants du ciment ainsi que leur consommation en énergie et leur émission du dioxyde de carbone ont été comparés. Le tableau 5 présente les différents types de ciments existants ainsi que le pourcentage de clinker pour chacun. La production du clinker est directement liée à la consommation d'énergie et à l'émission du dioxyde de carbone. En se basant sur ces différents critères, le ciment CEM V (SV) 42,5N a été choisi pour réaliser les

formulations du béton de terre. En effet, la production du ciment CEM V permet de réduire la quantité du CO₂ d'environ 42% par rapport à celle du ciment CEM I (figure 2.3). Source : Etude Lafarge basée sur les chiffres de l'ATILH (juin 2011) et du CEMBUREAU.

Type de ciment		Pourcentage de clinker	Complément
CEM I Ciment Portland		95 à 100%	Constituants secondaires
CEM II Ciment Portland composé	A	80 – 94%	Constituants autres que le clinker et éventuellement des constituants secondaires.
	B	65 – 79%	
CEM III Ciment de haut fourneau	A	35 – 64%	Laitier et éventuellement des constituants secondaires.
	B	20 – 34%	
	C	5 – 19%	
CEM IV Ciment pouzzolanique	A	65 - 89%	D, P, Q, V, W et éventuellement des constituants secondaires.
	B	45 – 64%	
CEM V Ciment composé	A	40 – 64%	Cendres volantes siliceuses ou pouzzolanes et laitiers et éventuellement des constituants secondaires.
	B	20 – 38%	
<p>S : Laitier granulé de haut fourneau, V : Cendre volante siliceuse, P : Pouzzolane naturelle,</p> <p>D : Fumée de silice, W : Cendre volante calcique, Q : Pouzzolane naturelle calcinée.</p>			

Tableau 5 : Composants des différents types de ciment (Norme ciments courants - NF EN 197-1, n.d.).

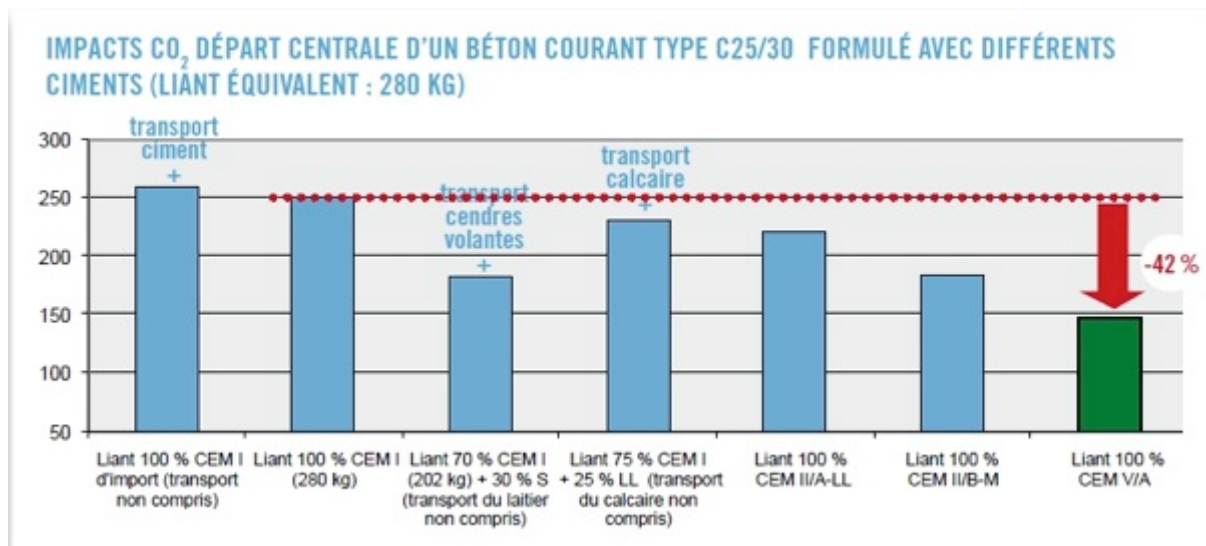


Figure 2. 3 : Comparaison de l'émission du dioxyde de carbone pour différents types de ciment.

Les caractéristiques du ciment CEM V 42,5N (S-V) sont présentées dans le tableau 6 et le tableau 7 :

Type de ciment	Constituants principaux (% en masse)			Constituants secondaires (% en masse)
	Clinker Portland (K)	Laitier de haut fourneau (S)	Cendres volantes (V)	
CEM V/A (S-V)	40 - 64	18 - 30	18 - 30	0 - 5

Tableau 6 : Composition des minéraux du ciment.

Classe de résistance	Résistance à la compression MPa				Temps de début de prise (min.)
	Résistance à court terme		Résistance courante		
	2 jours	7 jours	28 jours		
42,5 N	≥ 10,0	-	≥ 42,5	≤ 62,5	≥ 60

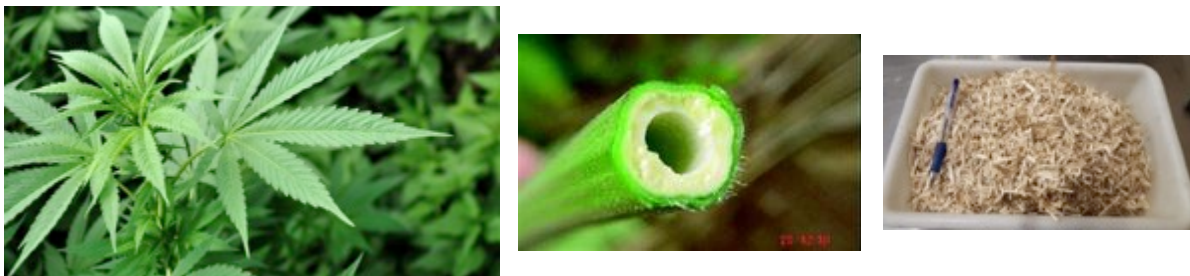
Tableau 7 : Résistance à la compression du ciment.

2.1.4. La chaux

La chaux vive a été choisie pour les formulations testées du béton de terre. La chaux non hydraulique (100 NHL5), un produit de Saint Astier (France). C'est une chaux naturelle, pure, avec une double prise hydraulique puis aérienne, moins claire que la chaux blanche, elle donne au mortier des qualités spécifiques (plasticité, rendement, souplesse, respiration, etc..). Sa pureté garantit la constance, et sa résistance élevée permet des utilisations multiples et le plus souvent sans addition de ciment. Elle a été utilisée conformément à la norme européenne EN 459-1. Elle est sous forme de poudre qui passe entièrement au tamis de 80 μm .

2.1.5. Fibres de chanvre / chènevotte

La chènevotte est un coproduit de la production de chanvre. Elle est extraite de la tige de la plante de chanvre. Le chanvre (autre nom : cannabis sativa) est une plante cultivée depuis des millénaires (*figure 2.4*).



(a) Plante de chanvre

(b) Tige de chanvre

(c) Chènevotte

Figure 2. 4 : Vue macroscopique du chanvre et de la chènevotte.

Le chanvre industriel est de plus en plus cultivé en France et les débouchés s'élargissent. La France produit la moitié du chanvre européen (15 000 hectares en 2016, contre 3 800 en 1991) (*source : <http://www.wikiagri.fr>*).

Les fibres de chènevottes sont moins chères en comparaison avec les fibres de lin (1kg de chènevotte coûte 0,75 euros, tandis que 1kg de lin coûte 3,2 euros environ). En se basant sur des études précédentes [**Bütschi et al., 2003 ; Boutin et al., 2006 ; Chamoin, 2013**] nous avons choisi les chènevottes pour nos formulations testées. Ce choix est aussi lié à sa forte disponibilité en Aquitaine.

Selon Chamoin [Chamoin, 2013] les fibres de chanvre ont les propriétés principales suivantes :

Longueur des paillettes : de 5 à 25 mm (la longueur moyenne est de 15mm et représente 90% en masse totale);

Conductivité thermique : $\lambda = 0,04 - 0,06$ W/m.K en fonction du type de chènevotte et le type du matériau préfabriqué.

D'après Bonnaudet [Bonnaudet, 2007] :

Module d'Young : $E = 35$ MPa ;

Allongement à la rupture : $A (\%) = 1,6$

Contrainte à rupture : $\sigma_r = 389$ MPa

Densité : 107 kg/m³ ;

Les nombreux avantages techniques, économiques et écologiques des fibres sont reportés dans le tableau 8. C'est la raison pour laquelle les fibres végétales comme les fibres de chanvre sont de plus en plus utilisées dans la construction.

Avantages économiques	Avantages techniques	Avantages écologiques
<ul style="list-style-type: none"> - Faibles coûts - Réduction importante du temps de cycle de production - Gains énergétiques à la transformation - Densité faible 	<ul style="list-style-type: none"> - Propriétés mécaniques identiques aux renforts traditionnels - Absence d'abrasion - Grande stabilité géométrique des pièces produites - Bonnes propriétés d'isolation phonique et thermique 	<ul style="list-style-type: none"> - Entièrement recyclables - Absence de toxicité du renfort - Abaissement du contenu en matériaux d'origine fossile - Absence de résidus après incinération ultime en fin de vie - Neutre pour l'émission de CO₂ - Ressource renouvelable

Tableau 8 : Avantages techniques, économiques et écologiques des fibres naturelles comparés aux fibres synthétiques [Bonnaudet, 2007].

La vue microscopique de la chènevotte montre que la taille des pores et des capillaires varient de 10 à 50 μm [Bonnaudet, 2007]. Ces capillaires sont dans le sens longitudinal de la tige de la plante (figure 2.5). Grâce à la présence des réseaux de

pore et de capillaire, la chènevotte a intrinsèquement de bonnes qualités thermiques et acoustiques.

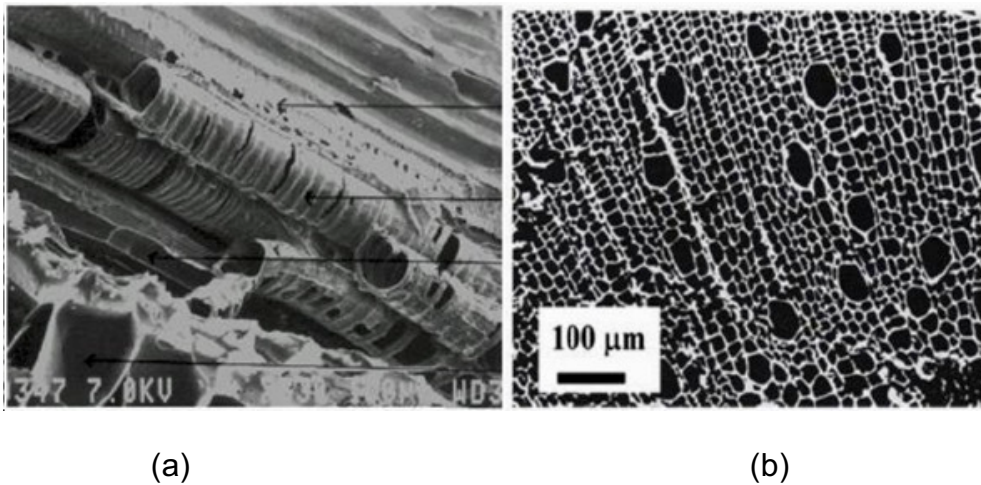


Figure 2. 5 : Vue microscopique d'une particule de chènevotte [Garcia-Jaldon, 1995].

2.1.6. Formulation des bétons

Une série d'essais en laboratoire a été menée sur différents mélanges de béton de terre afin d'étudier la possibilité d'augmenter les proportions d'argile. Ainsi, le pourcentage de sol argileux est varié de 0% à 40% (0A, 20A, 30A, 40A), tandis que la proportion des fibres de chanvre est modifiée de 0% à 1,2% (0F, 0,6F, 1,2F).

Douze formulations ont été étudiées avec une formulation de base 0A0F constitué uniquement de sol sableux et sans fibre. Les pourcentages de ciment et de chaux sont testés à 8% et 3% respectivement. Ces pourcentages ont été fixés en se basant sur les travaux de la littérature et des essais préliminaires qui ont montré que le pourcentage de chaux optimal est de 3% et que le pourcentage de ciment minimal à ajouter pour qu'il soit efficace est de de l'ordre de 6%. Les compositions sont présentées dans le tableau 9.

N°	Mélanges	Sol argileux	Sol sableux	Ciment	Chaux	Fibres	Eau	Affaissement
		(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(cm)
1	0A0F	0,00	1386,8	151,8	45,0	0,0	330,6	16,5
2	0A0,6F	0,00	1306,2	144,3	42,8	12,0	314,2	16,2
3	0A1,2F	0,00	1238,2	138,0	40,9	22,9	300,6	15,7
4	20A0F	247,8	991,4	135,6	40,2	0,0	398,9	10,5
5	20A0,6F	241,4	965,7	133,3	39,5	11,1	392,1	14,8
6	20A1,2F	236,6	946,7	131,9	39,1	21,9	388,0	9,5
7	30A0F	368,3	859,5	134,4	39,9	0,0	417,6	9,5
8	30A0,6F	356,3	831,5	131,2	38,9	10,9	407,7	6,5
9	30A1,2F	345,3	805,7	128,3	38,1	21,3	398,7	14,0
10	40A0F	501,1	751,7	137,1	40,7	0,0	466,1	12,5
11	40A0,6F	476,6	714,9	131,6	38,8	10,9	447,3	7,3
12	40A1,2F	454,4	681,6	126,6	37,6	21,0	430,5	10,5

Tableau 9 : Proportions des différents constituants du béton de terre.

L'affaissement du béton de terre a été déterminé à l'aide du cône d'Abrams [NF EN 12350-2] afin de s'assurer d'avoir une maniabilité acceptable (> à 5 cm) lors de la mise en œuvre du béton de terre (figure 2.6).



Les composants

Les composants mélangés

Mesure de
l'affaissement à l'aide
du cône d'Abraham

Figure 2. 6 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams.

L'affaissement des bétons testés varie de 6,5 cm à 16,5 cm en fonction du pourcentage de fibres de chanvre et de sol argileux avec un affaissement moins important avec le pourcentage d'argile. En effet, plus la quantité de sol argileux et des fibres est importante, plus le moulage et le démoulage sont compliqués. Cela est dû au fait que le sol argileux et les fibres de chanvre absorbent fortement l'eau et le mélange devient très collant. A noter ici que la quantité d'eau a été augmentée dans le cas où le pourcentage d'argile est important afin d'atteindre une maniabilité acceptable lors de la construction (affaissement > 5 cm) (selon la norme NF EN 206 classe l'affaissement du béton).

2.2. Dispositifs

2.2.1. Caractérisation du sol

- Diffractomètre

La diffractométrie aux rayons X (DRX) est une méthode en général adaptée pour l'étude de composés ordonnés à l'échelle atomique et particulièrement à l'identification de la composition minéralogique des assemblages argileux pour lesquels elle permet d'identifier les phases cristallines. Les analyses par diffraction des rayons X dans notre étude ont été réalisées sur un diffractomètre PANalytical PW3020 à géométrie Bragg-Brentano $\theta - 2\theta$, équipé d'un monochromateur secondaire sur une plage angulaire $2\theta=3^\circ - 80^\circ$ d'une détection proportionnelle et d'une anticathode de cuivre en utilisant une tension de travail 45 kV et une intensité de 40 mA (Figure 2.7).



Figure 2. 7 : Diffractomètre utilisé.

Les mesures ont été faites sur un domaine angulaire de 3 à 80° en 2 θ avec un pas de mesure de 0,02° pour une durée totale d'acquisition de 3 heures et 12 minutes à température ambiante.

- **Microscope électronique à balayage environnemental**

La microscopie électronique à balayage MEB (ou « Scanning Electron Microscopy » SEM) est une technique puissante d'observation des surfaces. Dans notre étude, les images en électrons secondaires et électrons rétrodiffusés ont été obtenues en utilisant un Microscope Electronique à Balayage environnemental Field Emission Gun (FEG) Quanta 250 (MEBE). Les analyses chimiques ont été réalisées avec un EDS (Energy Dispersive Spectrometer) Edax Apollo XL (*figure 2.8*).

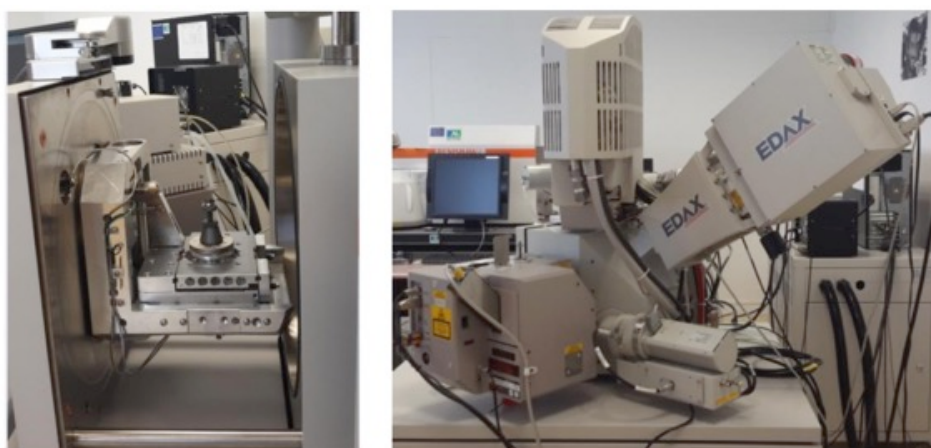


Figure 2. 8 : Microscope Électronique à Balayage Environnemental.

2.2.2. Fabrication du béton de terre

La procédure de fabrication du béton de terre est basée sur les travaux de Eid [Eid, 2016] concernant l'effet du phasage du traitement avec des liants. En effet, ces travaux ont montré que le traitement préalable du sol avec du ciment suivi d'un traitement à la chaux ne présente aucun gain en résistance. Par ailleurs, le traitement préalable avec de la chaux favorise la carbonatation qui entraîne la formation de la calcite préjudiciable à la résistance du matériau. Ainsi, le sol a été traité avec de la chaux et du ciment simultanément. Dans un premier temps, le sol argileux, le ciment, la chaux et les fibres ont été mélangés pendant 20 minutes dans un malaxeur pour obtenir un mélange homogène. Ensuite, l'eau est ajoutée progressivement pour obtenir une pâte homogène pendant 20 minutes afin de faciliter la réalisation des éprouvettes.

Une table vibrante a été utilisée pour compacter les éprouvettes fabriquées de béton de terre pendant quelques secondes (*figure 2.9a*). Pour les éprouvettes de dimension $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ (ces dimensions dépendent de la granulométrie du sable) une table à chocs a été utilisée (25 chocs) (*figure 2.9b*).

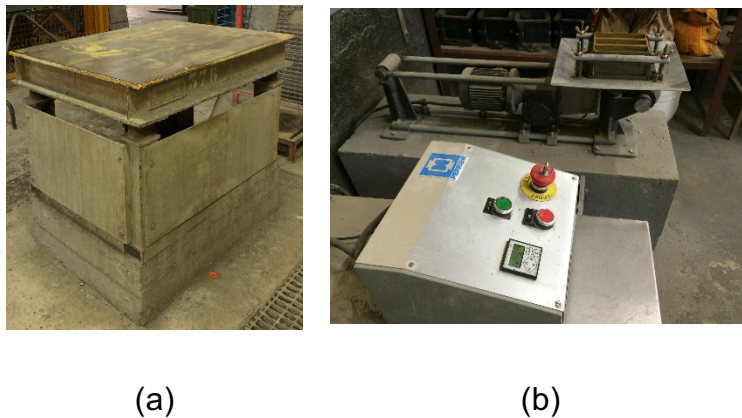


Figure 2. 9 : (a) Table vibrante, (b) table à chocs.

2.2.3. Compression simple

Les essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques de dimension $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ (selon l'étude de BAVELARD et BEINISH, 2006 dans le guide de bonnes pratiques des essais de compression sur éprouvettes, la résistance à la compression pour l'éprouvette cylindrique $\phi 16 \times 32 \text{ cm}$ est égale de 0,9 de celle de

l'éprouvette cubique de dimension 10x10x10 cm³) et ceci à différents âges (7 jours, 28 jours et 180 jours). Le béton de terre est coulé dans des moules plastiques (figure 2.10a) et démoulé après 2 jours pour éviter une rupture fragile des éprouvettes.

L'effet des conditions de cure des éprouvettes sur la résistance à la compression a été aussi étudié. Ainsi, après démoulage, certaines éprouvettes ont été conservées à l'air libre (avec une température moyenne de 20°C et une humidité relative de 60%) (figure 2.10b), tandis que d'autres ont été mises dans une boîte plastique fermée (figure 2.11) (avec une température moyenne de 20°C et une humidité relative proche de 90%).



Figure 2. 10 : Eprouvettes (a) après coulage et conservées à l'air libre (b).



Le niveau de l'eau est au
dessous de la grille

Éprouvettes placées sur
la grille

Éprouvettes conservées
dans une boîte
hermétique

Figure 2. 11 : Eprouvettes conservées à 23°C et 90% HR.

Les essais de compression simple ont été effectués à l'aide d'une Picsx électromécanique d'une capacité de 50 KN. Le chargement du béton a été appliqué avec un déplacement imposé d'une plaque d'acier à une vitesse constante de 0,5 mm/min. Les éprouvettes ont été équipées de 2 capteurs LVDT pour mesurer la

déformation longitudinale et de 2 autres capteurs LVDT pour mesurer la déformation transversale (*figure 2.12*).

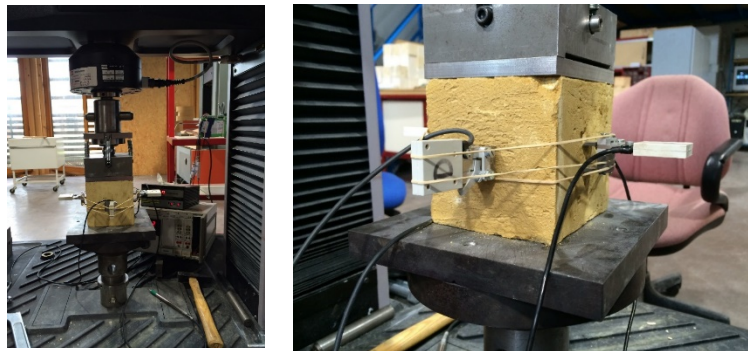


Figure 2. 12 : Essai de compression simple sur les éprouvettes de béton de terre et mise en place des capteurs.

2.2.4. Mesure de propagation d'ondes Ultrasonores

La méthode des ultrasons est une méthode de contrôle non destructif largement utilisée pour évaluer le béton [Bian, 2009]. Le principe de cette mesure est de déterminer la vitesse de propagation des ondes ultrasonores dans le béton à partir de la mesure de la durée de propagation. A partir de ces résultats, il est possible d'évaluer la qualité du béton et les propriétés mécaniques comme le module d'élasticité dynamique mais aussi détecter des défauts (fissures, vides, etc). Les ondes ultrasonores sont des vibrations mécaniques prenant naissance et se propageant dans tous les matériaux ayant une certaine élasticité.

Dans cette étude, un système portable composé d'un générateur d'impulsion PUNDIT (**Portable Ultrasonic Nondestructive Digital Indicating Tester**) a été utilisé dans cette étude avec deux transducteurs (émetteur et récepteur) de 200 KHz de fréquence (*figure 2.13*). Ce système permet de réaliser des mesures sur des éprouvettes en laboratoire et sur des ouvrages réels. Le générateur envoie une impulsion électrique qui est convertie en ondes de pression (longitudinales) par l'émetteur. Les ondes ultrasonores traversent le couplant et se propagent dans le béton. Le récepteur reçoit ces ondes et les convertit en une impulsion électrique qui revient au générateur sous forme d'un signal temporel.

La vérification et l'étalonnage de l'appareil se fait au début des mesures. Le temps de référence doit correspondre à la valeur marquée sur la barre de calibration du matériau

synthétique (cet étalonnage peut également se faire sur un matériau modèle dont la vitesse de propagation est connue). Il est important de réaliser les mesures avec une source d'électricité continue afin d'éviter l'instabilité des signaux à cause de la chute de l'énergie de la batterie. Le couplant utilisé est une pâte de contact blanche composée à 95% de vaseline. Il est appliqué à chaque nouvelle mesure afin d'avoir un bon contact entre les deux transducteurs et le béton.

Le temps de propagation des ondes ultrasonores dans le béton, noté T en μs , s'affiche sur l'écran de l'appareil. À partir du temps mesuré, la vitesse ultrasonore, notée V en m/s, est calculée pour chaque mesure par la relation :

$$V = \frac{L}{T} \left(\frac{m}{s} \right) \quad \text{Eq. 4}$$

Avec L : la distance considérée entre émetteur et récepteur.

Trois types de configuration peuvent être utilisés dans le cas des mesures avec deux transducteurs. Ces configurations sont illustrées dans la figure 2.13 : (a) direct, (b) semi-direct, et (c) indirect, avec E l'Emetteur (qui transforme l'impulsion en vibration mécanique) et R le Récepteur (qui détecte l'onde et la transforme en signal électrique).

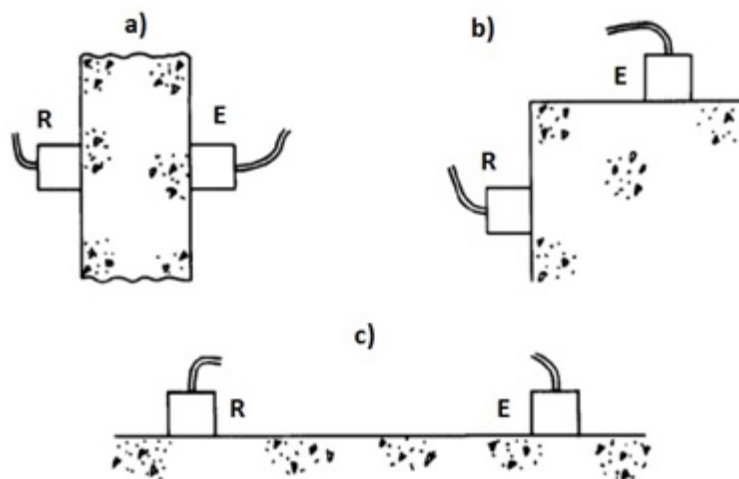


Figure 2. 13 : Types de configuration (a) direct, (b) semi-indirect et (c) indirect [Bungey, 2006].

La mesure de la vitesse directe est la plus couramment utilisée parce qu'elle est simple, facile et le récepteur peut recevoir le maximum d'énergie de l'Emetteur.

Généralement, il y a trois types d'ondes : les ondes longitudinales (onde L), transversales (onde T) et de Rayleigh. Les ondes L et T sont appelées ondes de

volume. Les ondes L sont plus rapides que les ondes T et les ondes T sont plus rapides que les ondes de Rayleigh.

Dans un milieu élastique infini, les ondes se propagent en deux modes L et T, donc ses vitesses (V_L , V_T) dépendent des propriétés mécaniques des matériaux. A partir du module d'élasticité E , du coefficient de Poisson ν , et de la densité ρ (masse volumique), ses vitesses peuvent être déterminées :

$$V_L = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad \text{Eq. 5}$$

$$V_T = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad \text{Eq. 6}$$

Ou :

$$V_L = \left(\frac{k + \frac{4}{3}\mu}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Eq. 7}$$

$$V_T = \left(\frac{\mu}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Eq. 8}$$

Avec :

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$k = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

Le module élastique dynamique peut être déduit à partir des vitesses de propagation du son (ultrason) élastiques à l'aide de dispositif PUNDIT. L'utilisation de transducteurs qui génèrent des ondes longitudinales (V_L) ou transversales (V_T) permet de remonter aux caractéristiques d'un matériau élastique linéaire et isotrope par les deux vitesses associées V_L et V_T . Dans le cas d'une configuration directe, le module d'élasticité peut être déduit à partir de la relation suivante :

$$E = \frac{V_L^2 \cdot \rho \cdot (1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad \text{Eq. 9}$$

Avec V la vitesse de propagation du son (m/s), ρ la masse volumique (kg/m^3) et ν le coefficient de Poisson.

Lors de la mesure, les sources d'erreur potentielles peuvent être un mauvais couplage entre l'émetteur et le récepteur, une surface rugueuse du béton, une pression variable

sur le dispositif de mesure et la dérive de l'électronique et du signal en raison de la variation de conditions environnementales (ex. température ambiante). Il est important que l'état de saturation du matériau en eau a un effet significatif sur la vitesse de propagation. D'autres effets comme la température ou la taille des inclusions peuvent avoir un effet sur la mesure.

La vérification et l'étalonnage de l'appareil se fait au début des mesures. Le temps de référence doit correspondre à la valeur marquée sur la barre de calibration du matériau synthétique (cet étalonnage peut également se faire sur un matériau modèle dont la vitesse de propagation est connue). Il est important de réaliser les mesures avec une source d'électricité continue afin d'éviter l'instabilité des signaux à cause de la chute de l'énergie de la batterie. Le couplant utilisé est une pâte de contact blanche composée à 95% de vaseline. Il est appliqué à chaque nouvelle mesure afin d'avoir un bon contact entre les deux transducteurs et le béton (figure 2.14).

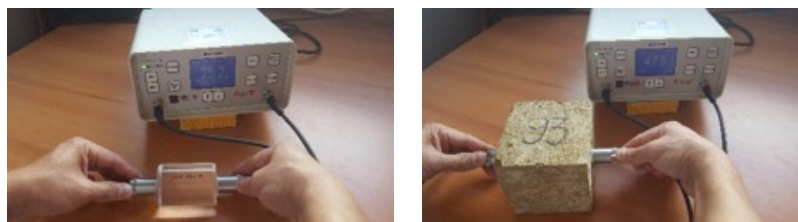


Figure 2. 14 : Dispositif PUNDIT (a) étalonnage (b) et mesure du temps de propagation des ondes ultrasonores.

2.2.5.Flexion 3 points

Des essais de rupture en flexion trois points ont également été réalisés sur des poutres de dimensions $100 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$ (L x h x b). Les essais ont été réalisés selon les recommandations RILEM-TMC 50 [RILEM, 1985] sur des poutres à l'âge de 28 et 180 jours et conservées dans une salle climatique à 20°C et 60% d'HR.

Les essais de flexion ont été effectués à l'aide d'une machine électromécanique de capacité de 100 kN. Des poutres sans entaille ont été utilisées pour éviter les concentrations de contraintes au jeune âge qui peuvent provoquer une rupture précoce des poutres. L'essai a été piloté avec un système d'ouverture d'entaille CMOD (**Crack Mouth Opening Displacement**) avec deux capteurs LVDT (précision de $0,01 \mu\text{m}$) placés sur les deux faces de la poutre au centre inférieur (figure 2.15). Ces deux

capteurs ont été placés sur la poutre par deux supports métalliques collés sur l'éprouvette. Les plaques d'aluminium, supports des capteurs LVDT, ont été collées à une distance équivalente à la moitié de la hauteur à partir du milieu de la poutre pour s'assurer que la fissure apparait entre ces deux plaques. Bien que cette mesure ne soit pas exactement le CMOD dans le cas des poutres non-entailées, pour des raisons de simplicité elle a été appelée comme telle. La vitesse de l'ouverture de la fissure a été modifiée au cours de l'essai avec une vitesse de 0,005 mm/min avant le pic et une vitesse de 0,4 mm/min vers la fin pour accélérer la rupture dans la phase stable d'adoucissement. La flèche a été aussi mesurée au milieu avec un capteur LVDT et un système de mesure permettant d'éviter les problèmes liés à l'écrasement du béton au niveau des appuis (*figure 2.15*).

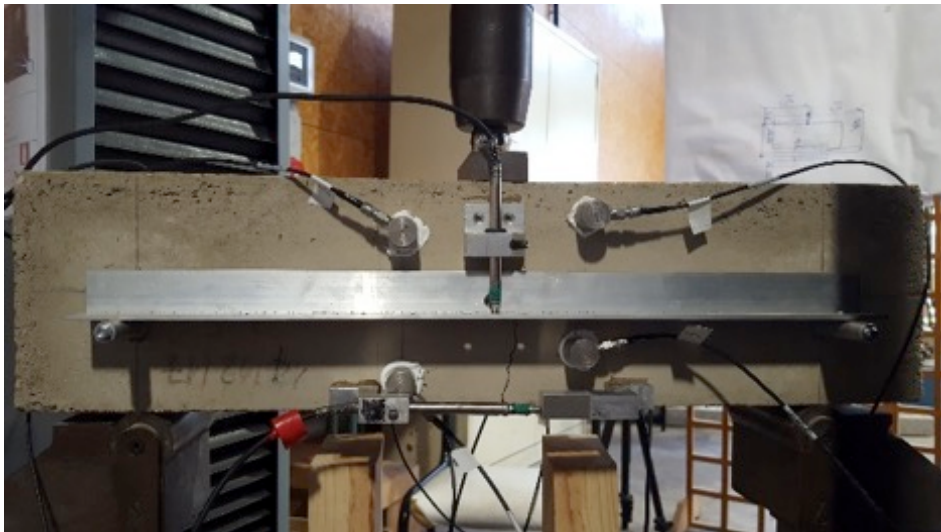


Figure 2. 15 : Dispositifs expérimentales de l'essai de flexion 3 points.

2.2.6. Porosité à l'eau

Le béton est un matériau poreux comportant des pores et/ou des vides. Ces pores sont déterminants pour la résistance et la durabilité. En effet, une faible porosité constitue le meilleur moyen de défense des bétons contre tous les agents agressifs. La porosité peut ainsi être utilisée comme indicateur des propriétés mécaniques du béton comme la résistance à la compression et sa durabilité. La porosité est la conséquence naturelle de la quantité d'eau mise, en plus de celle nécessaire à l'hydratation et des vides éventuels présents dans les granulats. Les mesures de

porosité à l'eau ont été réalisées et ont été corrélées avec les propriétés du béton afin de mieux comprendre l'effet du sol argileux et des fibres de chanvre sur le comportement du béton de terre.

Deux éprouvettes de dimensions 5x5x5 cm³ ont été utilisées pour chaque mélange à 7 jours et 28 jours. Les échantillons ont été d'abord séchés dans un four ventilé à 60°C et placés ensuite dans une cloche de verre hermétique sous une basse pression « 25 mbars » pendant 24h. Ensuite, la cloche a été remplie d'eau et les éprouvettes sont maintenues sous vide sous basse pression pendant 24 heures pour atteindre l'équilibre et assurer la saturation complète des échantillons. Les poids des éprouvettes sont ensuite mesurés dans l'air et dans l'eau. La porosité à l'eau, selon les recommandations de l'AFREM [AFREM 1997], est calculée selon la relation suivante :

$$P = \frac{m_{sat} - m_{sec}}{m_{sat} - m_{sat}^{imm}} \times 100 (\%) \quad Eq. 10$$

Avec :

m_{sat} : la masse de l'éprouvette saturée en eau mesurée dans l'air.

m_{sec} : la masse de l'éprouvette après séchage dans un four à 60°C. La température de 60°C a été choisie pour éviter la déshydratation des CSH et éviter de brûler les minérales dans le sol argileux.

m_{sat}^{imm} : la masse de l'éprouvette saturée en eau mesurée dans l'eau.

La connaissance de la masse de l'éprouvette dans ces trois états (sèche, saturée immergée et saturée dans l'air) nous permet également de déterminer la masse volumique apparente du béton sec ρ_{app} selon l'Eq. 11 :

$$\rho_{app} = \frac{m_{sec} \cdot \rho_{eau}}{m_{sat} - m_{sat}^{imm}} \quad Eq. 11$$

Avec ρ_{eau} la masse volumique de l'eau (1000 kg/m³).

La figure 2.16 présente quelques photos de la procédure de mesure de la porosité à l'eau.



Eprouvettes cubiques
5x5x5cm³ dans une cloche en
verre hermétique immergées
dans l'eau à 2,5 cm



Eprouvettes sous vide avec une pression de 25
mbars pendant 24h

Figure 2. 16 : Eprouvettes et dispositif expérimental utilisé pour la mesure de la porosité à l'eau.

2.2.7. Porosité au mercure

La porosité au mercure permet une caractérisation plus complète de la structure poreuse. La méthode consiste à forcer l'intrusion du mercure dans les pores de manière progressive en appliquant des pressions de plus en plus importantes par palier. Le mercure est utilisé car c'est un fluide non mouillant ce qui facilite son intrusion dans les pores. Pour chaque pression appliquée le volume de mercure introduit est enregistré. Selon un modèle hypothétique, une taille de pore est associée pour chaque palier de pression appliqué.

La méthode d'analyse la plus utilisée est basée sur le modèle de pores cylindriques en cul de sac. A l'entrée d'un pore, l'interface mercure-vide forme un ménisque qui sous l'effet de la pression prend une forme sphérique convexe. A une certaine pression et une certaine taille de pore, l'angle du ménisque est tel que le mercure peut progresser et s'introduire dans le pore. Cet angle correspond à l'angle de mouillage. Il se définit comme l'angle formé par une goutte posée sur la surface du matériau (*figure 2.17 et 2.18*).

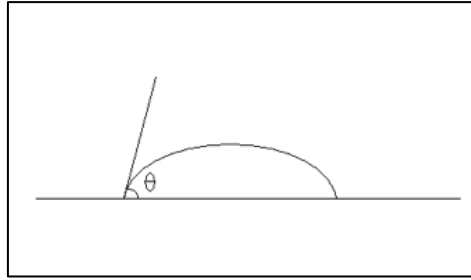


Figure 2. 17 : Schéma de l'angle de mouillage

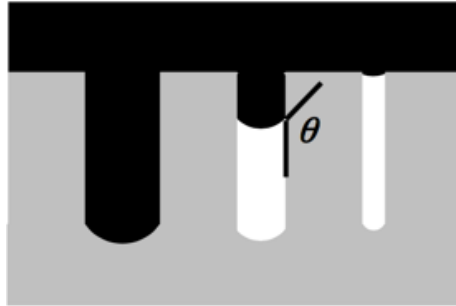


Figure 2. 18 : Schéma de l'entrée du mercure selon le modèle de pores cylindriques en cul de sac [Daian, 2007].

La taille de pore associée à la pression exercée est calculée par l'équation de Laplace :

$$P = - \frac{2 \sigma \cos(\theta)}{R} \quad \text{Eq. 12}$$

Avec θ l'angle de contact entre le mercure et le matériau, σ la tension superficielle vide-mercure ($=0,485\text{N/m} = 0,485 \cdot 10^6 \text{N}/\mu\text{m}$), P la pression d'entrée du mercure (Pa) et R le rayon du cylindre représentatif du pore (μm).

Dans le cadre de notre étude, l'angle de contact a été pris à 140° . Cette valeur était préentré dans le logiciel. Des études menées sur un matériau cimentaire à base de terre cuite [Alaiwa, 2007] et de vase de dragage [Levacher, 2010] ont choisie l'angle 130° . Cet angle varie de 117° à 145° selon la nature du solide [Levacher, 2010]. La différence d'angle génère une différence de coefficient entre la pression et le rayon. Ces coefficients sont respectivement égaux pour l'angle 130° et l'angle 140° à $6,23 \cdot 10^5$ et $7,43 \cdot 10^5$. A une pression P la différence de rayon est tel que $r(140^\circ) = 0,83 \cdot r(130^\circ)$.

Le modèle de pores cylindriques présente plusieurs inconvénients :

- Il ne prend pas en compte la géométrie du pore.

- Il associe la taille d'entrée du pore et non la taille réelle du pore. Une intrusion importante de mercure pour une pression appliquée pourrait être interprétée comme la présence importante de pores de cette taille alors qu'en réalité cette montée importante de mercure injectée correspond à un pore de grande dimension mais avec une entrée de pore de cette taille.

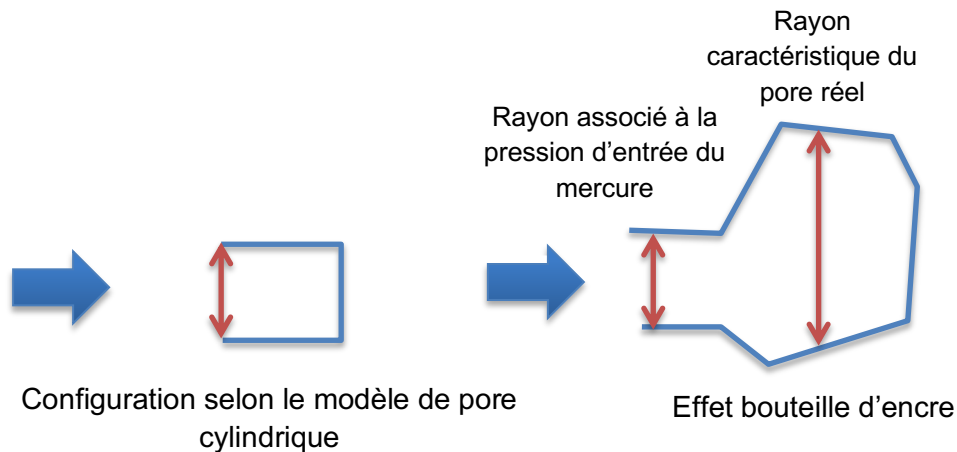


Figure 2. 19 : Schémas illustrant la différence entre le modèle et la taille réelle du pore.

Il y a de plus une notion d'accessibilité et de position dans l'échantillon des pores à prendre en compte pour bien interpréter les résultats. En effet, un pore présent au milieu de l'échantillon mais qui n'a pas de chemin d'accessibilité depuis la surface ne sera pas répertorié à sa taille réelle. Cela fait intervenir la notion de porosité fermée et de porosité ouverte. Un pore fermé sera envahi par le mercure lorsque celui-ci pourra passer par la porosité intergranulaire qui nécessite une pression plus élevée et associera donc ce pore à une porosité inter granulaire et non à une mesoporosité.

Il faut aussi prendre en compte la notion de connectivité entre les pores. Un pore connecté à un autre par une entrée supérieure au chemin d'accessibilité du premier sera répertorié à la taille d'entrée du premier pore (figure 2.20).

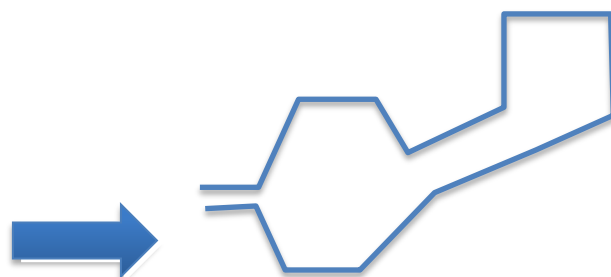


Figure 2. 20 : Schéma de connectivité de deux pores.

Dans le cas de notre étude, les mesures ont été effectuées sur les formulations correspondant à 0A0F, 20A0F et 20A1.2F à 28 jours. Les échantillons correspondent à des morceaux prélevés sur des éprouvettes prismatiques. Les dimensions du prélèvement sont de l'ordre de $5 \times 5 \times 5 \text{ mm}^3$.

A 28 jours, les éprouvettes ont été séchées pendant 4 jours dans un four à 60°C avec une ventilation. On a choisi la température de séchage de 60°C pour éviter de brûler les composants minéraux dans le béton, la ventilation est utilisée pour pousser la vitesse d'évaporation à la surface de l'éprouvette. Le séchage du matériau permet de désobstruer les pores de l'eau libre pour avoir accès à la totalité des pores. La question a été de savoir jusqu'à quel point sécher le matériau afin qu'il ne s'effrite pas et afin de garder une structure représentative du matériau tout en ayant accès à l'ensemble de la structure poreuse du matériau. La norme propose un séchage pendant 24 h à 105°C pour un béton ordinaire. On retrouve dans la bibliographie des protocoles différents qui ont adapté cette norme au matériau étudié. Une des particularités de notre matériau et qui doit être pris en compte pour le choix du séchage repose sur la présence d'argile qui a une forte capacité d'absorption d'eau. Un fort séchage risquera de fragiliser le matériau et de modifier la structure poreuse. Cependant, ne pas avoir accès à la microporosité, empêchera l'accès à une certaine porosité moins accessible. Une étude soulève le fait qu'un séchage trop important modifie la structure poreuse du matériau en resserrant les pores [**Levacher, 2001**]. Une autre étude a également mis en évidence le fait que le processus de séchage peut engendrer une variation de la porosité allant jusqu'à 30% de la porosité totale mesurée [**Baroghel-Bouny, 1994**]. Il a été aussi mis en évidence qu'à la température 105°C , le matériau subit des dommages internes.

Les mesures ont été réalisées à l'aide de deux porosimètres dans une salle climatisée à 18°C .

Le mercure est introduit dans le premier porosimètre dans une ampoule contenant notre échantillon où le vide est fait avant injection du mercure. Le deuxième porosimètre n'introduit pas de mercure mais exerce une pression à l'aide d'une huile qui pousse sur le mercure déjà introduit. Ce porosimètre permet de monter dans une gamme de pression plus importante jusqu'à 200 MPa pouvant décrire des pores jusqu'à $0,003 \mu\text{m}$. Dans le cadre de notre étude, la montée en pression s'est effectuée de 0,01 bars à 2 bars dans le premier porosimètre. Dans le deuxième porosimètre la

pression est montée jusqu'à 20 bars. Les résultats nous donnent une plage de porosité allant de 0,7 μm à 150 μm .

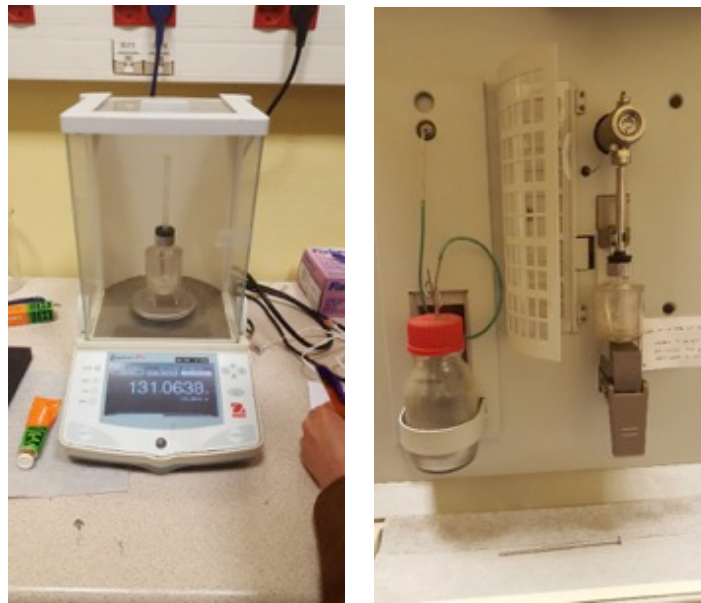


Figure 2. 21 : Porosimètre à mercure.

2.2.8. Absorption capillaire

La porosité d'un matériau représente le volume de tous les capillaires cumulés. Des éprouvettes ayant des dimensions de $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ ont été utilisées pour chaque mélange à 7 jours et 28 jours. Les échantillons ont d'abord été séchés dans un four ventilé à 60°C pendant 3 jours dans le four. Ensuite, les éprouvettes ont été immergées dans une mince couche d'eau de 10 mm d'épaisseur et la variation de la masse des échantillons a été mesurée en continu (*figure 2.22*). Les éprouvettes ont été pesées chaque 10 minutes au début et puis chaque heure quand l'augmentation de la masse est faible.

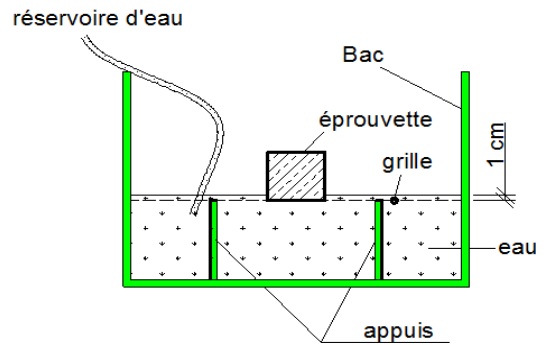
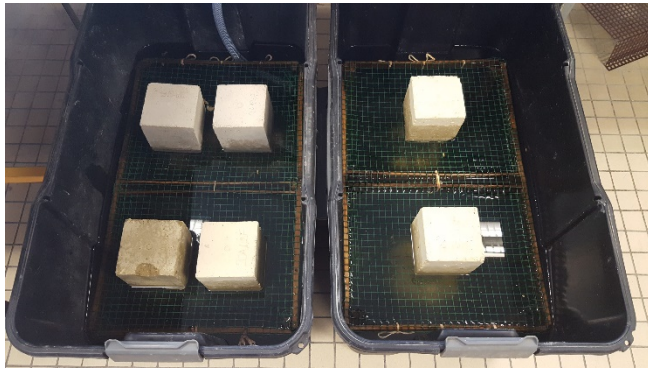


Figure 2. 22 : Schéma de mesure de l'absorption capillaire.

2.2.9. Perméabilité au gaz

Darcy [**Darcy, 1856**] a proposé une loi d'écoulement des fluides dans un milieu poreux selon la relation suivante :

$$Q = K \frac{S(h_1 - h_2)}{L} \quad \text{Eq. 13}$$

où :

Q est le débit (m³/s)

S est la section d'écoulement (m²)

L est la longueur de l'échantillon

$\Delta H = h_1 - h_2$ la hauteur piézométrique (ou charge hydraulique)

K est la conductivité hydraulique (m/s).

Pour utiliser l'équation Eq.14, les quatre hypothèses suivantes doivent être vérifiées [**Dullien 92**] :

- le milieu poreux est totalement saturé par une seule phase fluide ;
- les forces d'écoulement sont dues à la viscosité (les forces d'inertie sont négligées);
- le fluide n'a pas d'interaction physico-chimique avec le matériau.
- les coulements du fluide sont supposés laminaires ;

La perméabilité intrinsèque K (m²) est définie selon la loi de Darcy qui s'écrit :

$$v = -\frac{K}{\mu} \text{grad}P \quad \text{Eq. 14}$$

Où

v est la vitesse du fluide (m/s) qui est reliée au débit d'écoulement par $v = \frac{Q}{S}$

μ est la viscosité dynamique (Pa.s) du fluide

gradP est le gradient de pression (Pa/m).

Les essais de perméabilité au gaz sont effectués en utilisant un permeamètre à tête constante de Cembureau avec de l'azote comme gaz de percolation neutre. Les surfaces supérieure et inférieure des éprouvettes cylindriques sont polies pour être parallèles et planes. Les échantillons sont ensuite confinés avec une membrane thermo-rétractable qui fournit une étanchéité latérale aux cellules. Le principe de mesure consiste à transmettre un volume comprimé de gaz (azote N₂) à travers la surface de l'échantillon et à lire le débit du gaz à la sortie pour différentes pressions d'injection. La pression de sortie du gaz est transmise par un capteur qui permet de changer le débit de gaz avant de passer un tube métallique contenant l'éprouvette. Le débit de gaz est enregistré en continu par un ordinateur. La pression relative ($P_1 - P_2$) appliquée à l'échantillon est mesurée à l'aide d'un manomètre analogique - numérique. Dans ce test, P_1 est la pression absolue d'injection et P_2 est la pression atmosphérique. Les mesures sont réalisées en régime laminaire de l'écoulement du gaz. Les débits sont mesurés à pression atmosphérique à l'aide d'un débitmètre analogique-numérique. Il est nécessaire d'attendre que l'écoulement s'établisse en régime permanent à travers l'échantillon pendant un temps suffisamment long entre deux mesures. Pour chaque pression différentielle, le coefficient apparent de perméabilité est calculé en utilisant l'équation :

$$K = \frac{Q * \mu * L * 2P_1}{S * (P_1^2 - P_2^2)} \quad \text{Eq. 15}$$

Avec : S la section de l'éprouvette (m²), Q le débit de gaz passé de l'éprouvette (m³/s), μ le coefficient de viscosité (1.8x10⁻⁵ Pa.s pour l'azote à 20°C), P_1 pression atmosphérique (Pa) et P_2 la pression appliquée absolue (Pa).

Plusieurs mesures de perméabilité apparente à différentes pressions d'injection ont été effectuées pour les essais de perméabilité au gaz. Lorsque cela est possible, quatre à dix pressions d'injection ont été appliquées dans cette étude expérimentale, de manière à pouvoir vérifier le fait que les mesures concernent bien le régime laminaire de l'écoulement du gaz. Les débits sont mesurés à pression atmosphérique à l'aide

d'un débitmètre analogique-numérique. Il est nécessaire d'attendre un temps suffisamment long entre deux mesures afin que l'écoulement puisse s'établir en régime permanent à travers l'échantillon. En générale, un temps de 30 minutes suffit pour que l'écoulement soit stable [**Bouasker et al., 2005 ; Aït Alaïwa et al., 2007c, Saiyouri et al., 2007**]. Si les débits mesurés diffèrent de manière significative (de l'ordre de 2%), un temps supplémentaire est attendu avant de procéder aux mesures de débit pour la même pression d'injection.

Des échantillons cylindriques de 39 mm de diamètre et 100 mm de hauteur ont été utilisés et conservés à 20°C et 60% de HR afin d'éviter les perturbations d'humidité relative. L'échantillon est placé sur l'embase inférieure de la cellule et est entouré par une gaine en caoutchouc pour la protection et l'étanchéité avec l'huile de confinement (dans notre cas l'eau). La pression hydrostatique de confinement appliquée pour l'éprouvette de formulation 0A0F et 0A1.2F est de 4 MPa ; 3MPa pour les éprouvettes de formulation 20A0F, 20A1.2F et 2 MPa pour les éprouvettes de formulation 40A0F, 40A1,2F (cette valeur a été choisie en fonction de la résistance à la compression à 28 jours de chaque formulation afin d'éviter la rupture des éprouvettes).

La figure 2.23 présente les dispositifs expérimentaux de mesure de la perméabilité au gaz dans le cas de perméamètre à charge constante.

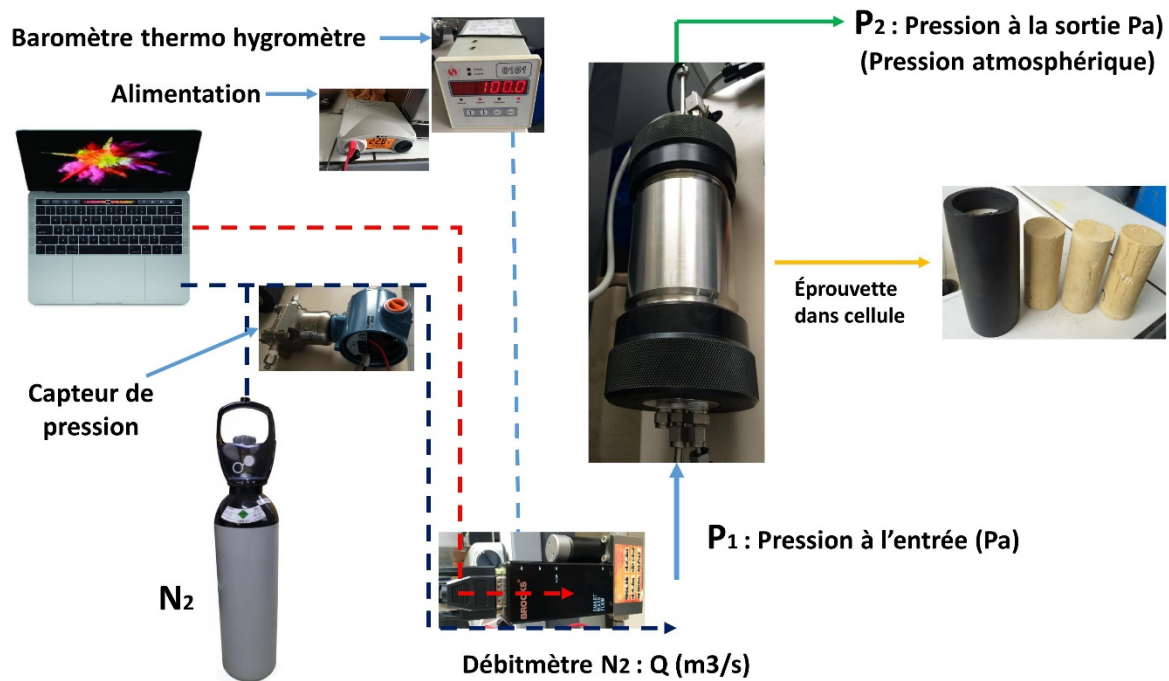


Figure 2. 23 : Dispositif expérimental de mesure de perméabilité au gaz : perméamètre à charge constante.

2.2.10. Retrait

Les essais de retrait ont été réalisés sur des éprouvettes prismatiques de dimensions $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$. Les éprouvettes de retrait endogène ont été recouvertes de deux couches de papier auto-adhésif en aluminium pour éviter l'évaporation (figure 2.24). Les échantillons de retrait de dessiccation ont été soumis à un séchage latéral sur les côtés (à l'exception des surfaces supérieures afin de créer un séchage unidimensionnel). Les essais ont été réalisés dans une salle climatique à 20°C et 60% d'HR. 24 heures après le coulage, les échantillons ont été démoulés et les mesures de retrait ont été effectuées. Le retrait a été mesuré avec un dispositif équipé d'un capteur LVDT ayant une précision de $1 \mu\text{m}$. La perte de masse a été aussi mesurée en parallèle pour une meilleure compréhension du phénomène de retrait.

Les essais de retrait ont été aussi réalisés avec les mêmes conditions sur des éprouvettes de dimension $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$. Dans ce cas, le retrait est mesuré avec des comparateurs de $3 \mu\text{m}$ de précision avec une fréquence d'échantillonnage de 1 mesure par minute au début (figure 2.24).



Figure 2. 24 : Dispositif de mesure du retrait.

2.2.11. Fluage en flexion

Les essais de fluage en flexion ont été réalisés sur des poutres de dimension 10x15x60 cm³ à l'âge de 28 jours toujours à 20°C et 60% d'HR. La figure 2.25 présente le principe et le dispositif des essais de fluage. Le dispositif expérimental est constitué d'un bâti de chargement auquel sont montés les appuis avec un système de masse et contre masse. L'essai consiste à appliquer une force verticale constante au milieu de la poutre. La flèche a été suivie dans le temps à l'aide d'un comparateur de 3 µm de précision. Un taux de chargement de 80% de la force maximale a été appliqué.

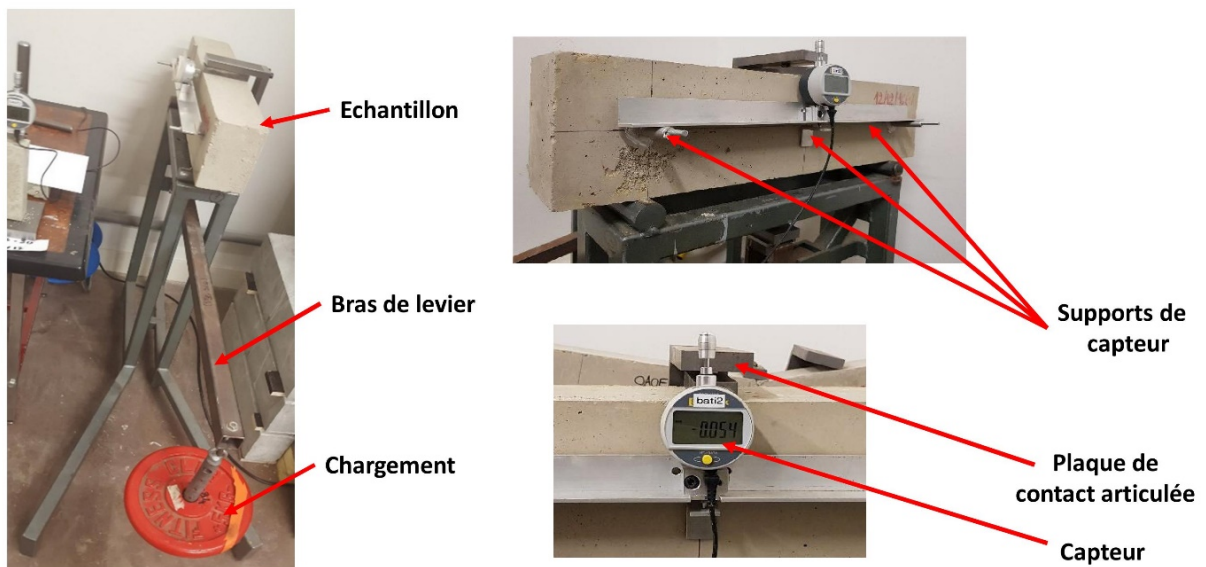


Figure 2. 25 : Dispositif expérimental de l'essai de fluage en flexion.

CHAPITRE 3 – COMPORTEMENT MECANIQUE

DU BETON A BASE DE TERRE

Dans ce chapitre, on aborde les aspects communs de la mécanique tels que : la résistance à la compression, la propagation des ondes ultrasonores, la rupture en flexion 3 points.

3.1. Caractérisation du sol argileux et du sol sableux

3.1.1. Sol argileux

Deux techniques ont été utilisées pour déterminer la granulométrie de ce sol : par tamisage humide selon la norme [NF P 94-056] et par sédimentation [NF P 94-057].

Le tableau 10 présente les pourcentages du sol en fonction de la taille des tamis :

Nom	Sol à matrice fine				Sol à matrice grossière					
	Argile	Limon : 55,94%			Sable : 19%			Grave : 0%		
Dimension des particules (mm)	25,06	Fin	Moyen	Grossier	Fin	Moyen	Grossier	Fin	Moyen	Grossier
			23,89%	24,02%	8,03%	9,5%	9,5%	0%	0%	0%
	< 0,002	0,002 - 0,006	0,006 - 0,02	0,02- 0,06	0,06 -0,2	0,2- 0,6	0,6-2	2-6	6-20	20-60

Tableau 10 : Distribution granulaire du sol argileux obtenue par tamisage humide et sédimentation.

Ce sol est composé majoritairement de limon (55,94%), avec une fraction de sable (entre 0,06 mm à 2 mm) inférieure à 20% et une fraction d'argile à 25,06%.

La synthèse des deux courbes granulométriques obtenues par tamisage humide et par sédimentation nous permet de tracer une courbe granulométrique complète (figure 3.1) :

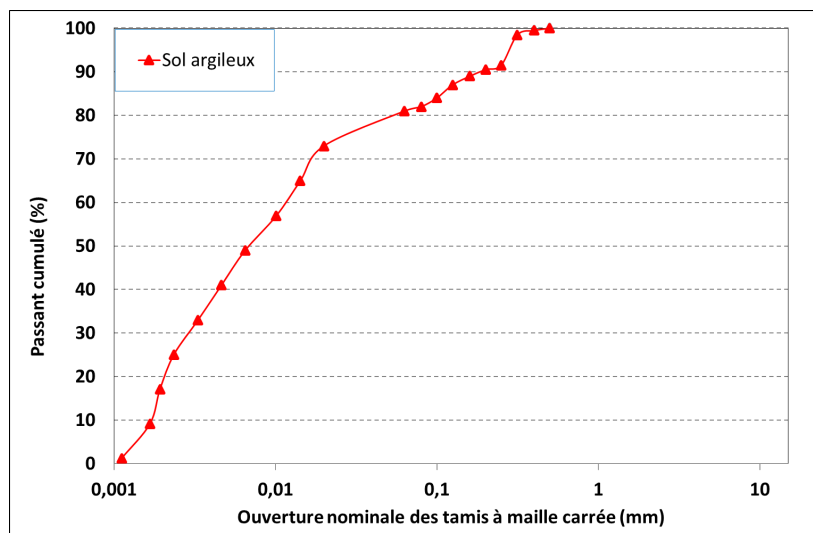


Figure 3. 1 : Courbe granulométrique par tamisage humide et sédimentation du sol argileux.

Les limites d'Atterberg ont été aussi déterminées en utilisant la boîte de Casagrande pour la limite de liquidité et l'essai des boulettes pour la limite de plasticité [NF P 94-051]. L'argilosité du sol a été aussi déterminée à l'aide de l'essai de bleu méthylène.

Le tableau 11 présente les propriétés du sol argileux et sa classification selon le système de classification USCS en utilisant l'abaque de Casagrande :

Teneur en eau naturelle	14,42%
La limite de liquidité WL	51,74%
La limite de plasticité Wp	30,08%
Ip	21,66%
VBS	5,72
Classification USCS	Sol argileux minéral de moyenne plasticité

Tableau 11 : Propriétés du sol argileux.

La minéralogie du sol argileux a été également étudiée par analyse de l'essai de diffraction des rayons X (XRD) [Smith & al., 2001].

La figure 3.2 montre l'intensité en fonction de la plage angulaire. Les pics obtenus ont été identifiés à l'aide de la base de données intégrée dans le logiciel de traitement

EVA. Les diffractogrammes illustrent que les principaux minéraux sont : palygorskite, calcite, muscovite, goethite et dominés principalement par le quartz.

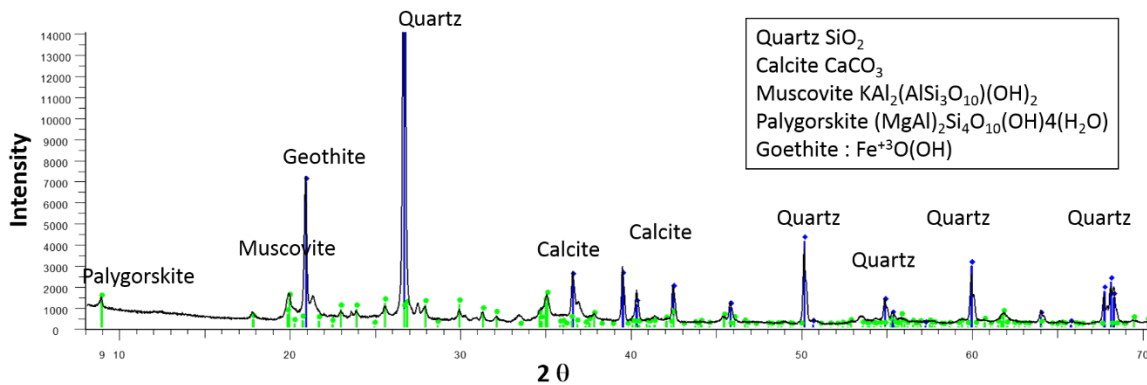
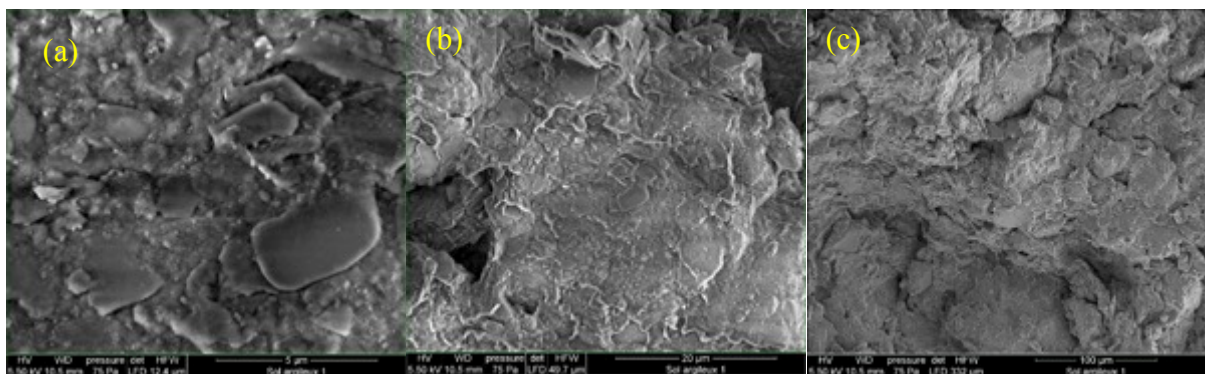


Figure 3. 2 : Résultats de diffraction des rayons X du sol argileux.

Le microscope à balayage électronique (SEM) associé à la spectrométrie énergétique dispersive à rayons X (EDS) a également été utilisé pour observer la microstructure et compléter la composition chimique du sol argileux.

La figure 3.3 montre les images SEM avec différentes échelles de grossissement et les cartes chimiques EDS de rayons correspondants. La figure 3.3 (a et b) montre une image avec un grossissement élevé du sol argileux tandis que la figure 3.3 (c) montre une image BSE à faible grossissement indiquant un arrangement granulaire. Le spectre de phase de l'échantillon est présenté à la figure 3.3 (d). L'interprétation minéralogique du spectre de phase révèle que le sol argileux est dominé par le quartz, la muscovite et la goethite.



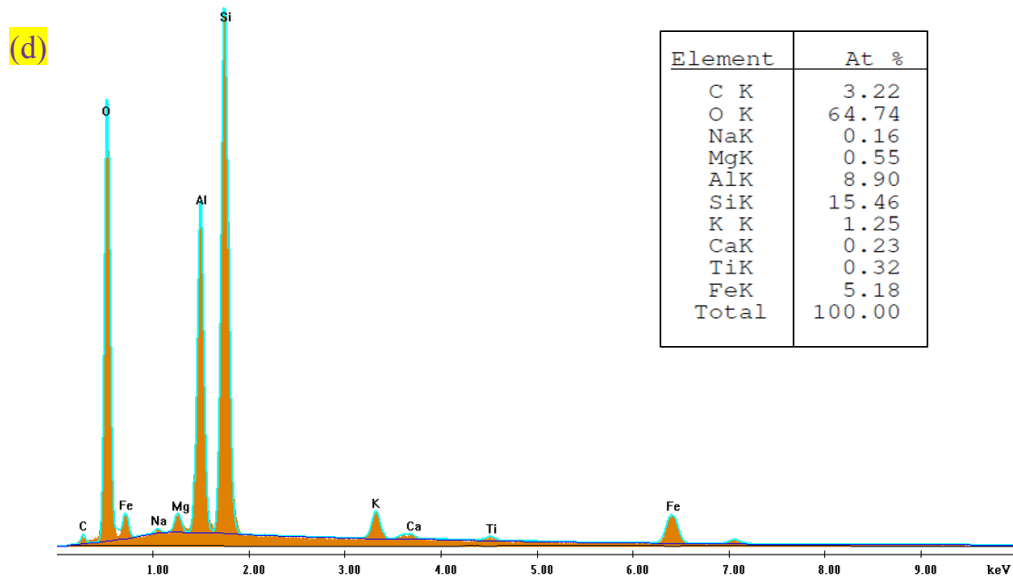


Figure 3. 3 : Photos MEB avec un agrandissement élevé (a, b), et un faible grossissement (c) Spectre de phase moyen (d).

3.1.2. Sol Sableux

La granulométrie de ce sol a été déterminée par tamisage à sec [NF P 94-056, 1996] et par sédimentation.

Le tableau 12 présente les pourcentages de grains de sols dans chaque taille du tamis:

Nom	Sol à matrice fine				Sol à matrice grossière					
	Argile	Limon : 13,85%			Sable : 71,82%			Grave : 8,53%		
Dimension des particules (mm)	5,80 %	Fin 5,81 %	Moyen 5,84%	Grossier 2,20%	Fin 5,01%	Moyen 57,76 %	Grossier 9,05%	Fin 4,38 %	Moyen 4,15%	Grossier 0%
	< 0,002	< 0,002	0,002 - 0,006	0,006 - 0,02	0,02- 0,06	0,06 - 0,2	0,2- 0,6	0,6-2	2-6	6-20

Tableau 12 : Distribution granulaire du sol sableux obtenue par tamisage humide et sédimentation.

Ce sol est composé majoritairement de sable (71,82%), avec une fraction de grave de 8,53%, une fraction de limon de 13,85% et une faible fraction d'argile de 5,80%.

La courbe granulométrique par tamisage et sédimentation est présentée dans la figure 3.4 :

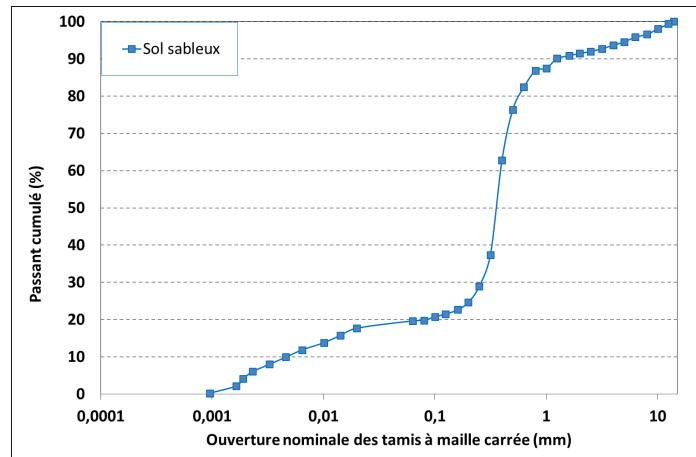


Figure 3. 4 : Courbe granulométrique par tamisage humide et par sédimentation du sol sableux.

La teneur en eau naturelle du sol sableux est égale à : $W = 1,57\%$. La valeur de bleu de méthylène est aussi faible avec un VBS de 0,67. Cette valeur correspond aux sols sablo-limoneux.

La figure 3.5 présente les courbes granulométriques des deux sols utilisés dans cette étude avec différents pourcentages :

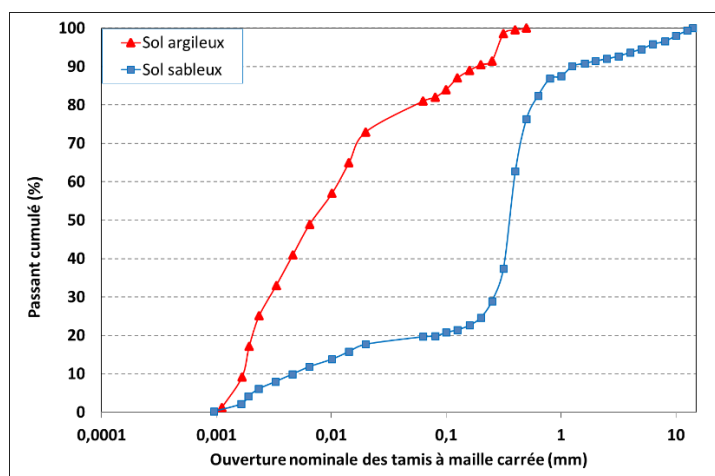


Figure 3. 5 : Courbes granulométriques par tamisage et sédimentation du sol argileux et du sol sableux.

3.2. La résistance à la compression des bétons étudiés

La résistance à la compression simple est un indicateur de référence utilisé couramment pour la conception des bâtiments et permet d'évaluer l'intégrité physique du matériau solide. Généralement, la résistance en compression des matériaux de construction à base de terre est une propriété qui continue à augmenter plusieurs années après la production du béton. Le choix de réaliser le test à l'âge de 7 jours, 28 jours et 180 jours permet d'évaluer cette évolution avec le temps.

Trois éprouvettes ont été testées pour chaque formulation de béton et la valeur moyenne et l'écart-type ont été calculés. La résistance à la compression simple des éprouvettes testées, avec une expansion latérale libre, est définie comme étant égale au rapport de la force axiale maximale à la section transversale. La résistance à la compression est fortement dépendante des conditions hygromériques. Pour cela deux conditions de cure ont été considérées (1) à 60% d'HR et (2) à 90% d'HR sous une température constante de 20°C.

3.2.1. Résistance à la compression des éprouvettes conservées à 60% d'HR

Les résultats montrent que la résistance à la compression à 7 jours varie légèrement en fonction du pourcentage des fibres quand le pourcentage de sol argileux est de 0%. Par contre, la résistance à la compression diminue avec l'ajout de 0,6% et 1,2% de fibres lorsque le pourcentage de sol argileux varie entre 20% et 40% (figure 3.6).

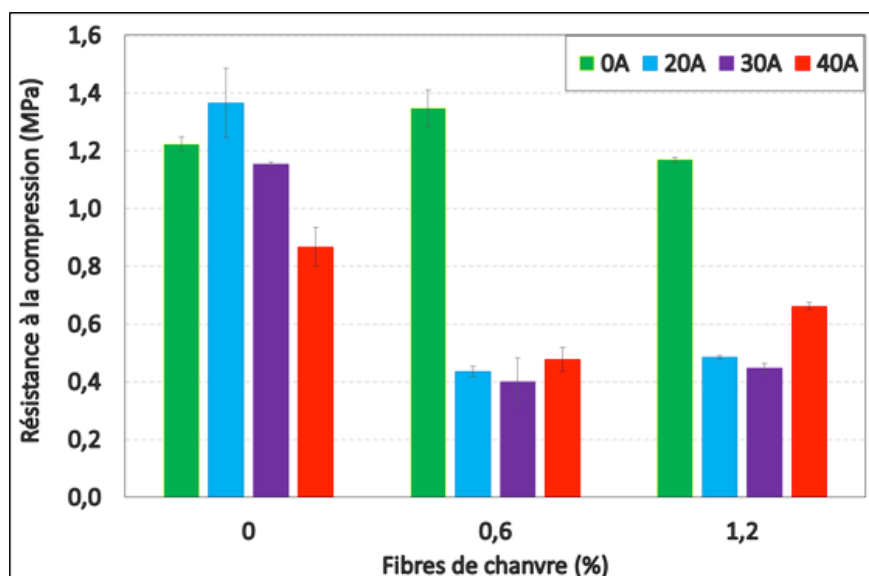


Figure 3. 6 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 7 jours.

A 28 jours, la résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage de fibres. Elle varie entre 1,6 MPa et 2,2 MPa pour le béton avec 0% de sol argileux (figure 3.7). Cependant, l'effet de la proportion de fibres sur la résistance à la compression est faible (moins de 0,2 MPa) lorsque la fraction du sol argileux varie de 30 à 40%. L'augmentation de la proportion de sol argileux réduit la résistance à 7 jours et 28 jours. Cela est en relation avec la faible résistance des fines argileuses par rapport à celle du sableux. D'autre part la granulométrie du sol sableux est plus étendue ce qui augmente la compacité du matériau. Un autre effet non négligeable est l'effet de l'eau de gâchage, en effet, les formulations avec sol argileux demandent plus d'eau pour acquérir la maniabilité visée ce qui conduit à un rapport eau/liant plus élevée et donc une résistance plus faible. Notons que la résistance se stabilise à partir de 30% d'augmentation de la proportion du sol argileux.

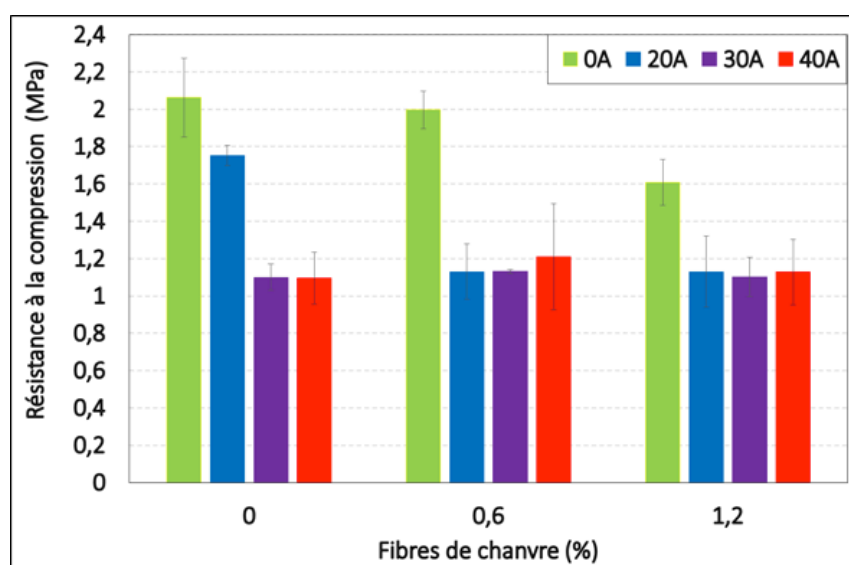


Figure 3. 7 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 28 jours.

3.2.2. Résistance à la compression des éprouvettes conservées à 90% d'HR

Les figures de 3.8 à 3.9 montrent l'effet du sol argileux et des fibres de chanvre sur la résistance à la compression à 7, 28 et 180 jours lorsque les échantillons ont été conservés sous une humidité relative contrôlée (90-100% HR à 20C°). L'écart-type

des résultats est inférieur à 0,025 MPa, soit environ 4% à 7 jours. Cette variabilité est due à l'hétérogénéité du sol sableux et argileux ainsi qu'à la structure poreuse multi-échelle en fonction de la proportion de chaque constituant [Collet et al., 2008].

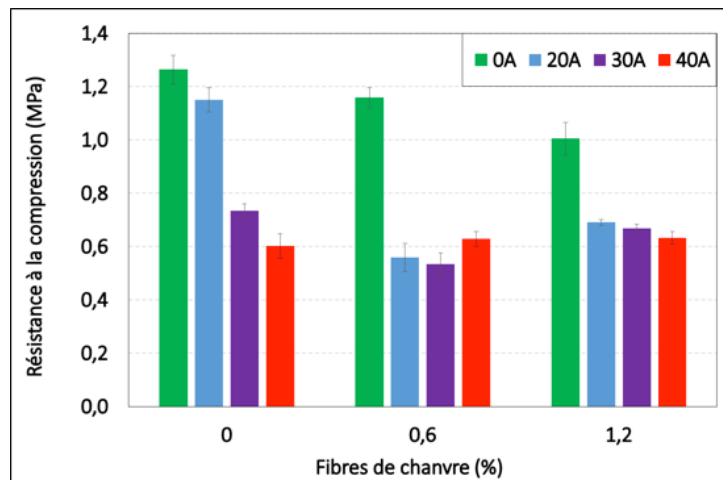


Figure 3. 8 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 7 jours.

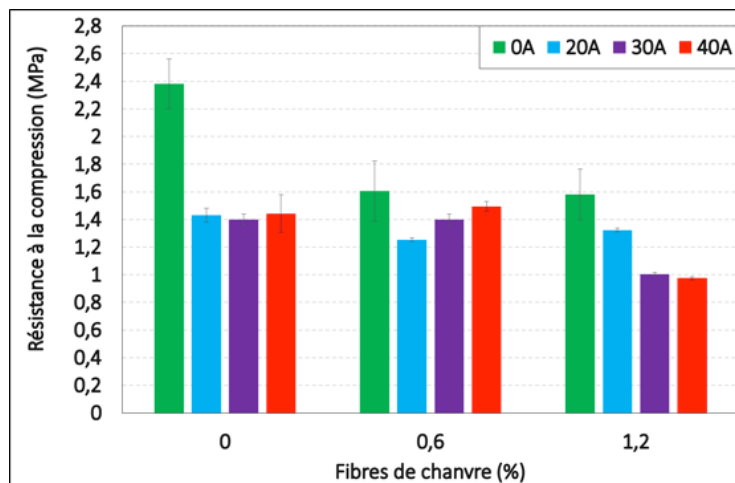


Figure 3. 9 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 28 jours.

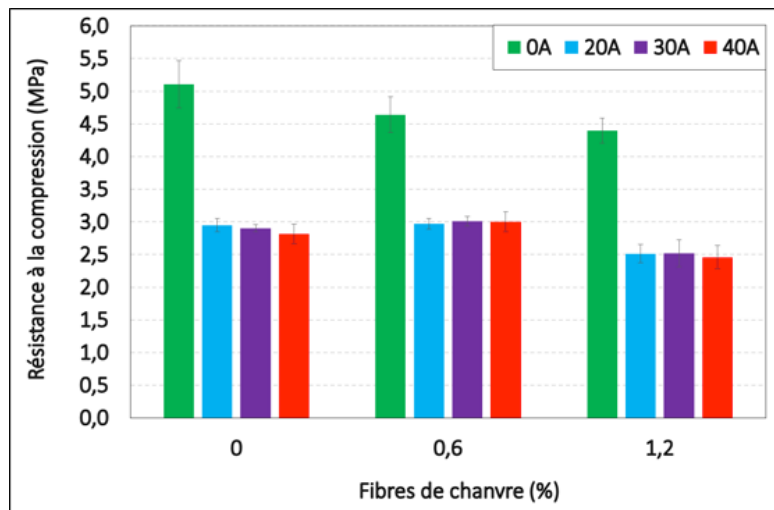


Figure 3. 10 : Effet du sol argileux et des fibres sur la résistance à la compression à 180 jours.

Les résultats montrent que la résistance à la compression diminue avec l'addition du sol argileux à 7 jours et varie entre 0,6 et 1,3 MPa (*figure 3.8*). Cependant, l'effet de la proportion d'argile sur la résistance à la compression est faible (moins de 0,3 MPa) lorsque la fraction du sol argileux varie de 20 à 40%. Cet effet n'est pas significatif lorsque la résistance à la compression est stabilisée à 180 jours. La résistance à la compression varie entre 1 et 2,4 MPa à 28 jours et entre 2,5 et 5 MPa à 180 jours (*figure 3.9 et 3.10*).

L'ajout des fibres dans le béton avec 0% de sol argileux diminue la résistance à la compression à 7, 28 et 180 jours. Cet effet est plus significatif à 28 et 180 jours (environ 0,8 MPa de variation). Cependant, avec l'addition du sol argileux, l'effet des fibres présente de faibles variations. Un effet significatif ne peut être observé que pour 1,2% de fibres à 28 et 180 jours où la résistance à la compression diminue d'environ 0,5 MPa. Cet effet négatif des fibres sur la résistance à la compression peut être dû à la densité plus faible et à la modification de la structure du béton, du sol et de la distribution des pores en introduisant des vides et des discontinuités. Une mauvaise liaison entre les fibres et la matrice peut également augmenter les micro-fissurations dans la zone de transition fibre-matrice.

3.2.3. Comparaison des deux conditions de cure des éprouvettes

Les figures 3.11 et 3.12 montrent la comparaison entre l'évolution de la résistance à la compression dans des conditions ambiantes à 60% d'HR à 7 et 28 jours. Une légère influence sur la résistance à la compression a été observée dans les conditions où le séchage est plus important. À 7 jours, la résistance à la compression est plus petite pour les échantillons de béton humide avec 0% et 20% de sol argileux compte tenu des différents pourcentages des fibres. Si Ho et al. [Si Ho et al., 2017] ont montré que la résistance à la compression des éprouvettes sous condition de séchage est supérieure à celle à l'état humide en raison de l'hydratation et de l'évaporation. En effet, la résistance à la compression dépend des forces d'attraction entre les particules du sol et les molécules d'eau. Cependant, la résistance à la compression du béton à 60% d'HR est plus petite pour les éprouvettes avec 30% et 40% de sol argileux. Cela peut être dû au taux élevé de retrait lorsque la quantité du sol argileux est importante et aux micro-fissurations liées aux contraintes de traction induites par le retrait empêché.

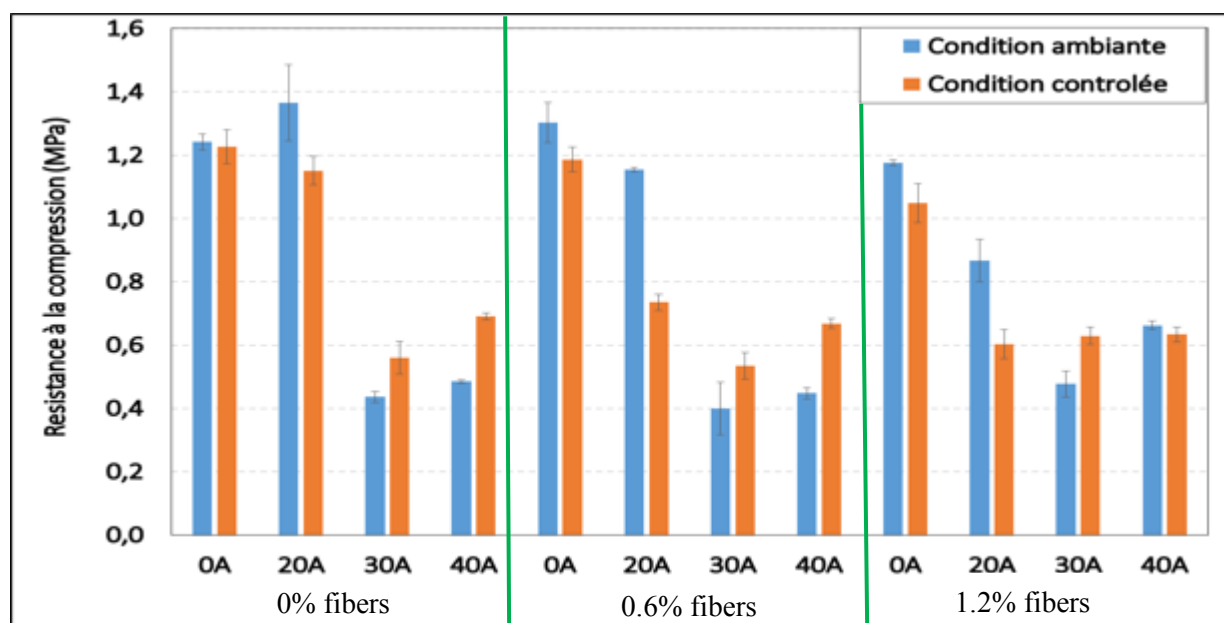


Figure 3. 11 : Résistance à la compression des éprouvettes durcies à 60% et 90% d'HR à 7 jours.

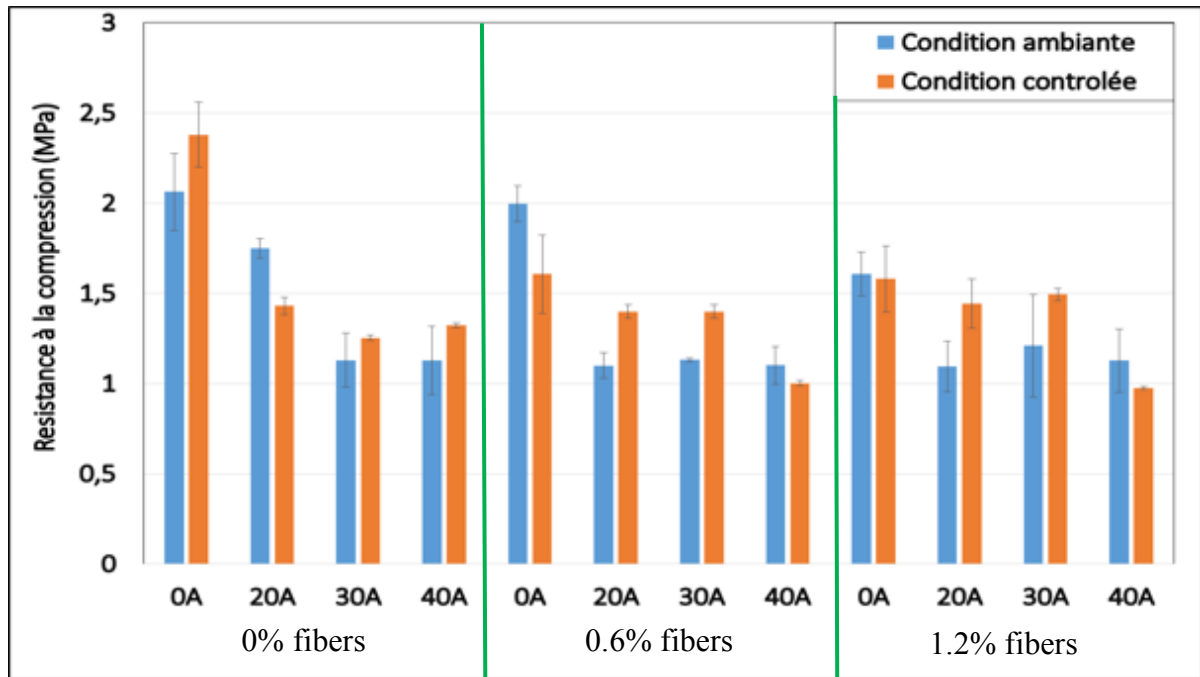


Figure 3. 12 : Résistance à la compression des éprouvettes durcies à 60% et 90% d'HR à 28 jours.

L'effet du temps de durcissement du béton de terre sur la résistance à la compression a également été étudié. La figure 3.13 montre l'évolution de la résistance à la compression pour les différentes compositions à 7, 28 et 180 jours à 90% d'HR. Les résultats montrent que la résistance à la compression augmente même après un mois. C'est une propriété importante de ce béton par rapport au béton traditionnel. La résistance à la compression à court terme est principalement associée à l'hydratation du ciment, tandis que la résistance à la compression à long terme est dû aux réactions d'hydratation, aux réactions pouzzolaniques entre les minéraux d'argile et l'hydroxyde de calcium formés par l'hydratation du ciment et de la chaux [Si Ho et al., 2017].

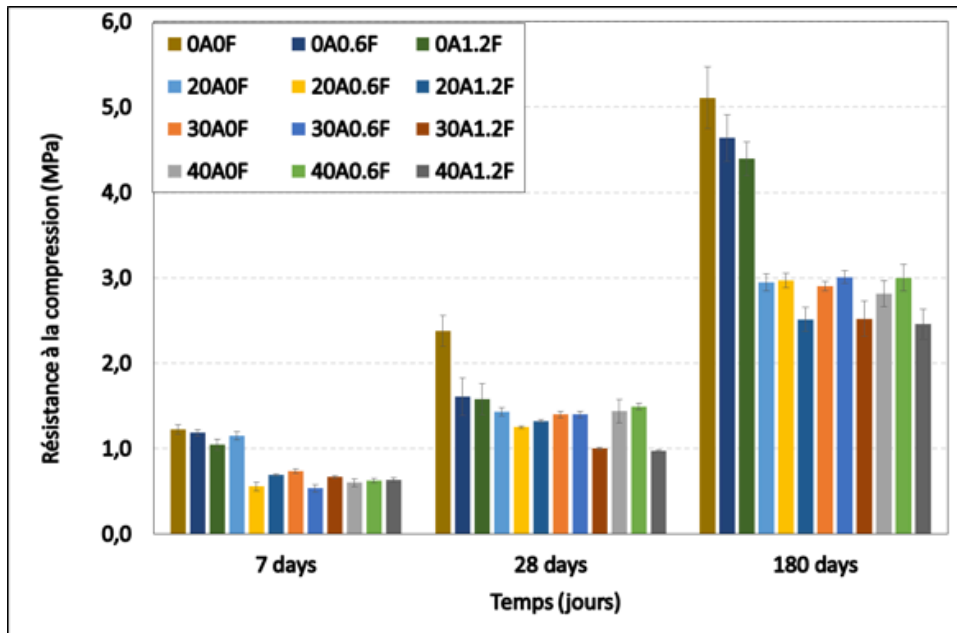


Figure 3. 13 : Résistance à la compression à 7, 28, et 180 jours.

La résistance à la compression mesurée du béton de terre est faible (de 1 à 2,4 MPa à 28 jours et de 2,5 à 5 MPa à 180j) par rapport au béton ordinaire. Cependant, ces valeurs sont acceptables pour l'utilisation de ce type de béton en tant que béton de remplissage et non pas pour assurer une capacité de résistance à un chargement élevé (par exemple : murs, blocs, plancher, etc.). Cela s'explique par le très faible pourcentage de ciment et des granulats et la plus grande porosité du béton de terre constitué d'argile ainsi que la teneur en eau plus élevée requise pour obtenir une bonne maniabilité. Cependant, les propriétés acoustiques et thermiques pourraient être meilleures que le béton traditionnel en raison de la plus faible densité liée à l'utilisation du sol argileux et des fibres de chanvre.

3.2.4. Effet de la densité sur la résistance à la compression

Les résultats montrent une augmentation de la résistance à la compression en fonction de l'augmentation de la densité sèche. La variation de densité sèche de 1186 kg/m³ à 1766 kg/m³ correspond à une variation de la résistance à la compression de 0,63 MPa à 2,38 MPa. Les densités à 28 jours sont plus importantes que celles à 7 jours ce qui correspond à une augmentation de 1,5 à 2 fois la résistance (figure 3.14).

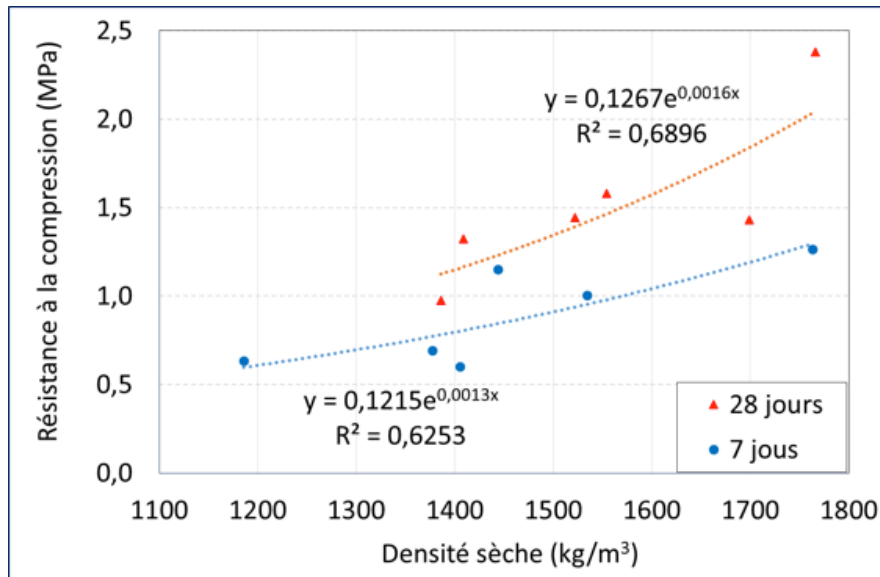


Figure 3. 14 : Relation entre la densité sèche et la résistance à la compression.

3.2.5. Module de Young

La figure 3.15 montre les courbes typiques de la variation de la contrainte en fonction des déformations verticale et horizontale obtenues lors des essais de mesure de la résistance à la compression à 7 jours, 28 jours et 180 jours pour le mélange de 40% de sol argileux et 1,2% de fibres de chanvre. Les résultats montrent que les propriétés mécaniques (résistance à la compression simple et module de Young) augmentent avec un taux important même après 28 jours, au contraire d'un béton ordinaire et atteint après 180 jours des valeurs deux fois plus élevées que la résistance à la compression à 28 jours. Le module élastique augmente de 2 GPa à 7 jours à 8 GPa à 180 jours. Les courbes montrent aussi que le comportement mécanique du matériau est moins ductile à 180 jours. Les courbes contrainte-déformation du béton de terre avec fibres ont montré aussi une ductilité plus importante. En effet, l'ajout de fibres comme renforcement dans les échantillons du béton de terre peut entraver les contraintes latérales pendant le chargement en compression [Hannawi & al., 2016]. Les enveloppes des courbes contraintes-déformations indiquent que la déformabilité du béton de terre augmente en fonction de la quantité d'argile.

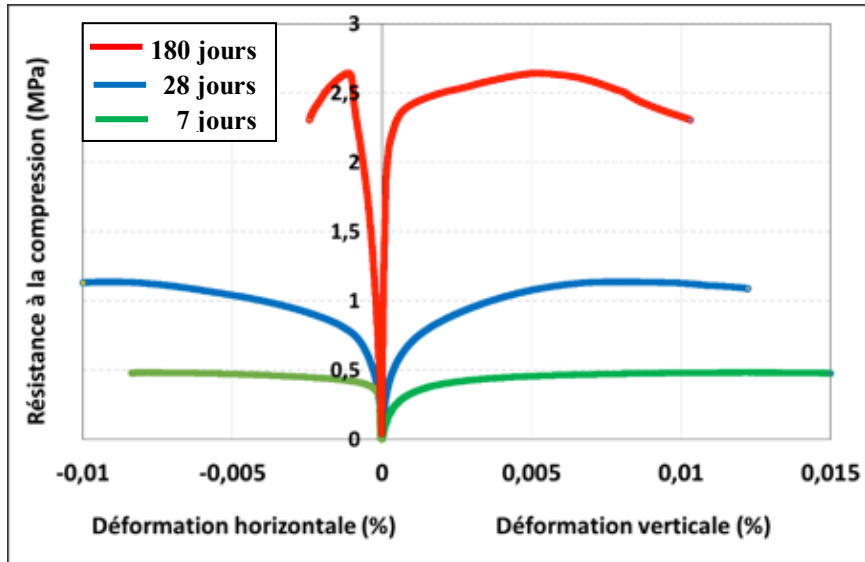


Figure 3. 15 : Courbes contraintes - déformations verticales et horizontales à 7 jours, 28 jours et 180 jours.

Le module de Young est calculé à partir de courbes contraintes déformations en considérant la pente dans la phase élastique entre 10% et 30% de l'effort maximal de chaque essai. La figure 3.16, 3.17 et 3.18 présentent l'influence du pourcentage du sol argileux et des fibres sur le module de Young à 7, 28 et 180 jours. Les résultats montrent une diminution du module de Young en fonction du pourcentage de fibres et du sol argileux. A noter ici que l'impact du pourcentage d'argile et des fibres sur le module élastique est plus fort que sur la résistance à la rupture.

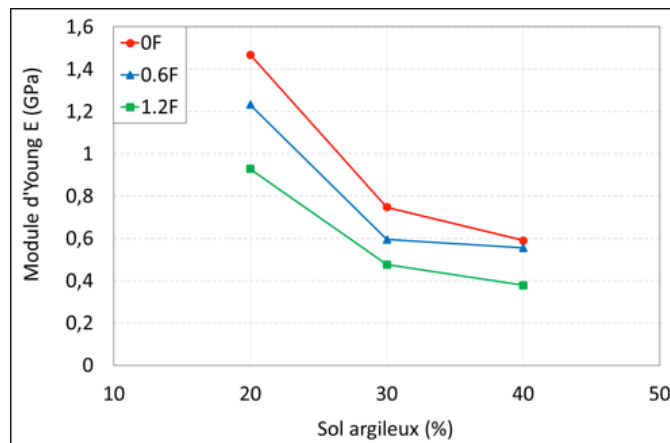


Figure 3. 16 : Influence du sol argileux et des fibres sur le module de Young à 7 jours.

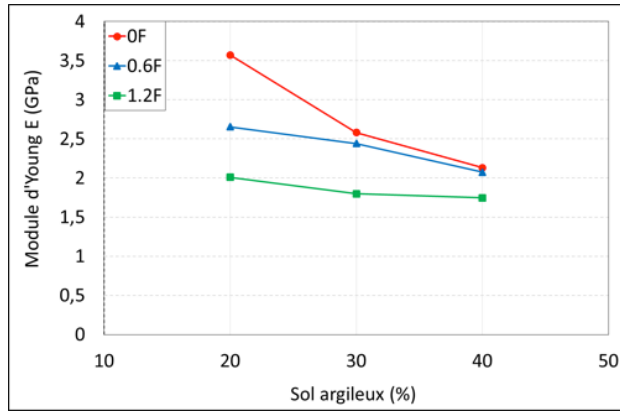


Figure 3. 17 : Influence du sol argileux et des fibres sur module de Young à 28 jours.

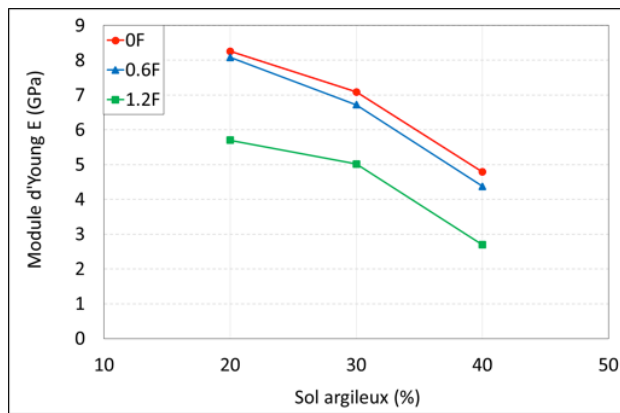


Figure 3. 18 : Influence du sol argileux et des fibres sur module de Young à 180 jours.

Les résultats montrent aussi une augmentation du module de Young en fonction du temps en suivant les mêmes tendances que la résistance mécanique indiquant le durcissement du matériau. La figure 3.19, 3.20 et 3.21 présentent l'évolution de module de Young avec 0%, 0.6% et 1.2% de fibres.

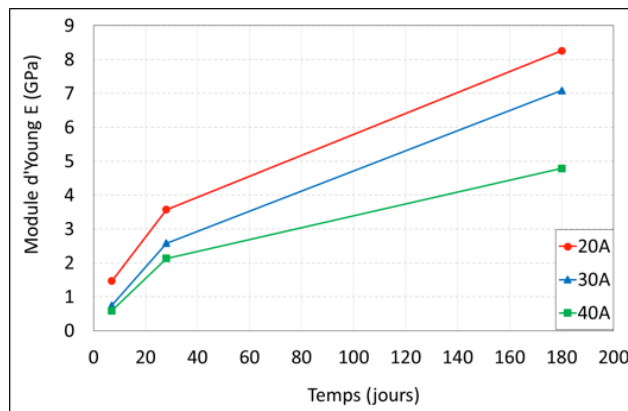


Figure 3. 19 : Evolution du module d'Young en fonction du temps avec 0% de fibres.

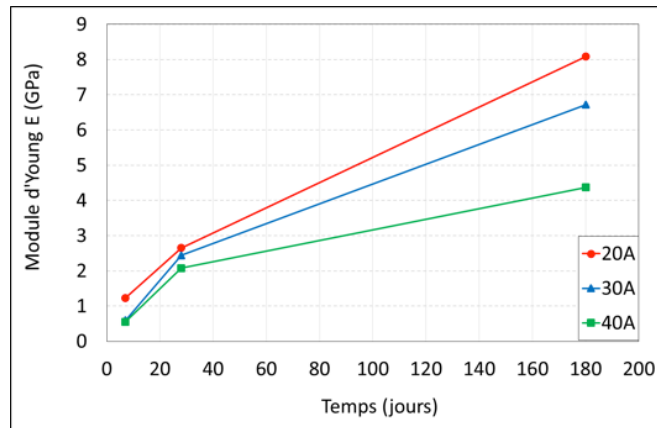


Figure 3. 20 : Evolution du module d'Young en fonction du temps avec 0.6% de fibres.

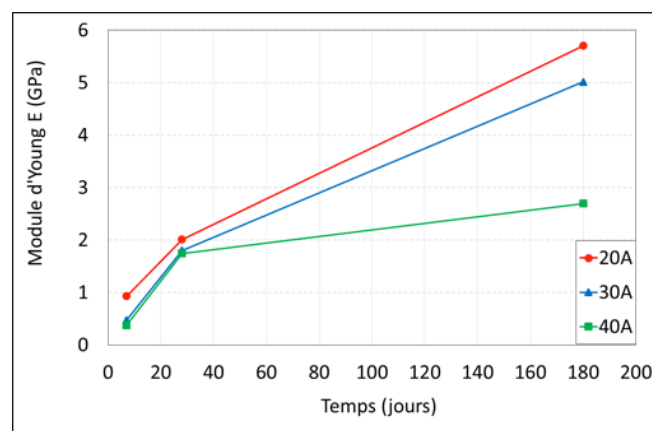


Figure 3. 21 : Evolution du module d'Young en fonction du temps 1.2% de fibres.

3.3. Propagation des ondes Ultrasonores

La vitesse de propagation des ondes ultrasonore (VU) des matériaux dépend des mêmes paramètres qui influencent les propriétés mécaniques telles que la densité, la porosité et l'élasticité du matériau [Bungey et al., 2006; B.S., 1986]. Le module d'élasticité et la résistance à la compression peuvent être ainsi déterminés en fonction de cette vitesse par l'équation suivante :

$$E = \frac{V_L^2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

L'utilisation de cette méthode doit tenir compte de plusieurs effets liés à la mise en œuvre (tels que le gel couplant influençant la répétabilité des mesures, le type de transducteur, les conditions de mesures (ex., température, humidité), les conditions

latérales du milieu traversé), l'étalonnage de la mesure, l'interprétation des données et l'exploitation des résultats [Garnier, 2012].

Dans cette étude, la VU a été mesurée en fonction du temps de cure sur des éprouvettes conservées dans les deux conditions d'humidité afin d'étudier leur effet ainsi que l'effet des fibres et du sol argileux sur l'évolution des propriétés mécaniques. Des éprouvettes cubiques de dimensions 10x10x10 cm³ ont été suivies pendant quatre mois de durcissement (jusqu'à la stabilisation).

3.3.1. Suivi par ultrasons des éprouvettes conservées à 90% HR

La figure 3.22 montre l'évolution de la VU pour les éprouvettes de béton de terre fabriquées avec différent pourcentage de sols argileux. Les mesures ont été réalisées à partir de 5 jours pendant une durée de 3 mois. Les résultats montrent que la VU des éprouvettes conservées à l'état humide augmente avec un taux important pendant les premiers jours indiquant que le béton de terre développe une résistance mécanique importante au jeune âge. Après un mois, la VU continue à augmenter légèrement et se stabilise vers 60 jours indiquant ainsi une faible évolution des propriétés mécaniques du béton.

A noter ici que dans cette condition de conservation, le degré de saturation est important car l'évaporation est limitée et la perte de teneur en eau est principalement due aux réactions d'hydratation. La VU diminue avec l'augmentation du taux de sol argileux, ce qui pourrait être lié à l'augmentation de la porosité du béton [Mandal et al., 2016]. En outre, la VU augmente avec un taux et une amplitude plus importants pour le béton de terre avec 0% de sol argileux par rapport aux mélanges avec 20%, 30% et 40% de sol argileux où une légère différence a été aussi observée pour les essais de compression.

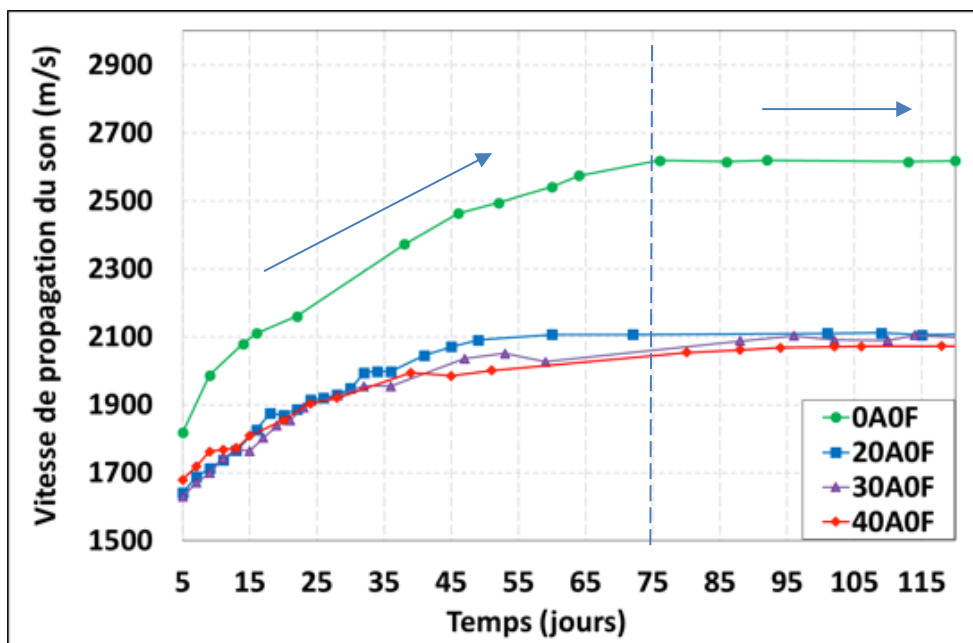


Figure 3. 22 : Influence du sol argileux sur la VU.

3.3.2. Suivi par ultrasons des éprouvettes conservées à 60% d'HR

La figure 3.23 montre l'évolution de la VU des éprouvettes de béton de terre conservées à 60% d'HR. Les résultats montrent que la VU augmente avec un taux très important pendant les premiers jours de durcissement, puis diminue en raison du séchage pour se stabiliser après 35 jours. Rappelons que la vitesse dans un béton sec est plus faible qu'un béton humide car la VU dans l'eau est plus forte que celle dans l'air. La VU diminue également avec l'ajout du sol argileux avec une différence claire entre les différents mélanges. De 5 à 15 jours, la VU du béton de terre augmente ce qui peut être dû à la diminution de la porosité provoquée par les différentes réactions chimiques d'hydratation. La VU atteint une valeur maximale plus tôt pour les mélanges avec un taux plus élevé de sol argileux. De 15 à 35 jours, la VU diminue, ce qui pourrait être dû à l'évaporation de l'eau des éprouvettes. En effet, la VU est plus élevée dans les milieux solides que par le liquide et le gaz. Après 35 jours, la VU est constante en raison de la stabilité du processus de durcissement et de dessiccation.

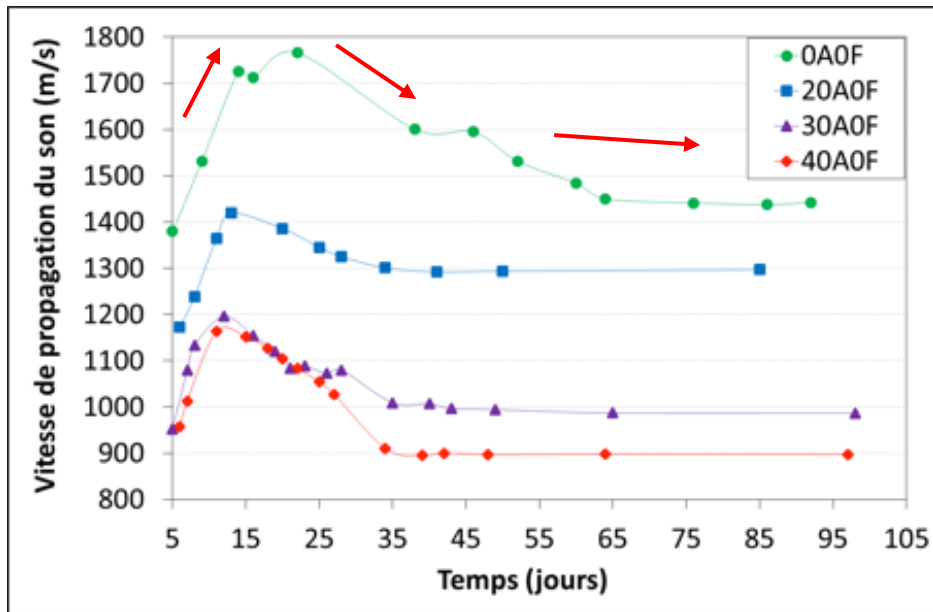


Figure 3. 23 : Influence du sol argileux sur la vitesse de propagation du son.

3.3.3. Comparaison des deux conditions de cure des éprouvettes

La VU évolue différemment en fonction des deux conditions de cure (figure 3.24). Pour une HR de 90%, la stabilisation du durcissement et l'évaporation de l'eau dans les éprouvettes sont plus lentes par rapport à celles conservées à 60% d'HR. Par contre, ses mesures ne permettent pas de distinguer entre l'effet d'une part de la présence d'eau et d'autre part le durcissement du béton de terre.

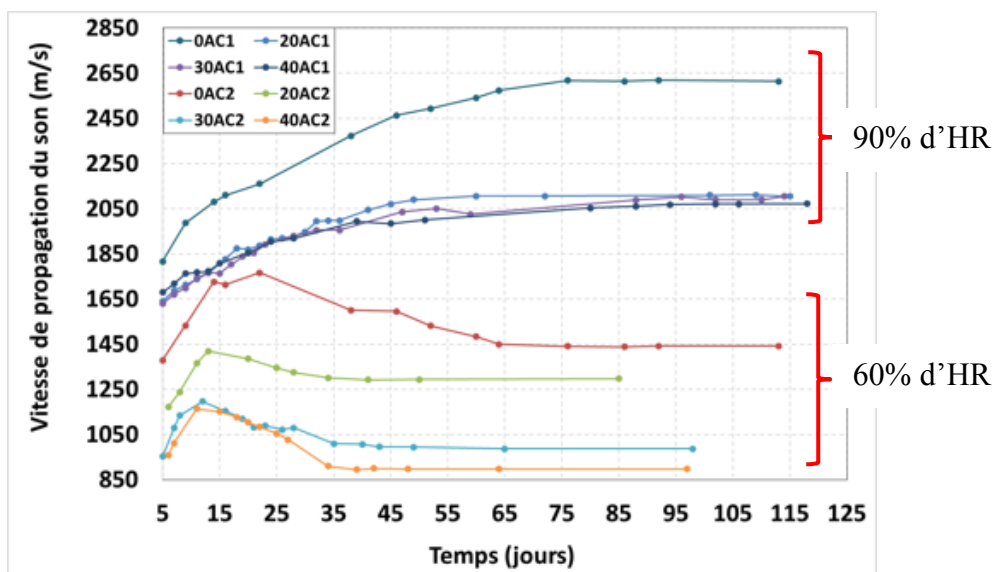
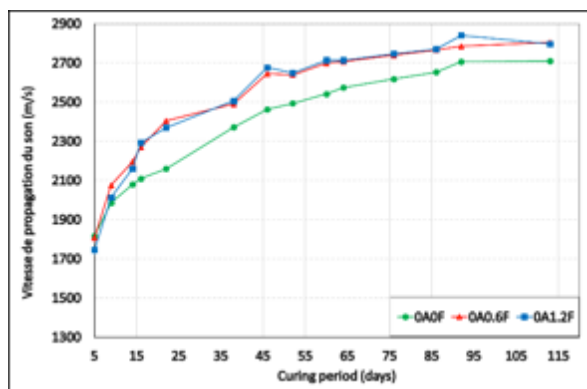


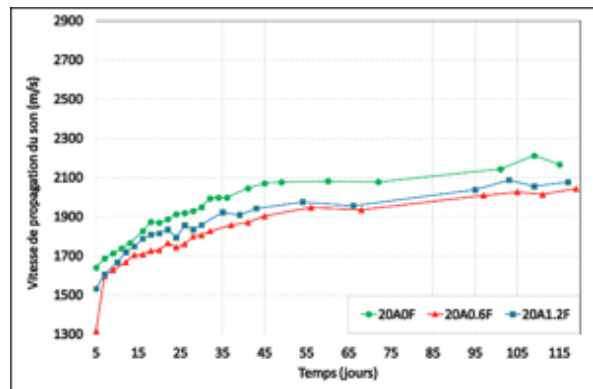
Figure 3. 24 : Effet des conditions de cure des éprouvettes sur la VU à 60% et 90% d'HR.

3.3.4. Effet des fibres sur la VU

L'effet de variation du rapport volumique des fibres sur la VU à 90% d'HR est illustré à la figure 3.25a, b, et la figure 3.26a, b pour 0%, 20%, 30% et 40% du sol argileux, respectivement. Les résultats montrent une augmentation de la VU en fonction du temps pour tous les mélanges testés. La VU mesurée commence à se stabiliser après 2 mois de durcissement. L'ajout des fibres de chanvre diminue légèrement la VU en raison de la diminution de la densité. Cet effet est également observé sur la résistance à la compression.

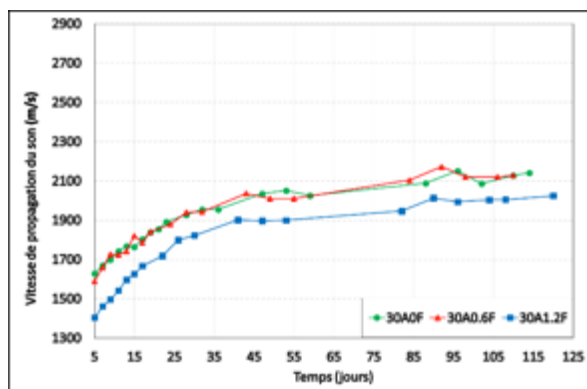


(a)

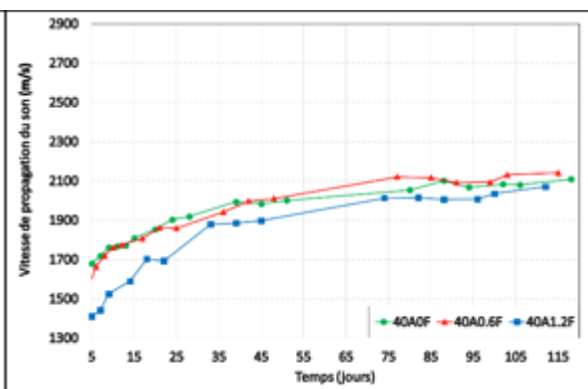


(b)

Figure 3. 25 : Influence des fibres sur la VU pour les bétons de terre avec (a) 0% et (b) 20% de sol argileux.



(a)



(b)

Figure 3. 26 : Influence des fibres sur la VU pour pour les bétons de terre avec (a) 30% et (b) 40% de sol argileux.

3.3.5. Relation entre la résistance à la compression et la VU

La figure 3.27 présente la corrélation entre la résistance à la compression et la VU correspondantes à 7, 28 et 180 jours. Une fonction exponentielle peut être considérée avec un coefficient $R^2 = 0,75$, indiquant que les mesures de la VU peuvent fournir des moyens efficaces pour déterminer les propriétés mécaniques du béton de terre [Mandal et al., 2016]. Par ailleurs, la VU peut être aussi utilisé pour la surveillance sur place du béton de terre afin de contrôler les variations de résistance à la compression pendant leur durée de vie.

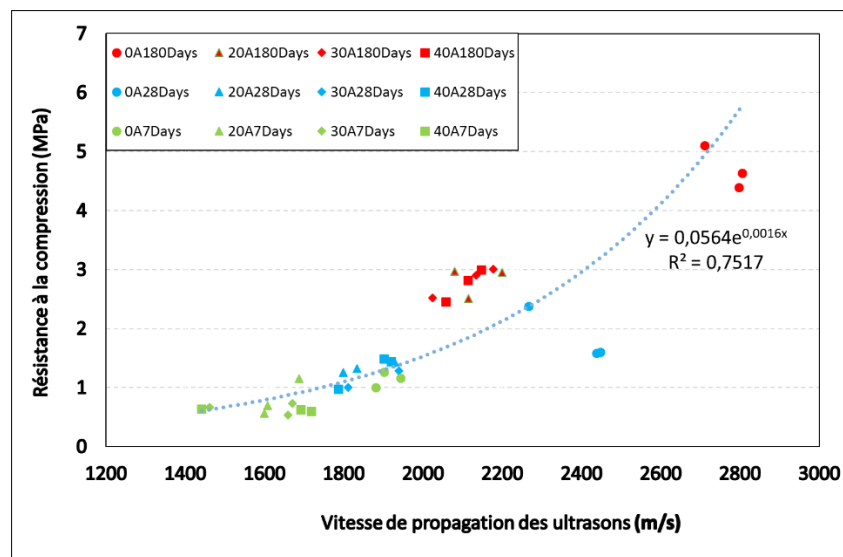


Figure 3. 27 : Corrélation entre la VU et la résistance à la compression à 7 jours, 28 jours et 180 jours.

3.3.6. Module d'élasticité dynamique

Le module d'élasticité dynamique du béton de terre a été aussi calculé en se basant sur les mesures par ultrasons. En effet, la VU dans un béton dépend du module d'élasticité et de sa densité [Hassan, 1994]. Le module d'élasticité dynamique peut être ainsi déterminé à partir de l'équation 8 qui relie la vitesse au module et la densité.

La figure 3.28 montre l'évolution du module d'élasticité dynamique en fonction de la VU à 7 et 28 jours. La différence entre les formulations est plus importante entre les valeurs du module d'Young qu'entre les valeurs des vitesses. Ceci peut être dû au fait que ce module dépend aussi de la densité et du coefficient de poisson qui varient avec la quantité de sol argileux et des fibres ajoutées.

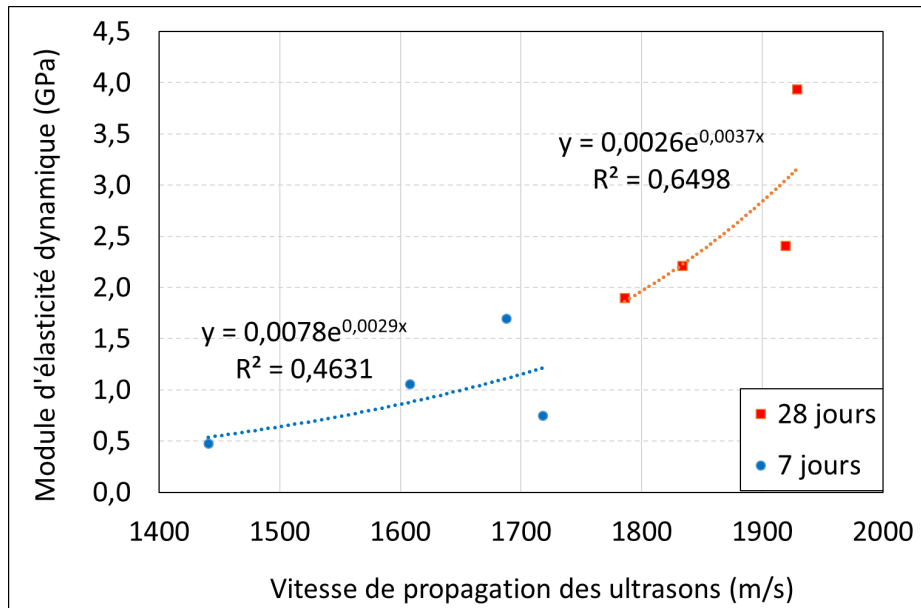


Figure 3. 28 : Relation entre la vitesse de propagation des ultrasons et le module d'élasticité dynamique.

L'évolution des modules dynamiques présente la même tendance que celle des vitesses correspondantes.

La figure 3.29 et 3.30 présente les valeurs du module de Young obtenues par la méthode statique à partir des essais de rupture des éprouvettes en compression et du module d'élasticité dynamique par la méthode des ultrasons. Les mêmes tendances sont observées avec des valeurs assez proches et donc une diminution du module de Young dynamique en fonction de la teneur en argile et de fibre. Il est ainsi possible d'estimer le module statique à partir du module dynamique. A noter ici que la précision de la valeur du module dynamique dépend largement de l'estimation de la valeur du coefficient de poisson. Les valeurs du module dynamique sont supérieures à celles du module statique. Ceci est en accord avec la littérature car la réponse de l'échantillon sur une très courte durée en un très faible niveau de contrainte, qui représente les conditions de détermination des modules dynamiques, est essentiellement élastique en plus de la forte porosité des mélanges [Helson O., et al., 2015].

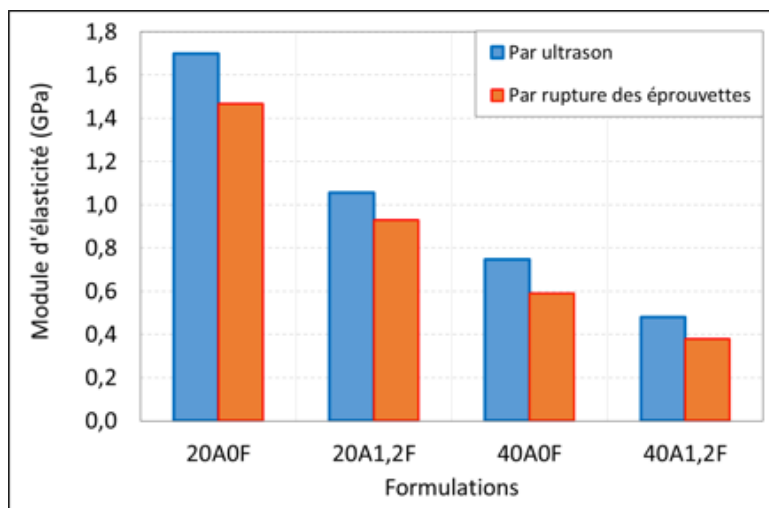


Figure 3. 29 : Relation entre le module dynamique (par ultrason non destructive) et le module statique (par rupture des éprouvettes) du béton à 7 jours.

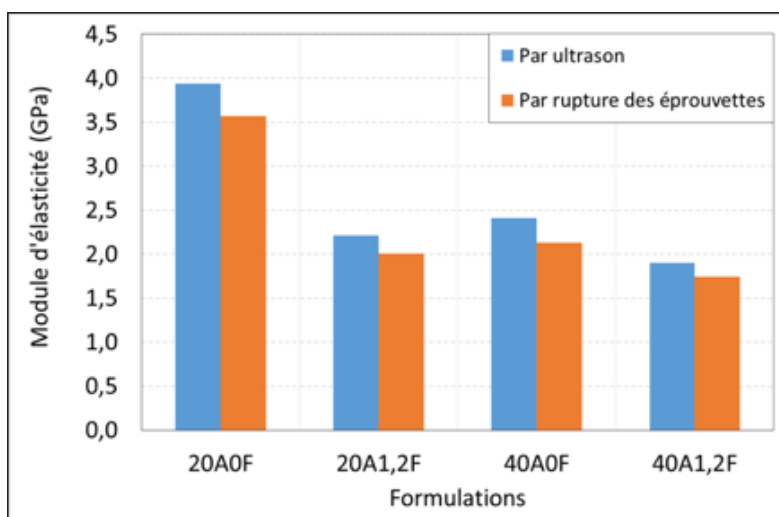


Figure 3. 30 : Relation entre le module dynamique (par ultrason non destructive) et le module statique (par rupture des éprouvettes) du béton à 28 jours.

La relation entre le module dynamique et module statique a été aussi exprimée par la figure 3.31. Dans cette exploitation on observe clairement la relation linéaire entre deux ces modules. Ces résultats montrent aussi que, le module dynamique et module statique diminuent fortement en fonction du pourcentage de sol argileux et des fibres.

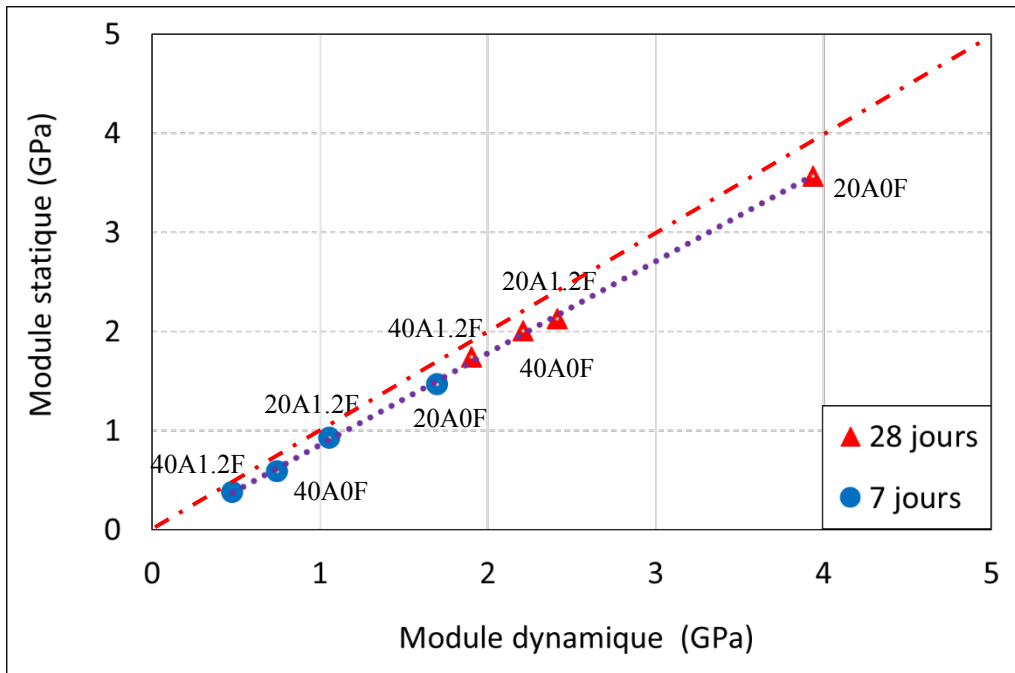


Figure 3. 31 : Relation entre le module dynamique et le module statique du béton à 7 jours et 28 jours.

3.4. Essais de rupture en flexion 3 points

La connaissance de la résistance en flexion est importante car la contrainte de flexion peut être générée par des variations saisonnières de la température, par un mouillage et un séchage alternatif et par un chargement qui peut générer une contrainte de traction et de cisaillement dans des zones particulières [Ozkul et Baykal, 2007].

La contrainte à la traction par flexion est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_t = \frac{3F.l}{2bh^2} \quad \text{Eq. 16}$$

Avec F la force appliquée, l la distance entre deux appuis, b la largeur et h la hauteur de la poutre.

Selon Giaccio et al. [Giaccio et al., 2007], la contrainte nette de flexion peut être calculée par l'équation 17 afin de prendre en compte le poids propre des poutres :

$$f_{net} = \frac{6\left(F_{max} + \left(\frac{mg}{2}\right)\right)l}{4bh^2} \quad \text{Eq. 17}$$

Avec F_{max} la force maximale, m la masse de la poutre et g l'unité d'accélération.

Dans cette partie, le comportement à la rupture en flexion du béton de terre pour différentes formulations a été caractérisé par des essais de flexion 3 points parce que l'essai de traction est difficile à effectuer [NF EN ISO 178]. Les paramètres mesurés au cours des essais sont : la force en N, le temps en seconde (s), l'ouverture de fissuration (CMOD) en μm et la flèche en μm . La figure 3.32 présente l'état d'une éprouvette avant (a) et après rupture (b). On observe sur la figure 3.32b l'amorçage de la fissure dans la section au milieu de la poutre d'une fissure de traction, qui part du bas de la section et se propage vers le haut jusqu'au milieu de la hauteur (vers ligne bleu).

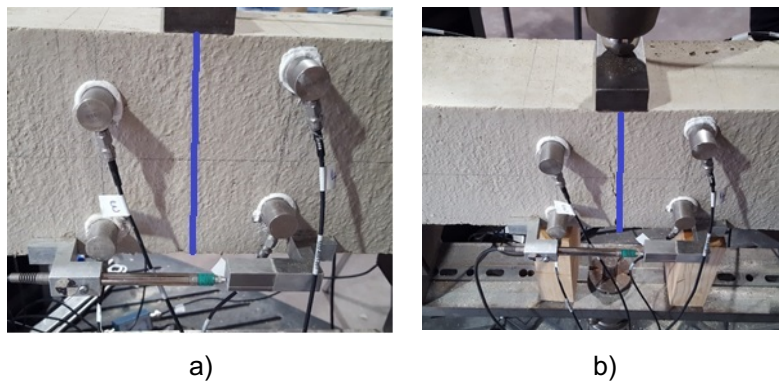


Figure 3. 32 : Echantillon avant essai (a) et après essai (b).

Notre béton à base de sol argileux est un matériau très fragile, surtout avec une proportion de sol argileux de 20-40%. Deux essais ont été réalisés pour chaque formulation pour étudier la répétabilité des essais. Dans notre étude, les poutres réalisées avec 40% de sol argileux ont présenté plusieurs fissures au jeune âge sans chargement. Ceci est probablement dû à un retrait très important à cause de la présence de l'argile générant ainsi des concentrations de contraintes de traction et provoquant une rupture fragile. Pour cet essai, seulement 4 formulations ont été testées avec une quantité de sol argileux maximale de 20% : 0A0F, 0A1,2F, 20A0F et 20A1,2F.

3.4.1. Relation entre la force et déformation du béton de terre

La figure 3.33 et figure 3.34 montrent l'évolution des courbes force - CMOD pour le béton de terre en variant la proportion du sol argileux de 0 à 20% et le pourcentage de fibres de 0 à 1,2% à l'âge de 28 et 60 jours. Les variations de charge-CMOD sont linéaires jusqu'à environ 80% de la charge maximale suivie d'une variation non linéaire

jusqu'au pic de chargement. Une rupture stable a ensuite été observée dans la région en post-pic. Les résultats montrent que la résistance à la flexion diminue largement avec l'ajout de sol argileux. Cette valeur diminue de 75% avec l'ajout de 20% de sol argileux. Cependant, l'ajout de fibres de chanvre améliore les propriétés mécaniques de flexion comme la force maximale de flexion et la ductilité du béton de terre. Cela peut être attribué à la bonne adhérence interfaciale existante entre les fibres et la matrice conduisant à l'activation des fibres qui se trouvent au niveau de la fissure assurant ainsi un transfert de charges de la matrice au niveau des fibres qui reprennent en partie les contraintes de traction [Donkor et Obonyo, 2015].

La capacité de déformation du béton augmente en fonction de l'augmentation des fibres (figure 3.33 et figure 3.34). L'ajout de 1,2% des fibres augmente la force maximale de 25% pour les bétons avec 0% de sol argileux et de 20% avec les bétons de terre avec 20% de sol argileux. Les résultats montrent aussi une amélioration des propriétés mécaniques en fonction de l'âge des poutres mais les poutres présentent un comportement plus fragile. A noter ici qu'une rupture fragile a été observée pour la formulation sans fibre et sans argile 0A0F à 60 jours indiquant un comportement très fragile pour cette formulation.

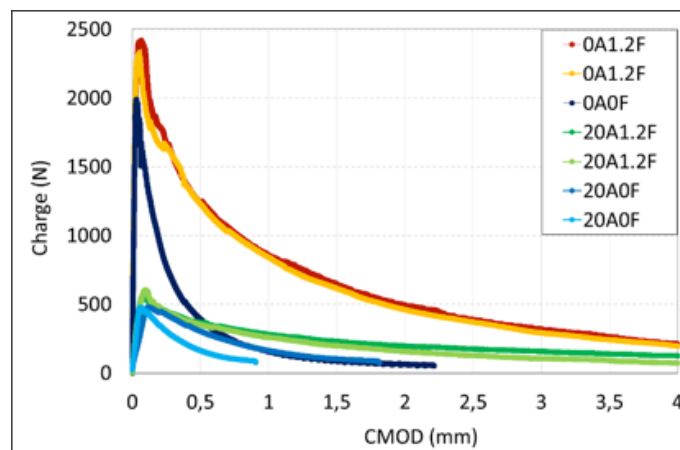


Figure 3. 33 : Influence du sol argileux et des fibres sur le comportement à la flexion à 28 jours.

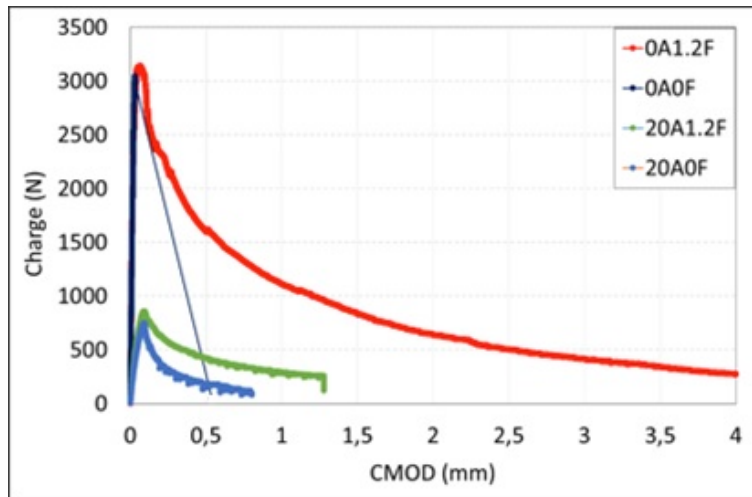


Figure 3. 34 : Influence du sol argileux et des fibres sur le comportement à la flexion à 60 jours.

3.4.2. Energie de fissuration

L'énergie de fissuration est souvent employée comme un critère d'initiation de la fissuration pour les bétons. Ainsi, quand la contrainte interne atteint la résistance en traction, des fissures apparaissent avec une relation entre le transfert des contraintes dans la fissure en fonction de son ouverture. L'énergie de fissuration détermine l'énergie nécessaire pour que la fissure se propage dans une surface. Selon Hillerborg [Hillerborg, 1980], cette énergie est calculée à l'aide de la courbe force-flèche via le modèle de fissuration cohésive (Eq. 18) :

$$G_h = \frac{W_o + mg\delta_o}{A_{lig}} \quad \text{Eq. 18}$$

Où :

G_h est l'énergie à fournir à la poutre pour atteindre la rupture ($\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$)

W_o représente l'aire limitée par la courbe force – flèche ($\text{N}\cdot\text{m}$)

$m = m_1 + 2m_2$ avec m_1 est la masse de la partie de la poutre entre appuis (kg) ; m_2 est la masse des éléments du dispositif de chargement susceptibles de suivre la poutre dans sa déformation jusqu'à la rupture.

g est l'accélération de la pesanteur (m/s^2)

δ_o est la flèche maximale à la rupture totale (m)

A_{lig} est l'aire du ligament défini comme la projection de la zone de la rupture sur un plan perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre (m^2)

La figure 3.34 et figure 3.35 présentent les courbes contraintes - déplacement. L'aire au dessous de ces courbes a été calculée afin de déterminer l'énergie de fissuration.

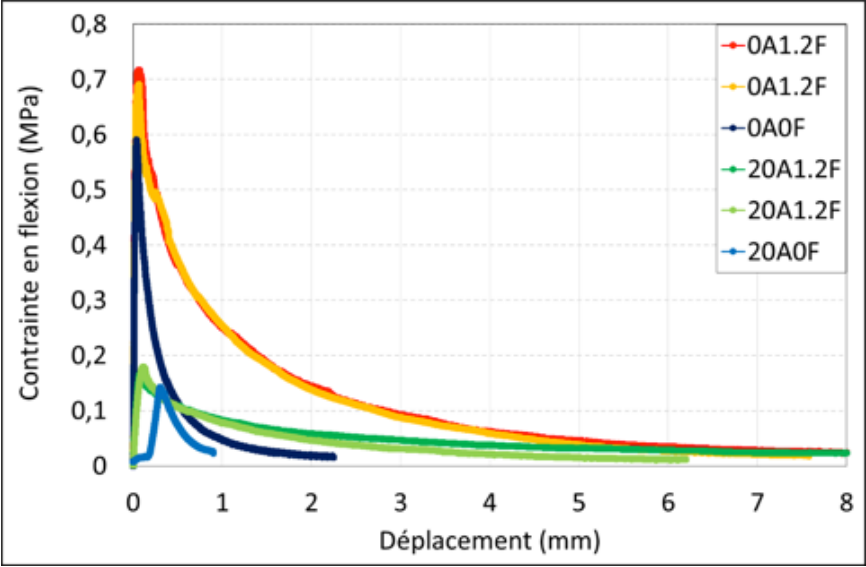


Figure 3. 35 : Courbe contrainte déplacement de flexion à 28 jours.

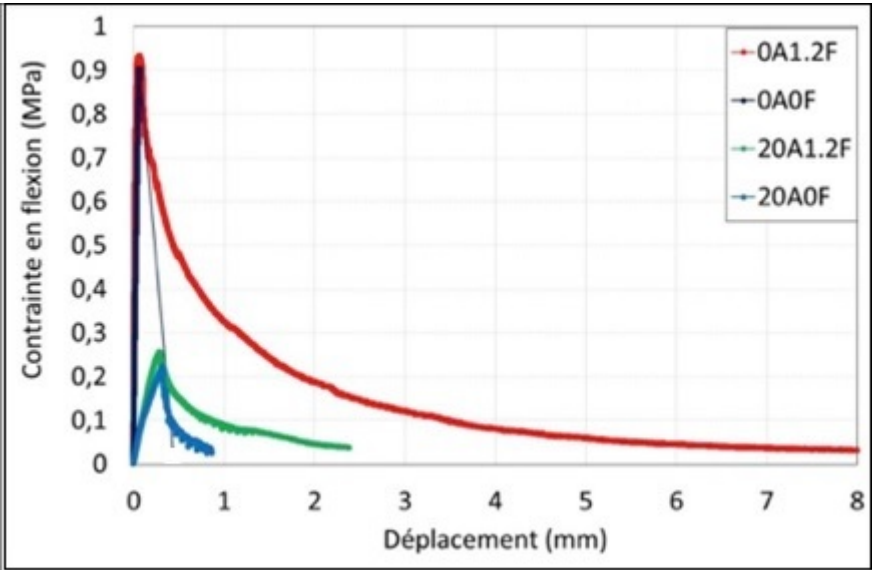


Figure 3. 36 : Courbe contrainte déplacement de flexion à 60 jours.

Une synthèse des caractéristiques à la rupture des poutres des quatres formulations de béton de terre est présentée dans le tableau 13.

Formulations	F _{max} (N)		CMOD _{pic} (μm)		G _f (N/m)		F _{net} (MPa)	
	28 jours	60 jours	28 jours	60 jours	28 jours	60 jours	28 jours	60 jours
0A0F	1989,81	3044,58	2212,5	538,8	167,39	58,94	0,60	0,91
0A1,2F	2330,46	3143,24	7546	9295,1	644,23	1026,65	0,70	0,94
20A0F	480	750,12	905,8	802,8	21,89	28,56	0,16	0,24
20A1,2F	604,42	861,33	6426,3	1278,7	166,63	45,40	0,19	0,27

Tableau 13 : Résultats des caractéristiques à la rupture des poutres.

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

Les essais de flexion ont été suivis à l'aide de la technique d'émission acoustique EA afin de mieux comprendre les mécanismes d'endommagement. Le matériel d'acquisition et de traitement des signaux EA utilisé est composé des éléments suivants :

- Un système d'acquisition MISTRAS comprenant huit voies,
- Deux cartes PCI-DSP4 et un micro-ordinateur (pc-celeron-600 MHz),
- Huit capteurs piézoélectriques de type R15, ayant une résonance à 150 kHz et une surface de contact de 10 mm pour une détection de l'onde élastique en surface du matériau. Ces capteurs dits résonnants, ayant une bande passante de faible largeur, présentant un pic de réponse aux alentours d'une fréquence de 150 kHz. Le choix de ces capteurs, ayant une fréquence de résonance proche de la fréquence du signal des EA, permet de détecter les faibles sources.

Les capteurs R15/C assurent la conversion des ondes en des signaux électriques qui sont ensuite reliés à des préamplificateurs de type 1220 A, avec un gain de 40 ou 60 dB, dans une bande de fréquence comprise entre 20 et 1200 kHz. Les signaux sont ensuite numérisés par la carte PCI-DSP4, qui procède à l'extraction des paramètres des signaux. Les données sont transmises à l'ordinateur qui permet l'affichage en temps réel, le stockage et le post traitement.

3.5.1. Procédure expérimentale

Huit capteurs piezoelectriques sont placés sur les poutres autour de la zone où la propagation de la fissuration aura lieu avec quatre capteurs sur les deux faces principales (figure 3.36). Un algorithme de localisation basé sur la triangulation des différences de temps de propagation des signaux d'EA est utilisé pour la localisation des sources d'EA. Les capteurs sont positionnés sur les éprouvettes avec une faible couche de graisse de silicone. Cette technique permet de garantir un bon couplage entre les capteurs et l'éprouvette, et par conséquent d'assurer une bonne transmission des signaux acoustiques.

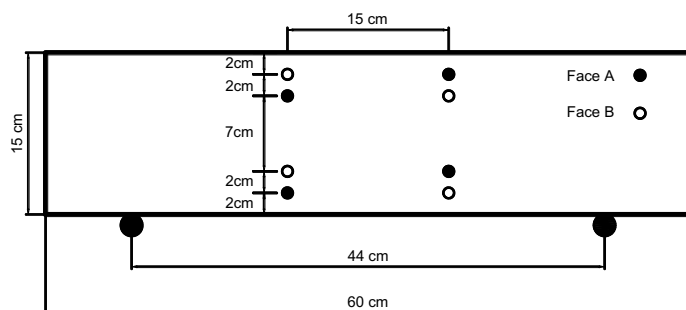


Figure 3. 37 : Position des capteurs en 3D.

Le seuil de détection est réglé à 35 dB pour détecter le temps d'arrivée et de fin des salves. Cette valeur est ajustée en fonction du bruit de fond existant dans la salle d'essai (RILEM TC212-ACD).

Le couplage de l'acquisition des signaux est validé avant chaque essai en utilisant la source HSU-NIELSEN (Norme NF EN 1330). Ainsi, on peut vérifier si la localisation d'un évènement imposé (par exemple par la distance des cassées de mine d'un crayon) en une position donnée est confondue avec sa position réelle. Dans le cas contraire, on vérifie le couplage des capteurs et la vitesse de propagation dans le matériau jusqu'à aboutir à une meilleure localisation. Cette procédure permet d'estimer d'une part, la vitesse de propagation et d'autre part, l'atténuation des ondes acoustiques dans le matériau.

3.5.2. Atténuation et coefficient d'atténuation

L'atténuation ou l'affaiblissement des signaux acoustiques est défini comme la diminution relative de l'énergie d'un signal au cours de sa transmission. Elle peut être représentée par la diminution de l'amplitude du signal en fonction du milieu de propagation.

L'atténuation est calculée en variant la distance des cassés de mine au capteur fixe et est exprimée en fonction de la décroissance exponentielle de l'amplitude A (figure 3.37).

Avec :

$$A = \frac{K}{d} e^{-\alpha d} \quad \text{Eq. 19}$$

Où K est une constante, d la distance de propagation et α le coefficient d'atténuation du matériau exprimé en dB/m. α est mesuré à partir de la comparaison des amplitudes de l'onde à deux points distants de la source. Elle peut être extraite également sur l'ajustement des points expérimentaux par un modèle exponentiel de type $y = a \cdot e^{-ax}$

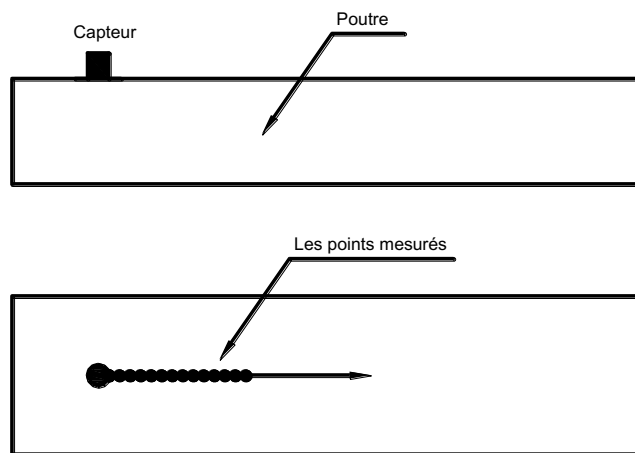


Figure 3. 38 : Mesure l'atténuation acoustique.

L'atténuation est due à deux phénomènes principaux qui se superposent : l'absorption et la diffusion. L'absorption est le phénomène par lequel l'énergie associée au mouvement de l'onde est redistribuée sous forme d'énergie de chaleur à cause des frottements internes au sein du matériau. La diffusion est le résultat de multiples réflexions de l'onde dans le milieu hétérogène et s'accroît lorsque la longueur d'onde est comparable à l'échelle des hétérogénéités. Une atténuation géométrique est

également importante qui est en relation avec la décroissance de l'énergie en fonction de l'inverse de la distance.

La figure 3.39 présente la courbe d'atténuation ou l'évolution de l'amplitude en fonction de la distance pour les formulations 0A0A, 0A1,2F, 20A0F, 20A1,2F. A noter ici que les ondes détectées sont des ondes de surface ou ondes de Rayleigh. Cela est dû au fait que l'énergie des ondes longitudinales et transversales sont faibles et donc ne peuvent pas être enregistré dans ce type de matériau fortement absorbant.

Les résultats montrent que, la quantité de sol argileux et de fibres influence l'atténuation acoustique du béton à base de terre. En effet, l'ajout des fibres augmente l'atténuation des signaux acoustiques de 40 dB à 60 dB à une distance de 15 cm pour les bétons avec 0% d'argiles et de 45 dB à 50 dB à une distance de 5 cm par rapport au capteur dû aux différents mécanismes d'absorption et de diffusion. En effet, le pourcentage d'énergie transmis d'une phase à une autre dépend de l'impédance acoustique dans chaque phase. L'impédance acoustique d'un matériau est définie comme le produit de la densité du matériau par la vitesse de propagation dans cette phase. L'ajout de 20% de sol argileux augmente fortement l'atténuation de 10 dB à 45 dB à une distance de 5cm du capteur. On peut également noter que le coefficient d'atténuation augmente de 0,023 à 0,05.

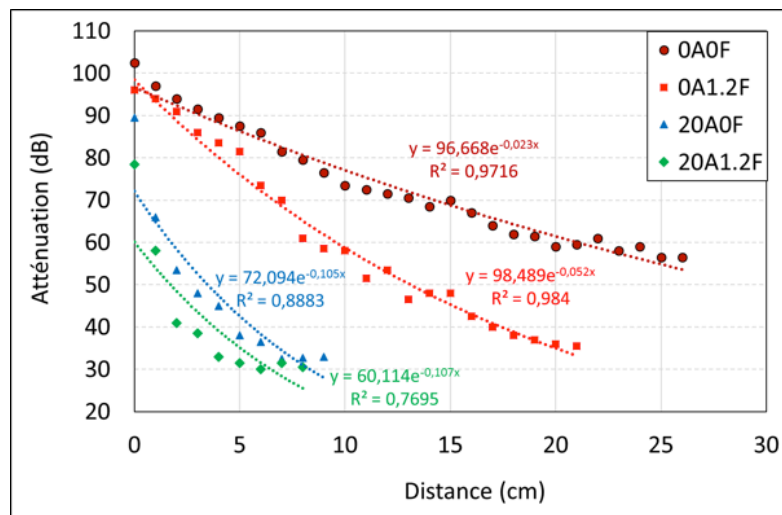


Figure 3. 39 : Effet de sol argileux et des fibres sur l'atténuation acoustique.

La vitesse de propagation des ondes a été aussi mesurée pour les formulations étudiées. Le tableau ci-dessous présente les vitesses de propagation des ondes acoustiques :

Formulation	0A0F	0A1,2F	20A0F	20A1,2F
Vitesse de propagation des ondes acoustique (m/s)	1352	1208	754	632

Tableau 14 : Vitesse de propagation des ondes acoustiques.

A noter ici que la vitesse des ondes acoustiques de type Rayleigh (ou de surface) est toujours plus faible que celle des ondes longitudinales et transversales avec $V_R = 0,56 V_L$. Ceci peut expliquer les différences avec les vitesses mesurées avec le dispositif PUNDIT qui lui enregistre, dans une configuration directe (capteurs face à face), que des ondes longitudinales.

Conclusion

Ce chapitre a présenté quelques propriétés du comportement mécanique du béton à base de terre. Les résultats montrent que, la résistance à la compression simple du béton à base de terre augmente même après un mois, cette valeur à 180 jours est deux fois plus à 28 jours. C'est une propriété importante de ce béton par rapport au béton traditionnel. D'autre part on trouve une légère différence de l'effet des conditions de cure des éprouvettes (60% d'HR et à 90% d'HR sous une température de 20°C) sur la résistance à la compression du béton à base de terre. Les résultats montrent une augmentation de la résistance à la compression en fonction de l'augmentation de la densité sèche. Autrement dit que, la résistance à la compression et le module de Young diminuent avec l'augmentation de quantité de sol argileux et de fibres.

Dans la seconde partie nous avons étudié la vitesse de propagation d'ondes ultrasonores (VU). Dans cette partie, on observe que, l'ajout des fibres de chanvre et/ou l'augmentation de sol argileux diminue légèrement de VU en raison de la diminution de la densité.

Et on note ici que, l'évolution des modules dynamiques présente la même tendance que celle des vitesses correspondantes.

Ensuite, on a étudié sur des essais de rupture en flexion 3 points, les résultats présentent que, la résistance à la flexion diminue largement avec l'ajout de sol argileux et l'ajout de fibres de chanvre améliore les propriétés mécaniques de flexion comme la force maximale de flexion et la ductilité du béton de terre.

Dans dernière partie concernant la suivie des essais avec la technique d'émission acoustique.

Les résultats montrent que, la quantité de sol argileux et des fibres influence l'atténuation acoustique du béton à base de terre. L'ajout des fibres et de sol argileux augmente l'atténuation des signaux sonores.

CHAPITRE 4 – DEFORMATIONS DIFFERÉES DU BETON A BASE DE TERRE

Un ouvrage est soumis dans sa vie à diverses agressions ou sollicitations (physiques, mécaniques, chimiques...). La durabilité de l'ouvrage caractérise sa capacité à conserver les fonctions d'usage, pour lesquelles il a été conçu (sécurité, confort des usagers) et à maintenir son niveau de fiabilité et son aspect esthétique dans son environnement. Elle dépend de nombreux paramètres dont la qualité des matériaux et des produits utilisés, la qualité de sa conception, la qualité des dispositions constructives, de la réalisation de l'ouvrage et de la mise en œuvre des produits ainsi que des diverses conditions d'usage, d'exploitation et de maintenance. La durabilité des ouvrages dépend aussi des déformations différées du béton.

Dans ce chapitre, nous allons exposer les différentes causes de déformations différées des bétons en général puis des bétons de terre en particulier. On examinera quelques formulations pour mettre en évidence l'effet du pourcentage d'argile variée de 0% à 20% ainsi que celui des fibres variées de 0% à 1.2%.

Les déformations différées peuvent être séparées en deux grandes familles dont le retrait et le fluage (*figure 4.1*). Le fluage représente les déformations qui évoluent avec le temps sous chargement constant [Hyatt, 1907 ; Freyssinet, 1910] tandis que les déformations de retrait sont indépendantes du chargement.

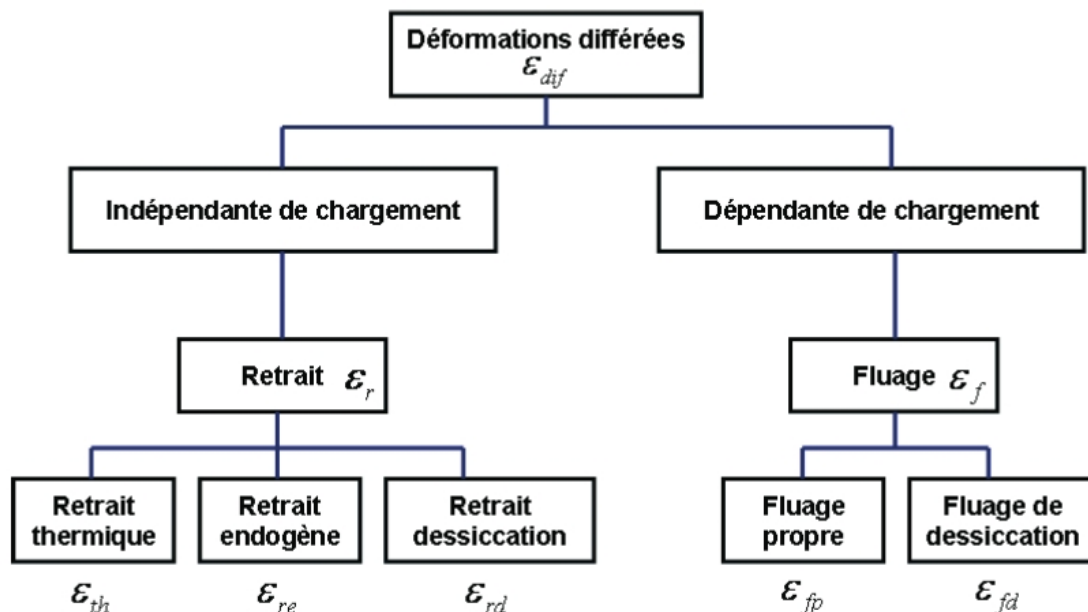


Figure 4. 1 : Deux familles des déformations différées.

4.1. Retrait du béton à base de terre

Lors du séchage du béton de terre, l'évaporation de l'eau va engendrer de la succion entre les particules et provoquer un retrait de dessiccation linéaire et volumique. Ce retrait est préjudiciable lors de la construction avec le béton de terre et peut être responsable en cas de retrait empêché de l'apparition des fissurations qui peuvent limiter la durée de vie des structures et être responsable des problèmes d'étanchéité. Le taux de retrait est fonction du pourcentage du sol argileux, du rapport E/C, de la nature argileuse ainsi que de la technique de fabrication. En effet, plus la quantité d'argile est importante, plus la demande en eau est importante pour assurer une certaine maniabilité et plus le retrait sera important.

Afin de limiter le taux de retrait et la fissuration induite par ce retrait, des fibres peuvent être ajoutées.

Le retrait est une contraction dimensionnelle due à différents phénomènes chimiques et physiques qui apparaissent dès la mise en œuvre du béton de terre et pendant sa prise et son durcissement au cours du temps. Le retrait est indépendant de tout chargement du matériau et se fait en deux étapes : au jeune âge (< 24 heures) et à long terme (après mis en œuvre 24 heures). Le béton de terre se compose de grains tels que le sable et l'argile liés par une pâte résultant de l'hydratation du liant (chaux et ciment) et aux différentes réactions chimiques avec l'argile. L'eau ajoutée doit être suffisante pour hydrater les liants et atteindre une bonne maniabilité pour la mise en œuvre sur chantier.

Dans la littérature, quatre types principaux de retrait ont été distingués dans le béton, le retrait plastique, le retrait thermique, le retrait endogène ou retrait chimique, le retrait par carbonatation et le retrait par dessiccation.

- ✓ Le retrait plastique est dû à l'évaporation de l'eau via la surface libre du béton frais après sa mise en œuvre (< 24 h). Si le béton est durci ou en phase de durcissement, c'est le retrait de séchage ou le retrait hydraulique.
- ✓ Le retrait endogène est dû à la consommation d'eau par les réactions chimiques lors de l'hydratation du ciment,
- ✓ Le retrait de carbonatation est dû aux réactions chimiques des produits cimentaires avec le dioxyde de carbone.
- ✓ Le retrait par dessiccation est le retrait dû au séchage du béton durci.

La figure 4.2 présente les différents types de retrait et leur intensité dans un béton cimentaire :

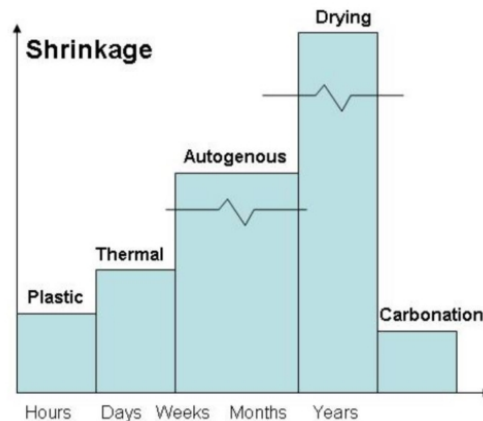


Figure 4. 2 : Différents types de retrait dans les bétons cimentaires et leur intensité [source : *The Concrete Portal*].

Dans notre étude, le retrait à long terme a été étudié. On s'intéresse ainsi à deux types de retrait : le retrait endogène et le retrait de dessiccation.

4.1.1. Retrait endogène

Le retrait endogène est lié au retrait hydraulique ou retrait d'auto-dessiccation. Ce dernier correspond à la perte en volume des produits cimentaires résultant de l'hydratation du ciment. La diminution de ce volume est définie par la « Contraction Le Chatelier ». Elle se traduit par un volume d'hydrates inférieur au volume des constituants de départ. Jaoudi [Jaoudi, 2008] indique que la diminution du volume absolu peut atteindre 10% du volume initial à l'hydratation complète dépendant de la densité des hydrates cimentaires formés. Dès que la prise commence, le squelette solide commence à se former, celui-ci devient de plus en plus rigide et s'oppose à la contraction de le Chatelier. Nawa et Horita [Nawa et Horita, 2004] indique que la contraction le Chatelier provoque l'apparition de pores gazeux initialement saturés par de l'eau générant ainsi une dépression capillaire, d'où le terme employé généralement pour désigner le retrait endogène. Autrement dit c'est le « retrait d'auto-dessiccation ».

Les résultats obtenus de Gribniak et al. [Gribniak et al., 2008] montrent que, le retrait endogène est très faible pour des rapports E/C supérieur à 0,5. Le retrait endogène apparait surtout dans le cas où le rapport E/C est faible (inférieur à 0,45) et le

pourcentage de ciment est assez élevé comme dans le cas du béton à haute performance. Autrement dit, le rapport E/C est un des paramètres importants qui influence ce type de retrait. L'étude de Jaoudi [Jaoudi, 2008] montre que plus le rapport E/C diminue plus l'amplitude du retrait endogène augmente et plus le retrait commence au jeune âge (figure 4.3).

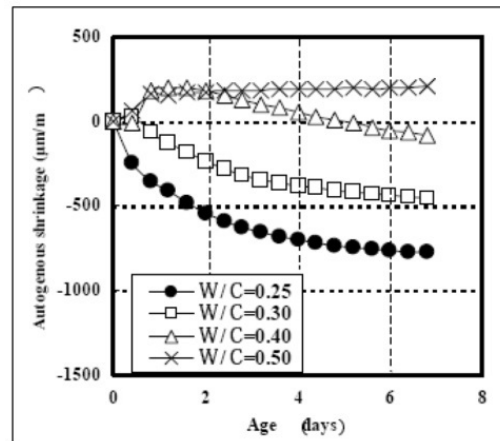


Figure 4. 3 : Influence du rapport E/C sur le retrait endogène de la pâte de ciment.

4.1.2. Retrait plastique et de dessiccation

Le retrait plastique est la diminution du volume du béton frais (<24h) dès sa mise en œuvre dû à l'évaporation de l'eau libre. L'évaporation de l'eau présente dans les pores va induire une augmentation du nombre des ménisques et une diminution de leur rayon dû à la pression capillaire négative ou succion. Ceci entraîne une diminution du volume externe suite à une mise en traction de l'eau des pores et à une mise en compression du squelette solide.

Le retrait par dessiccation est le retrait de séchage à long terme (> 24 h). Le même mécanisme physique est mis en jeu. La figure 4.4 présente la variation du retrait endogène et du retrait de dessiccation avec l'âge du béton pour deux types de béton, classique (photo(a)) et à haute performance (photo (b)) [Gribniak et al., 2008].

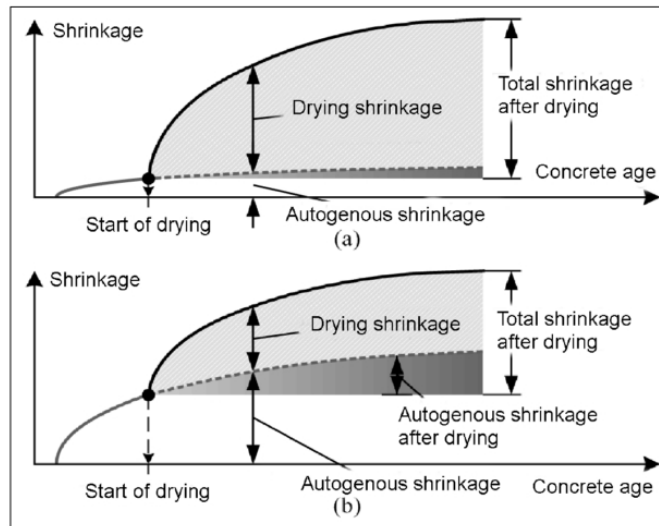


Figure 4. 4 : Variation du retrait d'un béton classique (a) et d'un béton à haute performance (b).

Plusieurs facteurs affectent le retrait de dessiccation et en particulier le taux d'évaporation de la surface du béton. L'évaporation est influencée par des conditions climatiques comme l'humidité relative, la température de l'air, la température de la surface d'évaporation et surtout la vitesse du vent à la surface.

Selon les études de Chowdhary et Sharma [Chowdhary et Sharma, 2013], ce retrait augmente en fonction de l'augmentation de température ambiante et la ventilation lorsque l'humidité relative est faible. La figure 4.5 montre que, le retrait augmente avec l'augmentation de la teneur en eau. C'est-à-dire que plus le rapport E/C est important plus de quantité d'eau libre est importante et par conséquent plus le retrait augmente [Soroka, 1979].

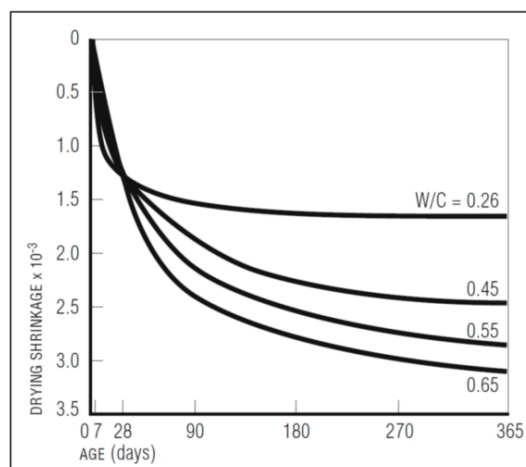


Figure 4. 5 : Effet du rapport E/C sur le retrait de dessiccation d'une pâte de ciment.

Si le retrait est empêché en fonction des conditions aux limites du milieu, des contraintes de traction seront générées. Si ces contraintes sont supérieures à la résistance à la traction du béton, des fissures vont apparaître.

4.1.3. Effet de taille de l'éprouvette sur le retrait

De nombreuses études ont montré l'effet de la taille de l'éprouvette sur le retrait. Keeton [Keeton, 1965] a étudié le retrait sur quatre tailles d'éprouvette durant 1000 jours ; Wallo et al. [Wallo et al., 1965] ont mené une étude sur trois tailles d'éprouvette pendant 100 jours. Ces études ont proposé des modèles en utilisant un paramètre géométrique pour décrire l'effet de taille sur le comportement à long terme, nommé rayon de séchage et défini selon la formule suivante :

$$h_0 = \frac{2V}{S} \quad \text{Eq. 20}$$

Où V est le volume de l'éprouvette et S la surface de séchage de l'éprouvette

Almudaiheem & Hansen [Almudaiheem et Hansen, 1987] ont proposé des équations pour la détermination des paramètres de la représentation hyperbolique du retrait. D'autres recherches ont étudié l'influence des paramètres majeurs sur le retrait à long terme [Hansen et Almudaiheem, 1987]. Selon Torben et al., [Torben et al., 1966] et l'Eurocode 2 [Eurocode 2], le retrait à long terme dépend linéairement de la taille de l'éprouvette dans différents modèles du retrait de dessiccation et il diminue avec le rayon de séchage.

Samouh [Samouh, 2015] a étudié le retrait de trois types d'éprouvettes cylindriques de diamètre $\Phi 78$ mm ($h_0 = 39$ mm), $\Phi 113$ mm ($h_0 = 56,5$ mm) et $\Phi 163$ mm ($h_0 = 81,5$ mm) en considérant quatre formulations de béton dont trois bétons autoplaçants (BAP) et un béton vibré (BV). Les résultats obtenus montrent que, le retrait de séchage dépend de la taille de l'éprouvette et diminue en fonction de l'augmentation de la taille de l'éprouvette (*figure 4.6 et figure 4.7*).

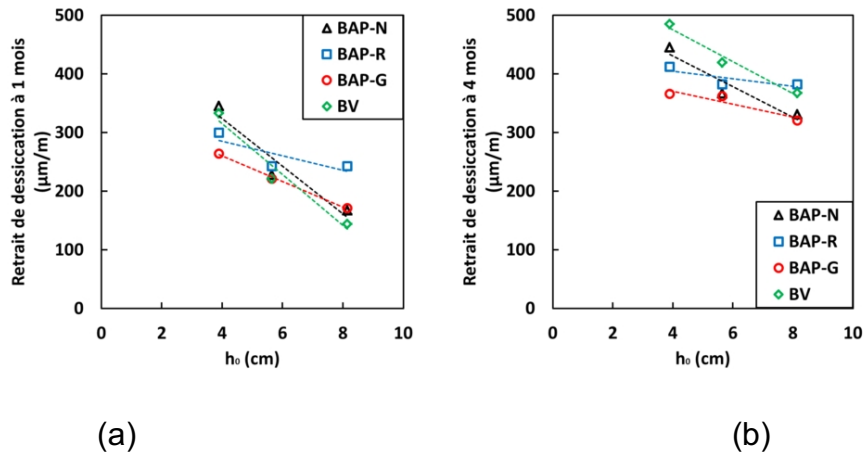


Figure 4. 6 : Evolution du retrait en fonction de la taille de l'éprouvette après un mois (a) et quatre mois (b).

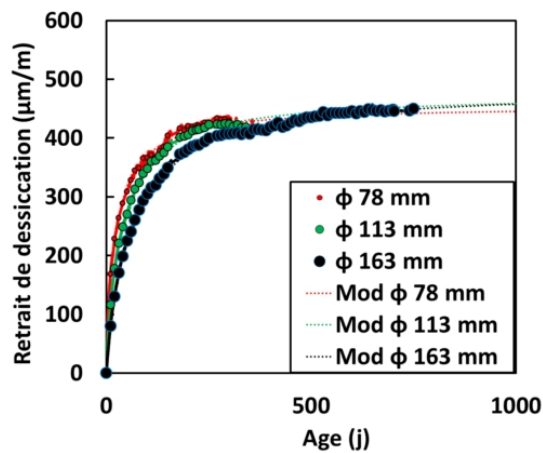


Figure 4. 7 : Retrait de dessiccation en fonction du temps pour des éprouvettes de taille différente.

4.1.4. Retrait endogène sur des éprouvettes de dimension 4x4x16 cm^3

La figure 4.8 présente l'évolution du retrait endogène en fonction du temps du béton de terre avec 0%, 20% et 40% de sol argileux et 0% et 1,2% de fibres de chanvre. Le taux de retrait endogène est important pendant les trois premiers jours et diminue graduellement en fonction du temps. Le retrait endogène se produit indépendamment de la perte d'eau externe et résulte d'un retrait chimique et d'un retrait par auto-dessiccation. La réduction de l'humidité relative dans le système de pores provoque un ménisque eau-air qui provoque des contraintes sur les parois des pores et entraîne un rétrécissement important de l'auto-séchage. Le retrait endogène du béton de terre

sans fibres augmente avec la proportion de sol argileux avec des valeurs quatre fois plus importantes pour les mélanges avec 40% de sol argileux. L'ajout de 1,2% de fibres montre une légère augmentation du retrait endogène pour les mélanges avec 0% et 20% de sol argileux. Cependant, l'ajout de fibres diminue significativement le retrait endogène du béton de terre avec 40% du sol argileux. Ces différences sont liées à la variation de la porosité globale entre les mélanges de béton de terre et à l'absorption élevée d'eau par les fibres. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus par [Fourmentin et al., 2016; Stevulova et al., 2015].

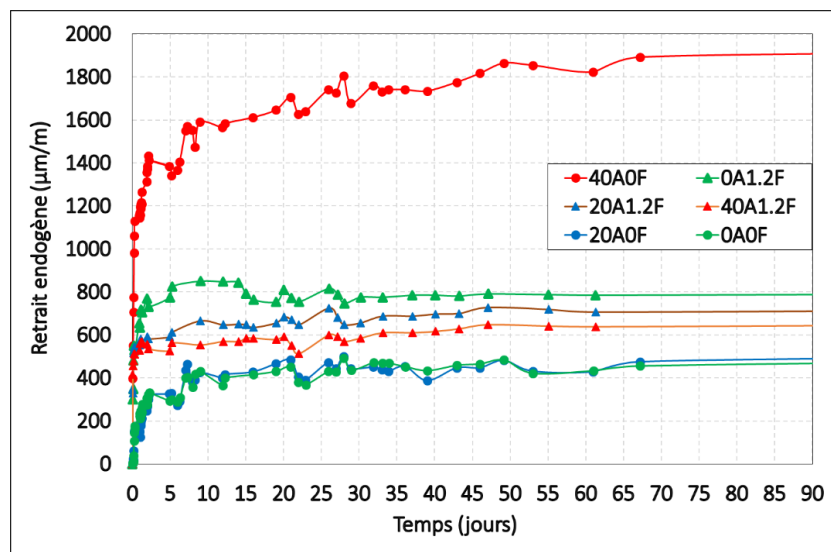


Figure 4. 8 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait endogène.

La figure 4.9 présente le retrait total de béton. Ce retrait est égal à la somme du retrait endogène et du retrait de séchage. En réalité, on a obtenu directement le retrait endogène et le retrait total. Autrement dit, le retrait de séchage a été déduit par le retrait total et le retrait endogène. Généralement, on utilise donc le retrait endogène et le retrait de séchage afin de comprendre le comportement de retrait de béton.

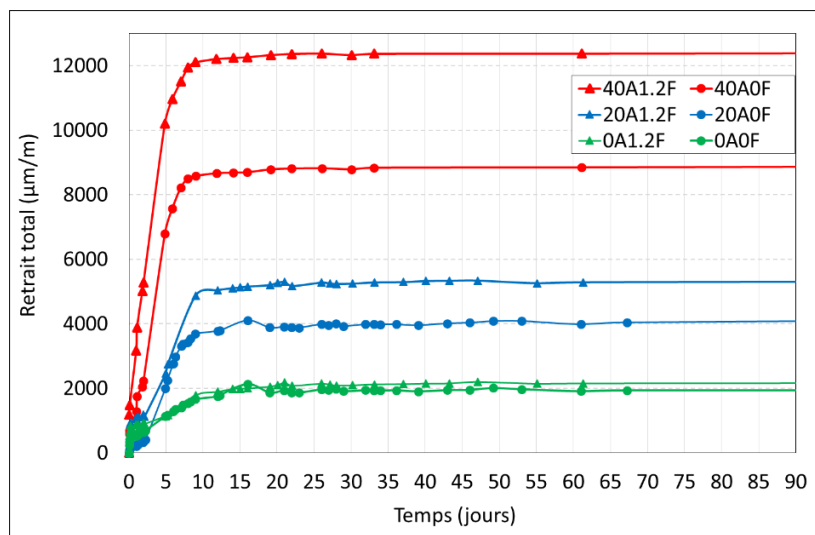


Figure 4. 9 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait total.

La figure 4.10 représente le retrait de séchage calculé comme étant égal à la soustraction du retrait endogène du retrait total. Le taux de retrait du séchage augmente rapidement au début pour se stabiliser après 10 à 15 jours. La déformation du retrait de séchage augmente avec le taux de sol argileux et atteint des valeurs importantes pour le béton du sol avec 40% de sol argileux (6 fois plus élevé que celui avec 0% de sol argileux). L'ajout de 1,2% de fibres influence légèrement l'amplitude du retrait avec 0% et 20% de sol argileux, mais diminue l'amplitude du retrait de séchage pour le mélange ayant 40% de sol argileux avec un taux important.

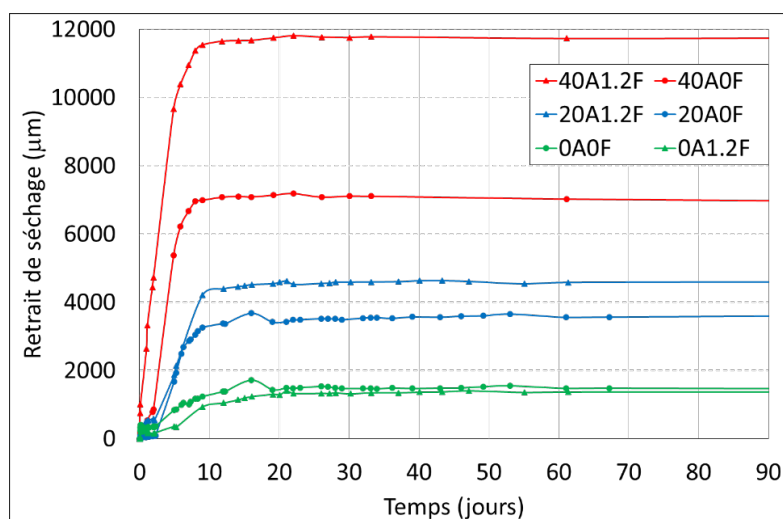


Figure 4. 10 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait du séchage.

La perte de masse est également mesurée pendant le retrait de séchage et est présentée dans la figure 4.11. La variation de la perte de masse transcrit la capacité

de diffusion du matériau. Dans un premier temps, l'eau de surface s'évapore avec une perte de masse importante pendant les 5 premiers jours. Après 5 jours, la perte de masse est ralentie pour les différentes formulations. Ce ralentissement peut être relié au chemin de l'eau à travers les éprouvettes. En effet, cette eau provient du cœur des éprouvettes et met ainsi plus de temps pour atteindre la surface. La perte de masse est importante pendant les 15 premiers jours et se stabilise par la suite.

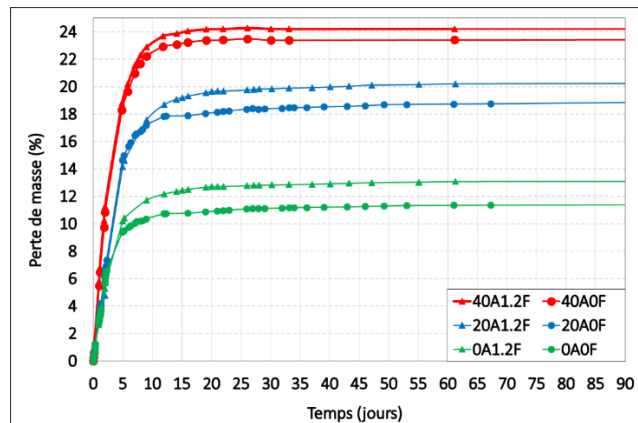


Figure 4. 11 : Évolution de la perte de masse en fonction du temps.

La perte de masse montre la même tendance que le retrait de séchage. La perte de masse augmente avec la proportion de sol argileux, ce qui pourrait expliquer l'augmentation du retrait du séchage. L'addition des fibres augmente la perte de masse pour le béton du sol avec 0% et 20% de sol argileux alors qu'il diminue la perte de masse pour le béton avec 40% de sol argileux. La perte de masse montre une bonne corrélation avec l'amplitude du retrait. Ainsi, l'évolution du retrait de séchage est également représentée en fonction de la perte de masse (figure 4.12).

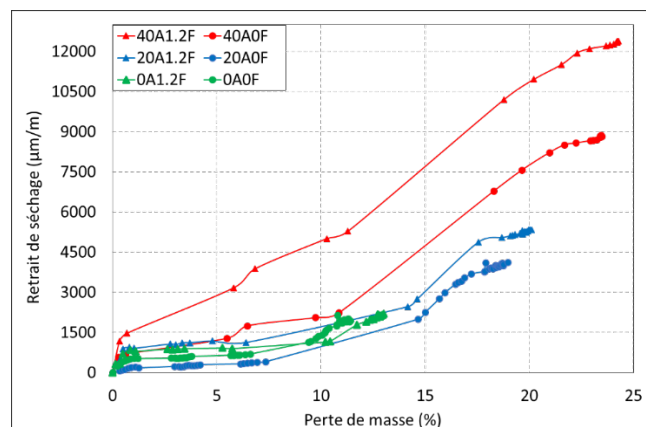


Figure 4. 12 : Relation entre le retrait de séchage et la perte de masse.

Plusieurs phases peuvent être distinguées sur la figure 4.12. Pendant la première phase appelée zone dormante, une perte de masse sans retrait est observée. En effet, le gradient de teneur en eau due au séchage génère un gradient de contrainte et donc une forte tension responsable des fissurations au niveau de la surface exposée au séchage. Le rapport superficie/volume est un facteur important dans cette phase. Au cours de la deuxième phase, les gradients deviennent plus prononcés et la fissuration de la peau reste inchangée. Le retrait est ainsi proportionnel au séchage (zone linéaire) avec une pente qui traduit la finesse du réseau poreux. Pendant la dernière phase, une phase de stabilisation est observée avec un taux de retrait très faible. Le retrait de béton de terre est très élevé par rapport au béton ordinaire en raison de l'absence de granulats qui freinent le retrait global et la porosité supérieure liée à l'incorporation du sol argileux et à la teneur élevée en eau.

4.1.5. Retrait endogène sur des éprouvettes de dimension 7x7x28 cm³

L'effet de la taille des éprouvettes sur le retrait a été aussi étudié en réalisant les essais sur des éprouvettes de dimension 7x7x28 cm³. Les résultats obtenus pour les éprouvettes 7x7x28 cm³ présentent les mêmes tendances que les petites éprouvettes 4x4x16 cm³. En effet, le retrait augmente en fonction du pourcentage de sol argileux et des fibres ajoutés. Dans le cas du retrait endogène, le retrait augmente de 50 µm avec l'ajout de 1.2% de fibres ; par contre, cette valeur varie de 80 µm à 200 µm avec l'ajout de 20% d'argile (*figure 4.13*).

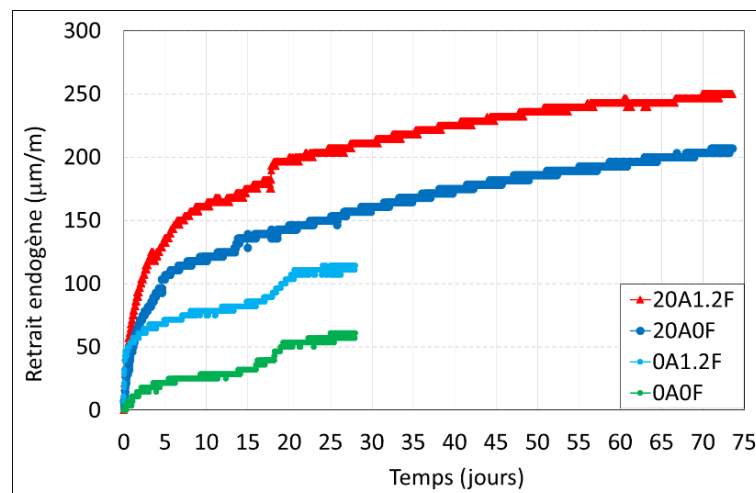


Figure 4. 13 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait endogène.

Dans le cas du retrait de séchage, le retrait augmente fortement lorsque la quantité de sol argileux varie de 0% à 20%. Cette valeur est plus grande avec 20% de sol argileux de presque 8 fois plus que celle à 0% de sol argileux. Les fibres influencent légèrement le retrait de séchage. On observe que, l'ajout 1,2% de fibres entraîne l'augmentation de 12% du retrait de séchage. L'effet de sol argileux et de fibres augmente légèrement après 15 jours se stabilise après 28 jours de maturation (figure 4.14).

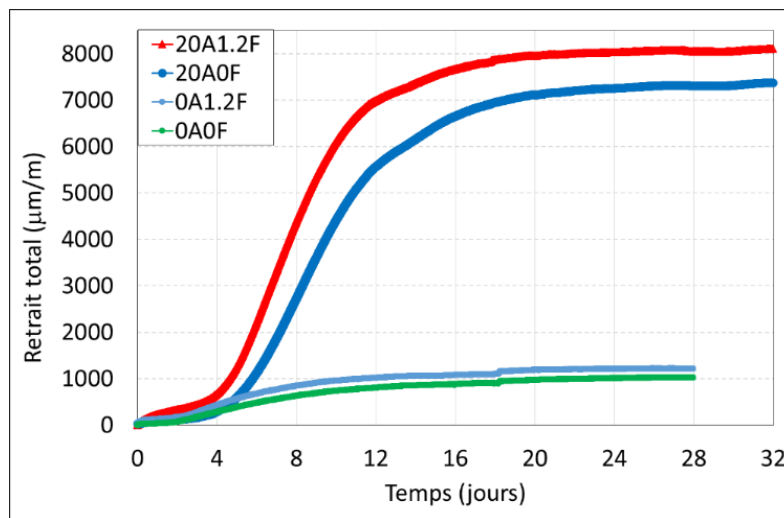


Figure 4. 14 : Influence des fibres et du sol argileux sur l'évolution du retrait de séchage.

L'évolution du retrait de séchage en fonction du temps de cure des éprouvettes est fortement liée à l'évolution de la perte de masse. La perte de masse est liée d'un côté par l'hydratation et d'un autre côté au départ d'eau par séchage (figure 4.15).

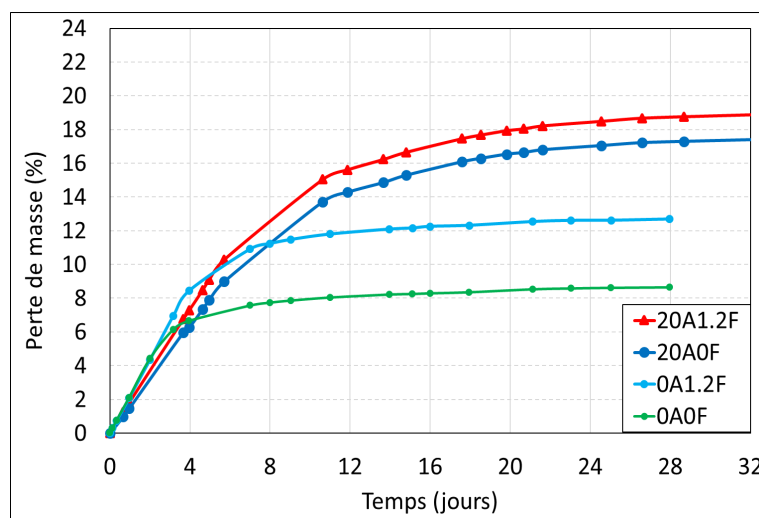


Figure 4. 15 : Évolution de perte de masse en fonction du temps.

4.1.6. Effet de taille des éprouvettes sur le retrait

Dans notre étude, on distingue deux cas selon la quantité de sol argileux ajouté.

Pour 0% de sol argileux, les résultats montrent que le retrait diminue lorsque la taille des éprouvettes est plus grande. Le retrait de séchage de l'éprouvette de dimension de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ est plus grand que celui de l'éprouvette de dimension de $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$ (2 fois plus grand).

La figure 4.16 montre aussi qu'avec 0% de sol argileux, le retrait de séchage est plus important avec l'addition des fibres.

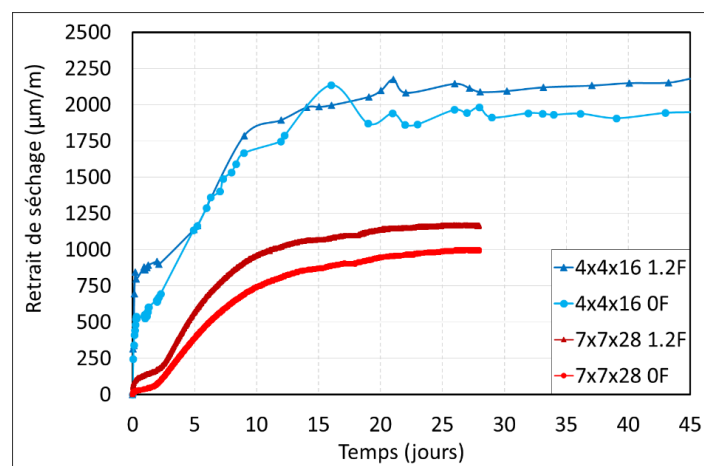


Figure 4. 16 : Retrait de séchage des éprouvettes de dimension $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ et $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$ avec 0% de sol argileux.

Afin de mieux comprendre ces différences, la perte de masse a été aussi suivie. Les résultats montrent, une perte de masse plus importante pour les petites éprouvettes. De plus, un taux de séchage plus important est observé pour les éprouvettes avec fibres (figure 4.17).

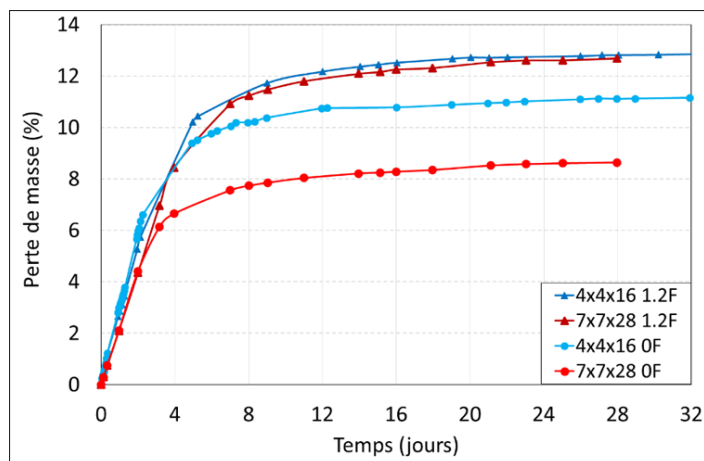


Figure 4. 17 : Evolution de la perte de masse en fonction du temps de cure des éprouvettes $4x4x16\text{ cm}^3$ et $7x7x28\text{ cm}^3$ avec 0% de sol argileux.

Pour le béton avec 20% de sol argileux, les résultats présentent des tendances inverses. En effet, le retrait des éprouvettes $7x7x28\text{ cm}^3$ est plus important que le retrait des éprouvettes $4x4x16\text{ cm}^3$. L'ajout de 20% de sol argileux dans ce cas entraîne une augmentation de 40% à 50% pour les plus grandes éprouvettes ($h_0 = 2v/s$ varie de 1.78 (pour les éprouvettes $4x4x16\text{ cm}^3$) à 3.11 (pour les éprouvettes $7x7x28\text{ cm}^3$). L'ajout des fibres est responsable d'un taux de retrait de séchage plus élevé pour le béton de terre avec 20% de sol argileux (figure 4.18).

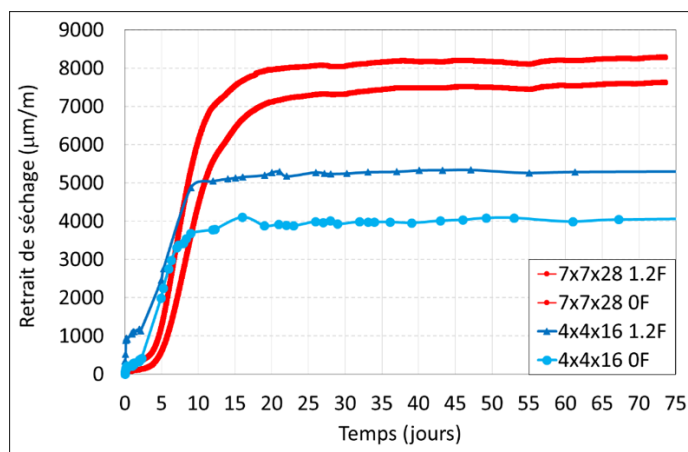


Figure 4. 18 : Comparaison du retrait de séchage des éprouvettes $4x4x16\text{ cm}^3$ et $7x7x28\text{ cm}^3$ avec 20% de sol argileux.

Les courbes de perte de masse pour le béton avec 20% de sol argileux montrent un séchage plus rapide pour les petites éprouvettes qui se stabilise après 15 jours. Ceci peut être observé aussi au niveau des courbes de retrait. Le séchage continue à augmenter pour les éprouvettes $7x7x28\text{ cm}^3$ au cours de temps dû au départ de l'eau

du cœur des éprouvettes induisant un retrait supplémentaire qui se stabilise plus tard après 30 jours (*figure 4.19*).

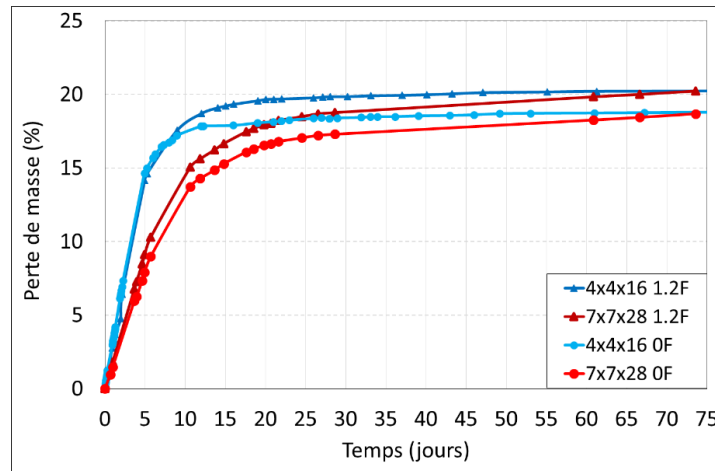


Figure 4. 19 : Evolution de la perte de masse en fonction du temps de cure des éprouvettes 4x4x16 cm³ et 7x7x28 cm³ avec 20% de sol argileux.

4.2. Fluage du béton à base de terre

Selon Bazant [Bazant, 2001], le béton continu à se déformer après plusieurs années sous chargement constant et les déformations de fluage peuvent atteindre typiquement des valeurs deux à six fois plus grandes que la déformation élastique initiale. Le fluage est défini comme étant : « Déformation lente et retardée d'un corps soumis à une contrainte constante, provoquée par la durée d'application de cette contrainte ».

Le fluage se décompose en deux parties, le fluage propre et le fluage de dessiccation. La figure 4.20 montre l'évolution de la déformation de fluage en fonction du chargement :

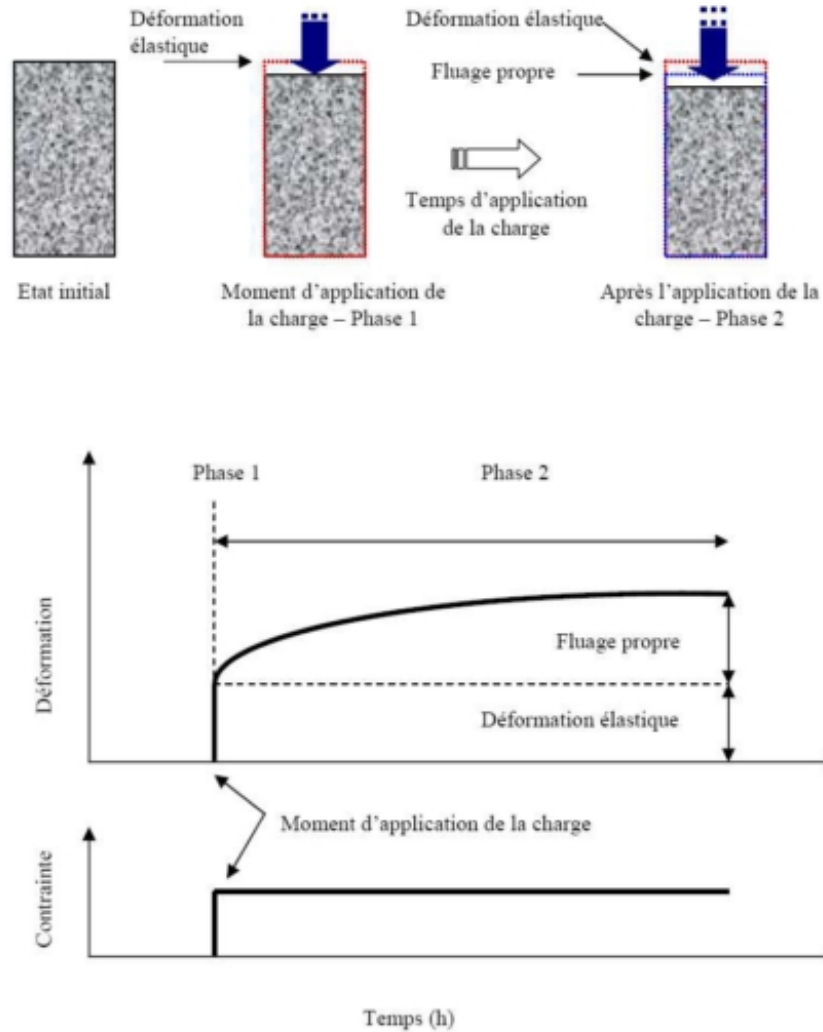


Figure 4. 20 : Représentation simplifiée du fluage propre.

Le fluage du béton dépend fortement de l'état hydrique du béton qui n'est pas uniforme. On observe que les bétons fortement dosés en eau fluent plus car ils deviennent plus poreux à maturité. La durabilité des ouvrages dépend ainsi en grande partie du fluage. La déformation de fluage est divisée en trois types : la déformation élastique, le fluage propre et le fluage de dessiccation [Neville et Meyers, 1964].

La déformation élastique est la déformation instantanée que subit le matériau lorsqu'un chargement est appliqué [Gamble et Parrott, 1978]. Le fluage propre est la déformation différée que subit un béton chargé qui n'a aucun échange d'humidité avec son environnement [Kovler, 1995]. Le fluage de dessiccation (ou de séchage) est la déformation supplémentaire que subit un béton chargé et exposé au séchage [Gamble et Parrott, 1978].

Le fluage propre se compose de deux phases : le fluage à court terme, grâce à un processus de micro-diffusion de l'eau capillaire [Wittman, 1982; Ulm et Acker, 1998], et le fluage à long terme, qui est entraîné par le phénomène de rupture potentielle des liaisons atomiques dans les C-S-H, indépendamment du type du béton, et dont l'origine se trouve dans les pores d'hydrates [Bazant et Li, 1997; Tamtsia et Beaudoin, 2000]. L'étude de Nigoyi et al. [Nigoyi et al., 1973] montrent que, le fluage propre dépend fortement de l'âge du matériau lors de l'application du chargement (figure 4.21).

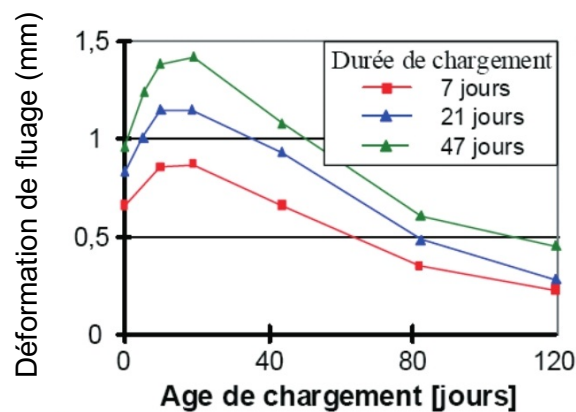


Figure 4. 21 : Déformation du fluage propre en fonction de l'âge de chargement.

Plus l'âge du béton, ou plutôt le degré d'hydratation du ciment, est avancé au moment de la première mise en charge, plus le fluage diminue [Timusk et Ghosh, 1971]. En outre, le rapport volume sur surface (V/S) est un paramètre qui influence en plus de la géométrie et des dimensions des éprouvettes les déformations de fluage et de retrait [L'hermite et Mamillan, 1969 ; Hansen et Eriksson, 1966].

Le fluage propre est plus faible avec le degré hygrométrique interne du matériau faible [Bazant et Chern, 1985 ; Tamtsia et Beaudoin, 2000 ; Vanderwalle, 2000 ; Acker et Ulm, 2001]. Reinhardt et Rinder [Reinhardt et Rinder, 1998] montrent que le fluage augmente avec la teneur en eau ou le rapport eau-sur-ciment (E/C), et diminue avec l'accroissement de la résistance mécanique de la pâte de ciment.

Le fluage de dessiccation évolue par deux phénomènes successifs : une part intrinsèque due aux mécanismes physico-chimiques résultant de la concentration des contraintes sur le gel de C-S-H et l'augmentation de la dépression capillaire [Brooks, 2001 ; Kovler, 2001] et une part structurelle sous chargement en compression liée à

la réduction des microfissures générées par la dessiccation [Bazant et Chern, 1985 ; Bazant et Yunping, 1994].

Le fluage du béton est fortement influencé par plusieurs facteurs. On distingue deux catégories de facteurs. La première catégorie de facteur ou les facteurs intrinsèques qui caractérisent le matériau pendant la durée de vie du béton, tels que la résistance du béton, la caractérisation du ciment, le module d'élasticité des granulats, et la taille des granulats utilisés [Bazant et Wittman, 1982]. La deuxième catégorie représente les facteurs extrinsèques qui sont les conditions après la mise en place comme la température, l'âge du chargement, la durée d'application du chargement et le type de chargement (compression, traction, flexion) et l'humidité environnante [Byfors, 1980] (figure 4.22).

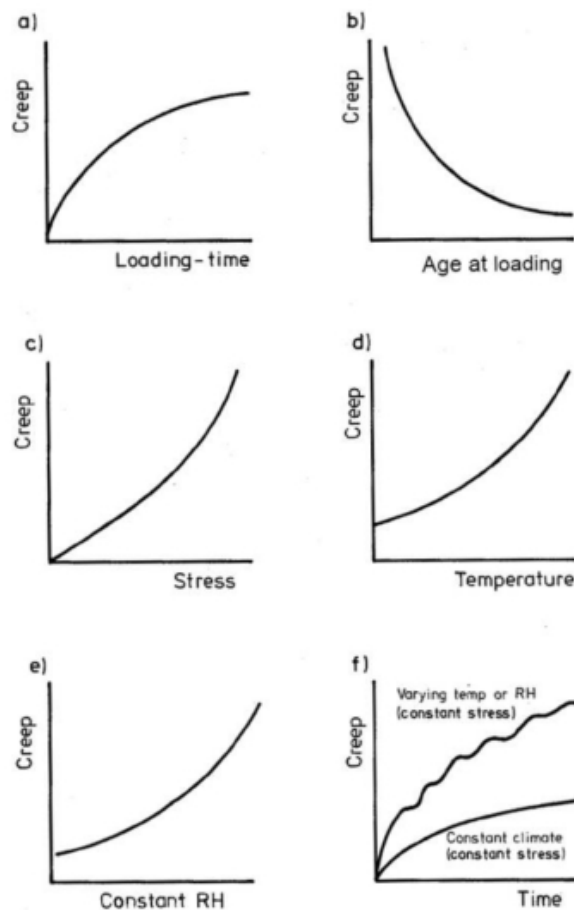


Figure 4. 22 : Relation qualitative entre le fluage et différents facteurs influençant les déformations de fluage.

Lors de l'étude du fluage en flexion, la section supérieure à l'axe neutre est soumise à un effort de compression tandis que la section inférieure subira des efforts de traction

[Davis et Brown, 1937]. Ainsi, si le chargement est soutenu pendant une certaine période de temps, la poutre subira du fluage en compression à sa fibre supérieure et en traction à sa fibre inférieure.

Le renfort dispersé du béton a déjà été utilisé depuis longtemps. Pour contrer les caractéristiques négatives dans des zones à risque de fissuration surtout pour des matériaux fragiles, par exemple l'argile, les fibres végétales courtes et/ou les poils d'animaux ont été ajoutés au mélange pour créer le nouveau matériau plus élastique et durci **[Haddad et Smadi, 2004 ; Barluenga, 2010; Qingxin et al., 2010]**.

4.2.1. Influence des fibres sur le fluage

L'addition de fibres modifie le béton d'un matériau fragile à ductile **[Haddad et Smadi, 2004; Barluenga, 2010]**. Les fibres diminuent le développement de la fissuration et augmentent la résistance aux chocs **[Yunsheng et al., 2008 ; Qingxin et al., 2010]**.

La figure 4.23, montre la comparaison entre les déplacements de fluage du béton de terre avec 0% de sol argileux en variant le % de fibres de 0 à 1,2% sous un chargement constant de 60% de la force maximale des poutres.

Les résultats montrent que, la déformation de fluage du béton avec fibres est plus importante que celle du béton sans fibres sous la même contrainte. Une déformation élastique plus importante a été observée avec les bétons contenant de fibres. De plus, la déformation du béton avec fibres augmente rapidement pendant les premiers jours par rapport au béton sans fibres. Ceci correspond au fluage primaire. Après 30 jours, la vitesse de déplacement devient constante indiquant le début du fluage secondaire. Pour le béton sans fibres, les phases ne sont pas clairement distinguées avec un déplacement presque linéaire indiquant une vitesse de déplacement constante.

A 68 jours, le taux de chargement a été augmenté de 60% à 80% pour les deux éprouvettes. La poutre avec fibres montre bien un déplacement élastique à ce moment correspondant au nouveau chargement. Un fluage secondaire est observé jusqu'à 85 jours suivi par un fluage tertiaire où la vitesse de déplacement augmente rapidement conduisant ainsi à la rupture de la poutre à l'âge de 100 jours. Par contre pour la poutre sans fibre, le déplacement a augmenté rapidement au moment du chargement

indiquant un fluage tertiaire qui a provoqué une rupture précoce de l'éprouvette après quelques minutes. Ce résultat indique une capacité de déformation beaucoup plus importante du béton de terre avec fibre et un comportement plus ductile.

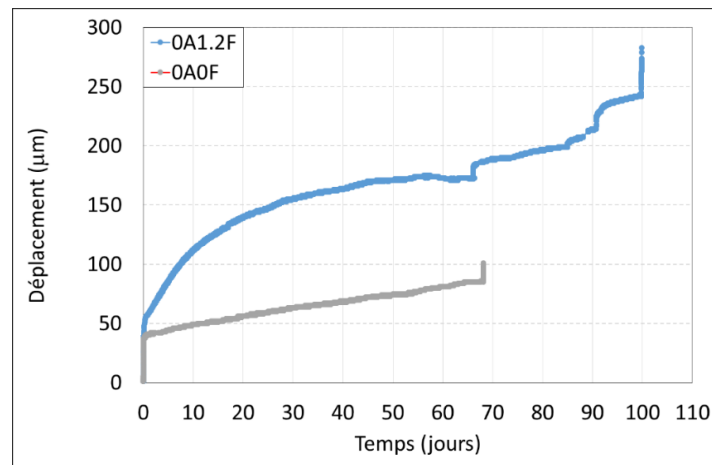


Figure 4. 23 : Influence des fibres sur le fluage en flexion du béton de terre avec 0% de sol argileux.

Des essais de fluage en flexion ont été aussi réalisés sur le béton de terre avec 20% de sol argileux en variant le pourcentage de fibres de 0 à 1,2% toujours sous un chargement constant de 60% par rapport à la force maximale. Une rupture fragile a été observée pour la formulation sans fibre 20A0F et ceci après quelques minutes de chargement au contraire de la formulation avec 1,2% de fibres d'où la nécessité d'ajout des fibres dans ce genre de béton pour éviter les ruptures précoces ou fragiles (figure 4.24).

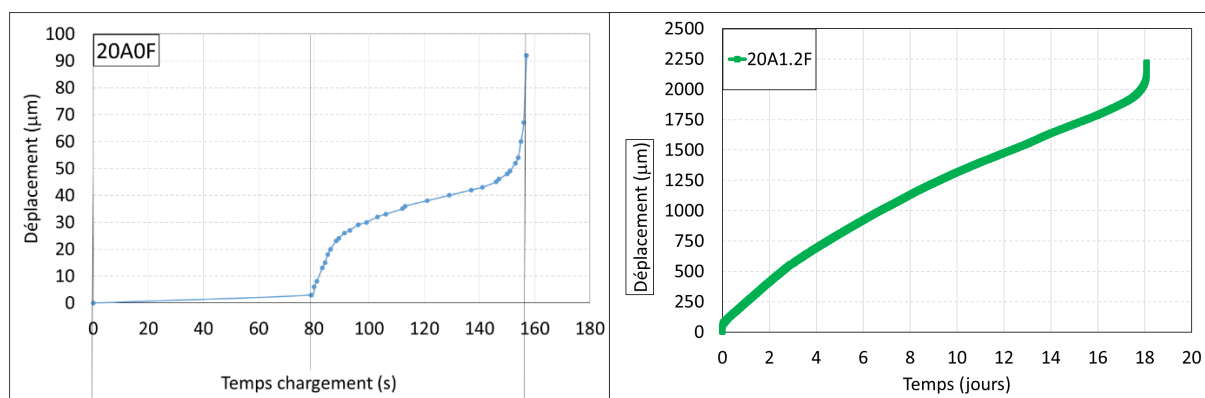


Figure 4. 24 : Fluage en flexion de la formulation 20A0F et 20A1.2F.

4.2.2. Influence du sol argileux sur le fluage

La figure 4.25 montre l'évolution du fluage en fonction du temps pour les formulations avec 1.2% de fibres et le sol argileux est de 0% et 20% et pour un taux de chargement de 60%. Les résultats montrent une amplitude et un taux de fluage largement plus important pour les bétons avec argile ce qui peut être dû au fluage de l'argile avec une capacité de déformation aussi plus importante en comparaison au béton sans argile. Le fluage tertiaire est atteint après 18 jours conduisant à la rupture de la poutre 20A1,2F.

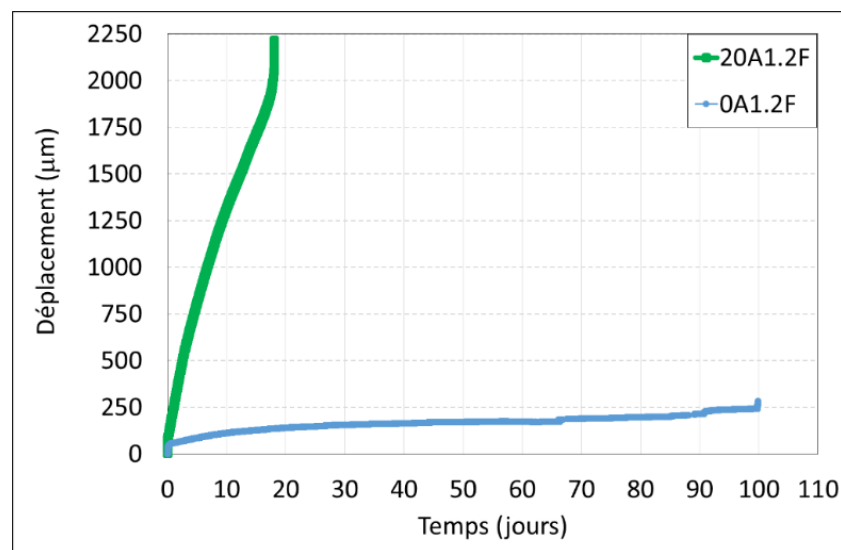


Figure 4. 25 : Influence de sol argileux sur le fluage en flexion du béton de terre.

La figure 4.26 présente l'effet de sol argileux sur le fluage du béton de terre 20A1.2F et 0A1.2F avec un taux de chargement moins important 30% puis 50%. Les résultats montrent un taux et une amplitude de fluage moins important avec ce taux de chargement. De plus, les courbes montrent les mêmes tendances observées précédemment, un taux de fluage plus important avec la présence d'argile. Sous l'effet du chargement à 50%, le fluage augmente rapidement pour 20A1.2F suivant les trois phases primaire, secondaire et tertiaire jusqu'à la rupture de la poutre après 13 jours.

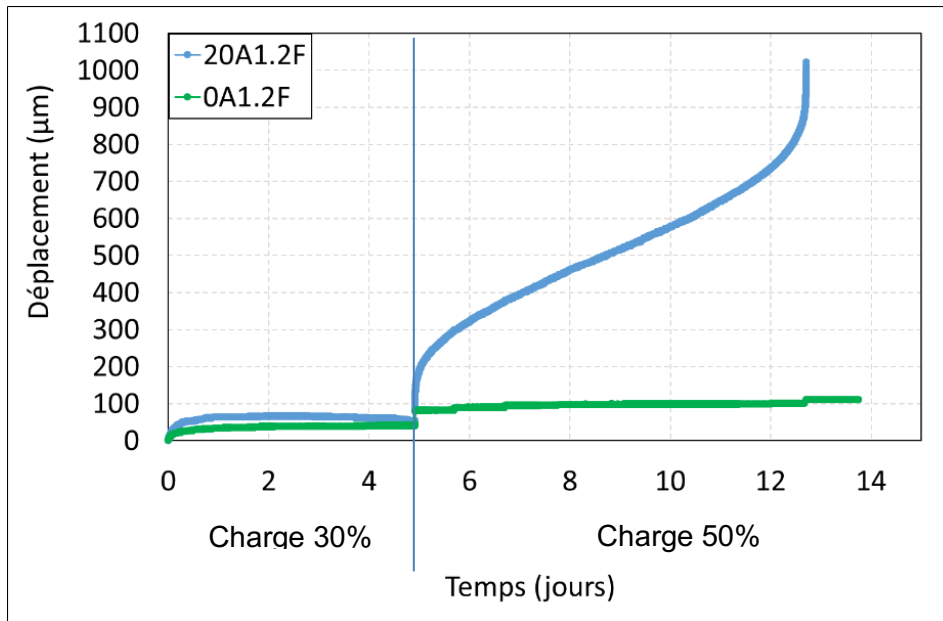


Figure 4. 26 : Influence du sol argileux sur le fluage en flexion du béton de terre.

Conclusion

Les déformations différées du béton de terre ont été étudiées dans ce chapitre. Les résultats montrent une grande influence de la quantité de sol argileux et des fibres sur le retrait et le fluage du béton de terre.

Le retrait de séchage est largement supérieur au retrait endogène. De plus, le retrait de séchage est fortement corrélé à la perte de masse avec un taux de retrait important pendant les premiers jours et qui se stabilise par la suite. Le taux de retrait augmente avec le pourcentage de sol argileux et des fibres. Un effet d'échelle a été aussi observé.

Le taux et l'amplitude du fluage augmente aussi avec l'ajout des fibres et du sol argileux ainsi qu'avec le niveau de chargement. Les résultats ont montré que les formulations avec fibres ont une capacité de déformation plus importante et donc un comportement ductile.

CHAPITRE 5 – PROPRIETE DE TRANSFERT

DU BETON A BASE DE TERRE

Les chapitres précédents ont montré des comportements différents du béton de terre en fonction des formulations. Ces différences sont fortement reliées aux propriétés de transfert du matériau. Le béton de terre est un matériau poreux qui se compose généralement de trois phases : solide (partie structure du matériau ou partie matrice), liquide (l'eau libre ou absorbée par le matériau) et gazeuse (air sec et vapeur d'eau). Ce chapitre est consacré à l'étude des propriétés de transfert de ce matériau à travers des essais de porosité, d'absorption capillaire et de perméabilité.

5.1. Porosité à l'eau du béton

Les bétons sont des matériaux poreux. La porosité des bétons comprend tous les pores du matériau. Elle est définie comme étant le rapport du volume des pores d'un corps d'épreuve V_p à son volume total V_t .

$$\phi = \frac{V_p}{V_t} = \frac{V_p}{V_p + V_s}$$

où V_s est le volume des grains solides

A l'état durci, les bétons comportent des vides, en général remplis d'air ou d'eau. La porosité du béton dépend de plusieurs facteurs tels que le rapport Eau/Ciment, la compacité du béton frais, le volume pâte/granulats et la porosité des granulats. En générale, on distingue trois types de pores :

- Les pores interconnectés : ils forment un espace connecté dans le milieu poreux et participent au transport de matière à travers le matériau.
- Les pores aveugles ou bras morts : ils sont interconnectés d'un seul côté et peuvent être accessibles à un fluide extérieur mais ils ne participent pas au transport de matière.
- Les pores isolés : ils ne communiquent pas avec le milieu extérieur.

A l'état durci, les bétons comportent des vides, en général remplis d'air ou d'eau. La porosité des bétons ordinaires est très variable, de 10% à 20% même plus, soit 100l à

200l par m³ de béton courant. La porosité est donc un facteur important de la qualité du matériau. Grâce à cette valeur, on peut déterminer la résistance, la compacité, la teneur en eau et la durabilité des matériaux. C'est pourquoi, la détermination de porosité d'un matériau est importante.

La mesure de la porosité à l'eau est une technique expérimentale simple pour déterminer le volume total des vides. Par ailleurs, la porosité au mercure permet d'avoir plus d'informations au niveau de la microstructure et la distribution de la taille des pores. En réalité, il existe deux familles de porosité selon la taille de pores : la porosité capillaire à l'échelle du micromètre et la porosité au sein des hydrates à l'échelle du nanomètre. La technique de mesure de la porosité à l'eau permet de déterminer la porosité totale accessible à l'eau de l'échantillon testé. Les diamètres de pores accessibles par cette méthode sont essentiellement compris dans la porosité capillaire du matériau.

L'étude de Irex [Irex, 2005] indique que la porosité totale à l'eau augmente peu entre la température ambiante et des températures de l'ordre de 300°C et plus clairement à partir de 300°C à 400°C. Dans cette étude, la porosité des différents bétons a été mesurée par la méthode de porosité à l'eau. Ces résultats illustrent que, l'influence de température sur la porosité est faible. On peut expliquer cette influence par deux processus concomitants : d'un côté, le départ d'eau (eau libre et une partie de l'eau liée) augmente le volume poreux du matériau tandis que la déshydratation des CSH s'accompagne d'un resserrement des feuillettes des hydrates qui tend à densifier le matériau et à réduire par conséquent le volume poreux. Quand la température est de l'ordre 300°C à 400°C, la porosité est plus importante à cause de l'apparition de microfissures dans la matrice. Ces microfissures peuvent avoir pour origine la déshydratation de la pâte, les incompatibilités de déformation pâte/granulat et les contraintes thermomécaniques (reliées aux gradients thermiques).

Lian et al. [Lian et al., 2011] montrent que, la porosité totale peut être estimée grâce à la porosité effective. En effet, la porosité totale estimée présente une bonne corrélation avec la porosité efficace mesurée (*figure 5.1*).

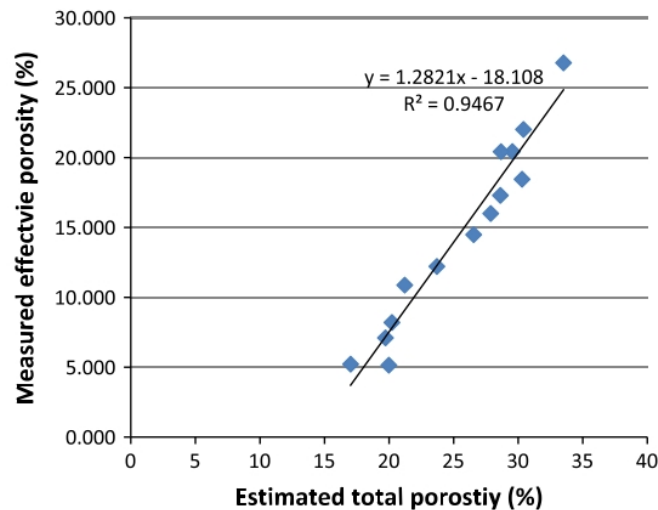


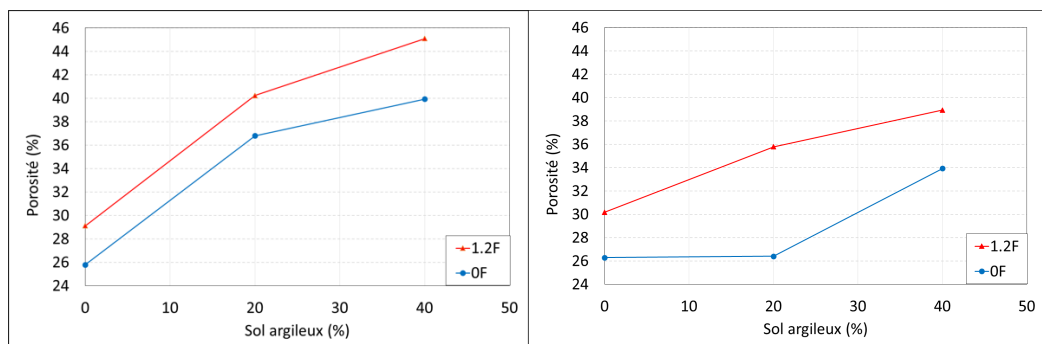
Figure 5. 1 : Relation entre la porosité effective et la porosité totale estimée.

Taallah et Guettala [Taallah et Guettala, 2016] ont montré que les fibres affectent fortement la densité des matériaux en affectant leur porosité.

La durabilité d'un béton est étroitement liée à la porosité et plus particulièrement à la pénétration et au déplacement des fluides à travers le matériau. Ainsi, le contrôle du processus de séchage et de mouillage du béton est d'une importance capitale afin de comprendre les dégradations qui peuvent se produire avec le temps.

5.1.1. Effet du sol argileux et des fibres sur la porosité du béton

La figure 5.2 présente la variation de la porosité du béton de terre en fonction du % de sol argileux et du pourcentage de fibres. Les résultats montrent que les fibres influencent clairement la porosité du béton de terre avec une porosité nettement supérieure lors de l'ajout de 1,2% de fibres. A 7 jours, on observe que l'ajout 1,2% de fibres augmente la porosité de 3% (figure 5.2(a)). A 28 jours, cette augmentation est plus importante avec plus que 4% de différence (figure 5.2(b)). A noter aussi que la porosité augmente aussi avec la quantité du sol argileux (de 0% à 40%).



(a)

(b)

Figure 5. 2 : Influence des fibres et du sol argileux sur la porosité du béton de terre à 7 jours (a) et 28 jours (b).

5.1.2. Relation entre la résistance à la compression et la porosité du béton

La figure 5.3 décrit la corrélation entre la résistance à la compression et la porosité à 7 jours et 28 jours. Une équation de régression exponentielle est adaptée aux données selon la littérature pour le matériau poreux [Lian et al., 2011]. Comme prévu, la résistance à la compression diminue avec des mélanges de porosité plus élevée. En effet, à mesure que la densité diminue, le nombre de points de contact, responsable de la transmission de contrainte diminue, entraînant une diminution de la résistance à la compression.

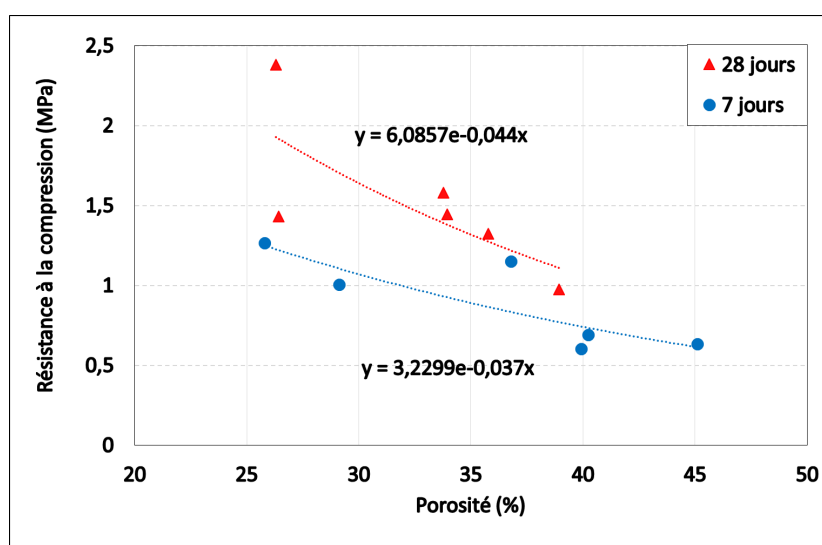


Figure 5. 3 : Corrélation entre la résistance à la compression et la porosité.

5.1.3. Effet du sol argileux et des fibres sur la densité du béton

La figure 5.4 présente l'évolution de la densité apparente en fonction de la proportion du sol argileux et des fibres de chanvre à 7 et 28 jours. Les résultats montrent que l'augmentation du pourcentage de sol argileux et de fibres diminue la densité apparente. La densité apparente est d'environ 1763 kg/m³ pour le béton de terre avec 0% de sol argileux et diminue à 1534 kg/m³ avec l'addition de 1,2% de fibres de chanvre à 28 jours. Ceci peut être dû à la faible densité des fibres de chanvres en plus de la modification du réseau poreux. En outre, la densité apparente augmente avec l'âge en raison de différents mécanismes de durcissement comme l'hydratation du ciment.

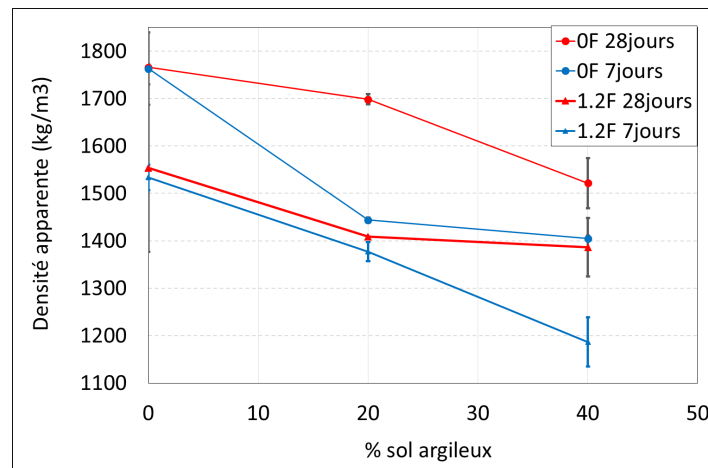


Figure 5. 4 : Influence des fibres et du sol argileux sur la densité apparente.

5.2. Porosité au mercure

La porosité au mercure est une technique expérimentale utilisée pour étudier la microstructure de béton et permettant d'avoir plus d'informations sur la distribution des pores en comparaison avec la porosité à l'eau. Elle permet d'estimer la porosité totale (en volume), le rayon moyen et la distribution des tailles de pores des matériaux (poudres et solides) : les pores (ouverts) ou les espaces intergranulaires. Cette méthode peut mesurer généralement les pores de quelques nanomètres à quelques dizaines de micromètres. Elle illustre aussi la masse volumique apparente.

La figure 5.5 montre l'évolution de la fraction du volume poreux accessible au mercure (Hg) en fonction de la pression capillaire (loi de Washburn)

$$P_c = -2\gamma \cos\theta / R$$

Où γ est la tension de surface (480 mN.m^{-1}), θ l'angle de contact (140°C) et R un rayon effectif (modèle géométrique local) décrivant la taille des « accès » (pore throats dans la littérature AngloSaxonne) via lesquels le mercure (fluide non mouillant) peut passer pour envahir l'espace poreux en fonction de la pression capillaire.

On note qu'à la P_c la plus haute (2000 bars), l'échantillon n'a pas été totalement saturé. Ainsi, un autre essai a été réalisé en montant jusqu'à 2700 bars. Cette augmentation de pression permet d'avoir accès à une porosité plus fine.

La figure 5.5 montre l'évolution de la fraction du volume poreux accessible au mercure en fonction de la pression capillaire pour les échantillons 20A0F, 20A1,2F et 0A0F. Les résultats présentent ainsi une information sur la distribution des pores allant de $0,002 \mu\text{m}$ à $70 \mu\text{m}$. Sur ce type de représentation et d'un point de vue dynamique, les expériences se déroulent de droite vers la gauche i.e., des grands rayons d'accès (faibles P_c , C_f loi de Washburn) vers les petits rayons d'accès (fortes P_c).

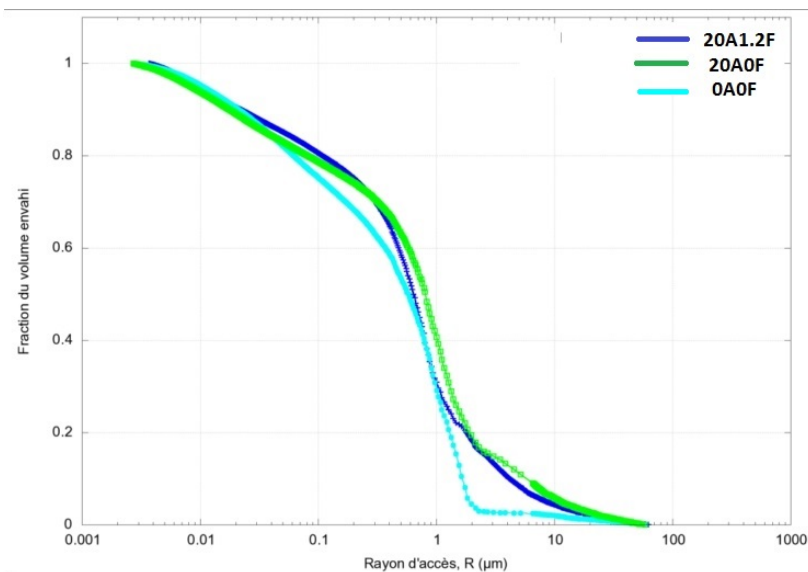


Figure 5. 5 : Fraction du volume poreux accessible versus des rayons d'accès $> R$.

La figure 5.6 montre la fonction de distribution du volume poreux $dV/(R)$ pour les échantillons de formulation 0A0F, 20A0F et 20A1,2F (on dérive par rapport au log du rayon effectif de façon à bien voir l'ensemble des modes en cas de fonction multimodale). La distribution est largement dominée par un mode principal centré à $0,7 \mu\text{m}$ et qui s'étend sur sa gauche jusqu'à des rayons d'accès de l'ordre de $10^{-2} \mu\text{m}$.

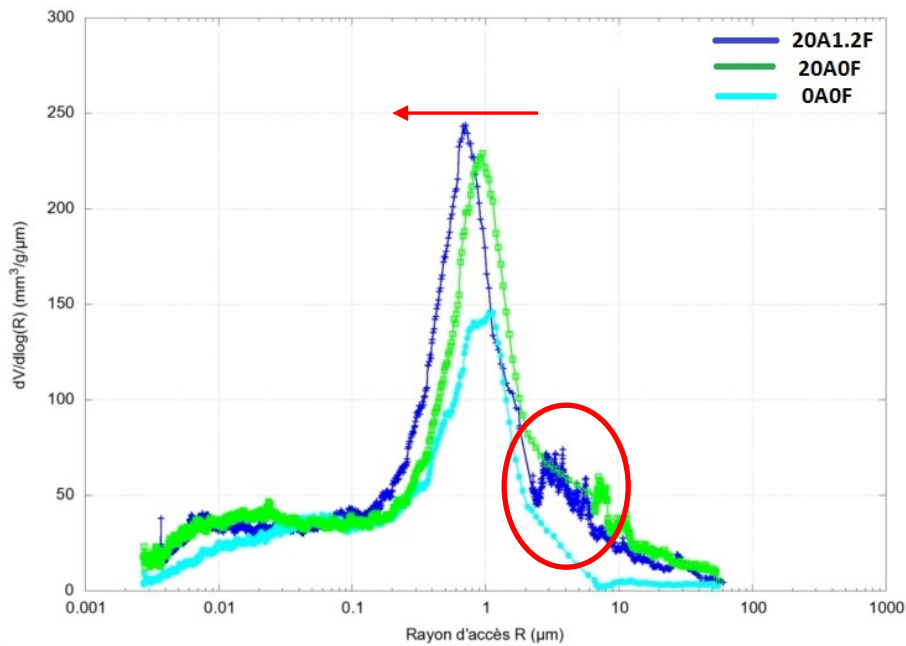


Figure 5. 6 : Fonction de distribution du volume poreux.

A partir des différentes pesées effectuées, la densité apparente ρ_{app} , la porosité η et la densité intrinsèque ρ_i peuvent être calculées (tableau 14) :

Formulation	Masse d'éprouvette (g)	Densité apparente (g/cm ³)	Porosité (%)	Densité intrinsèque (g/cm ³)
20A1,2F	1,40	1,59	38,77	2,60
20A0F	1,175	1,55	38,16	2,505
0A0F	2,21	1,82	28,37	2,54

Tableau 15 : Quelques propriétés déduites des expériences de porosimétrie au mercure.

Les résultats montrent une augmentation importante de la porosité totale en ajoutant 20% d'argile et une légère augmentation avec l'ajout de 1,2% de fibres suivant ainsi les mêmes tendances que celles obtenues par les essais de porosité à l'eau.

La distribution des pores montre l'apparition de deux modes secondaires qui semble à $7 \cdot 10^{-3} \mu\text{m}$ du côté des petits pores et $3 \mu\text{m}$ du côté des gros pores dans le cas des formulations avec 20% d'argiles. Ces distributions de pores sont responsables du changement des propriétés mécaniques et des propriétés de transfert du béton de terre avec l'ajout des fibres.

5.3. Absorption capillaire

L'eau capillaire est constituée de la phase liquide remplissant le volume poreux au-delà de la couche adsorbée et séparée de la phase gazeuse par des ménisques.

Dans notre cas, le béton se compose des sels fins, de ciment, de chaux, d'eau ainsi que des fibres. Les pores se forment dès le moment de la prise et dépendent des conditions de durcissement.

Classement des pores selon IUPAC « *l'International Union of Pure and Applied Chemistry* » :

- Micropore : $D < 2\text{nm}$
- Mésopore : $2\text{nm} \leq D \leq 50\text{nm}$
- Macropore : $D > 50\text{nm}$

Les macropores ou les pores les plus gros se forment par ségrégation, mauvais compactage, inclusion d'air, coffrages non étanches, etc. Les pores du gel se forment au cours des réactions d'hydratation avec l'eau. Les pores capillaires sont dus à la quantité d'eau excédentaire. Leur volume correspond à l'eau qui n'a pas été utilisé par les réactions d'hydratation. Ces pores forment un réseau à mailles fines. Suivant le degré de séchage, les pores sont remplis en partie d'eau et en partie d'air. La capillarité est un réseau de pores ouvert à la surface qui est en contact avec un liquide (dans notre cas le liquide est l'eau). Le liquide va monter lentement alors à l'intérieur de l'échantillon sans l'action de forces extérieures. Ce phénomène d'absorption (effet de succion) est caractérisé par la hauteur et la vitesse d'ascension.

Il est provoqué par la pression capillaire P_c :

$$P_c = P_{atm} - P_b = \frac{2\sigma}{R} \cdot \cos \alpha \quad (\text{Loi de Kelvin – Laplace}) \quad \text{Eq. 21}$$

Où :

P_c est la pression capillaire

P_b est la pression de liquide,

P_{atm} est la pression atmosphérique,

α est l'angle de mouillage

σ est la tension superficielle de l'interface entre l'eau liquide et la phase gazeuse

R est Rayon de courbe de la surface du liquid dans capillaire

La figure 5.7 présente le schéma d'un capillaire :

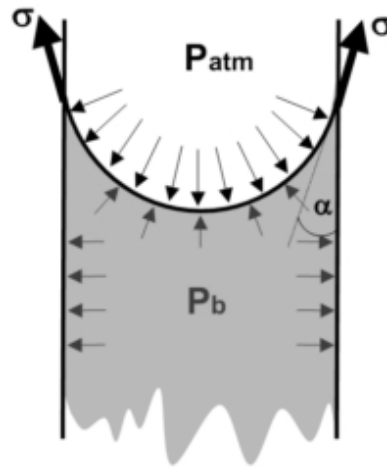


Figure 5. 7 : Schéma d'un capillaire.

La valeur de la pression capillaire dans le béton est fortement dépendante du niveau de saturation du béton et de la taille des pores. Elle influence la perméabilité relative au gaz du béton via la saturation [Chen, 2011].

Dans notre étude, l'absorption capillaire est le facteur qui est déterminé pour le déplacement de l'eau liquide dans la masse du béton. L'étude de Taallah et Guettala [Taallah et Guettala, 2016] montre que, les fibres affectent le coefficient d'absorption d'eau. L'augmentation du coefficient d'absorption d'eau dépend du pourcentage de fibres ajoutées.

L'absorption d'eau capillaire est mesurée selon la norme [AFNOR XP P 13-901].

Le coefficient d'absorption d'eau est calculé selon la formule suivante :

$$C_b = \frac{100*(P_1-P_0)}{S\sqrt{t}} \quad (g/cm^2.min^{1/2}) \quad Eq. 22$$

Avec :

C_b : le coefficient de résistance capillarité

P_1 : la masse de l'éprouvette après le temps t d'immersion dans l'eau (g)

P_0 : la masse après séchage de l'éprouvette (g) (avant immersion dans l'eau)

S : la surface de l'éprouvette en contact avec l'eau (cm²)

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

5.3.1. Béton durci à 7 jours

Des mesures d'absorption de la capillarité ont été effectuées afin d'étudier la capacité du matériau à absorber l'eau. L'aspiration capillaire à travers le système des pores peut alors être utilisée comme indicateur de la porosité ouverte. Les résultats obtenus présentent que, la masse du béton augmente en fonction de la quantité de sol argileux et des fibres ajoutées. La masse des éprouvettes immergées augmente avec la quantité de sol argileux qui varie de 0% à 40% et avec l'ajout des fibres (figure 5.8).

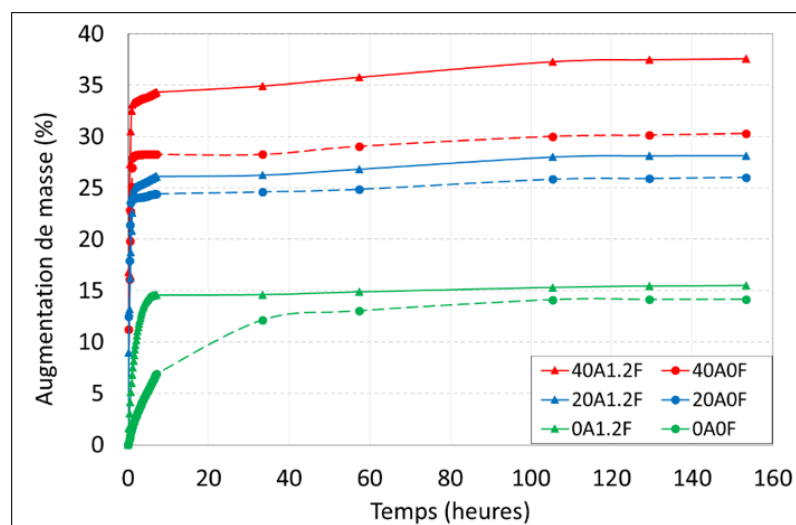


Figure 5. 8 : Evolution de la masse des éprouvettes en fonction du temps d'immersion dans l'eau à 7 jours.

La figure 5.9 montre que, la masse de l'éprouvette augmente fortement en fonction de quantité de sol argileux ajouté et augmente moins fortement pour des fibres ajoutées. On observe que, dès que l'immersion des éprouvettes dans l'eau, la masse augmente rapidement pour des éprouvettes de 20% à 40% de sol argileux. En outre, l'augmentation de masse pour les éprouvettes de 20% et 40% de sol argileux est légère après 60 minutes d'immersion (figure 5.9a). Elle est presque constante pendant le temps d'immersion environ 90 minutes. Par contre, pour les éprouvettes de 0% de sol argileux, l'augmentation de masse est plus lente ; elle est stabilisée après environ 7 heures d'immersion (figure 5.9b).

Les résultats montrent que, l'ajout des fibres affecte la capacité d'absorption d'eau. En effet, l'ajout 1,2% de fibres entraîne l'augmentation de masse d'environ 8% pour le

béton avec 40% de sol argileux, 2% pour le béton avec 20% de sol argileux et presque 10% pour le béton de 0% de sol argileux (figure 5.9b).

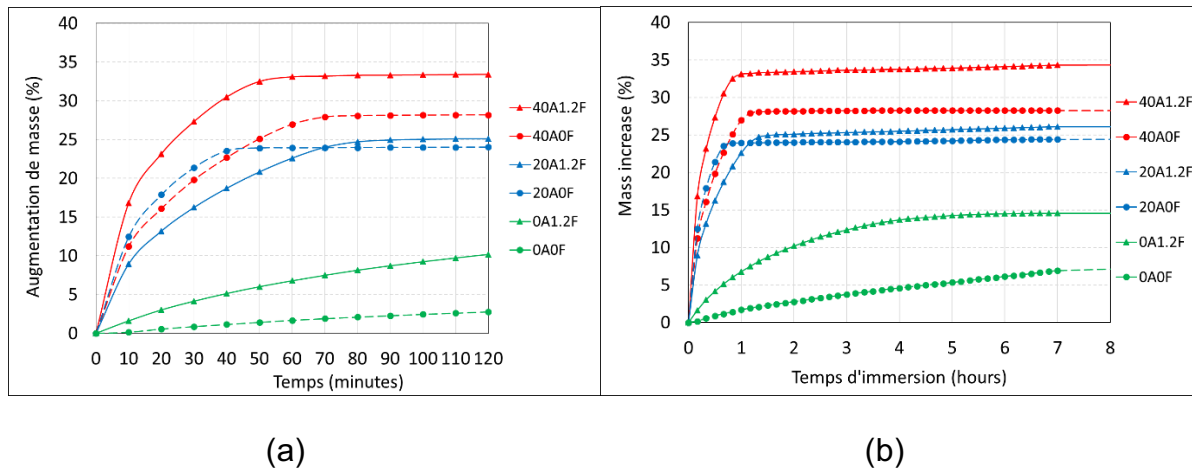


Figure 5. 9 : Evolution de la masse des éprouvettes en fonction du temps d'immersion dans l'eau à 7 jours.

La figure 5.10 présente les coefficients d'absorption d'eau pour le béton de terre avec la variation du pourcentage des fibres et du sol argileux. Les résultats montrent que le coefficient d'absorption capillaire augmente rapidement pendant les premières minutes d'immersion et ensuite commence à diminuer avec le temps pour atteindre une valeur stable après 36h. De plus, l'addition du sol argileux et des fibres de chanvre augmente l'absorption capillaire. En effet, le sol argileux a une capacité d'absorption plus élevée avec un aspect collant et un comportement hydrophile. Pendant la mise en œuvre, la quantité d'eau ajoutée est augmentée en fonction du pourcentage de sol argileux pour faciliter le mélange des différents composants. La quantité d'eau dans le béton de terre est donc plus importante lors de l'augmentation de sol argileux. Cette quantité d'eau dans le béton est en partie responsable de la création des pores. De plus l'ajout des fibres est responsable de l'augmentation des vides créés dans le mélange et donc de l'augmentation du coefficient d'absorption capillaire en plus de leur capacité d'absorption d'eau intrinsèque.

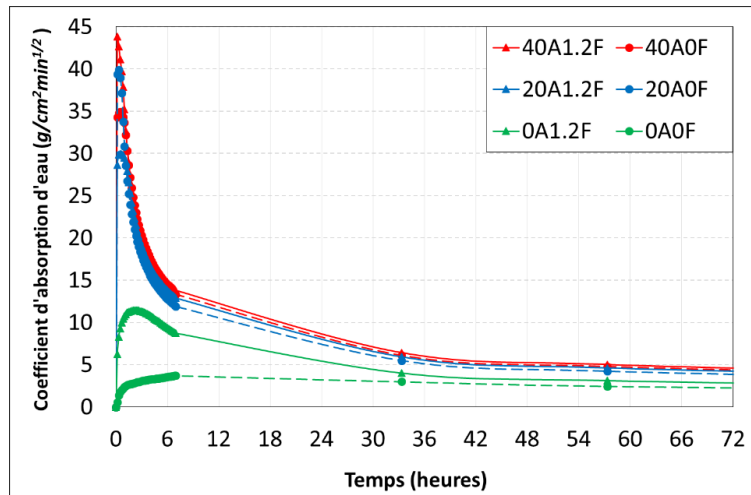


Figure 5. 10 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau des éprouvettes âgées de 7 jours.

Les résultats obtenus montrent, en général que, le coefficient d'absorption d'eau atteint le pic après de 10 à 30 premières minutes d'immersion. Pour les éprouvettes de béton de 0% de sol argileux, le coefficient d'absorption d'eau atteint le pic plus lentement (après 140 minutes (0A1.2F) et 420 minutes (0A0F) d'immersion dans l'eau) (figure 5.11).

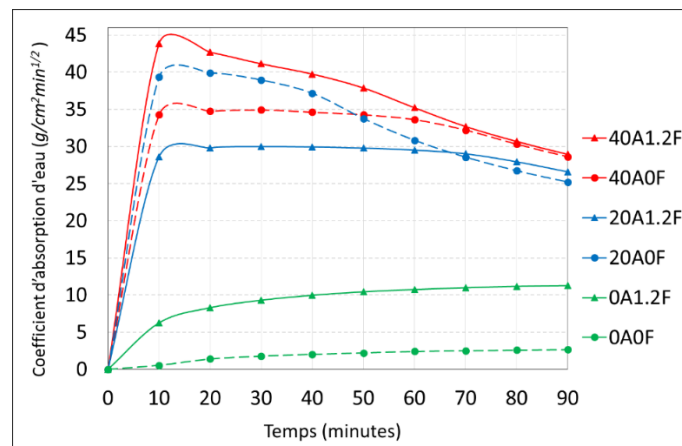


Figure 5. 11 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau des éprouvettes âgées de 7 jours.

En plus, l'effet de sol argileux et de fibres sur le coefficient d'absorption d'eau de béton est présenté par la vitesse d'atteindre la valeur maximale. En effet, on observe que, la vitesse d'atteindre la valeur maximale de coefficient d'absorption d'eau augmente en fonction du pourcentage de sol argileux et de fibres ajoutées. Sous l'effet de sol argileux le temps d'atteindre la valeur maximale de coefficient d'absorption d'eau diminue de 420 minutes à 30 minutes (pour 20% de sol argileux) et de 420 minutes à 10 minutes (pour 40% de sol argileux). Sous l'effet de fibres, en générale, le temps

d'atteindre la valeur maximale diminue et cet effet est plus important du béton de 0% de sol argileux (le temps diminue de 420 minutes à 140 minutes) (figure 5.12).

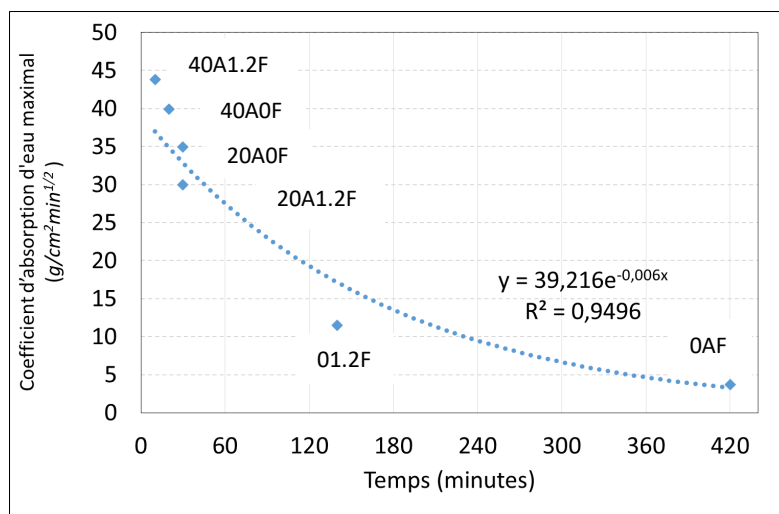


Figure 5. 12 : Effet de sol argileux et de fibres sur le coefficient d'absorption d'eau maximal à 7 jours.

La figure 5.13 montre que le coefficient d'absorption d'eau (à 6h) est variable entre 3,56 g/cm²min¹/² et 14,38 g/cm²min¹/² pour le béton du sol sans fibres, tandis que le coefficient d'absorption d'eau pour le béton de terre avec fibres varie de 9,38 g/cm²min¹/² à 14,81 g/cm²min¹/².

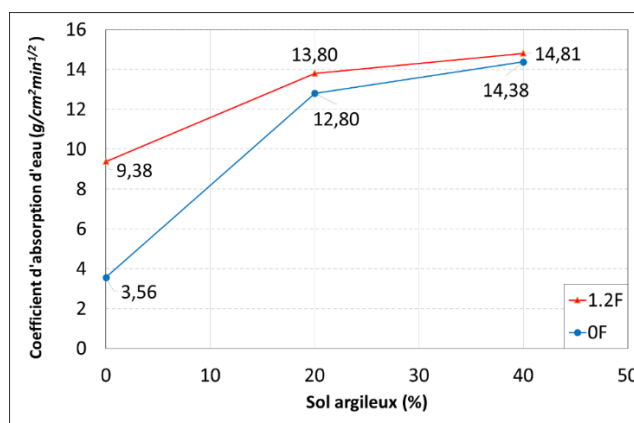


Figure 5. 13 : Coefficient d'absorption d'eau à 6 heures des éprouvettes à 7 jours.

Les résultats obtenus montrent une relation décroissante entre le coefficient d'absorption d'eau et la densité apparente avec un coefficient d'absorption d'eau qui diminue en fonction de l'augmentation de densité apparente (figure 5.14). En effet, la densité apparente du béton de terre est déterminée en fonction de la quantité du sol argileux et des fibres. Ainsi, l'ajout du sol argileux et des fibres augmente la porosité du béton et donc les pores capillaires.

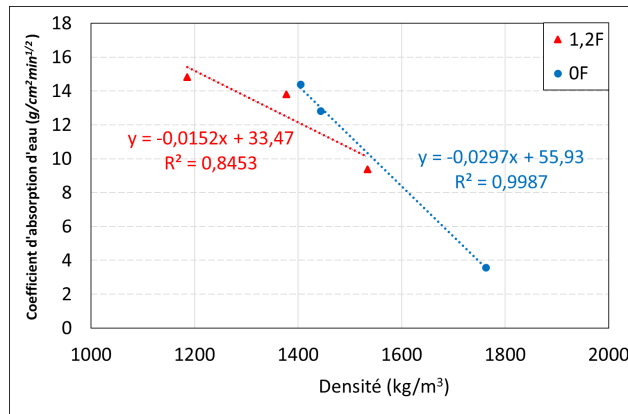


Figure 5. 14 : Corrélation entre la densité apparente et coefficient d'absorption d'eau à 7 jours.

5.3.2. Béton durci à 28 jours

Les résultats obtenus pour le béton durci à 28 jours montrent que, l'évolution de la masse en fonction de temps d'immersion des éprouvettes est similaire à celle des éprouvettes à l'âge de 7 jours avec des valeurs légèrement différentes. Cela peut s'expliquer la variation du réseau capillaire en fonction du temps de cure des éprouvettes dû aux différentes réactions chimiques responsables du durcissement du béton (figure 5.15). Ainsi à 7 jours, la quantité d'eau dans le béton n'est pas totalement consommée par les réactions d'hydratation et le volume des hydrates est moins important ce qui peut expliquer la porosité la plus importante au jeune âge.

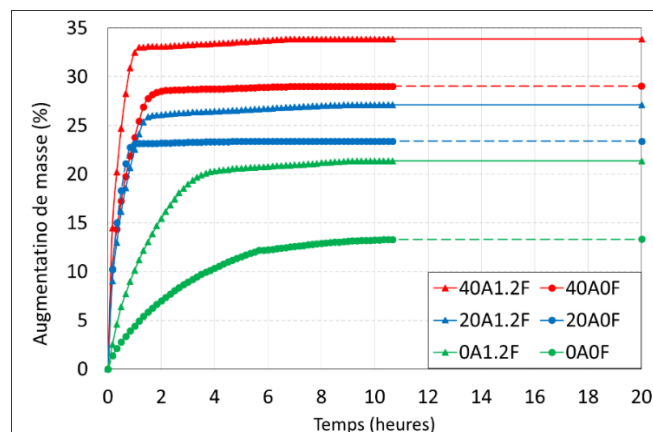


Figure 5. 15 : Evolution de la masse des éprouvettes âgées de 28 jours en fonction du temps d'immersion.

La figure 5.16 montre que, la masse de l'éprouvette augmente fortement en fonction de quantité de sol argileux ajouté et augmente moins fortement pour des fibres ajoutées. On observe que, dès que l'immersion des éprouvettes dans l'eau, la masse augmente rapidement pour des éprouvettes de 20% à 40% de sol argileux. En outre, l'augmentation de masse pour les éprouvettes de 20% et 40% de sol argileux est légère après de 60 minutes d'immersion (figure 5.16a). Elle est presque constante lors du temps d'immersion vers 70 minutes. Par contre, pour les éprouvettes de 0% de sol argileux, l'augmentation de masse est plus lente ; elle est stabilisation vers 6 heures d'immersion (figure 5.16b).

Les résultats montrent que, l'ajout des fibres affecte la capacité d'absorption l'eau. En effet, l'ajout de 1,2% de fibres entraîne l'augmentation de masse vers 6% pour le béton avec 40% de sol argileux, 2% pour le béton avec 20% de sol argileux et environ 10% pour le béton de 0% de sol argileux (figure 5.16b).

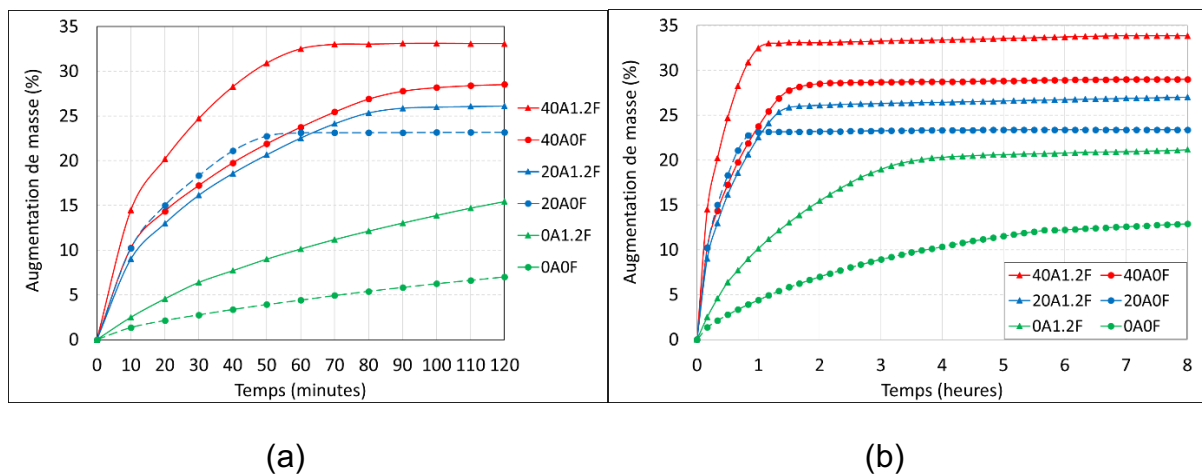


Figure 5. 16 : Evolution de la masse des éprouvettes en fonction du temps d'immersion dans l'eau à 28 jours.

La figure 5.17 montre la variation du coefficient d'absorption d'eau du béton de terre en fonction de la variation du pourcentage de fibres et de sol argileux. Les résultats montrent que l'addition de sol argileux et de fibres de chanvre augmente l'absorption capillaire. On observe que, à 28 jours, le coefficient d'absorption d'eau est un petit peu plus grand que celle-ci à 7 jours.

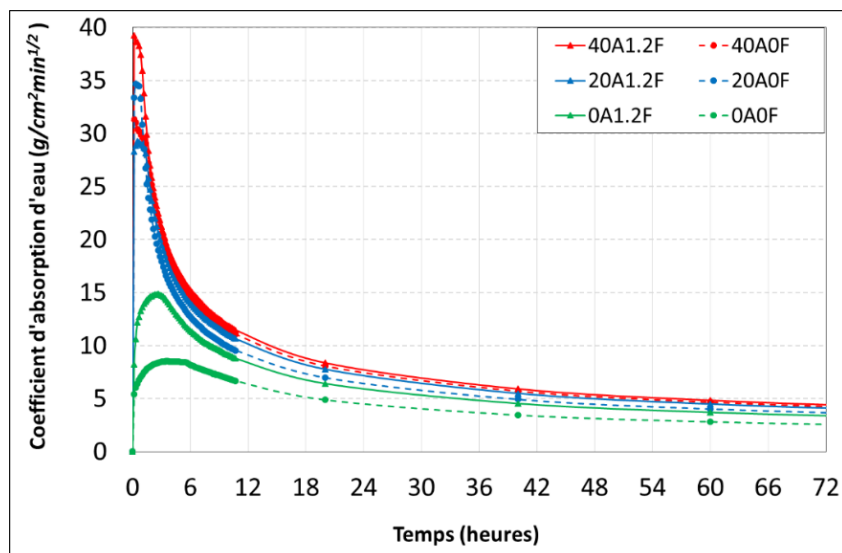


Figure 5. 17 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau des éprouvettes âgées de 28 jours.

Les résultats obtenus montrent, en général que, le coefficient d'absorption d'eau atteint le pic après de 10 à 30 premières minutes d'immersion. Pour les éprouvettes de béton de 0% de sol argileux, le coefficient d'absorption d'eau atteint le pic plus lentement (après 160 minutes (0A1.2F) et 220 minutes (0A0F) d'immersion dans l'eau) (figure 5.18).

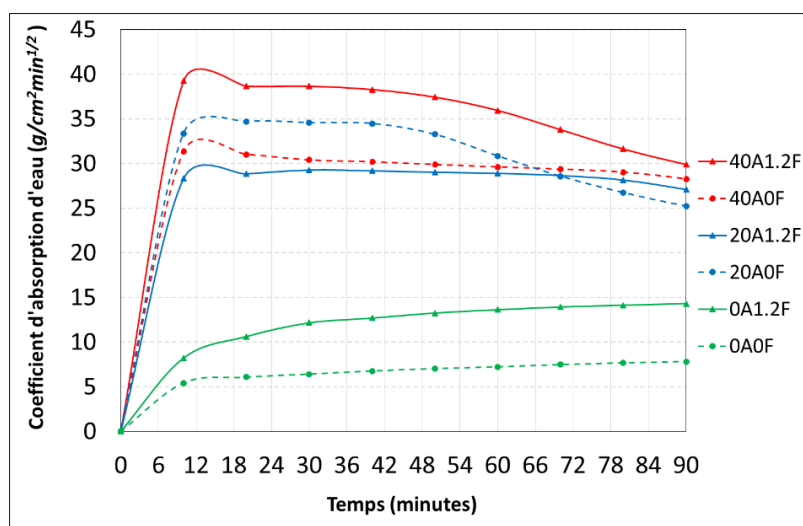


Figure 5. 18 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau des éprouvettes âgées de 28 jours.

En plus, l'effet de sol argileux et de fibres sur le coefficient d'absorption d'eau de béton est présenté par le temps d'atteindre la valeur maximale. En effet, on observe que, le temps d'atteindre la valeur maximale de coefficient d'absorption d'eau augmente en

fonction du pourcentage de sol argileux et de fibres ajoutées. Sous l'effet de sol argileux le temps d'atteindre la valeur maximale de coefficient d'absorption d'eau diminue de 220 minutes à 20 minutes (pour 20% de sol argileux) et de 220 minutes à 10 minutes (pour 40% de sol argileux). Sous l'effet de fibres, en générale, le temps d'atteindre la valeur maximale diminue et cet effet est plus important du béton de 0% de sol argileux (le temps diminue de 220 minutes à 160 minutes) (figure 5.19).

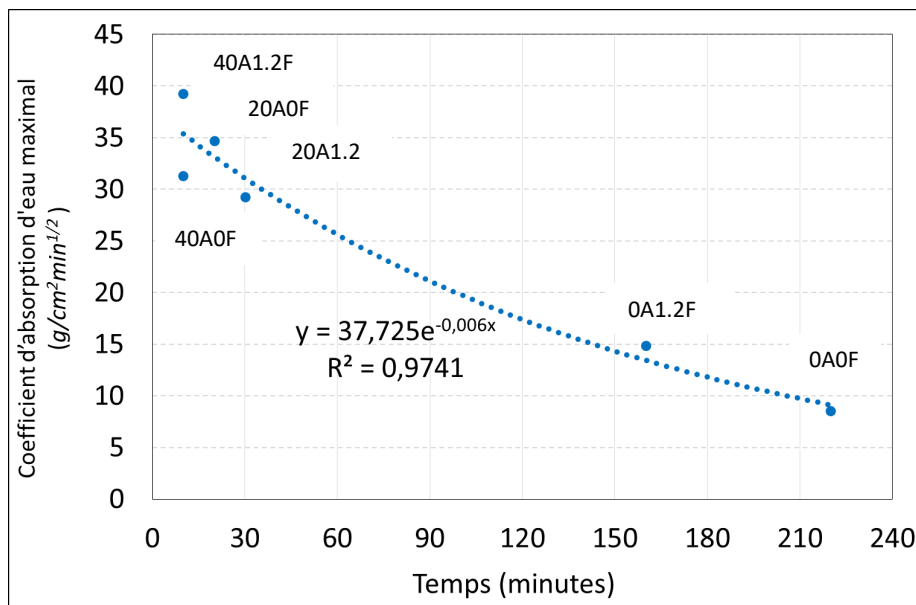


Figure 5. 19 : Effet de sol argileux et de fibres sur le coefficient d'absorption d'eau maximal à 28 jours.

On trouve que, à 28 jours, le coefficient d'absorption d'eau (à 6h) est variable entre 8,19 et 14,73 pour le béton de terre sans fibres, tandis que le coefficient d'absorption d'eau pour le béton de terre avec des fibres varie de 11,41 à 15,23 (figure 5.20).

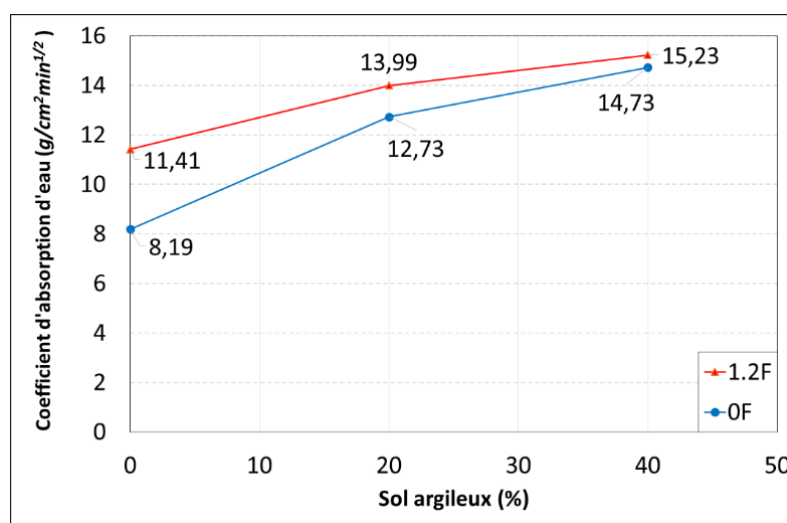


Figure 5. 20 : Coefficient d'absorption d'eau à 6 heures des éprouvettes à 28 jours.

La figure 5.21 présente le coefficient d'absorption d'eau diminue en fonction de l'augmentation de densité apparente. Cela peut s'expliquer comme pour le béton à 7 jours.

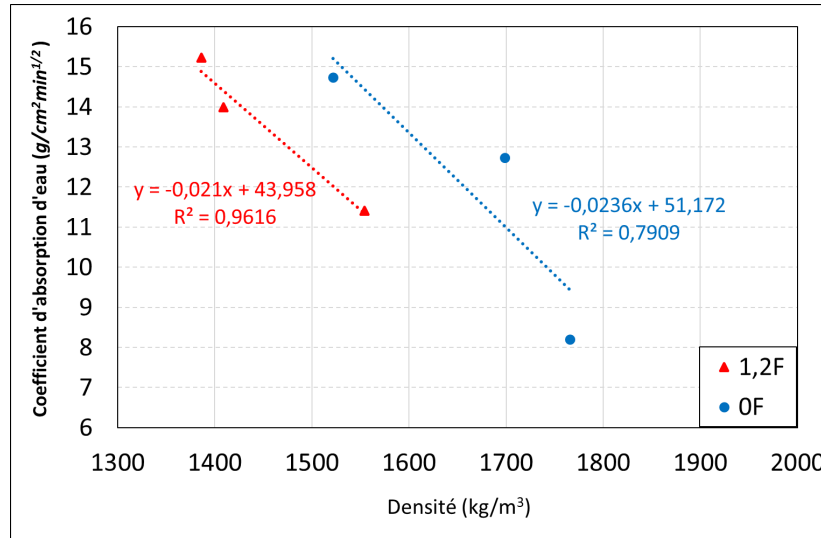


Figure 5. 21 : Corrélation entre la densité et coefficient d'absorption d'eau à 28 jours.

5.4. Perméabilité au gaz

5.4.1. Effet du pourcentage de sol argileux sur la perméabilité

La figure 5.22 et 5.23 montrent l'évolution de la perméabilité intrinsèque en fonction du pourcentage de sol argileux. L'augmentation de perméabilité est de 4 à 10 fois lors que la quantité de sol argileux varie de 0% à 40%. Les résultats montrent que la perméabilité augmente en fonction du pourcentage de sol argileux. Parce que le sol argileux augmente la porosité (comme les résultats montrés dans la partie précédente). De nombreuses études ont montré que la teneur en gravier influençait la perméabilité du mélange granulats-argile [Dunn et Mehuys, 1984 ; Shelley et Daniel, 1993; Indrawan et al., 2006]. Dans cette étude, deux composants principaux sont considérés comme un sol argileux et un sol sableux qui est considéré comme granulats. Pour le sol sableux, la perméabilité est étroitement liée à la distribution granulométrique [Chapuis, 2004]. On peut supposer que la teneur en argile influence directement la perméabilité du sol argileux. Parce que l'argile ajoutée change la

distribution granulométrique et le vide. Des résultats similaires ont été obtenus par Yang et Aplin [Yang et Alpin, 2010] qui ont montré que la teneur en argile, définie comme la fraction de masse de particules de moins de 2 μm de diamètre, était un facteur de contrôle dans la définition de la relation entre la perméabilité et la porosité.

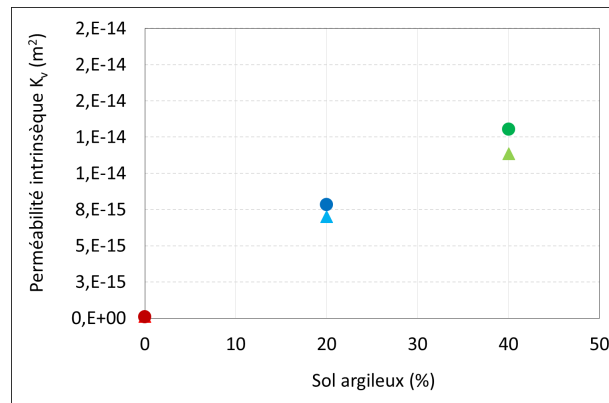


Figure 5. 22 : Effet du pourcentage de sol argileux sur la perméabilité 0% de fibres.

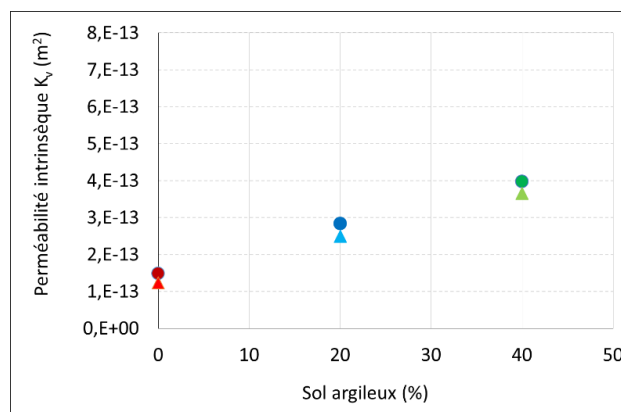


Figure 5. 23 : Effet du pourcentage de sol argileux sur la perméabilité 1.2% de fibres.

La variation du pourcentage de sol argileux modifie le taux de vides des mélanges, de sorte que la perméabilité de ce matériau varie. Une analyse montre que la teneur en argile, définie comme la proportion de particules de taille inférieure à 2 μm , était un facteur majeur affectant la perméabilité [Minxi et al., 2015].

5.4.2. Effet de fibres et de sol argileux sur la perméabilité

La figure 5.24 montre l'évolution de la perméabilité intrinsèque en fonction du % de sol argileux avec le pourcentage de fibres de 1,2%. Les résultats montrent que la perméabilité augmente fortement avec les fibres. En effet, l'ajout 1,2% de fibres

entraîne l'augmentation de perméabilité environ dix fois plus. L'ajout de fibres fournit une porosité plus importante et une tortuosité supérieure à la matrice de béton, augmentant ainsi la perméabilité à l'état non craqué [Hannawi et al., 2016]. Les auteurs Banthia, Bhargava et Lawler [Banthia et Bhargava, 2007 ; Lawler et al., 2002] ont également montré que l'augmentation de la dose de fibres augmente la perméabilité à l'eau.

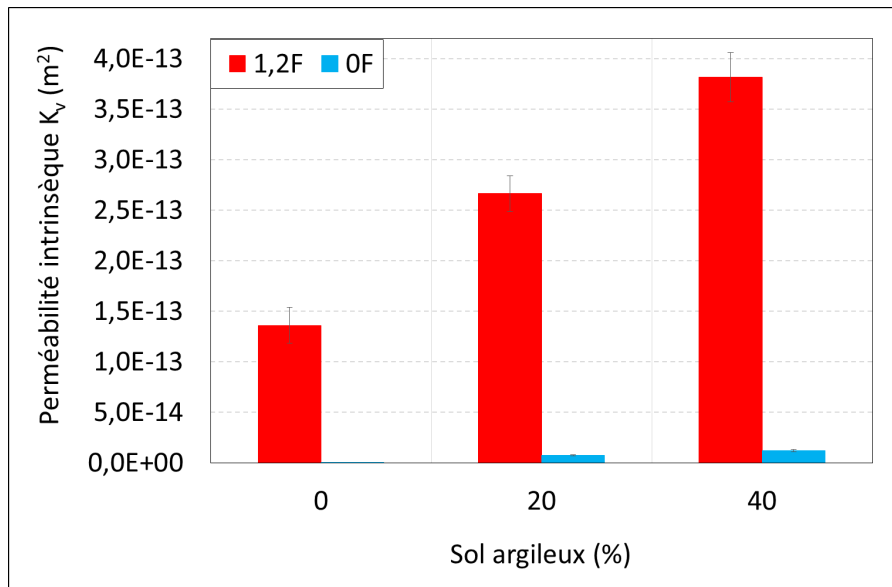


Figure 5. 24 : Effet du pourcentage de sol argileux et des fibres sur la perméabilité.

5.4.3. Relation entre porosité et perméabilité du béton

La figure 5.25 décrit la corrélation entre la perméabilité et la porosité à 28 jours, le pourcentage de fibres étant de 0% et de 1,2%. Une équation de régression exponentielle est adaptée aux données selon la littérature pour le matériel poreux [Yang et Aplin, 2010 ; Almandoz et al., 2015]. Comme prévu, la perméabilité augmente lors de porosité plus élevée [Mesri et Olson, 1971 ; Tavenas et al., 1983a, 1983b; Al-Tabbaa et Wood, 1987 ; Ait Alaiwa, 2007].

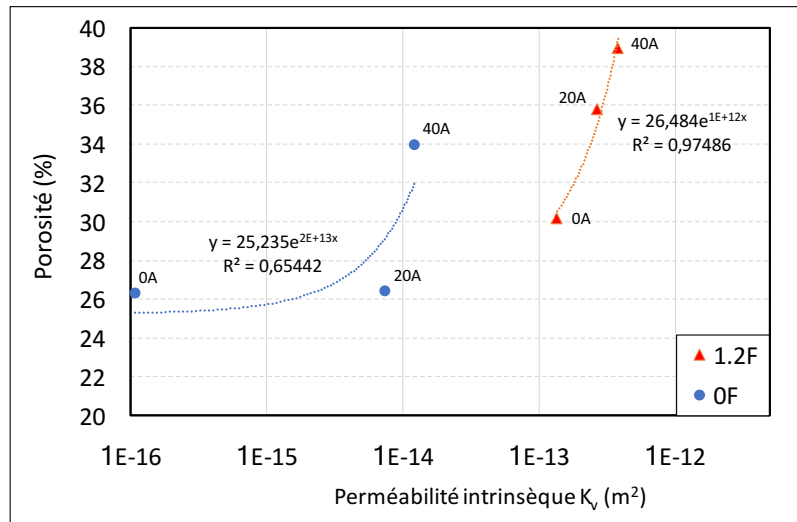


Figure 5. 25 : Corrélation entre la perméabilité et la porosité à l'âge de 28 jours.

5.5. Carbonatation

La mesure de la profondeur de carbonatation du béton de terre est effectuée en laboratoire sur les poutres de dimension 10x15x60 cm³ conservées à 20°C et à une HR de 60% après un fendage suivant la génératrice. Une faible quantité d'eau distillée est pulvérisée sur la tranche pour humidifier immédiatement après le fendage pour éviter la carbonatation de surface. Après l'absorption d'eau par le béton, on pulvérise la phénolphthaléine l'indicateur coloré de pH (figure 5.26a).

L'épaisseur de la zone incolore est ensuite mesurée où le pH passe de 13 (initialement) à environ 9 (après carbonatation) (figure 5.26b).

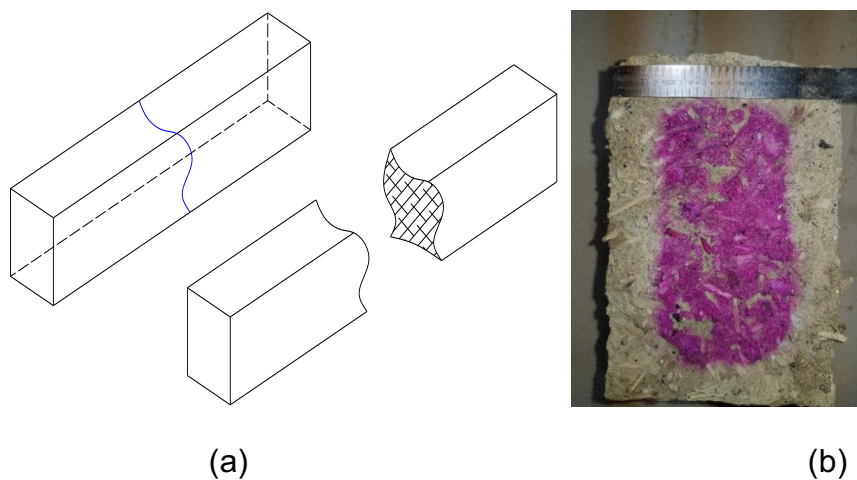


Figure 5. 26 : Direction de fendage de la poutre (a) et Section de la poutre après pulvérisation de la phénolphthaléine (b).

5.5.1. Effet de sol argileux et des fibres sur la vitesse de carbonatation

La figure 5.27 présente la profondeur de carbonatation en fonction du pourcentage de sols argiles avec 0% et 1.2% de fibres. Les résultats obtenus montrent que, la profondeur de carbonatation du béton varie en fonction du pourcentage de sol argileux avec une augmentation de la profondeur de carbonatation à quatre mois avec l'augmentation du pourcentage de sol argileux. Par contre, à dix mois, l'effet de sol argileux n'est pas important. Cela peut expliquer par le fait que de 4 mois à 10 mois les propriétés qui affectent la vitesse de carbonatation du béton changent légèrement.

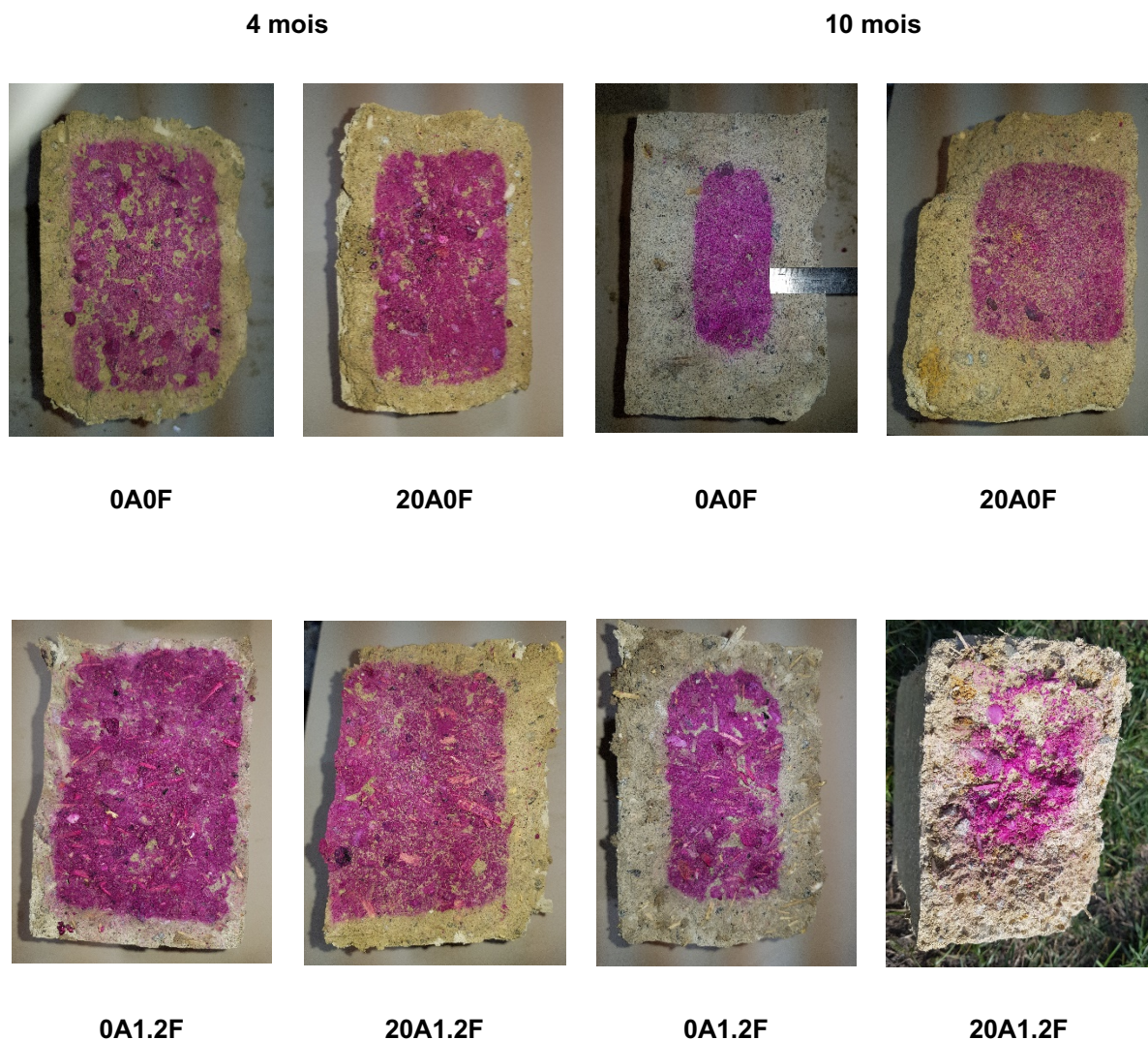


Figure 5. 27 : Profondeur de la zone de carbonatation du béton de terre pour différentes formulations à 4 et 10 mois.

Les fibres influencent aussi la profondeur de carbonatation. En effet, la profondeur de carbonatation diminue légèrement par l'ajout 1,2% de fibres avec le béton ayant 0%

de sol argileux (figure 5.28 et 5.29) tandis que cette valeur augmente légèrement avec l'augmentation du pourcentage des fibres avec le béton ayant 20% de sol argileux.

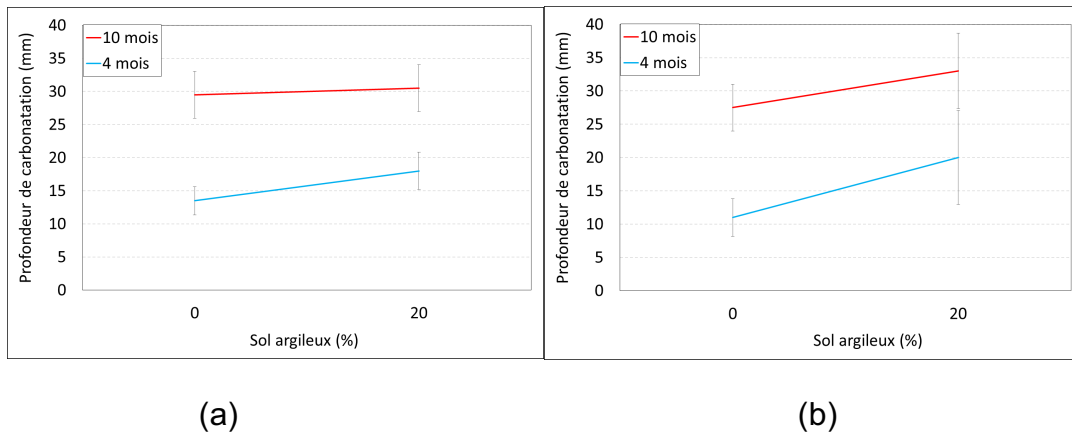


Figure 5. 28 : Effet de sol argileux sur la carbonatation (a) 0% de fibres et (b) 1,2% de fibres.

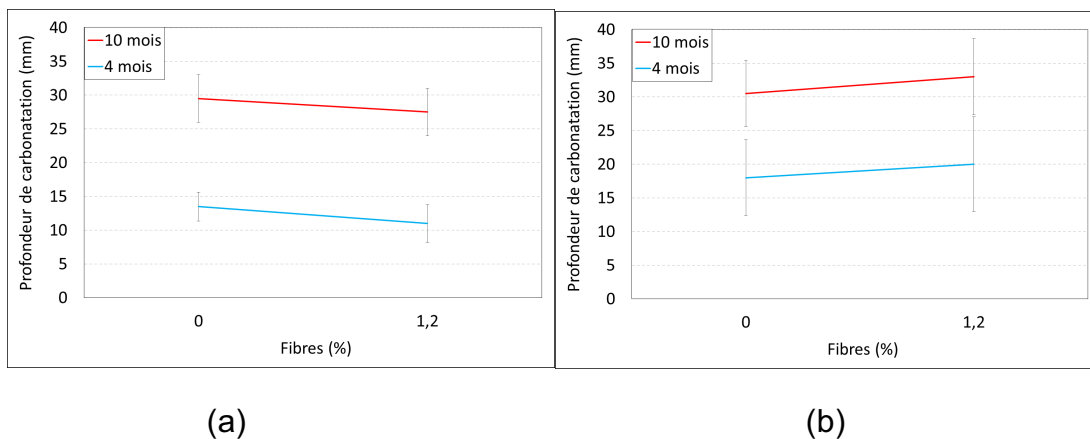


Figure 5. 29 : Effet de fibres sur la carbonatation (a) 0% de sol argileux et (b) 20% de sol argileux.

5.5.2. Evolution de carbonatation

La figure 5.30 montre l'évolution de la profondeur de carbonatation en fonction de la racine de temps (Eq. 3) avec une profondeur de carbonatation 2 fois plus importante à dix mois, qu'à quatre mois. Grâce à ces résultats, on peut déduire les fonctions de la vitesse de carbonatation en fonction du temps :

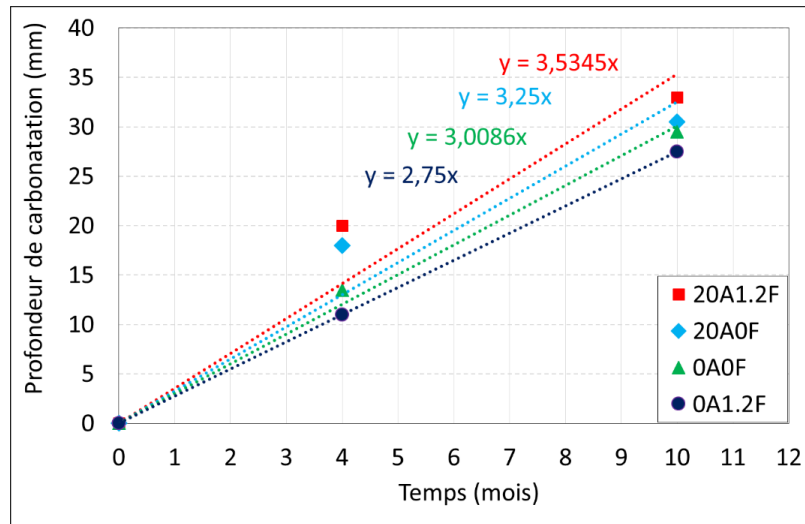


Figure 5. 30 : Evolution de la profondeur de carbonatation du béton à base de terre.

La connaissance de la vitesse de carbonatation du béton de chaque formulation nous permet d'estimer le temps nécessaire pour avoir une carbonatation selon l'épaisseur de l'éprouvette (ou l'ouvrage). Par exemple, avec les poutres de dimension 10x15x60 cm³ de béton de terre, le temps estimé pour avoir une carbonatation totale peut être calculé à l'aide des fonctions de carbonatation obtenues précédemment (tableau 16) :

Formulation	0A0F	0A1,2F	20A0F	20A1,2F
Temps de carbonatation totale (mois)	16,8	17,8	15,4	14,1

Tableau 16 : Temps estimé pour la carbonatation totale des poutres en béton de terre.

Conclusion

Les résultats obtenus dans ce chapitre sont très importants pour mieux comprendre le comportement du béton à base de terre et analyser les résultats obtenus dans le chapitre 3 et 4. Autrement dit, les propriétés de transfert constituent la base pour déduire les relations entre les autres propriétés du béton de terre. Les résultats de la porosité à l'eau, porosité au mercure et/ou la capacité d'absorption capillaire montrent des relations étroites entre le comportement mécanique, les propriétés de transfert et les déformations différées.

L'augmentation du pourcentage de sol argileux et des fibres augmente la porosité du béton de terre. Les essais de porosimétrie au mercure ont montré les mêmes tendances avec une distribution de pores différentes avec l'ajout de sols argileux et des fibres et l'apparition d'une nouvelle famille de pores de gros diamètres. L'absorption capillaire augmente avec l'addition du sol argileux et des fibres avec un taux important pendant les premières minutes d'immersion et diminue avec le temps pour atteindre une valeur stable après 36h. La connaissance de la vitesse de carbonatation du béton de chaque formulation nous permet d'estimer le temps nécessaire pour avoir une carbonatation selon l'épaisseur de l'éprouvette (ou l'ouvrage).

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

L'objectif de ce travail est de mieux comprendre le comportement mécanique et physique d'un nouveau matériau, le béton à base de terre, dit éco – matériau ou béton écologique qui peut être utilisé dans le bâtiment et les travaux publics. Les résultats donnent essentiellement des paramètres qui permettent d'apprécier la conformité d'un nouveau matériau pour sa mise en œuvre dans le domaine de construction. Dans ce travail de thèse, nous avons abordé trois principales problématiques rencontrées dans les constructions utilisant des bétons à base de terre : (i) le comportement mécanique, (ii) les déformations différées et (iii) et les propriétés de transfert.

Pour le premier point, l'effet du pourcentage d'argile et des fibres sur la résistance à la compression simple, la flexion 3 points et la vitesse de propagation du son du béton a été étudié et ceci pour différentes conditions de cure. Les résultats montrent que la résistance à la compression augmente en fonction du temps de maturation. Cette valeur est différente en comparaison avec le béton traditionnel. En effet, pour le béton traditionnel, la résistance à la compression atteint 75% à 90% de la résistance maximale à 28 jours par contre pour notre béton, la résistance à la compression à 28 jours atteint 40% à 50% de la résistance à 180 jours et continue à augmenter même au delà de 180 jours. L'effet des fibres sur la résistance à la compression est faible. Les résultats montrent les limites d'augmentation du % de sol argileux au delà de 40%. En effet, le béton de terre est très fragile et très difficile à mettre en œuvre lorsque le pourcentage de sol argileux est de 40% ou plus avec un retrait très important générant des fissurations au jeune âge. Nous conseillons donc une quantité maximale de sol argileux pour fabriquer ce béton ne dépassant pas 40%. Le module de Young varie aussi en fonction de la quantité de sol argileux et des fibres. Cette évolution suit les mêmes tendances que l'évolution de la résistance à la compression. Ainsi, les propriétés mécaniques du béton de terre diminuent avec le pourcentage de sol argileux et de fibres ajoutées. L'augmentation du pourcentage de sol argileux diminue aussi fortement la résistance à la flexion tandis que l'ajout des fibres augmente la ductilité et la capacité de déformation du béton.

L'effet des fibres, du sol argileux et des conditions de cure des éprouvettes sur la vitesse de propagation des ondes ultrasonores de ce béton a été aussi étudié. Les

résultats montrent que la vitesse de propagation des ondes ultrasonores diminue fortement en fonction du pourcentage de sol argileux dû à l'augmentation de la porosité du béton. L'influence des fibres est légère. En revanche, la condition de cure des éprouvettes a une influence importante sur la vitesse de propagation des ondes. En effet, pour une humidité relative et une température constante, la vitesse de propagation est plus importante que lorsque les éprouvettes sont à l'air libre.

Dans la seconde partie, les déformations différées de retrait et de fluage du béton à base de terre ont été évaluées. Les résultats obtenus pour le retrait ont montré que, l'évaporation de l'eau va engendrer de la succion entre les particules et provoquer un retrait de dessiccation volumique. Le taux de retrait est fonction du pourcentage du sol argileux et des fibres. En effet, plus la quantité d'argile est importante, plus la demande en eau est importante pour assurer une certaine maniabilité et plus le retrait sera important suivant la nature argileuse de la terre. Le retrait augmente fortement en fonction du pourcentage de sol argileux surtout avec 40% de sol argileux (12000 μ m/m). Les résultats ont montré une forte corrélation entre le retrait et la perte de masse des éprouvettes. Ainsi, l'évolution du retrait et de la perte de masse est importante pendant les 10 premiers jours de maturation des éprouvettes, et diminue ensuite lentement pour se stabiliser après environ 25 jours. A noter ici qu'un effet d'échelle a été aussi observé avec une valeur de retrait plus importante avec les éprouvettes de grande dimension que des éprouvettes de plus petite dimension.

Des essais de fluage en flexion ont été aussi réalisés afin de mieux comprendre le comportement du béton de terre à long terme sous chargement et plus particulièrement dans les zones particulières soumises à la traction. Les résultats ont montré que la déformation du béton de terre avec fibres est plus importante que celle du béton sans fibres sous la même contrainte. La déformation du béton avec des fibres aux premières heures augmente rapidement en comparaison avec le béton sans fibres et ceci pendant les premiers 30 jours, après la vitesse de déformation se stabilise tandis que celle du béton sans fibres augmente linéairement dès le début.

Dans la dernière partie, les propriétés de transfert du béton à base de terre telle que la porosité à l'eau, la porosité au mercure, l'absorption capillaire et la perméabilité ont été étudiées. Ces propriétés influencent directement la durabilité du béton ainsi que les propriétés mécaniques comme la résistance, la compacité et la teneur en eau. L'effet du pourcentage de sol argileux et des fibres a été aussi étudié pour mieux

comprendre leur influence et mieux choisir les techniques de traitement les plus efficace pour l'application du béton à base de terre dans le domaine de construction. Les résultats montrent que l'augmentation du pourcentage de sol argileux et des fibres diminue la densité apparente. La porosité augmente avec la quantité du sol argileux et des fibres. La porosité du béton varie fortement lorsque le % de sol argileux varie de 0% à 20% et cette valeur augmente légèrement lorsque le % du sol argileux varie de 20% à 40%. Par ailleurs, l'ajout de 1,2% de fibres entraîne l'augmentation de la porosité de 5% et la diminution de 10% de la densité apparente. Les résultats obtenus avec la porosité à mercure ont montré aussi l'effet de sol argileux et des fibres sur la distribution des pores avec une fraction du volume poreux accessible via des rayons d'accès $> R$ qui augmente en fonction du pourcentage de sol argileux et surtout les fibres. La capacité d'absorption d'eau de ce béton varie aussi en fonction du pourcentage de sol argileux et des fibres. Une relation étroite entre la porosité et la capacité d'absorption d'eau du béton à base de terre a été ainsi observée avec une capacité d'absorption d'eau plus importante avec la quantité de sol argileux et des fibres. La durabilité du béton de terre est aussi fortement influencée par la perméabilité. Les mesures de la perméabilité au gaz ont montré que la perméabilité a été aussi influencée fortement par l'ajout des fibres et légèrement par l'ajout de sol argileux. La perméabilité du béton de terre augmente en fonction du pourcentage de sol argileux et des fibres. Le mieux comprendre de carbonatation du béton de chaque formulation nous permet d'estimer le temps nécessaire pour avoir une carbonatation selon l'épaisseur de l'éprouvette (ou l'ouvrage).

Ce matériau a montré une très grande sensibilité au séchage surtout au jeune âge (<24h), des essais supplémentaires sur ce type de retrait permettraient de mieux optimiser les formulations et les conditions de mises en œuvre en réalisant par exemple des essais à l'anneau. Ces essais mettraient aussi plus en évidence le rôle des fibres sur la cohésion et la diminution des fissures dues au retrait empêché.

Des essais de fluage en compression doivent être aussi réalisés afin de mieux comprendre le comportement de ce matériau à long terme.

Des essais supplémentaires doivent être réalisés afin de mieux caractériser les paramètres de « confort » hygro-thermique de ce matériau et les propriétés d'isolation thermique et phonique en réalisant des études sur des transferts de vapeur et de chaleur.

Enfin, des simulations thermo-hydro-mécaniques permettraient aussi de mieux comprendre le comportement de ce matériau et prédire les évolutions en fonction des conditions d'application.

Références

- Acker P., Ulm F.J., 2001. Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical Measurements. Nuclear Engineering and Design, vol. 203, p.143-158.
- AFNOR–XP P13–901: Compressed earth blocks for walls and partitions: definitions - specifications - test methods - delivery acceptance conditions.
- Aït Alaïwa A., 2013. Etude des propriétés de transfert et de la propagation de coulis de ciment dans les milieux granulaires. Thèse de doctorat. Université de Nantes.
- Aït Alaïwa A., Sayouri N. et Hicher P.-Y., 2007c. Mip and gas permeability measurement on injected soils. In International Conference on Experimental Mechanics - ICEM13. 93
- Almandoz M.C., Paqliers C.L., Ochoa N.A., Marchise J., 2015. Composite ceramic membranes from natural aluminosilicate application, Ceram. Int. 41: 5621 – 5633.
- Almudaiheem J. et Hansen W., 1987. Effect of specimen size and shape on drying shrinkage of concrete. ACI Mater. J., vol. 84–M16, pp. 130–135, 1987.
- Al-Zoubi M. S., 2008. Undrained Shear Strength and Swelling Characteristics of Cement Treated Soil (Vol. 2).
- Arabi M. et W. S., 1986. Microstructural development in cured soil-lime composites. Journal of material science, vol. 21, pp. 497-503.
- Attom M. F., 1997. The effect of compactive energy level on some soil properties. Applied Clay Science, 12(1), 61-72.
- B.S., 1986. Testing concrete – recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. British standards institution. 1881 – 203. P. 24.
- Bahar R., Benazzoug M., Kenai S., 2004. Performance of compacted cement-stabilised soil. Cement and Concrete Composites (Vol. 26).
- Banthia N., Bhargava A., 2007. Permeability of stressed concrete and role of fiber reinforcement. ACI Mater. J. 104: 70 – 76.
- Barluenga G., 2010. Fiber–matrix interaction at early ages of concrete with short fibers, Cem. Concr. Res. 40 (5) 802–809.

-
- Basma A. et Tuncer E., 1990. Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays. Transportation research record, n° 11295, pp. 52-61.
- Bazant Z.P., 2001. Creep of concrete. Encyclopedia of Materials: Science and Technology, Elsevier, vol.2C, p. 1797-1800.
- Bazant Z.P., Chern J.C., 1985. Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism. Matériaux et Constructions, vol.18, N°103, p. 1-20.
- Bazant Z.P., Li Y., 1997. Cohesive crack with rate-dependent opening and viscoelasticity: mathematical model and scaling. International Journal of Fracture, vol.86, p. 247-265.
- Bazant Z.P., Yunping X., 1994. Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms. Materials and structures, vol.27, p. 3-14.
- Bell F.G., 1996. Lime stabilization of clay minerals and soil. Eng. Geol. Vol. 42 (4): 223 – 237.
- Benezet J. C., 1997. Réactivité pouzzolanique dans le système quartz-oxyde de calcium-eau. Thèse de doctorat. Université Montpellier II.
- Bentz D. P., 2000. Fibers, Percolation, and Spalling of High-Performance Concrete. ACI Materials Journal 97(3) : 351-359.
- Bian H., 2009. Etude expérimentale de l'endommagement de BFUHP sous sollicitations physique, chimique et mécanique. Thèse de doctorant. INSA Rennes.
- Blondet M., M. G. V. G., 2005. Adobe construction.
- Bonnaudet J., 2007. Rapport de stage Master Ingénieur, ENSMA Futuroscope/Chasseneuil, réalisé au laboratoire de Mécanique et de Physique des Matériaux.
- Bouasker M., Saiyouri N., Khelidj A., 2005. Gas conductivity measurement on an injected sand with cement grout. In 6th International Conference on Ground Improvement Techniques. 93.
- Bourokba Mrabent S. A., Hachichi A., Bengraa L., Fleureau J. M., 2011. Influence du ciment sur le gonflement et la microstructure d'une argile naturelle d'Algérie.
- Boutin M.P., Flamin C., Quinton S., G. G., 2006. Etude des caractéristiques environnementales du chanvre par l'analyse de son cycle de vie.

Brooks J.J., 2001. The influence of pore stress on creep of hardened cement paste, creep, shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials", Ulm F.J., Bazant Z.P., Wittmann F.H. ed., Elsevier, Cambridge, p. 61-66.

Bui Q., Hans S., Morel J. et Do A., 2011. First exploratory study on dynamic characteristics of rammed earth buildings. *Engineering Structures*, vol. 33, n° 112, pp. 3690-3695.

Bui Q., Morel J., Hans S. et Walker P., 2014. Effect of moisture content on the mechanical characteristics of rammed earth. *Construction and Building Materials*, vol. 54, pp. 163-169.

Bungey J.H., 2006. Millard S.G., Grantham M.G. *Testing of Concrete in Structures*, 4th ed., Taylor & Francis, 339 p.

Bütschi P.-Y., Deschenaux C., Miao A. B., N. K. S., 2003. Utilisation du chanvre pour la préfabrication d'éléments de construction.

Byfors J., 1980. Plain concrete at early ages. Thèse de doctorat, Swedish Cement and Concrete Institute.

Cabane N., 2004. Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation. Thèse de doctorat. Ecole National Supérieure des Mines, Saint étienne.

Cabrera J. et Nwakanma C., 1979. Pozzolanic activity and mechanism of reactions of red tropical soil-lime systems. *Transportation Research Record*, n° 1702, pp. 199 - 207.

Caillère S., Henin S. et Rautureau M., 1982. *Minéralogie des argiles : Classification et nomenclature (Tome 2)*, vol. 2, Paris : Masson.

Carman P.C., 1956. *Flow of gases through porous media*. Butter worths scientific publications, London. 88, 90

Chamoin J., 2013. Optimisation des propriétés (physiques, hydriques et mécaniques) de bétons de chanvre par la maîtrise de la formulation. Thèse de L'INSA DE RENNES.

Chapuis R.P., 2004. Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ration. *Can. Geotech. J.* 41 (5) : 787 – 795.

Chen XT., 2009. Effet du chauffage sur le comportement mécanique et poromécanique de matériaux cimentaires - propriétés hydrauliques et changements morphologiques, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lille, 2009.

Chen W., 2011. Etude expérimentale de la perméabilité du béton sous conditions thermiques et hydriques variables. Thèse de doctorat de l'Ecole centrale de Lille. 172p.

Chowdhary P. et Sharma R. K., 2013. Effect of relative humidity on creep-shrinkage behavior of composite tall buildings. Latin American Journal of Solids and Structures, vol. 10, n° 13.

Claire M. M. C., Morgane V., Mohamed G., Jean-Baptiste B., 2007. Projet GE12 Construire en terre.

Clara H. et R. Handy, 1963. Characteristics of lime retention by montmorillonitic clays. Highway Research Record, n° 129, pp. 55-69.

Collet F., Bart M., Serres L., Miriel J., 2008. Porous structure and water vapor sorption of hemp-based materials. Constr. Build. Mater. 22 : 1271 – 1280.

CRAterre, « CRAterre » [En ligne]. Available : <http://craterre.org/>.

Dana E., 1999. Contribution à la caractérisation des coulements biphasiques dans les matériaux poreux. Etude expérimentale sur trois grès. Thèse de Doctorat, Université Lille 1.

Darcy H., 1856. Les fontaines publiques de la ville de Dijon. V. Dalmont, Paris. 26.

Davis R. E., Davis H. E., Brown E. H., 1937. Plastic flow and volume changes of concrete, Proceedings (ASTM), vol. 37, pp. 317-330.

Davy C. A., Skoczylas F., Barnichon J.D., Lebon P., 2007. Permeability of macro cracked argillite under confinement: Gas and water testing, Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, 32(8-14), 667 – 680. 27.

Diamond S. et Kinter E., 1965. Mechanisms of soil-lime stabilization. Highway Research Record, n° 192, pp. 83-102.

Donkor P., Obonyo E., 2015. Earthen construction materials: assessing the feasibility of improving strength and deformability of compressed earth blocks using polypropylene fibers. Materials & Design. 83: 813-819.

Dullien F.A.L., 1992. Porous media, fluid transport and pore structure, 2nd edition, Academic Press, San Diego.

Dunn A., Mehuys G., 1984. Relationship between gravel content of soils and saturated hydraulic conductivity in laboratory tests. In : Proceeding of the Symposium on Erosion and Productivity of Soils Containing Rock Fragment. Special Publication. Soil Science Society of America. 13 : 55 – 63.

Eades J.L., Grim R.E., 1960. Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization. Highway research board bulletin. 262: 51 – 53.

Eades J. et Grim R., 1966. A quick test to determine lime requirements for soil stabilization. Highway Research Record, n° 1139, pp. 61-72.

EID J., 2011. Béton de terre : pisé - Formulation et comportement Mécanique. Thèse de master. Université de Nantes.

Eid J., 2016. Elaboration d'un éco-géo-matériau à base de terre crue. Thèse de doctorat. Normandie Université.

Eurocode 2. European standard : Design of concrete structures EN1992-1-1. 2004, pp. 1–250.

Faure, 1978. Comportement des sols au compactage : rôle de l'argile et conséquences sur l'arrangement des grains.

Fontaine D., 1984. Traitement des arenés granitiques aux liants hydrauliques. Thèse de docteur ingénieur en géologie de l'ingénieur présentée à l'université pierre et marie curie - paris 6 - et à l'école nationale supérieure des mines de paris.

Fouchal F., Gouny F., Maillard P., Ulmet L. et Rossignol S., 2015. Experimental evaluation of hydric performances of masonry walls made of earth bricks, geopolymer and wooden frame. Construction and Building Materials, vol. 87, pp. 234-2343.

Fourmentin M., Faure P., Pelupessy P., Sarou-Kanian V., Peter U., Lesueur D., Rodts S., Daviller D., Coussot P., 2016. NMR and MRI observation of water absorption/uptake in hemp shives used for hemp concrete. Constr. Build. Mater. 124 : 405 – 413.

-
- Gallipoli D., Bruno A., Perlot C. et Mendes J., 2016. Terre crue compactée à haute pression et méthodes de stabilisation : propriétés mécaniques, hydriques et durabilité. Chez Constructions en terre crue : avancées scientifiques, Chambéry.
- Gamble B. R., Parrott L. J., 1978. Creep of concrete in compression during drying and wetting, Magazine of Concrete Research, vol. 30, no. 104, pp. 129-138.
- Garcia-Jaldon C., 1995. Caractérisation morphologique et chimique du chanvre (*Cannabis sativa*). Prétraitement à la vapeur et valorisation. Université de Grenoble 1, Saint Martin d'Hères ; p. 217.
- Gardère J.F., 2012. Techniques et matériaux mur en pisé.
- Garnier V., 2012. Ultrasounds through transmission. Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques. Breysse D., ed., RILEM, Springer books, p. 17-27.
- Gautier M., 2008. Interactions entre argile ammoniée et molécules organiques dans le contexte du stockage des déchets. Cas de molécules à courtes chaînes. Thèse de doctorat de l'Université d'Orléans.
- Gedney D.S., Bartholomew and associates, 1987. Lime stabilization, reaction, properties, design, and construction. State of the art report n°5. Transport Research Board.
- Gillot J. E., 1987. Clay in engineering geology, Elsevier, Amsterdam.
- Gribniak V., Gintaris K. et Bacinskas D., 2008. Shrinkage in reinforced concrete structures: a computational aspect. Journal of civil engineering and management, vol. 14, n° 11, pp. 49-60.
- Guettala A., Guenfoud M., 1997. Béton de terre stabilisé, propriétés physico-mécaniques et influence des types d'argiles. La technique moderne n°1-2. pp. 21-26.
- Guillaud H., Houben H. 2006. Traité de construction en terre (Vol. 2006).
- Guimond-Barrett A., 2013. Influence of mixing and curing conditions on the characteristics and durability of soils stabilized by deep mixing. Thèse de doctorat en génie civil, Université du Havre.
- Guney Y., Sari D., Cetin M. et Tuncan M., 2007. Impact of cyclic wetting-drying on swelling behavior of lime-stabilized soil. Building and Environment, vol. 42, pp. 681-688.

Hachichi A., Bourokba Mrabent S.A., B. L., 2011. Influence de l'ajout de chaux sur le potentiel de gonflement et de la microstructure d'une argile naturelle d'Algérie.

Haddad R.H., Smadi M.M., 2004. Role of fibers in controlling unrestrained expansion and arresting cracking in Portland cement concrete undergoing alkali-silica reaction, *Cem. Concr. Res.* 34 (1) 103-108.

Hannant D.J., Branch J., Mulheron M., 1999. Equipment for tensile testing of fresh concrete. *Mag. Concr. Res.* 51 (4) : 263 - 7.

Hannawi K., Bian H., Prince-Agbodjan W., Raghavan B., 2016. Effect of different types of fibers on the microstructure and the mechanical behavior of ultra-high performance fiber-reinforced concretes. *Compos. Part B* 86: 214 - 220.

Hannawi K., Bian H., Prince-Agbodjan W., Raghavan B., 2016. Effect of different types of fibers on the microstructure and the mechanical behavior of ultra-high performance fiber-reinforced concretes. *Compos. Part B* 86: 214 - 220.

Hansen T.C., Eriksson L., 1966. Temperature change effect on behavior of cement paste, mortar, and concrete under load. *Journal of the American concrete institute*, titre n° 63-23.

Hansen W. et Almudaiheem J., 1987. Ultimate drying shrinkage of concrete-influence of major Kolovos K. G., 2013. Mechanical properties of soilcrete mixtures modified with metakaolin. *Constr. Build. Mater.*, vol. 47, 2013, p. 1026-1036.

Hassan M., 1994. Critères découlant d'essais de charge pour l'évaluation du comportement des ponts en béton et pour le choix de la précontrainte. Thèse de doctorat de l'Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne.

Henri V. D., Hugo H., 2017. Earth concrete. Stabilization revisited. *Cement and Concrete Research*.

Helson O., 2017. Comportement thermo-hydro-mécanique et durabilité des bétons de sol : influence des paramètres de formulation et conditions d'exposition. Thèse de doctorat. Université de CERGY-PONTOISE.

Helson O., Beaucour A.-L., Eslami J., Noumowé A., Gotteland P., 2015. Caractérisation du comportement mécanique des bétons de sol. 8p

-
- Hibouche A., 2013. Sols traités aux liants. Performances hydro-mécaniques et hygrothermiques Applications en BTP. Thèse de doctorat. Université du Havre. p. 374.
- Hill G. et D. D.T., 1960. Lime fixation in clayey soils. Highway Research Board Bulletin, n° 1262, pp. 20-32.
- Hillerborg A., 1985. The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_f of concrete. Materials and structures, vol. 18, n°4, p. 291-296.
- Houben H. and Guillaud H., 1994. Earth construction: a comprehensive guide. Habitat International (Vol. 19). ITDG Publishing, London, UK.
- Houben H. et Guillaud H., 2006. EAG-CRATerre : Traité de construction en terre. Editions Parenthèses, 2006.
- Hover K.C., 2006. Evaporation of water from concrete surface. ACI Mater J. 103 (5): 384 – 9.
- Indrawan I.G.B., Rahardjo H., Leong E.C., 2006. Effects of coarse – grained materials on properties of residual soil. Eng. Geol. 82 (3) : 154 – 164.
- Irex, 2005. Synthèse des travaux du projet national BHP2000 sur les bétons à hautes performances. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Itsvan C., 1990. Comportement des sables argileux ; influence du traitement à la chaux. Thèse de doctorat CGI, ENSMP, INSA Rennes ; 174 p.
- Jaoudi I., 2008. Etude numérique et expérimentale du retrait endogène de la pâte de ciment au jeune âge. Thèse de doctorat de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2008.
- Jean Y., Guibert M., 2011. Dynamiques des espaces ruraux dans le monde. ISBN : 978-2-20027296-8. Armand Colin.
- Jeanty J., 2013. Importance et applications des inclusions de grande inertie Importance and practical examples of inertial soil improvement. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, p. 2505–2508.
- Kanema J.M., Eid J., Taibi S., 2016. Shrinkage of earth concrete amended with recycled aggregates and superplasticizer: impact on mechanical properties and cracks. Materials and Design 109:378-389.

Keeton J. R., 1965. Study of creep in concrete, Technical reports R333-I, R333-II, R333-III.

Khattab S. A. A., 2002. Etude multi-échelles d'un sol argileux plastique traité à la chaux. Thèse de doctorat. Université de Orléans, P.250.

Khattab S.A.A. Al-Mukhtar M. Fleureau J.M., 2007. Long-term characteristics of a lime treated plastic soil. Journal of Materials in Civil Engineering. vol. 19. n° 4. pp 358 – 366.

Khosrow G., Romildo D., Toledo F., 1999. Behavior of composite soil reinforced with natural fibers. Cem. Concr. Compos. 21 (1), 39 – 48.

Klinkenberg L. J., 1939. The permeability of porous media to liquids and gases. Production Practice. Bataafsche Petroleum Maatschappij (Amsterdam - The Netherlands) and Shell Development Company (Emeryville - California), pages p. 200–213, 88

Konana K. L., 2006. Interactions entre des matériaux argileux et un milieu basique riche en calcium. Thèse de doctorat. Université de Limoges.

Kouakou, C. H., & Morel, J. C., 2009. Strength and elasto-plastic properties of nonindustrial building materials manufactured with clay as a natural binder. Applied Clay Science, 44(1), 27-34.

Kovler K., 2001. Drying creep of stress-induced shrinkage, Creep, Shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials", F.J. Ulm, Z.P. Bazant, F.H. Wittmann ed., Elsevier, Cambridge, p. 61-66.

Kovler, K., 1995. Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension, Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 7, no. 2, pp. 96-101.

Kumar A., Gupta D., 2016. Behavior of cement – stabilized fiber – reinforced pond ash, rice husk ash – soil mixtures, Geotext. Geomembr. Vol. 44 : 466 – 474.

L'hermite R., Mamillan M., 1969. Nouveaux résultats et récentes études sur le fluage du béton. Materials and Structures, vol. 2, n° 7, p. 35-41.

Laborel-Préneron A., Aubert J., Magniont C. et Bertron A., 2016. Propriétés mécaniques et hygrothermiques de briques biosourcées à base de terre crue pour des

constructions durables. Chez Constructions en terre crue : avancées scientifiques, Chambéry.

Lasledj A., 2009. Traitement des sols argileux à la chaux : processus physico-chimique et propriétés géotechniques. Thèse de doctorat. Université d'Orléans.

Lawler J.S., Zampini D., Shah S.P., 2002. Permeability of cracked hybrid fiber-reinforced mortar under load. *ACI Mater. J.* 99 : 379 – 385.

Le CETE de l'Est, le LRA (Laboratoire de Recherche en Architecture de Toulouse), le LMDC (Laboratoire des Matériaux et de la Durabilité de la Construction de Toulouse), M. paysannes de F. 2013. Etude de la réhabilitation hygrotthermique des parois anciennes. Cahier n°3 : Murs en pan de bois et torchis.

Levacher M Boutouil, 2001. Etude expérimentale de la solidification d'une vase de dragage base de ciments : Evaluation de la porosité et de la structure poreuse après solidification. *Materials and structures.* 34, 237; 186-192;

Lian C., Zhuge Y., Beecham S., 2011. The relationship between porosity and strength for porous concrete. *Construction and Building Materials.* vol. 25 : 4294 – 4298.

Lion M., 2004. Influence de la température sur le comportement pomécanique ou hydraulique d'une roche carbonatée et d'un mortier. Etudes expérimentales, thèse de l'Ecole Centrale de Lille.

Little D.N., 1995. Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. National Lime Association, Arlington, 219 p.

Locat J., André B. et Choquette M., 1990. Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 27, pp. 294-304.

Locat J., André B.M., Choquette M., 1990. Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. *Canadian Geotechnical Journal.* vol. 27, pp 294 – 304.

Locat J., Tremblay H. et Lerouel S., 1996. Mechanical and hydraulic behavior of a soft inorganic clay treated with lime. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33, n° 14, pp. 654-669.

-
- Loosveldt H., Lafhaj Z., Skoczylas F., 2002. Experimental study of gas and liquid permeability of a mortar. *Cement and Concrete Research*, Vol :32, pp:1357-1363.
- Makki-Szymkiewicz L., Hibouche A., Taibi S., Herrier G., Lesueur D., Fleureau J., 2015. Evolution of the properties of lime-treated silty soil in a small experimental embankment. *Engineering Geology* 191. 8–22.
- Mandal T., Tinjum J.M., Edil T.B., 2016. Non-destructive testing of cementitiously stabilized materials using ultrasonic pulse velocity test. *Transportation Geotechnics*. Vol. 6: 97-107.
- Martin B. R. T., Lambe T. W., 1956. Soil composition and its influence on fine-grained soils.
- Maubec N., 2010. Approche multi-échelle du traitement des sols à la chaux - Etudes des interactions avec les argiles. Thèse de doctorat en Génie Civil de l'Université de Nantes.
- Maubec N., Deneele D., Ouvrard G., 2017. Influence of the clay type on the strength evolution of lime treated material. *Applied Clay Science* .137 : 107–114.
- Medjelekh D., Ulmet L. et Dubois F., 2013. Effet du comportement thermo-hydrrique de l'enveloppe hygroscopique sur le confort thermique de l'habitat : cas de la terre et de la paille. Chez CIFQ, Reims.
- Mesbah, A., Morel, J. C., & Olivier, M., 1999. Clayey soil behavior under static compaction test. *Materials and structures*, 32(223), 687-694.
- Mesri G., Olson R.E., 1971. Mechanisms controlling the permeability of clays. *Clays miner.* 19: 151 – 158.
- Minxi Z., Xiwen Z., Guoliang Y., Jianming Y., Xianben W., Menglin C., Weiming W., 2015. Permeability of muddy clay and settlement simulation. *Ocean Engineering*. 104 : 521 – 529.
- Morel G., 1984. Etude en laboratoire du traitement à la chaux et au ciment des sols fins.
- Morel J. C., Pkla A., Walker P., 2007. Compressive strength testing of compressed earth blocks. *Construction and Building Materials*, 21(2), 303-309.

Mostefai N., Hamzaoui R., Guessasma S., Aw A., Nouri H., 2015. Microstructure and mechanical performance of modified hemp fibre and shiv mortars: Discovering the optimal formulation. *Materials and design*. Vol. 84: 359-371.

Muhunthan B., Sariosseiri F. 2008. Interpretation of geotechnical properties of cement treated soils.

Mvondo-ondo J., 1979. Rôle de la granularité et de la composition minéralogique sur la compactibilité et la résistance au cisaillement des mélanges de sable et d'argiles. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

Nalbantoglu Z., Gucbilmez E., 2001. Improvement of calcareous expansive soils in semi-arid environments. *Journal of Arid Environments* (Vol. 47).

Nawa T. et Horita T., 2004. Autogenous shrinkage of high-performance concrete. *Chez Proceeding of the international Workshop on Microstructure and Durability to predict Service Life of concrete Structures*, Sapporo, Japan.

Neville, A. M., Meyers, B. L., 1964. Creep of concrete: Influencing factors and prediction, *Symposium on creep of concrete*, 40th annual ACI convention, Houston, Texas, pp. 1-33.

NF EN 12504-4, 2005. Essai pour béton dans les structures. Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son.

NF EN 13791:2007 Assessment of concrete compressive strength in structures or in precast concrete products.

NF EN 197-1. La norme ciments courants (n.d.).

NF EN 206 Novembre 2014. Béton - Spécification, performances, production et conformité

NF P 94-056., 1996. Analyse Granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.

NF EN 14630. Mesurage de la profondeur de carbonatation d'un béton armé par la méthode de la phénolphtaléine.

Nigoyi A., Hsu P. et Meyers B., 1973. The influence of age at time of loading on basic and drying creep.

Ola S., 1977. The potentials of lime stabilization of lateritic soils. *Engineering Geology*, vol. 11, pp. 305-317.

Olivier M., Mesbah A., 1986. Le matériau terre : Essai de compactage statique pour la fabrication de briques de terre compressées. *Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées*, 146, 37-43.

Omar M., 2004. Déformations différées du béton : Etude expérimentale et modélisation numérique de l'interaction fluage – endommagement. Thèse de Doctorat à l'Ecole Centrale de Nantes.

Omar M., Loukili A., Pijaudier-Cabot G., Le Pape Y., 2009. Creep-Damage Coupled Effects: Experimental Investigation on Bending Beams with Various sizes. *ASCE journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 21, n° 2.

Omidi G.H., Prasad T.V., Thomas J.C., Brown K.W., 1996a. Influence of amendments on the volumetric shrinkage and integrity of compacted clay soils used in landfill liners. *Water Air Soil Pollut.* 86: 263 – 274.

Omidi G.H., Thomas J.C., Brown K.W., 1996b. Effect of drying cracking on the hydraulic conductivity of a compacted clay liner. *Water Air Soil Pollut.* 89 : 91 – 103.

Ormsby W. et Kinter E., 1973. Strength development and reaction products in lime montmorillonite-water systems. *Public Roads*, vol. 37, n° 14, pp. 136-148.

Osinubi K. J., 1998. Permeability of lime-treated lateritic soil. *Journal of Transportation Engineering*. 124(5) : 465 – 469.

Osinubi K. J., Asce M., Nwaiwu C. M. O., Asce A. M., 2006. Compaction Delay Effects on Properties of Lime-Treated Soil.

Osinubi Kolawole J., et Charles Nwaiwu M. O., 2006. Compaction Delay Effects on Properties of Lime-Treated Soil

Ouellet-Plamondon CM., Habert G, 2016. Self-Compacted Clay based Concrete (SCCC): proof-of-concept. *Journal of Cleaner Production*. Vol 117:160-168.

Ozkul Z.H., Baykal G., 2007. Shear behavior of compacted rubber fiber-clay composite in drained and undrained loading. *ASCE J. Geotech. Geoenviron.* 7, 767 – 781.

Pejic B. M., Mirjana K. M., Petar D., Jovana P. Z., 2008. The effects of hemicelluloses and lignin removal on water uptake behavior of hemp fibers. *Bioresour. Technol.* 99: 7152 – 7159.

Perera A., Al-Tabbaa A., Reid J., Johnson D., 2005. State of practice report UK stabilisation/solidification treatment and remediation - Part V: Long-term performance and environmental impact. In *Proceedings of the International Conference on Stabilisation/Solidification Treatment and Remediation* (pp. 437–457). Cambridge.

Phung T., Le Guern M. et Boutouil M., 2016. Influence des fibres et de la teneur en eau sur les performances mécaniques de la bauge. *Chez Constructions en terre crue : avancées scientifiques*, Chambéry.

Picandet V., Khelidj A., Bastian G., 2001. Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol: 31, pp: 1525*1532.

Qingxin Zhao, Jinqiu Dong, Huimin Pan, et al., 2010. Impact behavior of basalt fiber reinforced concrete, *Acta Materiae Compositae Sinica* 27 (6) 120–125.

Radocea A., 1994. A model of plastic shrinkage. *Mag. Concr. Res.* 46 (167) : 125 – 32.

Rao S. M., Shivananda P., 2005. Compressibility behaviour of lime-stabilized clay. *Geotechnical and Geological Engineering* (Vol. 23).

Reinhardt H., Rinder T., 1998. High strength concrete under sustained tensile loading. *Otto grafJournal*, vol. 9.

RILEM 50-FMC Recommendation. 1985. Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams. *Materials and Structures.* 18 : 285-290.

RILEM TC212-ACD, 2010. Recommendation of RILEM TC 212-ACD: acoustic emission and related NDE techniques for crack detection and damage evaluation in concrete. *Materials and Structures.*

Rogers C.D.F., Glendinning S., 2000. Lime requirement for stabilization. *Transportation Research Record*, 1721: 9-18.

Rossi, P.L., Ildefonse, P., De Nobrega, M.T., Chauvel, A., 1983. Study of structural and mineralogical transformations caused by compaction with or without lime addition to lateric clays from Brazil. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology* 28: 153-159.

Saiyouri N., Bouasker M. et Khelidj A., 2007. Gas permeability measurement on injected soils with cement grout. *Cement and Concrete Research*, in press, 93.

Samouh H., 2016. Nouvelles approches des relations entre formulation et comportement différé des matériaux cimentaires : application aux bétons autoplaçants. Thèse de doctorat de l'Université Nantes Angers Le Mans. 278 p.

Sariosseiri F., Muhunthan B., 2009. Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. *Eng. Geol.* 104. 119 –125.

Saussaye L., 2012. Traitement des sols aux liants hydrauliques : aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification, Caen. Thèse de l'Université de Caen Basse Normandie.

Shelley TL., Daniel D.E., 1993. Effect of gravel on hydraulic conductivity of compacted soil liners. *J. Geotech. Eng.* 119 (1): 54 – 68.

Si Ho L., Nakarai K., Ogawa Y., Sasaki T., Morioka M., 2017. Strength development of cement-treated soils: effect of water content. Carbonation and pozzolanic reaction under drying curing condition. *Const. Build. Mater.* Vol.134: 703 - 712.

Smith, D.K., Johnson, G.G., Ruud, J. and Clayton, O., 2001. Clay Mineral Analysis by Automated Powder Diffraction Analysis Using the Whole Diffraction Pattern. *Powder Diffraction*, 16, 181-185.

Soroka I., 1979. *Portland Cement Paste and Concrete*, Macmillan Education UK.

Soudani L., Fabbri A., Woloszyn M., Grillet A. et Morel J., 2016. Evaluation énergétique de murs en pisé à partir de mesures sur site. *Chez Constructions en terre crue : avancées scientifiques*, Chambéry.

Stevulova M., Cigasova N., Purcz J., Schwarzova P., 2015. Long-Term water absorption behavior of hemp hurds composites. *Mater.* 8 : 2243 – 2257.

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.* Vol. 104: 52 – 62.

Tamtsia B.T., Beaudoin J.J., 2000. Basic creep of hardened cement paste, "A re-examination of the role of water. *Cement and Concrete Research*, vol. 30, p. 1465-1475.

Tanikawa W., Shimamoto T., 2009. Comparison of klinkenberg-corrected gas permeability and water permeability in sedimentary rocks, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 229–238. 27

Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S., 1983b. The permeability of natural soft clays. Part II: permeability characteristics. *Can. Geotech. J.* 20 (4) : 645 – 660.

Tavenas F., Leblond P., Jean P., Leroueil S., 1983a. The permeability of natural soft clays. Part I: methods of laboratory measurement. *Can. Geotech. J.* 20 (4): 629 – 644.

The Concrete Portal: http://www.theconcreteportal.com/dimen_shrink.html.

Thiery M., 2005. Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires: Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques. Thèse de doctorat en Structures et Matériaux, École Nationale des Ponts et Chaussées.

Timusk J., Ghosh R.S., 1971. Maturing creep of Portland cement paste. *ACI Materials Journal*, vol. 68, n° 82, p. 959-963.

Tinoco J., 2013. A novel approach to predicting Young's modulus of jet grouting laboratory formulations over time using data mining techniques. *Engineering Geology*, vol. 169, p. 50–60.

Torben C., Hansen W., and Mattock A. H., 1966. Influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete," *J. Am. Concr. Inst.*, vol. 63–10, pp. 267–290.

Tsivilis S., Tsantilas J., Kakali G., Chaniotakis E., Sakellariou A., 2005. The permeability of portland limestone cement concrete, *Cement and Concrete Research*, 35, 2271–2277. 27.

-
- Van Damme H. et Houben H., 2017. Earth concrete. Stabilization revisited. Cement and Concrete Research in presse. P13.
- Vanderwalle L., 2000. Concrete and shrinkage at cyclic ambient conditions. Cement and Concrete Composites, vol. 22, p. 201-208.
- Venkatarama-Reddy B. V., Jagadish K. S., 1993. The static compaction of soils. Geotechnique, 43(2).
- Vénuat M., 1980. Le traitement des sols à la chaux et au ciment. L'auteur-éditeur ; CERILH. 430 p.
- Verdier J., 2001. Contribution à la caractérisation de l'évolution du taux de fuite des enceintes de confinement du parc nucléaire. Thèse de doctorat. Université Paul Sabatier.
- Villain G., Baroghel Bouny V., Kounkou C., Hua C., 2001. Mesure de la perméabilité aux gaz en fonction du taux de saturation des bétons, Revue française de génie civil. Vol. 5, N,2, pp : 251-269.
- Wallo C. E., Yuan E.M., Lott R.L., Kesler J.L., 1965. Sixth progress report on prediction of creep in structural concrete from short time tests'. T & AM Report No. 658. Department of Theoretical and Applied Mechanics, University of Illinois at Urbana.
- Wild S., Arabi M. et Leng-Ward G., 1986. Soil-lime reaction and microstructure development at elevated temperature. Clay Minerals., vol. 21, pp. 279-292.
- Yang Y., Aplin A.C., 2010. A permeability – porosity relationship for mudstones. Mar. Pet. Geol. 27 (8) : 1692 – 1697.
- Younsi A., 2012. Carbonatation de bétons à forts taux de substitution du ciment par des additions minérales. Thèse de doctorat en génie civil, Université de La Rochelle.
- Yunsheng Z., Wei S., Zongjin L. et al., 2008. Impact properties of geopolymer based extrudates incorporated with fly ash and PVA short fiber, Constr. Build. Mater. 22(3) 370–3.
- Zeiml M., Leithner D., Lackner R. et Mang H.A., 2006. How do polypropylene fibers improve the spalling behavior of in-situ concrete? Cement and Concrete Research 36(5): 929-942.

ANNEXE

1. Effet de la chaux sur les fissurations du béton

Avant de commencer la fabrication du béton de terre, une étude préliminaire a été réalisée afin d'étudier l'effet de la chaux et du ciment sur la résistance à la compression. 5 formulations ont été choisies selon le tableau 17 :

Formulation	Sol argileux (%)	Chaux (%)	Ciment (%)	Eau (%)
1	55	0,0	10,0	35,0
2	55	1,5	8,5	35,0
3	55	3,5	6,5	35,0
4	55	5,0	5,0	35,0
5	55	10,0	0,0	35,0

Tableau 1 : Formulations du béton de terre pour étudier l'effet de la chaux et du ciment.

Pour l'essai de compression, des éprouvettes de dimension 4x4x16 cm³ ont été utilisées à l'aide des moules métalliques. Le sol, le ciment et la chaux sont d'abord malaxés dans un petit malaxeur pendant 20 minutes pour obtenir un mélange homogène. L'eau est progressivement ajoutée pour obtenir une pâte homogène au bout 30 minutes. Ensuite, une table à chocs est utilisée (b) pour compacter les éprouvettes (25 chocs). Après 2 jours de cure dans l'air avec une température proche de 23°C, les éprouvettes sont démoulées.



Petit malaxeur

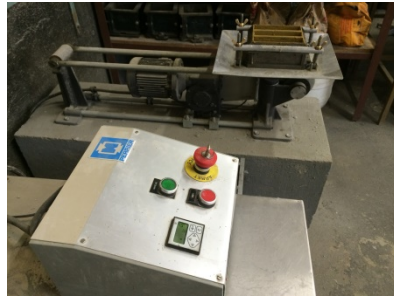


Table à choc



Moule de 4x4x16 cm

Figure Anex. 1 : Fabrication des éprouvettes de dimension 4x4x16 cm³.

2. Effet de la chaux sur la fissuration du béton de terre

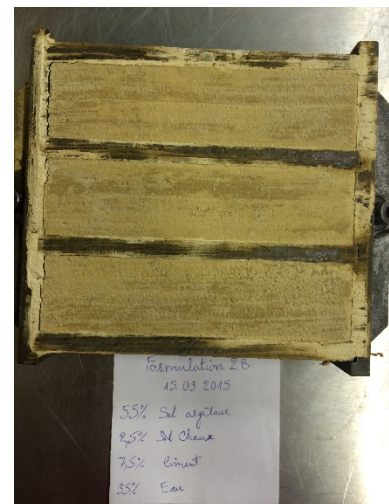
Les éprouvettes sont très collantes après 24 heures et ne peuvent pas être démoulés. La figure 5.2 présente les photos des éprouvettes après 3 jours. Les éprouvettes de la formulation contenant 10% de la chaux présentent plus de fissures sur leur surface. Les éprouvettes de la formulation avec 5% de chaux présentaient moins de fissures. Ainsi, pour la fabrication du béton terre, le taux de chaux a été optimisé et a été choisi inférieur à 5% pour limiter l'apparition des fissures.



0% chaux 10% ciment



1,5% chaux 8,5% ciment



2,5% chaux 7,5% ciment



3,5% chaux 6,5% ciment

5% chaux 5% ciment

10% chaux 0% ciment

Figure Anex. 2 : Fissurations varient en fonction du pourcentage de chaux.

3. Effet de la chaux sur la résistance à la compression du béton de terre

L'effet de la chaux sur la résistance en compression a été aussi étudié. La figure présente la résistance à la compression mesurée à 28 jours du béton de terre pour les 5 formulations :

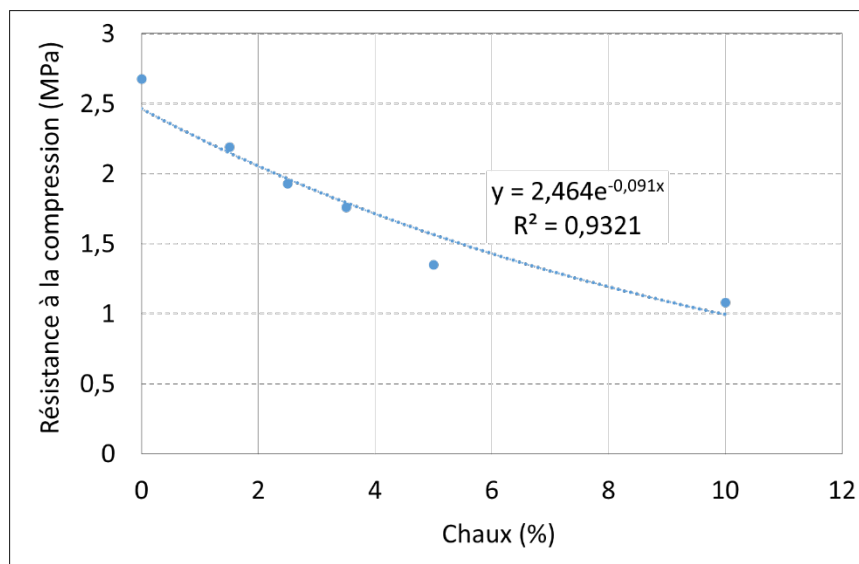


Figure Anex. 3 : L'effet de la chaux sur la résistance en compression de béton de terre.

Pour le sol limoneux traité au liant, la résistance à la compression atteint 2,7 MPa pour la formulation avec 10% de ciment et 0% de chaux, et environ 1,0 MPa pour la

formulation avec 0% de ciment et 10% de chaux. Ces résultats montrent que la résistance à la compression du sol traité aux liants diminue en fonction de l'augmentation du pourcentage de chaux et augmente avec l'augmentation de ciment. Ceci est dû à l'augmentation rapide de la contrainte grâce aux réactions d'hydratation du ciment au jeune âge.

4. Effet de fibres sur la résistance en flexion 3 points pour les éprouvettes de dimension 4x4x16 cm³



Figure Anex. 4 : Dispositif pour l'essai de flexion

Afin de faciliter et économiser de réaliser de béton de terre on va tester les petites éprouvettes de dimension 4x4x16 cm³. Il y a 4 formulations ont été choisies selon le tableau 18 :

N°	Mélanges	Sol argileux	Sol sableux	Ciment	Chaux	Fibres	Eau
		(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)
1	0A0F	0,00	1386,8	151,8	45,0	0,0	330,6
4	20A0F	247,8	991,4	135,6	40,2	0,0	398,9
6	20A1,2F	236,6	946,7	131,9	39,1	21,9	388,0
10	40A0F	501,1	751,7	137,1	40,7	0,0	466,1

Tableau 2 : Formulations du béton de terre pour étudier l'effet de sol argileux et de fibres sur la résistance à la compression et la résistance en flexion 3 points du béton.

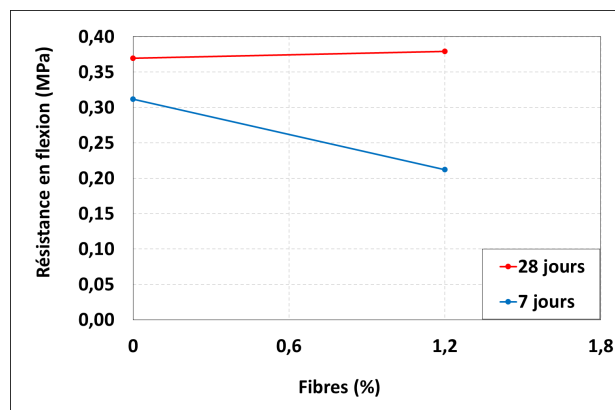


Figure Anex. 5 : Effet de fibres et de sol argileux sur la résistance en flexion.

5. Effet de sol argileux sur la résistance en flexion 3 points

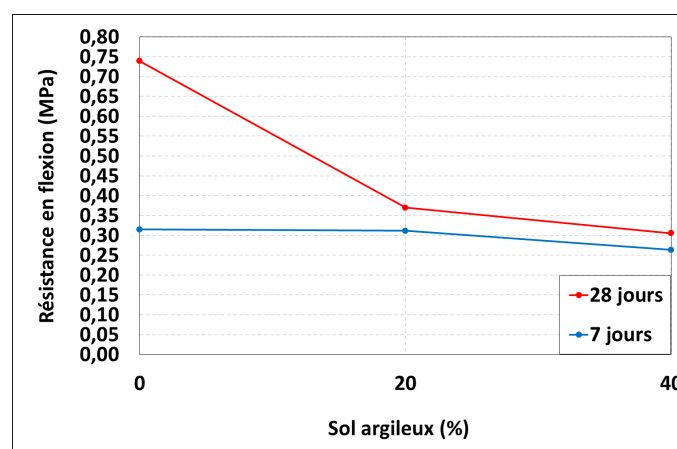


Figure Anex. 6 : Effet de sol argileux sur la résistance en flexion.

On utilise les morceaux de l'essai de flexion 3 points pour continuer tester l'essai de compression (figure Annex 8) :

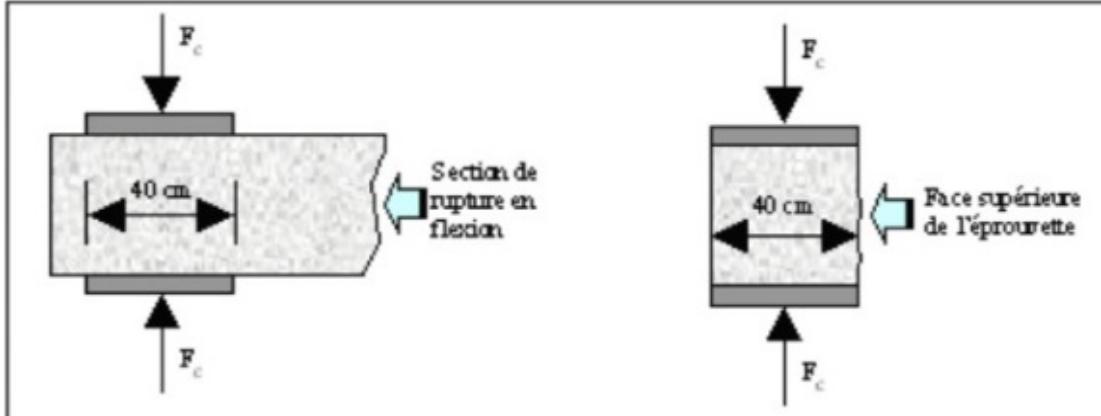


Figure Anex. 7 : Schéma de l'essai compression simple.

6. Effet de sol argileux sur la résistance à la compression simple

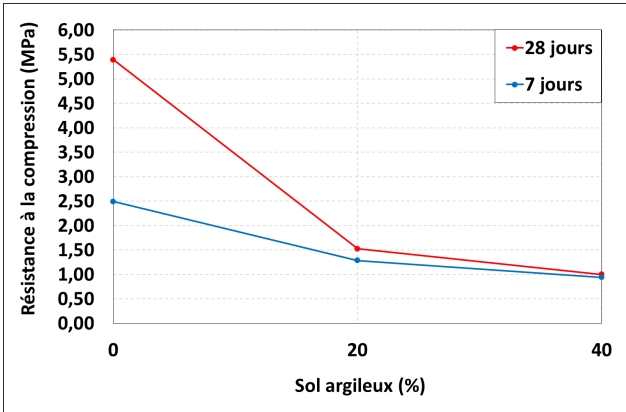


Figure Anex. 8 : Effet de sol argileux sur la résistance à la compression.

7. Effet de fibres sur la résistance à la compression simple

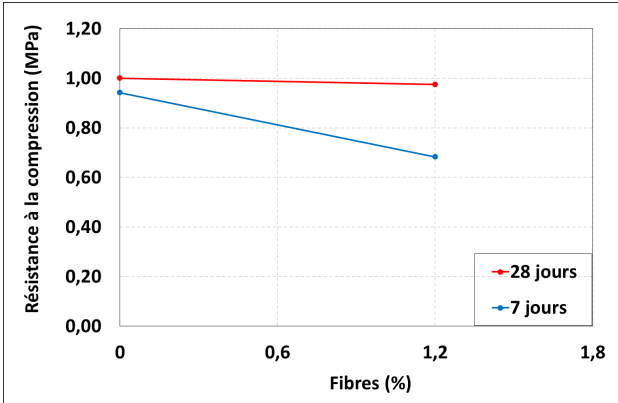


Figure Anex. 9 : Effet de fibres sur la résistance à la compression.

8. Effet des fibres sur le comportement en flexion du béton :

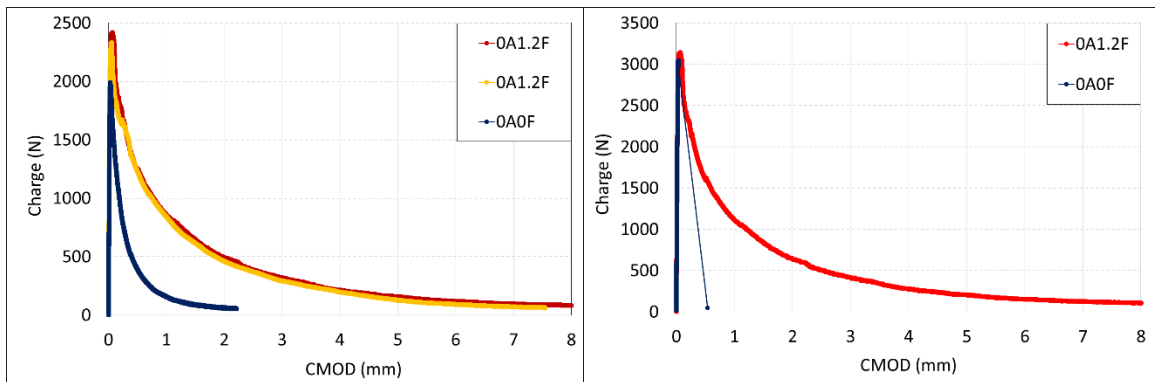


Figure Anex. 10 : Effet de fibres sur le comportement du béton à 28 jours (a) et à 60 jours (b) (0% de sol argileux).

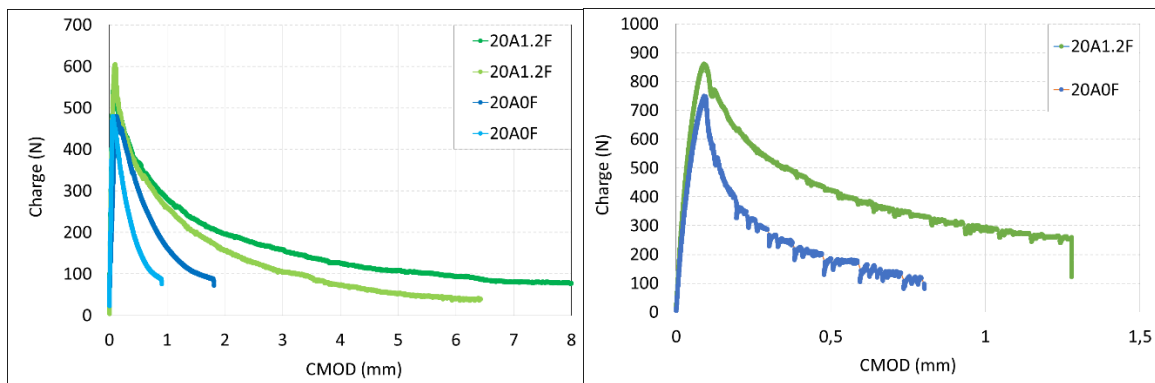


Figure Anex. 11 : Effet de fibres sur le comportement du béton à 28 jours (a) et à 60 jours (b) (20% de sol argileux).

9. Effet de sol argileux sur le comportement du béton

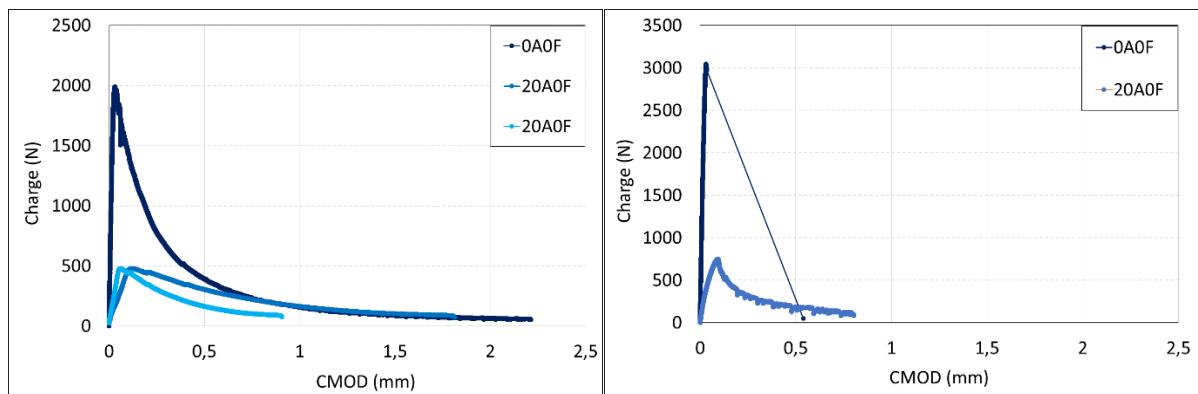


Figure Anex. 12 : Effet de sol argileux sur le comportement du béton à 28 jours (a) et à 60 jours (b) (0% de fibres).

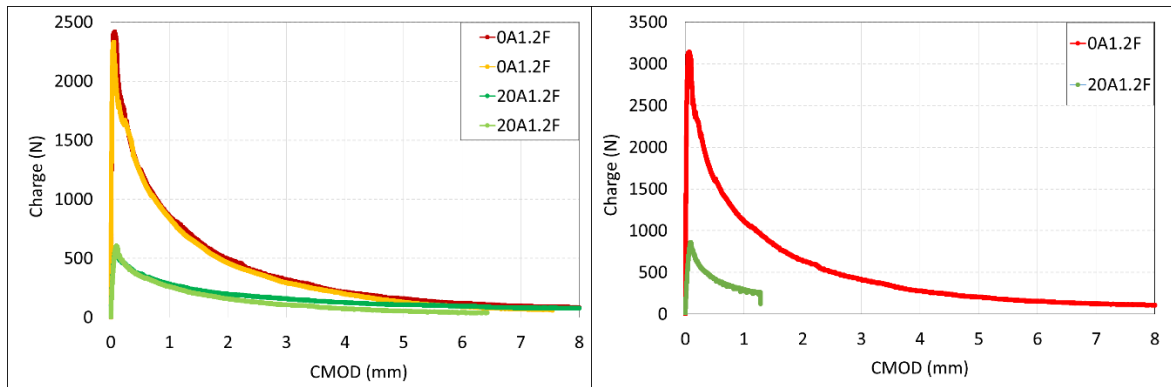


Figure Anex. 13 : Effet de sol argileux sur le comportement du béton à 28 jours (a) et à 60 jours (b) (1,2% de fibres).

10. Evolution de comportement du béton en fonction du temps

Sans fibres :

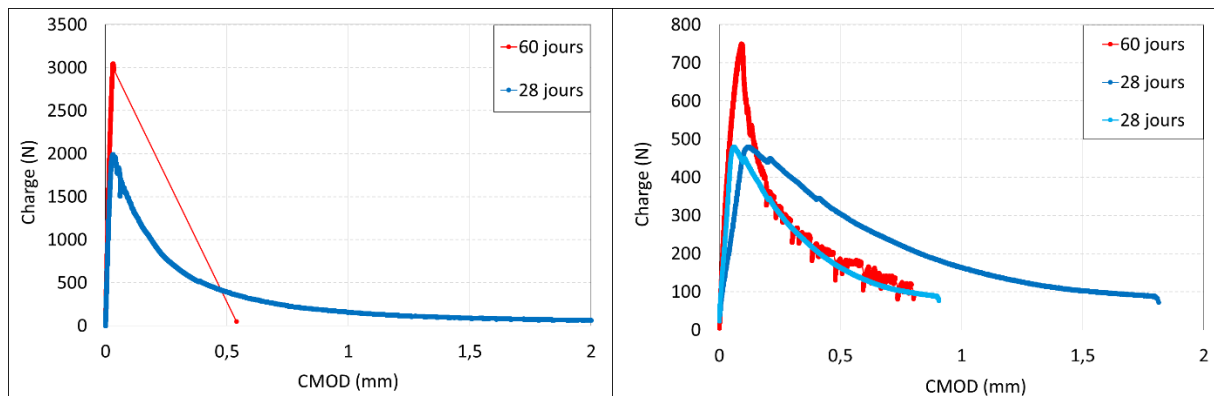


Figure Anex. 14 : Evolution de comportement du béton avec la variation de sol argileux : 0% (a) et 20% (b).

Avec 1,2% de fibres :

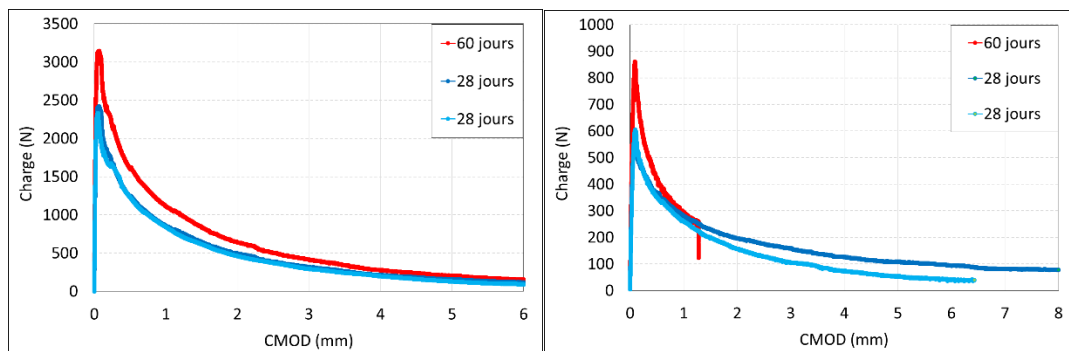
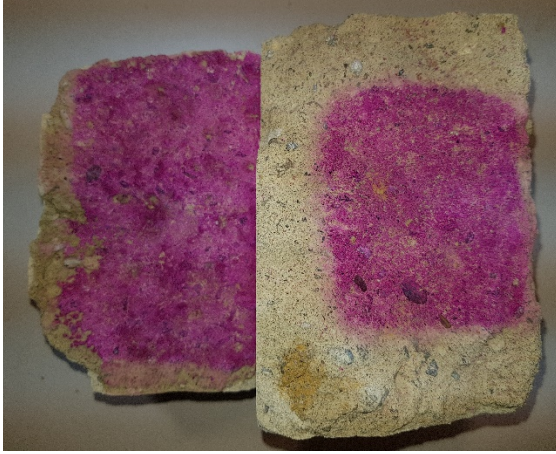


Figure Anex. 15 : Evolution de comportement du béton avec la variation de sol argileux : 0% (a) et 20% (b).

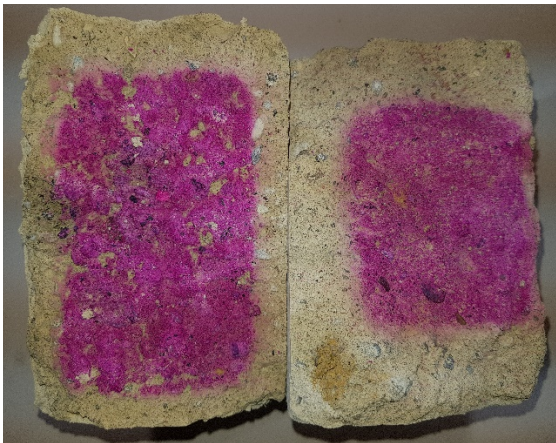
11. Evolution de la carbonatation



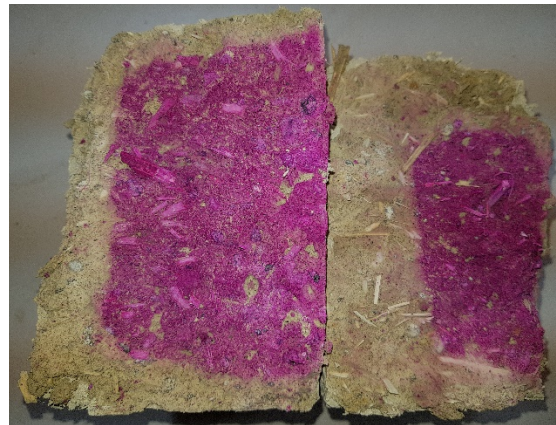
0A0F



0A1.2F



20A0F



20A1.2F