

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU



Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement

THESE DE DOCTORAT

Présentée par

Mr BEN AZZOUG Mouloud

En vue de l'obtention du titre de Docteur

Spécialité : Génie Civil

**SOLS STABILISES, PERFORMANCES PHYSIQUE,
MECANIQUE ET DURABILITE**

Soutenu le 20 Mars 2011 devant le Jury composé de :

Président	: Hannachi Naceur Eddine	Professeur, UMMTO
Rapporteur	: Bahar Ramdane	Professeur, UMMTO
Examineur	: Bali Abderrahim	Professeur, Ecole Nationale Polytechnique
Examineur	: Bouhicha Mohamed	Professeur, DG-RSDT
Examineur	: Melbouci Bachir	Professeur, UMMTO
Invité	: Kenai Said	Professeur, Université de Blida

Année 2011

AVANT PROPOS

Ce travail de recherche a été réalisé conjointement au laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA), au laboratoire thermique de génie mécanique faculté de génie de la construction université Mouloud Mammeri de TIZI OUZOU et au Centre d'Etudes et de Services Technologiques de l'Industrie des Matériaux de Construction (CETIM Boumerdes).

Je tiens particulièrement à exprimer toute ma gratitude à Monsieur le Professeur BAHAR Ramdane, Directeur du laboratoire LGEA qui a bien accepté de continuer à diriger cette recherche sur le béton de terre stabilisée après m'avoir déjà initié sur le même thème lors de la préparation du mémoire de magister.

Je suis très reconnaissant également à Monsieur le Professeur HANNACHI Naceur Eddine, Recteur de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui m'a fait l'honneur de présider ce jury comme il l'a fait lors de la soutenance du mémoire de magister. Sans son intervention efficace auprès du Vice Doyen chargé de la pédagogie pour alléger ma charge pédagogique, ce mémoire n'aurait sans aucun doute jamais vu le jour.

J'ai eu la chance de bénéficier de la précieuse et fructueuse collaboration de Monsieur le Professeur KENAI Saïd de l'Université Saad Dahlab de BLIDA, dont ses suggestions, ses ajouts, ses orientations et ses nombreuses observations m'ont amené à remanier totalement mon manuscrit et m'ont permis d'améliorer mon travail. Ses nombreuses remarques toujours si pertinentes ont suscité mon admiration et ma reconnaissance. Qu'il en soit profondément remercié.

Mes plus vifs remerciements s'adressent également à Monsieur le Professeur MELBOUCI Bachir, Directeur de recherche au laboratoire LGEA, pour l'intérêt qu'il a porté à cette recherche. Je suis très honoré qu'il ait accepté d'être membre du jury

Je remercie profondément Monsieur BOUHICHA Mohamed, Professeur à l'Université Amar TELEDJI de Laghouat et Directeur des Finances à la Direction Générale de la Recherche Scientifique et du Développement Technologique et Monsieur BALI Abderrahim, Professeur à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Alger pour avoir accepté de juger ce travail et d'en être examinateur.

Je remercie Monsieur AZAM, maître de conférence département génie mécanique, avec qui j'ai pris grand plaisir à discuter de diffractomètre et de rayons X.

Je tiens à remercier également Monsieur le Professeur NORMANDO P, de l'Université SAO PAULO, Brésil pour les échanges amicaux que nous avons eu et pour la riche documentation qu'il m'a envoyée, et ainsi que Messieurs SERKHANE Belaid et KATI Rachid pour les essais réalisés au CETIM.

Pour leur disponibilité, leur assistance technique indispensable à la bonne conduite des essais, je remercie Messieurs BOUKHROUB Mohand et AHMED ZAID Amar, respectivement responsables des laboratoires de mécanique des sols du département génie civil et thermique du département génie mécanique

Ma profonde gratitude va à tous les collègues du laboratoire LGEA qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce présent travail et tout particulièrement à M^{elle} LOUADJ Samia et BOUDLAL Omar.

Enfin un gros merci à ma famille, que j'ai négligée au profit de l'ordinateur et du laboratoire, pour son soutien et ses encouragements et particulièrement mon fils Hocine qui a réalisé avec soin les figures, les tableaux, la mise en page et la présentation du mémoire. Merci à Hocine pour être encore et toujours là.

Resumé

La terre possède un bon nombre de qualités pour être utilisée comme matériau de construction, mais elle a le redoutable inconvénient de présenter une faible durabilité sous l'action des intempéries et la fissuration cause des dommages et des nuisances à l'aspect et à l'esthétique du matériau. La stabilisation, par incorporation de stabilisants et ses différents procédés, peut apporter des solutions à ces problèmes pour faire de la construction en terre crue une excellente alternative aux autres matériaux tel que le béton. Ainsi donc la réhabilitation de la construction en terre passe nécessairement par l'élimination du retrait qui est la cause essentielle de la fissuration. Pour le réduire efficacement, à défaut de l'éliminer complètement, l'étude du retrait a montré que ceci est possible en stabilisant avec l'incorporation de stabilisant (ciment + sable), en conservant les blocs dans un milieu humide un peu plus de 4 jours et en augmentant la force de compression pour assurer un compactage énergétique

L'amélioration de la durabilité peut se faire par un traitement à base de ciment et de chaux qui permet d'obtenir des propriétés intéressantes sur les sables et les argiles. La durabilité est considérablement améliorée par le traitement mixte mais si les échantillons sont stabilisés au sable et traités à la chaleur les résultats sont excellents.

Mots clés :

Stabilisation par compactage, à la chaleur et par incorporation de stabilisants : ciment, chaux, sable, fillers, leurs combinaisons, durabilité, retrait, cycles mouillage-séchage alternés, résistance à l'état sec et après immersion.

Summary

The earth as a building material has a number of qualities but it has a low durability under the action of weathering, and cracking causes damage and harm to the appearance and aesthetics of the material. The stabilization by incorporation of stabilizers and its different process may provide solutions to these problems to make the earth on excellent alternative to other material such concrete. The rehabilitation of earth as building construction necessarily involves the elimination of shrinking which is the main cause of cracking.

In order to reduce it, one may proceed by incorporation of stabilizers (cement + sand), preserving the blocks in humid environment more than four days, and by increasing the strength compression to ensure a strong compaction. The improvement of the durability can be achieved by treatment with lime and cement which provides valuable properties on the sand and clay.

Keywords:

Stabilization by compacting, on heat and by incorporation of stabilize, cement, lime, zoology, fillers, their combination, durability, withdrawal, alternate wetting - drying cycles, resistance to dry situation after immersion.

SOMMAIRE

NOTATION ET NOMENCLATURE	xii
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : LA CONSTRUCTION EN TERRE ET LES PLUIES	5
I.1. Introduction	6
I.2. Historique des constructions en terre	7
I.3. Expériences menées en faveur des constructions en terre	8
I.4. Les différentes formes de mise en œuvre	11
I.5. Conception des éléments et système constructif	14
I.5.1. Conception des éléments	14
I.5.2. Mesures préventives	14
I.5.3. Dispositions constructives des éléments	15
I.5.4. Inondations	16
I.5.5. Recommandations générales	17
I.6. La construction en terre révèle ses tares	17
I.6.1. Quelques exemples de dégâts occasionnés par les intempéries	18
I.6.2. Raison des dégâts lors des fortes précipitations de pluie	21
I.7. Conclusion	22
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES ET TECHNIQUES DE STABILISATION	23
II.1. Introduction	23
II.2. Généralités sur les sols et les différents stabilisants	23
II.2.1. Le sol	23
II.2.1.1. Le sable	24
II.2.1.2. Argile	25
II.2.1.3. Marnes	28
II.3. Les stabilisants utilisés	28
II.3.1. Le ciment CPA	28
II.3.2. La chaux	28
II.4. Stabilisation	29
II.4.1. Définition et objectif	29
II.4.2. Différents types de stabilisation	30
II.5. Utilisation de la chaux	32
II.5.1. Produits à base de chaux	32
II.5.2. Chaulage des sols en vue de leur utilisation dans les digues	33
II.6. Homogénéité des sols	33
II.6.1. Introduction	33
II.6.2. Incorporation de stabilisants à un sol	33
II.6.2.1. Importance d'un bon malaxage	33
II.6.2.2. Mesure de l'homogénéisation des mélanges	34
II.6.2.3. Sol et produit d'addition	34
II.6.3. Etude de l'homogénéité des échantillons compactés	34
II.6.4. Conclusion	35

II.7. Retrait	35
II.7.1. Séchage	36
II.7.2. Rappel sur la capillarité de l'eau loi de Jurin	36
II.7. 3.Mécanisme de retrait	37
II.7.4. Variation du retrait en fonction de l'hygrométrie	38
II.7.5. Limite de retrait	39
II.7.5.1. Essai de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle	39
II.7.5.2. Essai de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective	39
II.7.6. Courbe de retrait Bigot	41
II.7.7. Conclusion	43
CHAPITRE III : MATIERE PREMIERE ET METHODE D'ESSAI ET D'ANALYSE	45
III.1. Présentation et identification des matériaux utilisés	45
III.1.1. Sol	45
III.1.2. Stabilisants	45
III.2. Méthode d'essai et d'analyse	46
III.2.1. Essai de caractérisation	46
III.2.1.1. Analyse granulométrique	46
III.2.1.4. Limites d'Atterberg	49
III.2.1.5. Equivalent de sable	49
III.2.1.6. Essai Proctor	49
III.2.1.7. Analyse minéralogique	50
III.2.1.8. Analyse chimique	50
III.2.1.9. Conclusion	50
III.2.2. Hétérogénéité du matériau	51
III.2.2.1. Teneur en eau	51
III.2.2.2. Le poids volumique	55
III.2.3. Retrait	56
III.2.3.1. Effet du retrait au séchage	57
III.2.3.2. Préparation des éprouvettes	58
III.2.3.3. Mode opératoire	58
III.2.3.4. Présentation, analyse et discussion des résultats obtenus :	59
III.2.3.4.1. Evolution de la longueur en fonction du temps	60
III.2.3.4.2. Variation de la masse en fonction du temps	62
III.2.3.4.3. Variation de la masse en fonction de la longueur	64
III.2.3.4.4. Variation de l'humidité en fonction du retrait	66
III.2.3.4.5 Comparaison des retraits obtenus	66
III.2.4. La stabilisation du retrait par mélange (Ciment et sable)	70
III.2.4.1. Principe de l'essai	70
III.2.4.2. Etude du retrait sur le matériau brut et stabilisé à 6 et 10% de ciment	70
III.2.4.3. retrait final	72
III.2.4.3.1. Etude du retrait final en fonction de la teneur en eau	72
III.2.4.3.2. Stabilisation avec du sable seul	73
III.2.4.4.3. Stabilisation par mélange (Sable + ciment)	74
III.2.5. Perméabilité	74
III.2.5.1. Généralités	74
III.2.5.2. Préparation de l'échantillon et mode opératoire	74
III.2.6. Etude de la résistivité électrique du béton de terre stabilisée	76
III.2.6.1. Analogie électrique et principe de mesure	76
III.2.6.2. Principe et matériel de mesure	76
III.2.6.2. Mesure de la conductivité en fonction des teneurs en ciment ou en sable	77

III.2.7. Stabilisation chimique	79
III.2.7.1. Stabilisation au ciment	79
III.2.7.1.1. Préparation de l'échantillon et fabrication des éprouvettes	79
III.2.7.1.2. Résistance à la compression simple à l'état sec et tenue à l'eau	79
III.2.7.2. Variation de la résistance à la compression en fonction de la durée de cure	81
III.2.8. Ecrasement par fendage	83
III.2.8.1. Mode opératoire et éprouvettes	83
III.2.8.2. Résultats	83
III.2.9. Détermination du module d'élasticité	85
III.3 Conclusion	86
CHAPITRE IV : STABILISATION PAR DENSIFICATION ET AU CIMENT	87
IV.1. Introduction	87
IV.2. Compactage dynamique	87
IV.2.1. Dispositif expérimental	88
IV.2.2. Mode opératoire	88
IV.2.3. Détermination de l'énergie de compactage par unité de volume	90
IV.2.4. Etude du matériau brut	90
IV.2.4.1. Détermination de la densité sèche optimale (matériau brut) pour les différents niveaux d'énergie	90
IV.2.4.2. Détermination de la résistance à la compression simple à l'état sec	92
IV.2.5. Influence de l'énergie de compactage sur le matériau stabilisé au ciment	92
IV.2.5.1. Résistance à la compression simple	93
IV.3. Compactage statique	95
IV.3.1. But et principe	95
IV.3.1.1. Description de l'appareillage	95
IV.3.1.2. Préparation de l'échantillon	96
IV.3.1.3. Mode opératoire	96
IV.3.2. Etude du matériau brut	96
IV.3.2.1. Détermination de la densité sèche optimale (matériau brut)	96
IV.3.2.2. Détermination de la résistance à la compression simple (R_{sec}) en fonction de la teneur en eau – Matériau brut	98
IV.3.3. Influence de la force de compression statique sur le matériau stabilisé au ciment	99
IV.4. Vibro compactage	101
IV.4.1. But et principe de l'essai	101
IV.4.2. Etude du matériau brut	101
IV.4.2.1. Détermination de la densité sèche optimale en fonction de la teneur en eau pour différentes forces de compression statique	101
IV.4.2.2. Evolution de la résistance à la l'écrasement à sec(R_{sec}) en fonction de la teneur en eau	103
IV.4.3. Influence de la vibro - compression sur le matériau stabilisé au ciment	104
IV.4.3.1. Résistance à l'écrasement à l'état sec et après immersion de 48 heures	104
IV.5. Discussion des résultats	105
IV.5.1. Matériau brut	105
IV.5.2. Effet de la stabilisation au ciment sur les propriétés de sol	106
IV.6. Conclusion	107
CHAPITRE V : STABILISATION DES SOLS ARGILEUX EN VUE DE LEUR UTILISATION DANS LA CONSTRUCTION	
V.1. Introduction	109

V.2. Méthodologie de l'étude et d'expérience	109
V.2.1. Traitement	110
V.2.1.1. Traitement au ciment	110
V.2.1.2. Traitement à la Chaux	110
V.2.1.3. Traitement mixte : (Ciment + Chaux)	111
V.2.1.4. Traitement : ciment + sable	111
V.2.1.5. Traitement : Ciment + sable + chaux	111
V.2.1.6. Traitements (ciment + fillers) et (ciment+sable+fillers)	111
V.2.2. Préparation des mélanges et mode de conservation	111
V.2.3. Essais d'écrasement	112
V.3. analyse et discussion des résultats expérimentaux :	112
V.3.1. Influence des différents stabilisants incorporés sur la résistance mécanique à sec	112
V.3.1.1. traitement au ciment seul	113
V.3.1.2. Traitement mixte :ciment + chaux	113
V.3.1.3. Traitement ciment +fillers	114
V.3.1.4. Traitement ciment + sable	115
V.3.1.5. Traitement : Ciment + Sable + Chaux	116
V.3.1.6. Traitement : fillers +ciment + sable	121
V.3.2. Résultats obtenus à l'écrasement après 24h d'immersion	121
V.3.2.1. Traitement au ciment seul	121
V.3.2.2. Traitement : Ciment + Chaux	123
V.3.2.3. Traitement au ciment + fillers	124
V.3.2.4. Traitement ciment + sable	124
V.3.2.5. Traitement : ciment + sable + chaux	127
V.3.2.6. Traitement : ciment + sable + fillers	127
V.3.3. Influence des différents stabilisants ajoutés et comparaison des échantillons traités	131
V.3.3.1. La résistance du matériau à l'écrasement à sec	131
V.3.3.2. Comparaison des stabilisants	134
V.3.3.3. Influence de la nature du liant	137
V.3.4. Coefficient de ramollissement	140
V.4. Propriétés thermophysiques	142
V.4.1. Introduction	142
V.4.2. Dispositif expérimental	143
V.4.3. Etude théorique	143
V.4.4. Résultats et interprétation	143
V.5. Conclusion	145

CHAPITRE VI : SABLE STABILISE PAR L'ARGILE

VI.1. Introduction	147
VI.2. Caractérisations générales du mortier	148
VI.3. Confection des éprouvettes	148
VI.4. Essai d'écrasement	148
VI.5. Résultats expérimentaux et analyse	149
VI.5.1. Stabilisation aux fillers	149
VI.5.2. Influence des fines, associées au sable, sur le mortier standard	155
VI.5.3. La stabilisation a la chaux	158
VI.6. Interprétation des résultats	158
VI.7. Conclusion	163

CHAPITRE VII : INFLUENCE DE L'INCORPORATION DE STABILISANTS ET LEURS COMBINAISONS SUR LA DURABILITE

VII.1. Introduction	165
VII.2. Conduite des essais	166
VII.2.1. Test d'humidification - séchage ou Cycle de mouillage séchage (ben torki)	166
VII.2.1.1. Test d'humidification - séchage sur l'argile (matière première)	167
VII.2.1.1.1. résistance à l'écrasement après cinq cycles mouillage- séchage alternés (Rmsa) sur l'argile	167
VII.2.1.1.2. La résistance à l'action de l'humidité (Crh)	168
VII.2.1.2. Test d'humidification - séchage sur du sable (matière première)	168
VII.2.2. Perte de poids	168
VII.2.2.1. Essai Perte de poids durant 12 cycles mouillage- séchage des échantillons stabilisés avec incorporation de stabilisants	169
VII.2.2.2. Perte de poids des échantillons à base d'argile stabilisée par le procédé physico-chimique	169
VII.2.3. Absorption	170
VII.2.3.1. Influence de la teneur en ciment sur l'absorption	170
VII.2.3.1.1. Absorption par immersion :	170
VII.2.3.1.2. Absorption par capillarité	170
VII.3. Analyse et discussion des résultats expérimentaux obtenus	174
VII.3.1. Test d'humidification – séchage sur argile (matière première)	174
VII.3.1.1. Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés	174
VII.3.1.1.1. Traitement ciment seul	174
VII.3.1.1.2. Traitement ciment + chaux	175
VII.3.1.1.3. Traitement ciment + filler	176
VII.3.1.1.4. Traitement : ciment + sable	177
VII.3.1.1.5. Traitement ciment + chaux + sable	180
VII.3.1.1.5.1. Analyse des résultats obtenus au traitement ciment +chaux + sable suivant les courbes	180
VII.3.1.1.5.2. Analyse de résultats de la chaîne de traitement : ciment+ sable+ chaux	182
VII.3.1.1.6. Traitement au ciment + fillers + sable	185
VII.3.1.2. Résistance à l'action de l'humidité	186
VII.3.1.2.1. Traitement au ciment seul - son action sur la résistance à l'humidité	188
VII.3.1.2.2. Traitement mixte au ciment + chaux sur le coefficient de résistance à l'humidité du Crh	188
VII.3.1.2.3. Traitement ciment + fillers sur le Crh	189
VII.3.1.2.4. Traitement au ciment + sable du Crh	190
VII.3.1.2.5. Traitement au ciment + chaux + sable	192
VII.3.1.2.6. Traitement ciment + filler + sable	193
VII.3.2. Test d'humidification séchage sur mortier de ciment (matière première sable)	193
VII.3.2.1. Résistance à l'écrasement apres 5 cycles mouillage – sechage (Rmsa)	194
VII.3.2.1.1. Mortier de ciment traité aux fillers + argile	194
VII.3.2.1.2. Traitement du mortier de ciment à la chaux+ argile	196
VII.3.2.2. Résistance à l'action de l'eau Crh du mortier de ciment	198
VII.3.2.2.1. Traitement aux fillers+ argile	198
VII.4.2.2.2. Traitement à l'argile + chaux	198

VII.3.3. Perte de poids	199
VII.3.3.1. Perte de poids des échantillons stabilisés avec incorporation de stabilisants	199
VII. 3.3.1.1. Traitement au ciment seul	199
VII.3.3.1.2. Traitement au ciment + chaux	200
VII.3.3.1.3. Traitement de l'argile avec ciment + chaux + sable	203
VII.3.3.2. Perte de poids des échantillons d'argile stabilisée par le procédé physico-chimique	203
VII.3.3.2.1. Compactage statique	203
VII.3.3.2.2. Compactage dynamique	205
VII.3.4. Absorption	207
VII.3.4.1. Absorption par immersion	207
VII.3.4.2. Absorption par capillarité	207
VII.3.4.2.1. Conditions de conservation	207
VII.3.4.2.1.1. Absorption par capillarité en un milieu où l'humidité relative est faible	207
VII.3.4.2.2. Absorption par capillarité en un milieu où l'humidité relative est élevée	207
VII.3.4.3. Influence du mode de compactage sur l'absorption d'eau par capillarité	209
VII.4. Conclusion	210

CHAPITRE VIII : LE CHAUFFAGE DES SOLS

VIII.1. Introduction	211
VIII.2. But et principe	212
VIII.3. Dispositif expérimental	212
VIII.4. Préparation des éprouvettes	212
VIII.5. Présentation et analyse des Résultats expérimentaux obtenus	213
VIII.5.1. Stabilisation par incorporation de sable	213
VIII.5.2. Résistance à l'écrasement après 48h d'immersion	215
VIII.6. Conclusion	218

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

Notation et Nomenclature

Liste des abréviations

A :	argile
AASHTO:	American Association of State Highway and Transportation Officials
BTS :	béton de terre stabilisée
C :	ciment
CD :	compactage dynamique
CPA :	ciment portland artificiel
Crh :	coefficient de résistance à l'action de l'humidité.
DRX :	diffraction des rayons X
ES :	équivalent de sable
Fl :	fin de linéarité
FCS :	force de compression statique
Hc :	hauteur d'ascension capillaire
IP :	indice de plasticité
M :	marne
L C P C :	laboratoire central des ponts et chaussées
Lf :	longueur finale après séchage à l'étuve à 105°C pendant 24h
LL :	limite de liquidité
Lp :	limite de plasticité selon Atterberg
PA :	la pression en A
PB :	la pression en B
Rmsa :	résistance à la compression après cinq cycles mouillage séchage alternés
S :	sable
t :	temps

Index des symboles

<u>Symbole</u>	<u>Désignation</u>
----------------	--------------------

Lettres grecques

α :	angle que fait la tension T avec la paroi verticale du tube
Φ :	diamètre intérieur du perméamètre
γ_w :	pois spécifique de l'eau
ρ	Masse Volumique en (g/cm ³)

ρ_d :	masse volumique du sol sec
ρ_w :	masse volumique de l'eau est égal à 1 Mg/m^3
s :	contrainte totale
s' :	contrainte intergranulaire.

Lettres latines

a :	section transversale du tube gradué du permeametre
d :	Densité sèche
D :	diamètre des Particules ou diamètre du moule cylindrique
h_1 :	niveau supérieur de l'argile en suspension
h_2 :	hauteur du sable rassemblé sous le piston
J :	age de l'éprouvette exprimé en jours
K :	Perméabilité du sol.
L :	longueur initiale de l'éprouvette après démoulage, égale à la hauteur du moule
L_f :	longueur finale de l'éprouvette sèche mesurée après étuvage
$\Delta L/L$:	déformation linéaire relative
ΔL_i :	raccourcissement, de la longueur de l'éprouvette, relevé pour une durée de 24 heures sur le comparateur
$\Delta L_j = \sum \Delta L_i$:	raccourcissement cumulé au bout de j jours.
ΔL_j inversé :	raccourcissement cumulé en sens inverse de ΔL_j .
M_h :	masse de l'échantillon humide
M_j :	masse de l'éprouvette à j jours après sa fabrication
ΔM :	variation de la masse totale
M_s :	masse du sol ou de l'éprouvette à l'état sec
$M_{wj} = M_j - M_s$:	masse d'eau contenue dans l'échantillon au bout de j jours .
M_{wj} / M_s :	teneur en eau de l'échantillon au bout de j jours appelée encore humidité.
M_w :	la masse de l'eau contenue dans l'éprouvette
R :	rayon de l'éprouvette cylindrique
r :	rayon du tube capillaire
$Re = \Delta L_j / L_f$	retrait d'évaporation
R_m :	rayon du ménisque
R_t :	résultante des tensions capillaires
S :	section transversale de l'échantillon.
T :	tension superficielle

(U_w, u) :	pression interstitielle
U :	coefficient d'uniformité
(V_s, V_t) :	volume de l'éprouvette
$\Delta V / V$:	la variation du volume spécifique
V_s :	volume des grains solides
V_{sec} :	volume de l'échantillon à la fin du séchage
V_v :	volume des vides
V_w :	volume d'eau contenu dans l'échantillon
W :	teneur en eau = humidité
W_r, W_s :	limite de retrait conventionnel
W_{re} :	la limite de retrait effective
ΔW_h :	différence de 2 valeurs extrêmes de teneur en eau dans une même strate dans le sens horizontal
(ΔW_V) :	différence de 2 valeurs extrêmes de la teneur en eau dans le sens vertical

Nomenclature

C :	traitement au ciment (couleur jaune)
C_y :	traitement avec une teneur y % de ciment
C5 :	traitement avec 5% de ciment
C10 :	traitement avec 10% de ciment
C15 :	traitement avec 15% de ciment
C20 :	traitement avec 20% de ciment
C15 :	traitement avec 15% de ciment
E_y :	échantillon fabriqué avec une teneur en eau y exprimée en pourcentage de la masse sèche
E10 :	échantillon fabriqué avec une teneur en eau de 10%
E20 :	échantillon fabriqué avec une teneur en eau de 20%
E30 :	échantillon fabriqué avec une teneur en eau de 30%
E :	module d'élasticité
F :	traitement avec ajout de filler (en vert la proportion de filler)
F_y :	traitement avec une teneur y % de filler
F0 :	absence de fillers (sans ajout de fillers)
F2 :	traitement avec ajout d'une teneur en filler de 2%
F5 :	traitement avec ajout d'une teneur en filler de 5%

F10 :	traitement avec ajout d'une teneur en filer de 10%
G :	couleur grise de l'échantillon à l'état naturel
J :	couleur jaune de l'échantillon à l'état naturel
R :	couleur rouge de l'échantillon à l'état naturel
Pav :	Poids de l'échantillon avant l'essai
Pap :	Poids de l'échantillon après immersion.
Fsat :	Force de rupture après immersion de 48 h
Kram :	coefficient de ramollissement
Rsat, Rcsat :	résistance à l'écrasement après immersion de 48 h
Rsec, Rcs :	résistance à l'écrasement à l'état sec
S :	traitement avec ajout de sable (en orange)
S y :	traitement avec incorporation de y % de sable
S5 :	traitement avec ajout de 5% de sable
S10 :	traitement avec ajout de 10% de sable
S15 :	traitement avec ajout de 15% de sable
S20 :	traitement avec ajout de 20% de sable
S30 :	traitement avec ajout 30% de sable
X :	traitement avec ajout de chaux : (en rouge)
Xy :	traitement avec ajout de y % de chaux
X0 :	traitement en absence de chaux
X2 :	traitement avec ajout de 2% de chaux
X5 :	traitements avec ajout de 5 % de chaux
C5X0 :	traitement avec 5% de ciment et aucune trace de chaux
C5X2 :	traitement avec 5% de ciment plus 2 % de chaux
C5X5 :	traitement avec 5% de ciment plus 5 % de chaux
C5S20 :	traitement avec 5 % de ciment plus 20 % de sable
C5S30 :	traitement avec 5 % de ciment plus 30 % de sable
C10S20 :	traitement avec 10% de ciment plus 20 % de sable
C10S30 :	traitement avec 10% de ciment plus 30 % de sable
C15S0 :	traitement avec 15% de ciment en absence de sable de sable
C15 S20 :	traitement avec 15% de ciment plus 20 % de sable
C15S30 :	traitement avec 15% de ciment plus 30 % de sable
C15X0 :	traitement avec 15% de ciment en absence de chaux
C15X2 :	traitement avec 15 % de ciment plus 2 % de chaux
C15X5 :	traitement avec 15 % de ciment plus 5 % de chaux

C5

C5 : traitement avec 5% de ciment

C10

C10 : traitement avec 10% de ciment

C15

C15 : traitement avec 15% de ciment

X2

X2 : traitement avec ajout de 2 % de chaux

X5

X5 : traitement avec ajout de 5 % de chaux

F2

F2 : traitement avec ajout d'une teneur en filer de 2%

F5

F5 : traitement avec ajout d'une teneur en filer de 5%

F10

F10 : traitement avec ajout d'une teneur en filer de 10%

S20

S20 : traitement avec ajout de 20% de sable

S30

S30 : traitement avec ajout de 30% de sable

INTRODUCTION GENERALE

La terre est l'un des premiers matériaux de construction utilisés par l'homme, les plus anciennes constructions connues datant d'environ 10000 ans en Mésopotamie. Bien que son utilisation soit tombée en désuétude dans les pays occidentaux, plus du tiers de la population mondiale vit encore dans une habitation en terre.

L'utilisation de la terre comme matériau de construction est une tradition très ancienne. La plupart des constructions traditionnelles sont faites avec de la terre associée à d'autres matériaux d'appoint tels que les ajouts végétaux ou minéraux. Depuis quelques décennies les chercheurs se sont passionnés pour les matériaux traditionnels et le sol a fait l'objet d'une attention particulière, ils l'ont défini, classé, stabilisé, associé ou mélangé avec toutes fibres disponibles sur place. Ce matériau mérite une certaine réhabilitation. Il est très économique d'opter pour sa stabilisation puisque apte à produire des matériaux de qualité et à moindre coût.

Pour répondre au besoin de la construction les ingénieurs et les chercheurs sont amenés à prêter une attention particulière à la stabilisation des sols avec incorporation de stabilisants afin de développer la production des matériaux de construction nécessaires tant en quantité qu'en qualité. Il est clair que son développement et sa complète efficacité dépendent en grande partie de l'intérêt que lui porteront les spécialistes du domaine. C'est dans ce sens, et dans un contexte purement expérimental, que notre travail a été inscrit en vue de connaître l'évolution des comportements mécaniques du sol stabilisé avec incorporation de stabilisants.

Un sol possède les qualités d'un matériau de construction lorsqu'il se montre apte à acquérir une résistance mécanique performante à l'état sec et satisfaisante à l'action de l'eau. Ce sont ces deux idées maîtresses qui nous ont guidés pour aboutir à la stabilisation d'un sol avec incorporation de stabilisants.

Le problème général se pose comme suit :

1. Compte tenu des dommages importants et des nuisances que peut engendrer la fissuration à l'aspect et à l'esthétique du matériau, le retrait a une influence directe sur le comportement du matériau puisque c'est lui qui gère la fissuration de ce dernier et donc affecte sa durabilité. Des fissures peuvent apparaître lorsque la résistance à la traction relativement faible du matériau est dépassée. Parmi les phénomènes physiques non encore maîtrisés dans le domaine de la mécanique, citons celui du retrait. Plusieurs études lui ont été consacrées afin de le

maîtriser, néanmoins sa complexité n'a pas encore permis d'atteindre, jusqu'à présent, des solutions rationnelles pouvant le résoudre. Ce problème de fissuration nous conduit à étudier le problème complexe du mécanisme du retrait du matériau et l'influence d'une solution stabilisante pour le réduire à défaut de l'empêcher. C'est dans ce cadre que s'inscrit donc le retrait comme premier axe de travail rapporté dans ce mémoire.

2. Le sol est un matériau complexe, chaque terre est un cas d'espèce, il faut trouver donc une méthode de traitement pour une stabilisation efficace, la nature et la teneur en proportions convenables de ces divers stabilisants nécessaires à incorporer au matériau de base pour obtenir un produit présentant une :

- Résistance mécanique à sec élevée et après immersion satisfaisante,
- Durabilité améliorée lorsqu'il est exposé à des conditions climatiques sévères donc stable à l'eau.

Les méthodes de traitement et les stabilisants (nature et teneur) sont tellement variés que la stabilisation devient un problème. C'est là l'objet de cette recherche.

L'objectif visé dans cette étude est la stabilisation d'un sol par densification et avec incorporation de stabilisants en vue d'augmenter la résistance mécanique, la stabilité à l'eau et la durabilité. Cette amélioration du comportement du sol peut être obtenue de différentes manières :

- ajout de stabilisants,
- addition de liant,
- correction granulométrique,
- compactage ou densification,
- combinaison des différentes méthodes.

L'objectif de l'étude du retrait consiste à analyser ce phénomène dans le but de mettre en relief les causes essentielles du retrait qui est lui-même la cause essentielle de la fissuration.

En traitant un sol fin à une teneur en eau optimale, à une faible teneur en chaux associée d'un taux convenable de ciment dans le traitement mixte (ciment + chaux) ou chauffé à une température appropriée, il est possible d'obtenir un matériau aussi résistant et aussi durable que les matériaux nobles utilisés dans la construction en dur.

Ce travail de recherche *s'inscrit dans la continuité du travail de magister* et constitue une *contribution au développement de matériaux de construction à faible coût énergétique et environnemental en valorisant les ressources locales*. Il est structuré en deux parties complémentaires.

La première partie constitue la synthèse bibliographique, qui se compose de deux chapitres

Le premier chapitre s'intitule «La construction en terre et les pluies diluviennes» et présente l'historique, les expériences menées en faveur des constructions en terre et les différentes formes de mise en œuvre. La bonne pratique du matériau a été développée :

conception des éléments, mesures préventives, dispositions constructives et les recommandations générales

Le deuxième chapitre «Caractéristiques des matériaux utilisés et techniques de stabilisation» présente une synthèse bibliographique sur la stabilisation et les divers stabilisants à incorporer au sol pour répondre aux exigences de qualités que doit avoir un matériau moderne. Il met l'accent sur les travaux antérieurs qui ont permis la stabilisation de l'argile à la chaux et à chaud.

La deuxième partie présente le travail expérimental réalisé dans le cadre de ce travail de recherche et est composée de cinq chapitres.

Le troisième chapitre qui s'intitule «Matière première, méthode d'essai et d'analyse» est consacré à la présentation des matériaux utilisés, aux modes et procédures de préparation des échantillons, à leur caractérisation et à la description de certains essais envisagés tels que le retrait, l'évolution de la résistance en fonction du temps, la traction et l'hétérogénéité des sols.

Le quatrième chapitre «Stabilisation par densification et au ciment» décrit l'étude de l'influence du compactage et la stabilisation physico-chimique sur la densité sèche, la résistance et la tenue à l'eau. Une étude comparative des différents modes de compactage à savoir le compactage dynamique, statique et le vibro-compactage a été présentée. Le liant utilisé pour la stabilisation physico-chimique est le ciment portland artificiel CPA 325, avec des teneurs comprises entre 2 et 15%.

Le cinquième chapitre s'intitule «Stabilisation des sols argileux en vue de leur utilisation dans la Construction». Après identification du matériau et des produits dont on envisage l'essai, l'étude devra déterminer la nature et la teneur du liant le mieux adapté au matériau. En premier lieu : nous avons essayé d'incorporer du ciment, du sable, de la chaux et des fillers à une argile en proportions variables pour déterminer les meilleures caractéristiques mécaniques et la sensibilité à l'eau des mélanges étudiés.

Le sixième chapitre s'intitule «Sable stabilisé par l'argile». Dans un premier volet on s'est proposé de contribuer à l'étude de la stabilisation des sables avec incorporation de stabilisants en vue de leur utilisation comme matériau de construction. Dans un deuxième volet nous avons porté une attention toute particulière aux sables considérés comme pollués, c'est-à-dire contenant des argiles. Ils sont le plus souvent abandonnés car une amélioration de leurs qualités passe nécessairement par des opérations de lavage qui majorent le prix de revient. Pour jumeler les deux axes de travail, à savoir la stabilisation du sable par incorporation de stabilisants et l'influence des argiles sur le mortier de ciment, nous avons utilisé dans cette étude un mortier standard fabriqué au laboratoire.

Le septième chapitre «Influence de l'incorporation de stabilisants et leurs combinaisons sur la durabilité» présente l'étude de durabilité du matériau stabilisé dans l'objectif d'évaluer les aptitudes de ce matériau à résister à l'action de l'eau. Le problème essentiel à résoudre est donc celui de la tenue du matériau soumis à l'action de l'eau. On présente dans ce chapitre l'impact de l'incorporation de stabilisants et leurs combinaisons sur la durabilité du matériau à base d'argile ou de sable.

Le huitième chapitre «Chauffage des sols » présente une étude de l'effet que produit le traitement à la chaleur sur les qualités exigées d'un matériau pour son utilisation dans la construction, à savoir la résistance à l'écrasement à sec et la tenue à l'eau. Nous présentons dans ce travail les résultats expérimentaux obtenus sur un matériau, stabilisé d'abord au sable et ensuite traité au ciment, chauffé à différentes températures pour comprendre les modifications qui peuvent se produire dans les caractéristiques des sols sous l'action de la chaleur.

CHAPITRE I

LA CONSTRUCTION EN TERRE ET LES PLUIES DILUVIENNES

I.1. INTRODUCTION

Sa disponibilité et son faible coût ont fait de la terre dans la plupart des régions du globe un des matériaux de construction les plus répandus et les plus anciens. La durée de vie des constructions en terre est quasi illimitée si les techniques de construction adoptées sont celles utilisées depuis des siècles dans les constructions ancestrales qui ont réussi à résister au fil du temps.

Les études effectuées sur le matériau "terre brute" ont montré que ses propriétés mécaniques sont faibles et son utilisation en milieux exposés aux intempéries entraîne une réduction notable de sa résistance mécanique. L'eau est un facteur susceptible de provoquer des désordres importants sur les ouvrages en terre mettant en cause leur pérennité. L'influence de la teneur en eau sur les matériaux argileux a été expérimentalement mise en évidence par Collin en 1846. La construction en terre que ce soit en pisé ou en bloc de terre comprimée présente aussi des inconvénients, en particulier son mauvais comportement à l'action des intempéries et surtout la pluie.

Chaque année dès l'arrivée des pluies diluviennes c'est le drame. L'Algérie compte ses morts, ses blessés, ses milliers de sans abri et recense les centaines de maisons en terre effondrées dans le sud du pays et déclare plusieurs régions sinistrées. Certains commentateurs rapportent que c'est le matériau terre qui est responsable de ces véritables catastrophes parce qu'on continue à bâtir en pisé, un mode de construction ancestral aujourd'hui dépassé.

Le fait est établi que le matériau, terre, béton, ou autre ne peut seul être mis en cause, c'est souvent la façon avec laquelle il a été produit et mis en œuvre qui est la principale cause de la ruine. Il est vérifié qu'une maison bien construite et bien entretenue peut, en particulier, survivre à la plupart des catastrophes naturelles. Ici le matériau, terre, est-il accompagné du savoir et du savoir faire ancestral ? Non l'analyse des raisons des dégâts lors des pluies diluviennes a montré que toute la bonne pratique du matériau terre est soit négligée, soit oubliée ou tout simplement pas retenue.

Dans cette partie après avoir dressé l'historique, les expériences menées en faveur des constructions en terre et les différentes formes de mise en œuvre, nous avons développé la bonne pratique matériau :

- Conception des éléments,
- Mesures préventives,
- Dispositions constructives,
- Recommandations générales.

I.2. HISTORIQUE DES CONSTRUCTIONS EN TERRE

Aussi loin que l'on remonte dans le temps, les constructeurs se sont toujours servis du sol pour leurs constructions. Car celles-ci possèdent des propriétés thermiques remarquables et une technique de mise en œuvre simple et peu onéreuse. Ces différents avantages ont fait que plus d'un tiers des habitants du globe vit aujourd'hui dans des habitats en terre (*Houben, 1995*).

La terre fut primitivement employée telle quelle. Les Egyptiens, les Babyloniens, les chinois et les Indiens construisaient des digues en se servant du sol des plaines inondables des rivières. Des monuments prestigieux ont été bâtis en terre. Les aztèques construisaient leurs temples et même des villes entières. Le sol et la roche ont servi, soit comme support, soit comme matériau dans la construction des temples et des monuments de l'antiquité (*Holtz & Kovacs, 1991*).

Plus tard, cependant, les terres furent choisies, on rechercha des terres argileuses qui, mélangées avec du sable de plaine et de la paille ou du foin haché, constituèrent un matériau très amélioré. Un exemple frappant de construction en terre stabilisée est la grande muraille de Chine qui témoigne encore de la solidité que ce matériau peut acquérir. Elle a été réalisée à certains endroits avec des matériaux locaux argileux stabilisée avec de la chaux (3 parties de chaux pour 7 parties de terre) et fortement compactée, après la mise en place, par des poids en pierres ou en fonte tombant d'une hauteur de 3 mètres (*Venuat, 1980*).

Les techniques d'emploi se perfectionnèrent également. C'est ainsi qu'en 1772, le français Gorffon publia un traité sur la méthode de pilonnage et en 1790 l'architecte français François Cointerau qui par sa publication de ses travaux a déclenché l'intérêt pour une architecture moderne en terre crue.

Les constructeurs modernes qui cherchent à remettre en honneur le matériau terre ont, bien entendu, des conceptions quelque peu différentes de celles des anciens. Selon par exemple le procédé danois «Geotek» la terre doit contenir 8 à 30% d'argile, le reste étant du sable. Obvier, après avoir incorporé 120 kilogrammes de ciment par mètre cube pour son manque de résistance à l'eau, constate une bonne amélioration à la tenue à l'eau et la terre devient bonne pour le pilonnage. On obtient avec ce mélange, ce que l'on est convenu d'appeler le béton de terre stabilisée ou geobéton. Les constructeurs anglais et américains s'occupent également de rénover les techniques de stabilisation. Dans le domaine routier les premières tentatives de la stabilisation avec un liant (ciment) ont lieu aux USA en 1915. C'est à partir de 1935 que le sol et le ciment est de plus en plus employé en route et pistes d'aérodromes. AMTES dépose deux brevets pour ce type de matériau en 1917 et en 1920. En Europe, ce matériau s'est développé à partir de la deuxième guerre mondiale.

I.2.1. Les célèbres constructions historiques en terre

Parmi les célèbres constructions historiques en terre dans le monde, on peut citer :

- **La ville des Babylones** avec la tour Babel (VII^{ème} siècle avant J.C.) dont le 7^{ème} niveau atteignait une hauteur de 90 mètres (Guettala, 2004).
- **Des maisons au Yémen** (Photo I.1).
- **De nombreuses pyramides** en briques de terre crue ont été édifiées par différentes civilisations (Egypte des pharaons, Aztèques) (Doat *et al.*, 1979).
- **La citadelle de BAM (Iran)** : la plus grande structure construite avec des adobes était la citadelle de BAM en Iran qui a subi d'importants dommages lors du tremblement de terre de décembre 2003 (Photo I.2).
- **L'arche de Ctésiphon en Irak** : la plus grande voûte connue en adobe (portée 27 m, hauteur 28 m).
- **Les ruines de Chan- Chan au Pérou** (Photo I.3) : Chan –Chan, ancienne capitale de l'empire (850-900) dans le nord du Pérou qui a compté 35 000 habitants. Les ruines de cette cité entièrement en adobe s'étendent sur 14 km². Elle est inscrite depuis 1986 sur la liste du patrimoine mondial de l'UNESCO.



Photo I.1 : Une maison à sa'ah, au Yémen ([http://fr.wikipedia.org/wiki/Adobe_\(brique\)](http://fr.wikipedia.org/wiki/Adobe_(brique))).



Photo I.2 : La citadelle de BAM avant le séisme de décembre 2003.



Photo I.3 : Chan – Chan au Pérou.

I.2.2. Utilisation traditionnelle du matériau terre

L'utilisation traditionnelle de la terre comme matériau de construction est une technique très ancienne sous forme de pisé ou beaucoup plus sous forme de blocs de toub. En Algérie c'est cette dernière forme qui est très répandue car elle a l'intérêt technique de décomposer le retrait en deux temps d'abord sur l'élément bloc et ensuite sur le mortier. Ce procédé, qui diminue les risques de microfissuration, a conduit à donner la priorité aux blocs de terre compressée sur celle du béton de terre stabilisée banché.

Les inconvénients du béton de terre se situaient principalement dans sa faible résistance à l'humidité et par une mauvaise tenue à l'action de l'eau. Ces inconvénients sont relativement bien surmontés par les techniques modernes de stabilisation, grâce auxquelles le matériau terre est en train de reconquérir ses titres de noblesses dans de nombreux pays.

I.3. EXPERIENCES DES CONSTRUCTIONS EN TERRE

Pour conserver les avantages (disponibilité, économie, confort thermique) de l'utilisation du matériau terre et améliorer les caractéristiques techniques de façon à répondre aux exigences des matériaux «modernes» des actions ont été menées sur le plan international et national (*Bendakir, 1995 ; Bartali, 1991*). Chronologiquement sur le plan international on citera les actions suivantes :

- Le service des études du ministère de la reconstruction et de l'urbanisme français élabore, en 1945, trois documents techniques de base fixant des normes portant sur le béton de terre et béton de terre stabilisée, la construction du béton de terre et le béton de terre stabilisée aux liants hydrauliques.

- Corbusier, en 1947, élabore le plan d'une cité complète d'habitat à édifier en pisé à la Sainte Beume près de Marseille.

- En 1953, divers chercheurs français (Dreyfus, Remillon,...) amplifient les travaux entrepris au Sénégal (*Laurent & Rubaud, 1985*).

- En 1962, à Marrakech (Maroc), un vaste ensemble de 2700 logements est édifié en blocs de terre stabilisée à la cité Daoudiat (*Dethier, 1986*).

- En Egypte, Hassan Fathy évoque en 1970 son expérience de construire en terre dans son ouvrage : « construire avec le peuple » (*Fathy, 1970*).

- En 1973, au Sénégal (Nianinge, un centre de formation agricole, conçu par le belge S. Dellicou, a été édifié sous l'égide de l'UNESCO (Zergouun,), et en cote d'Ivoire, sous la direction de J. Simonnet, une équipe française participe à divers projets concernant la construction en terre .

- En 1978, au Pérou, où les règles parasismiques sont adoptées pour l'adobe qui est un procédé très employé, plus de la moitié des constructions sont en adobe.

- En 1979, à Grenoble un centre de recherche et d'application sur les terres a été fondé par le groupe Craterre (*Houben & Guillaud, 1985*).

- En 1981 aux Etats unis une mosquée et 100 logements sont construits en terre respectivement à Abiquité et à l'Albuquerque.

- En 1984, l'Organisation des Nations Unies organise à Bruxelles la première conférence internationale sur les technologies de la terre appropriées aux pays en voie de développement. Au Maroc, on recense 60 logements sociaux expérimentaux construits (*Martin & Yamani, 1991*).

- En 1985, à Lyon (France), en collaboration avec plusieurs partenaires régionaux et nationaux (*Doaot et al., 1979*), un quartier expérimental est construit, constitué de 65 logements sociaux groupés en petits immeubles de deux à cinq niveaux. Ils ont été réalisés avec trois techniques de construction différentes : le pisé (45%), les blocs de terre stabilisée (45%) et la terre paille (10%). Ce projet pilote unique en son genre, à l'échelle internationale, est aussi appelé : Quartier expérimental de l'Isle d'Abeau (Photo I.5).

- En 1989, en Tunisie, un projet d'habitation rural dans cinq sites différents a été réalisé avec des briques de terre stabilisée et de la pierre.

- En 1998, la chaire UNESCO « Architecture de terre » a été inaugurée par l'UNESCO ; l'objectif de cette chaire est d'accélérer la diffusion au sein de la communauté internationale des savoirs scientifique et technique sur l'architecture de terre.



Photo I.4 : Agadir : village de vacances construit par l'entrepreneur italien, Salvatore Polizzi).

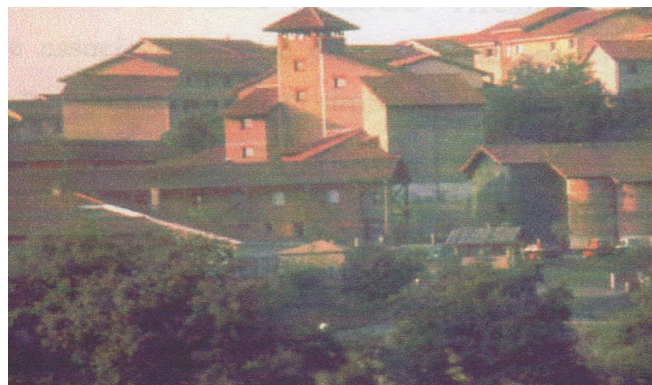


Photo I.5 : 65 logements en pisé non stabilisé à l'Isle d'abeau, France.

Au niveau national, la construction en terre est le type le plus utilisé dans toute la longue histoire de l'Algérie, et les autorités locales encouragent la recherche dans ce domaine en raison de son bas coût et des besoins importants dans le logement, estimés à plus de deux unités de millions. La majeure partie des travaux de recherche a été effectuée sur la stabilisation du sol au ciment et sur les propriétés mécaniques (*CNERIB, 1991 ; Goumari, 1989 ; Cherif et al., 1991 ; Melbouci, 1991 ; Kouidri, 2000 ; Benazzoug, 2001 ; Guettala et al., 2002, Bahar et al., 2004 ; Bahar & Kenai, 2009*). Le renforcement par des fibres naturelles est parfois employé pour donner une meilleure performance en compression, flexion et au retrait (*Ghavami, 1999 ; Aouissi, 2000 ; Bouhicha et al., 2005*). L'Algérie possède un riche patrimoine avec de belles bâtisses rurales et de superbes châteaux construits en terre crue et certaines villes historiques telles que Timimoun au Sahara (Photo I.6) sont connues de leurs maisons colorées par boue et sont une source continue d'inspiration des architectes modernes.



Photo I.6 : Ville de Timimoun.

Parmi les constructions en terre en Algérie, on peut citer les expériences suivantes :

- L'hôpital régional de la ville d'Adrar édifié en Pisé en 1943 par l'architecte Luyeks. Ce vaste ouvrage constitue le premier exemple majeur de bâtiment public moderne en terre (*Dethier, 1986*).

- Le projet de construction de 136 habitations d'un seul étage à Bouhliet dans la wialya de Batna en 1969. Le RDC est fait en pierres naturelles et l'étage en pisé stabilisé avec la chaux. Ce projet a été abandonné à cause du coût excessif du transport de la pierre (*Gherfi, 1990*).

- En 1971, six villages ont été projetés initialement par le belge Gosse à Béchar pour abriter 2850 habitants qui prévoyait l'utilisation des portiques en bois associés à des murs banchés fabriqués avec la terre stabilisée. Mais vu que ce système demande une main d'œuvre qualifiée et des moyens de manutention importants, les murs ont été réalisés en maçonnerie par des briques creuses de béton remplis par un limon local, afin d'avoir une isolation thermique suffisante (*CNERIB, 1990*).

- La construction de trois logements en 1972 à Zeralda au profit du ministère de l'agriculture, utilisant des murs banchés en terre stabilisée par la chaux.

- Suite aux recommandations du congrès national tenu en 1970 sur l'habitat rural l'entreprise CPRA a construit, à l'aide de la terre pisée stabilisée 33 logements d'un village pilote à Sidi Belabbes en 1973.

- A Biskra (Felyache), un village agricole de 100 logements, d'un seul niveau a été construit en terre stabilisée avec le ciment, un désordre a été enregistré au niveau de la fondation en béton armé et au niveau des dalles. Ce désordre est dû essentiellement à la présence de sulfate dans le sol.

- A Alger en 1982, 50 logements de deux niveaux ont été réalisés, à l'aide de béton de terre stabilisée avec le ciment. Dans ce projet, des désordres ont été enregistrés, suite aux fissures créées par le tassement différentiel de fondation d'un côté et la moisissure formée à la base des murs due à l'absence de coupure de capillarité .

- A Tamanrasset en 1985, avec la participation du CNERIB qui a assuré la maîtrise d'œuvre, 220 logements ont été construits en utilisant la terre stabilisée par le ciment. Aucun problème n'a été relevé et depuis l'occupation des lieux aucun entretien n'est assuré par les habitants.

I.4. LES DIFFERENTES FORMES DE MISE EN ŒUVRE

Différentes techniques sont employées dans la construction en terre (*Stulz et Mukerji, 1988; Houben et Guillaud, 1989*). Les principales formes de mises en œuvre sont :

I.4.1. Le pisé

C'est un procédé ancien d'après lequel on construit les maisons avec de la terre (Photo I.7). La technique consiste à battre, lit par lit (5 à 10 cm), avec un pisoir dans un coffrage, de la terre préparée à cet effet. Une des plus récentes expériences de ce type de mise en œuvre est le village agricole de Mustapha Ben Boulaïd dans la wilaya de Sidi Belabes .



Photo I.7 : Chantier de l'hôtel Casa Mojanda, Equateur, république de l'Amérique du Sud, Paul de Neyer en août 1995.

I.4.2. Le torchi

Le Torchi est un matériau de construction composé de terre grasse et de paille hachée, utilisée comme remplissage. Dans la construction, c'est un mur composite de terre façonnée sur une ossature de bois construite à l'avance généralement un treillis (Photo I.8). La terre utilisée, à l'état plastique, mêlée de fibres destinées à la stabiliser, est appliquée en couche mince pour garnir un support.

1.4.3. La bauge

La bauge se présente sous deux formes :

- La bauge est synonyme de torchis lorsque la terre assure la fonction de remplissage. Les ossatures portantes et les claies (panneaux en osier treillage en bois ou en fer) sont entièrement réalisées en matériaux végétaux : bois, bambou, palmier. Le garnissage en terre est réalisé en quelques jours, à la saison sèche. Les parois sont assez épaisses, 10 à 15 cm.
- La bauge : ou le façonnage direct sans coffrage ni armature d'une terre plastique (éventuellement additionnée de paille) lorsque le matériau est porteur. Le séchage est assez long. Il s'agit de trouver l'état de consistance intermédiaire entre une terre trop sèche impossible à façonner et un sol trop humide manquant de cohésion.

On en trouve des applications au sud algérien en mur entier ou en enduit très épais de mur d'adobe.

1.4.4. Adobe

L'adobe est une brique de terre crue, séchée au soleil, et utilisée comme matériau de construction (Photo 1.9). Il s'agit de l'un des premiers matériaux de construction les plus utilisés au monde. Ce terme espagnol, venant du mot égyptien tobe signifiant brique, désigne une brique de terre faite d'un mélange de sable et d'argile moulée sans aucun compactage puis séchée. Lors du séchage, les briques peuvent être placées à l'ombre pour éviter l'apparition de fissures. Les briques sont coulées dans un cadre couvert, un rectangle dont les dimensions sont en général de 10x25x36 cm bien que l'on rencontre d'autres tailles.

L'Adobe est la technique de loin la plus utilisée à travers le monde entier et depuis l'antiquité. En effet, les premières villes connues étaient construites en briques de terre crue. Au nord algérien, la fabrication de la brique est faite selon une technique égyptienne datant du XV^{ème} siècle avant J.C. et consistant à mélanger à la terre de la paille; au sud, où la paille est rare, la terre est utilisée seule. L'avantage de cette technique par rapport au pisé est la diminution des fissures du mur, le retrait s'effectuant au séchage sur chaque brique (*Ben torki, 1986*).



Photo I.8 : Village africain huttes en terre d'inspiration traditionnelle
(<http://www.colibris-lemouvement.org/>)



Photo I.9 : Briques de terre séchées au soleil, dans la région de Cachi, en Argentine.

1.4.5. Construction en blocs de terre comprimée

La construction en blocs diffère par rapport à l'adobe par la teneur en eau qui est de loin inférieure à l'adobe et se rapproche beaucoup plus de celle utilisée en pisé. Les blocs sont produits par la compression de terre dans une presse manuelle, mécanique et hydraulique. La terre est retenue dans un moule où elle est comprimée entre deux plateaux qui se rapprochent lentement. Cette compression permet de réduire le volume des vides dans le bloc, diminue ainsi sa sensibilité à l'eau et augmente sa résistance. Selon Mesbah (1985) «un matériau donné résistera d'autant mieux à l'érosion de l'eau et du temps qu'il aura obtenue, après compactage, une résistance en compression simple élevée». Cette amélioration s'obtient en comprimant la terre, élevant ainsi sa masse volumique. La compression est très prisée et semble dotée d'un bel avenir car certaines presses peuvent fournir des efforts de compression considérables.

De nos jours, c'est la technologie de la terre comprimée qui est la mieux connue et maîtrisée pour avoir captivé l'attention des techniciens et des scientifiques. En octobre 2001, l'Association Française de Normalisation (AFNOR) diffuse le premier document sur la norme des blocs comprimés (AFNOR, 2001). La photo I.10 montre une maison conçue et construite, par l'architecte Pierre-Paul Brichant, dans le quartier de la Baraque à Louvain-la-Neuve (Belgique), inaugurés en 1995.



Photo I.10 : De Paul De Neyer lors de la construction.

1.4.6. Le banché coulé

Le banché coulé est une variante du pisé, la différence est que la terre est coulée à l'état liquide, directement dans un coffrage constituant ainsi un mur monolithe. Une expérience fut réalisée en 1972 à Zéralda en Algérie où on y a construit trois maisons qui devaient servir de bâtiments témoins. La boue était versée par couche de 30 cm et le décoffrage s'effectuait deux jours après.

I.5. CONCEPTION DES ELEMENTS ET SYSTEME CONSTRUCTIF

Le principal inconvénient de la construction en terre est la rapide dégradation de ce matériau sous l'action des intempéries (*Houben & Guillaud, 1995*). Sa faible résistance à l'eau n'a jamais cependant empêché qu'on l'utilise, dans les pays enneigés ou pluvieux, aussi bien dans les constructions banales que dans les constructions monumentales.

Protéger la base et le haut des murs, points faibles de la construction en terre, est la condition nécessaire pour lui donner une durabilité maximale. Quand les règles de bonne pratique (conception, mise en œuvre et les dispositions constructives) sont négligées, ou éliminées par déconsidération ou tout simplement non retenues, le résultat de cette situation est que la technologie de la construction en terre s'est totalement dégradée. Une maison en terre durera des siècles si les mesures constructives (un toit bien débordant et le socle à l'abri de l'eau) sont respectées et un bon entretien est assuré régulièrement.

I.5.1. Conception des éléments

Pourquoi l'eau revêt-elle autant d'importance dans les constructions en terre? Un état humide durable peut entraîner un affaiblissement de la base des murs : le matériau passe de l'état solide à l'état plastique et les murs ne supportent plus les charges, il y a risque d'effondrement. Les actions les plus typées de l'eau sont résumées par :

- La rétention d'eau,
- L'absence de drainage du bâtiment,
- La stagnation d'eau au pied des murs.

Les points les plus fragiles des constructions en terre et qui offrent le plus de faiblesse aux actions de l'eau et de l'humidité sont :

- La base des murs
- Le haut des murs

La pathologie humide typique peut être évitée par une bonne démarche de conception et de réalisation du bâtiment en terre.

I.5.2. Mesures préventives

La conception des bâtiments en béton de terre stabilisée doit prévoir tous les aménagements permettant d'éviter de forts degrés de saturation des murs à partir des différentes sources d'eau naturelles ou accidentelles envisageables : inondations, ascensions capillaires, écoulement des eaux pluviales et fuites accidentelles intérieures.

L'élimination de ces conditions, favorise la résistance des ouvrages à l'action de l'eau, garantit une situation saine et éloigne le risque d'une dégradation du bâtiment du fait d'une pathologie humide. Mais ceci n'est pas toujours aisé. Il est possible de réduire l'action de l'eau sur les murs en construisant de bonnes fondations, en élevant des soubassements et en protégeant le haut des murs.

La meilleure stratégie et la plus efficace consiste à éloigner l'eau des parties sensibles du bâtiment c'est à dire des murs en terre. On comprend alors le sens d'un dicton populaire : «Une maison en terre ne demande qu'un bon chapeau et de bonnes bottes» (*Houben & Guillaud, 1995*). Pour bien construire en terre il est primordial de prévoir un débord de toit important.

Mise hors d'eau : La terre, même stabilisée, demeure très sensible à l'eau qui dégrade ses caractéristiques. Il convient donc, à proximité des bâtiments en terre, d'évacuer au mieux les eaux de surface et souterraines afin d'éviter les remontées capillaires par les fondations.

Drainage : Pour une meilleure tenue à l'eau, la solution simple est d'effectuer un drainage périphérique à l'extérieur des murs et d'évacuer plus loin l'eau récoltée par le drain (fossé, réseau souterrain). Une bonne ceinture de drainage est essentielle pour assurer une mise hors d'eau du bâtiment; elle devra être réalisée avec un grand soin pour la meilleure efficacité.

Pente et caniveaux : A proximité du bâtiment, le sol extérieur est spécialement aménagé. Une pente 2% permet l'évacuation des eaux de surface qui sont ensuite collectées par une rigole bien dimensionnée et écartée du mur.

I.5.3. Dispositions constructives des éléments

L'application des dispositions constructives est obligatoire pour toutes les constructions abritants des personnes. La philosophie des règles principales d'usage consiste à préserver les vies humaines; avant tout, l'objectif est de prévenir le risque d'effondrement des constructions donc la première règle vise le non effondrement. Comme on dit «à défaut de prédire, il faut bien construire».

Fondations : La réalisation des fondations dépendra de la disponibilité des matériaux existants localement. Elles sont réalisées soit en pierres, moellons ou en en béton ordinaire. Le béton de terre stabilisée ne doit jamais être en contact direct avec le sol. Certaines précautions doivent être prises pour éviter les remontées capillaires de l'humidité ainsi que les rejaillissements des eaux de pluie. Les constructions en terre doivent être protégées de l'eau de surface et d'humidité. Pour leurs mises hors d'eau, il faut :

- Evacuer les eaux de surface,
- Drainer les abords de fondation,
- Empêcher les infiltrations dans les massifs des fondations.

Soubassement : Les fondations doivent être solides. Pour ce faire, elles doivent être construites en matériau résistant et insensible à l'eau. En aucun cas les blocs de béton de terre stabilisée ne seront admis pour la réalisation des fondations. Ces dernières comporteront un chaînage en béton armé à la base du mur. Les murs doivent obligatoirement reposer sur un soubassement. Pour les régions à climats pluvieux ou exposées aux risques d'eau (inondation), le soubassement est un ouvrage indispensable qui assure la mise hors d'eau des constructions.

Les murs : Le mur a pour but de transmettre aux fondations sans subir de déformation, la pression des charges qu'il supporte. L'autre fonction consiste à servir de protection contre les agents climatiques. Les murs réalisés en blocs de terre stabilisée ont sur le mur banché

l'avantage d'être moins sensibles au retrait qui s'effectue en deux étapes et donc de présenter moins de risques de fissuration puisqu'ils sont mis en œuvre après séchage d'au moins un mois. L'épaisseur recommandée comme optimum mécanique et thermo-économique est de 45 cm pour les murs extérieurs et de 30 cm pour les murs porteurs intérieurs.

Les murs porteurs seront disposés autant que possibles symétriquement par rapport aux axes principaux des bâtiments. Il est recommandé de prévoir des chaînages importants comme pour tout autre matériau de maçonnerie. L'épaisseur ne doit pas être inférieure à 30 cm pour les refends et à 40 cm ou 50 cm pour les façades. L'épaisseur des cloisons non porteuses ne doit pas être inférieure à 13 cm. Les murs doivent être aussi protégés des remontées capillaires.

D'une façon générale, pour éviter les problèmes de dégradation du bâtiment dus à l'eau, il faut évacuer celle-ci des façades. Dans les régions soumises à un climat pluvieux, les façades doivent être protégées par un débord de toit de 30 cm minimum. Au dessus du terrain naturel, la base du mur peut être minée par l'eau. Les soubassements des murs, seront constitués de maçonnerie inaltérable à l'eau sur une hauteur minimale de 30 cm.

I.5.4. Inondations

Lorsque les terres sont recouvertes par les eaux, il y a inondation. C'est le phénomène naturel le plus fréquent. Les inondations proviennent donc du débordement des cours d'eaux, mais elles peuvent aussi provenir des ruissellements de surface ne pouvant s'évacuer. Les causes d'inondations sont multiples : crues de rivières, pluies diluviennes, cours d'eau, rupture de barrage ou de digues. Pour les spécialistes des questions liées au phénomène des inondations, les facteurs générateurs sont le fait du rétrécissement de la surface forestière et le bétonnage des sols dans les agglomérations qui accentuent le ruissellement des eaux.

Action des intempéries : Les dégâts provoqués par les intempéries sur les ouvrages sont importants, des centaines d'habitations ont été détruites et des milliers d'autres ont subi des dégâts considérables. Les désordres sont accentués par la mauvaise qualité des matériaux utilisés. Le fait est établi que le matériau, terre, ne peut seul être mis en cause. C'est souvent la façon avec laquelle il a été produit et mis en œuvre qui est la principale responsable de ruine. Selon les spécialistes, avec les bouleversements climatiques induits par le réchauffement de la planète, conséquence de l'effet de serre, les catastrophes naturelles (cyclones, ouragans, inondations, tremblements de terre, etc.) seront plus fréquentes. Autant donc se prémunir tant que faire se peut, tout en sachant que les éléments de la nature sont imprévisibles ou la force de la nature est insurmontable, le génie de l'homme reste souvent impuissant face au déchaînement titanique des forces de la nature.

Les crues des rivières : Les eaux de ruissellement sont naturellement drainées par les réseaux hydrographiques. Dans la majorité des cas ce sont des pluies importantes, en durée, intensité ou cumul, qui sont à l'origine des crues. Parfois la crue a son origine dans la fonte de neige ou de glace. C'est alors un véritable front d'eau vertical qui se déverse brutalement sur le rivage, balayant toutes constructions et n'épargnant ni biens matériels, ni les vies humaines. Il importe pourtant d'être conscient des désastres encourus, notamment en ce qui concerne la stabilité des constructions; chaque année, des crues dévastatrices privent des populations de leur logis. Il

est vrai que les contraintes exercées par les crues sont difficiles à apprécier, du fait de la grande plage de violence possible

Pluies diluviennes : Les désastres provoqués par des pluies diluviennes sur les constructions sont énormes. En règle générale, les bâtiments pâtiennent de leur conception peu soignée ou totalement inadaptée à affronter un tel événement destructeur. Les effets sont dévastateurs. Par ailleurs la grande majorité des constructions n'est pas élaborée par des professionnels. Beaucoup sont conçues et bâties par des auto-constructeurs ou des petites entreprises c'est pourquoi ce risque probable doit être considéré avec beaucoup d'attention. Aussi adopte-t-on des recommandations de conception générales. Celles-ci n'empêchent pas tous les désastres mais peuvent les limiter notablement.

I.5.6. Recommandations générales

Il convient d'appliquer les codes de bonne pratique et d'assurer l'entretien de la construction, à savoir :

- Ne pas lotir les rives de retenues d'eau et de lacs, implanter les constructions en hauteur et sur terrains drainés,
- Nettoyer les abords de la maison de tous objets ou débris lourds pouvant agir comme un bélier,
- Rehausser le niveau des trottoirs et pavements,
- Respecter les codes de bonne pratique : bon ancrage et bon entretien,
- Soubassements élevés, bonne maçonnerie et matériau durable,
- Prévoir des orifices en planchers et toiture (trémies lucarnes) pour aider la fuite des occupants et l'échappée de l'air et de l'eau,
- Prévoir l'accès à des terrasses élevées (escalier) pour favoriser la fuite des occupants.

I.6 LA CONSTRUCTION EN TERRE REVELE SES TARES

Chaque année durant la saison des pluies, l'Algérie est régulièrement frappée par des cataclysmes (inondations) qui surviennent en différents points du pays. Pouvant être dévastatrices par endroits, les fortes précipitations peuvent engendrer des destructions qui n'épargnent ni les habitations ni les infrastructures et engendrent le plus souvent des pertes humaines. Chaque année, vient juste une averse et voilà des habitats, précaires ou pas, qui s'écroulent, tuant leurs occupants; avec tout ce que cela cause comme accidents mortels. De fait, quand il y a des inondations, l'on compte ses dégâts, aussi bien matériels qu'humains.

Quelle importance ont les ouvrages destinés à l'évacuation souterraine des eaux pluviales ? Quel est l'état de ces ouvrages de drainage en Algérie ? Quel est l'impact de l'implantation dans un site proche de la rive d'oued ? Pour répondre à ces questions, il est intéressant de passer en revue quelques exemples de dégâts occasionnés par les intempéries.

I.6.1. Quelques exemples de dégâts occasionnés par les intempéries

Les inondations qui ont affecté un certain nombre de wilayas du pays ont fait des morts et causé des dégâts importants. On peut citer rien que pour l'année 2008 - 2009 :

Ghardaia (Quotidien national d'information Liberté 07/10/08) : Huit communes, sur les 13 que compte la wilaya, affectées par les intempéries ont été déclarées zones sinistrées. Le nombre de victimes de cette catastrophe naturelle est de 33 morts, 49 blessés et plus de 1 020 personnes sinistrées ont été signalées. Quelque 140 maisons ont été endommagées, dont 40 sont irrécupérables selon le dernier bilan rendu public par la cellule nationale de crise instituée par le ministère de l'intérieur et des Collectivités locales. Certaines routes étaient dévastées par les flots des oueds qui ont débordé, gorgés par 3 jours de pluies particulièrement violentes et très inhabituelles dans cette région située aux portes du désert (Photos I.11, I.12, I.13 et I.14).

Rien n'a résisté dans les ruelles où l'oued M'zab s'est engouffré jusqu'à une hauteur de huit mètres, obligeant les habitants à se réfugier sur les terrasses ou dans les quartiers plus élevés. Des pluies diluviennes se sont abattues sur les hauts plateaux entraînant une crue exceptionnelle des oueds. Ces cours d'eau se sont déversés dans l'oued M'zab dont le niveau d'eau a atteint 8 mètres de hauteur par endroits. Les rues et les maisons sont submergées par l'eau dans cette région où il n'a plu depuis 4 ans. Les cours d'eau du nord de la ville surtout les oueds ont commencé à gonfler et se sont déversés dans l'oued M'zab qui a débordé, emportant tout sur son passage. Le chargé de la communication au ministère des ressources en eau, a déclaré : «C'est grâce à la digue de protection construite au niveau de l'oued que le choc de la crue a été amorti; sans quoi, toute la ville de Ghardaia aurait été emportée par les flots. Une deuxième digue est en construction. Une enveloppe de 20 milliards de dinars est débloquée pour la reconstruction des zones sinistrées de la wilaya de Ghardaia touchées par les intempéries».



Photo I.11: Inondation en Algérie GHARDAIA octobre 2008: www.arso.org



Photo I.12 : Algiers, October 3, 2008 (AP) — town of Ghardaia)



Photo 1.13 : Algeria has been hit by several floods in recent years. A 48-hour deluge in the north of the country in 2001 killed at least 700 people and injured hundreds more.)



Photo 1.14 : Des inondations et des centaines de maisons détruites : Aïd tragique à Ghardaïa, 33 morts.

Sétif (El Watan 14 /10 /08) : Des pluies diluviennes qui se sont abattues, sur certaines parties des Hauts Plateaux sont à l'origine de dégâts plus ou moins graves. Parmi les préjudices occasionnés par ces torrents d'eau de pluie, on peut noter huit personnes qui étaient à bord de quatre voitures à proximité du lit de l'oued Boussalem en crue ont failli périr si ce n'est l'intervention fructueuse de la protection civile et la gadoue a envahi la chaussée et l'a transformée en une piste de terre battue.

Ain Oulmene : Chef lieu de daïra située à 32 km au sud de la capitale des hauts plateaux, n'a pas échappé aux crues ayant occasionné des dégâts matériels importants aux habitations jouxtant l'oued Ourni qui traverse l'agglomération. L'eau qui ne pouvait pas être drainée, a atteint par endroit plus de 60 cm de hauteur. Lors de sa visite sur les lieux des inondations, le chef du gouvernement a insisté pour que dorénavant aucune construction ne soit tolérée au niveau des lits et berges des oueds indiquant que l'urbanisation et la reconstruction des zones sinistrées prendront en compte ces aléas .

Tipaza (El watan 17/11/08) : La wilaya de Tipaza a été durement touchée : une habitation s'est effondrée dans un quartier à Fouka et dans la ville de Bou Ismail, c'est une image de désolation qui s'offre aux automobilistes, les rues sont couvertes d'une couche épaisse de boue. La mobilisation des camions et des engins par la wilaya de Tipaza aura permis de libérer les routes. Les torrents de boue se sont formés dès les premières chutes de pluie. Le volume de terre charriée a étonné les responsables du secteur des travaux publics et les secouristes présents sur les lieux. Les populations ont été prises de panique dès que les rivières de boue et de terre ont commencé à s'écouler à partir des talwegs.

Chlef (El watan 04/12/08) : Six maisons en toub se sont effondrées suite aux fortes chutes de pluie enregistrées dans les communes de Zeboudja et de Benairia, au nord-est de la wilaya. Par ailleurs, de nombreuses habitations ont été inondées par les crues des oueds dans certaines communes qui font face au même phénomène à chaque précipitation. En période des crues, l'oued chelif représente pour les riverains une menace réelle.

Ain Defla (El watan 14/12/ 08) : Les fortes précipitations enregistrées sur l'ensemble de la wilaya ont été fatales à deux ressortissants chinois travaillant sur le chantier de l'autoroute Est-Ouest, à l'est du chef-lieu de wilaya. On déplore cinq morts et des blessés à Ain Torki, au nord-est du chef-lieu de wilaya. Une vingtaine de familles ont perdu tous ses biens à cause des inondations et deux habitations précaires ont été détruites dans le quartier à Khemis Miliana. Signalons également le débordement de plusieurs oueds à Khemis Miliana.

Jijel (Quotidien national d'information El watan du 14/ 01 / 09) : L'effondrement d'une maison a fait 6 morts. C'est toute la région qui est endeuillée par ce drame. En effet, au même moment, la crue de ouled Taza, de la commune Mansouriah continue toujours. Les eaux en furie ont endommagé un centre de vacances et détruit plusieurs pylônes électriques

Béjaia (Liberté 14/01/09) : Les habitants du quartier Bab-El-Louz, qui occupent plus de quarante habitations vétustes, craignent l'effondrement de leurs maisons. Les mêmes inquiétudes sont ressenties en divers endroits du pays où l'intensité de la violence des pluies qui se sont abattues ces derniers jours ont suscité beaucoup d'appréhension chez de nombreuses populations, notamment celles dont les habitations sont situées en aval des écoulements des eaux ou à proximité des lits d'oued. Les mêmes images de désolation sont observées. L'état des voies de communication, au niveau des quartiers situés au portes de la capitale des Hammadites, renseignent sur la politique d'abondant des responsables communaux et de la wilaya. A l'occasion des fortes pluies qui sont tombées à Bejaia, les automobilistes avaient l'impression de traverser une rivière. Cette année, à chaque pluie, les mêmes problèmes se sont encore posés et aux mêmes endroits durement affectés. Pourtant ce ne sont pas les fonds qui manquent le plus, quand on sait que plusieurs milliards sont réquisitionnés pour améliorer un tant soit peu le vécu des citoyens et apporter une touche de gaieté au visage hideux de la ville.

Adrar (Quotidien national d'information le soir D'Algérie 24/01/09) : Les fortes pluies qui ont touché un total de 7 communes dans la wilaya d'Adrar, ont causé deux décès et provoqué des destructions et des dommages à un nombre important d'habitations bâties en toub. Le secrétaire général de la wilaya a annoncé que le nombre de maisons effondrées est de l'ordre de 3 561 dont 104 sont partiellement atteintes et pour la plupart à cause du matériau utilisé pour leur construction : toub. On relève, cependant, que les dégâts les plus importants ont été enregistrés au niveau de la daïra d'Aoulef, distante de 250 km du chef lieu où l'on dénombre 123 habitations détruites, 280 fissurées et trente sept familles sinistrées. Ce problème revient en fait à chaque fois que la pluie arrive puisque toutes les rues et ruelles de la ville ne possèdent point de réseau d'évacuation des eaux pluviales. Il semble qu'on ne peut réaliser ce genre d'ouvrage dans la ville d'Adrar puisque ces derniers ne tardaient jamais pour se remplir de sable. (Journal quotidien liberté du 28 /01/09). Cependant, il se trouve que la stagnation des eaux pluviales cause des dégâts considérables aux maisons construites avec des matériaux locaux. Ces dernières ont été endommagées par ces averses qui étaient de l'ordre de 600 mm. A cet effet, le président (secrétaire général de la wilaya d'Adrar) de la commission de crise a affirmé que « nous avons recensé quelques 294 ksars au niveau de notre wilaya et 60% de leurs habitations sont réalisés avec des matériaux locaux, et pour faire face à cette situation, nous avons proposé d'introduire dans les plans de développement communaux un article pour ajouter à chaque maison construite en terre battue, la réalisation d'une grande chambre, des sanitaires et un mur de clôture en dur ainsi que l'engagement des travaux de réhabilitation» (Liberté 28/01 /09).

Durant les jours suivants les intempéries, plusieurs représentants du gouvernement se sont rendus sur les lieux et des mesures ont été prises, c'est le cas du ministre de l'habitat, de la Construction et de l'Urbanisme qui a déclaré qu'un projet de loi interdisant toute construction en toub sera soumis prochainement au gouvernement pour examen. Le gouvernement a décidé d'octroyer, comme mesure d'urgence, pour les sinistrés des communes d'Adrar, une aide (en loyer) de 12000 DA par mois à chaque foyer sinistré pour se loger temporairement.

Ouargla (El watan 28/01/09) : Les dernières perturbations climatiques enregistrées à travers la wilaya de Ouargla ont eu de lourdes conséquences sur l'état général des quartiers, notamment le vieux bâti. Alors que la menace sur les ksour est de plus en plus observée à Ouargla l'impact des intempéries devient de plus en plus dévastateur. Le dernier bilan de la Protection civile fait état de l'effondrement de 100 habitations en toub et de la destruction partielle de 41 autres, tandis que 21 ont subi des fissures jugées alarmantes et 60 maisons situées en contrebas ont été complètement inondées. Par ailleurs les dégâts causés par les eaux ne cessent d'apparaître au grand jour. Les artères principales, démunies d'ouvrages de drainage, ont de nouveau renoué avec les inondations spectaculaires.

I.6.2. Raison des dégâts lors des fortes précipitations de pluie

Nous retenons simplement quelques effets remarquables qui sont responsables des dégâts observés.

a- Topographie du lieu d'implantation : La nature topographique du lieu d'implantation des bâtiments influençait de façon capitale le comportement des constructions en terre lors de fortes précipitations et conditionne fortement l'importance des désordres. Les édifices situés sur des crêtes n'étaient pas du tout affectés car la pente du terrain naturelle permet facilement le ruissellement des eaux et la base des murs est protégée des intempéries alors que ceux qui étaient dans des cuvettes ou bassin étaient complètement immergés

b- Intensité des pluies diluviennes : De manière systématique le débordement de l'oued provoque des dégâts amplifiés sur les bâtiments et structures situées sur la rive.

c- la faiblesse du matériau : la faiblesse du matériau a amplifié les dégâts puisque l'eau est susceptible de modifier complètement le comportement du matériau terre.

d- Défaut d'entretien et absence des ouvrages de drainage : Parmi les éléments qui découlent de façon répétitive, lors de l'analyse des raisons des dégâts engendrés par les récentes précipitations, on peut noter que les mêmes erreurs se répètent toujours, partout et pendant longtemps à savoir la récurrence des coulées de boue qui se déversent chaque hiver avec tant de désagréments causés, et dans plusieurs villes, on relève soit l'absence d'avaloirs ou de rigoles pour juguler les eaux de pluies, soit les ouvrages de drainage qui ont englouti des milliards de dinars ne servent absolument à rien, puisqu'ils ne sont pas fonctionnels et que les eaux se promènent à même la chaussée et le trottoir et pénètrent dans les maisons.

1.7. CONCLUSION

Dur de voir l'état du champ après des inondations, la ville présente un décor inimaginable, fait de flasques d'eau et de gadoue, et se transforme en un véritable borbier. Oui à voir les paysages désastreux après une averse, on pourrait croire que tout est fait de manière aléatoire que c'est du provisoire. Ainsi chaque année l'on semble attendre ces inondations comme si c'était une fatalité, une véritable catastrophe naturelle frappant l'ensemble des régions du pays. D'où l'intérêt de comprendre et de maîtriser ces phénomènes, quand bien même ils deviendraient très complexes et particuliers. L'intensité du phénomène physique, la nature aléatoire des intempéries et la complexité de leurs effets rendent absolument impossible une protection parfaite et totale des bâtiments.

Cette analyse des raisons des dégâts s'avère aussi nécessaire pour :

- Montrer l'impact des dégâts causés par les inondations sur les personnes et les infrastructures.
- En tirer une ou des leçons devant servir, sinon à éviter ce massacre, du moins à en diminuer le gros, le maximum.
- Cerner les problèmes, et prendre les mesures afin d'éviter les catastrophes à venir.
- Rechercher à limiter l'ampleur des dégâts et à garantir le non effondrement des constructions. Il est intéressant de noter que la naissance ou la révision d'un règlement para-sinistre est la conséquence d'une catastrophe naturelle. Ainsi l'avènement d'un cataclysme (inondation), lourd en pertes de vies humaines et de biens, amène le souci de se prémunir contre l'agression des intempéries.
- Les mesures préventives et les dispositions constructives sont indispensables à adopter pour un comportement sécuritaire à l'agression des fortes précipitations. A défaut de prédire les intempéries, la protection des vies et de biens nécessite de bien construire.

Une protection efficace est obtenue par une application stricte des recommandations générales. Une analyse des défauts dans les constructions rend nécessaire une sélection pertinente des matériaux à utiliser. Les constructions ordinaires ne sont, le plus souvent, pas en mesure de supporter ces sollicitations sans dommage. Par conséquent, il est possible d'obtenir une notable réduction des sinistres et cela, par un choix judicieux du matériau de fondation, une conception et une réalisation adaptée. L'enjeu à l'avenir pour notre pays est de se doter d'une véritable stratégie d'intervention et de prévision, quand bien même dame nature est imprévisible.

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES ET TECHNIQUES DE STABILISATION

II.1. INTRODUCTION

L'utilisation de terre argileuse comme matériau de construction remonte à des temps lointains. La terre argileuse était utilisée sous forme de briques d'adobe ou de toub. Les études effectuées ont montré que les propriétés mécaniques de la terre brute sont faibles. L'usage des stabilisants (ciment, chaux, sable....) permet d'améliorer et de réduire la sensibilité à l'eau du matériau.

Il est reconnu depuis fort longtemps que le comportement des sols dépend de plusieurs facteurs à savoir : leurs minéralogies, leurs granulométries, et leurs histoires géologiques. Comme toute amélioration d'un sol se traduit par une modification de la quantité d'éléments colloïdaux, il est très important d'étudier les variations du comportement mécanique du matériau en fonction des teneurs en fines. L'étude des propriétés mécaniques du matériau de base, par la stabilisation à l'aide d'un liant hydraulique ou par ajout, constitue donc une partie essentielle de la recherche. On peut grâce aux techniques modernes de stabilisation des sols réaliser des constructions d'une résistance et d'une durabilité satisfaisante.

Pour l'étude bibliographique du phénomène de stabilisation, nous avons réuni dans le premier temps un certain nombre de généralités sur le sol, les modes de stabilisation et les stabilisants incorporables dans le sol. Cette synthèse bibliographique comprend un bref exposé sur les différents stabilisants (chaux, sable), les produits à base de chaux et la stabilisation à chaud. Dans ce qui suit et par souci de simplification on se limitera aux principaux travaux effectués sur la stabilisation à la chaux et à chaud (stabilisation par la chaleur).

II.2. GENERALITES SUR LES SOLS ET LES DIFFERENTS STABILISANTS

II.2.1. Le sol

Le sol est la couche superficielle de l'écorce terrestre, formée d'éléments meubles provenant de la transformation de la " Roche Mère " ainsi que d'éléments d'origine organique provenant de la décomposition de la végétation. Les roches meubles ou sols constituent la grande majorité des sols. Les sols résultent de l'altération des roches provenant d'un ensemble de phénomènes complexes :

- Soit d'une désagrégation de nature mécanique ou physique.
- Soit d'une désagrégation de nature chimique.
- Soit de matières organiques d'origine plus ou moins récente

En général après l'altération, les sols qui en résultent n'ont plus les mêmes constituants que ceux de la roche d'origine. Le sol est un matériau hétérogène constitué d'une multitude de variétés d'éléments plus ou moins stables. (Gravier, sable, limon, argile). En tenant compte de la diversité des sols, il se pose le problème de leur identification et classification afin de définir un mode de traitement approprié. Les critères déterminants sont :

- Les caractéristiques géotechniques
- La composition chimique
- La composition minéralogique

II.2.1.1 Le sable

Les sables représentent la proportion la plus stable d'un sol dont les particules sont comprises entre 0,08 et 5 mm. Ils proviennent de la décomposition de roche plus ou moins altérable qui peuvent rester sur le même endroit où se trouve la roche comme ils peuvent être transportés sur d'autres endroits plus ou moins longs, soit par les rivières, par les eaux de ruissellement ou par le vent (Sable éolien). Le transport modifie leur forme, leur état de surface ainsi que leur composition. C'est à base de ces caractéristiques qu'on peut différencier les sables.

Ces caractéristiques ont une influence sur l'angle de frottement interne (Φ), sur la compacité et sur l'adhérence aux liants. Un classement naturel s'effectue suivant leur densité et leur grosseur. En général, les sables sont caractérisés par leur composition minéralogique et par les impuretés qu'ils contiennent.

La propreté : La propreté, au contraire de la pollution, est une notion difficile à définir et relativement subjective. Selon *Panet (1970)*, la propreté d'un granulat ne constitue pas une de ses caractéristiques intrinsèques comme l'est par exemple la dureté mais elle est basée sur des critères relatifs qui dépendent d'une utilisation. Les critères de propreté englobent deux aspects : nature et quantité. La pollution d'un matériau peut être attribuée à la présence d'éléments qui, soit à cause de leur nature réputée nocive, soit à cause de leur quantité excessive, ont des actions néfastes sur les qualités de mise en œuvre ou sur les qualités mécaniques des produits dans lesquels ils entrent comme matière première. De ce fait certaines phases minérales sont absolument proscrites.

Nous voyons que la propreté traduit à la fois la granularité, c'est-à-dire la proportion et la dimension des éléments les plus fins, et la minéralogie. Les argiles qui constituent une part de cette fraction fine sont en effet considérées comme le polluant dominant des granulats.

Comme la composition des sables varie suivant la dimension des grains. On considère parfois cette composition par classe granulométrique.

Le quartz est souvent l'élément principal, son pourcentage est important dans les sables fins et dans les parties les plus grosses se trouvent les silex. Les sables les plus stables sont les sables de rivière, car ils ne contiennent pas d'éléments altérables. D'une manière arbitraire, les sables sont divisés en trois classes :

- Le sable fin composé de grains de 0,08 à 0,5mm
- Le sable moyen de 0,5 à 2 mm.
- Le sable grossier composé de grains de 2 à 5 mm.

Les roches meubles d'origine sédimentaire constituent la grande majorité des sols (*Grésillon, 1978*). On distinguera les argiles et les marnes.

II.2.1.2. Argile

Contrairement à la forme volumique des sables et des graviers, l'argile se présente en feuillets dont le rapport largeur à l'épaisseur est de l'ordre de 100 environ. Elles forment souvent des bancs épais et sont :

- Sensibles à l'eau,
- Pratiquement imperméables,
- Susceptibles de tasser ou de gonfler.

L'argile est constituée d'un grand nombre d'espèces minérales différentes. Les argiles proviennent de la décomposition de roches granitiques, basaltiques, etc. Elles peuvent être trouvées sur place comme on peut les trouver à des longues distances. Ces distances sont dues aux actions du vent et de l'eau.

Les argiles sont composées de très petites particules minérales (inférieures à 2μ). Le comportement mécanique d'une argile saturée est fortement influencé par le type de sa structure cristalline de base.

Structure cristalline : Les minéraux argileux sont des silicates d'aluminium hydratés dont la structure est relativement complexe. Dans les particules d'argile, qui sont des empilements de feuillets, on distingue deux corps minéraux qui constituent les deux structures de base à partir desquelles sont construites toutes les argiles :

- **La silice tétraédrique SiO_2 :** Le feuillet en tétraèdre est une combinaison d'unités tétraédriques de silice composées de quatre atomes d'oxygène aux sommets entourant un atome unique de silicium. L'un des atomes d'oxygène possède une valence libre et peut ainsi être mis en commun avec un autre feuillet. La Figure II.1a représente schématiquement le feuillet en tétraèdre le plus courant
- **L'hydroxyde d'aluminium octaédrique $\text{Al}(\text{OH})_3$:** Le feuillet en octaèdre est une combinaison d'unités octaédriques composées de six atomes d'oxygène ou d'hydroxyle entourant un atome d'aluminium, de magnésium, de fer ou d'un autre élément. Ce second réseau est un peu plus complexe. L'élément de base est l'hydroxyde d'aluminium. Il existe dans le feuillet des atomes d'oxygène possédant une valence libre qui se superposent à ceux du feuillet tétraédrique et permettent des

liaisons covalentes entre les deux feuillets. La Figure II.1b représente schématiquement le feuillet octaédrique

Tous les minéraux argileux sont de très petits cristaux colloïdaux (de diamètre inférieur à 1µm) qu'on ne peut voir qu'au microscope électronique (Holtz, 1991). Les cristaux ressemblent à de minces plaques ou plaquettes. Ces plaquettes sont un empilement de feuillets à structure atomique répétée. Cela explique la difficulté de leur étude qui ne peut se faire par des moyens conventionnels (loupe binoculaire et microscope optique). Leur étude demande en effet l'utilisation du microscope électronique et de la radiocristallographie (R X).

En réalité, il n'existe que deux types de feuillets de cristaux de base, les feuillets en tétraèdre ou de silice et les feuillets en octaèdre ou d'alumine. Leur constitution se différencie par le mode d'empilement de ces feuillets. Elles se différencient par leur composition chimique et minéralogique, par leur formation, par leur structure, par les dimensions, par la forme et l'arrangement de leurs particules.

Caractéristiques des principales familles des minéraux argileux

Il existe trois types d'argiles (*Holtz & Kovacs, 1991*):

- La kaolinite.
- La montmorillonite.
- L'illite.

a) Famille de Kaolinite : La kaolinite est constituée d'une succession de couches alternées de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (aluminium). Elle a un écart réticulaire de 0,72 nm, sa structure est compacte et comprend deux couches superposées, une couche de tétraèdres (Si) et une couche octaédrique (Al), leur liaison se fait par les atomes d'oxygène. A cause de l'empilement d'une couche de ces deux feuillets de base, la kaolinite est considérée comme un minéral argileux 1:1 (Fig. II.1c). Les liaisons entre les feuillets étant du type « liaison hydrogène » donc des liaisons faibles.

b) Famille de la montmorillonite : La particule de la montmorillonite résulte de l'empilement des feuillets élémentaires. La montmorillonite (smectite) est un minéral argileux composé de deux feuillets de silice et d'un feuillet d'alumine (Fig. II.1d). La montmorillonite est désignée comme un minéral 2:1. Le feuillet en octaèdre se trouve entre deux feuillets de silice. La liaison entre deux feuillets est une liaison type hydrogène, mais très faible de telle sorte que les molécules d'eau peuvent s'installer entre les feuillets, il peut y avoir jusqu'à cinq à six couches de molécules d'eau. L'épaisseur de la couche 2:1 est d'environ 0.96 nm. La capacité d'absorption en eau peut être considérable ce qui en résulte le gonflement de ces argiles. Il s'agit donc d'un minéral particulièrement fragile. Elles sont très appréciées pour la confection des boues de sondage.

Dans la nature les roches argileuses peuvent être constituées par une seule espèce de minéraux argileux ou par la combinaison de deux ou plusieurs espèces. Dans le premier cas on trouve par exemple les argiles kaoliniques où la kaolinite constitue l'essentiel des minéraux, et la bentonite constituée essentiellement de montmorillonite.

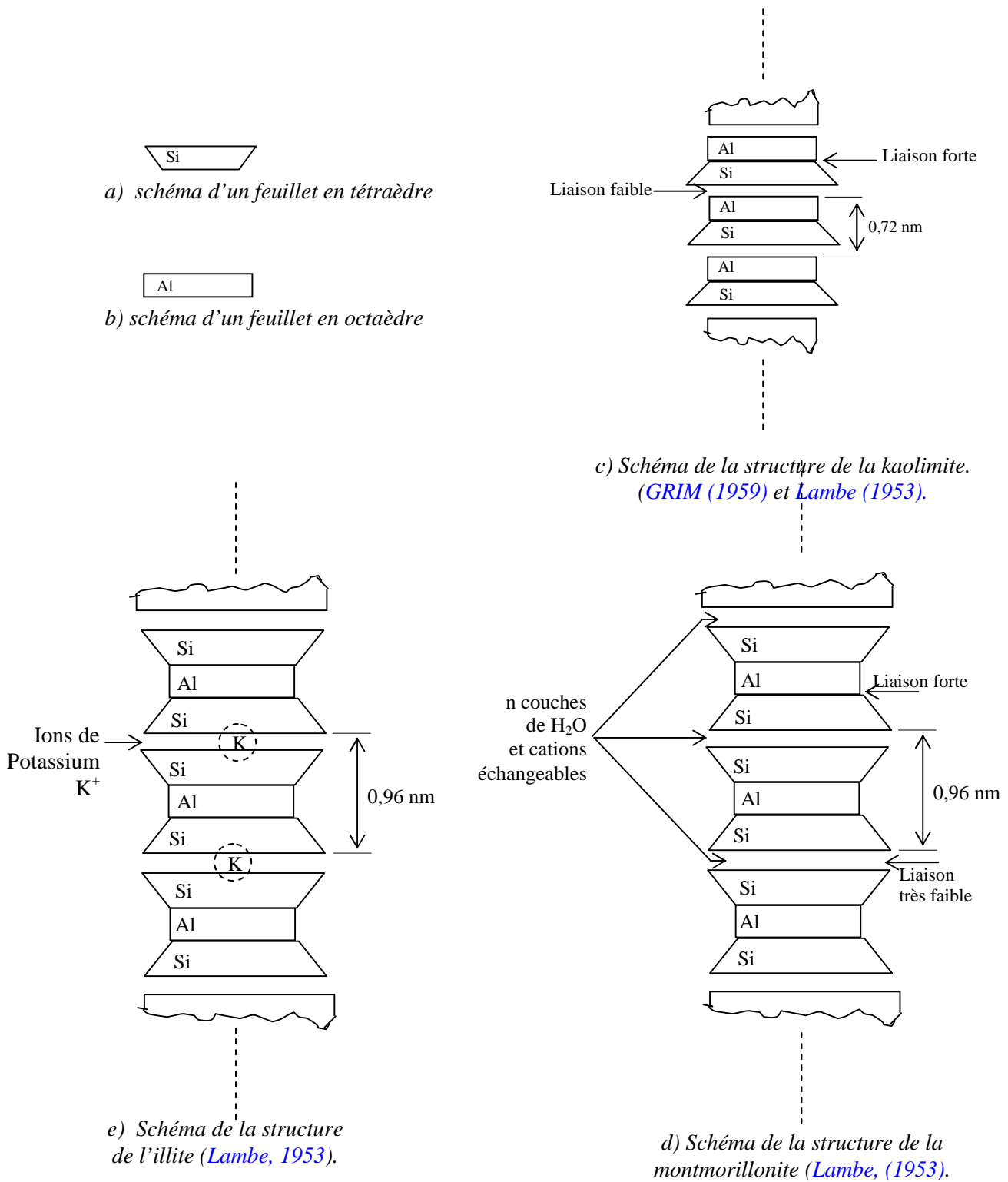


Figure II.1 : Structure des principaux types d'argiles.

c) Famille d'illite (ou argile micacée) : L'illite a une structure analogue à la montmorillonite mais des ions de potassium sont intercalés entre les feuillets tétraédriques ; grâce à ces ions la liaison est relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement pas plus s'intercaler. La distance réticulaire est de 0,96 nm, sa structure est assez rigide, elle est formée d'une couche d'octaèdres entre deux couches de tétraèdres (Fig. II.1e). Ces argiles sont très peu gonflantes. Il ressort de tout cela que l'analyse minéralogique des argiles permet de donner une classification suivant l'épaisseur des feuillets élémentaires constitutifs.

II.2.1.3. Marnes

Les marnes sont des roches meubles dont les principaux minéraux sont des argiles d'une part, des carbonates de chaux d'autre part. Leurs propriétés sont très variables selon les proportions de l'un et de l'autre. Elles forment une famille de sols qui se situent entre les argiles et les calcaires :

- | | |
|-------------------------|-------------------------|
| - Les argiles franches | % carbonate <10 % |
| - Les argiles marneuses | 10 < carbonate <30 % |
| - Les marnes | 30 < % carbonate < 70 % |
| - Les calcaires marneux | 70 < % carbonate < 90 % |
| - Les calcaires francs | % carbonate > 90 % |

Les argiles marneuses et les marnes proprement dites ont des propriétés voisines de celles des argiles. Leur sensibilité à l'eau diminue lorsque la proportion de calcaire augmente.

II.3 LES STABILISANTS UTILISES

II.3.1 Le ciment CPA

Les ciments sont des liants hydrauliques, qui sont des poudres fines constituées de silicates et d'aluminates de chaux qui s'hydratent en présence d'eau pour donner naissance à un matériau solide, véritable roche artificielle.

Les ciments portland artificiels résultent du clinker avec une proportion de gypse servant à régulariser la prise. Ils sont mélangés en général avec une forte proportion de matière inerte pour la fabrication des mortiers et des bétons, ainsi que pour certains travaux routiers comme les graves- ciment et les sols stabilisés au ciment

II.3.2. La chaux

En des temps immémoriaux, l'homme qui vient de découvrir le feu, s'aperçoit que les pierres utilisées pour les foyers se désagrègent à la chaleur, puis se lient sous l'action de l'eau et finissent par durcir progressivement au contact de l'air, ainsi naît la chaux, naturellement, sous l'action de trois éléments le feu, l'air et l'eau.

Les premières traces de la fabrication de la chaux remonte à la maîtrise de la pierre. Elle était utilisée comme liant dans la construction. Il existe plusieurs catégories de chaux depuis les

chaux grasses jusqu'aux chaux hydrauliques artificielles, en passant par les chaux hydrauliques naturelles.

Ces chaux présentent un certain nombre de propriétés très intéressantes souvent ignorées. Elles sont utilisées en général dans des travaux où l'on n'a pas besoin d'avoir d'importantes résistances mécaniques. Les chaux constituent alors un liant de choix, c'est le cas de beaucoup d'éléments en mortier bâtard où en béton non armé, ce désintéressement est lié à leurs modestes résistances mécaniques par rapport à celle du ciment portland et à la non connaissance de leurs propriétés et de leur possibilité d'utilisation. Enfin, elles sont de plus en plus utilisées dans les travaux routiers, pour le traitement des sols comme un des éléments entrant dans la constitution de certaines couches de base.

Les chaux grâce à leur finesse, améliorent la plasticité et la rétention d'eau des bétons. Elles peuvent être utilisées comme adjuvant plastifiant, mais généralement à des doses supérieures à 5% de ciment. Les chaux sont parfaitement compatibles avec la plupart des autres liants hydrauliques et en particulier avec le ciment portland. Les chaux conviennent bien pour traiter des sols ayant des teneurs en argiles non négligeables (sols argileux ou limoneux). Des études bibliographiques montrent que les réactions de la chaux avec les sols sont extrêmement complexes et difficilement prévisibles. Le tableau II.1 présente les principales caractéristiques des chaux.

Tableau II.1 : Caractéristiques principales des chaux (Venuat, 1980).

Matériau	Masse Volumique ρ ($/cm^3$)	Densité apparente - poids du litre non tassé (g/l)	Surface Spécifique (cm^2/g)
Chaux Vive CaO	3,2 - 3,4	850 - 1000	Très variable
Chaux éteinte Ca (OH) ₂	2,2 - 2,4	500 - 650	8000 - 12 000
Chaux hydraulique	2.6 - 2,9	600 - 800	5 000 - 8 000

Conclusion : Ces liants qui sont de prise lente peuvent avoir des résistances finales élevées. Différentes études en géotechnique routière ont abouti à la conclusion que l'amélioration des caractéristiques des sols traités à la chaux et / ou ciment étaient due principalement à des produits provenant des réaction secondaires entre la chaux libérée et les minéraux argileux.

II.4. STABILISATION

II.4.1. Définition et objectif

Stabiliser un sol consiste à modifier une des propriétés de ce sol en vue d'améliorer ses performances techniques. Ou encore, selon Doat (1979) on appelle stabilisation des sols, l'ensemble des procédés permettant d'améliorer leurs caractéristiques.

La stabilisation d'une terre a pour objectif d'utiliser ce matériau dans la construction en améliorant ses caractéristiques mécaniques et sa durabilité.

II.4.2. Différents types de stabilisation

Les techniques d'amélioration des caractéristiques des matériaux à base de terre sont communément désignées sous le nom de stabilisation, l'amélioration porte sur les caractéristiques rhéologiques, mécaniques et sur la durabilité du matériau (tenue à l'eau). Les principales techniques sont :

1. **La stabilisation physico-chimique à froid (Kante, 1984) :** C'est la stabilisation par compactage (ou densification) d'un sol avec des ajouts de produits chimiques. Les principaux produits chimiques utilisés sont des liants hydrauliques dont le rôle est de consolider le matériau par cimentation et de réduire l'affinité à l'eau.
2. **La stabilisation sans incorporation de stabilisants :** On distingue :
 - La stabilisation par compactage, elle consiste à resserrer les particules entre elles, donc augmenter la compacité et la densité du matériau, ce qui entraîne une amélioration de la résistance à la compression.
 - La stabilisation par dessiccation, technique très ancienne, qui consiste à mouler la terre avec une teneur en eau élevée sans compactage et à laisser les briques sécher au soleil. Cette technique présente beaucoup d'inconvénients : après séchage, les briques présentent des fissurations importantes.
3. **La stabilisation avec incorporation de stabilisants :** On distingue deux sortes de stabilisants, les stabilisants chimiquement inertes (sable, limon, gravier.....) et les stabilisants physico-chimiques.

- **Les stabilisants chimiquement inertes :** Ils agissent essentiellement sur la composition granulométrique du matériau, donc sur les propriétés mécaniques. Ils sont généralement plus ou moins stables, leur frottement interne est fort à l'état sec et ils n'ont aucune cohésion ni plasticité. Le sable est l'un des stabilisants chimiquement inertes. Il est constitué de particules stables, comprises entre 0,08 et 5 mm. A l'état sec, sa cohésion est nulle, mais présente une résistance mécanique due au frottement interne des particules qui le composent. A l'état humide, il présente une cohésion apparente due à l'eau occupant les vides situés entre les grains. Le traitement d'un sol au sable permet de faire varier la granulométrie et d'améliorer la résistance mécanique du matériau obtenu (Keraali, 2002).

- **Les stabilisants physico-chimiques :** L'utilisation de stabilisants physico-chimiques consiste à rendre irréversibles les améliorations obtenues par compression et d'obtenir des qualités que la compression n'a pas procurées à la terre. Pour les matériaux argileux, la stabilisation physico-chimique apportera essentiellement une insensibilisation à l'eau (Venkatrama Reddy, 2002). Les stabilisants les plus utilisés sont la résine, le bitume et pour obtenir des caractéristiques mécaniques élevées il est nécessaire d'utiliser les liants.

a- Stabilisation au ciment : (Vilenkina, 1956 ; Bezrouk, 1956 ; Herzog et Mitchell, 1963). Un ciment mélangé avec un sol, si la quantité d'eau est suffisante, va s'hydrater pour donner naissance à un nombre de constituants hydratés qui forment des liaisons mécaniques diverses au cours de la prise du ciment. Plus l'argile est fine moins l'action du ciment est efficace et il faut se méfier des sols contenant une proportion sérieuse d'ultra argile (Bell, 1976). Les principaux constituants du ciment Portland sont :

- Le silicate tricalcique C_3S : $3CaOSiO_2$ (35% à 65%)
- Le silicate bicalcique C_2S : $2CaOSiO_2$ (10% à 40 %);
- L'aluminate tricalcique C_3A : $3CaOA1_2O_3$
- Le ferroaluminate tétracalcique C_4AF : $4CaOA1_2O_3Fe_2O_3$
- Le sulfate de calcium qui est un retardateur de prise du C_3A , il se trouve à un pourcentage n'excédant pas 5%. Dans le cas des ciments portlands artificiels (CPA) les produits hydratés formés sont le silicate de calcium hydraté CSH (*Komar, 1978*), provenant des silicates bi et tricalcique, la portlandite $Ca(OH)_2$, l'aluminate de calcium C_4AH_{13} provenant du C_3A et la soufmo-aluminate de chaux (par réaction du gypse avec le C_3A) d'abord sous forme d'étringite ($3CaOA1_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 31H_2O$), puis sous forme de monosulfo aluminate ($C_3A \cdot SO_4Ca \cdot 12H_2O$).

Les réactions peuvent être un peu différentes dans le cas d'un sol argileux. L'hydroxyde de chaux $Ca(OH)_2$ formé par l'hydratation du ciment pourra peu à peu se combiner aux éléments argileux du sol. Les particules d'argile pourront ralentir la prise du ciment en formant autour des grains une enveloppe protectrice.

La vitesse et le taux d'hydratation dépendent principalement des constituants des ciments, de leur finesse, de la teneur en eau et de la température. C'est la croissance des microcristaux formés qui donne au mélange (sol- ciment) une certaine cohésion et une résistance qui croît avec le temps.

b- Stabilisation à la chaux (*Le Roux, 1969 ; Gresillon, 1976 ; Verdyen et al., 1971*) : Les études réalisées dans plusieurs laboratoires montrent que les réactions de la chaux avec les sols sont extrêmement complexes et difficilement prévisibles. C'est une stabilisation mixte par cimentation et réaction chimique. Il se produit en effet une réaction avec les silicates et aluminates conduisant à la formation de composés pouzzolaniques stables. Avec la chaux les réactions sont lentes, on peut essayer les premières éprouvettes stabilisées avec du ciment après 7 jours de séchage, mais il faut attendre au moins 6 semaines pour les éprouvettes stabilisées à la chaux. Les sols stabilisés à la chaux continuent longtemps à gagner en résistance, surtout à température élevée (*Peret, 1977*).

Le gain en résistance d'un matériau traité à la chaux est très dépendant du type et de la quantité d'argile contenue dans le sol mais aussi des conditions de conservation du matériau pendant la période de cure. En effet les réactions chimiques de cristallisation peuvent être très différentes suivant que l'air ambiant est sec ou humide, chaud ou froid. L'apport de chaux, sous forme de poudre, a un effet instantané sur le matériau. Ce phénomène s'explique par le fait que la chaux est très hydrophile et a tendance à capter l'eau libre du matériau pour s'hydrater. C'est cette propriété qui est couramment utilisée en travaux publics pour mettre en œuvre rapidement des sols argileux trop humides.

L'action de la chaux concerne les particules argileuses contenues dans le sol. Son incorporation dans le sol procure à ce dernier des effets à court terme (immédiat) ainsi que

des effets à long terme. Dans les premiers temps, l'addition de la chaux vive ou éteinte provoque en quelques heures une floculation des argiles qui résulte des ions calcium de la chaux en constituant des ponts entre les particules (Croft, 1964). L'addition de la chaux donne également une évaporation d'eau complémentaire lors du malaxage par aération du sol et apport d'une certaine poudre sèche. Cette réduction d'eau dépend de la qualité et de la quantité de chaux utilisée. Ces changements de comportements qui viennent d'être cités modifient profondément et très rapidement les propriétés géotechniques des sols argileux.

A long terme la chaux se combine lentement aux constituants des argiles pour donner naissance à des produits hydratés du type C.S.H. (par action sur l'alumine des argiles). Les conséquences, du point de vue propriétés des sols traités sont les suivantes :

- Augmentation de la cohésion et de la résistance mécanique,
- diminution des variations de volume
- amélioration à l'action de l'eau après immersion.

Mais toutes ces actions complexes dépendent à la fois de la nature des argiles et de la nature des chaux utilisées. On emploie de faibles proportions de chaux, 2, 5 à 10%, qui suffisent, et l'amélioration de la qualité du sol, dans les essais de laboratoire est vraiment satisfaisante. L'action de la chaux sur l'argile n'est pas encore bien définie elle abaisse l'indice de plasticité et en forme, en outre une espèce de ciment naturel.

L'étude de ce type de stabilisation présente un grand intérêt vu le prix bas de la chaux.

II.5. UTILISATION DE LA CHAUX

III.5.1. Produits à base de chaux

Pendant longtemps l'utilisation de la chaux pour obtenir des éléments solides en pierre artificielle résistants à l'eau n'a été qu'une exception car dans les conditions naturelles la chaux durcit très lentement, les éléments obtenus sont de basse résistance (de 1 à 2 MPa) et sont facilement détremés en présence de l'eau.

En 1880, il a été établi que lorsqu'on traite des mélanges chaux et sable en autoclaves où le durcissement se fait dans l'ambiance de vapeur sous pression de 0,8 MPa et plus (à une température supérieure à 170 °C), on obtient des éléments très solides, résistants à l'eau et de grande longévité. La transformation du mélange chaux-sable d'un matériau se détremant facilement et peu résistant en un matériau solide et résistant à l'eau réside dans ce qui suit :

Dans les conditions naturelles le sable d'un mélange chaux-sable est inerte et n'est pas capable d'entrer en réaction chimique avec la chaux. Aussi dans les conditions naturelles, les mortiers chaux-sables n'acquièrent leur résistance que principalement par durcissement de la chaux. Mais dans l'ambiance d'une vapeur saturée (100% d'humidité) à une température de 170°C et plus la silice du sable devient chimiquement active et commence à réagir rapidement avec la chaux suivant la réaction $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{SiO}_2 + (n-1) \text{H}_2\text{O} = \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ formant un silicate hydraté de calcium, une substance solide et résistant à l'eau. Les mélanges chaux-sable sont utilisés pour la fabrication des gros éléments pour la construction préfabriquée.

II.5.2. Chaulage des sols en vue de leur utilisation dans les digues

Les techniques d'amélioration des sols par chaulage ont été largement utilisées, dans les années récentes, particulièrement pour la stabilisation des sols en place dans les domaines de géotechnique routière, dans les digues et des constructions des pistes d'aéroport. Selon Alexander et al, la réaction sol-chaux peut être expliquée par deux phases distinctes :

- une réduction immédiate des propriétés de plasticité, qui est le résultat de l'échange basique et de la floculation,
- une réaction possible de cimentation pour certains sols

II.6. HOMOGENEITE DES SOLS

II.6.1. Introduction

Dans le cadre d'une recherche sur le calcul et le comportement des remblais routiers de grande hauteur Camapum de Carvalho () a étudié de manière approfondie l'ensemble des problèmes liés au compactage des sols. Trois méthodes ont été comparées :

- Compactage dynamique
- Compactage statique
- Vibro- compactage.

Deux méthodes d'analyse sont possibles pour étudier l'influence du compactage sur la structure (*William & Callister, 2000*) :

- La macro-analyse, qui est la plus utilisée, consiste à envisager des paramètres tels que teneur en eau, poids volumique, granulométrie, homogénéité et comportement mécanique des sols compactés.
- La micro-analyse, très peu utilisée dans les projets d'ouvrage, fait intervenir l'analyse chimique et micro-structurale du matériau.

II.6.2. Incorporation de stabilisants à un sol

II.6.2.1. Importance d'un bon malaxage

La qualité d'un sol traité dépend non seulement du sol et du stabilisant, mais aussi de la méthode de préparation du produit final. Les phases délicates d'une mise en œuvre sont le malaxage, le compactage et la cure. Ce paragraphe est consacré à la question très importante de l'incorporation d'un stabilisant à un sol.

On peut accepter, sans trop de risques, le principe général suivant (*Ilker, 1969*) : « Plus le mélange sol-stabilisant est intime, meilleur est le produit final ». Plus on soigne le mélange, meilleur est la résistance du sol traité. On remarque que la résistance d'un mélange donné de sol et de ciment variait de 5 à 20 bars selon la qualité du malaxage.

Des essais exécutés tant en Angleterre qu'au États-Unis ont montré que la résistance d'un sol traité, malaxé sur chantier, est inférieure à celle que l'on peut obtenir en laboratoire. La valeur moindre de cette résistance est en général, attribuée à un moins bon malaxage.

II.6.2.2. Mesure de l'homogénéisation des mélanges

Le principal obstacle dans la conduite des études de malaxage est dû à la difficulté de définir et de mesurer le degré de malaxage. Michaels et Ptuzinauskas ont proposé un « indice d'uniformité » pour mesurer la qualité d'une répartition ou l'homogénéité d'un mélange. Les anglais ont évalué le malaxage sur chantier plutôt d'après les qualités du produit final que par un indice de mélange quelconque.

II.6.2.3. Sol et produit d'addition

La facilité et la perfection avec lesquelles un sol et un stabilisant peuvent être mélangés dépendent évidemment de la nature des composants. Les variations de résistances obtenues avec le sable limoneux furent considérables, s'étendant, dans un cas, d'un maximum de 80 bars à un minimum de 19 bars.

II.6.3. Etude de l'homogénéité des échantillons compactés

Cette étude a été menée sur un ensemble d'échantillons pour lesquels le mode de compactage a été décrit ci-dessous :

- **Compactage dynamique :** Des échantillons de 5,08 cm de diamètre ont été carottés dans le moule Proctor après compactage à l'optimum Proctor modifié.
- **Compactage statique :** Les échantillons ont été directement compactés dans un moule de 5,08 cm de diamètre sous une pression de 500 Kpa maintenue pendant 5 minutes (*Oliver, 1994*).

L'homogénéité des échantillons ainsi obtenus a été testée au moyen de la méthode des rayons X décrite par Barbe et Lartaut.

Sur la Figure II.2a apparaît le diagramme donnant la variation du poids volumique humide sur la hauteur de l'échantillon compacté dynamiquement. Il met en évidence une augmentation du poids volumique du haut vers le bas. Ce mode de préparation présente l'inconvénient, lié directement au compactage, qui est l'existence d'un gradient de compacité positif du haut vers le bas qui provient des rechargements successifs des couches inférieures lors du compactage des couches supérieures. Le diagramme du même type pour les échantillons compactés statiquement apparaît sur la Figure II.2b. L'échantillon compacté statiquement d'un seul côté présente un poids volumique diminuant de haut vers le bas. Ces résultats simples montrent déjà que, dans le cas du compactage statique, le gradient de compacité est du au frottement sol-moule qui absorbe une partie de l'énergie fournie.

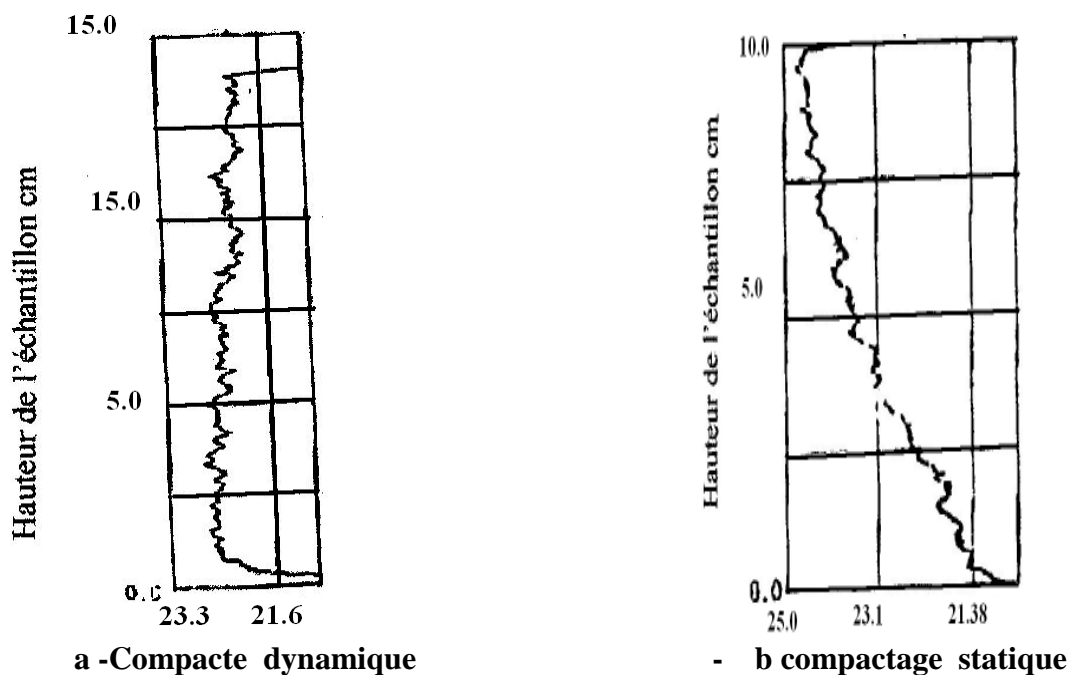


Figure II.2 : Etude aux rayons X du poids volumique d'échantillon humide KN/m^3 en fonction de la hauteur

II.6.4. Conclusion

Le malaxage a une très grande influence sur la résistance, on doit porter un grand soin au malaxage, compactage et à la cure si on veut obtenir un produit final de qualité. Selon le degré d'homogénéité, la résistance peut varier considérablement. En comparant deux modes de compactage, les études montrent que le compactage dynamique donne une meilleure homogénéisation du poids spécifique de l'échantillon.

II.7. RETRAIT

La dessiccation qu'elle soit uniforme ou non uniforme, s'accompagne d'une augmentation de la pression capillaire et des tensions de surface qui jouent également un rôle dans l'évolution du comportement mécanique du matériau au cours de la dessiccation.

La cause la plus fréquente des changements de volume est le retrait. Plusieurs appellations sont mentionnées dans la littérature : retrait capillaire, retrait d'évaporation, retrait de séchage ou retrait de dessiccation (Gaher,). Le phénomène du séchage qui est à l'origine du retrait est très important dans la pratique. En effet, il occasionne :

- des tensions internes et des microfissures.
- des fissures externes visibles qui nuisent à l'esthétique et à la pérennité de l'ouvrage.

II.7.1. Séchage

Une dessiccation trop rapide, comme le simple fait de laisser l'éprouvette à l'air libre, provoque l'apparition de fissures qui empêchent leur manipulation ultérieure. En effet un séchage rapide, provoque l'évaporation brutale de l'eau, engendre un retrait qui est à l'origine de la fissuration et de la détérioration du produit. A titre d'exemple, pour éviter ceux-là, Kante a procédé de la manière suivante :

1. Après démoulage, les éprouvettes sont placées dans un humidificateur dont le degré d'humidité est maintenu à 90% grâce à une solution d'acide sulfurique, des pesées sont effectuées toutes les 24 heures. On observe, au bout de sept jours, la stabilisation de leur masse avec une teneur en eau de 9,3%.
2. Elles sont ensuite placées dans un autre humidificateur à 50% d'humidité pendant le même temps, leur teneur en eau est alors de 5,5 % .
3. Elles demeurent enfin pendant sept jours encore dans un humidificateur à 30% d'humidité, le matériau possède alors une teneur en eau de 2,7 % et les éprouvettes sont ensuite placées dans une étuve à 60 ° C jusqu' à leur utilisation pour différents essais.

Toutes ces opérations permettent d'obtenir des échantillons de bonne géométrie qui confère au matériau l'apparence d'une roche. Ainsi, le stade du séchage des produits, effectué dans des installations adéquates, constitue une étape essentielle de la fabrication en raison des dangers de fentes. Il faut donc chercher à ce que l'élimination de l'eau s'effectue rapidement, convenablement et à bon marché.

II.7.2. Rappel sur la capillarité de l'eau et la loi de Jurin

Dans un tube très fin plongé dans l'eau, le niveau de l'eau monte par capillarité (Fig. II.3). On peut calculer sa hauteur en écrivant que les forces de tension superficielles équilibrent le poids de la colonne d'eau :

Pour un tube propre, $\alpha = 0$ T est parallèle à la paroi du tube

$$-2 \pi r T - \pi r^2 \gamma_w H_c = 0 \quad \text{avec} \quad H_c = -2T / \gamma_w r \quad (\text{Loi de Jurin}) \quad (\text{II.1})$$

Avec :

$$r = R_m \cos \alpha$$

α : Angle que fait la tension T avec la paroi verticale du tube

T : Tension superficielle

H_c : Hauteur d'ascension capillaire

R_m : rayon du ménisque

r : Rayon du tube capillaire

γ_w : poids spécifique de l'eau

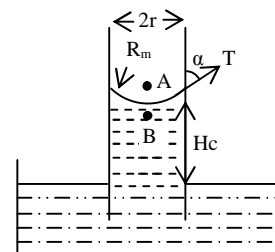


Figure II.3a : Loi de Jurin

D'après la relation, H_c est proportionnel à $1/r$. H_c est négative il s'agit d'une dépression. La tension superficielle de l'eau est de l'ordre de 8.10^{-4} N/cm ce qui est faible; il faut donc que r

soit très petit pour que H_c soit élevé (Philipponnat, 1979). Quelques valeurs de H_c sont données ci-dessous :

$r = 1\text{ mm}$	$H_c = 1,6\text{ cm}$	$r = 1\mu$	$H_c = 16\text{ m}$
$r = 0.1\text{ mm}$	$H_c = 16\text{ cm}$	$r = 0.1\mu$	$H_c = 160\text{ m}$
$r = 10\mu$	$H_c = 160\text{ cm}$		

Dans les sols le phénomène est plus complexe, les tubes capillaires retiennent des gouttes parfois de grandes longueurs.

Loi de Laplace : $P_A - P_B = H_c \gamma_w = 2T / R_m$ (Loi de Laplace) (II.2)

La pression en A est la pression atmosphérique. L'un des résultats importants que traduit cette loi est que la pression de l'eau derrière le ménisque est donc inférieure à la pression atmosphérique. Donc, entre 2 points A et B situés de part et d'autre du ménisque de rayon R_m , existe une différence de pression égale à la hauteur d'eau dans le tube (Fig. II.3a). Dans les sols non saturés, l'eau s'accroche entre les grains, particulièrement dans les zones voisines des points de contact, par suite de phénomène de capillarité.

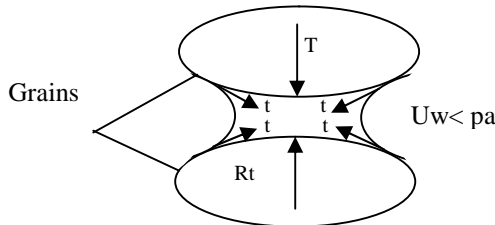


Figure II. 3b : Les forces de capillarité rapprochent les 2 grains



Figure [II.3c] : Les grains soudés par les forces capillaires

Les 2 grains de sol possèdent, autour de leur point de contact, de l'eau retenue par capillarité. La pression u_w de cette eau est inférieure à la pression atmosphérique et à tendance à rapprocher les deux grains (Fig. II.3b). La tension capillaire dû au ménisque conduit à une résultante R_t sur chaque grain qui tend à les souder.

D'après la théorie citée ci-dessus les dépressions capillaires expliquent comment les particules les plus fines sont reliées par des ponts d'eau dont les ménisques exercent des contraintes d'autant plus importantes que les rayons de courbure des ménisques sont plus petits loi de Laplace (Fig. II.3c, Philipponnat (1979)).

II.7.3. Mécanisme de retrait

Les ménisques capillaires retiennent les particules ensemble, ce qui contribue à augmenter les forces de contact entre les particules. La contrainte intergranulaire est égale à σ' . La pression atmosphérique agissant sur l'échantillon d'argile au laboratoire est $\sigma = 0$; il s'ensuit :

$$\sigma' = \sigma - u = -u \quad (II.3)$$

Lorsque l'eau s'évapore les rayons diminuent alors les grains se resserrent entre eux et entraînent la diminution du volume, tandis que le squelette solide est comprimé et se raccourcit : c'est le phénomène du retrait

La tension interne de l'eau a donc pour effet de lier les grains de sol. Plus la tension capillaire est grande, plus l'attraction entre les grains est importante. La pression de l'air extérieure rapproche les grains et de ce fait augmente considérablement leur résistance. Des recherches ont montré qu'on peut obtenir différentes distributions de diamètres de pores pour un sol donné selon le procédé de compactage utilisé et la teneur en eau.

Une diminution de la teneur en eau (augmentation de la succion) correspond à une étreinte sur le squelette, ce qui entraîne une diminution du volume (retrait) dans les sols. Plus la succion augmente plus le degré de saturation diminue. Plus un sol est desséché, plus l'eau interstitielle est en dépression. C'est pour cela qu'une argile sèche est avide d'absorber de l'eau. Le départ de l'eau provoque un retrait, parce que cette eau est plus au moins liée au solide. L'étude du mécanisme de retrait revient à étudier cette liaison

II.7.4. Variation du retrait en fonction de l'hygrométrie

Le retrait évolue en fonction de l'état hygrométrique ambiant. Si l'atmosphère est sèche, le retrait augmente et dans le cas où l'atmosphère devient humide, de la vapeur se condense dans les capillaires, le retrait diminue. Le retrait est dû principalement à une perte d'eau depuis la périphérie jusqu'au centre des pièces, il est plus rapide vers l'extérieur. Ce phénomène cesse lorsque la teneur en eau atteint la limite de retrait (*Remblay, 1997*).

Le retrait de séchage survient lorsque l'humidité ambiante est inférieure à celle qui règne dans la porosité du matériau, des migrations d'eau se produisent de l'intérieur vers l'extérieur du produit. Soumis à la dessiccation, le sol perd une partie de son eau interstitielle, des ménisques se forment autour de ses grains. Il s'agit là très probablement de la perte de l'eau adsorbée (*Caquot & Kérisel, 1966*). Lorsque le retrait progresse, les ménisques deviennent de plus en plus petits, les tensions capillaires et la pression atmosphérique comprime la matière. Pendant l'assèchement d'un sol on peut observer trois phases successives du déroulement du retrait (*Nowamooz, 2007*).

a) Zone de forte humidité : Dans la première phase, tous les macro pores sont complètement saturés. Il s'agit du retrait normal. Les grains se rapprochent au fur et à mesure que le volume d'eau diminue, le sol est toujours saturé et son volume apparent diminue. La diminution du volume du sol est égale au volume d'eau perdu. Dans cette phase, le sol est toujours saturé et donc, l'air n'entre pas dans les pores. L'eau forme une couche autour des particules d'argile. L'épaisseur de cette couche augmente avec la teneur en eau tout en restant stable. Cette couche d'eau permet le cisaillement facile, la lubrification entre les particules et donc la plasticité. Quand la quantité d'eau devient trop importante, la couche devient trop épaisse et n'est plus stable, le matériau perd sa plasticité et devient une barbotine liquide (*Kommann, 2006*). C'est la limite de liquidité

b) Phase transitionnelle : La deuxième phase (retrait résiduel), appelée phase transitionnelle, commence au point d'entrée d'air due à l'évaporation de l'eau de surface des macro-pores. Une fois la limite de retrait atteinte, l'air entre et occupe les vides du sol (point d'entrée d'air), de telle sorte que la diminution du volume de sol est beaucoup plus faible que le volume d'eau perdue. Le sol se désature et l'air entre dans les pores. En revanche, l'air sera enfermé dans les pores et quelques pores seront encore saturés.

c) Phase d'absence de retrait : Le volume du sol ne peut plus varier du fait de l'agencement des particules, mais l'eau continue de s'évaporer. Le sol ne peut plus perdre de volume, l'air occupe tout l'espace des macro-pores et l'état de volume constant sera atteint.

II.7.5. Limite de retrait

On appelle limite de retrait la teneur en eau à laquelle le volume cesse de diminuer tandis que son degré de saturation est encore voisin de 100 % (*Holtz & Kovacs, 1991*). La limite de retrait w_r sépare l'état solide sans retrait de l'état solide avec retrait. A cette teneur en eau précise, les ménisques capillaires commencent à pénétrer la surface du sol dont la couleur passe alors du brillant au mat, se produit un changement de couleur et l'éprouvette atteint une longueur minimale.

Les essais de détermination des limites de retrait conventionnelle et effective sont décrits et détaillés dans les normes expérimentales XP P94060.1 et XP P94060.2.

II.7.5.1. Essai de dessiccation : détermination de la limite de retrait conventionnelle w_r

La description de cet essai est détaillée dans la norme expérimentale (XP P94 060.1). L'essai consiste à préparer, à partir d'un échantillon de sol, une pâte constituée des éléments passants au tamis de 0,40 mm et à soumettre ces éprouvettes de volume initial connu de cette pâte à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve où une mesure de volume est faite. En postulant que ce volume est identique à celui qui correspond à la limite de retrait et que la variation de volume n'est due qu'au départ de l'eau pendant la dessiccation, il est possible de déterminer la limite de retrait conventionnelle. Notons que cet essai tend à disparaître, en raison de problèmes pratiques posés par leur mise en œuvre (par exemple, l'utilisation de produits dangereux comme le mercure).

II.7.5.2. Essai de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective w_{re}

La norme française XP P94060.2 fournit le détail du matériel et du mode opératoire de l'essai. Cet essai consiste à mesurer la variation de longueur d'une éprouvette cylindrique extraite d'un échantillon intact, disposée sur un bâti et soumise à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve. L'évolution de la variation de longueur avec la teneur en eau représente la courbe de retrait à partir de laquelle la limite de retrait effective est déterminée. La figure II.4 donne un exemple de mesure de la limite de retrait par les 2 méthodes. Contrairement à la limite de retrait conventionnelle qui est déterminé sur un échantillon remanié et qui est donc indépendante de l'état initial du sol, la limite de retrait effective dépend fortement de l'état initial du sol et de sa compacité.

Mesure de la limite de retrait

Terzaghi a proposé de mesurer le volume de l'échantillon séché V_{sec} et le poids du sol séché au four M_s , et qu'on calcule la teneur en eau donnée par la relation suivante :

$$w_r = \left(\frac{V_{sec}}{M_s} - \frac{1}{P_s} \right) P_w \times 100 \quad (\%) \quad (II.4)$$

$$M_w = \rho_w \cdot (V - V_s) \quad \text{avec} \quad V_s = M_s / \rho_s \quad (II.5)$$

$M_w = \rho_w \cdot (V - M_s / \rho_s)$, en divisant les 2 termes par $M_s = V_s \cdot \rho_s$ et sachant que le sol se désature progressivement jusqu'à ce que la teneur en eau atteigne la limite de retrait et le volume correspondant à cette teneur en eau précise est V_{sec} alors la limite de retrait s'écrit :

$$M_w / M_s = \rho_w \cdot [(V / M_s - M_s / \rho_s) / M_s], \quad \text{donc} \quad w_s = \rho_w \cdot [(V_{sec} / M_s - 1 / \rho_s)] \quad (II.6)$$

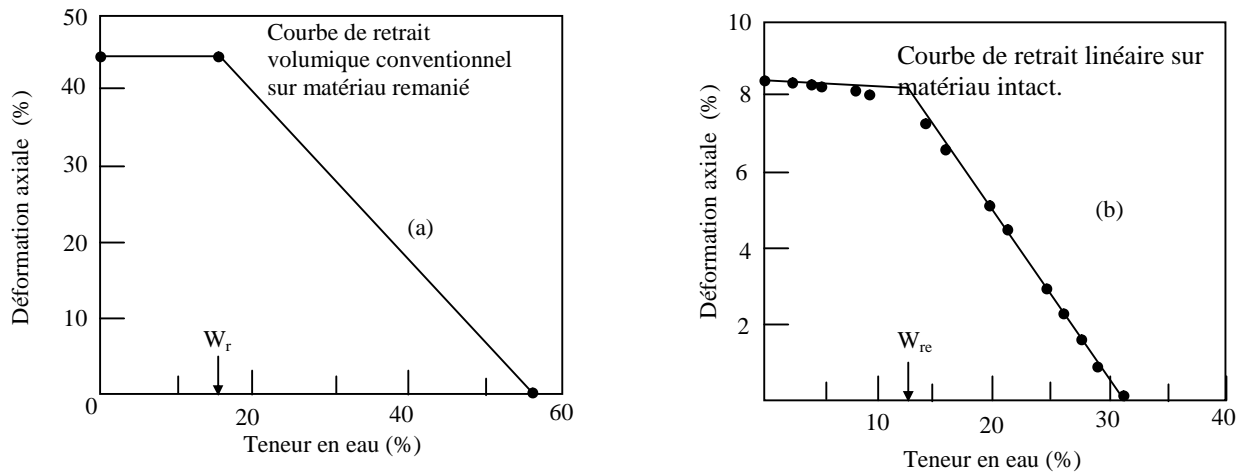


Figure II.4 : Détermination des limites de retrait (a) conventionnelle sur le matériau argileux remanié et (b) effective sur le même matériau intact.

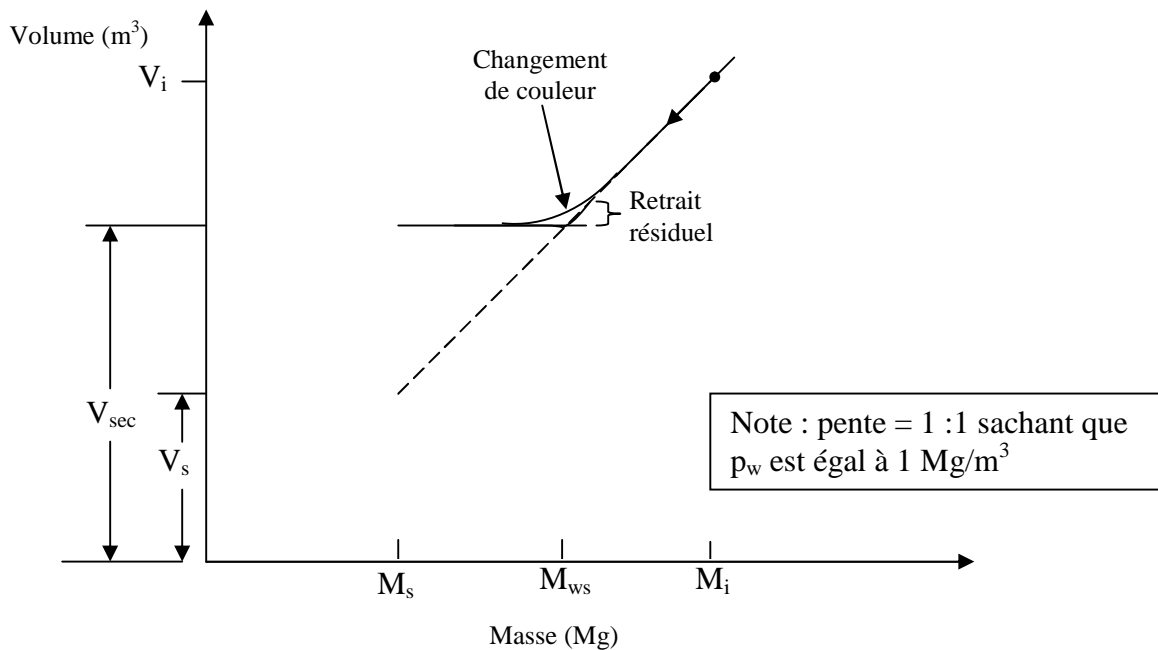


Figure II.4c : Détermination de la limite de retrait en fonction de la masse et du volume V_{sec} .

II.7.6. Courbe de retrait bigot (Koman, 2006)

C'est en 1921 que Bigot a étudié la relation humidité- retrait d'une argile saturée qui est une des données importantes utilisées pour prévoir la facilité de séchage d'un sol argileux. En relevant périodiquement le poids et les dimensions d'un produit au cours de séchage, on peut calculer l'humidité et le retrait à différents moments de séchage. Dans la courbe de Bigot, le point de référence est l'état sec pour faciliter la comparaison des courbes entre elles. Les variations de volume sont données sous forme de longueur et la courbe peut être obtenue à partir d'un seul échantillon. La courbe de la figure II.5, représentant l'évolution du retrait au cours du séchage d'un sol fin, dite courbe de Bigot, est obtenue en portant en abscisse le retrait % et en ordonnée l'humidité.

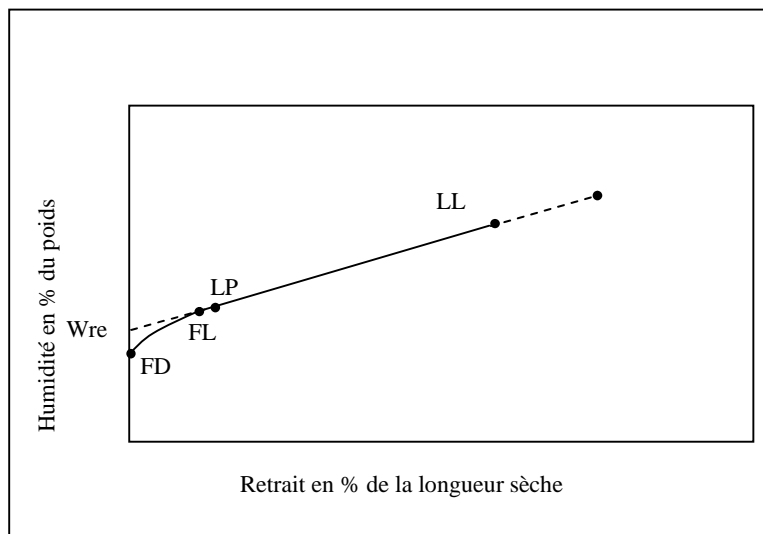


Figure II.5 : Détermination de la limite de retrait W_{re} .

Interprétation de la courbe : Sur la courbe sont représentées les différentes humidités remarquables :

- LL et Lp limites de liquidité et de plasticité selon Atterberg.
- FL : fin de linéarité fin du retrait normal et début du retrait résiduel qui est négligeable.
- W_{re} : limite de retrait effective.

La limite de retrait w_{re} d'un sol est la teneur eau à partir de laquelle le volume V de l'échantillon ne varie plus linéairement avec sa teneur en eau quand on se place en phase de séchage. Pendant le séchage le mélange argileux parcourt toute cette courbe, de la zone saturée à la zone sèche et on retrouve 3 zones qui correspondent à des étapes caractéristiques de la phase de séchage donc du **retrait des sols**. Le déroulement du retrait peut être décrit en 3 phases en fonction de la diminution du volume d'eau et de sol : retrait normal, retrait résiduel et absence de retrait.

a) Première phase de séchage : La première portion de droite constitue la zone de forte humidité pendant laquelle le retrait est proportionnel au départ d'eau, il s'agit de l'eau interstitielle physiquement liée appelée eau capillaire. La zone de linéarité entre LP et LL

correspond donc à la zone de plasticité : pour un mélange argileux cette zone est large. Pour un matériau non argileux cette zone est négligeable. Le départ de l'eau interstitielle s'accompagne d'un retrait du produit. Il s'agit du :

- **Retrait normal** : La diminution du volume du sol est égale au volume d'eau perdu, dans cette phase, le sol est toujours saturé, et donc l'air n'entre pas dans les pores. Le comportement de l'argile pendant cette phase est plastique. L'augmentation de poids correspond exactement à l'augmentation de volume du mélange. La pente est exactement de 1. On explique cette proportionnalité en disant que le milieu est saturé en eau. L'eau forme une couche autour des particules d'argile. L'épaisseur de cette couche augmente avec la concentration d'eau tout en restant stable. Cette propriété de plasticité permet au produit de se déformer sans se rompre, sous l'effet d'une contrainte donnée, et de conserver la déformation acquise lorsqu'on cesse la contrainte. A très petite échelle, l'argile a l'aspect de petites lamelles très minces séparées par de l'eau qui sert de lubrifiant permettant ainsi la déformation sans rupture du sol. Cette configuration est une des causes de leur plasticité. Quand la quantité d'eau devient trop importante, la couche devient trop épaisse et n'est pas stable, le matériau perd sa plasticité et devient une barbotine liquide. C'est la limite de liquidité LL

- **La zone de linéarité** : $LL - LP = IP$ définit l'indice de plasticité. Plus l'argile contenue dans le sol est en grande proportion, plus les valeurs de LL, LP et IP sont fortes. Pour un sol argileux IP est large mais pour un matériau non argileux (sableux par exemple), cette zone est négligeable. Du point de vue pratique, on admet généralement que la période initiale, au cours de laquelle la perte d'eau s'accompagne d'un retrait, doit être menée avec prudence de manière à éviter toute fissuration. C'est pendant cette phase de séchage que les risques d'accidents seront les plus nombreux, car il se créera des tensions entre la surface sèche et l'intérieur du produit encore humide.

b) phase transitionnelle : C'est une zone intermédiaire de passage entre les deux régimes les grains commencent à se toucher ce qui limite la réduction de volume possible (Komman, 2006). Il s'agit d'un retrait résiduel : une fois la limite de retrait atteinte, l'air entre et occupe les vides du sol (point d'entrée d'air) de telle sorte que la diminution de volume ne peut plus varier du fait de l'agencement des particules, mais l'eau continue de s'évaporer.

c) troisième phase de séchage : Enfin, tous les mouvements entre les grains cessent. L'eau résiduelle est contenue dans les porosités et toute diminution de la teneur en eau entraîne une augmentation des porosités remplies d'air. Cette dernière phase caractérise l'absence de retrait : c'est-à-dire le volume du sol ne peut plus varier du fait de l'agencement des particules, mais l'eau continue de s'évaporer. Dans cette zone à faible teneur en eau le volume spécifique reste constant. Le retrait est terminé alors que le séchage continue. Dès la fin de la première partie de la courbe, il est possible d'accélérer le séchage. En effet, les produits ne prennent plus de retrait, les risques de fentes et de déformation disparaissent.

II.8. CONCLUSION

L'évaporation de l'eau imprégnant la masse de sol est une cause essentielle du retrait. Pour le limiter, il est donc nécessaire d'assurer, pendant le séchage, la protection contre la dessiccation. Lorsque les sols sont asséchés, les changements de volume les plus importants sont davantage associés aux sols contenant :

- Une forte proportion de minéraux argileux actifs
- Un indice des vides élevé. Les sols dont l'indice des vides est faible subissent des retraits moindres.

Un sol est sujet au retrait si son volume est considérablement réduit par l'assèchement. Lorsqu'il y a retrait, le sol s'affaisse considérablement de manière irrégulière et cause évidemment des dommages importants aux ouvrages construits en surface. Le retrait peut être provoqué également du fait d'un drainage d'assainissement ou encore à la suite d'un pompage. Si le retrait est gêné, c'est le cas courant, le sol est mis en traction et la fissuration se produit lorsque la résistance (cohésion) est insuffisante.

On peut dire qu'il y a plus de risque d'apparition de fissures sous l'effet du retrait dans une pâte contenant les granulats, que dans une pâte pure.

PARTIE

EXPERIMENTALE

*« L'expérience est la source unique de vérité ;
elle seule peut nous apprendre quelque chose de
nouveau »*

H. POINCARÉ

CHAPITRE III

MATIERE PREMIERE ET METHODE D'ESSAI ET D'ANALYSE

III.1. INTRODUCTION

Longtemps, l'utilisation des matériaux s'est simplement résumée au choix de celui dont les caractéristiques en permettaient une meilleure application. Ensuite, l'homme a compris qu'il pouvait modifier ces propriétés grâce à un traitement thermique ou à l'ajout de divers produits pour les adapter au domaine d'utilisation. Pour se faire il s'avère que la connaissance, des diverses propriétés des matériaux utilisés, est indispensable.

III.2. PRESENTATION ET IDENTIFICATION DES MATERIAUX UTILISES

III.2.1. Le sol

Le sol est un matériau hétérogène et de composition très variable d'un site à l'autre. Les essais portent sur 3 types de sol différents :

- Marne : matière première traitée par différents procédés physico-chimiques.
- Argile : matière première stabilisée par l'ajout de sable et autre stabilisants.
- Sable : matière première liée par incorporation de l'argile. Le sable est un mélange meuble de grains de 0.08 à 5 mm formé par la destruction naturelle des roches massives (sable naturel).

Les échantillons de sol soumis aux essais ont été prélevés sur deux sites différents dans la wilaya de Tizi-Ouzou, à savoir le site au voisinage du laboratoire de mécanique des sols de l'université de Tizi-Ouzou (Sol M, de couleur jaunâtre) et le site de Oued Aissi (sol A de couleur rougeâtre). Les critères de choix de ces deux sites sont la disponibilité et l'abondance des deux matériaux dans la région.

III.2.2. Stabilisants

La stabilisation par modification de la granulométrie a été effectuée de 2 façons :

- En augmentant le pourcentage de sable dans un milieu argileux.
- En modifiant le pourcentage d'argile dans un milieu sableux.

Les matériaux utilisés sont :

1. Le sable : Nous avons ajouté un pourcentage variable de sable 5/02 au matériau argile.
2. L'argile : L'argile sert comme liant dans le matériau sable.
3. Les fillers : Les fillers, également appelées fines ou fines d'addition, est un granulat fin, de 0 à 125µm environ et destiné à remplir les vides pour avoir une meilleure compacité.
4. Le ciment : Le ciment utilisé est le ciment Portland artificiel (CPA 325).
5. La Chaux : La chaux utilisée est une chaux vive provenant de Saida. C'est un oxyde de calcium obtenu par cuisson des roches calcaires à une température de 1000°C. La chaux vive présente l'avantage de dégager de la chaleur lors de son hydratation et celle-ci se trouve employée, puisqu'elle active le durcissement de la chaux. Les éléments fabriqués à base de chaux vive moulue ont une résistance, une densité et une imperméabilité à l'eau plus élevées. Les caractéristiques physico-chimiques de la chaux utilisée sont données dans le tableau III.1 (Bellouattar) :

Tableau III.1. Caractéristiques de la chaux.

Propriétés	Valeur (%)
Proportion des grains non éteints (%)	10
Proportion des matières actives (CaO + MgO)	70
Passant au tamis 0,1 mm (%)	80

III.2. METHODES D'ESSAI ET D'ANALYSE

III.2.1. Essai de caractérisation

La classification des sols se fait à partir des caractéristiques physiques des sols. Les classes des sols sont déterminées à partir des essais géotechniques. Ces essais sont couramment utilisés en géotechnique routière, il s'agit notamment de l'analyse granulométrique, les analyses minéralogique et chimique, les limites d'Atterberg et les essais Proctor.

III.2.1.1. Analyse granulométrique

Pour le sable, l'analyse granulométrique est faite par voie sèche tandis que pour les 2 autres échantillons l'analyse granulométrique est réalisée sous eau en ayant au préalable immergé l'échantillon pendant au moins une dizaine d'heures avant l'essai afin de séparer les particules agglomérées. Le faible taux de grosses particules dans les échantillons (A) et (M) nous a conduit à la réalisation d'une analyse sédimentométrique qui relie la vitesse de chute à un diamètre équivalent au grain supposé sphérique. La procédure d'analyse suivie est le mode opératoire du laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC). Les résultats des analyses effectuées sont donnés dans les tableaux III.2 et III.3.

Tableau III.2 : Analyse granulométrique des différents sols (fraction grossière).

Ouverture des tamis (mm)		5	2	1	0,5	0,4	0,2	0,1	
Tamisât %	Echantillon	A	97,2	88	/	/	80	73,7	67
		M	100	92,3	84,4	/	73,6	68,4	63,2
		S	76,6	55,86	35,84	14,53	/	2	/

Tableau III.3 : Analyse sédimentométrique des différents sols (fraction fine).

Diamètre des Particules D (mm)		% de fraction de fines dont le diamètre est inférieur à D								
		0,080	0,05	0,030	0,020	0,010	0,008	0,006	0,004	0,003
Echantillons	A	55	45,23	42,88		35,28	34,07	32,31	29,38	23,5
	M	59,22	56,44	37,45	29,10	22,43	18,45	16,78	9,8	5,55

Les courbes granulométriques du sol A et M sont comprises entre les 2 courbes limites et relativement proches de la courbe idéal dite courbe de Fuller (CRATERRE). Ainsi les grains de différents diamètres s'arrangent en un milieu le plus dense possible qui réduit la proportion de vides, multiplie les contacts entre les grains et permet d'obtenir une meilleure résistance d'une terre, tant aux sollicitations mécaniques qu'à l'action de l'eau. Notons que le sol A contient plus de 55% de particules inférieures à 0,08 mm ce qui le range dans la classification des sols fins, selon la classification LPC.

Le sol M est constitué de 7,7% de gravier, 33,08% de sable et 59,22% de fines particules, il est classé dans la classe des sols fins. La courbe granulométrique du sol M est dans son ensemble comprise entre les 2 courbes limites délimitant le fuseau de granulométrie optimale (Fig. III.1). Nous constatons une petite bosse au diamètre de 0,05 mm. Le sol contient un excès de tamisât à ce diamètre. La courbe sort du fuseau à la partie inférieure droite (au diamètre de 3 et 4 μ m) cela veut dire qu'il y a un déficit de fines particules. Comme l'excès et le déficit sont en quantité faible il n'y aura pas de correction granulométrique.

Le sol S contient 55,8 % de particules dont le diamètre est inférieur à 2 mm, 0 % de fines particules. C'est un sable propre caractérisé par un coefficient d'uniformité ($C_u = D_{60}/D_{10} = 6,25$) supérieur à 6 et une courbure ($C_c = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) = 0,8$) donc le sable est mal gradué.

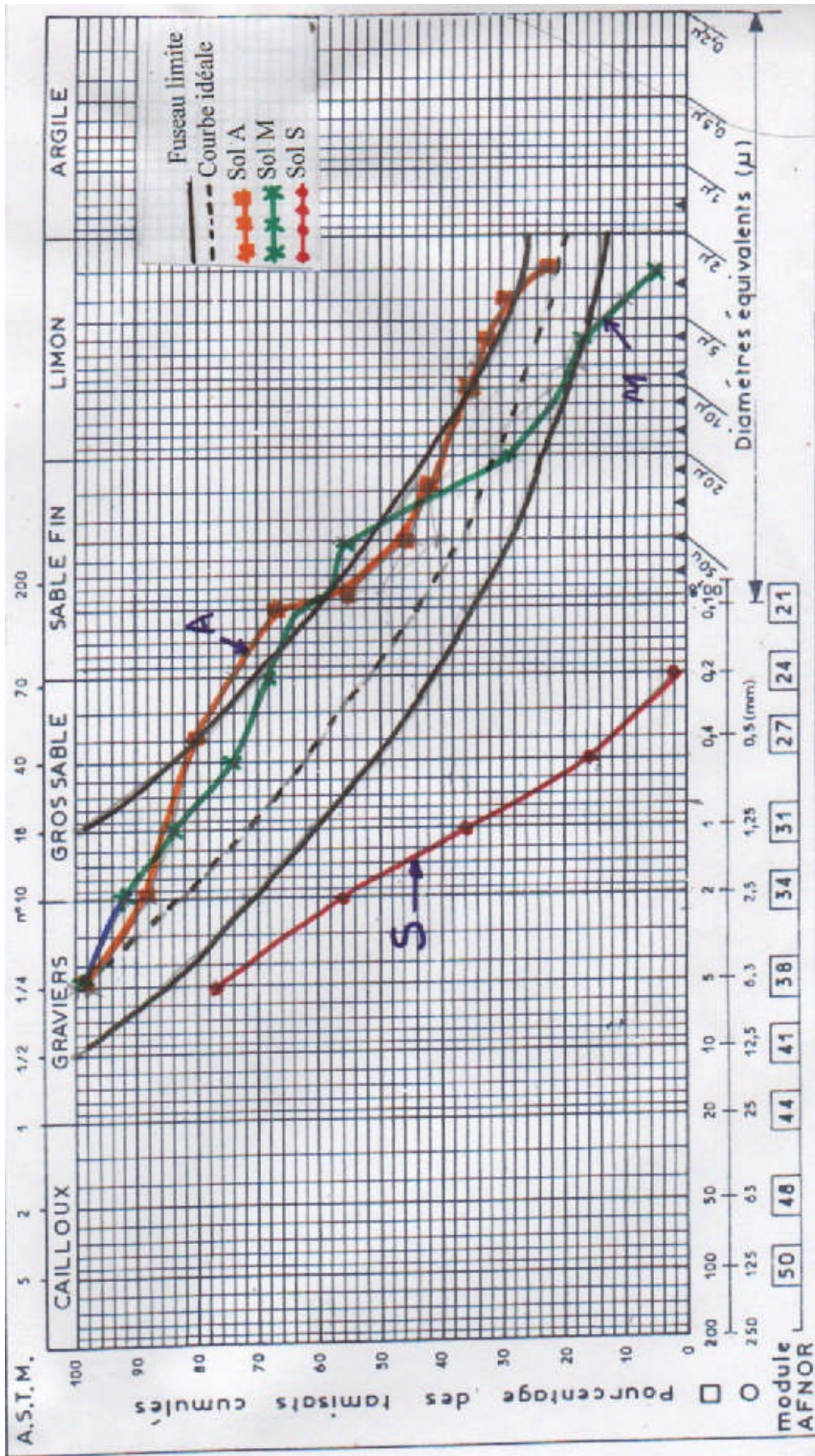


Figure III.1 : Analyse granulométrique, courbe idéale pour le béton de terre stabilisée avec son fuseau limite.

III.2.1.2. Limites d'Atterberg

Le mode de détermination de ces limites semble empirique mais l'expérience a prouvé leur fiabilité dans la majorité des cas et elles renseignent fort bien sur le comportement d'un sol. Les limites de consistance, qui sont la limite de liquidité LL, la limite de plasticité LP et l'indice de plasticité I_p permettent de caractériser la consistance d'un sol. Les essais sont effectués sur la fraction du sol sec passant au tamis 0,4 mm. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau III.4.

Le sol M, contenant plus de 59 % de fines particules, a un indice de plasticité de 15 (>10) et une limite de liquidité de 39 (<40), ce qui le classe dans le groupe A6 des sols argileux selon la classification American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Selon cette classification le sol A est classé dans le groupe A-7-6 car sa limite de liquidité est supérieure à 40 et son indice de plasticité I_p est supérieur à $LL-30 = 24$.

Tableau III.4 : Limites de consistance.

Echantillons	Limite de liquidité LL	Limite de plasticité LP	Indice de plasticité $I_p = LL-LP$
M	39	24	15
A	54	17	37

III.2.1.3. Equivalent de sable

On se réfère également à l'équivalent de sable qui donne des indications intéressantes lorsque l'indice de plasticité I_p devient inférieur à 4, c'est-à-dire n'est pratiquement plus mesurable. L'équivalent de sable est donné par : $ES = 100 h_2 / h_1$, h_1 et h_2 représentent respectivement le niveau supérieur de l'argile en suspension et la hauteur du sable rassemblé sous le piston.

- 1) Si ES est inférieur à 20, le sol est argileux.
- 2) Si ES est compris entre 20 et 30, l'essai est douteux mais il est prudent de considérer le matériau comme argileux.
- 3) Si ES est supérieur à 30, le sol n'est pas plastique.
- 4) il est égal à 100 pour le sable pur et zéro quand il n'y en a pas.

Les résultats des essais d'équivalent de sable obtenus sont donnés dans le tableau III.5.

Tableau III.5 : Résultats des essais d'équivalent de sable.

Echantillons	A	M	Observations : Equivalent de sable des 2 sols est inférieur à 20, ils sont des sols argileux
ES	10,13	15,6	

III.2.1.4. Essai Proctor

L'essai Proctor a pour but de déterminer les conditions optimums de compactage des sols, pour obtenir la meilleure compacité avec une énergie d'intensité normalisée. Les résultats des essais effectués sont présentés dans le tableau III.6.

Tableau III.6 : Masse volumique sèche – teneur en eau.

Teneur en eau w (%)		6	8	9,5	10	11	12	12,4	13,4	14	16	17,3
Masse volumique sèche ρ_d (g/cm ³)	A	/	1,69	1,65	/	/	/	1,66	1,79	/	1,77	1,72
	M	1,66	1,7	/	1,7	1,76	1,73	/	/	1,70	/	/

III.2.1.5. Analyse minéralogique

Deux (02) échantillons ont été analysés par diffraction des rayons X (DRX) afin de déterminer la nature des constituants minéraux. Les résultats sont présentés dans le tableau III.7.

Tableau III.7 : Analyse minéralogique.

Minéraux présents	Formules	Echantillons	
		A	M
Quartz	SiO ₂	20.0	34.0
Dolomie	CaMg(CO ₃) ₂	01.0	11.0
Calcite	CaCO ₃	-	21.0
Kaolinite	Al ₂ (Si ₂ O ₅) (OH) ₄	18.0	08.0
Chlorite	Al ₄ Mg ₂ O ₈ Si ₃	08.0	-
Muscovite	KAl ₂ (Si ₃ Al)O ₁₀ (OH) ₂	29.0	17.0
Feldspaths (Na, Ca)	Na (AlSi ₃ O ₈)	11.0	04.0
Rutile	TiO ₂	01.0	-
Feldspaths K	K(AlSi ₃ O ₈)	05.0	-
Autres: min ferrugineux	Fond RX	07.0	05.0

III.2.1.6. Analyse chimique

Les résultats de l'analyse chimique des sols testés sont donnés dans le tableau III.8. L'échantillon A est une argile composée de quartz et d'une fraction argileuse (muscovite, kaolinite, feldspaths et chlorite). L'échantillon M est une marne composée essentiellement de carbonates (calcaire, dolomie) de quartz et de minéraux argileux (muscovite, kaolinite, feldspaths).

Tableau III.8 : Analyse chimique.

Echantillon	Composition chimique										
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	P ₂ O ₅	TiO ₂	PF
A	54.46	23.21	7.24	0.44	2.05	0.03	4.29	1.33	0.14	1.19	5.59
M	45.40	10.61	5.25	16.14	1.98	0.06	2.05	0.52	0.12	0.57	17.31

III.2.1.7. Conclusion

L'analyse des différents résultats obtenus permet de classer le sol A dans la classe des argiles très plastiques, le sol M est une marne et le sol S est un sable propre mal gradué.

III.2.2. Hétérogénéité du matériau

Selon *Schlosser (1988)*, lorsque les propriétés d'un matériau sont identiques en tout point, ce matériau est dit homogène. Dans le cas contraire, il est dit hétérogène.

En raison des résultats obtenus satisfaisants à l'essai d'homogénéité, la méthode du compactage dynamique a été retenue pour la fabrication des échantillons au laboratoire. La recherche du caractère hétérogène est essentielle pour comprendre :

- Les mécanismes de retrait et de fissuration.
- La répartition de la teneur en eau.
- L'évolution du poids spécifique dans l'échantillon.

Pour mettre en évidence l'hétérogénéité des propriétés physiques du matériau résultant du compactage de l'échantillon, nous avons opté pour la méthode proposée par (*Kacimi, 1990*), qui porte sur l'identification des propriétés (teneur en eau et poids spécifique) en visualisant les différentes couches par des coupes géotechniques effectuées sur des échantillons comme l'indique la figure III.2.

Préparation de l'échantillon : Le compactage est fait dans le moule de la cellule triaxiale pour avoir une éprouvette d'élanement normalisé égal à 2. Afin que toutes les couches aient la même épaisseur il faut introduire 400 g de sol par couche et remplir le moule en répétant 5 fois l'opération. Le sol est compacté à raison de 55 coups par couche avec une dame de (4530 g) et une hauteur de chute de 457 mm. Le matériau compacté est disposé en couches horizontales stratifiées. Une couche de sol n'est jamais complètement homogène.

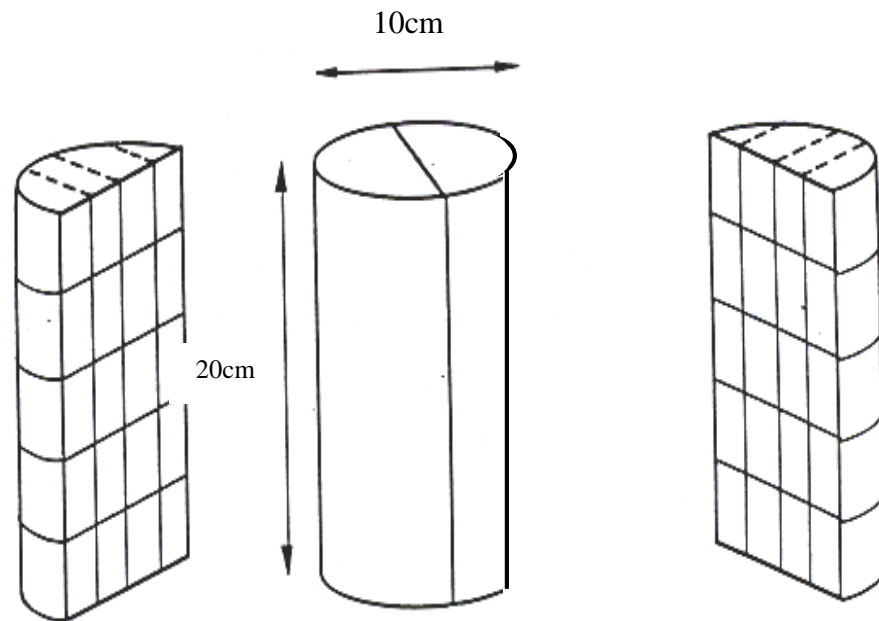
Les propriétés présentent souvent des variations locales, au sein des couches, qui peuvent constituer les hétérogénéités appelées « lentilles ». Dans certains cas, ces couches sont très distinctes car les propriétés géotechniques des sols sont très différentes.

III.2.2.1. Teneur en eau

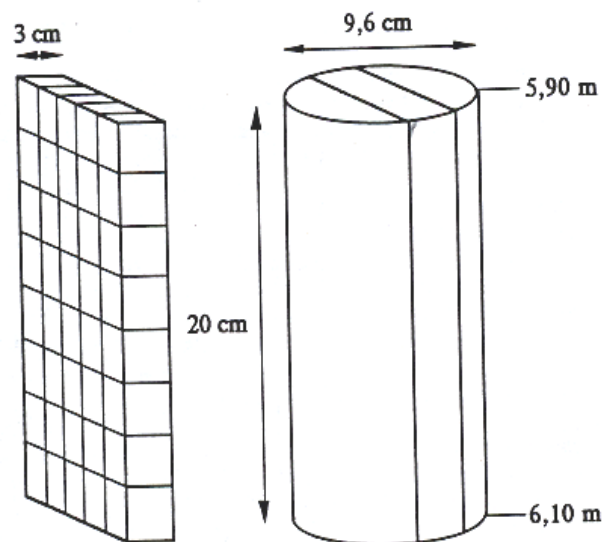
L'eau est déterminante en ce qui concerne le comportement du sol comme infrastructure ou comme matériau de construction. L'eau est présente dans le matériau sous 3 formes :

- Eau libre : se meut par gravitation ou par capillarité au gré des variations de la pression atmosphérique et de la température.
- Eau adsorbée (liée) présente sous forme de film très fin à la surface des particules solides.
- Eau de constitution.

L'indice des vides est lié, d'une part à la granulométrie et d'autre part, à la nature et au mode d'assemblage des particules argileuses. De ce fait, la teneur en eau est liée à la structure du matériau (*Kacimi, 1990*). La détermination de la teneur en eau nécessite la pesée du matériau sec. Nous avons procédé par étuvage à 105°C jusqu'à l'obtention d'un poids constant (24h dans l'étuve à 105°C). Pour analyser l'importance de la variabilité de la teneur en eau, nous avons choisi d'effectuer quelques mesures sur le matériau. Les figures III.2a et III.2b montrent la prise de l'échantillon dans la tranche 1 et 2. Les résultats de teneur en eau obtenus sont portés sur le tableau III.9. On appelle ΔW_h la différence de 2 valeurs extrêmes de teneur en eau sur une même strate dans le sens horizontal.



a - Dans la tranche 1



b- Dans la tranche 2

Figure III.2 : Prise des échantillons dans les tranches 1 et 2 du matériau.

a) Variation de la teneur en eau dans la tranche 1

Nous constatons sur le tableau III.9 que la teneur en eau :

- Minimale $w_{\min} = 23$
- Maximale $w_{\max} = 28$

La variation de la teneur en eau Δw_h (sens horizontal) dans une même strate est respectivement égale à 2, 4, 5, 2 et 2 dans les strates 1, 2, 3, 4 et 5. Les résultats sont obtenus avec une incertitude que nous allons estimer à partir de la définition de la teneur en eau :

Tableau III.9 : Variation de la teneur en eau dans la tranche 1.

27	27	26	26		26	27	25	27	$\Delta W_h=2$
27	28	27	26		26	27	26	26	$\Delta W_h=4$
28	26	26	26		27	26	27	27	$\Delta W_h=5$
26	26	25	26		27	27	27	27	$\Delta W_h=2$
25	25	25	27		26	27	26	26	$\Delta W_h=2$
3	3	2	1	ΔW_v	1	1	2	4	

III.2.2.1.3) -Résultats obtenus

$$w = \frac{Mh - Ms}{Ms} \quad (III.1)$$

$$\Delta w = \left| \frac{\partial w}{\partial Mh} \right| \Delta Mh + \left| \frac{\partial w}{\partial Ms} \right| \Delta Ms \quad (III.2)$$

$$\text{Avec : } \left| \frac{\partial w}{\partial Mh} \right| = \frac{1}{Ms} \quad \text{et} \quad \left| \frac{\partial w}{\partial Ms} \right| = \frac{Mh}{Ms^2} \quad (III.3)$$

$$\Delta w = \frac{\Delta Mh}{Ms} + \frac{Mh \Delta Ms}{Ms^2} = \frac{1}{Ms} \left[\Delta Mh + \frac{Mh \Delta Ms}{Ms} \right] \quad (III.4)$$

$$\text{Donc : } \frac{\Delta w}{w} = \frac{1}{Ms} \left[\Delta Mh + \frac{Mh \Delta Ms}{Ms} \right] \frac{Ms}{Mh - Ms} \quad (III.5)$$

$$\frac{\Delta w}{w} = \frac{1}{Mh - Ms} \left[\Delta Mh + Mh \frac{\Delta Ms}{Ms} \right] \quad (III.6)$$

Les mesures ont été effectuées avec une balance dont la précision est de 0,1 g donc $\Delta Mh = \Delta Ms = 0,1g$. Les incertitudes calculées sur les valeurs extrêmes de la teneur en eau sont :

- 1^{er} Cas correspondant à la teneur en eau minimale :

$$Mh = 62,2 \text{ g} \quad Ms = 50,6 \text{ g} \quad w = 23 \% \pm 1,9\%$$

- 2^{eme} Cas correspondant à la teneur en eau maximale :

$$M_h = 71.3g \quad M_s = 55.8g \quad w = 28 \pm 1,5 \%$$

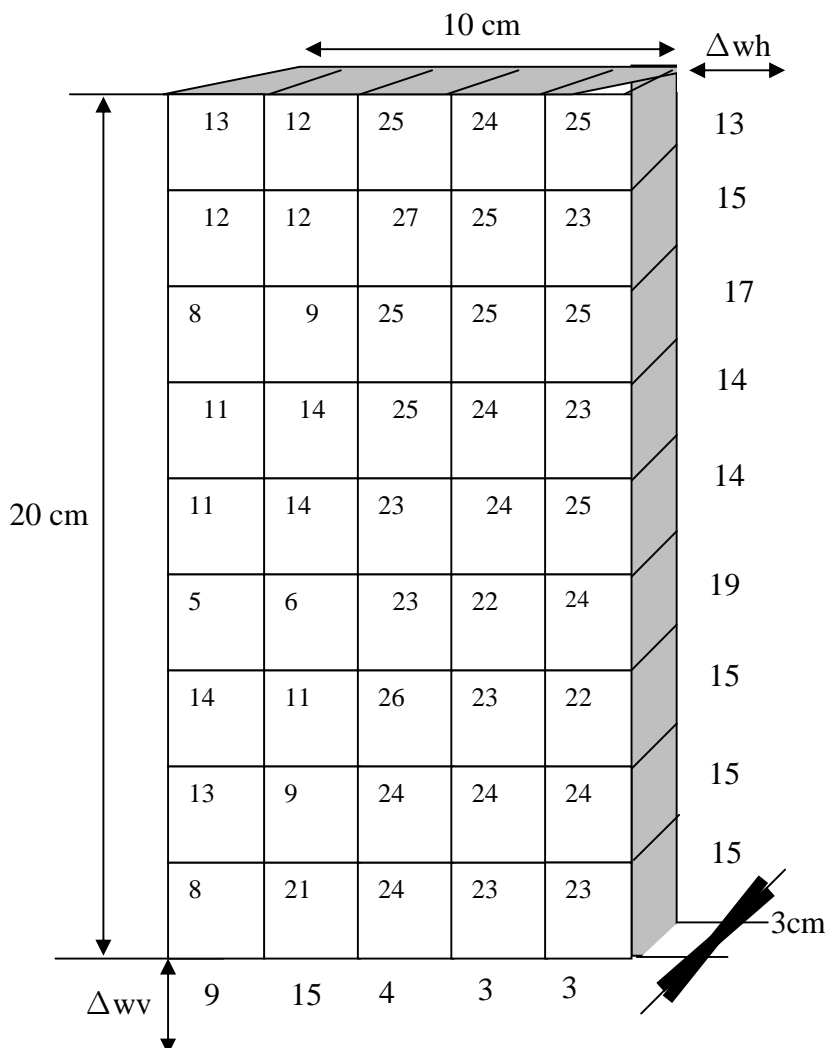
Il nous paraît réaliste de considérer alors que l'incertitude absolue sur W est inférieure à 2%. A deux exceptions près (2^{ème} et 3^{ème} strate), les écarts de teneurs en eau entre 2 échantillons symétriques par rapport au plan de coupe sont inférieurs à 2%. La teneur en eau varie faiblement dans une même strate et d'une strate à une autre. Ces variations sont de 17,8% en des points pourtant symétriques, strate 3. $w = 28$ et $w = 23$ caractérisent ainsi l'hétérogénéité du matériau c'est-à-dire la présence d'une lentille (petite inclusion de matériau de texture ou de nature différente de celles du matériau constituant la matrice principale).

Sur les 40 mesures effectuées sur la tranche 1, la teneur en eau varie de 23 à 28 pour la strate 3 et de 24 à 27 pour la strate 2. On observe une hétérogénéité dans le plan horizontal car la variation de la teneur en eau dans ce sens (ΔW_h) est comprise entre 2 et 5. Cette hétérogénéité est beaucoup moins sensible dans le plan vertical comme le montre (ΔW_v) compris entre 1 et 4.

b) Variation de la teneur dans la tranche 2

Lors du compactage dynamique la répartition de la teneur en eau dans l'échantillon est totalement aléatoire. De nombreux essais ont été répétés et nous avons retenu l'exemple représenté sur le tableau III.10 pour l'analyse.

Tableau III.10 : Variation de la teneur en eau dans la tranche 2.



- La teneur en eau minimale $W_{min} = 5 \%$
- La teneur en eau maximale $W_{max} = 27 \%$
- La variation de la teneur en eau : $W = 81,48 \%$

Comme le montre le tableau III.10 de variation de la teneur en eau dans la tranche 2, la teneur en eau varie considérablement (81,48%), elle avoisine le double. Le tableau met en évidence la distribution des teneurs en eau dans l'échantillon. Elles sont élevées au centre et à droite, faibles à gauche de la tranche. Dans les zones où les teneurs en eau sont faibles il se forme des nids l'échantillon est fragilisé par le mauvais compactage.

Ces résultats montrent que l'homogénéisation du matériau dépend beaucoup du mélange intime eau-sol et qu'il faut éviter une mauvaise répartition de l'humidité dans l'échantillon. Les essais effectués montrent que la distribution de teneur en eau dans l'essai de compactage dynamique est différente de celle observée dans des échantillons prélevés par carottage où les valeurs fortes de la teneur en eau se situent au noyau de l'échantillon et les valeurs faibles se trouvent à l'extérieur c'est-à-dire qu'il se produit un phénomène de migration d'eau de la périphérie vers le noyau.

Conclusion : Sur l'ensemble des mesures effectuées sur la tranche 1, nous n'avons que 2 lentilles, le matériau est homogène. Cet essai simple est très intéressant car il positionne les lentilles (les zones hétérogènes).

III.2.2.2. Le poids volumique

Le poids volumique d'un matériau traduit dans une large mesure ses propriétés techniques telles que la résistance mécanique et la conductibilité thermique.

Les poids volumiques humides ont été mesurés à partir des tranches horizontales exécutées sur une éprouvette cylindrique ($D=10$ cm et $H=20$ cm). Le démoulage des éprouvettes se fait avec une extrudeuse. L'éprouvette mise sous pression traverse le moule, dès que l'extrémité déborde de 2.5 cm environ le matériau est arasé au fil à l'extrémité du moule. La tranche obtenue est pesée, son épaisseur est mesurée avec un pied à coulisse et on retient l'épaisseur moyenne. Le même procédé est répété pour les autres tranches. Ces dernières sont numérotées du haut vers le bas. Les résultats des essais effectués sont résumés sur le tableau III.11 et sur la figure III.3. La section transversale de la tranche $78,5 \text{ cm}^2$ est égale à celle du moule.

Tableau III.11 : Variation du poids volumique en fonction de la hauteur

N° de la tranche	Hauteur moyenne de la tranche cm	Masse (g)	Volume (cm^3)	Masse volumique (g/cm^3)
1	2,54	377,2	199,4	1,89
2	2,51	376,5	197,03	1,90
3	2,42	372	189,97	1,91
4	2,50	389	196,25	1,98
5	2,31	351,4	181,35	1,94
6	2,62	395,3	205,67	1,92
7	2,57	390,5	201,74	1,94
8	2,33	400	206	1,94

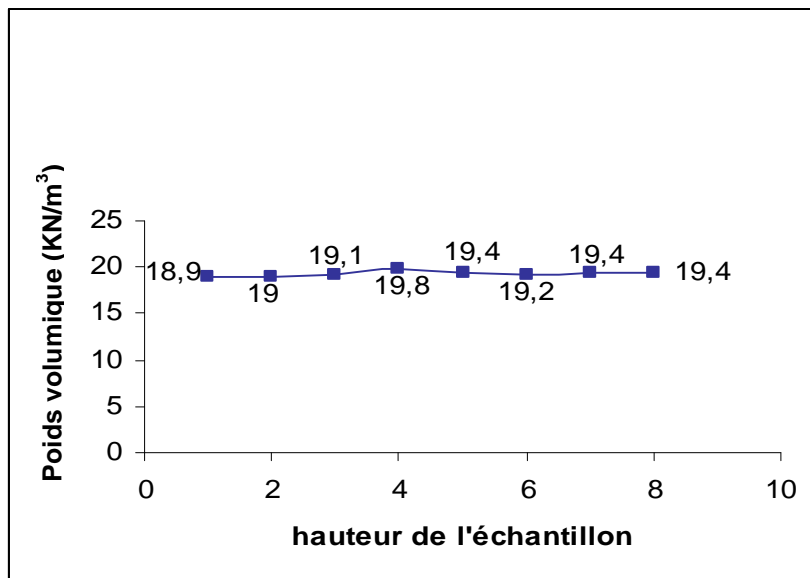


Figure III.3 : Variation du poids volumique humide -hauteur distribution uniforme de la teneur en eau.

Quand on compacte un échantillon de sol avec une énergie de compactage fixe et une teneur en eau constante la distribution uniforme de la teneur en eau dans l'échantillon a une grande influence sur le poids volumique du sol. La résistance du matériau est d'autant plus forte que le poids volumique du sol est élevé.

Si l'humidité du sol est homogène en tout point du sol le compactage est efficace. Le gradient de compacité est très faible sur toute la hauteur de l'échantillon. La variation du poids volumique humide est très faible suivant la longueur de l'éprouvette, le matériau est homogène. Nous retrouvons bien les résultats obtenus aux rayons X par Kacimi (chapitre II, Fig. II.2.a).

Sur des échantillons mal compactés en particulier dans les zones où la teneur en eau est faible il y a formation des nids. L'hétérogénéité provient en général de la mauvaise qualité ou de la durée insuffisante de malaxage. Le poids volumique est hétérogène et la résistance mécanique est très affectée. Le malaxage intime eau-sol est d'un grand intérêt.

Conclusion : Quand on compacte un échantillon de sol avec une énergie de compactage fixe et une teneur en eau constante la distribution uniforme de la teneur en eau dans l'échantillon rend le compactage efficace. Le poids volumique du sol est influencé par deux types d'hétérogénéité : hétérogénéité de distribution de teneur en eau et hétérogénéité de granulométrie.

III.2.3. Retrait

La construction en terre souffre de la fissuration due au retrait. L'étude de ce dernier a pour but de limiter l'ouverture des fissures développées de manière à ce qu'elles deviennent admissibles à défaut de les réduire totalement. Pour confectionner des éprouvettes, le sol a besoin d'une certaine plasticité qu'il ne peut acquérir qu'avec une certaine teneur en eau éloignée de la limite de retrait. Ce-ci explique les mouvements importants des grains observés lors du séchage et leur forte variation de volume qui rend les microfissures inévitables lors de la fabrication des éprouvettes, du démoulage et du séchage.

Le matériau terre supporte mal les déformations engendrées par des variations dimensionnelles ou de tout autre origine et les fissures apparaissent aux endroits où les

contraintes dépassent la résistance (cohésion) du sol en traction (Marigo, 1980). Le retrait dépend de plusieurs facteurs dont la plupart échappent à la mise en équation, seule la méthode expérimentale permet d'obtenir les résultats les plus proches de la pratique. Les résultats de l'opération de séchage sont d'ailleurs souvent peu satisfaisants. Ceci est dû au fait que les erreurs commises au cours de l'extraction, de la préparation et du façonnage ne se manifestent que pendant le séchage.

Le retrait est un phénomène complexe qui dépend de la nature du sol, de la teneur en eau mais aussi de l'hygrométrie et de la température, il est donc essentiel de comprendre ses mécanismes pour réduire la fissuration. Des recherches ont été faites sur la microfissuration, sur la naissance et la propagation de ces microfissures ainsi que sur leur prolifération qui conduisent à la fissuration du matériau. Il se trouve que l'évaporation de l'eau qui imprègne la masse de sol est une cause essentielle du retrait et ce dernier est lui-même la cause essentielle de l'apparition des fissures. Ainsi à partir des causes du retrait, on déduit les remèdes et les précautions à prendre pour le réduire au maximum possible. Il faut donc :

- Réduire les contraintes internes, particulièrement les contraintes de traction.
- Maîtriser cette déshydratation pour que l'argile garde une cohésion suffisante pour empêcher toute fissuration.
- Bien maîtriser cette opération de séchage en évitant de conserver le produit dans une atmosphère sèche afin que le départ de l'eau ne soit pas brutal
- Mise en place du sol avec les moyens les plus énergiques et avec une teneur en eau convenable.

C'est ce dernier point qui consiste à étudier l'influence de la densification et de la teneur en eau incorporée sur le retrait qui sera traité dans ce paragraphe.

III.2.3.1. Effet du retrait au séchage

Le séchage d'un sol fin dans l'air s'accompagne d'une variation de teneur en eau qui engendre une diminution de son volume apparent en l'absence de toute force extérieure : c'est le retrait. Celui-ci sera d'autant plus important que les particules ont été initialement plus éloignées les unes des autres. Cela explique que pour une argile donnée, plus le pourcentage d'eau contenu dans la pâte est élevé au moment du façonnage, plus le retrait de séchage est élevé, (indépendamment des caractéristiques propres à l'argile). De même plus l'argile est fine, plus le tassement est important et plus le retrait est élevé. Mais si l'argile est grossière, le retrait sera plus faible.

Lorsque les particules d'argile sont en contact les unes avec les autres le retrait est terminé mais toute l'eau n'est pas partie. Le retrait a des conséquences importantes pour la fissuration en particulier pour la préparation des matériaux en terre cuite car l'obtention d'un matériau en terre cuite doit être d'abord séché avant d'être cuit. En effet, si le produit est introduit dans le four sans être préalablement séché, il se produit une évaporation brutale de l'eau et le matériau est totalement fissuré.

Le façonnage des produits ne peut se faire que sur un sol fin peu ou très plastiques. La plasticité d'une argile dépend surtout de sa finesse et de sa nature minéralogique. Plus une argile est fine, plus elle est plastique. Cette plasticité est aussi obtenue par un apport d'eau.

Les sols fins présentent un retrait volumique linéaire lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Cette variation de volume est engendrée par une diminution des dimensions dans le sens axial et radial. On distingue :

- *Retrait volumique* R_{vol} : Le degré de retrait volumique est caractérisé par le coefficient de retrait volumique :

$$R_{vol} = (V - V_f) / V_f \quad (III.7)$$

V et V_f étant les volumes de l'éprouvette respectivement avant et après séchage

L'éprouvette est un cylindre de rayon R et de longueur L . Son volume est donné $V = \pi R^2 L$. La variation du volume spécifique est $\Delta V / V = 2\Delta R / R + \Delta L / L$. En supposant que le sol est isotrope alors : $\Delta V / V = 3 \Delta L / L$ où $\Delta L / L$ est la déformation linéaire relative.

- *Retrait axial* R_a : La diminution de la longueur suivant l'axe de l'éprouvette lors de la dessiccation est appelée retrait axial.

$$R_a = (L - L_f) / L_f \quad (III.8)$$

L : la dimension de l'éprouvette en direction axiale avant la dessiccation.

L_f : la même dimension après le séchage.

Comme nous l'avons fait pour les variations dimensionnelles les mêmes éprouvettes sont mises dans des sachets pour éviter la perte de poids engendrée par les différentes manipulations lors des mesures et des pesées. Les éprouvettes démoulées sont immédiatement pesées avec une balance de précision à 0,1 g.

III.2.3.2. Préparation des éprouvettes

Toutes les éprouvettes sont confectionnées à partir d'une marne extraite au voisinage du laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Nous savons que la teneur en eau a une influence considérable sur le comportement des sols fins.

Les échantillons de sol sont fabriqués à des teneurs en eau différentes, compactée dynamiquement dans le moule proctor normal et des pesées sont effectuées toutes les 24 heures jusqu'à la stabilisation de la masse. Au démoulage les éprouvettes humides ont les dimensions intérieures du moule. On opère donc sur des éprouvettes, de 10 cm de diamètre et de 20 cm de hauteur, conservées à l'air ambiant. On repère les échantillons par une notation E_y avec y = teneur en eau de fabrication exprimée en pourcentage de la masse sèche.

III .2.3.3. Mode opératoire

Pendant la dessiccation du matériau l'eau s'évapore peu à peu de la surface extérieure de l'échantillon et l'eau restée dans le noyau se déplace du noyau vers la périphérie de l'échantillon. La teneur en eau, qui influe énormément sur la densité sèche est un facteur déterminant des variations de volumes des argiles.

Pour tester l'influence de la teneur en eau de fabrication sur le retrait nous avons effectué, sur des échantillons dont les teneurs en eau sont différentes, des mesures de retrait et des pesées grâce au dispositif de mesure décrit dans le schéma ci-dessous (Fig. III.4).

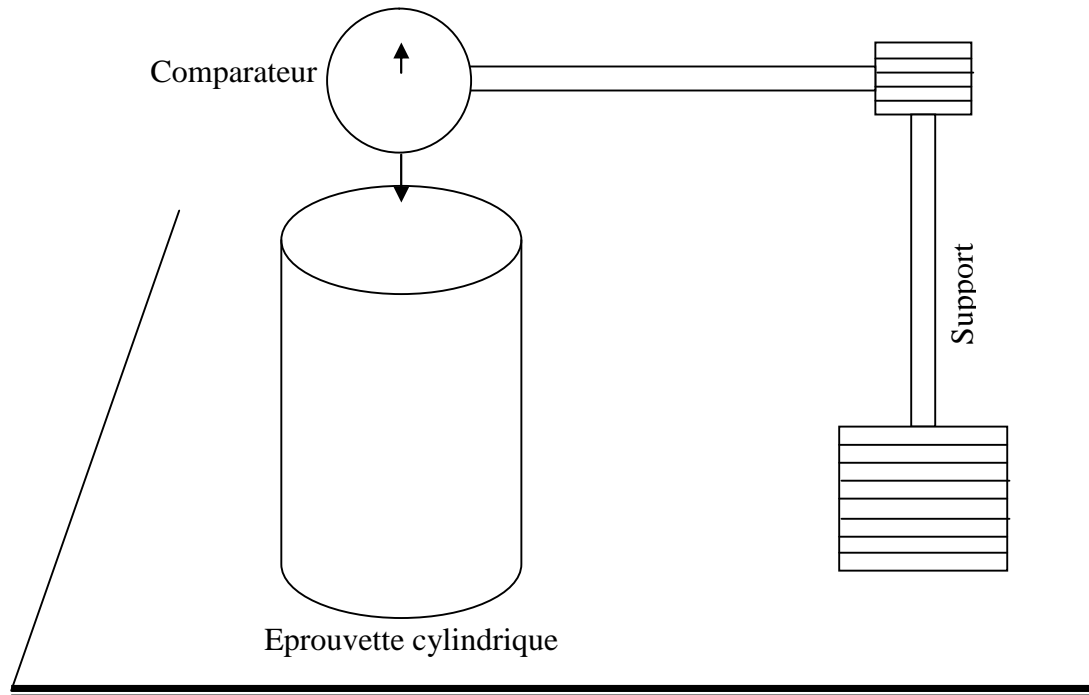


Figure III.4 : Dispositif expérimental de mesure du retrait.

L'essai consiste à relever quotidiennement le raccourcissement de la longueur de l'échantillon sur le comparateur et aux mêmes jours, on pèsera également ces éprouvettes sur une balance, l'essai est poursuivi jusqu'à stabilisation de la masse. Après étuvage à 105°C de 24 h, l'éprouvette est alors mesurée (longueur sèche L_f) puis pesée (M_s). L'essai dure une vingtaine de jours. Le principe de l'essai est basé sur deux graphes différents : évolution de la longueur et de la masse en fonction du temps.

III.2.3.4. Présentation analyse et discussion des résultats obtenus

Nomenclature

- J : âge de l'éprouvette exprimé en jours.
- L : longueur initiale de l'éprouvette juste après démoulage, égale à la hauteur du moule (20 cm).
- L_f : longueur finale de l'éprouvette après étuvage à 105°C pendant 24 h.
- ΔL_i : raccourcissement, de la longueur de l'éprouvette, relevé pour une durée de 24 heures sur le comparateur
- $\Delta L_j = \sum \Delta L_i$: raccourcissement cumulé au bout de j jours.
- ΔL_j inversé : raccourcissement cumulé en sens inverse de ΔL_j .
- Re : retrait = $\Delta L_j / L_f$
- M_j : masse de l'éprouvette à j jours après sa fabrication.
- M_s : masse finale de l'éprouvette mesurée à la fin de l'essai après étuvage à 105 °C pendant 24 heures.
- $M_j - M_s = M_{wj}$: la masse d'eau contenue dans l'échantillon au bout de j jours.
- M_{wj} / M_s : teneur en eau de l'échantillon au bout de j jours appelée encore humidité.

Les figures III.5 à III.8 présentent les résultats obtenus et donnés sous forme de tableaux en annexe.

III.2.3.4.1. Evolution de la longueur en fonction du temps

Le façonnage des éprouvettes dans le moule demande une certaine plasticité qui, quelque soit la matière première utilisée, ne peut être obtenue qu'avec une teneur en eau supérieure à la limite de retrait. Dans le cas où la teneur en eau à la fabrication des échantillons est inférieure à la limite de retrait le sol sera à l'état solide (demi-solide), la confection des éprouvettes est difficile voire impossible. Le procédé de fabrication des échantillons impose que le matériau soit saturé.

Dans un sol saturé, la contrainte effective s'est liée à la contrainte totale σ et à la pression de l'eau u_w qui règne dans les interstices entre les particules par la relation : $\sigma' = \sigma - u_w$

Au fur et à mesure que le temps passe, l'évaporation de l'eau provoque un changement de la teneur en eau qui conduit à une modification des pressions interstitielles régnant en son sein.

La relation ($\sigma' = \sigma - u_w$) montre que si la pression u_w diminue à la suite d'une dessiccation due à l'assèchement, la succion croît entraînant une augmentation de la contrainte effective, ce qui aura pour effet de comprimer le sol et provoquera un serrage des grains donc une diminution de la longueur de l'éprouvette.

Les figures III.5a, III.5b et III.5c montrent que :

- Le diagramme de la variation de la longueur en fonction du temps est d'abord très concave, puis se redresse progressivement avec le temps et cette concavité est d'autant plus forte que la teneur en eau de fabrication est élevée.
- La longueur ne varie plus à partir du 10^{ème} jour pour E10, du 7^{ème} jour E14 et du 11^{ème} jour pour E30.
- Plus la teneur en eau de fabrication est élevée plus la diminution de la longueur est importante, les grandes variations de la longueur sont observées durant les premiers jours suivant la confection des éprouvettes.
- L'amplitude du raccourcissement de l'éprouvette est proportionnelle à la teneur en eau de façonnage.
- Quand l'échantillon se dessèche, le volume d'eau diminue, les éprouvettes changent de volume et les courbes de variation de la longueur en fonction du temps présentent deux phases : dans la première la variation de la longueur est appréciable au cours des 5 premiers jours, les grains se rapprochent les uns des autres, l'échantillon est toujours saturé et la longueur de l'éprouvette diminue considérablement, c'est-à-dire le raccourcissement observé est très fort. Dans la deuxième phase les grains sont en contact et ne peuvent plus se rapprocher. Le raccourcissement est ralenti et finit par se stabiliser au bout du 10^{ème} jour. Le raccourcissement de la longueur se poursuit dans le temps très lentement, très rapide au début.

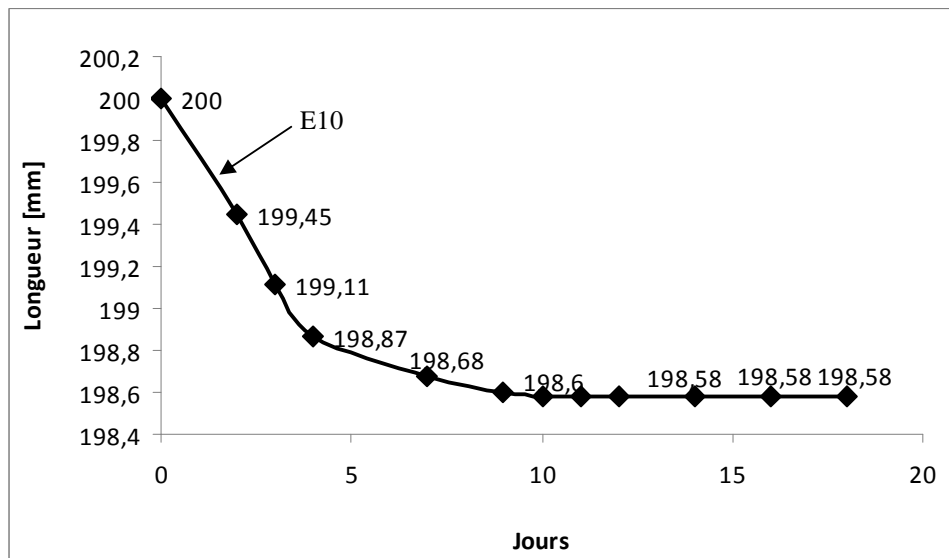


Figure III.5 a : Evolution de la longueur en fonction du temps E10.

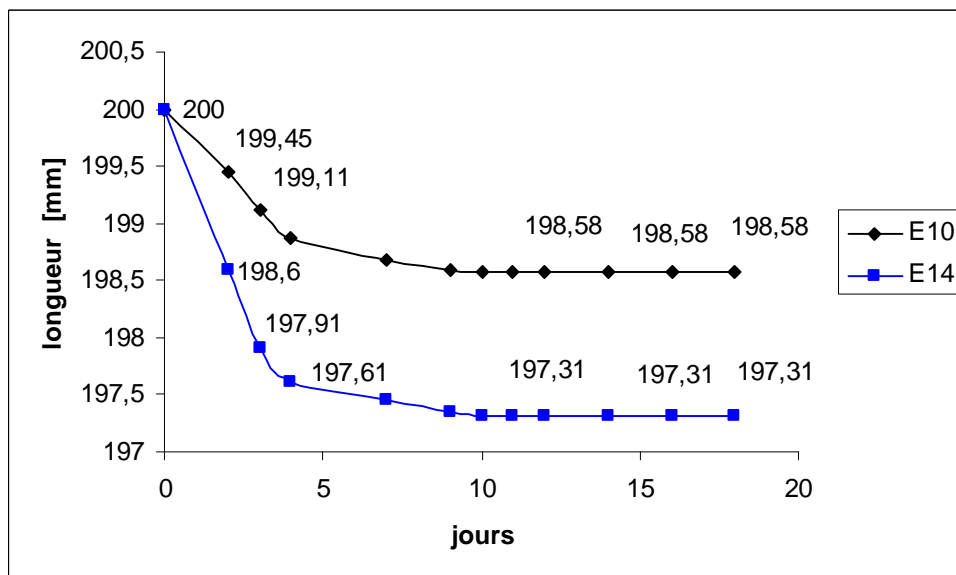


Figure III.5 b : Comparaison : longueur en fonction du temps E10 et E14.

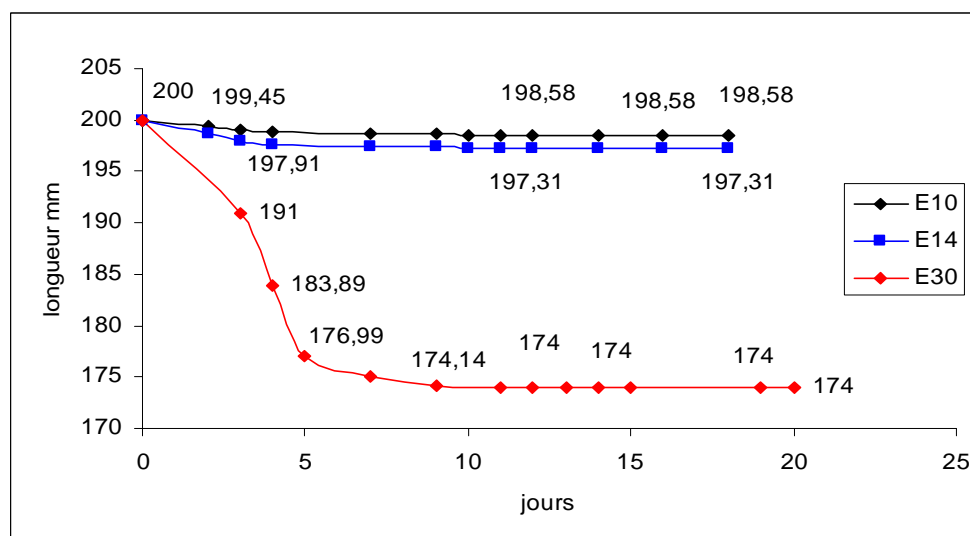


Figure III.5c : Variation de la longueur en fonction du temps E10, E14 et E30.

III.2.3.4.2. Variation de la masse en fonction du temps

Les figures III.6a, III.6b et III.6c représentent les courbes de perte de masse en fonction de l'âge des éprouvettes, elles présentent une grande similitude avec les courbes de la longueur en fonction du temps. L'allure des courbes est identique. On constate que le départ d'eau qui est la cause principale de retrait, se fait en 2 temps :

- Dans un premier temps, le départ de l'eau est appréciable surtout important aux jeunes âges. On a alors une grande vitesse de séchage. Comme dans le cas de la longueur en fonction du temps, la masse en fonction du temps présente une concavité d'autant plus forte que la teneur en eau du matériau est élevée.

$$V_v = V_w = M_w / \rho_w \quad \Delta V_v = \Delta M_w / \rho_w \quad (\text{III.9})$$

Cette relation indique que la diminution du volume des vides est égale à la diminution de la masse de l'éprouvette. Etant donné que la pente de variation $1/\rho_w = 1$ avec des unités cohérentes, cela signifie que $\Delta V_v = \Delta M_w$, le volume d'eau extrait est égal à la diminution de volume de l'éprouvette et donc le sol reste à l'état saturé.

- Dans un deuxième temps l'évolution du séchage devient lente et la masse se stabilise à partir de la deuxième semaine environ. Dans cette phase, le départ de l'eau n'est plus accompagné de variation de volume et l'éprouvette se désature.

Notons que pour tous les échantillons, malgré que la longueur se soit stabilisée, l'essai n'est pas pour autant arrêté car la masse continue à diminuer. Il est terminé quand la masse est stabilisée.

Les masses initiales des éprouvettes sont différentes car la densité du matériau varie suivant la teneur en eau lors du compactage. La masse sèche des échantillons est de :

$$M_s \text{ E10} = 2885 \text{ g} \quad M_s \text{ E14} = 2756 \text{ g} \quad M_s \text{ E30} = 2174 \text{ g}$$

L'essai Proctor a montré que la teneur en eau optimale est de 11 % et la masse volumique apparente sèche est de 1.76 g/cm^3 . Il est utile de rappeler qu'à très forte teneur en eau le compactage est difficile donc inefficace ce qui explique la faible densité obtenue.

$$M = M_s + M_w \quad \Delta M = \Delta M_w \quad (\text{III.10})$$

La perte de masse est égale à la masse d'eau évaporée puisque la masse des grains solides (M_s) reste constante pendant le séchage.

La figure III.6 montre les aptitudes du sol à absorber de forte masse d'eau qui après son départ engendre une forte variation de volume qui est l'une des principales causes dans de nombreux sinistres.

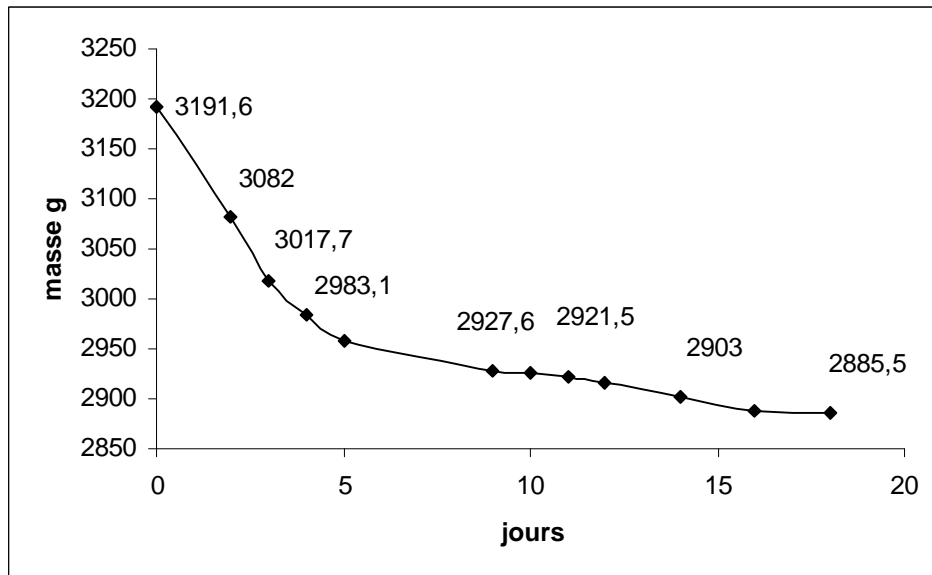


Figure III.6a : Variation de la masse en fonction du temps E10.

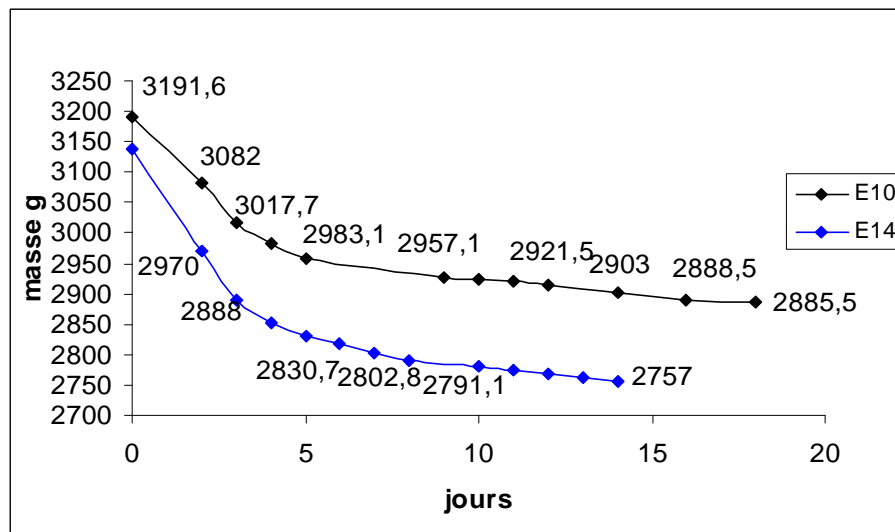


Figure III.6 b : Comparaison : masse en fonction du temps E10 et E14.

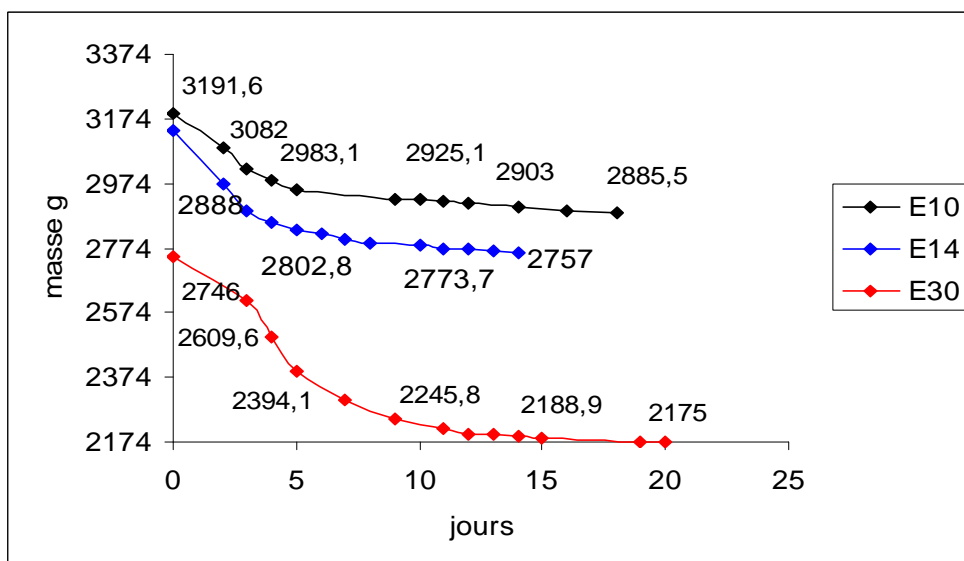


Figure III.6 c : Variation de la masse en fonction du temps E10, E14 et E30.

III.2.3.4.3. Variation de la masse en fonction de la longueur

Lorsque l'éprouvette saturée se dessèche on observe sur les figures III.7a, III 7b et III.7c trois zones très différentes :

Zone de forte humidité : Cette zone est caractérisée par une portion de droite rectiligne et inclinée représentant la phase pendant laquelle la masse est proportionnelle à la longueur. Quand la masse diminue la longueur diminue aussi; plus la perte de masse est importante plus le raccourcissement de la longueur est important. Le départ d'eau s'accompagne d'un rapprochement des particules. Ces particules s'enchevêtrent jusqu'à ce qu'elles soient en contact et ne puissent plus se déplacer. Ce rapprochement des particules entraîne du même coup une diminution dimensionnelle. Le sol est toujours saturé et sa longueur diminue. Sur la courbe, il est facile de repérer le point où la courbe n'est plus rectiligne. Ce point correspond à la teneur en eau où l'échantillon n'est plus saturé et pour laquelle le retrait cesse ou évolue de façon négligeable. Cette teneur en eau est appelée limite de retrait. Les mêmes figures montrent que la longueur du segment incliné qui représente un palier de plasticité est d'autant plus long que la teneur en eau de fabrication est élevée.

Zone intermédiaire : la masse diminue et le retrait est nul ou négligeable.

Zone de retrait nul : Dans l'autre portion de droite, parallèle à l'axe vertical portant la masse on constate que dans cette phase, la masse de l'éprouvette diminue et la longueur reste constante. Les grains sont en contact et ne peuvent plus se rapprocher. L'élimination de l'eau ne fait plus varier la longueur mais désature l'échantillon. La longueur de l'éprouvette reste constante tandis que la masse continue à diminuer. Dans cette phase le raccourcissement de la longueur est stabilisé mais le départ de l'eau continue.

Comparaison de E10 et E14

- Le raccourcissement total de la longueur est proportionnel à la teneur en eau de façonnage
- L'indice de plasticité qui est dans ce cas la longueur du segment rectiligne est proportionnel à la teneur en eau de façonnage donc le palier de plasticité dépend de la teneur en eau.
- D'après ces différentes figures pour un même échantillon la variation de la masse en fonction de la longueur est une droite dont la pente dépend de la masse initiale de l'échantillon.
- Les segments de droite correspondant au retrait normal ne sont pas parallèles plus la densité du matériau est élevée plus la pente de variation de la masse en fonction de la longueur est élevée.
- La courbe E30 présente un raccourcissement spectaculaire car la quantité d'eau de façonnage est considérable.

L'échantillon étant saturé on a :

$V_v = V_w = M_w/\rho_w$; $\Delta V_v = \Delta M_w/\rho_w = \Delta(M - M_s) = \Delta M$ car M_s est constante puisque $V = V_v + V_s$ alors $\Delta V = \Delta V_v = \Delta M$.

La diminution de la masse de l'éprouvette correspond exactement à la diminution du volume du mélange.

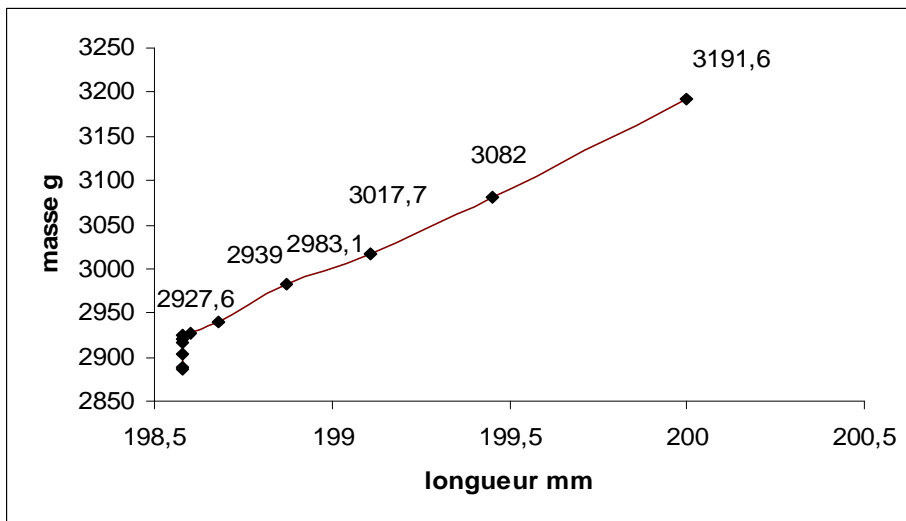


Figure III.7 a : Variation de la masse en fonction de la longueur E10.

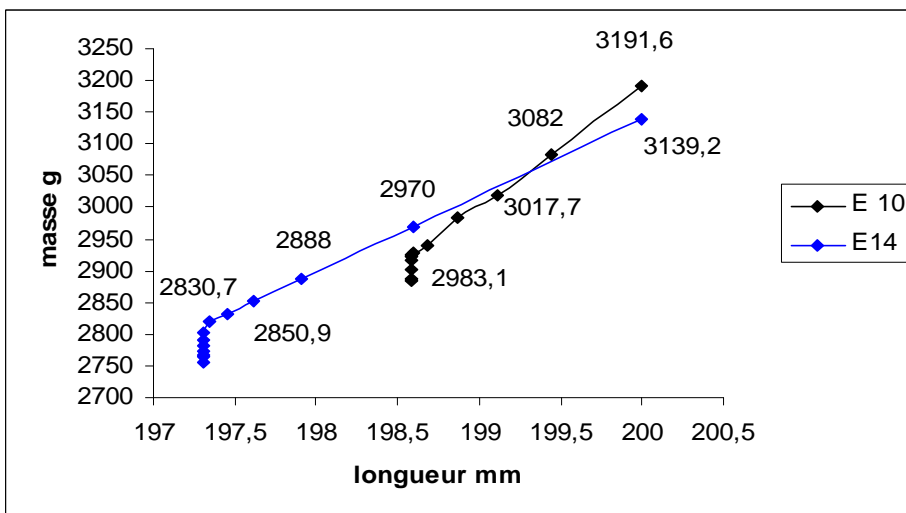


Figure III.7b : Comparaison : masse en fonction de la longueur E10 et E14.

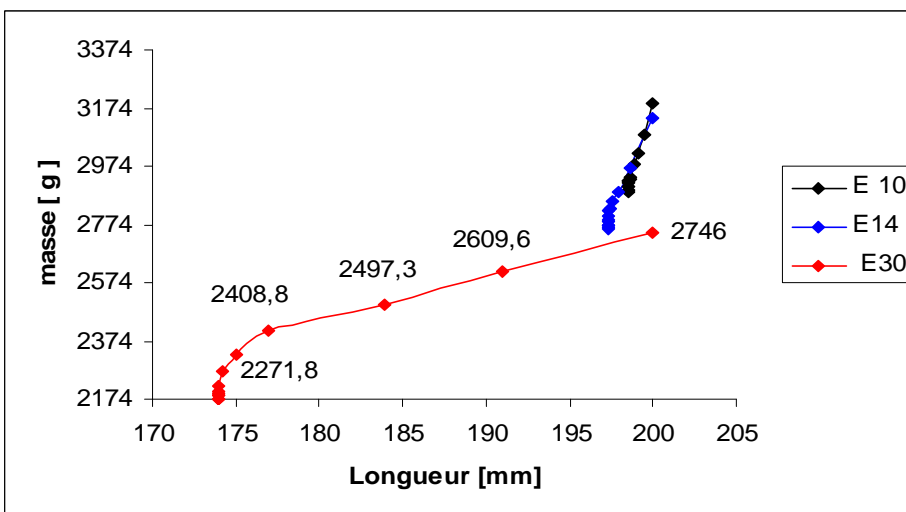


Figure III.7c : Comparaison : masse en fonction de la longueur E10, E14 et E30.

III 2.3.4.4. Variation de l'humidité en fonction du retrait

Sur les courbes des figures III.7d, III.7e et III.7f apparaissent clairement les deux principales phases du retrait : retrait normal et l'absence de retrait.

Retrait normal : Le retrait est proportionnel à la teneur en eau de saturation. Plus le pourcentage d'eau contenue dans le sol est élevé au moment de façonnage, plus le retrait de séchage est important. Le retrait varie linéairement en fonction de l'humidité. Cette humidité correspond à une teneur en eau de saturation car quand le volume de l'éprouvette varie cette dernière reste toujours saturée tant que cette teneur en eau est supérieure à la limite de retrait.

Absence de retrait : Le retrait nul est facile à remarquer sur l'axe des teneurs en eau car l'élimination de l'eau ne fait plus varier la longueur de l'échantillon mais le désature donc cette zone correspond à l'absence de retrait.

Limite de retrait : L'intersection de la droite représentant le retrait normal avec l'axe portant l'humidité (absence de retrait) donne la limite de retrait effective. Les valeurs des limites de retrait obtenues pour les différents échantillons sont données dans le tableau III.12.

Tableau III.12 : Limites de retrait

Echantillon	E10	E 14	E 30
Limite de retrait effective w_{re}	1.47	2.26	5

III.2.3.4.5. Comparaison des retraits obtenus

Pour étudier l'influence de la masse volumique sèche sur le retrait nous avons séché et pesé les échantillons à la fin de l'essai. Les figures III.7g et III.7h montrent que pour un échantillon donné de masse volumique sèche (ρ_d) fixe, le retrait décrit une droite quand la teneur en eau varie. On présente dans le tableau III.13 et sur la figure III.7i les masses volumiques obtenues après séchage à l'étuve des échantillons.

Le volume initial de l'échantillon est égal à celui du moule.

$$V = \pi H D^2 / 4$$

D : diamètre du moule = 10 cm

H : hauteur du moule = 20 cm

V : volume du moule = 1570 cm³

Tableau III.13 : Retrait final en fonction de la masse volumique

Echantillons	E10	E14	E30
Masse, Ms (g)	2885	2756	2174
Volume du moule (cm ³)	1570		
Masse volumique sèche $\rho_d = Ms/V$ (g/cm ³)	1.837	1.755	1.384
Retrait final (mm)	1.42	2.69	26

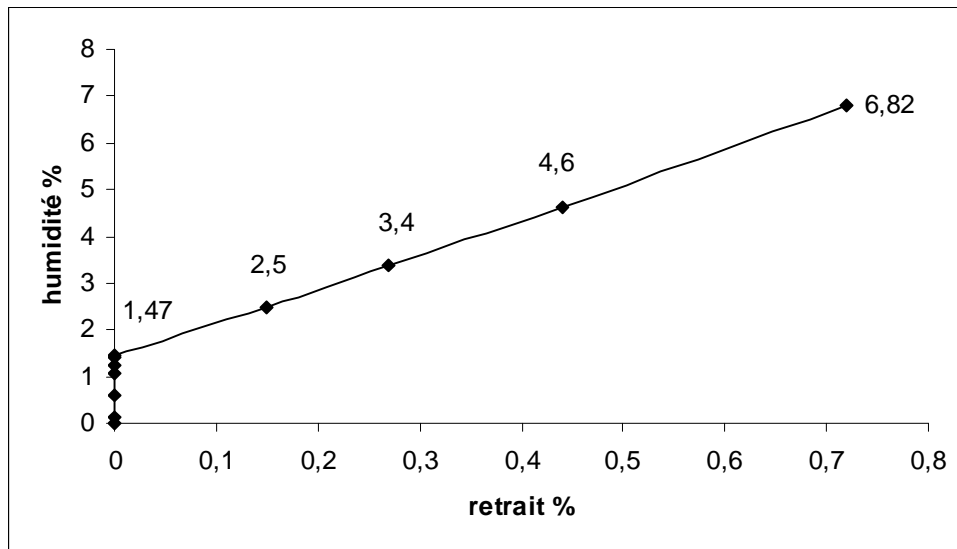


Figure III.7 d : Humidité en fonction du retrait E10

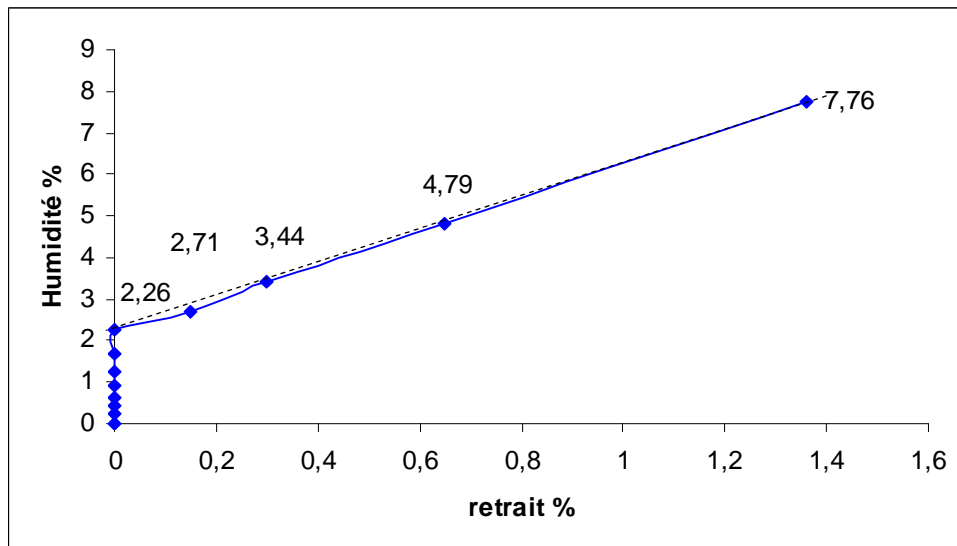


Figure III.7 e : Variation de l'humidité en fonction du retrait : E14

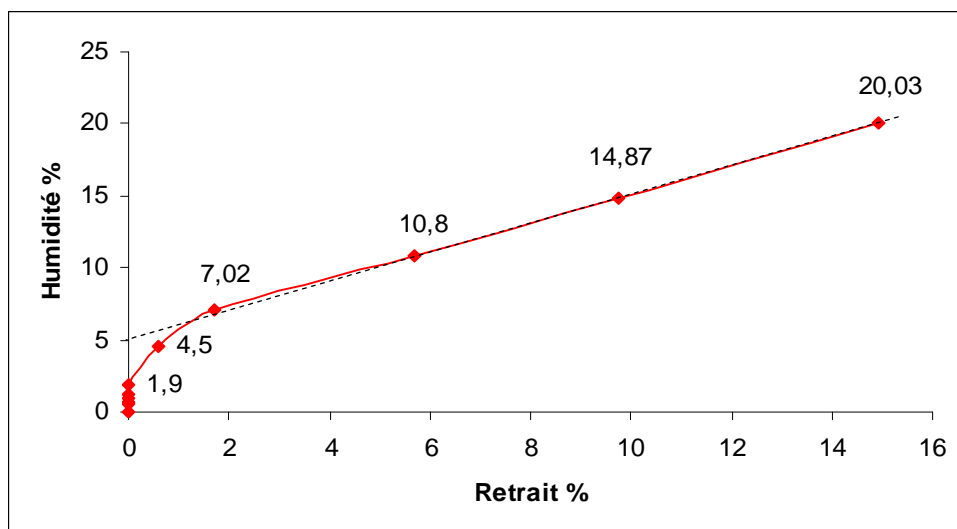


Figure III.7 f : Variation de l'humidité en fonction du retrait E30

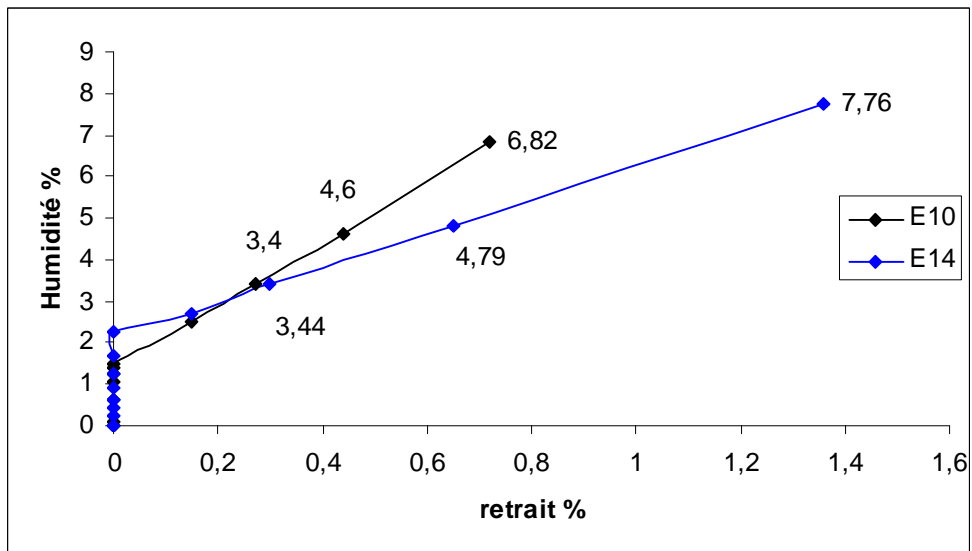


Figure III. 7g : Variation de l'humidité en fonction du retrait E10 et E14.

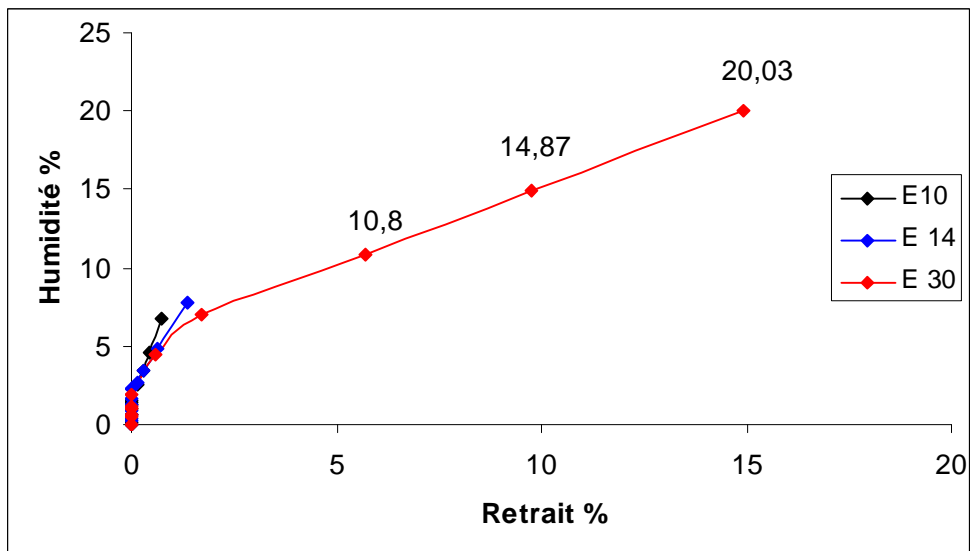


Figure III. 7h : Variation de l'humidité en fonction du retrait E10, E14 et E30.

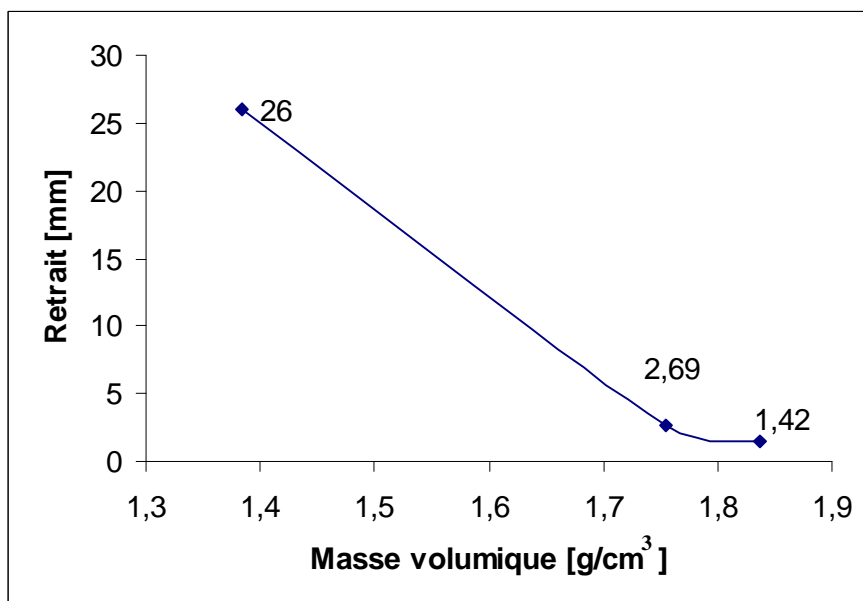


Figure III.7i : Retrait en fonction de la masse volumique.

Le retrait final diminue lorsque la masse volumique sèche augmente (Fig. III.7i). Lorsque cette dernière est élevée, le retrait est très faible, le matériau est très compact, l'indice des vides est faible et le déplacement des grains engendré par les contraintes effectives est négligeable et quand la masse volumique chute à 1.384 g/cm^3 le retrait augmente considérablement. Pour de faible masse volumique la teneur en eau est très élevée, les vides sont très importants et le déplacement des grains du sol donc le retrait est considérable.

Pour réduire le retrait il faut éviter de compacter le sol avec de fortes teneurs en eau, au contraire il est souhaitable de se rapprocher le plus possible de la teneur en eau optimale pour obtenir une densité maximale et un retrait négligeable. On en déduit que plus un matériau est dense plus le retrait est faible.

L'objectif visé par le tracé de la courbe humidité en fonction du retrait est de montrer que les figures III.7d, III.7e et III.7f qui représentent la variation de l'humidité en fonction du retrait sont identiques à celles donnant la variation de la masse en fonction la longueur. Ainsi nous constatons que dans la variation de volume total (V), seul le volume des vides varie alors que le volume occupé par les grains solides ne change pas. Ce dernier n'intervient pas dans le phénomène de variation de volume puisqu'il reste constant. Il en est de même de la masse totale de l'échantillon, lors de l'évaporation de l'eau il y a uniquement la masse d'eau contenue dans l'échantillon qui varie puisque la masse des grains solides reste constante pendant toute la phase de séchage. On en déduit que le retrait peut être étudié de 2 façons différentes :

- La masse de l'éprouvette en fonction de la longueur.
- L'humidité en fonction du retrait.

Il est clair que l'essai le plus rapide est la masse en fonction de la longueur et que cette courbe n'est qu'une façon simple de présenter la courbe de variation de volume.

La zone linéaire qui est la zone de forte humidité est très significative puisqu'elle caractérise le retrait normal ; c'est pendant cette phase que les risques de fissure peuvent donc apparaître. C'est pourquoi le séchage doit s'effectuer avec prudence pendant cette phase.

Conclusion

Le retrait n'est pas parfaitement maîtrisable par conséquent on devra chercher à le réduire en minimisant la quantité d'eau de façonnage et en compactant énergiquement pour obtenir de meilleures densité sèches. Pour améliorer les connaissances sur le phénomène du retrait on s'oriente de plus en plus vers les essais en vraie grandeur : l'étude de la masse en fonction de la longueur. L'essai effectué en vraie grandeur est une nouvelle approche qui permet de :

- Remplacer l'essai de limite de retrait conventionnelle où l'emploi du mercure, qui est un produit toxique, est inévitable.
- Tester les stabilisants ou l'effet du compactage durant la période de cure puisque cette méthode d'essai n'est pas destructible.

La limite de retrait est une notion très importante pour la durabilité car si on stabilise le matériau de telle sorte que le taux d'absorption soit inférieur à la limite de retrait effective alors le sol ne peut pas changer d'état et reste toujours à l'état solide sans retrait donc n'atteindra jamais l'état plastique où sa résistance est faible (nulle). De ce fait, le recours aux mesures directes à partir des essais au laboratoire reste la méthode la plus fiable et incontournable.

III.2.4. La stabilisation du retrait par mélange (ciment et sable)

Le durcissement du béton de terre stabilisée dans l'air s'accompagne d'une variation de son volume apparent et en absence de toute force extérieure. On stabilisera les variations de volume en renforçant le squelette inerte à l'aide d'un ciment. En plus des propriétés stabilisatrices ce liant permet d'augmenter la résistance du béton de terre stabilisée. En principe, les éléments inertes, sables et graviers doivent permettre au béton de terre stabilisée de s'opposer à ces variations de volume.

III.2.4.1. Principe de l'essai

L'essai consiste à effectuer quotidiennement des mesures de hauteur des éprouvettes et d'en déduire les variations. Une étude détaillée du retrait portera sur les éprouvettes suivantes :

- Eprouvette N°1 : matériau brut.
- Eprouvette N°2 : Stabilisée à 6% de ciment.
- Eprouvette N°3 : Stabilisée à 10% de ciment.

Sur une autre série d'éprouvettes, nous avons mesuré directement le retrait au bout du 25^{ème} jour. Ces mesures ont été faites sur des échantillons stabilisés au sable ou mélange (sable-ciment).

- Eprouvette stabilisée avec du sable 5%, 10%, 15% et 20%.
- Eprouvette stabilisée au mélange (sable S + ciment C) :

$$5\%C+15\%S, 10\%C+10\%S, 15\%C+5\%S$$

C'est le même dispositif décrit ci-dessus (Fig. III.4) qui a été utilisé pour les éprouvettes stabilisées mais on fait uniquement la lecture une fois par jour.

III.2.4.2. Etude du retrait sur le matériau brut et stabilisé à 6 et 10% de ciment

L'éprouvette N°1 non stabilisée est confectionnée avec une teneur optimale Proctor. Les résultats sont présentés dans le tableau III.14 ci-dessous.

Matériau brut : Pour le matériau brut, le retrait est très important pendant les quatre premiers jours, et ensuite il continue à croître de façon lente (Fig. III.8). Pour le matériau non stabilisé, le retrait au bout du 25^{ème} jour est de 2,43mm, donc le retrait est important dans le matériau brut.

Matériau stabilisé à 6% ciment : On note un retrait très important jusqu'au 4^{ème} jour, ensuite il augmente très faiblement comme pour le matériau non traité. L'amplitude du retrait au bout du 25^{ème} jour est de 1.95mm. En comparant le retrait final par rapport à celui du matériau brut, on note que la stabilisation au ciment de 6% réduit le retrait de 19,75%.

Matériau stabilisé à 10% de ciment : Identique au cas précédent. Le retrait est considérable au bout des quatre premiers jours, ensuite augmente faiblement en fonction du temps. L'amplitude du retrait au bout du 25^{ème} jour est de 1,35mm. Si on fait la comparaison avec le matériau brut on note qu'avec une stabilisation de 10% de ciment, le retrait est réduit de 44,44%.

On peut déduire que le retrait est très important dans les quatre premiers jours et que la stabilisation au ciment réduit énormément le retrait.

Tableau III.14 : Comparaison du retrait entre matériaux bruts stabilisés à 6 et à 10% de ciment

jours	0% de ciment (matériau brut)			Stabilisé à 6 % de ciment Cumulé			Stabilisé à 10 % de ciment Cumulé		
	Hauteur Hi [mm]	Δ Hi [mm]	Cumulé	Hauteur Hi [mm]	Δ Hi [mm]	Cumulé	Hauteur Hi [mm]	Δ Hi [mm]	Cumulé
0	97.5	0	0	101.5	0	0	106	0	0
1	96.7	0.8	0.8	101	0.8	0.5	105.6	0.4	0.2
2	96.15	0.55	1.35	100.65	0.85	0.85	105.4	0.2	0.6
3	95.84	0.31	1.66	100.38	0.27	1.12	105.2	0.2	0.8
4	95.49	0.35	2.01	100	0.38	1.5	104.8	0.6	1.2
7	95.4	0.09	2.1	99.9	0.1	1.6	104.73	0.07	1.27
10	95.38	0.02	2.12	99.86	0.04	1.64	104.73	0	1.27
11	95.3	0.08	2.2	99.84	0.02	1.66	104.7	0.03	1.3
13	95.2	0.1	2.3	99.68	0.16	1.82	104.68	0.02	1.32
18	95.16	0.04	2.34	99.65	0.03	1.85	104.67	0.01	1.33
21	95.1	0.06	2.4	99.6	0.05	1.9	104.66	0.01	1.34
24	95.08	0.02	2.42	99.58	0.02	1.92	104.66	0	1.34
25	95.07	0.01	2.43	99.55	0.03	1.95	104.65	0.01	1.35

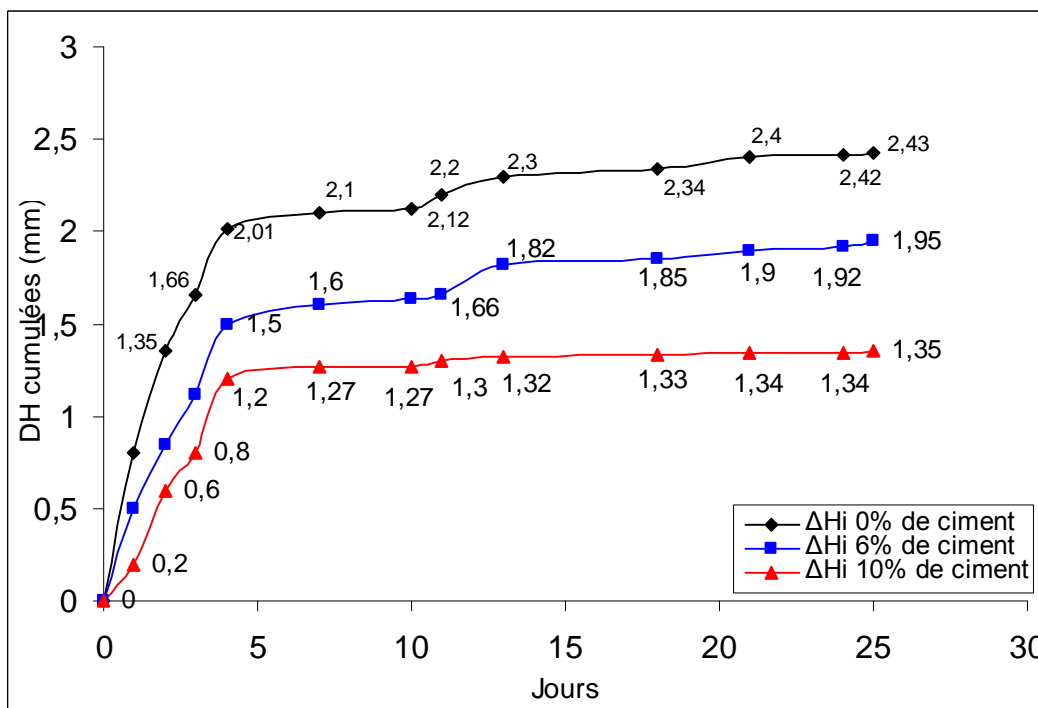


Figure III.8 : Variation du retrait en fonction de l'âge des éprouvettes du matériau brut, stabilisé à 6 et 10% de ciment

III.2.4.3. Retrait final

Le retrait final est mesuré directement au bout de 25 jours sur trois essais :

- Echantillons stabilisés avec du sable seul.
- Echantillons stabilisés par mélange (sable + ciment).
- Echantillon non stabilisé (brut), avec des teneurs en eau de fabrication différentes.

III.2.4.3.1. Etude du retrait final en fonction de la teneur en eau

Le tableau III.15 présente les résultats obtenus. On note que quand la teneur en eau est très importante (19,28%), le retrait est excessif (6,03mm) (Fig III.9), il fait presque sept fois celui obtenu à l'optimum Proctor (11,91-0,86 mm). Le retrait augmente beaucoup avec la teneur en eau quand celle-ci s'éloigne de l'optimum Proctor dans le sens croissant. Au contraire, il diminue en s'éloignant de l'optimum Proctor dans le sens décroissant des teneurs en eau. Donc, sur le versant sec de la courbe Proctor, le retrait est soit nul ou négligeable.

Afin d'éviter de grosses fissures qui font du matériau terre un matériau « pauvre », impropre à la construction, il est recommandé de se situer sur le versant sec pour éviter le retrait très proche de l'optimum pour éviter la formation des nids, et avoir un parfait état de surface, une bonne densité et une meilleure résistance.

Tableau III.15 : Mesure du retrait final-Teneur en eau

Teneur en eau W [%]	8,63	10,00	11,91	13,43	16,56	19,28
Retrait [mm]	0	0	0,86	2,59	3,88	6,03

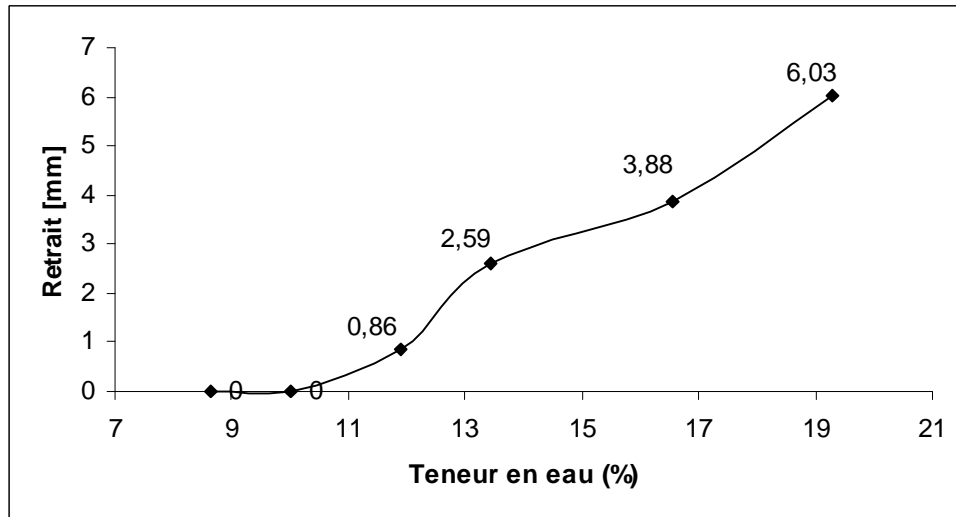


Figure III.9 : Retrait final – Teneur en eau Age : 28 jours.

III.2.4.3.2. Stabilisation avec du sable seul

Ces éprouvettes sont stabilisées avec de différents pourcentages de sable. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.16 et la figure III.10.

Tableau III.16: mesure du retrait stabilisé avec du sable.

% sable	5	10	15	20
Retrait [mm]	1,74	1,73	0,88	0,87

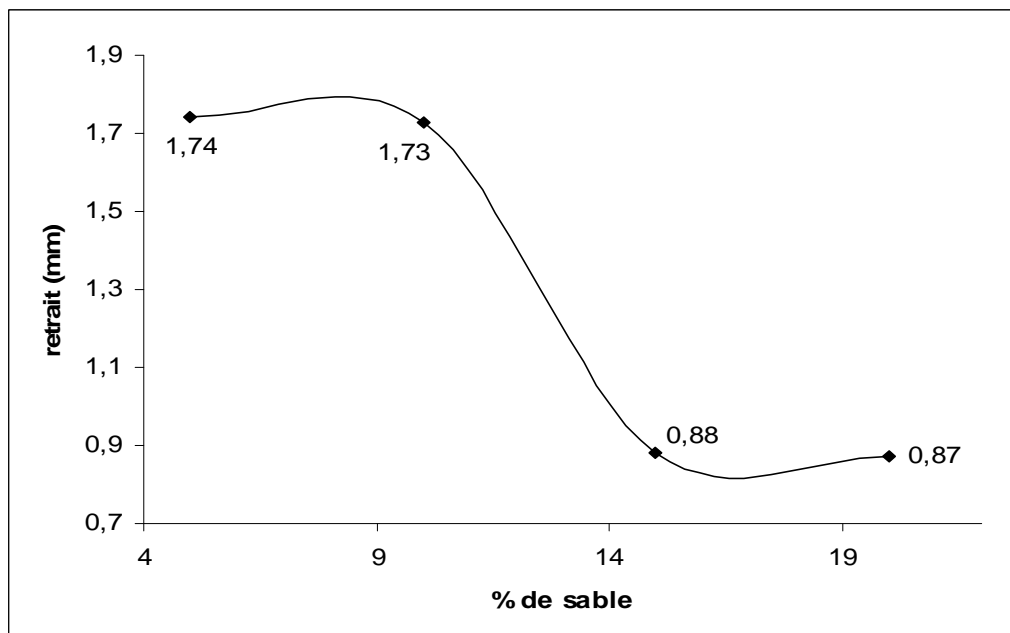


Figure III.10 : Retrait final en fonction du % de sable mesuré à 28 jours d'age.

Commentaire :

Sur le tableau III.14, le retrait final mesuré au bout de 25 jours sur l'éprouvette de sol brut confectionnée avec une teneur en eau optimale est de 2,43mm. Pour le même sol associé à 5% de sable, le retrait est de 1,74mm, donc il est réduit de 28,39%, avec 10%, 15% et 20% du sable, le retrait est respectivement réduit de 28,80%, de 63,78% et de 64,19%. La diminution du retrait est très sensible pour un pourcentage de sable supérieur à 10%. Au-delà de 15%, le retrait varie faiblement avec le pourcentage de sable. Un dosage de 15% de sable donne un retrait de 0,88mm. Un dosage de 20% de sable donne un retrait de 0,87mm. Le retrait est presque achevé c'est-à-dire stabilisé. On peut déduire qu'un apport de 15 à 20% de sable stabilise le retrait.

Economiquement, vu le prix de revient du ciment, il est préférable de stabiliser avec du sable qu'avec du ciment par rapport au retrait bien entendu. On peut considérer qu'à partir d'un apport de 15% en sable, le retrait a sa plus faible valeur, il est stabilisé. On peut conclure que la stabilisation avec du sable réduit efficacement le retrait.

III.2.4.3.3. Stabilisation par mélange (Sable + ciment)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.17. En comparant ces différents retraits par rapport à celui du matériau brut, on note une réduction du retrait de 53,9% pour le mélange M₁ et 69.54% pour le mélange M₃. La stabilisation par mélange de 15% de ciment et de 5% de sable réduit le retrait à 0,74mm. C'est un résultat très satisfaisant.

Tableau III.17 : Mesure du retrait final du BTS pour différents mélanges.

	Mélange		
	M1	M2	M3
Ciment + Sable	5%C + 15%S	10%C + 10%S	15%C + 5%S
Retrait final (mm)	1,12	1,11	0,74

III.2.5 Perméabilité**III.2.5.1. Généralités**

On emploie le terme coefficient de perméabilité pour définir l'état d'être perméable, ou la propriété permettant aux gaz et fluides de circuler à travers un sol ou une roche.

Le perméamètre à charge variable est utilisé pour mesurer la perméabilité d'un sol fin. C'est une application directe de la loi de Darcy. On place l'échantillon de section S et de longueur L dans un perméamètre à charge variable et l'on suit la baisse du niveau de l'eau dans le tube. On choisit bien entendu, la section (a) du tube d'autant plus petite que k l'est lui-même de façon à avoir une meilleure précision pour la lecture.

III.2.5.2. Préparation de l'échantillon et mode opératoire de l'essai

A partir des éprouvettes confectionnées dans le moule Proctor, on taille des échantillons de forme cylindrique, de diamètre D = 5cm et de hauteur égale à 1cm. Les éprouvettes de béton de terre sont stabilisées au ciment, au sable et au sable + ciment.

On place l'échantillon préparé entre 2 plaques poreuses de grande perméabilité dans un perméamètre. On commence par amener l'échantillon à saturation. On constate que le niveau de l'eau baisse lentement dans le tube. On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau h_1 voisin de l'extrémité supérieure du tube au niveau h_2 d'une division voisine du bas du tube (les altitudes sont repérées par rapport au niveau de l'eau dans l'ajustage de sortie). Le coefficient de perméabilité est donné par la formule :

$$K = \frac{a}{S} \cdot \frac{L}{t} \cdot \log \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{III.11})$$

avec

K : Perméabilité du sol.

a : Section transversale du tube gradué.

S : Section transversale de l'échantillon.

L : Longueur de l'échantillon.

h_1 : Charge hydraulique à $t = 0$.

h_2 : Charge hydraulique au temps t.

t : temps mis par la charge hydraulique pour passer de h_1 à h_2

Les résultats sont représentés dans le tableau III.18 et la Figure III.11. Pour les éprouvettes de béton de terre stabilisée au ciment, la perméabilité diminue lorsque le dosage en ciment augmente. Le résultat s'explique par la présence du ciment qui vient boucher les pores du sol.

Tableau III.18 : Variation de la perméabilité - Teneur en ciment

Dosage en ciment	h_1 [cm]	h_2 [cm]	t s	Perméabilité 10^{-6} [cm/sec]
5%	60	50	1,32	14,04
10%	60	50	2,32	7,32
15%	60	55	9,53	0,93
20%	60	55	32,51	0,27

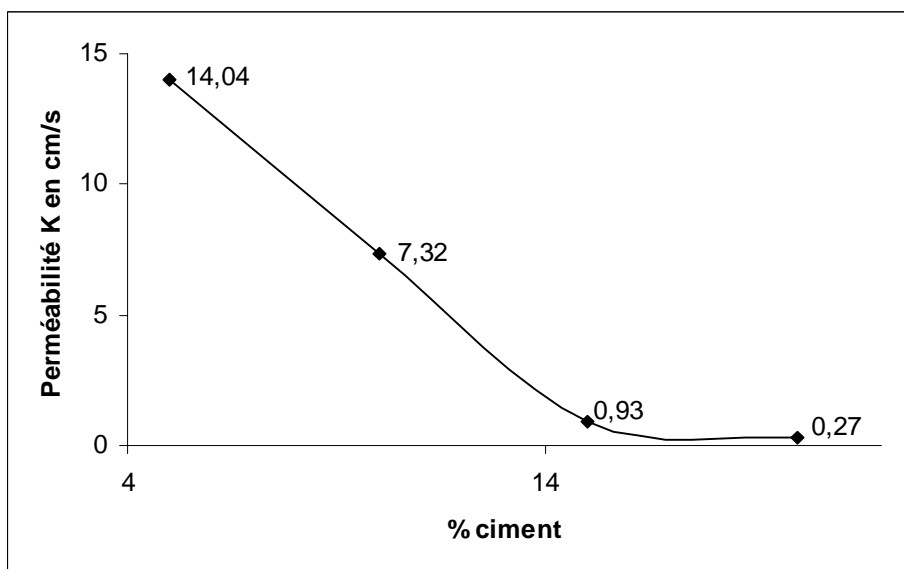


Figure III.11 : Variation de la perméabilité en fonction de la teneur en ciment

III.2.6. Etude de la résistivité électrique du béton de terre stabilisée

Nous étudierons la variation de la résistivité électrique en fonction de la teneur en eau, du pourcentage du ciment et du dosage en sable par analogie électrique, nous pouvons prévoir la variation de la perméabilité et de la conductivité thermique en fonction des mêmes paramètres.

III.2.6.1 Analogie électrique et Principe de mesure

Un conducteur électrique de résistivité ρ , soumis à une tension électrique $u(x,y,z)$ est le siège d'un courant dont le vecteur densité est donné par la loi d'Ohm généralisée donnée par l'équation (III.12). On a une parfaite correspondance avec la loi de Darcy (équation III.13) et la loi de Fourier (équation III.14)

$$\vec{I} = - (1/\rho) \overrightarrow{\text{grad}} u \quad \text{(III.12)}$$

$$\vec{V} = - k \overrightarrow{\text{grad}} h \quad \text{(III.13)}$$

$$\vec{W} = - \lambda \overrightarrow{\text{grad}} \theta \quad \text{(III.14)}$$

Dans tous les trois cas, l'équation fondamentale s'écrit :

$$\Delta u = 0 ; \quad \Delta h = 0 ; \quad \Delta \theta = 0 \quad \text{(III.15)}$$

On a la similitude totale entre les phénomènes électrique, hydraulique, thermique.

ELECTRICITE

u : Une tension u

i : densité de courant

$1/\rho$ =conductivité électrique

HYDRAULIQUE

h = charge hydraulique

v = vitesse de filtration

k = perméabilité

THERMIQUE

θ = température

\vec{w} = densité de chaleur

λ = conductivité thermique

d'où il découle :

$$di = I ds \quad dQ = v.ds \quad d\Phi = w.ds \quad \text{(III.16)}$$

di = intensité de courant électrique

dq = débit

$d\Phi$ = flux de chaleur

III.2.6.2. Principe et matériel de mesure

Pour mesurer la résistivité d'un matériau tel que le béton de terre stabilisée, on confectionne une éprouvette de forme cylindrique. Celle-ci sera traversée par un courant électrique. La mesure de l'intensité du courant qui traverse l'éprouvette ainsi que la différence de potentiel entre deux points du cylindre nous permettra d'en déduire la résistivité. Pour ce type de mesure, on peut utiliser le dispositif expérimental suivant (Fig. III.12) :

$$R = \frac{u}{I} \quad \text{(III.17)}$$

$$R = \rho \cdot \frac{L_{elec}}{S} \quad \text{(III.18)}$$

$$\rho = \frac{u}{I} \cdot \frac{S}{L_{elec}} \quad \text{(III.19)}$$

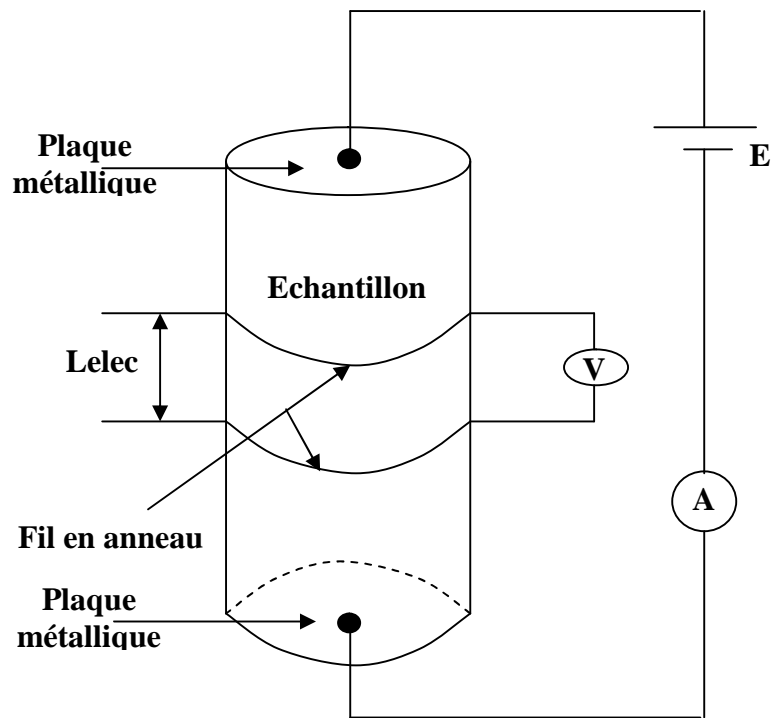


Figure III.12 : Dispositif expérimental de mesure de la résistivité électrique.

E : Générateur de courant (batterie 12V).

A : Ampèremètre qui nous donne l'intensité de courant qui traverse l'éprouvette d'essai.

V : Un voltmètre.

S : Section transversale de l'échantillon = 81,03cm²

ρ et R: Résistivité électrique et résistance électrique de l'éprouvette entre les 2 fils d'anneaux.

$\frac{1}{\rho e}$: Conductivité électrique

L_{elec} : Longueur séparant les 2 fils d'anneaux.

III.2.6.3. Mesure de la conductivité en fonction des teneurs en ciment ou en sable

Les éprouvettes utilisées pour cet essai sont stabilisées au ciment ou au sable dans des proportions suivantes (5%, 10%, 15% et 20%) et dosées avec la teneur en eau optimale. Les résultats sont donnés dans le tableau III.19 et la Figure III.13. La conductivité diminue quand le pourcentage de sable ou de ciment croît.

L'étude de la conductivité électrique présente un très grand intérêt sur le plan expérimental car si on fait une analogie électrique nous aboutissons aux avantages suivants :

- La mesure de la conductivité est un essai non destructif donc on peut l'exécuter sur n'importe quelle type d'éprouvette.
- On n'a pas besoin de tailler ces éprouvettes et l'essai est facile, rapide et précis.
- Pour étudier la perméabilité, il suffit d'étudier la conductivité électrique comme il est indiqué ci-dessus (réf. III.2.6.1) et par analogie déduire les autres propriétés physiques.

Donc on peut conclure que la conductivité thermique et la perméabilité varient de la même manière que la conductivité électrique.

Tableau III.19 : Variation de la conductivité électrique en fonction de la teneur en ciment ou en sable

	Dosage	L elec 10^{-2} (m)	U (volts)	I 10^{-3} (A)	R (Ω)	P ($\Omega.m$)	$1/\rho$ ($\Omega.m$) ⁻¹
Ciment	5	5.4	0.95	7	135.71	20.36	0.0805
	10	5.6	1	7	125	18.08	0.0595
	15	5.9	1.1	9	122.22	16.78	0.0553
	20	5.8	1.2	13.5	88.89	12.41	0.0491
Sable	5	5.4	0.9	4.4	204.55	30.693	0.0325
	10	5.4	0.8	3.2	250.00	37.513	0.0266
	15	6.2	1.3	4	325.00	42.475	0.0235
	20	5.2	1.0	2.9	344.83	53.733	0.0186

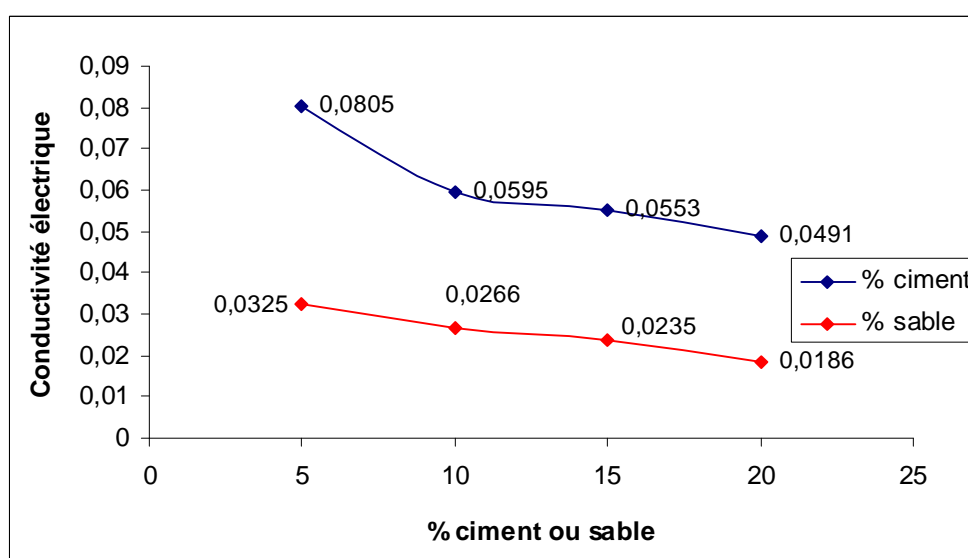


Figure III.13 : Variation de la conductivité électrique en fonction du % de ciment ou de sable

Conclusion :

- Le retrait est important dans le matériau brut et durant les quatre premiers jours et la stabilisation au ciment le réduit énormément.
- Sur le versant sec de la courbe Proctor, le retrait est soit nul ou négligeable. Il est recommandé de se situer sur le versant sec pour éviter le retrait mais très proche de l'optimum pour éviter la formation des nids, avoir un parfait état de surface, une bonne densité et une meilleure résistance.
- On doit éviter le recours à des teneurs en eau fortes car la résistance, la densité et le retrait se trouvent compromis.
- Un apport de 15 à 20% de sable stabilise la variation de volume.
- On peut considérer qu'à partir d'un apport de 15% en sable, le retrait a sa plus faible valeur. Il est stabilisé. La stabilisation avec du sable réduit efficacement le retrait.
- La stabilisation par mélange de 15% de ciment et 5% de sable ramène le retrait à 0,74mm. C'est un résultat très satisfaisant.

- La terre crue présente un important retrait qui provoque les larges fissures et porte atteinte à l'esthétique des ouvrages en terre. Il est conseillé de travailler avec des teneurs en eau de fabrication faible ou proche de la teneur optimale.
- Même si la stabilisation au sable seul présente un intérêt certain pour l'effet du retrait, elle ne peut pas être retenue car les blocs stabilisés seul se comportent très mal à l'eau.
- Le retrait « principal » se manifeste au bout des quatre premiers jours. Il est possible de la réduire en conservant ces blocs de béton de terre stabilisée un peu plus de quatre jours dans un milieu humide.
- La stabilisation au ciment est efficace pour le retrait mais elle est meilleure quand elle a lieu par mélange (15% de ciment et 5% de sable).
- La stabilisation au ciment diminue la perméabilité. Donc par analogie, on en déduit que la conductivité thermique l'est aussi. Le confort thermique est ainsi amélioré.

III.2.7. La stabilisation chimique

III.2.7.1. La stabilisation au ciment

L'essai de stabilisation par ajout de ciment artificiel (CPA325) est un procédé de stabilisation chimique. On a alors un sol naturel auquel on ajoute une certaine quantité de ciment et d'eau, déterminée par des essais au laboratoire puis mis en place par compactage.

Les essais de laboratoire nous permettent de déterminer les dosages en ciment et en eau à prendre compte tenu de la nature de ce ciment et des principales caractéristiques physiques du sol à traiter pour obtenir une résistance à la compression optimale et une tenue à l'eau acceptable.

III.2.7.1.1. Préparation et fabrication des éprouvettes

Avant de commencer la stabilisation, on met notre échantillon à l'étuve pour éliminer l'humidité qu'il contient. La stabilisation est faite sur un sol qui est passé au tamis de diamètre de 5 mm. Pour fabriquer des éprouvettes, on utilise le moule Proctor normalisé. On pèse une quantité de 900 grammes de notre échantillon de sol, qu'on mélange à chaque fois avec une certaine quantité de ciment et une teneur en eau optimale (11 %). Ces éprouvettes nous servent à faire les essais de contrôle suivants :

III.2.7.1.2. Résistance à la compression simple à l'état sec et tenue à l'eau

Pour tester l'effet de la stabilisation, nous avons exécuté des essais de compression simple à l'état sec sur des éprouvettes de 28 jours d'âge. Pour étudier l'effet de la stabilisation sur la tenue à l'eau, on réalise l'essai d'écrasement des éprouvettes après 48 heures d'immersion dans l'eau. Les résultats sont donnés dans le tableau III.20 et la figure III.14.

Tableau III.20 : Résistance à l'écrasement à l'état sec et après immersion de 48 heures en fonction du pourcentage de ciment à l'âge de 28 jours.

% Ciment	Section cm ²	Etat sec		Après immersion de 48 heures	
		Force de Rupture F (daN)	Résistance à l'état sec Rsec (daN/cm ²)	Force de rupture F (daN)	Résistance après immersion Rsat (daN/ cm ²)
0	55.42	925	16,70	/	/
4		1575	23,43	675	12,20
6		1820	32,85	1000	18,00
8		2225	40,16	1125	20,30
10		2325	41,96	1175	21,20
12		2875	51,90	1225	22,10
15		3400	61,40	1350	24,35
20		3600	65,00	1475	26,60

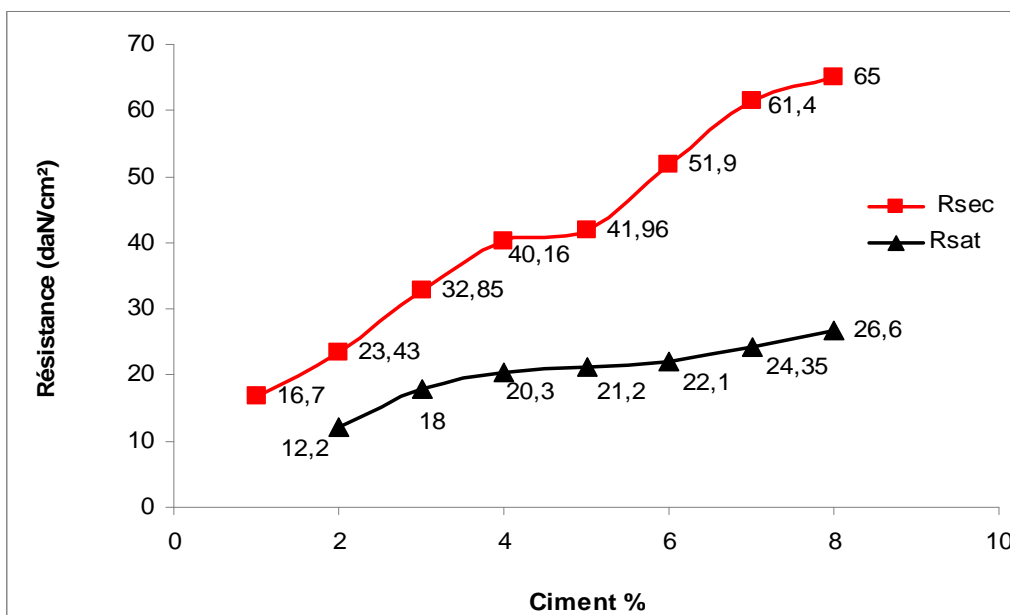


Figure III.14 : Résistance Rsec et après immersion de 48h Rsat en fonction du % ciment.

On note sur la Figure III.14 que la résistance à la compression simple à l'état sec augmente proportionnellement avec la teneur en ciment. Les éprouvettes non stabilisées n'ont présenté aucune résistance après immersion. Elles ont très mal supporté l'épreuve de l'eau. La stabilisation par addition de ciment améliore la tenue à l'eau. Plus le pourcentage de ciment augmente mieux est sa résistance après immersion mais cette amélioration n'est pas proportionnelle au pourcentage de ciment. On constate une nette amélioration entre 4% et 8% de ciment mais le surdosage n'amène qu'une faible augmentation de résistance.

Le coefficient de ramollissement est nul pour le sol non stabilisé (Tableau III.21). Ce coefficient est très élevé pour 6% (kram = 54,79%) de ciment, ensuite il décroît avec le pourcentage de liant. Ceci montre que le gain de résistance en compression simple après immersion est très important par rapport à celui obtenu par écrasement à sec. C'est-à-dire que le

comportement du matériau à l'eau est nettement amélioré puisqu'il représente un pourcentage considérable de la résistance à sec. La plus grande valeur du coefficient de ramollissement est obtenue pour 6% de ciment ($kram = 54,79\%$) et présente une valeur optimale. C'est-à-dire économiquement il est très intéressant. C'est pour ce dosage que la résistance à l'écrasement après immersion est un peu plus de la moitié de résistance à l'écrasement à l'état sec. Pour les autres dosages, ce coefficient est plus faible.

Tableau III.21 : Variation du coefficient de ramollissement -pourcentage de ciment

% de ciment	0	4	6	8	10	12	15	20
Coefficient de ramollissement en % $Kram = R_{sat} / R_{sec}$	0	52,06	54,79	50,54	50,52	40,58	39,55	40,92

III.2.7.2. Variation de la résistance à la compression à l'état sec R_{sec} en fonction de la durée de cure

Nous avons réalisé sur le matériau brut et stabilisé une série d'essais d'écrasement à l'état sec pour étudier l'influence de l'âge de l'éprouvette sur la résistance mécanique. Les essais d'écrasement sont réalisés à 7j, 14j, 21j et 28 jours de cure. Les éprouvettes ont bien entendu toutes été fabriquées et conservées dans les mêmes conditions. Elles ont été toutes stockées à l'air libre dans un abri. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau III.22 et la figure III.15.

La résistance mécanique à l'état sec croît en fonction de la teneur en ciment et de la durée de cure. Une grande partie de la résistance est acquise pendant les trois premières semaines. Le gain de résistance acquis après la quatrième semaine est important. Le maximum de résistance est acquis au bout de 28 jours donc les essais de contrôle seront fixés à 28 jours d'âge.

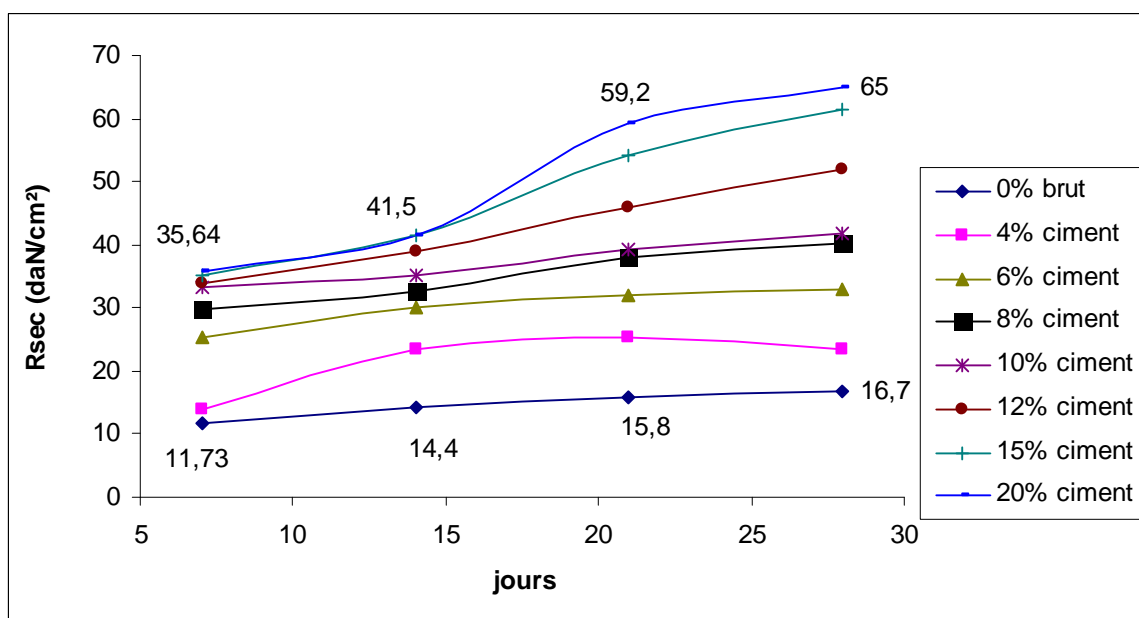


Figure III.15 : Evolution de la résistance à sec R_{sec} en fonction du temps pour différents % de ciment.

Tableau III.22 : Variation de la résistance à la compression R_{sec} en fonction de la teneur en ciment pour des éprouvettes d'âge : 7- 14 -21 et 28 jours

% Ciment	Section Cm^2	7j		14j		21j		28j	
		Force de rupture daN	Résistance $R_{sec} = F/S$ daN/ cm^2	Force de rupture daN	Résistance $R_{sec} = F/S$ daN/ cm^2	Force de rupture daN	Résistance $R_{sec} = F/S$ daN/ cm^2	Force de rupture daN	Résistance $R_{sec} = F/S$ daN/ cm^2
0	55.42	650	11.73	800	14.4	875	15.8	925	16.7
4		775	14	1300	23.45	1400	25.3	1575	23.43
6		1400	25.3	1600	29.95	1775	32	1820	32.85
8		1650	29.8	1800	32.5	2100	37.9	2225	40.16
10		1850	33.4	1950	35.2	2180	39.35	2325	41.96
12		1875	33.8	2160	39	2540	45.85	2875	51.9
15		1950	35.2	2300	41.5	3000	54.15	3400	61.4
20		1975	35.64	2300	41.5	3280	59.2	3600	65.00

III.2.8. Ecrasement par fendage

L'essai consiste à écraser les éprouvettes suivant deux génératrices opposées, le cylindre est placé horizontalement. On détermine la résistance à la traction par un essai de compression diamétrale qu'on appelle essai Brésilien. Dans cet essai, le plan de rupture se fera selon un plan vertical imposé. Les contraintes de traction s'exercent sur le plan diamétral de chargement. L'essai Brésilien est simple à réaliser que l'essai de traction directe. Selon la valeur de la contrainte de traction, on a la résistance du tableau III.23.

Tableau III.23 : Résistance en traction essai Brésilien.

σ_t (daN/cm ²)	Résistance	
300	Très fort	Fort
	Fort	
100	Moyen	Moyenne
50	Faible	faible
20	Très faible	

III.2.8.1. Mode opératoire et éprouvettes

La presse doit être de puissance suffisante pour appliquer la charge nécessaire à la vitesse requise. Les plateaux de la presse doivent être fixes et rigoureusement parallèles (Fig. III.16). Leur état de surface doit être correct. La vitesse de mise en charge sera de 0,5 à 1 daN/cm²/s. Les éprouvettes sont des cylindres de longueur H et telle que $\Phi/H = 1$, Φ = diamètre du cylindre. Les mesures de Φ et de H seront mesurées au 1/10 de mm.

III.2.8.2. Résultats

Ils s'expriment en daN/cm² par l'expression : $\sigma_{tb} = \frac{P}{\Pi.R.H}$ où P = est la charge de rupture en déca-newtons et R = $\Phi/2$ et H en centimètres. La rupture doit se produire selon un plan diamétral unique. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau III.24 et la figure III.17.

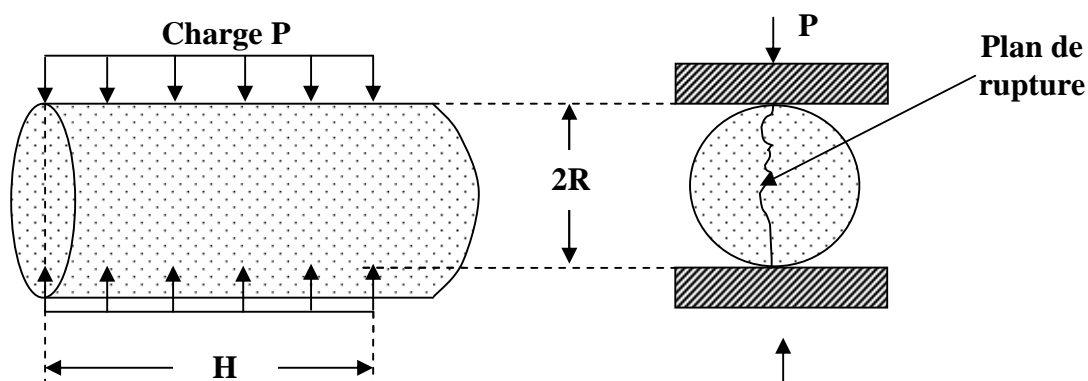


Figure III.16 : Essai Brésilien (traction indirecte par compression d'un cylindre selon deux génératrices diamétralement opposées)

Tableau III.24 : Variation de la résistance à la traction en fonction de la teneur en ciment

% ciment	Force de rupture F [daN]	Hauteur des éprouvettes H [cm]	Section $S = \pi H$ [cm ²]	Contrainte de traction $\sigma = F/S$ [daN/cm ²]
0	300	9,35	123,40	2,40
4	600	8,90	117,43	5,10
6	775	9,15	120,73	6,41
8	900	9,18	121,12	7,41
10	1025	9,67	127,59	8,00
12	1100	9,75	128,64	8,55
15	1300	10,40	137,22	9,47
20	1525	10,30	135,99	11,22

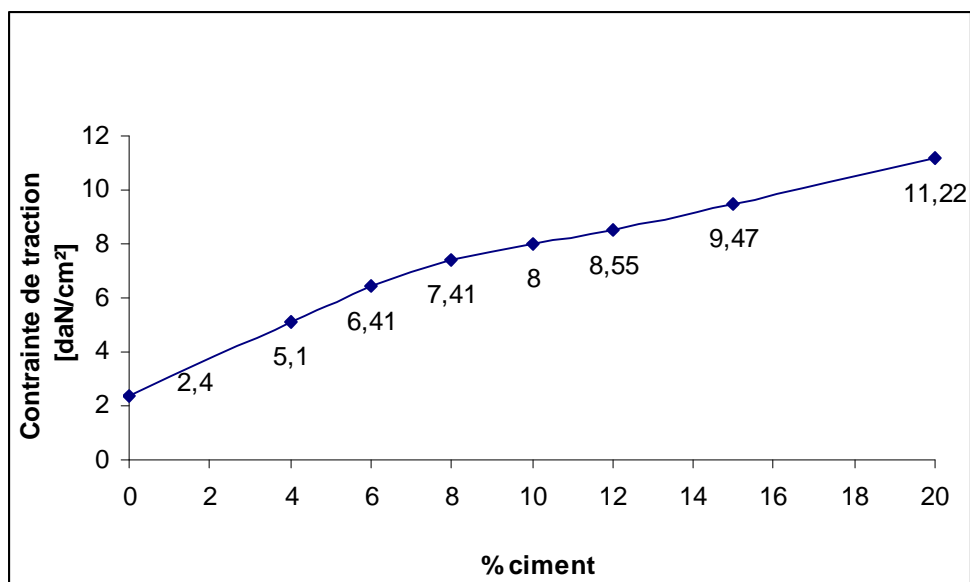


Figure III.17 : Ecrasement par fendage « essai Brésilien ».

L'analyse des résultats montre que :

- La résistance à la traction est proportionnelle à la teneur en ciment. Au-delà de 8%, certes la résistance à la traction est améliorée mais le gain est moins important.
- A 0% de ciment, la terre est non stabilisée et la résistance à la traction est négligeable.
- A 20% de ciment, la résistance à la traction est de 11,22daN/cm² donc elle reste toujours inférieure à 20daN/cm².
- La résistance à la traction augmente avec la teneur en ciment.

Si on consulte le tableau III.23 de la classification des roches en fonction de leur résistance à la traction, on s'aperçoit que nous avons une roche de faible résistance.

III.2.9. Détermination du module d'élasticité

La figure III.18 et le tableau III.25 présentent les résultats obtenus lorsque on soumet une éprouvette de béton de terre stabilisée à la compression simple. Pour déterminer le module d'élasticité E , on détermine expérimentalement la pente de la droite OP, donc : $E = \operatorname{tg}\alpha = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon$. Sur la droite OA, les contraintes sont proportionnelles aux déformations. Si on supprime les charges, les déformations disparaissent c'est la zone élastique.

L'essai portera sur 02 éprouvettes l'une faite avec sol brut et l'autre stabilisée à 10% de ciment. L'effort de compression est donné par la presse et la déformation est mesurée par le comparateur.

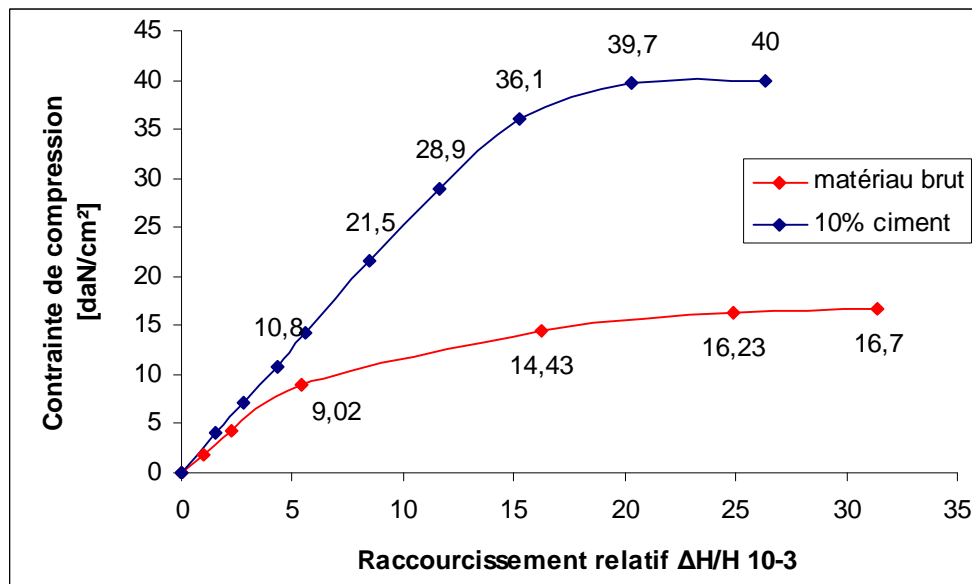
Dans le matériau brut, la pente de la droite OP est peu importante $E_1 = 1894 \text{ daN/cm}^2$.

La zone élastique est réduite. Dans le cas du béton de terre stabilisée à 10% de ciment, la zone élastique est très importante. L'inclinaison de la droite est plus forte, le module d'élasticité est plus grand. $E_2 = 10800/4,3 = 2511 \text{ daN/cm}^2$.

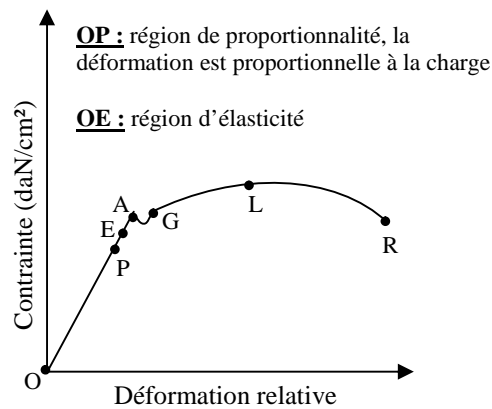
On peut déduire que la stabilisation au ciment améliore les caractéristiques élastiques du matériau.

Tableau III.25 : Contrainte de compression en fonction du raccourcissement relatif sur matériau brut et stabilisé à 10 % de ciment

	Hauteur H [mm]	Surface S [cm ²]	Force [daN]	Contrainte σ [daN/cm ²]	ΔH [mm]	$(\Delta H/H) 10^{-3}$
Matériau brut	92.5	55.42	0	0	0	0
			100	1.8	0.1	1
			240	4.3	0.21	2.27
			500	9.02	0.5	5.4
			800	14.43	1.5	16.21
			900	16.23	2.3	24.86
			925	16.7	2.9	31.35
Matériau stabilisé à 10 % ciment	95	55.42	0	0	0	0
			200	4	0.06	1.5
			400	7.2	0.13	2.8
			600	10.8	0.24	4.3
			800	14.3	0.3	5.6
			1200	21.5	0.75	8.5
			1600	28.9	1.1	11.6
			2000	36.1	1.45	15.26
			2200	39.7	1.93	20.31
			2325	40	2.5	26.31



a) matériau



b) Diagramme Contrainde - déformation

Figure III.18 : Contrainde déformation matériau brut.

III.3. CONCLUSION

La stabilisation au ciment améliore :

- La résistance à la compression simple à l'état sec.
- La tenue à l'eau.
- La résistance à la traction et les caractéristiques élastiques du matériau.
- Il existe une valeur optimale de teneur en ciment (8%) qui nous permet d'atteindre un coefficient de ramollissement élevé donc une résistance appréciable à l'eau.
- La résistance mécanique croît en fonction de la durée de cure, une grande partie de cette résistance est acquise au bout de trois semaines, donc les essais de contrôle sont fixés à 28 jours.

CHAPITRE IV

STABILISATION PAR DENSIFICATION ET AU CIMENT

IV.1. INTRODUCTION

Le compactage ou densification est une action mécanique qui réduit le volume des vides le retrait du matériau, diminue la sensibilité à l'eau et augmente sa résistance. Cette amélioration s'obtient en comprimant la terre, élevant ainsi sa masse volumique; de nos jours les techniques de compactage deviennent de plus en plus efficaces donc ce procédé de stabilisation connaîtra un progrès certain. L'efficacité du compactage dépend essentiellement de la granulométrie du matériau et de la nature du compactage.

Les procédés statiques sont en général plus efficaces pour les sols riches en éléments fins, alors que pour les sols nantis en éléments grossiers la vibration est la plus efficace. C'est ainsi que les presses sont tout à fait adaptées à la confection des briques d'argile, alors que le béton frais riche en gravier se densifie bien à l'aide d'aiguilles vibrantes. On constate, pour tous les matériaux, une relation très nette entre la densité sèche et la résistance mécanique. Celle-ci est d'autant plus élevée que le matériau est compact. Le compactage, en réduisant la porosité du matériau, en améliore les caractéristiques physiques et mécaniques. Mais on doit noter que s'il est le seul procédé de stabilisation utilisé les améliorations obtenues ne seront pas, pour les matériaux fins, irréversibles.

Toute construction en terre se dégrade à la longue sous l'action de l'eau ce qui oblige à les protéger et montre l'intérêt des produits comme le ciment qui, ajoutés à la terre, rend l'amélioration des propriétés obtenues irréversibles. Ce procédé de stabilisation est si important que nous avons envisagé de traiter dans ce chapitre les trois modes de compactage suivants : le compactage statique, dynamique et le vibro-compactage.

IV.2. COMPACTAGE DYNAMIQUE

Le compactage dynamique (par impact), qui est le procédé le plus répandu, consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un marteau (un mouton) sur un échantillon contenu dans un moule. La masse du marteau, la hauteur de chute, le nombre de coups et de couches de sol et le volume du moule sont bien définis. Pour améliorer davantage la densification, nous avons utilisé le dispositif de compactage décrit ci-dessous.

Pour étudier la densité sèche et la résistance à la compression simple en fonction de l'énergie de compactage, nous avons fait varier le nombre de coups N. Dans le but de tester les résultats obtenus sur l'amélioration de la résistance à l'état sec et à la tenue à l'eau, nous avons fait des essais de contrôle en exécutant des essais de compression simple à l'état sec et après immersion pendant 48 heures sur des éprouvettes de 28 jours d'âge.

IV.2.1. Dispositif expérimental

L'appareil est représenté par les figures IV.1 et IV.2, il comprend :

1. Un moule cylindrique de 12 cm de diamètre, de 18 cm de hauteur et d'une forte épaisseur $e = 1\text{cm}$ pour éviter toute déformation latérale.
2. Une dame de compactage qui est composé de 2 pièces :
 - Un ensemble solidaire constitué d'un disque de 12 cm de diamètre et de 5 cm d'épaisseur sur lequel est fixé un support qui glisse librement dans le moule (Fig. IV.3).
 - Un mouton de masse 12,5 kg coulisse en chute libre sur le support qui lui sert de guide pour percuter le disque.
3. D'un dispositif de démoulage représenté par la figure IV.2 qui comporte un disque de démoulage et un cric pour retirer la pièce du moule.

IV.2.2. Mode opératoire

On verse le mélange du béton de terre stabilisée dans le moule, on introduit le disque muni de son support dans ce dernier et on fait tomber en chute libre le mouton d'une hauteur en moyenne de 82cm. L'échantillon est compacté en une seule couche donc monobloc, on fait varier la teneur en eau pour un niveau d'énergie fixé.

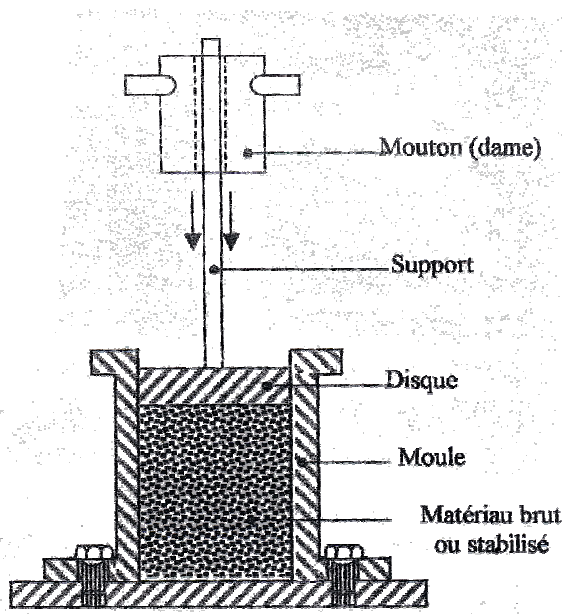


Figure IV.1 : Opération de compactage.

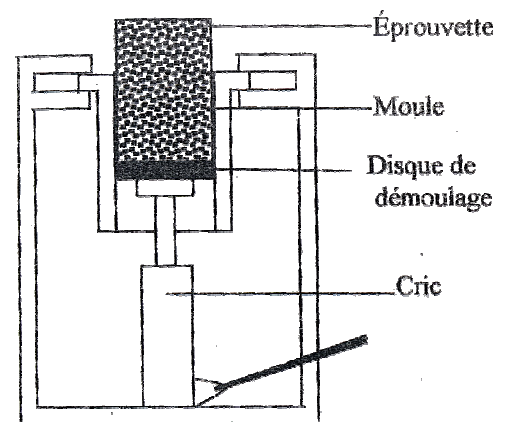


Figure IV.2 : Opération de démoulage.

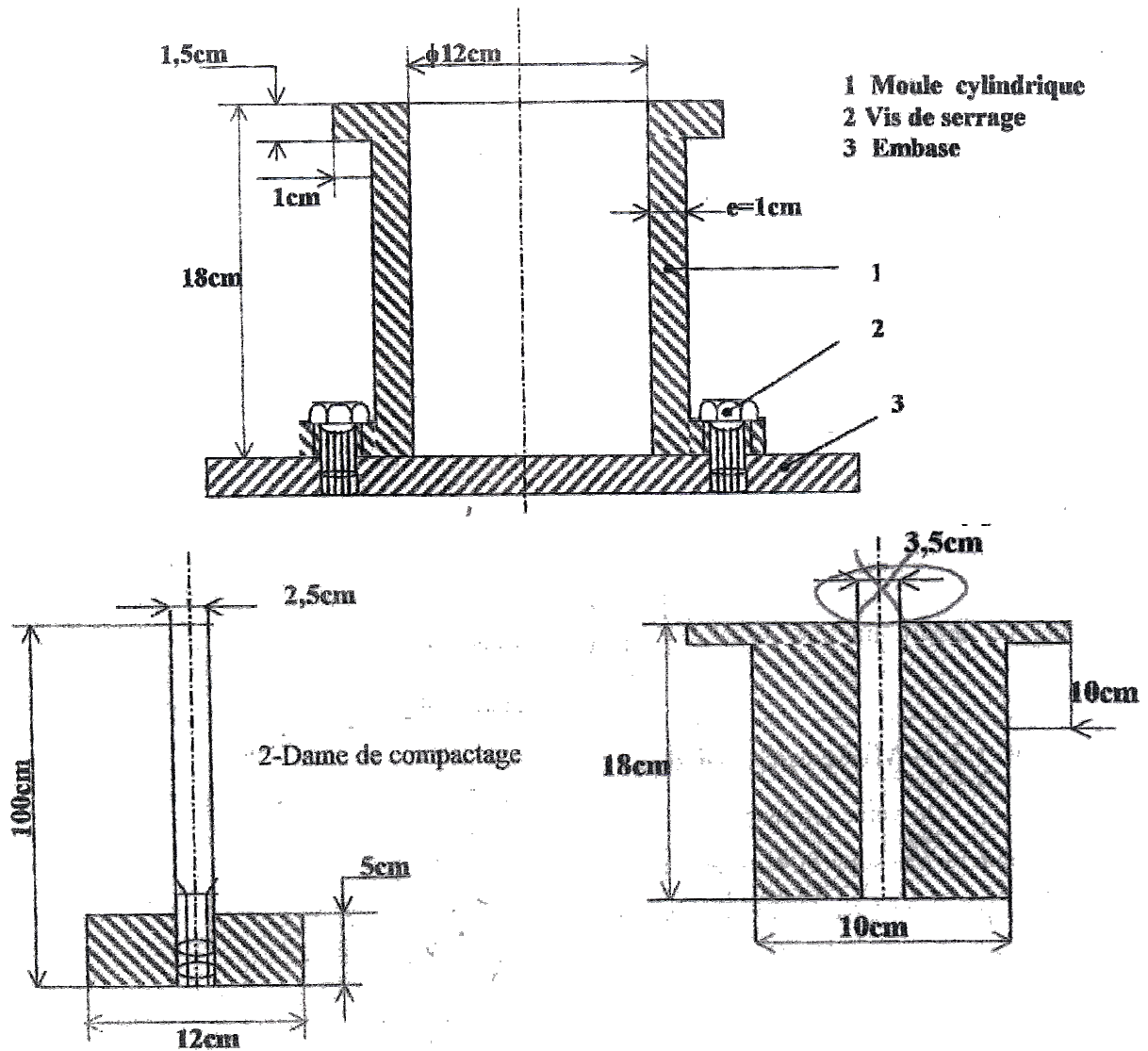


Figure IV.3 : Coupe longitudinale du moule.

IV.2.3. Détermination de l'énergie de compactage par unité de volume

L'énergie de compactage par unité de volume, E_u , correspondant au nombre de coups N est évaluée en utilisant l'équation IV.1. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau IV.1.

$$E_u = \frac{E_T}{V} \quad (IV.1)$$

$$E_T = N.m.g.h \quad (IV.2)$$

- Avec :
- E_u : Energie par unité de volume.
 - E_T : Energie totale fournie par le mouton en tombant en chute libre.
 - V : Volume de matériau avant compactage.
 - m : Masse du mouton (12,25Kg).
 - g : Accélération de la pesanteur.
 - h : Hauteur de chute.
 - D : Diamètre du moule
 - N : Nombre de coups.

Tableau IV.1 : Energie spécifique E_u correspondant au nombre de coups N .

Hauteur de chute h (m)	Niveau d'énergie	Nombre de coups N	Volume initial (cm^3)	Energie totale E_T (j)	Energie/unité de volume E_u (j/cm^3)
0.60	Niveau 1	75	1809.6	5512.5	3
0.82	Niveau 2	100	1809.6	1004.5	5.5
0.82	Niveau 3	150	1809.6	15067.5	8.3
0.82	Niveau 4	185	1809.6	18583.25	10.3

IV.2.4. Etude du matériau brut

IV.2.4.1. Détermination de la densité sèche optimale (matériau brut) pour les différents niveaux d'énergie

Les résultats des essais Proctor réalisés sur le matériau brut pour différents niveaux d'énergie sont donnés sur les figures et sous forme de tableau en annexe. Le tableau IV.2 résume les optimums de densité et de teneur en eau pour les différents niveaux d'énergie. La figure IV.5 illustre l'évolution de la densité sèche en fonction du niveau de l'énergie.

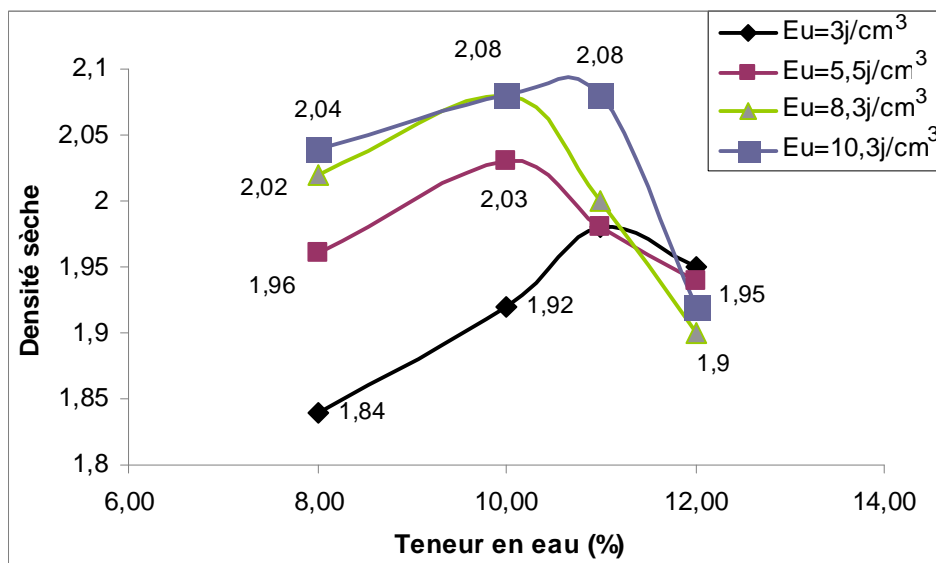


Figure IV.4 : Densité sèche en fonction de la teneur en eau pour différents niveaux d'énergie pour le matériau brut.

Tableau IV.2 : Optimum de densité - teneur en eau pour différents niveaux d'énergie spécifique E_u .

Différents niveau d'énergie (J/cm^3)	$E_{u1} = 3$	$E_{u2} = 5,5$	$E_{u1} = 8,3$	$E_{u1} = 10,3$
Teneur en eau optimale en %	11	10.5	10	9.5
Densité sèche optimale $\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	1.98	2.03	2.08	2.08

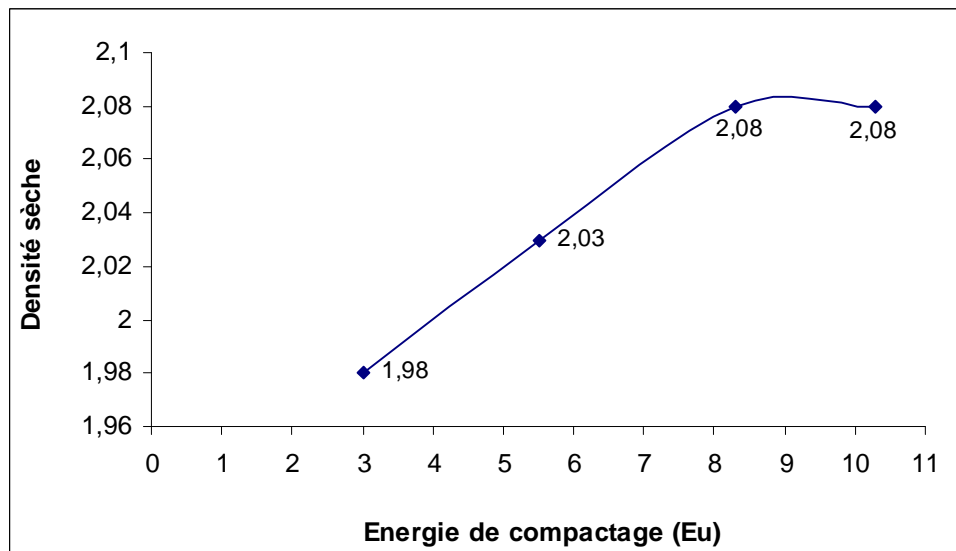


Figure IV.5 : Densité sèche -énergie de compactage E_u matériau brut.

Interprétation des résultats :

L'analyse des résultats obtenus permet de faire les observations suivantes :

- Les courbes de compactage s'emboîtent les unes sur les autres. Les teneurs en eau optimales diminuent quand l'énergie de compactage augmente.

- La ligne de l'optimum Proctor se déplace vers de faibles teneurs en eau quand l'énergie de compactage croît. La densité sèche augmente avec l'énergie de compactage ; cette augmentation est très importante lorsque l'énergie de compactage passe de 3 à 8.3 j/cm^3 et elle est très faible pour des valeurs supérieures à 8.3 j/cm^3 . La densité tend asymptotiquement vers une constante lorsqu'on augmente suffisamment l'énergie de compactage.

- Quand l'énergie de compactage est 8.3 j/cm^3 , l'optimum Proctor obtenu est de 2.08 pour la densité optimale et de 10% pour la teneur en eau. Comme la teneur en eau est un paramètre très important pour la densification du matériau obtenu, il est préférable de compacter au niveau d'énergie supérieure, 10.3 j/cm^3 qui permet un compactage avec une teneur en eau tolérée plus large, comprise entre 9.5 et 12%. Donc même si l'opérateur a expérimenté à temps chaud ou à humidifier un peu plus que le w_{opt} les conditions de fabrication seront admises.

- La courbe de compactage est plus ouverte au fur et à mesure que l'énergie de compactage par unité de volume augmente. La courbe devient de plus en plus plate donc très peu sensible aux variations de teneur en eau. Un compactage avec un niveau d'énergie très élevée donnera une courbe plus plate, donc un matériau très peu sensible à l'eau. Cependant, on ne peut pas augmenter indéfiniment la densité par compactage car quand celui-ci est très poussé, la granulométrie change et on risque de modifier toute la structure du sol et provoquer facilement une chute de densité.

IV.2.4.2. Détermination de la résistance à la compression simple à l'état sec (R_{sec}) en fonction de la teneur en eau - Matériau brut

Les résultats des essais de compression simple du matériau brut et à l'état sec et pour différents niveaux d'énergie sont donnés sur la figure IV.6 et en annexe. L'allure des courbes de résistance à l'écrasement à sec en fonction de la teneur en eau (Fig IV.6) est similaire à celle de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (Fig. IV.4). Il existe donc corrélation entre la densité sèche et la résistance à l'écrasement à l'état sec. La courbe de résistance optimale à la compression - énergie de compactage (Fig. IV.7) est une droite croissante, plus l'énergie croît, plus est grande la résistance à la compression. L'accroissement de l'énergie de compactage diminue la teneur en eau optimale, augmente la densité sèche et la résistance à l'écrasement à l'état sec et rend le matériau peu sensible à l'eau.

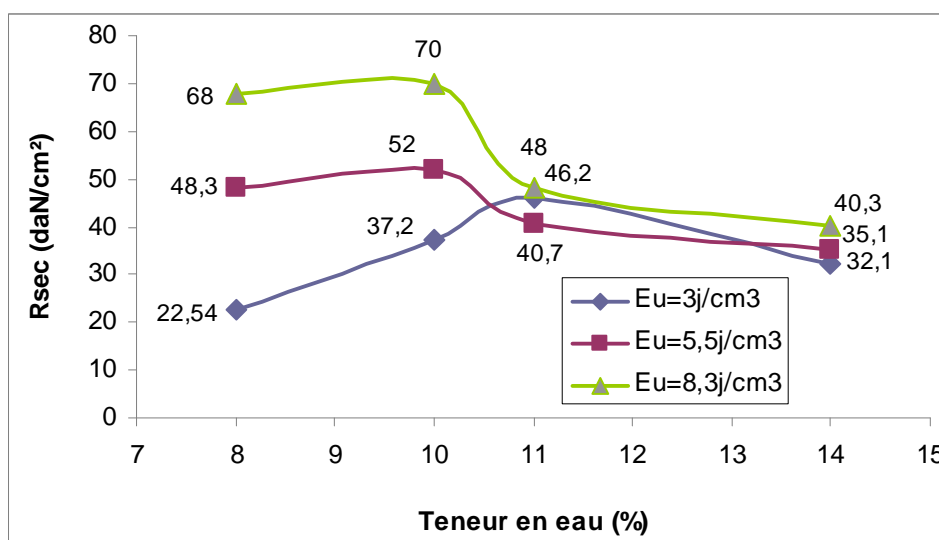


Figure IV.6 : Résistance à la compression simple à sec R_{sec} à l'état sec -teneur en eau pour différents niveaux d'énergie E_u – matériau brut.

Tableau IV.3 : Valeurs optimales de la résistance à l'écrasement à sec R_{sec} -Energie spécifique E_u .

Niveau d'énergie E_u [J/cm ³]	$E_{u1} = 3$	$E_{u2} = 5,5$	$E_{u1} = 8,3$
Teneur en eau optimale en %	11	10,5	10
Résistance optimale à la compression simple R_{sec} [daN/cm ²]	46,20	52	70

IV.2.5. Influence de l'énergie de compactage sur le matériau stabilisé au ciment

Les essais de contrôle qui consistent à évaluer l'influence de l'énergie de compactage sur le matériau stabilisé au ciment porteront sur les deux points suivants

- La résistance à la compression simple.
- La tenue à l'eau.

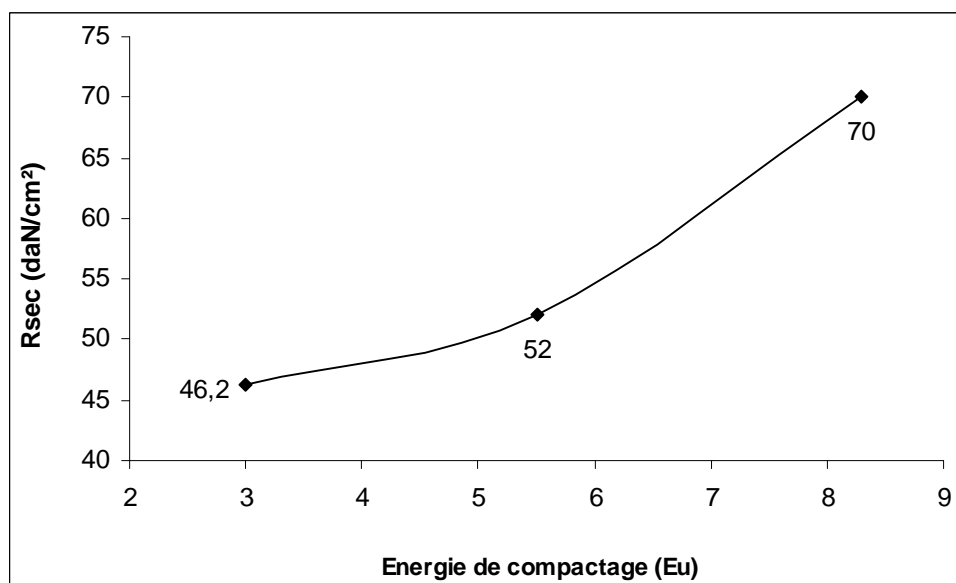


Figure IV.7 : Résistance optimale à la compression simple R_{sec} -Energie de compactage E_u matériau brut.

IV.2 .5.1. Résistance à la compression simple

Puisque la densification augmente avec l'énergie de compactage, nous retenons la plus haute énergie testée 8.3 j/cm^3 et nous faisons varier la teneur en ciment. Il faut opérer avec une teneur en eau optimale pour obtenir un matériau dense et résistant. Si nous conservons la teneur en eau optimale précédente, cette dernière sera très faible car le ciment absorbera une certaine quantité d'eau pour son hydratation. On majorera de 2% la teneur en eau optimale pour tenir compte du processus d'hydratation du ciment.

Le tableau IV.4 et la figure IV.8 donnent l'évolution du coefficient de ramollissement K_{ram} en fonction de la teneur en ciment.

Interprétation des résultats

a) *Résistance à la compression simple R_{sec}* : La résistance à l'écrasement à l'état sec augmente avec la teneur en ciment. Pour le matériau brut compacté avec $E_u = 8.3 \text{ j/cm}^3$, la résistance optimale à l'écrasement à l'état sec est de 70 daN/cm^2 . Ce même matériau compacté à la même énergie et stabilisé à 12% de ciment, sa résistance à l'écrasement à l'état sec est de 105.4 daN/cm^2 . La résistance à la compression de $105,4 \text{ daN/cm}^2$ est très importante puisque les normes, pour les blocs porteurs, tolèrent une résistance voisine de 40 daN/cm^2 (DTU 20-11 relatifs aux blocs porteurs français).

b) *Résistance après immersion R_{sat}* : La variation de l'énergie de compactage est une stabilisation mécanique. Elle n'est pas irréversible et le matériau brut stabilisé par densification perd toute sa résistance au contact de l'eau car celle-ci pénètre dans les pores et une fois l'échantillon saturé aucune résistance ne sera développée. Plus la teneur en ciment est élevée, meilleure est la résistance de l'échantillon après immersion. La stabilisation au ciment a apporté un gain substantiel de résistance à l'écrasement après immersion. Avec 12% de ciment, nous avons $R_{sat} = 26.50 \text{ daN/cm}^2$ et la résistance de référence à l'eau est de 20 daN/cm^2 . Les résultats sont satisfaisants.

c) *Evolution du coefficient de ramollissement en fonction de la teneur en ciment* : Le coefficient de ramollissement croît avec le pourcentage de ciment donc la résistance à l'eau est améliorée. La courbe du coefficient de ramollissement est croissante sur l'intervalle 6-12%. La variation du K_{ram} est sensiblement une droite de pente de l'ordre de 59%. Dans cet intervalle, le coefficient de ramollissement est très sensible à la variation de la teneur en ciment. Il est d'autant plus amélioré que la teneur en ciment est élevée. L'expérimentation doit aller au-delà de 12% de ciment pour apprécier sa variation en fonction de la teneur en ciment. Un dosage de 20% de ciment pour un meilleur rendement à l'eau n'est pas excessif car les avantages du béton de terre stabilisée permettent de neutraliser l'inconvénient du coût du ciment.

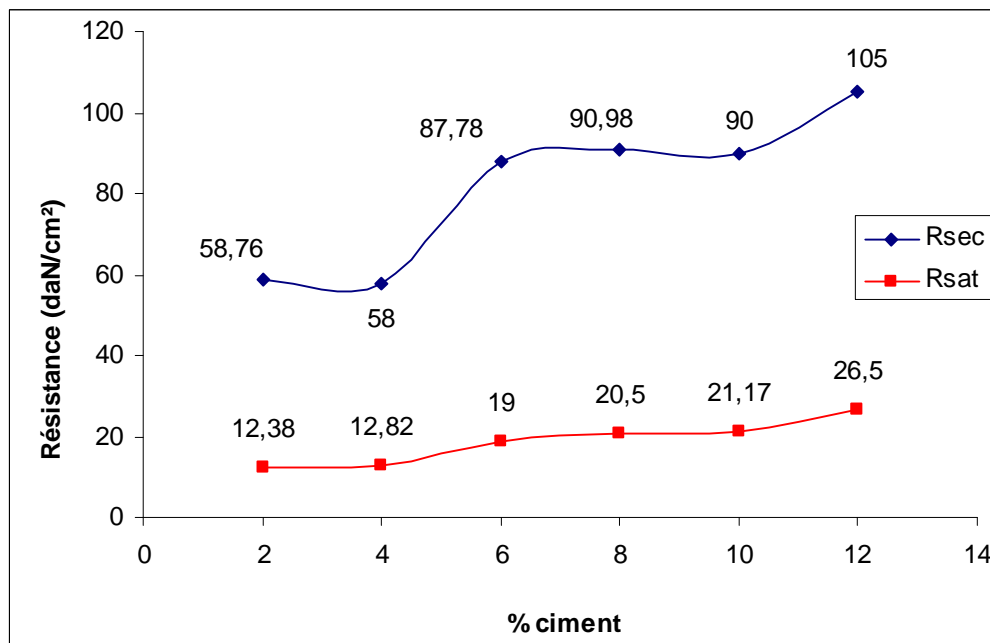


Figure IV.8 : Comparaison des résistances à l'écrasement à l'état sec et après immersion.

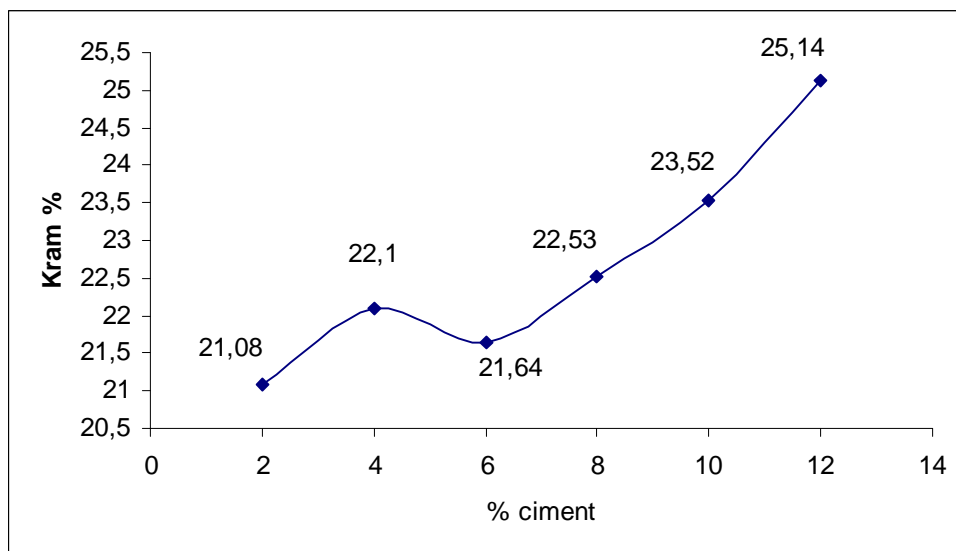


Figure IV.9 : Résistance Evolution du coefficient de ramollissement - % ciment.

Tableau IV.4 : Variation du coefficient de ramollissement (*Kram*) en fonction de la teneur en ciment.

% ciment	2	4	6	8	10	12
Rsec à 28j	58,76	58	87,78	90,98	90,00	105,400
Rsat	12,38	12,82	19	20,50	21,17	26,50
$Kram \% = R_{sat} / R_{sec}$	21,64	22,10	21,64	22,53	23,53	25,23

IV.3. COMPACTAGE STATIQUE

Le compactage statique consiste à comprimer tout simplement le sol dans un moule en appliquant une pression statique à l'aide d'une presse. Dans ce mode de compactage, le calcul d'énergie spécifique n'est pas simple car les éprouvettes sont fabriquées par une presse qui affiche une force statique de compression et non une énergie. L'équation énergétique qui en résulte est très complexe. Il y a des déplacements et des frottements à l'intérieur de l'éprouvette ou sur les faces du moule.

Dans le schéma classique de l'essai statique tel qu'il a été proposé par Ilker en 1969, l'embase du moule est une surface plane sur laquelle on fixe le cylindre. Une fois le sol est introduit à l'intérieur du moule, un piston d'un mouvement assez lent vient coulisser dans le cylindre. Tout en comprimant l'échantillon, la force augmente, la machine s'arrête quand la pression fixée à l'avance est atteinte. Pour améliorer le dispositif de compactage, nous avons posé un piston identique à celui du haut, à la base du cylindre. Le cylindre lui-même dispose d'une encoche et peut glisser facilement sur l'axe. Ainsi, le piston du bas est fixe, celui du haut coulisse dans le moule et ce dernier à son tour peut glisser sur le piston du bas. Avec ce dispositif, les frottements moule–disque–sol sont réduits car nous avons un effet d'une double compression.

IV.3.1. But et principe

Le système de fabrication des éprouvettes est celui de la terre compressée de manière oedométrique (déplacements latéraux nuls) et quasi statique (augmentation peu rapide d'une force de compression statistique) contrairement au système de compactage dynamique.

IV.3.1.1. Description de l'appareillage

Ce dispositif expérimental comprend (Fig. IV.10) :

- Un moule cylindrique de diamètre 10cm et de hauteur 16,5cm muni d'une encoche qui lui permet de glisser le long de l'axe.
- Un piston fixé sur l'embase du moule qui ferme ce dernier par la face du bas.
- Un piston mobile qui glisse facilement dans un moule. L'échantillon de sol est versé dans ce dernier, la compression est engendrée par le déplacement du piston supérieur et du moule.
- Un axe sur lequel coulisse le moule.
- Un système de démoulage (Fig. IV.2).
- Une presse qui affiche la force de compression.

IV.3.1.2. Préparation de l'échantillon

La fraction de sol utilisée est celle qui passe au travers du tamis de 5 mm. Elle est séchée à l'étuve pendant 24 heures à une température de 105°C. Selon les éprouvettes à préparer, on ajoute à cette fraction de sol, une quantité d'eau et de ciment rigoureusement calculée. L'ensemble est malaxé jusqu'à l'obtention d'un matériau homogène.

IV.3.1.3. Mode opératoire

Le mélange obtenu est versé dans un moule puis on introduit le disque par l'ouverture supérieure de celui-ci. Le système de compactage est déposé sur le plateau de la presse. Le compactage est obtenu par la mise en route de la presse qui impose à l'échantillon une vitesse de déformation de 1,27 mm/mn. Cette vitesse peut être considérée comme faible. L'effort de compactage est mesuré à l'aide d'un anneau dynamométrique. La machine est arrêtée quand la force de compactage souhaitée est atteinte. La hauteur de l'éprouvette varie avec la force de compactage. Le démoulage de l'éprouvette s'effectue conformément au système présenté dans la figure IV.2 et en s'aidant de la presse. Après démoulage, toutes les éprouvettes sont laissées sécher à l'air libre pendant 28 jours.

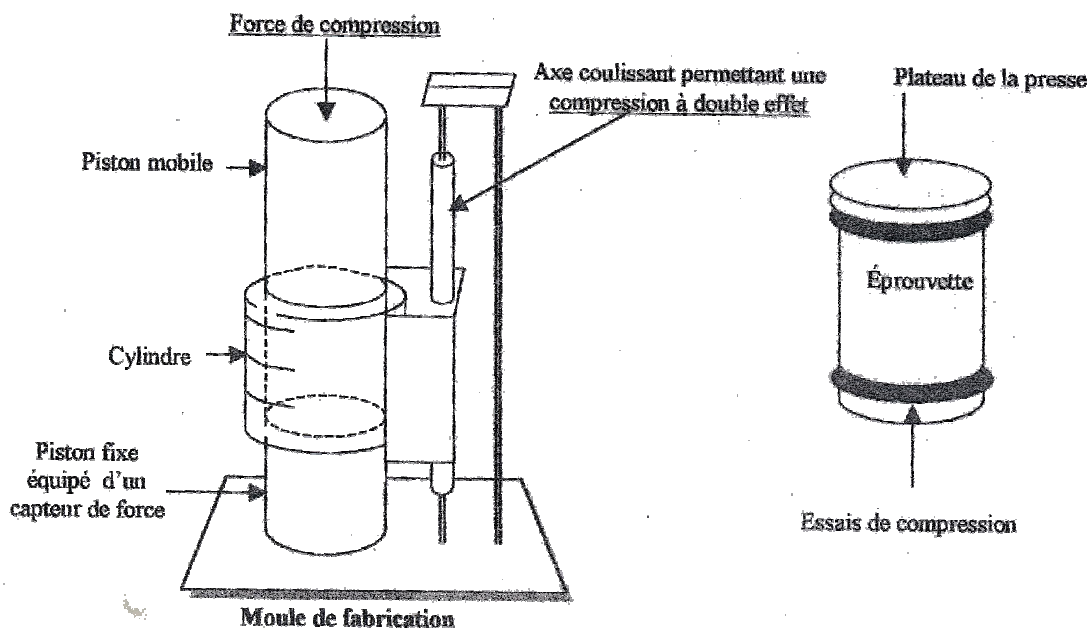


Figure IV.10 : Dispositif expérimental pour compactage statique.

L'éprouvette est pesée à l'état humide avant de l'introduire dans une étuve à 105°C pendant 24 heures. Ensuite, elle est retirée et repesée une deuxième fois à l'état sec. On calcule alors la densité sèche $\gamma_d = \text{Poids sec} / \text{volume}$ de l'éprouvette.

IV.3.2. Etude du matériau brut

IV.3.2.1. Détermination de la densité sèche optimale (matériau brut)

Les résultats des essais Proctor réalisés sur le matériau brut pour différentes forces de compression sont donnés sur la figure IV.11 et sous forme de tableau en annexe. La figure IV.12 illustre l'évolution de la densité sèche en fonction de la compression.

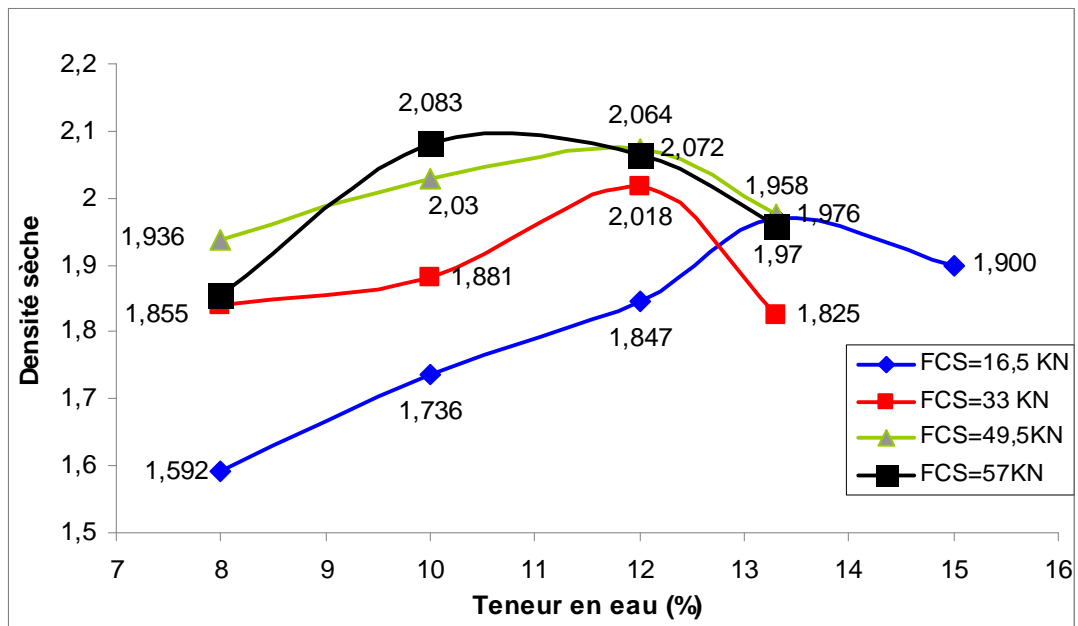


Figure IV.11 : Densité sèche en fonction de la teneur en eau pour différentes forces de compression.

Tableau IV.5 : Variation de la densité sèche et teneur en eau optimale en fonction de la force compression statique.

Force de compression statique (kN)	16,5	33	49,5	57
Teneur en eau optimum en %	13,3	13	12	10
Densité sèche optimale $\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	1,97	2,018	2,072	2,083

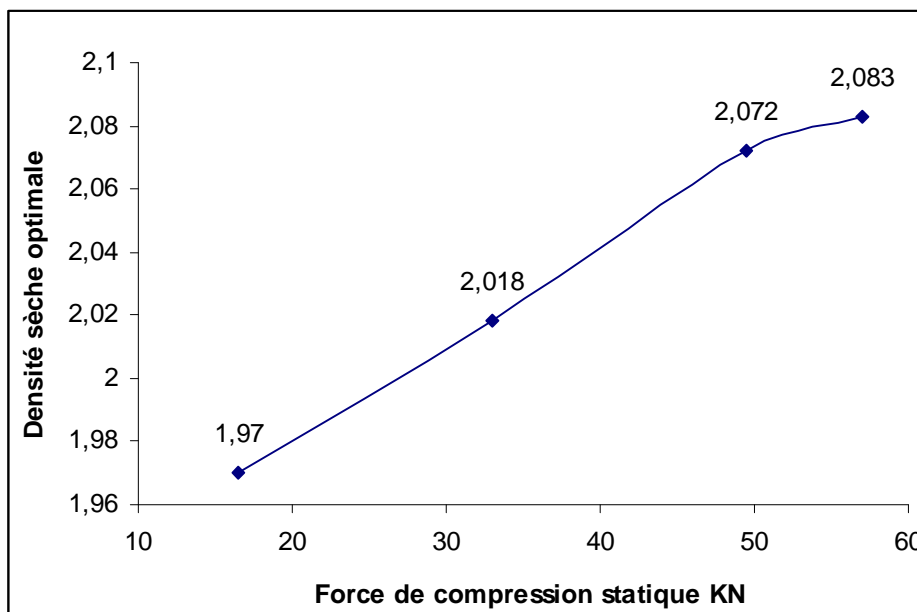


Figure IV.12 : Densité sèche optimale -Force de compression statique.

Interprétation des résultats

- Les courbes de compactage (γ_d, w) s'emboîtent les unes sur les autres.
- La teneur en eau optimale diminue quand la force de compression statique croît.
- L'optimum de densité se déplace vers de faibles teneurs en eau quand la force de compression statique augmente.
- La ligne des optimums Proctor est une fonction décroissante avec la teneur en eau.
- La densité sèche optimale croît proportionnellement pour des valeurs de force de compactage variant de 0 à 49.5 kN. A partir de cette valeur, l'augmentation de la densité sèche est faible. Cette densité tend asymptotiquement vers une constante indiquant que le compactage statique n'a aucun effet sur la densité sèche à partir de cette valeur.

IV.3.2.2. Détermination de la résistance à la compression simple (Rsec) en fonction de la teneur en eau – Matériau brut :

Les résultats des essais de compression simple du matériau brut et à l'état sec et pour différents niveaux d'énergie sont donnés sur la figure IV.6 et en annexe. Ces résultats montrent que toutes les observations faites sur la densité sèche sont valables pour la résistance à l'écrasement à l'état sec.

Dans ce mode de compactage, La résistance exigée par les la norme (DTU n° 20-11), soit 40 daN/cm² est atteinte pour une force de compression statique de 49,5KN et une teneur en eau optimale de 12% ; et elle est dépassée pour des forces de compression statique supérieures et des teneurs optimales comprise entre 10 et 12%. Notons que la résistance maximale obtenue est de l'ordre de 49 daN/cm². La résistance à la compression à l'état sec est directement proportionnelle à la force de compression statique.

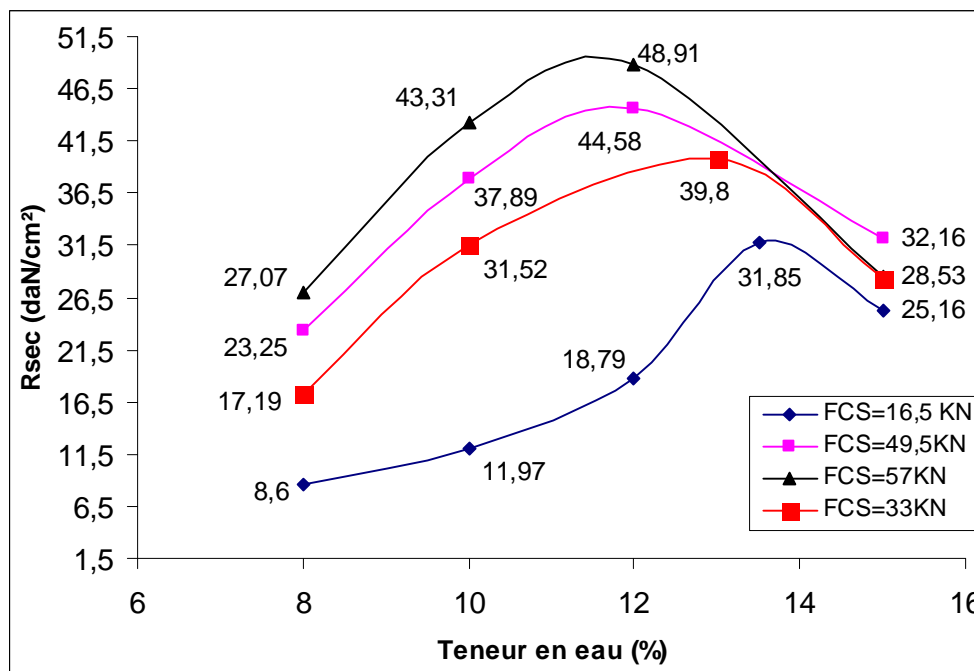


Figure IV.13 : Résistance à l'écrasement à sec en fonction de la teneur en eau (RCS).

Tableau IV.6 : Valeurs optimales de la résistance à la compression simple -Force de pression statique -matériau brut.

Force de compression statique (kN)	16,5	33	49,5	57
Teneur en eau optimum en %	13,3	13	12	12
Résistance à la compression simple à l'état sec R_{sec} (daN/cm ²)	31,85	39,82	44,58	48,91

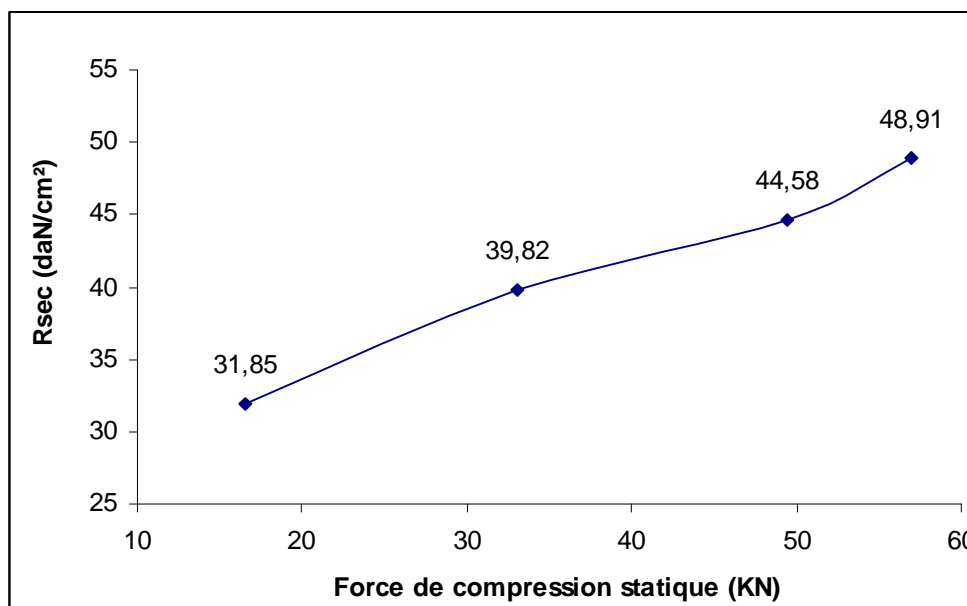


Figure IV.14 : Valeurs optimales de la résistance à la compression simple -Force de compression statique matériau brut

IV.3.3. Influence de la force de compression statique sur le matériau stabilisé au ciment

La résistance à la compression simple à l'état sec et humide est contrôlée sur des éprouvettes de 28 jours d'âge. Les résultats sont illustrés sur la figure IV.15. Le tableau IV.7 et la figure IV.16 donnent l'évolution du coefficient de ramollissement K_{ram} en fonction de la teneur en ciment.

Tableau IV.7 : Variation du coefficient de ramollissement -Teneur en ciment (compactage statique).

Teneur en ciment %	2	4	6	8	10	15
Résistance à l'état sec (daN/cm ²)	42,55	54,26	66,24	72,10	77,45	81,52
Résistance après immersion (daN/cm ²)	0	0	7,33	7,74	10,60	15,90
Coefficient de ramollissement K_{ram} %	0	0	11,06	10,73	13,68	19,50

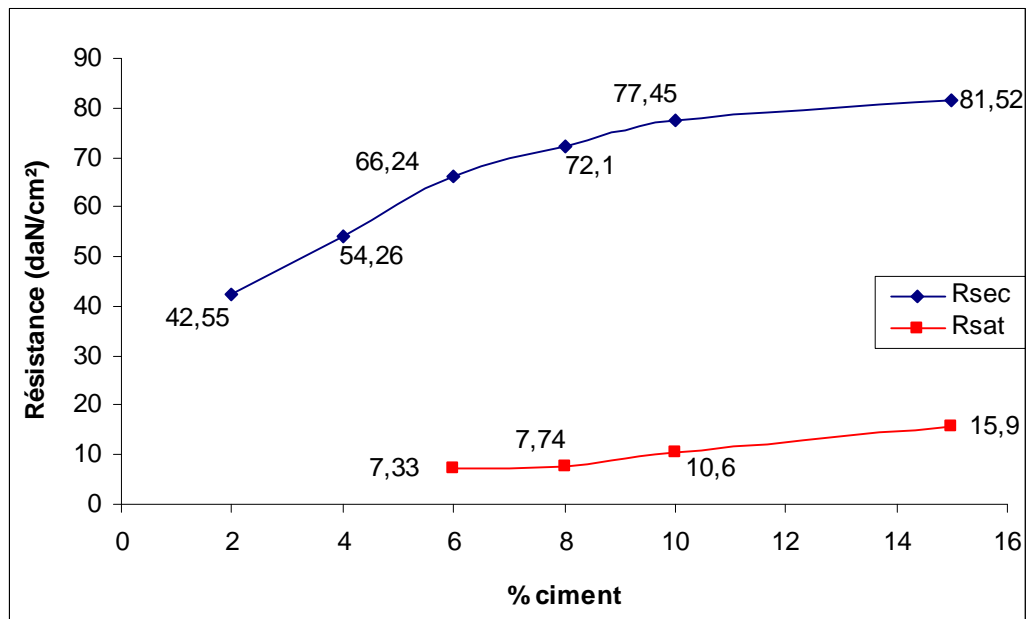


Figure IV.15 : Résistance à la compression simple à sec et après immersion de 48 heures du matériau stabilisé au ciment.

a) *Résistance à l'écrasement à l'état sec Rsec* – Teneur en ciment : La résistance à la compression simple est très sensible aux dosages du ciment, elle augmente quand la teneur en ciment croît. La variation de la résistance est très importante pour des teneurs en ciment inférieures à 10%. Avec 2% de ciment, la valeur de 40 daN/cm² exigée par la norme est déjà atteinte. Les gains de résistance sont de l'ordre de 6% pour une teneur en ciment passant de 2 à 6% et très faible, inférieure ç très faible à partir d'un dosage de ciment de 6%. La résistance à 3% pour des teneurs en ciment dépassant 6%. La résistance maximale atteinte est de 81,52 daN/cm². Ces résultats montrent que le gain de résistance au-delà de 15% sera insignifiant et donc il n'y a aucun intérêt à stabiliser le sol au-delà de 15%.

b) *Résistance à l'écrasement après immersion Rsat* : Les résultats obtenus montrent qu'une stabilisation avec moins de 4% de ciment n'apporte aucune résistance à l'eau. L'éprouvette est totalement disloquée dans l'eau. Au-delà de 4%, la résistance à l'écrasement après immersion croît avec le pourcentage de ciment, plus le taux de ciment est élevé, meilleure sera la résistance après immersion. Toutefois, la résistance maximale à l'écrasement après immersion reste faible (15,9 daN/cm²). Ces résultats montrent donc qu'il souhaitable de faire une expérimentation avec des dosages de ciment dépassant les 15% pour analyser le comportement du matériau stabilisé vis-à-vis de l'eau dans l'objectif de satisfaire les exigences de la normalisation.

c) *Coefficient de ramollissement* : La teneur en ciment améliore le coefficient de ramollissement mais les résultats demeurent insuffisants pour que le matériau soit considéré comme moderne. Ce coefficient ne doit pas être inférieur à 80% (Komar, 1978). Les résultats obtenus permettent de faire les observations suivantes :

- Le coefficient de ramollissement reste toujours faible avec la stabilisation mécanique et au ciment,
- Il y a une parfaite similitude entre les résultats obtenus par compactage dynamique et statique.

- La stabilisation mécanique et au ciment donne de très bons résultats à l'écrasement à l'état sec.
- Il existe une teneur optimale en ciment à partir de laquelle le gain de résistance à sec est très faible.
- Malgré la stabilisation mécanique et au liant, les résultats obtenus après immersion et le coefficient de ramollissement restent médiocres.

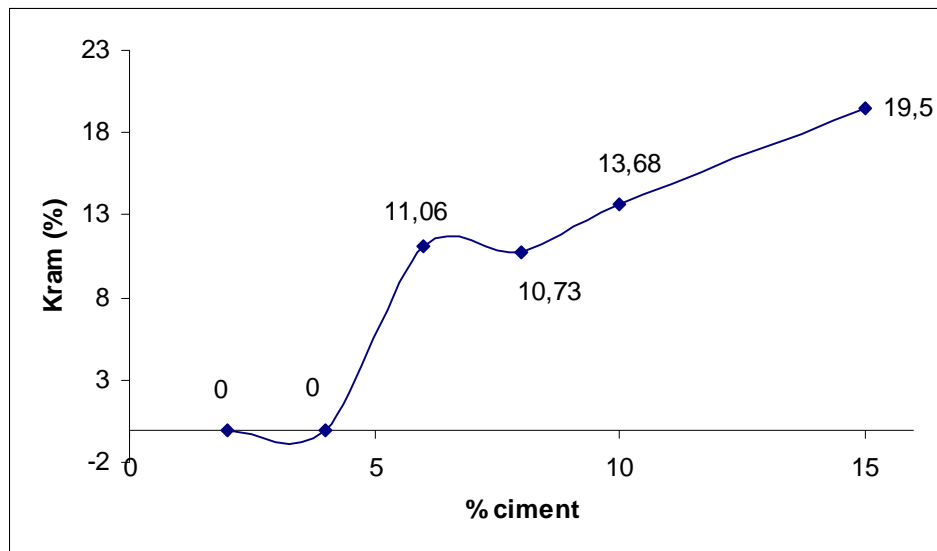


Figure VI.16 : Variation du coefficient de ramollissement - % ciment compactage statique.

IV.4. VIBRO COMPACTAGE

IV.4.1. But et principe de l'essai

Cet essai est réalisé en deux phases :

- La phase vibration.
- La phase de compactage statique.

L'échantillon est préalablement vibré avant de le compacter. L'objectif de la vibration est d'obtenir un meilleur réarrangement des grains du sol. La vibration de l'échantillon est obtenue avec une table vibrante dont l'amplitude et la fréquence sont constantes. La durée de vibration est fixée à une minute. La préparation de l'échantillon et le mode opératoire de l'essai s'effectue de la même manière que dans le cas du compactage statique avec la différence que l'éprouvette est préalablement vibrée pendant une minute.

IV.4.2. Etude du matériau brut

V.4.2.1. Détermination de la densité sèche optimale en fonction de la teneur en eau pour différentes forces de compression statique

Les résultats des essais Proctor réalisés sur le matériau brut pour différentes forces de compression après vibration sont donnés sur les figures et sous forme de tableau en annexe. La figure IV.17 illustre l'évolution de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour différentes forces de compression.

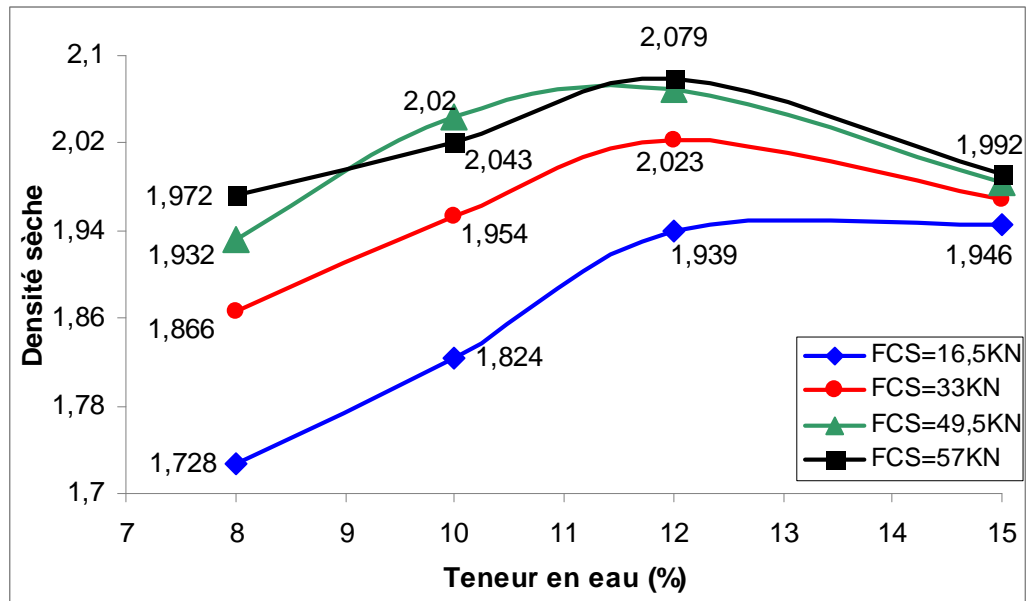


Figure IV.17 : Densité sèche en fonction de la teneur en eau pour le matériau brut.

Tableau IV.8 : Variation de la densité sèche en fonction de la force de compression après vibration.

Force de compression (kN)	16,5	33	49,5	57
Teneur en eau optimum en %	15	12	12	12
Densité sèche optimale γ_d/γ_w	1,946	2,023	2,070	2,079

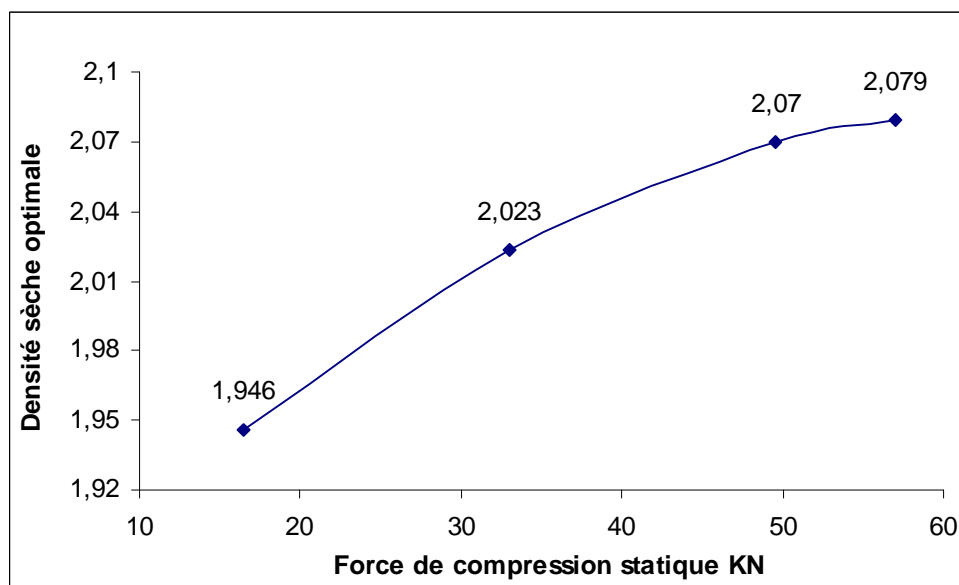


Figure IV.18 : Densité sèche optimale – Force de compression statique pour le matériau brut.

Interprétation :

- La densité sèche croît avec la force de compression statique.
- Les courbes FCS = 57KN et FCS = 49,5KN sont quasi confuses ce qui indique que la densité maximale est atteinte pour une force de compression de 49,5 kN.
- Pour la courbe de FCS = 16,5 KN nous avons obtenu une teneur en eau optimale de 15% et pour toutes les autres, la teneur en eau optimale est $W_{opt} = 12\%$. Cela voudrait dire que quand le matériau est vibré, les courbes s'emboîtent les unes sur les autres, à la même teneur en eau optimale. On peut en déduire que dans le cas du vibro -compactage la ligne des optimums est une droite verticale, la teneur en eau optimale est fixe quand la force de compression augmente.
- La densité sèche optimale augmente avec la force de compression statique.

V.4.2.2. Résistance à l'écrasement à sec (Rsec) en fonction de la teneur en eau

La résistance à la compression simple à l'état sec et humide est contrôlée sur des éprouvettes de 28 jours d'âge. Les résultats sont illustrés sur la figure 45. Le tableau IV.9 et la figure IV.19 donnent l'évolution du coefficient de ramollissement K_{ram} en fonction de la teneur en ciment.

Interprétation : L'analyse des résultats présentés sur la figure IV.19 montre un net décalage entre la courbe de résistance pour FCS = 57KN et celle de FCS = 49,5KN. Les deux courbes ne se chevauchent pas. En variant la force de compression statique de 49,5KN (résistance optimale = 42daN/cm²) à 57KN (résistance optimale = 47daN/cm²) figure IV.19, la densité optimale passe de 2,07 à 2,079 donc elle a varié de 9/1000 figure IV.17, donc il y a une très faible augmentation de densité (9/1000). La résistance à la compression, sous la même variation de la force de compression est passée 42daN/cm² à 47daN/cm², donc les 2 courbes sont nettement décalées l'une par rapport à l'autre, nous déduisons que pour une faible variation de densité sèche correspond une grande variation de résistance. En d'autres termes, nous dirons que la résistance à la compression simple est très sensible à la variation de la densité sèche. La résistance optimale est une variation linéaire de la force de compression statique.

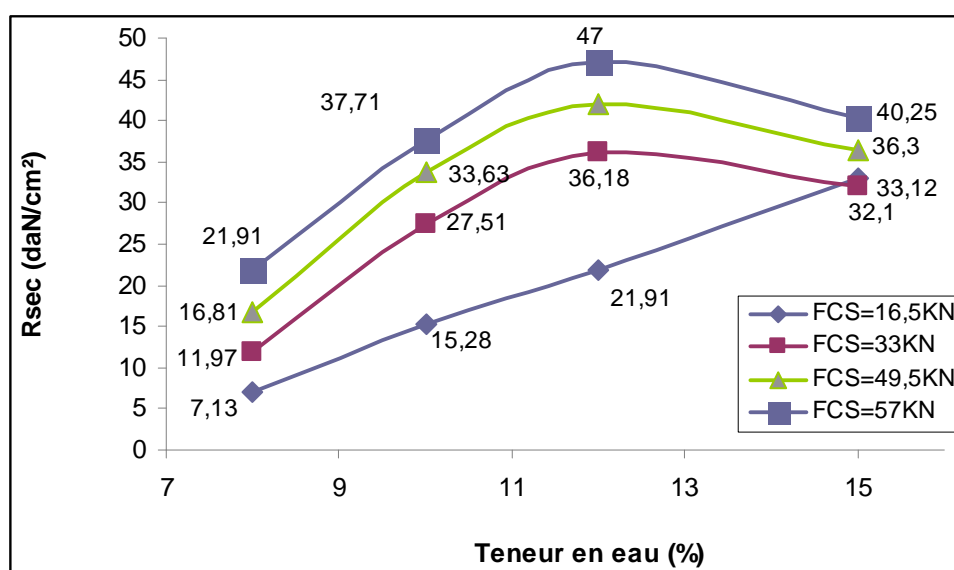


Figure IV.19 : Résistance à la compression à l'état sec - Teneur en eau pour le matériau brut (VC).

IV.4.3. Influence de la vibro-compression sur le matériau stabilisé au ciment

V.3.3.1. Résistance à l'écrasement à l'état sec et après immersion de 48 heures

La figure IV.20 présente l'évolution de la résistance à l'écrasement à sec et après immersion de 48 heures en fonction de la teneur en ciment.

a) *La résistance à la compression simple à l'état sec (Rsec)* : Elle augmente avec la teneur en ciment et cette augmentation est brusque entre 4% et 6% de ciment. Entre 2% et 4%, la variation de la résistance est modérée et pour une teneur en ciment supérieure 6%, elle est encore faible. Ces résultats montrent que la stabilisation au ciment de l'argile étudiée est efficace entre 4 et 6%.

b) *La résistance à l'écrasement après immersion* : Elle croît linéairement avec la teneur en ciment. Pour un dosage de 15% de ciment R_{sat} vaut 15,08 daN/cm². Ces résultats sont faibles puisqu'on n'atteint pas les 20 daN/cm² exigés pour la bonne tenue à l'eau.

c) *Coefficient de ramollissement* : Les résultats présentés dans le tableau IV.10 montrent que le coefficient de ramollissement augmente avec la teneur en ciment donc la résistance à l'eau est améliorée. On déduit que les résultats obtenus par vibration sont insuffisants car la partie vibratoire est mal adaptée. Puisque nous n'avons pas la possibilité de faire varier la fréquence et d'approcher le phénomène de résonance.

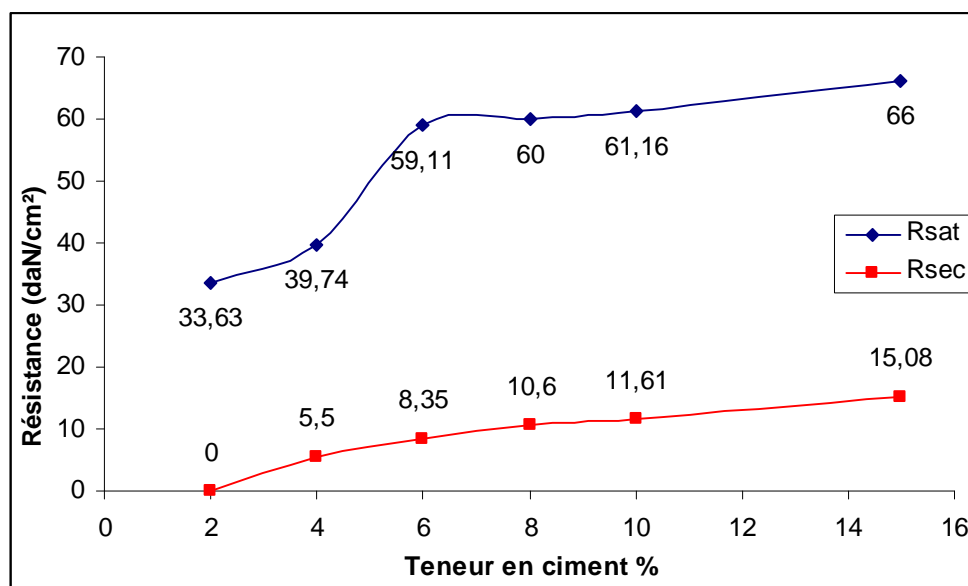


Figure IV.20 : Résistance à l'écrasement à l'état sec et après immersion en fonction du dosage en ciment.

Tableau IV.10 : Variation du coefficient de ramollissement en fonction de pourcentage de ciment.

Teneur en ciment %	2	4	6	8	10	15
Résistance à la compression à l'état sec R _{sec} (daN/cm ²)	33,33	39,74	59,11	60	62,16	66
Résistance à la compression après immersion R _{sat}	0	5,50	8,35	10,60	11,61	15,08
Coefficient de ramollissement Kram %	0	13,83	14,12	17,66	18,67	22,84

IV.5. DISCUSSION DES RESULTATS

IV.5.1. Matériau brut

Les trois méthodes de compactage utilisées dans cette recherche n'ont pas affecté de manière significative la densité sèche du sol. Les figures IV.21 et IV.22 comparent respectivement la variation de la densité sèche et de la résistance à la compression en fonction de la teneur en eau pour les trois méthodes de compactage. On peut clairement observer que la densité sèche la plus élevée a été obtenue avec la méthode dynamique pour les faibles valeurs de teneur en eau (côté sec de la courbe) et avec la méthode de vibro-compactage pour des teneurs en eau élevées (côté plus humide de la courbe). Pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum Proctor, le compactage dynamique donne de meilleurs résultats.

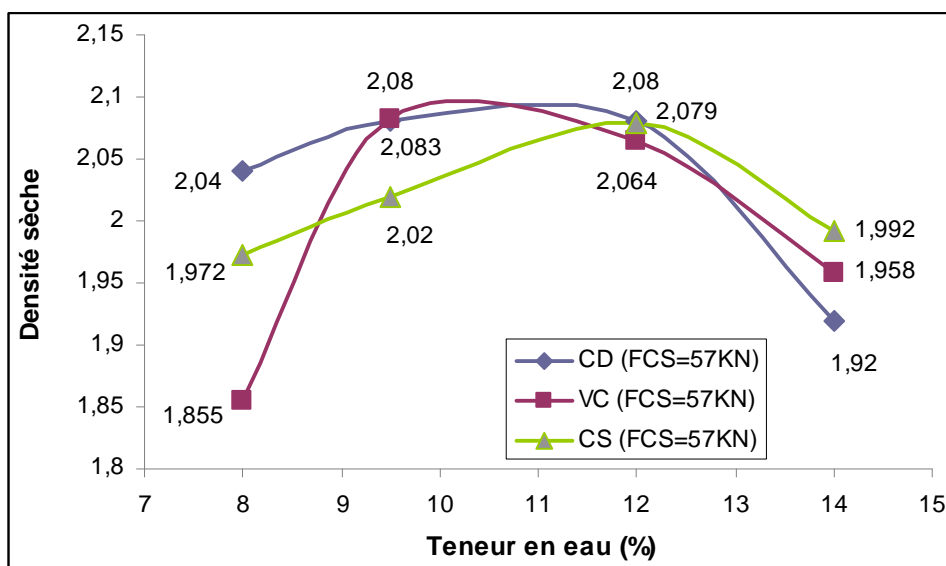


Figure IV.21 : Densité sèche – Teneur en eau matériau brut pour différents modes de compactage

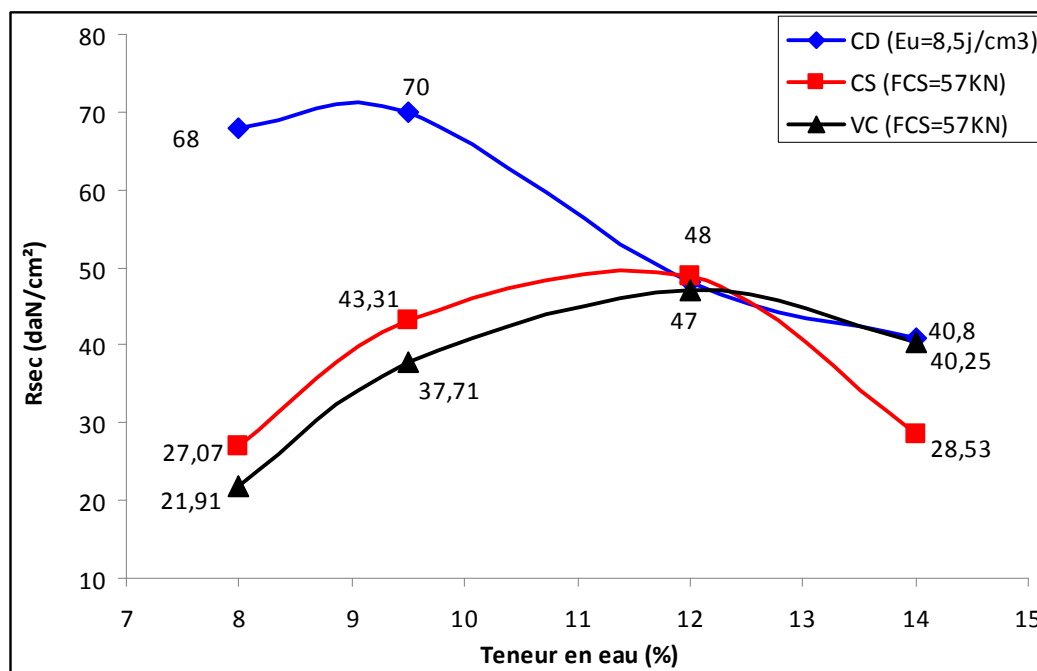


Figure IV.22 : Résistance à l'écrasement à sec en fonction de la teneur en eau.

IV.5.2. Effet de la stabilisation au ciment sur les propriétés de sol

L'évolution de la résistance à la compression, à l'état sec, en fonction de la teneur en ciment pour des durées de cure de 7, 14, 21 et 28 jours est présentée sur la figure IV.23. Les résistances à la compression à l'état sec et après immersion dans l'eau pendant 48 heures, à l'âge de 28 jours, sont données dans le tableau IV.11. On peut noter que pour le sol stabilisé au ciment, à l'état sec, l'augmentation de la teneur en ciment entraîne une augmentation de la résistance à la compression.

L'immersion dans l'eau pendant 48 heures réduit cette résistance jusqu'à 60% pour les échantillons de sol stabilisés. La stabilisation par addition de ciment améliore donc la tenue à l'eau. Les éprouvettes non stabilisées n'ont présenté aucune résistance après immersion. On a observé la désintégration complète du sol non stabilisé peu de minutes après leur immersion dans l'eau. On constate une nette amélioration de la résistance pour des teneurs en ciment variant entre 4 et 8%. Au delà, le surdosage n'amène qu'une faible augmentation de la résistance.

Tableau IV.11 : Résistance à la compression à l'état sec et après immersion.

Teneur en ciment (%)	0	4	6	8	10	12	15	20
Résistance à la compression à l'état sec (MPa)	1.67	2.34	3.28	4.02	4.20	5.19	6.14	6.5
Résistance à la compression après immersion (MPa)	0	1.22	1.80	2.03	2.12	2.21	2.43	2.66
Résistance résiduelle relative à la compression (%)	0	52.06	54.79	50.54	50.52	40.58	39.55	40.92

On peut clairement noter que la résistance relative obtenue après 7 jours de cure est de l'ordre de 70% de celle obtenue après 21 ou 28 jours de cure pour des teneurs en ciment inférieures à 10%. Cependant, pour des teneurs en ciment 12, 15 et 20%, cette résistance à 7 jours est de l'ordre de 50%. Ce qui montre la nécessité d'une cure de 21 à 28 jours pour des mélanges avec des teneurs en ciment supérieures à 10% pour développer complètement la résistance.

La résistance à la traction et le module d'élasticité à l'état sec augmente en fonction de la teneur en ciment dans une tendance semblable à celle observée pour la résistance à la compression (Bahar et al, 2004). La résistance à la traction augmente respectivement de 0,25 à 0,80 et 1,2 MPa pour des teneurs en ciment de 0 ; 10 et 20%. Cependant, après immersion à l'eau, la résistance à la traction est très faible.

La figure IV.24 donne la résistance résiduelle à la compression en fonction de la teneur en ciment pour les trois méthodes de compactage. On peut voir que le compactage dynamique donne la résistance à la compression la plus élevée pour toutes les teneurs en ciment. Pour une teneur en eau optimale de 12%, la variation de la teneur en ciment de 2 à 15% fait augmenter la résistance à la compression de 4,25 MPa à 8,2 MPa, pour le compactage statique et de 5,9 MPa à 10,5 MPa pour compactage dynamique. À la teneur en eau optimale, il semble que la vibration n'améliore pas la résistance à cause probablement de la fréquence basse de la table vibrante

utilisée, non adaptée pour un matériau fin. Le compactage dynamique et statique avec 2 et 4% de teneur en ciment a donné une résistance à la compression, à l'état sec, semblable à celle du vibro-compactage à 6% de teneur en ciment. La résistance à la compression après immersion dans l'eau pour des teneurs en ciment de 2 à 4% est négligeable pour toutes les méthodes de compactage, d'où l'importance d'avoir une teneur en ciment plus élevée. Pour la résistance à l'eau, le compactage dynamique est la seule méthode recommandée, car c'est la seule méthode qui a donné une résistance supérieure à 2 MPa pour plus que 6% de teneur en ciment.

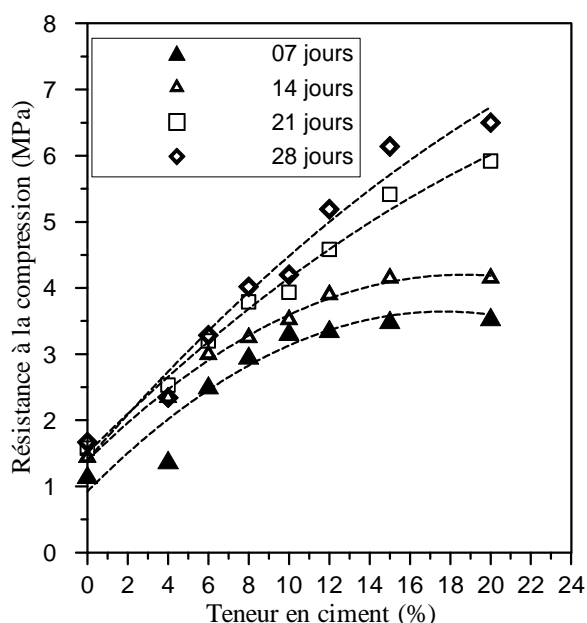


Figure IV.23 : Résistance à la compression en fonction de la teneur en ciment et la durée de cure, à l'état sec.

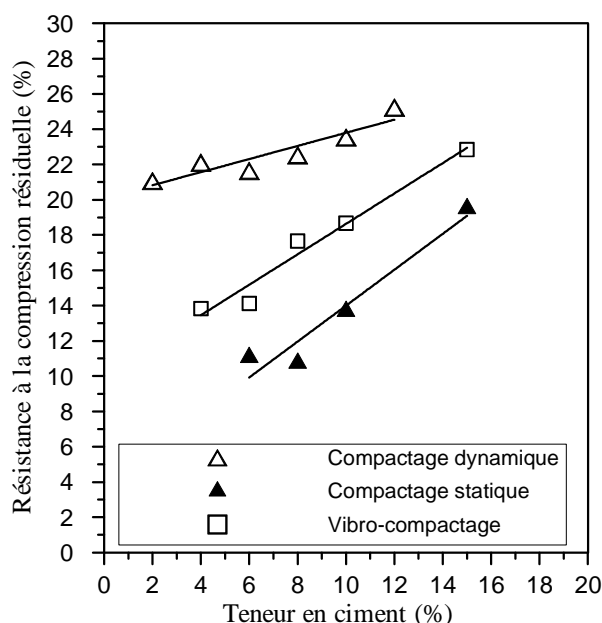


Figure IV.24 : Résistance résiduelle à la compression après immersion.

IV.6. CONCLUSION

La résistance à la compression à l'état sec est proportionnelle à la force de compression statique mais il existe une force de compression statique limite, un fois atteinte, le compactage n'a aucun effet sur la densité. L'augmentation de la force du compactage, augmente la densité, la résistance à l'écrasement à sec, diminue la teneur en eau optimale et rend matériau très peu sensible à l'eau. Plus le taux de ciment est élevé, meilleure sera la résistance à l'écrasement à sec et après immersion. Une grande partie de la résistance à la compression simple est acquise avec un dosage en ciment de 15% mais le coefficient de ramollissement reste toujours faible. Au-delà de ce pourcentage, le gain de résistance est faible par rapport au coût du ciment.

Le compactage dynamique, donne d'excellents résultats pour des teneurs en ciment supérieures à 6%, assure une bonne résistance à l'immersion avec un faible dosage en ciment. Un bon compactage peut faire une nette économie en ciment puisque ce dernier aura uniquement pour rôle de rendre irréversibles les améliorations des propriétés obtenues. Un mode de compactage adapté accompagné d'une teneur en ciment optimale doit répondre aux deux qualités exigées du matériau (résistance à l'état sec et après immersion). La stabilisation par densification

avec ajout de ciment connaîtra des progrès certains vu la faible énergie consommée et la haute gamme des presses mises sur le marché.

La stabilisation mécanique par compactage dynamique d'une argile sableuse locale semble améliorer les propriétés mécaniques et la résistance à l'eau du sol par rapport aux autres méthodes. La stabilisation chimique avec une teneur en eau de 8% semble être la valeur optimale pour ce sol. Cependant, la teneur en eau optimale devrait toujours être cherchée pour obtenir une plus haute résistance et une durabilité plus élevée. La conception de bâtiments devrait toujours éviter un contact direct des blocs stabilisés de sol avec l'eau et l'eau de pluie dans des régions humides.

CHAPITRE V

STABILISATION DES SOLS ARGILEUX EN VUE DE LEUR UTILISATION DANS LA CONSTRUCTION

V.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce travail est de développer des matériaux de constructions à faible coût énergétique et environnemental en valorisant les ressources locales, telles que la terre. La stabilisation d'une terre a pour objectif d'utiliser ce matériau dans la construction en améliorant ses caractéristiques mécaniques et thermophysiques et en réduisant sa sensibilité à l'eau. Ces caractéristiques dépendent d'un certain nombre de paramètres, à savoir :

- La composition chimique et minéralogique,
- La teneur en eau,
- La force de compression,
- La teneur et la nature de la partie inférieure à 0,08 mm,
- La taille des plus gros éléments,
- L'âge du matériau,
- Les conditions de conservation (température et hygrométrie),
- La teneur en sable.

A ces paramètres, il faut ajouter l'influence extrêmement importante que peuvent avoir la teneur et la nature des liants éventuels utilisés. Ce sont ces points qui seront traités dans ce présent chapitre.

V.2. METHODOLOGIE DE L'ETUDE ET D'EXPERIENCE

L'importance de l'étude du comportement mécanique du matériau émane des exigences que doit remplir tout matériau destiné à la construction. Après identification du matériau et des produits dont on envisage l'essai, l'étude devra déterminer la nature et la teneur du liant le mieux adapté au matériau. Nous avons essayé d'incorporer du ciment, du sable, de la chaux et des fillers à une argile en proportions variables pour déterminer les meilleures caractéristiques mécaniques et la sensibilité à l'eau des mélanges étudiés. Les propriétés thermophysiques de certains mélanges sont également étudiées.

Selon la proportion utilisée des stabilisants on pèse la quantité de terre nécessaire. Une fois mélangée et malaxée avec la teneur en eau optimale obtenue par l'essai Proctor, on remplit le moule puis on compacte avec une même énergie de compactage à l'aide d'une dame suivant le

mode de compactage utilisé pour l'essai Proctor. Les ajouts dans la terre crue ont été limités aux liants classiques (ciment et chaux) et les stabilisants (sable et fillers).

Tous les essais ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques d'élanement $H/D=2$ (Diamètre $D=10\text{cm}$ et Hauteur $H=20\text{ cm}$). Le moule utilisé est celui de la cellule triaxiale composé de deux demi-cylindres assemblés par bagues pour empêcher l'ouverture sous les fortes pressions. Plusieurs éprouvettes ont été confectionnées pour caractériser le matériau et étudier l'influence de certains paramètres importants sur la résistance à la compression simple, la tenue à l'eau et les propriétés thermophysiques

Compte tenu des caractéristiques géotechniques souvent faibles du matériau terre, le traitement par un liant hydraulique et un agent stabilisant pourraient être une solution pour leur utilisation dans le domaine de la construction. Le dosage de la matière première et des liants est fait par tâtonnement, pour obtenir une très bonne résistance mécanique à sec et une faible influence à l'humidité. Nous avons opté pour plusieurs types de traitement : au ciment, à la chaux vive, mixte, aux sables et aux fillers. Les intervalles de variation des teneurs retenues doivent rester dans des limites compatibles avec les impératifs technico-économiques qui ont fait l'objectif de notre travail. Il s'agira de vérifier l'efficacité du traitement en comparant les performances obtenues à celles des normes prescrites. Une valeur minimale de résistance à la compression est arrêtée arbitrairement à 40 bars ce qui correspond à une valeur largement suffisante pour la construction de maisons individuelles (R+0) exigées par les normes (DTU 20-11 relatifs aux blocs porteurs français).

V.2.1. Traitement

V.2.1.1 Traitement au ciment

Pour des considérations pratiques et économiques, nous nous sommes limités, dans le cadre de cette étude, à des taux de ciment allant de 0 à 15 % pour la stabilisation de l'argile et à une teneur de 30 % pour le sable. Le ciment utilisé est un ciment portland artificiel CPA 325. Les teneurs utilisées sont de 5%, 10% et 15%. Bezrouk (1956) conseille l'utilisation de ciment riche en C_3S et C_2S de classe supérieure à 300. Il a trouvé que la résistance de différents types de sol croit en général avec la finesse de mouture des ciments. Verdeyen et al. (1971) conseille le ciment pour les sols dont la teneur en argile n'excède pas 20 à 30% (IP inférieur à 25 %).

V.2.1.2. Traitement à la Chaux

Des essais préliminaires à la chaux seule ont montré que les échantillons ne présentaient aucune résistance au contact de l'eau, nous ne pouvons donc pas envisager de tels essais. Il faut noter qu'ils sont difficiles à réaliser en raison de la réactivité de la chaux avec l'eau de malaxage.

L'étude bibliographique a montré que le traitement à la chaux d'un sol argileux mettait en oeuvre des réactions chimiques extrêmement complexes. Les cristaux ou composés créés à la suite de ces réactions peuvent être très divers suivant le type d'argile, mais aussi suivant les conditions thermiques et hydriques dans lesquelles est conservé le matériau. Ces phénomènes encore très mal expliqués à l'heure actuelle deviennent quasiment incompréhensibles quand des oxydes, sulfates ou autres composés du même type se trouvent mélangés aux sols.

V.2.1.3. Traitement mixte (Ciment + Chaux)

La chaux utilisée pour la stabilisation est la chaux vive qui est combinée au ciment. Ce mode de stabilisation est appelé "stabilisation mixte". Les teneurs de chaux utilisées sont de 2% et 5%.

V.2.1.4. Traitement (ciment + sable)

Dans tous les cas, il est nécessaire de compléter le mélange sable+argile en y incorporant une certaine quantité de ciment (5, 10 ou 15%) pour améliorer la tenue à l'eau du mélange. Le sable utilisé est tamisé à 5 mm. Les teneurs utilisées sont de 20%, 30% et 50% et leurs combinaisons se font après avoir fixé la teneur en ciment.

V.2.1.5. Traitement (ciment + sable + chaux)

Pour la stabilisation au ciment, chaux et sable nous avons opté respectivement pour les teneurs 5%, 10% et 15% de ciment, 2% et 5% de chaux et 20% et 30% de sable. Les combinaisons sont faites en fixant la teneur en ciment et une teneur en sable, et en variant la teneur en chaux.

V.2.1.6. Traitements (ciment + fillers) et (ciment+sable+fillers)

Les teneurs en fillers utilisées sont de 2%, 5% et 10%. Elles sont combinées de teneurs en ciment. Dans le cas de l'ajout de sable, les teneurs utilisées sont 10 et 15% de ciment, 20 et 30% de sable et 2 et 5% de fillers.

V.2.2. Préparation des mélanges et mode de conservation

Les matériaux (sol+liant) sont d'abord mélangés à sec puis malaxés, avec l'eau. Les teneurs en eau optimales utilisées ont été déterminées par compactage au Proctor normal.

Le mode de conservation a une grande influence sur les propriétés du matériau : la résistance à la compression simple, le retrait et la sensibilité à la tenue à l'eau. Le stockage et la cure des échantillons, dans des bacs, ont été effectués au laboratoire sous des conditions non contrôlées.

Pour hydrater convenablement le liant, empêcher le départ de l'eau et favoriser au maximum la formation des produits hydratés et vu l'absence de chambre de contrôle de l'humidité relative, nous avons adopté le procédé suivant dont le principe est d'assurer la disponibilité de l'eau pour l'hydratation des matériaux de cimentation. Après avoir humidifié l'intérieur du sachet plastique, chaque échantillon après démoulage est introduit immédiatement et reste hermétiquement fermé pendant 7 jours. Dépassé ce délai, il est retiré et exposé pendant 21 jours à l'air libre et à la température ambiante du laboratoire.

Une faible humidité relative conduit à une rapide évaporation de l'eau de gâchage et à une faible résistance à la compression. Selon le taux d'humidité relative, un matériau exposé à 100% d'humidité les pores sont pleins d'eau et la diffusion de CO₂ est très faible et exposé à faible humidité, le matériau en contact avec l'air, le Ca(OH)₂ du ciment hydraté réagit avec le CO₂ de l'air donnant naissance au CaCO₃.

$\text{CO}_2 + \text{Ca(OH)}_2 \longrightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$, le CaCO₃ est déposé dans l'espace existant.

Afin de déterminer le comportement du matériau traité, lorsqu'il est en contact permanent avec l'eau, les éprouvettes de 28 jours d'âge sont complètement immergées dans l'eau pendant 24 heures. Ce type de saturation nous permettra de déterminer le coefficient de ramollissement. Après traitement aux liants les éprouvettes sont stockées à l'air libre pendant 28 jours, ensuite elles sont soumises aux différents essais.

V.2.3. Essais d'écrasement

Il convient de noter que la résistance mécanique des éprouvettes est la résistance limite qui est la contrainte qui provoque la destruction de l'échantillon pendant l'essai. Les essais d'écrasement sont effectués sur des éprouvettes :

- A sec : Il s'agit de déterminer la résistance à la compression simple sur des éprouvettes de 28 jours d'âge conservées à l'air libre. L'éprouvette placée dans la presse est chargée progressivement jusqu'à la rupture par compression simple à déplacements contrôlés. On note la force appliquée à la rupture. La résistance à la compression simple s'exprime par le rapport de la force de rupture à la section de l'éprouvette.
- Après immersion : Les argiles ne peuvent jamais constituer par elles même un matériau de construction sans protection contre l'eau. Les sols argileux sont cohésifs ils ne se désagrègent pas quand ils sont secs mais dès qu'ils renferment une certaine quantité d'eau, ils acquièrent une grande plasticité qui les rend déformables; si la proportion d'humidité augmente ils se ramollissent.

Le rapport de la résistance à la compression d'un matériau saturé R_{sat} à la résistance à la compression du matériau à sec R_{sec} définit le coefficient de ramollissement, K_{ram} (Komar, 1978). Ce coefficient caractérise la résistance à l'eau des matériaux.

- Pour les matériaux se détremant facilement (argile) $K_{ram} = 0$
- Pour les matériaux dont la résistance à l'eau est stable $K_{ram} = 1$
- Les matériaux dont le coefficient de ramollissement est égal ou supérieur à 0,8 sont considérés stables à l'eau.

Il est interdit d'utiliser les matériaux au coefficient de ramollissement inférieur à 0,8 dans les régions où l'humidité est un facteur constant.

V.3. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

Les résultats de la campagne d'essais d'écrasement sur des éprouvettes d'un sol argileux stabilisé au ciment, chaux, sable ou fillers sont analysés et discutés du point de vue résistance mécanique et durabilité. Les résultats d'essais sont donnés en annexe V.

V.3.1. Influence des différents stabilisants incorporés sur la résistance mécanique à sec

La prise et le durcissement du ciment incorporé à un sol lui confèrent la cohésion nécessaire pour assurer sa stabilité.

V.3.1.1. Traitement au ciment seul

Les résultats d'essais d'écrasement réalisés sur des éprouvettes à sec sont donnés dans le tableau V.1 et la figure V.1. L'examen de ces résultats montre que la résistance à l'écrasement à sec croit en fonction de la teneur en ciment. Nous obtenons un gain de 5,1% en passant la teneur en ciment de 5 à 10 % et une amélioration conséquente de 12 % en portant cette teneur à 15%. Dans le même intervalle de teneur en ciment, Guettalla & Guenfoud (1997) ont constaté que l'augmentation peut être sensible pour de faible teneur en ciment et ensuite elle évolue faiblement.

Tableau V.1 : Traitement au ciment seul – résistance à la compression à l'état sec Rsec

% Ciment	Section (cm ²)	Force	Contrainte
		Fcs (KN)	Rcs (daN/cm ²)
5	81.71	112	137
10		118	144
15		126	154

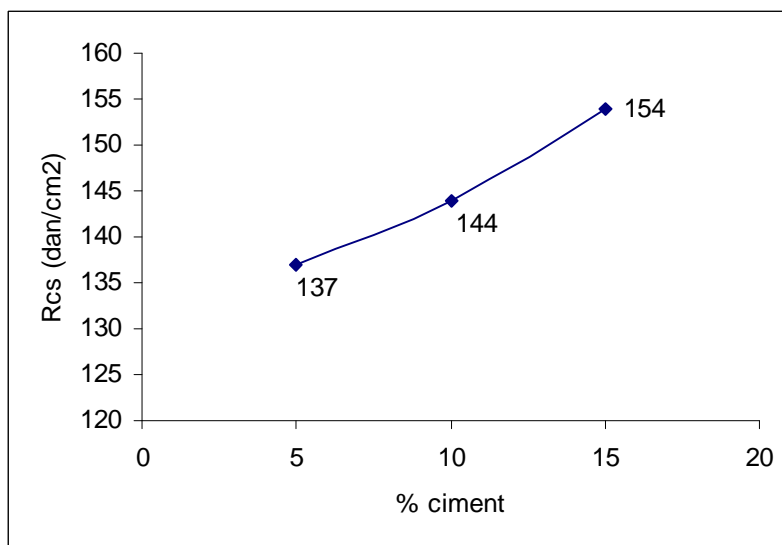


Figure V.1 : Résistance à l'écrasement à sec en fonction du pourcentage de ciment.

V.3.1.2. Traitement mixte (Ciment + Chaux)

La stabilisation à la chaux seule n'est pas envisageable car sans un minimum de ciment l'éprouvette se désagrège complètement dans l'eau. Les résultats des essais effectués sont donnés sur la figure V.2. L'analyse de ces résultats permet de faire les remarques suivantes :

- Pour une teneur en ciment fixe, la courbe de la résistance à l'état sec en fonction de la teneur en chaux a une forme de cloche.
- Les courbes de résistance en fonction du pourcentage de chaux s'emboîtent les unes sur les autres avec l'augmentation de la teneur en ciment.

- 2 % de chaux est un optimum. Pour cette teneur en chaux, on obtient le maximum de résistance pour toutes les teneurs en ciment testées. Au-delà de cet optimum de 2%, l'ajout de la chaux est non seulement inefficace mais peut même être nocif.
- Avec une teneur de 5 % de ciment et un taux de chaux de 2 % la résistance augmente de 9 %. Avec une teneur de 10 % de ciment, et un apport de 2 % de chaux, la résistance augmente de 11 %. Pour l'optimum de chaux, on obtient un gain de 7,3% lorsque la teneur en ciment passe de 5 à 10%.

Ces résultats sont en concordance avec ceux obtenus par d'autres chercheurs ([Guettala, 2007](#)) qui a indiqué que l'ajout de la chaux au ciment améliore la résistance mécanique à l'état sec. Pour une contrainte de compactage de 15 MPa, il a trouvé que cette amélioration est de l'ordre de 12%, 13% et 16,8% pour les teneurs en chaux de 2%, 3 % et 4% et cela par rapport au ciment seul. L'explication a été donnée par (GRESILLON 1978) : le calcium, sous forme de chaux, incorporé dans le sol donne lieu à une floculation abondante. L'ion calcium altère le film d'eau adsorbée à la surface des particules. Ces diverses actions ont comme conséquence une réduction de la plasticité moyenne du mélange et une augmentation de la résistance.

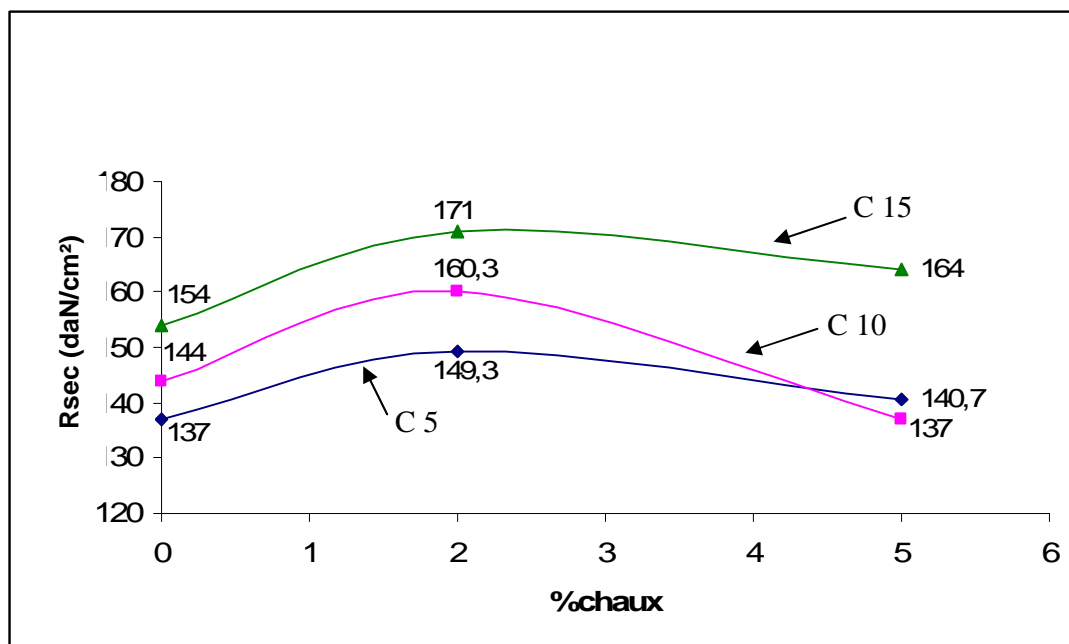


Figure V.2 : Résistance à l'écrasement à sec en fonction des pourcentages chaux dans ciment+chaux.

V.3.1.3. Traitement ciment +fillers

Les résultats obtenus sont illustrés par la figure V.3. Ces résultats montrent que les fillers diminuent la résistance. L'incorporation de 2 ou 10 % de fillers combinés de 5 ou 15 % de ciment donnent une perte de résistance variant de 1 à 51% selon les pourcentages en ciment. La chute de résistance obtenue pour la combinaison de faible teneur (2%) de fillers et de forte teneur en ciment (15%) est très faible. L'incorporation des fillers réduit donc considérablement la résistance mécanique à sec du sol.

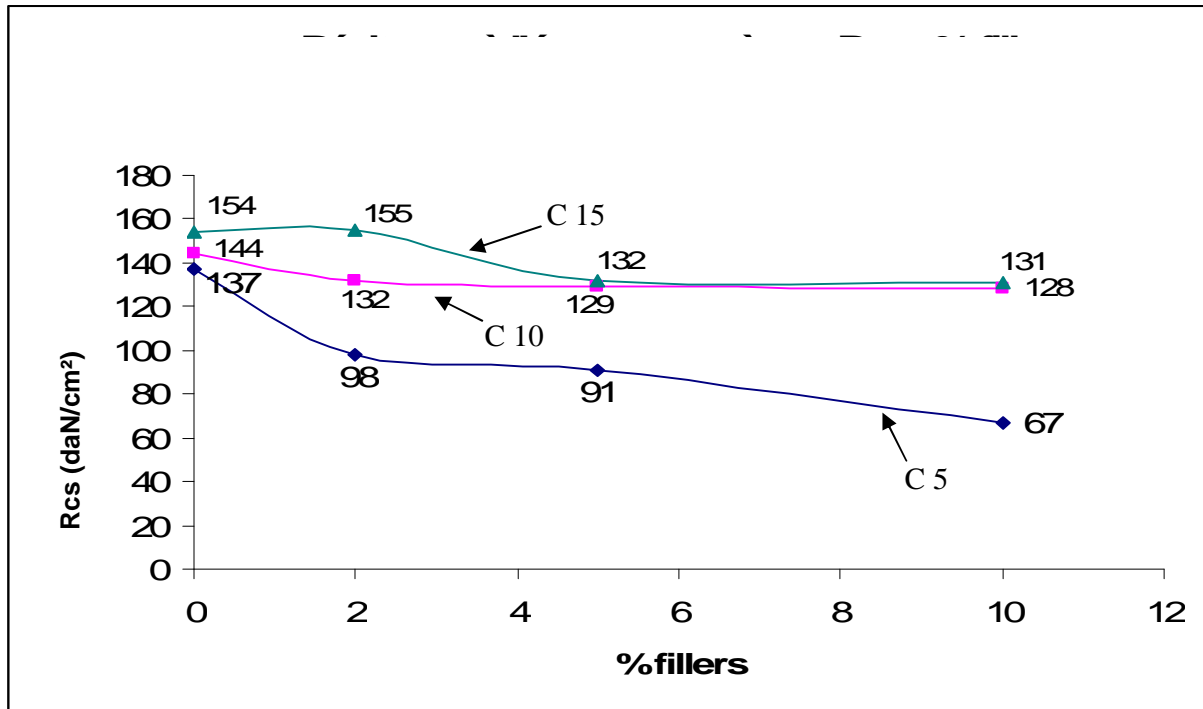


Figure V.3 : Résistance à l'écrasement à sec du sol stabilisé au ciment en fonction du % des fillers.

V.3.1.4. Traitement ciment + sable

Les résultats obtenus sont donnés sur la figure V.4. La résistance diminue avec l'incorporation du sable quelque soit les teneurs en ciment. L'exception est faite pour la valeur particulière de 50 % de sable où la résistance augmente. Quand la teneur en sable croit le sol passe de l'état cohérent (argile pure) à l'état friable (teneur en sable supérieure 50%). Il se produit une baisse de l'indice de plasticité qui s'accompagne d'une chute de résistance à la compression. Cette diminution de résistance serait due principalement à la diminution de la fraction argileuse dans le sol par l'introduction de sable, matériau grenu et chimiquement inerte. Ce dernier fait chuter la cohésion de matériau traité.

Remarque : Une tentative de stabilisation avec 40 % de sable serait souhaitable, elle aurait fourni des informations plus viables que celles obtenues avec 50%. L'incorporation de très fortes teneurs (supérieures à 50%) de sable dans le sol change complètement la nature de la matière première. Selon la classification géotechnique des sols, ce matériau passe de la catégorie de sols fins à celle des sols grossiers. Sur la courbe de la figure V.4, le point de teneur en sable 50% est relié par des pointillés pour ne pas le prendre en considération car ce n'est plus une argile sableuse mais c'est un sable argileux.

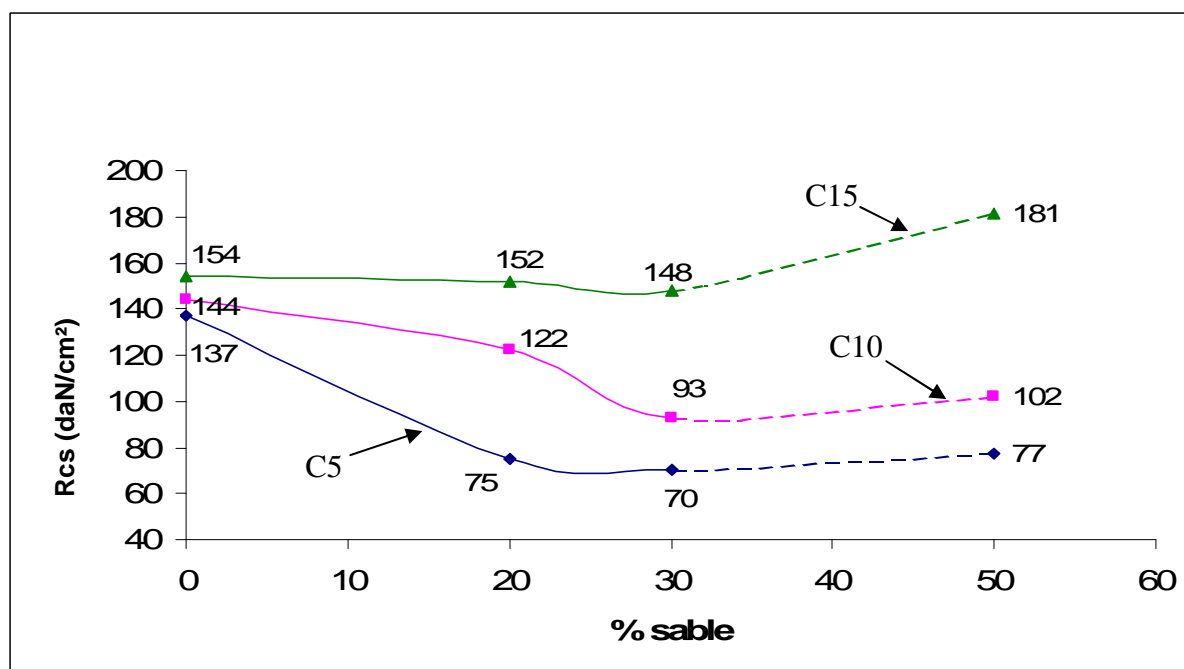


Figure V.4 : Variation de la résistance à l'écrasement à sec en fonction du pourcentage de sable dans sable + ciment.

V.3.1.5. Traitement (Ciment + Sable + Chaux)

a) Influence de la teneur en chaux

Les résultats de la figure V.5 montrent que :

- Pour de faible teneur en ciment (5 et 10%), la chaux améliore la résistance quelque soit la teneur en sable.
- Pour de fortes teneurs en ciment (15%), les courbes C15S20 et C15S30 sont des courbes qui ont une forme de cloche et admettent un optimum de chaux de l'ordre de 2 %.
- La résistance à l'écrasement augmente 58,78 % par rapport au traitement : sable + ciment

Pour des teneurs en ciment élevées, 2% de chaux donne d'excellents résultats. On en déduit qu'un taux de 2% de chaux augmente la résistance quelque soient les teneurs en Ciment et sable et pour des teneurs élevées en ciment (15%), le taux de 2% de chaux semble un optimum des courbes C15S30 et C15S20 quand la teneur en chaux varie et pour une teneur en sable fixe. Afin d'évaluer l'influence de la chaux dans le traitement ciment + sable + chaux nous avons tracé sur les figures V.6a, V.6b et V.6c l'évolution de la résistance Rsec en fonction de la teneur en sable. Sur ces figures la résistance à la compression à sec augmente quand la teneur en chaux augmente quelque soit la teneur en ciment.

La courbe C5X0 représente la résistance obtenue au traitement : ciment + sable pour une teneur en ciment de 5%. Les positions les courbes C5X0, C5X2 et C5X5 indiquent que la résistance à sec augmente quand la teneur en chaux croit (Fig. V.6a). Le gain de résistance apporté par rapport au traitement ciment + sable avec incorporation de 5% de chaux est 112 %. En ajoutant 5% de chaux au mélange de 5% de ciment +20% de sable, la résistance fait 2,12 fois plus. Quand la teneur en ciment est portée à 10 % et à 15% le gain est respectivement de 47,6% et 36%. On peut dire que l'apport de chaux est d'une extrême utilité pour la résistance à

sec quand les teneurs en ciment sont faibles. Plus la teneur en ciment est élevée, plus la teneur en chaux doit être faible pour obtenir d'excellents résultats. La position des courbes, C15X2, C15X0, de part et d'autre par rapport à C15X5 montre que l'optimum est marqué par 2% de chaux.

b) Influence de la teneur en sable

Dans le but d'étudier l'influence de la teneur en sable sur le matériau traité au ciment+sable+chaux nous avons tracé sur les figures V.7a, V.7b et V.7c les résistances à l'écrasement à sec en fonction de la teneur en chaux.

Pour mieux évaluer l'effet du sable dans le traitement sable + ciment + chaux faisons varier uniquement le paramètre sable. La courbe C5 S0 de la figure V.7a représente le traitement au : ciment + chaux. Les courbes C5 S20 et C5 S30 portent la même teneur en ciment et croissent toutes les deux en fonction de la teneur en chaux. La position des courbes C5S0, C5S20 et C5S30 montrent que la résistance à la compression à sec diminue quand la teneur en sable augmente. Seule la teneur de 5% de chaux combinée de 20 % de sable et de 5% de ciment donne des résultats intéressants (159 daN/cm²). Sur la figure V.7 a), b) et c) la perte de résistance, par rapport au ciment seul, engendrée par l'incorporation de 30% de sable et 5, 10 et 15 % de ciment est respectivement de 48.9%, 35.4% et 3.8%. On en déduit que plus la teneur en ciment est élevée plus la perte de résistance engendrée par l'incorporation de 30 % de sable est faible.

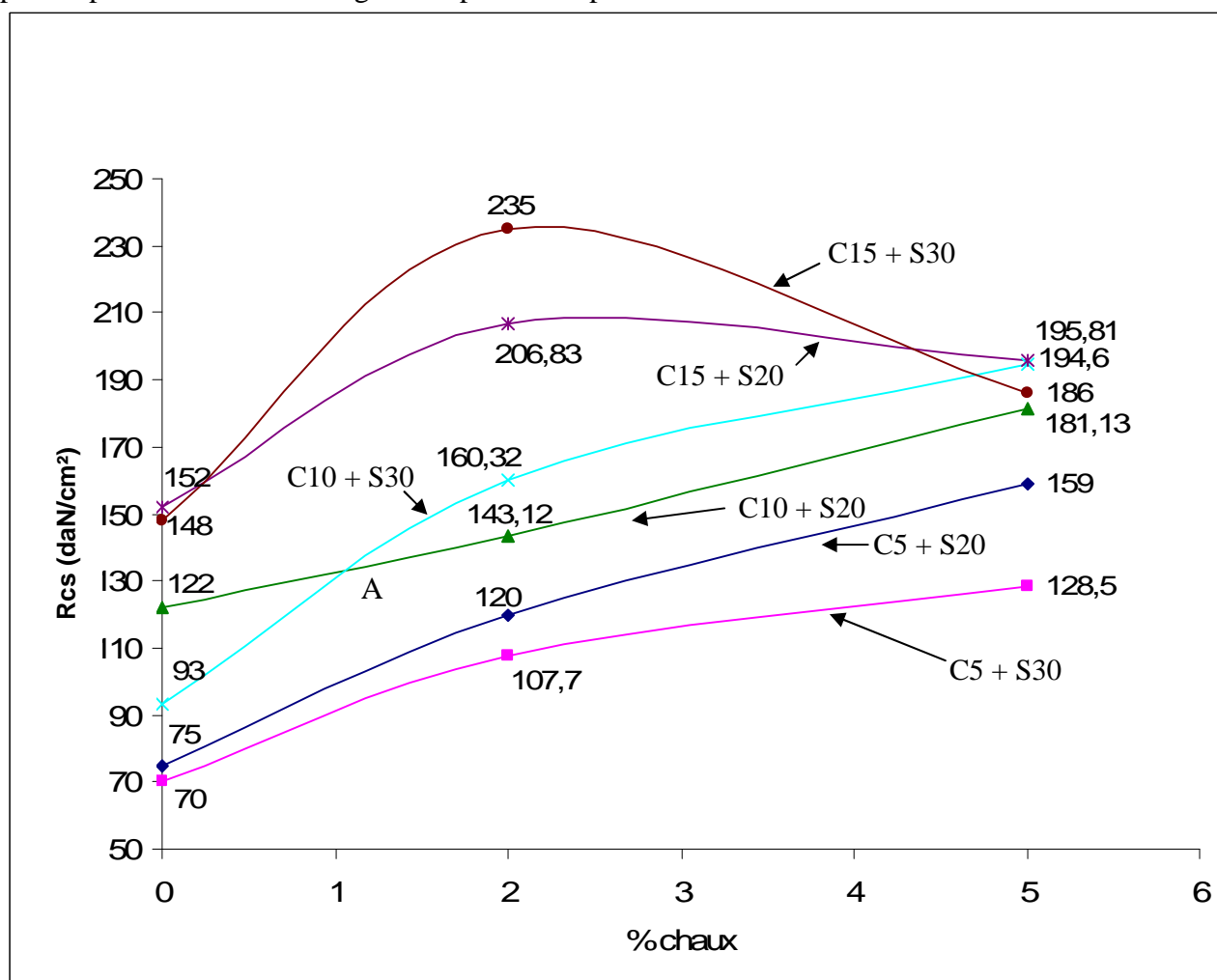
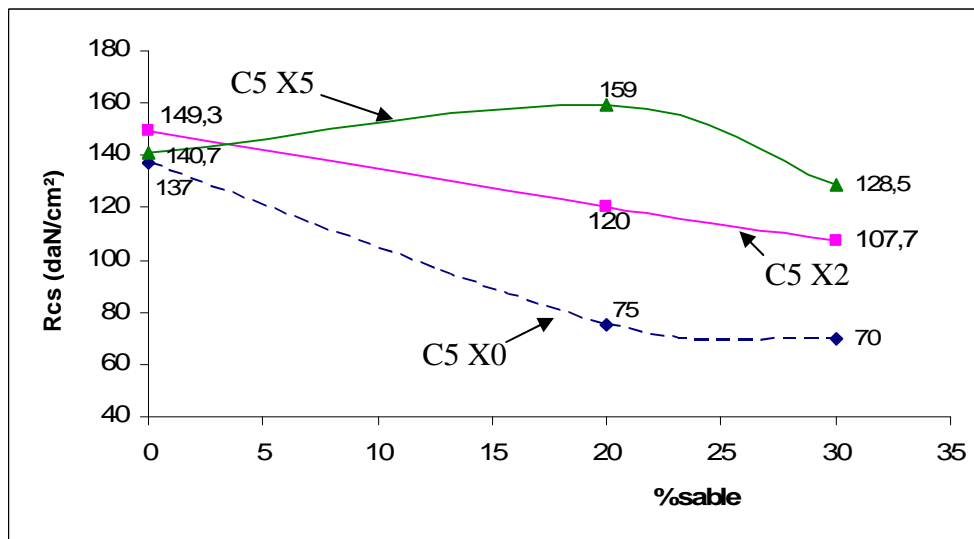
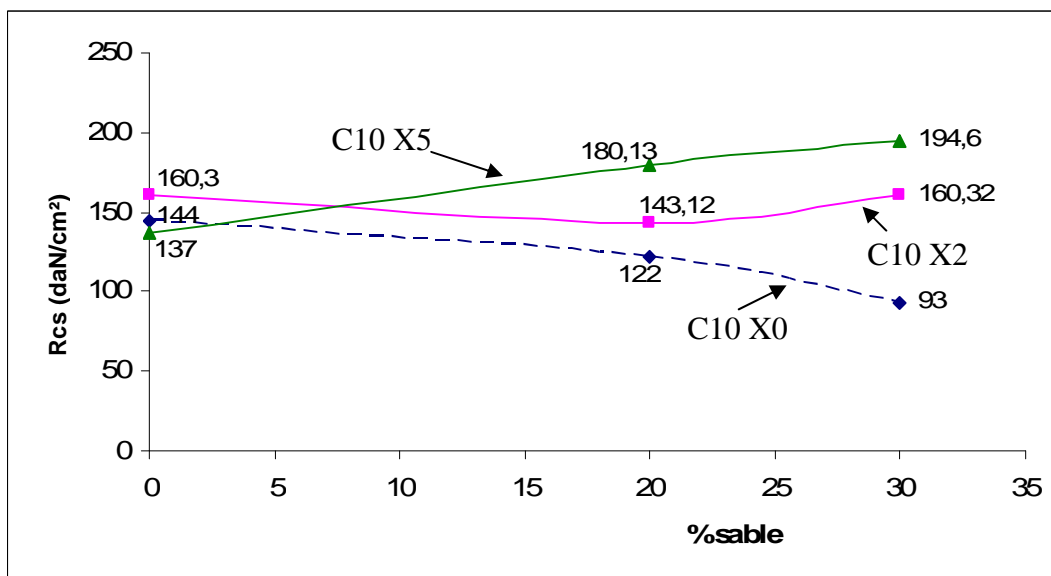


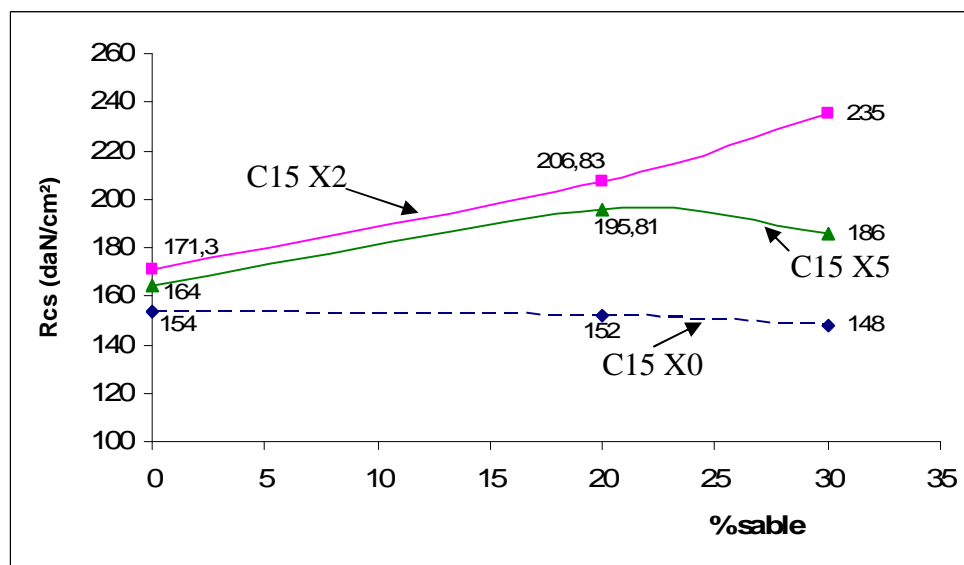
Figure V.5 : Résistance à l'écrasement à sec en fonction du pourcentage de chaux dans ciment+sable+chaux.



a)



b)



c)

Figure V.6 : Résistance à l'écrasement à sec - % sable dans le traitement : sable + chaux + ciment.

b) Influence en sable :

Le point A, intersection de la courbe C5S0 avec C5S20 indique que les traitements au ciment + chaux et ciment + chaux + 20% sable ont la même résistance pour une teneur en chaux 4%. C'est au delà de ce taux que l'effet bénéfique de l'incorporation de 20% de sable apparaît. Ainsi l'incorporation de 4% de chaux permet de corriger l'effet néfaste du sable sur le sol + ciment.

Sur la figure V.7b, les courbes C10S30 et C10S0 se coupent au point B correspondant à une teneur en chaux de 2%. Comme précédemment c'est à partir de 2% de chaux que le sable influence positivement sur la résistance avec la combinaison : ciment+sable+chaux. Cette fois-ci, la teneur 2% de chaux ajoutée au ciment+sable suffisent pour retrouver la même résistance avec ciment+chaux.

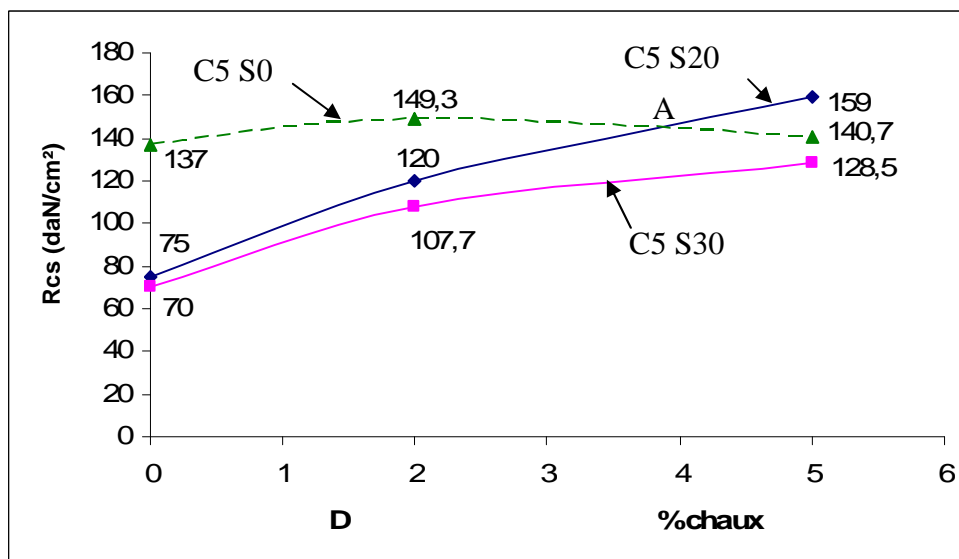
Sur la figure V.7c, sans apport de chaux, la teneur en ciment est suffisante pour assurer de bonnes liaisons entre les grains de sable, le liant hydraté et l'argile.

On peut donc conclure que pour de faibles teneurs en ciment l'incorporation de la chaux est nécessaire pour améliorer la résistance et cet apport est d'autant plus élevé que la teneur en ciment est faible. Avec une teneur de 15% de ciment nous retrouvons les courbes en forme de cloche avec leur optimum de chaux de 2%. L'optimum de résistance est d'autant plus élevé que la teneur en sable est grande. Pour les courbes C15S0 et C15 S20 le pic de résistance n'est pas net, il serait intéressant d'expérimenter d'autres teneurs en chaux par exemple 1, 3 et 4 pour cerner correctement la mobilité de l'optimum de chaux.

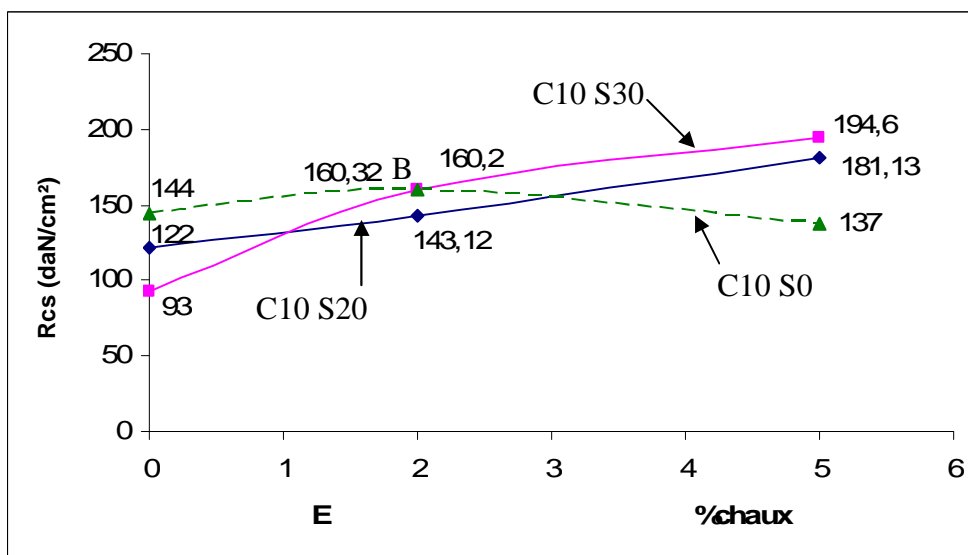
Discussion :

La comparaison des résultats obtenus avec un traitement (ciment+chaux+sable) et ceux obtenus avec un traitement (ciment+chaux) permet de faire les observations suivantes :

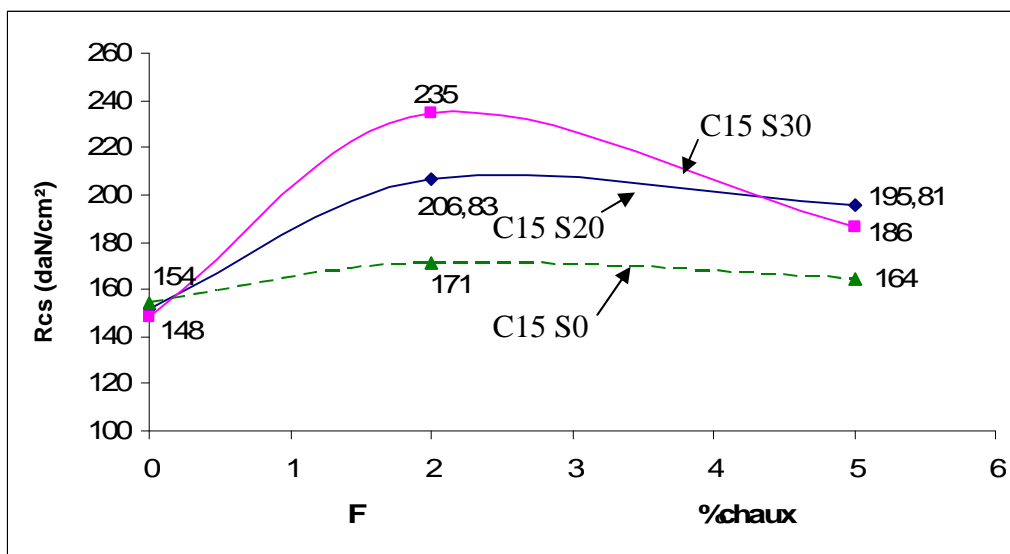
- 5% de ciment : Par ajout de 20 ou 30 % de sable la courbe C5 de la figure V.2 perd sa forme de cloche et on obtient une courbe plate telle que la résistance croît quand la teneur en chaux augmente. L'aplatissement de la courbe est dû à l'incorporation du sable dans le sol.
- 10% de ciment : Les courbes C10S30 et C10S20 se rencontrent en un point A (environ 1% de chaux) telles que les résistances apportées par 20 ou 30 % de sable sont identiques. Au-delà de 1% de chaux, l'ajout de 30% de sable donne de meilleurs résultats.
- 15% de ciment : La courbe C15 garde sa forme de cloche comme sur la figure V.2 avec pic de résistance de 235 daN/cm² correspondant à l'optimum de chaux de 2%.
- Pour les teneurs en ciment élevées, la résistance s'améliore quand la teneur en sable augmente.



a)



b)



c)

Figure V.7 : Variation de la résistance à l'état sec - % chaux Stabilisation au sable + ciment.

V.3.1.6. Traitement (fillers + ciment + sable)

Les résultats obtenus sont donnés sur la figure V.8. On note sur cette figure seul un traitement de 2% de filler donne de bons résultats pour C15+S30 et C10+S30. La résistance admet un optimum de filler de 2%. L'apport de fines se situant à 2% environ de filler améliore la cohésion du matériau, la résistance, la granulométrie et la densité.

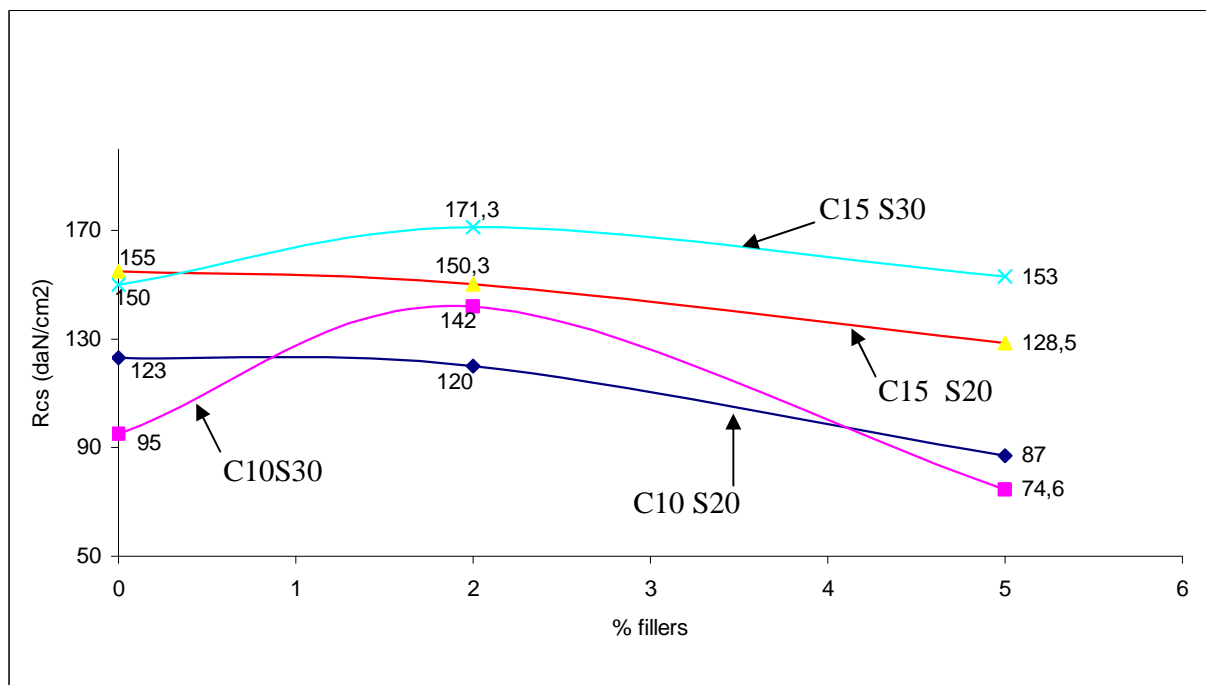


Figure V.8 : Résistance à l'écrasement en fonction de fillers dans ciment + sable + filler.

V.3.2. Résultats obtenus à l'écrasement après 24h d'immersion

L'humidité des structures en terre est très préjudiciable à leur solidité. L'action de l'eau peut entraîner un changement d'état du matériau qui perd sa cohésion et sa résistance en passant de l'état solide à l'état plastique, il se ramollit. Selon *Arquie (1973)*, la modification d'état est due à une perte de cohésion qui se traduit par une chute de résistance à la compression. Afin de tester le comportement du matériau à l'attaque de l'eau, des éprouvettes de 28 jours d'âge ont été conservées pendant 24 heures dans l'eau et ensuite elles ont subi des essais d'écrasement. L'essai après immersion totale pendant 24 heures dans l'eau est un essai sévère destiné à vérifier la sensibilité à l'eau du matériau traité.

V.3.2.1. Traitement au ciment seul

Le ciment améliore le coefficient de ramollissement plus le pourcentage de ciment est élevé mieux est la tenue à l'eau. Un minimum de 5 % est indispensable pour que l'éprouvette garde sa forme quand elle est immergée dans l'eau. D'après la figure V.9, il faut porter cette teneur minimale à 10% de ciment ($R_{csat} = 46,5 \text{ daN/cm}^2$) pour satisfaire l'exigence de résistance recommandée par le document technique unifié N °20-11 relatif aux blocs porteurs français qui la fixe arbitrairement à 40 daN/cm^2 pour une construction type horizontale. Les échantillons non stabilisés ou stabilisés à la chaux n'ont pas résisté à l'action de l'eau ils sont totalement détruits.

Le fait remarquable qui a été observé durant l'expérimentation était la bonne tenue à l'eau des éprouvettes stabilisées ; elles sont restées intactes, à l'exception de celles traitées à 5% de ciment seul qui ont perdu leur forme. Ce qui entraîne une perte de résistance importante par rapport à l'état sec confirmant ainsi les résultats trouvés par Gresillon (1978).

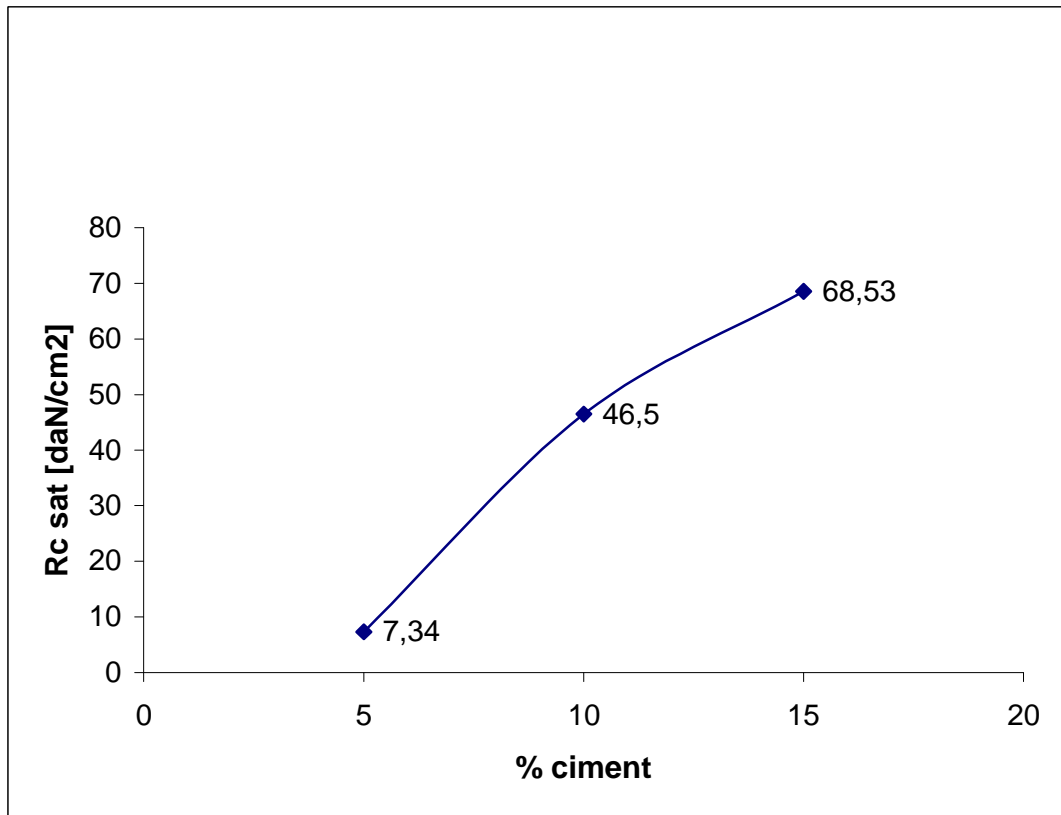


Figure V.9 : Résistance à l'écrasement après immersion de 24 h en fonction du % de ciment.

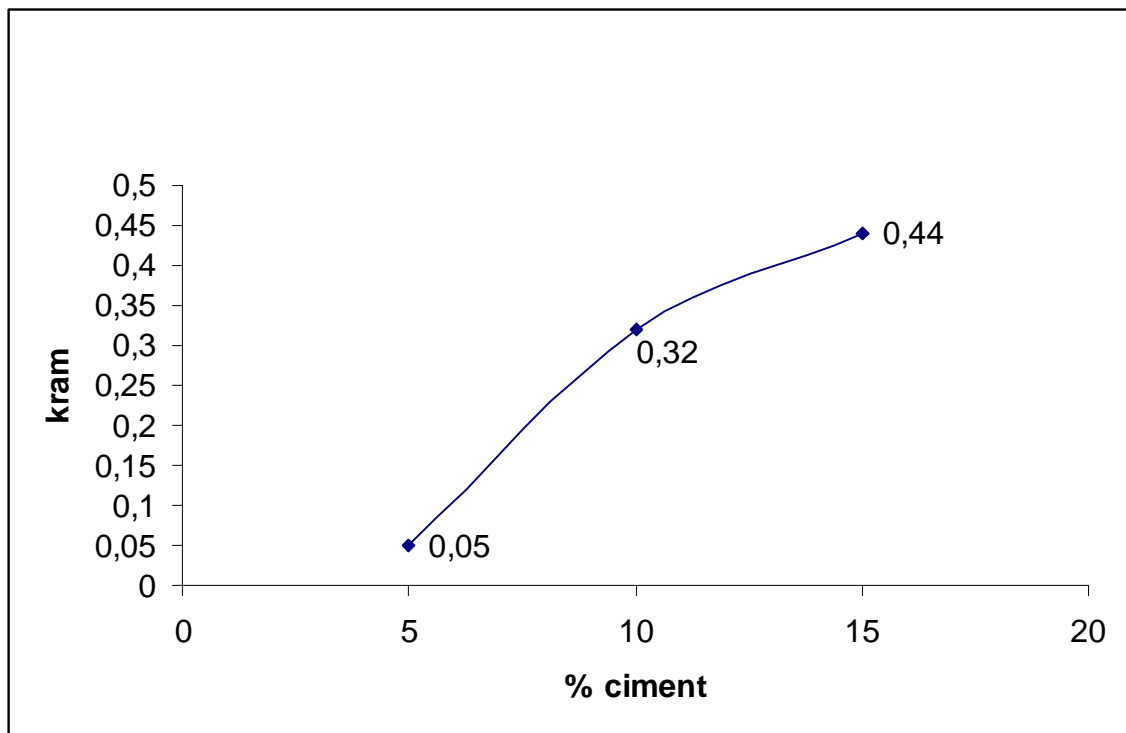


Figure V.10 : Coefficient de ramollissement - % ciment Stabilisation : ciment seul.

V.3.2.2. Traitement (Ciment + Chaux)

Les résultats obtenus sont illustrés par la figure V.11. Dans le traitement mixte la chaux a une grande influence sur la résistance après immersion. Par rapport au ciment seul le gain de résistance apporté par l'incorporation de 2 % de chaux combinée de 5%, 10% et 15% de ciment est respectivement de 616%, 36.86% et 32.14%. L'apport de 2% de chaux améliore considérablement la résistance après immersion pour toute teneur en ciment mais le gain le plus remarquable est obtenu avec de faible teneur en ciment (5%) et vaut 616%.

Un traitement à 2 % de chaux donne d'excellents résultats pour le coefficient de ramollissement comme le montre la figure V.12. Au-delà de cette teneur optimale de 2 % de chaux le gain est faible et peut même baisser la résistance après immersion pour les teneurs en ciment élevées (15%). Les combinaisons (15% de ciment + 2% de chaux) et (10% ciment + 5 % de chaux) donnent un coefficient de ramollissement supérieur à 0.5, valeur fixée par certains auteurs (*Guettella, 2007*) pour considérer que le matériau résiste bien à la tenue à l'eau.

Les résultats obtenus montrent l'efficacité d'un traitement mixte pour un sol argileux. Le traitement mixte donne de très bonnes résistances mécaniques et met en évidence des actions complémentaires des deux liants (ciment, chaux). Les bons résultats s'expliquent par :

- La chaux qui permet un assèchement du sol et une floculation de l'argile et qui facilite le compactage du sol.
- Le ciment qui permet l'obtention rapide de résistance dès les premiers jours et son rôle essentiel est d'améliorer la tenue à l'eau du matériau. Ces résultats élevés peuvent être expliqués aussi par la cure des éprouvettes en ambiance humide.

Les résultats obtenus sont conformes à ceux trouvés par Ben Torki (1986) dans le cas d'étude d'une argile montmorillonite de Cherfa (Annaba) conservées en atmosphère humide. L'adjonction de faibles teneurs en chaux (1%) améliore de façon considérable les résistances des éprouvettes traitées à de faibles teneurs en ciment (3%).

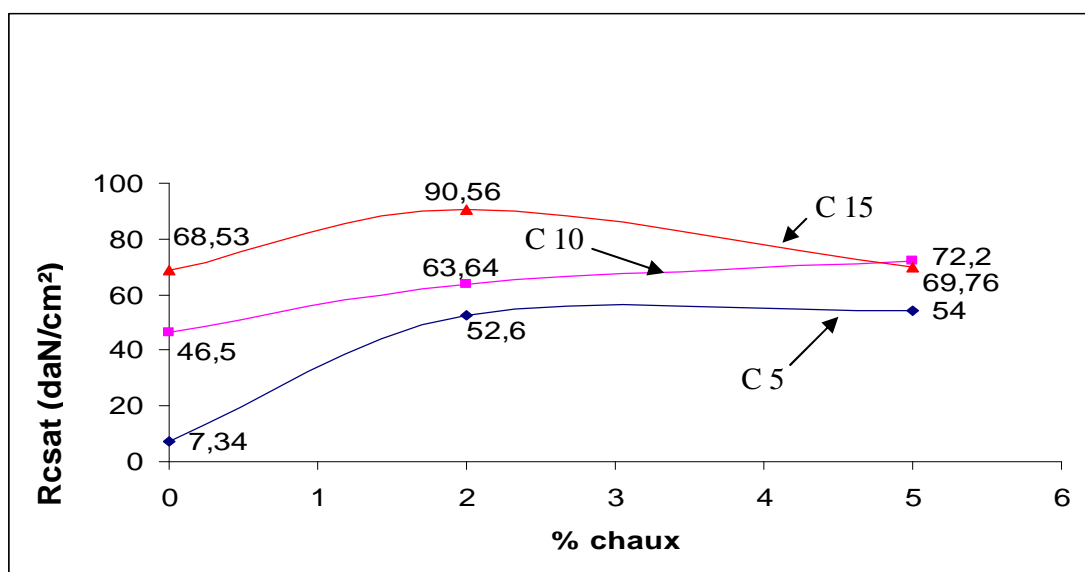


Figure V.11 : Résistance à l'écrasement après immersion de 24h en fonction de la teneur de chaux dans ciment + chaux.

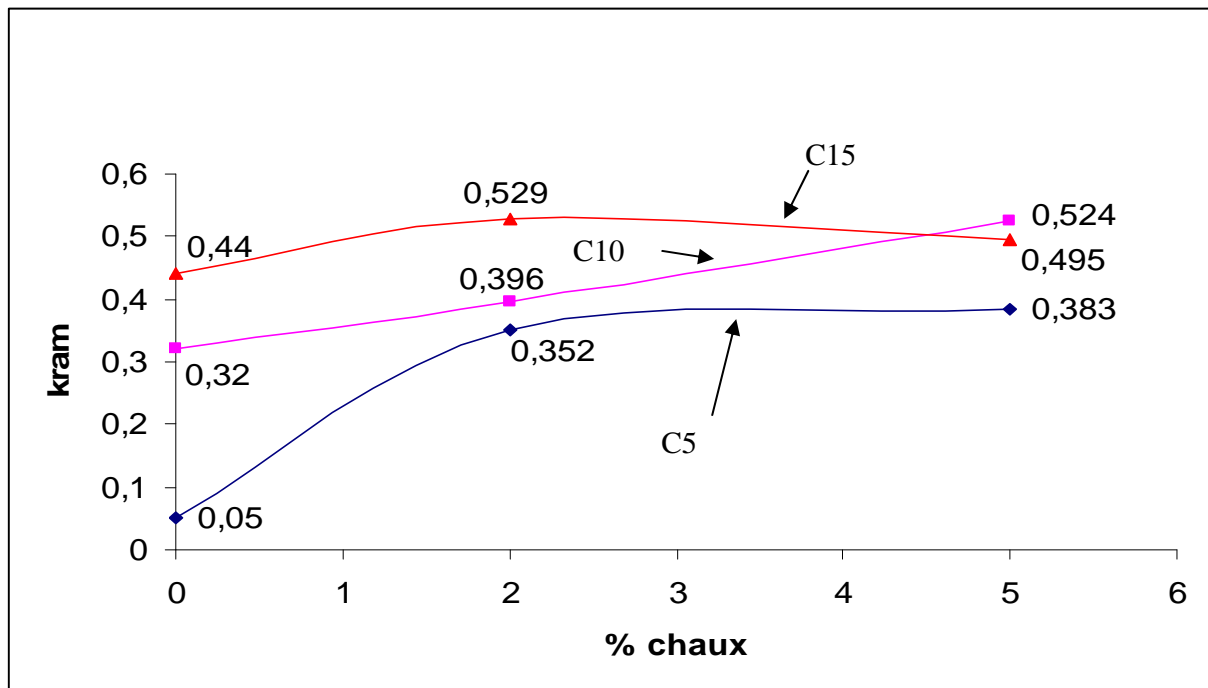


Figure V.12 : Coefficient de ramollissement en fonction de la teneur de chaux.

V.3.2.3. Traitement au ciment + fillers

Les résultats obtenus sont résumés sur la figure V.13. Les courbes résistances en fonction du % en fillers sont en forme de cloche et présentent toutes le même optimum de fillers (5%) pour toute teneur en ciment fixe. L'allure des courbes, presque horizontale, montre que les fillers ont une faible influence sur les résistances après immersion. La combinaison de ciment et de filler donne des résultats faibles par rapport au ciment seul. Une faible teneur en ciment (5%) combinée de 5% de fillers améliore le coefficient de ramollissement (Fig. V.14). Les fillers étant de très fines particules leur incorporation dans le sol diminue la perméabilité et donc améliore la tenue à l'eau.

V.3.2.4. Traitement (ciment + sable)

L'allure presque horizontale des courbes de résistance après immersion – teneurs en sable (Fig. V.15) montre que la résistance est insensible à la variation de la teneur en sable. De petites variations de résistance sont observées par rapport au traitement seul. Sauf pour la faible teneur de ciment (5%) combinée de différentes teneurs de sable où une résistance fixe d'environ de 22 à 23 daN/cm² est obtenue représentant un gain de 199.7 % soit le double de la résistance au ciment seul. L'incorporation du sable améliore le coefficient de ramollissement (Fig. V.16). La valeur particulière de 30 % de sable est une teneur qui correspond à l'optimum du coefficient de ramollissement (0,513) pour 15 % de ciment, quand la teneur en sable varie.

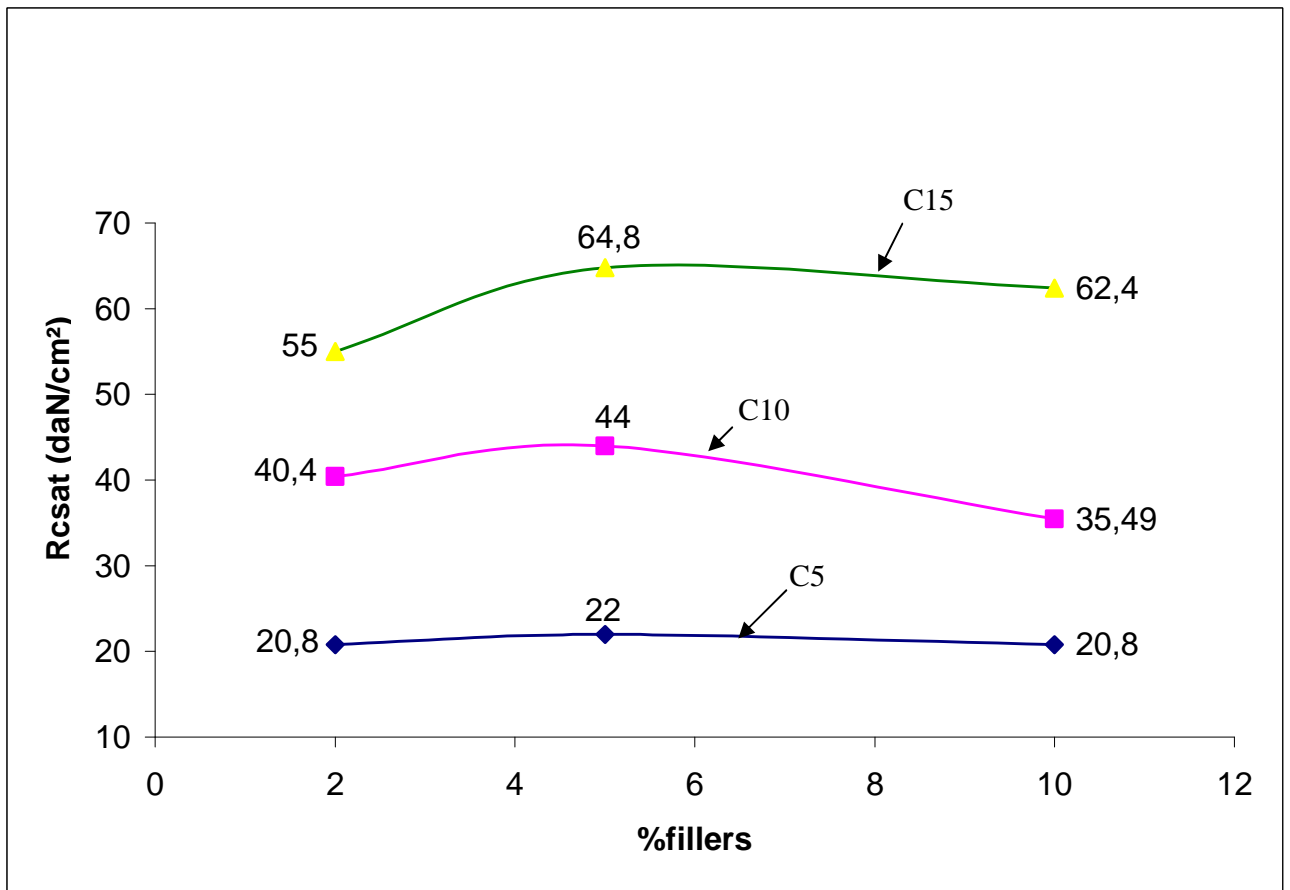


Figure V.13 : Variation de la résistance à l'écrasement après immersion de 24 h en fonction des fillers

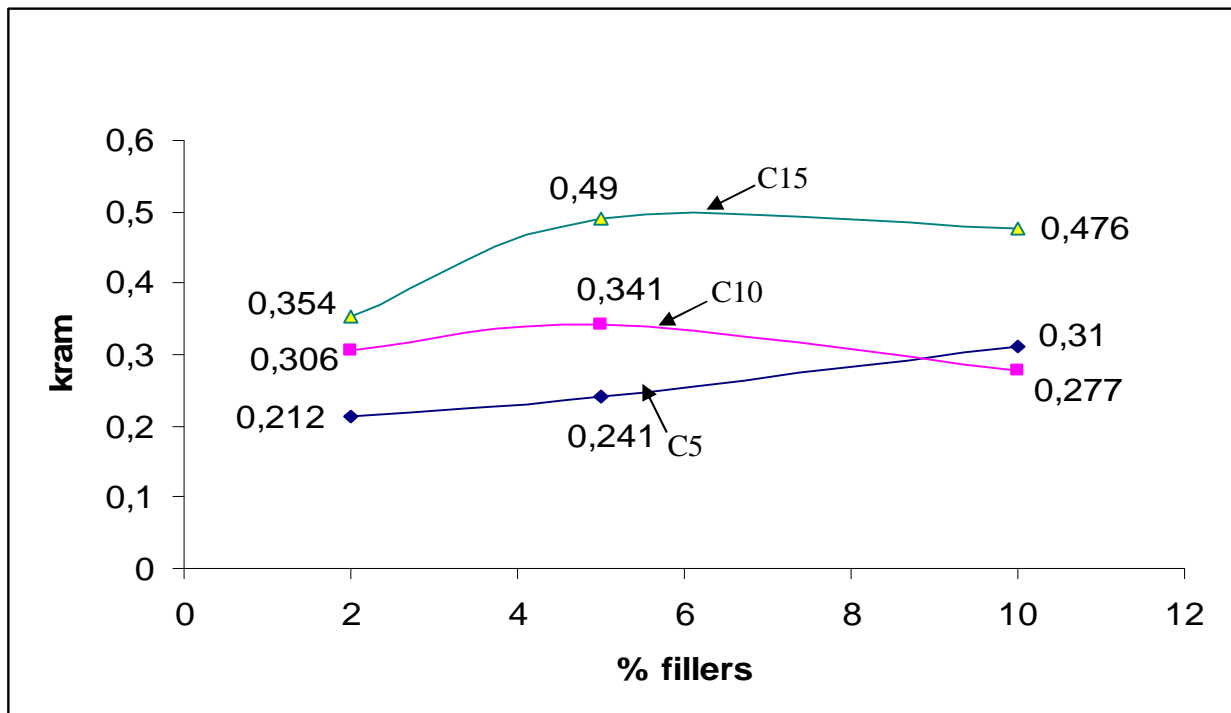


Figure V.14 : Coefficient de ramollissement en fonction des fillers dans ciment + filler.

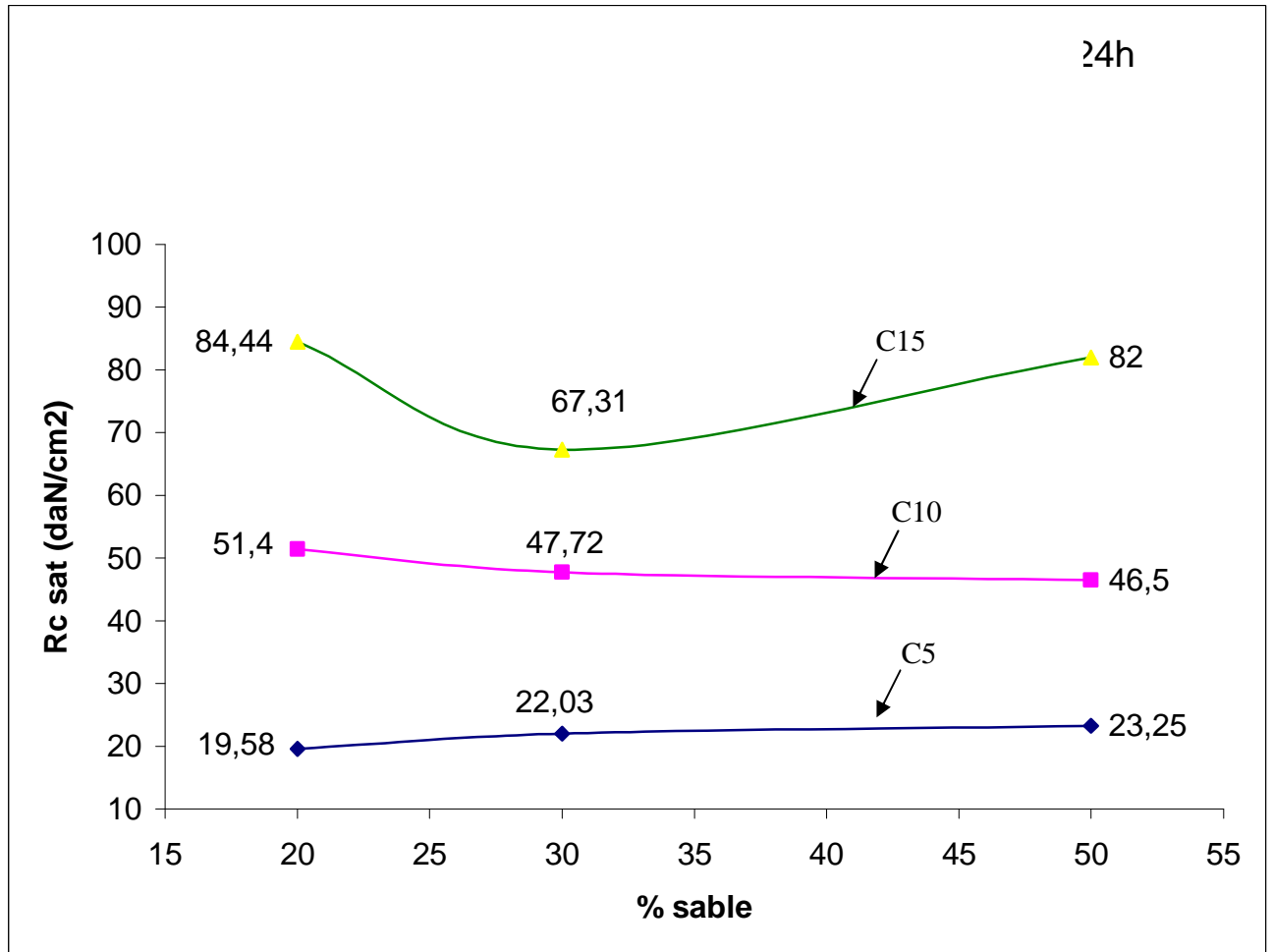


Figure V.15 : Résistance à l'écrasement après immersion de 24h en fonction de la teneur en sable dans ciment + sable.

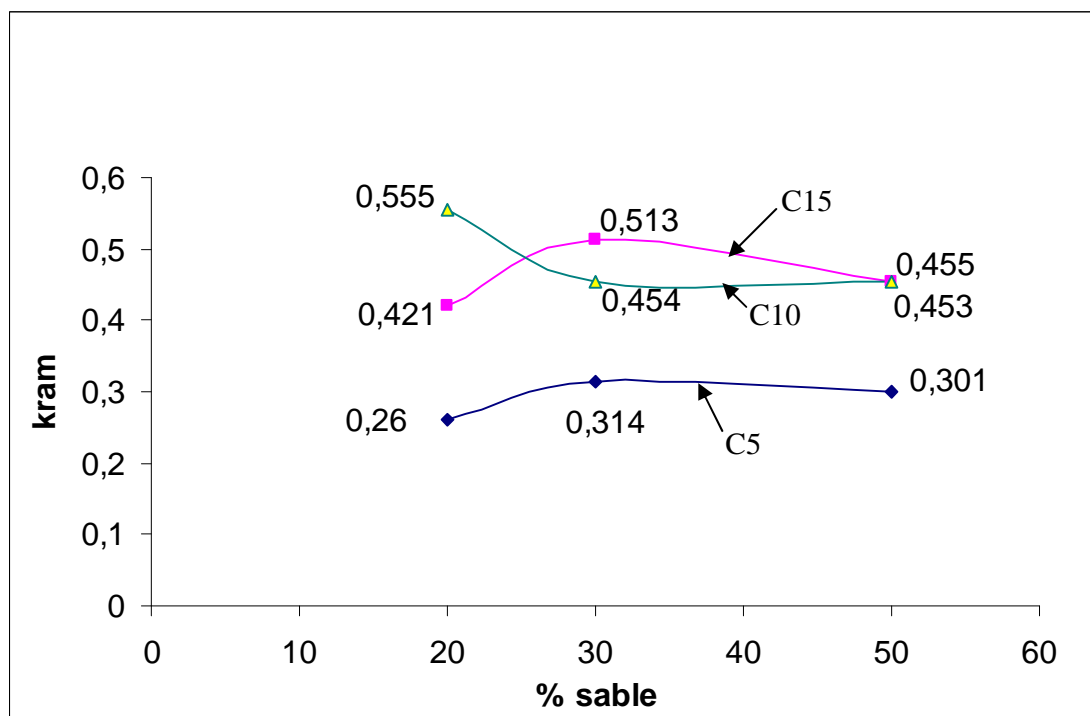


Figure V.16 : Coefficient de ramollissement en fonction de la teneur en sable dans ciment + sable.

V.3.2.5. Traitement (ciment + sable + chaux)

La résistance à la compression après immersion augmente avec la teneur en chaux (Fig V.17). Les courbes C5S20 et C5S30 sont confondues. Une amélioration considérable est apportée par l'incorporation de 5% de chaux.

A faible teneur en ciment les courbes C5S30 et C5S20 sont confondues cela signifie que l'effet de la variation de la teneur en sable n'influe pas de manière significative sur la résistance après immersion. Une incorporation de 5% de chaux combinée de 5% de ciment donne des résultats faibles quelque soit la teneur en sable. On en déduit que quand la teneur en ciment est faible la résistance est faible.

La superposition des 2 courbes C5S20 et C5S30 de la figure V.18 montre l'importance de la teneur en sable sur le coefficient de ramollissement. Quand la teneur en sable passe de 20 à 30%, combinée de 5% de chaux, le coefficient de ramollissement s'améliore de 25.9% donc le sable améliore la tenue à l'eau.

Pour une teneur en chaux fixée à 5%, et au-delà de 5% de ciment, la combinaison ciment + sable + chaux donne des résultats satisfaisants (coefficient de ramollissement supérieur à 0.5). On peut conclure que l'ajout de 5% de chaux au traitement ciment + sable améliore considérablement la résistance après immersion et la tenue à l'eau.

Comparaison des différents types de traitement

Les figures V.19 et V.20 représentent les résultats obtenus pour l'ensemble des traitements réalisés avec ciment, sable et chaux et sont désignés par les symboles suivants : Ciment seul (C); ciment + 5% chaux (X5); ciment + 20% sable (S20) ; Ciment + 5% de chaux + 20% sable (S20 X5) ; ciment +30% sable (S30) ; Ciment + 30% de sable + 5% de chaux (S30X5).

Le traitement au sable ou à la chaux améliore les propriétés d'un sol ciment. Quand la teneur en ciment est faible (5%) l'incorporation du sable augmente la résistance du sol ciment mais au delà de 10% de ciment le sable n'a aucune influence. La chaux aussi apporte une très grande amélioration au sol ciment quand la teneur en ciment est inférieure à 10%. Lorsque la teneur en ciment est élevée les traitements au ciment seul, au ciment + sable et au ciment + 5% de chaux aboutissent à la même résistance environ 68 daN/cm². L'effet du sable est efficace lorsqu'il est incorporé au ciment + 5% de chaux comme le montre la figure V.19. Les mêmes observations peuvent être faites pour le cas d'ajout de 20% de sable (Fig. V.20).

V.3.2.6. Traitement : ciment + sable + fillers

Seul un traitement de 2% donne de bons résultats quelques soient les teneurs en sable et en ciment (Fig. V.21). La teneur 2 % de filler est la valeur optimale en chaux pour le coefficient de ramollissement (Fig. V.22). Ajoutée au fort pourcentage de ciment on obtient de très bons résultats pour la tenue à l'eau. L'apport de fines se situant entre 2et 5 % améliore, la perméabilité du matériau, sa tenue à l'eau. Sa résistance est due à la fois à la correction de la granulométrie et au pouvoir rigidifiant de ces fines.

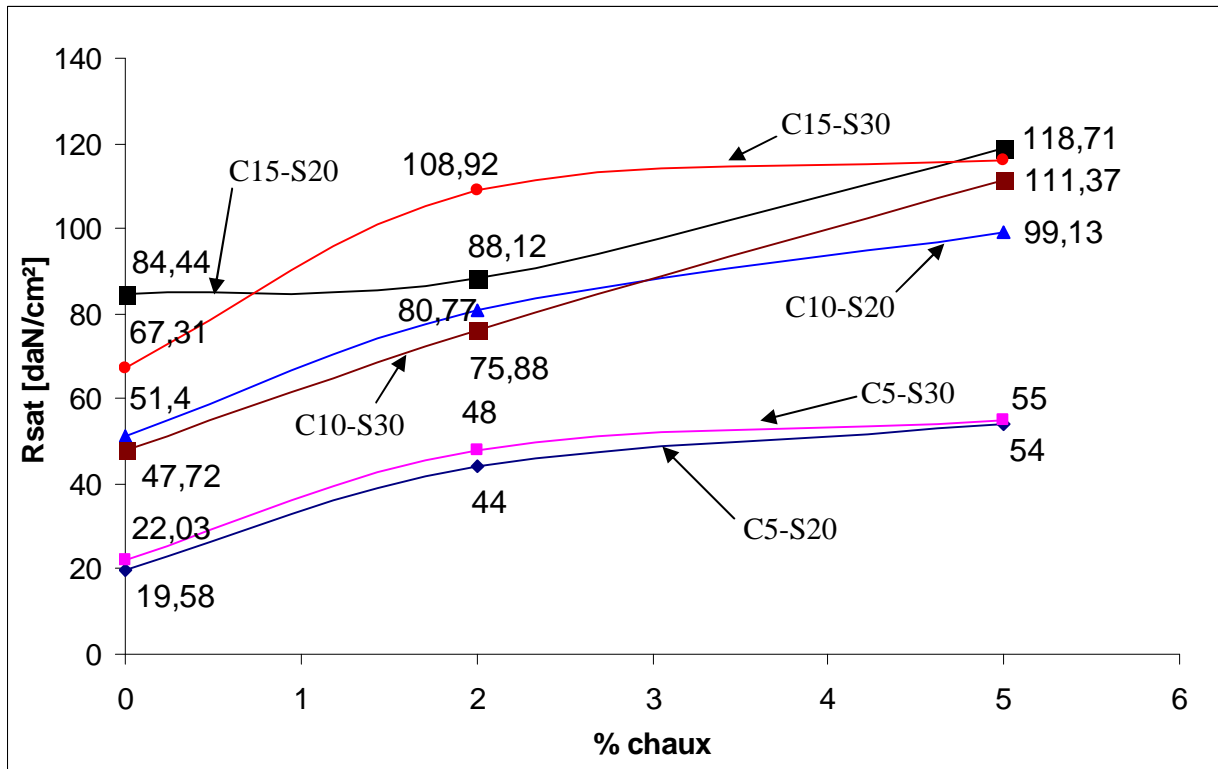


Figure V.17 : Résistance à l'écrasement après immersion de 24h en fonction de la teneur de chaux + ciment + sable.

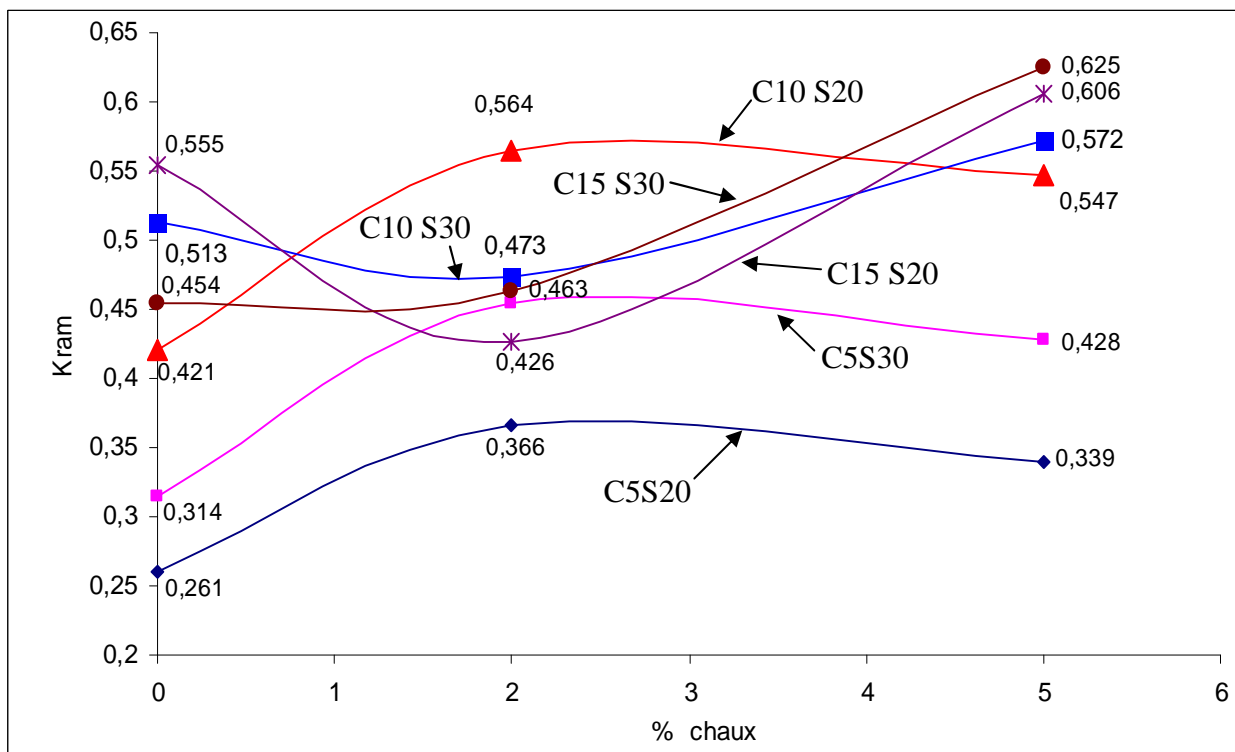


Figure V.18 : Coefficient de ramollissement en fonction de la teneur de chaux dans ciment + sable + chaux.

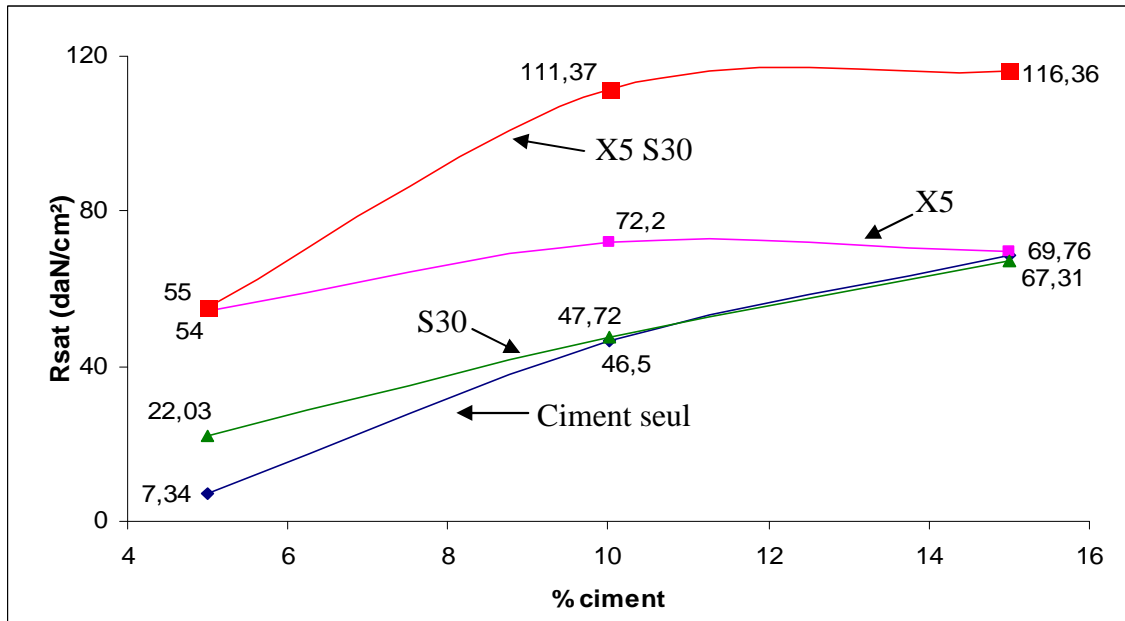


Figure V.19 : Comparaison des résistances après immersion pour différents traitements (30% de sable).

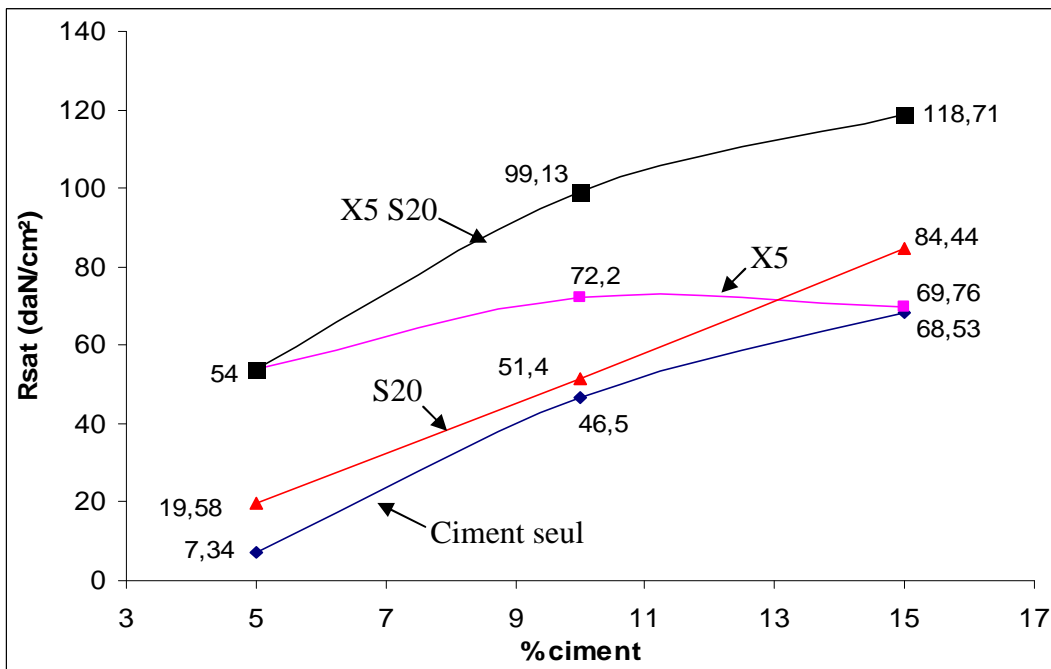


Figure V.20 : Comparaison des résistances après immersion pour différents traitements (20% de sable).

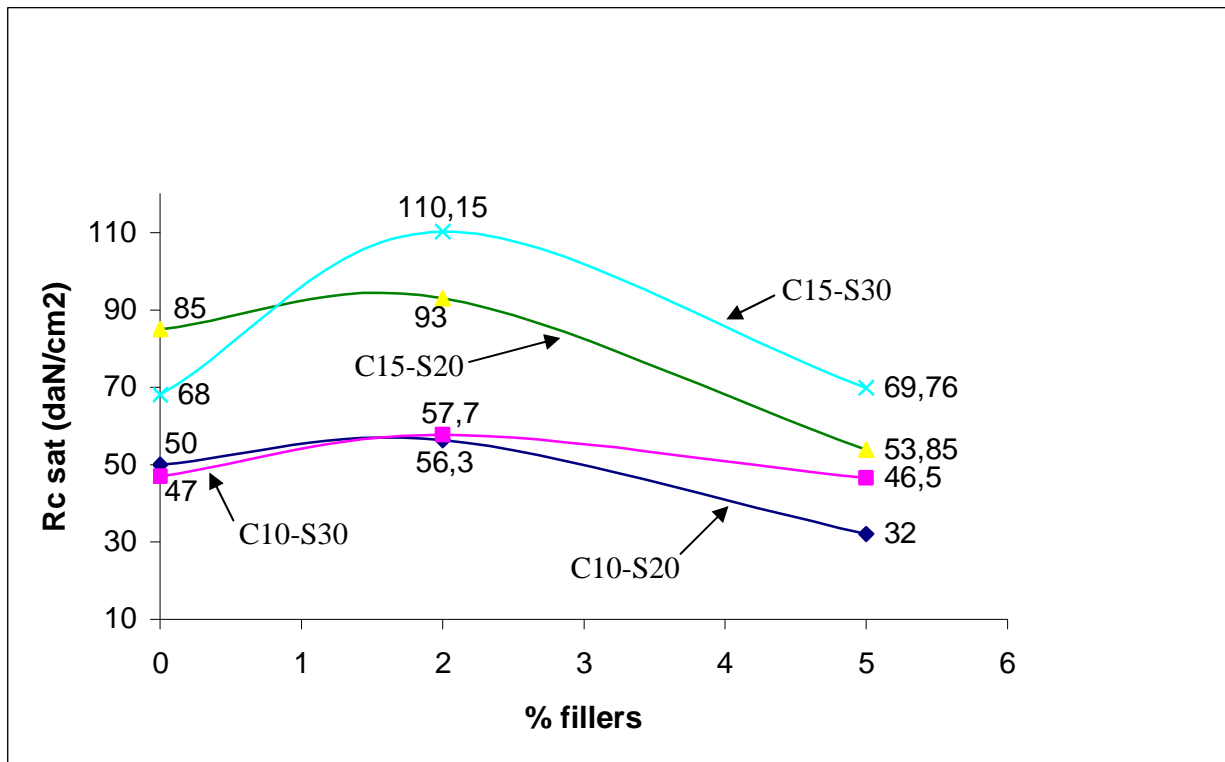


Figure V.21 : Résistance à l'écrasement après immersion de 24h en fonction de l'ajout des fillers dans sable + ciment + filler.

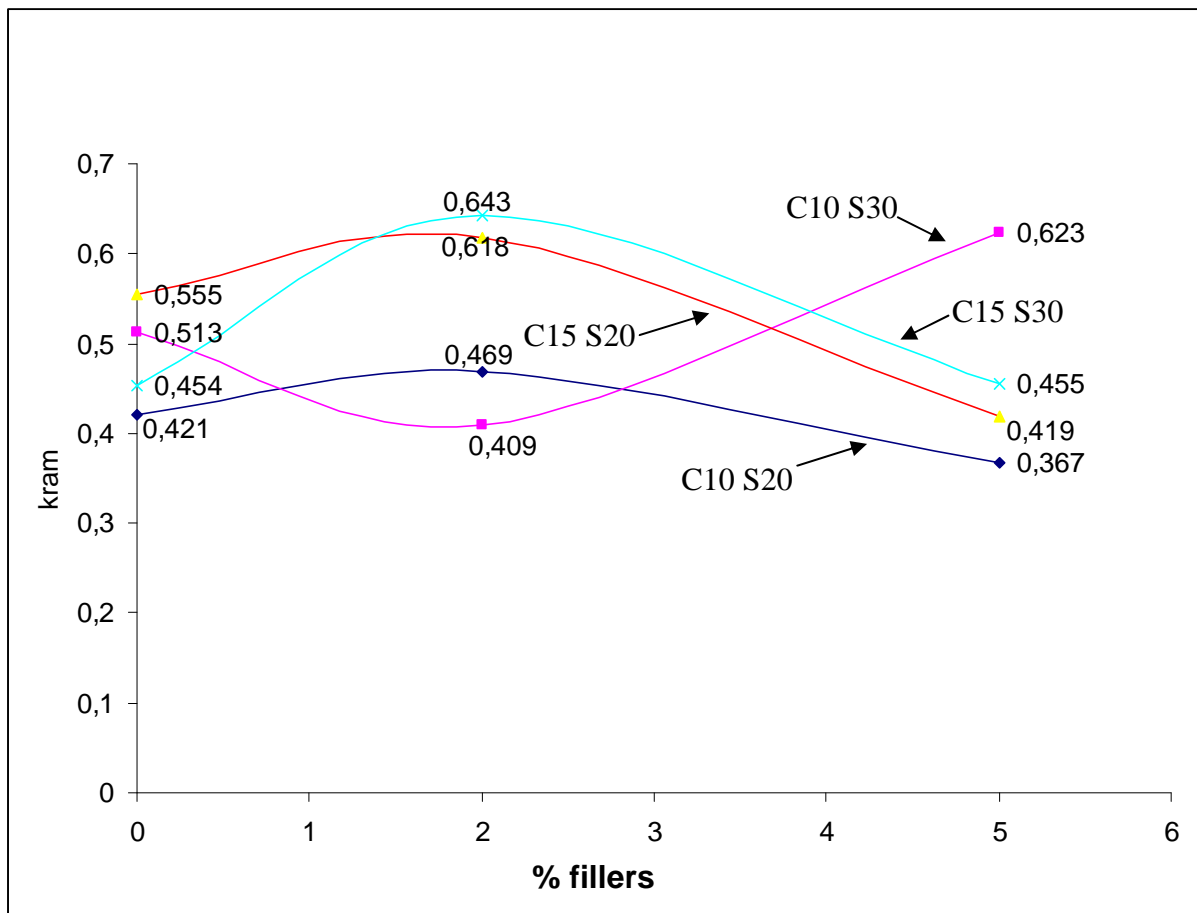


Figure V.22 : Coefficient de ramollissement en fonction de la teneur en fillers dans ciment + sable + filler

V.3.3. Influence des différents stabilisants ajoutés et comparaison des échantillons traités

L'étude de la stabilisation d'un sol par des produits ajoutés est encore compliquée par la grande difficulté qu'il y a de comparer les divers agents stabilisants. Dans les soucis de mieux comprendre l'influence des stabilisants incorporés sur le matériau stabilisé nous avons opté pour la comparaison des échantillons traités. Pour comparer les résultats obtenus par les différents ajouts entre eux, nous avons représenté les différentes éprouvettes avec les différents symboles indiquant leur composition et à leur extrémité supérieure nous avons noté :

- La résistance du matériau à l'écrasement à sec (R_{cs} daN/cm²) pour interpréter les résultats obtenus à l'écrasement à sec.
- Le coefficient de ramollissement pour analyser les essais à l'action de l'eau.
- Le gain (+) ou la perte (-) de résistance dans un rond à la base de l'échantillon.

V.3.3.1. La résistance du matériau à l'écrasement à sec

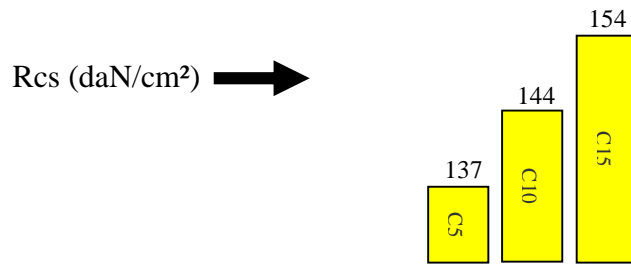
Pour la facilité et la clarté de l'exposé nous avons adopté la nomenclature suivante pour les ajouts et leurs teneurs.

C : ciment en jaune	Cy : teneur y % de ciment
F : filler en vert	Fy : teneur Y % de filler
X : chaux en rouge	Xy : teneur Y % de chaux
S : sable en orange	Sy : teneur Y % de sable

C5, C10 et C15 : teneur en ciment incorporée dans l'échantillon égale respectivement à 5% ,10 % et 15 %

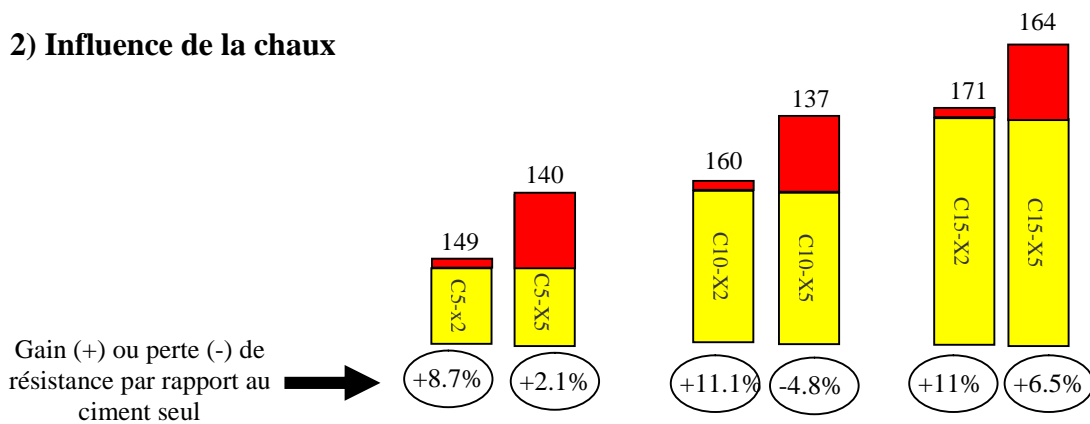
X2 : teneur en chaux de 2%	F2 : teneur en filler de 2%
X5 : teneur en chaux de 5 %	F5 : teneur en filler de 5%
S20 : teneur en sable de 20%	F10 : teneur en filler de 10%
S30 : teneur en sable de 30%	

1) Influence du ciment sur le matériau brut (à sec)



1) **Ciment seul** : lorsque le pourcentage de ciment augmente, la résistance augmente aussi

2) Influence de la chaux

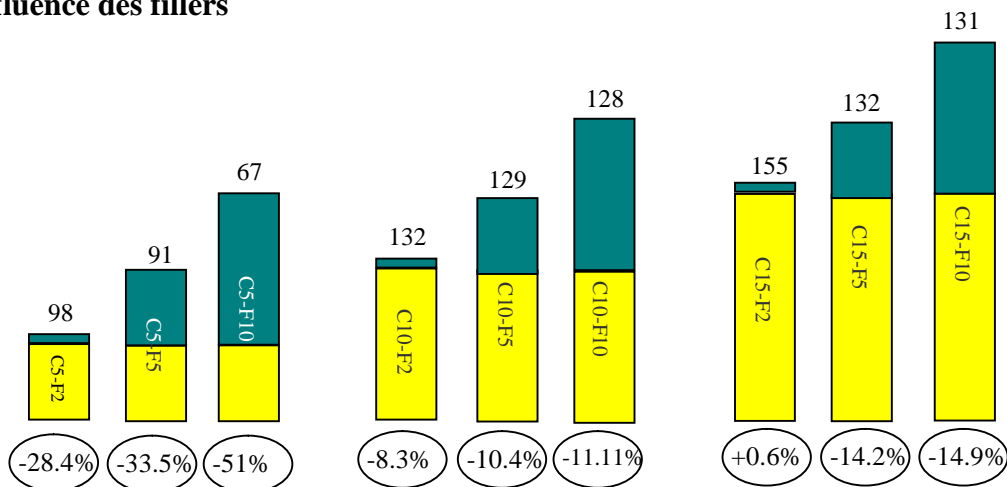


2) **Ciment – chaux** :

* Pourcentage de chaux augmente-la résistance diminue

* L'ajout de 2% de chaux donne de bons résultats

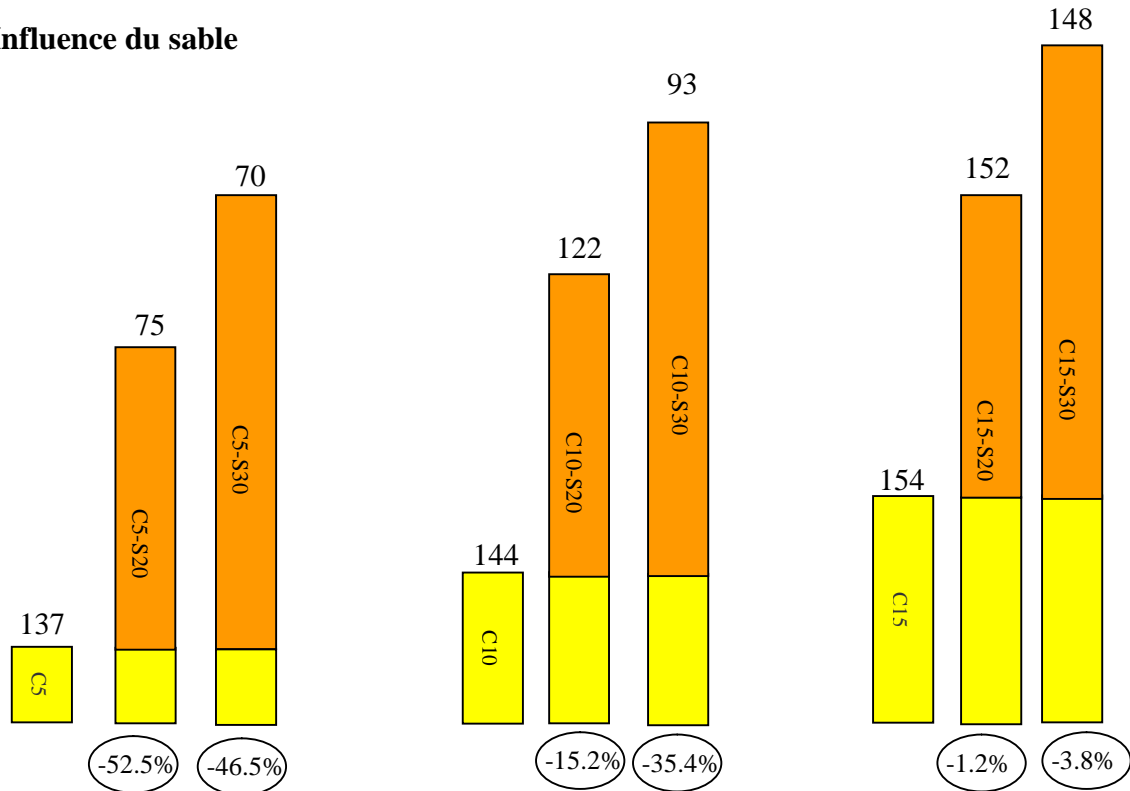
3) Influence des fillers



3) **Ciment + fillers** :

* Pourcentage de fillers augmente-la résistance diminue considérablement

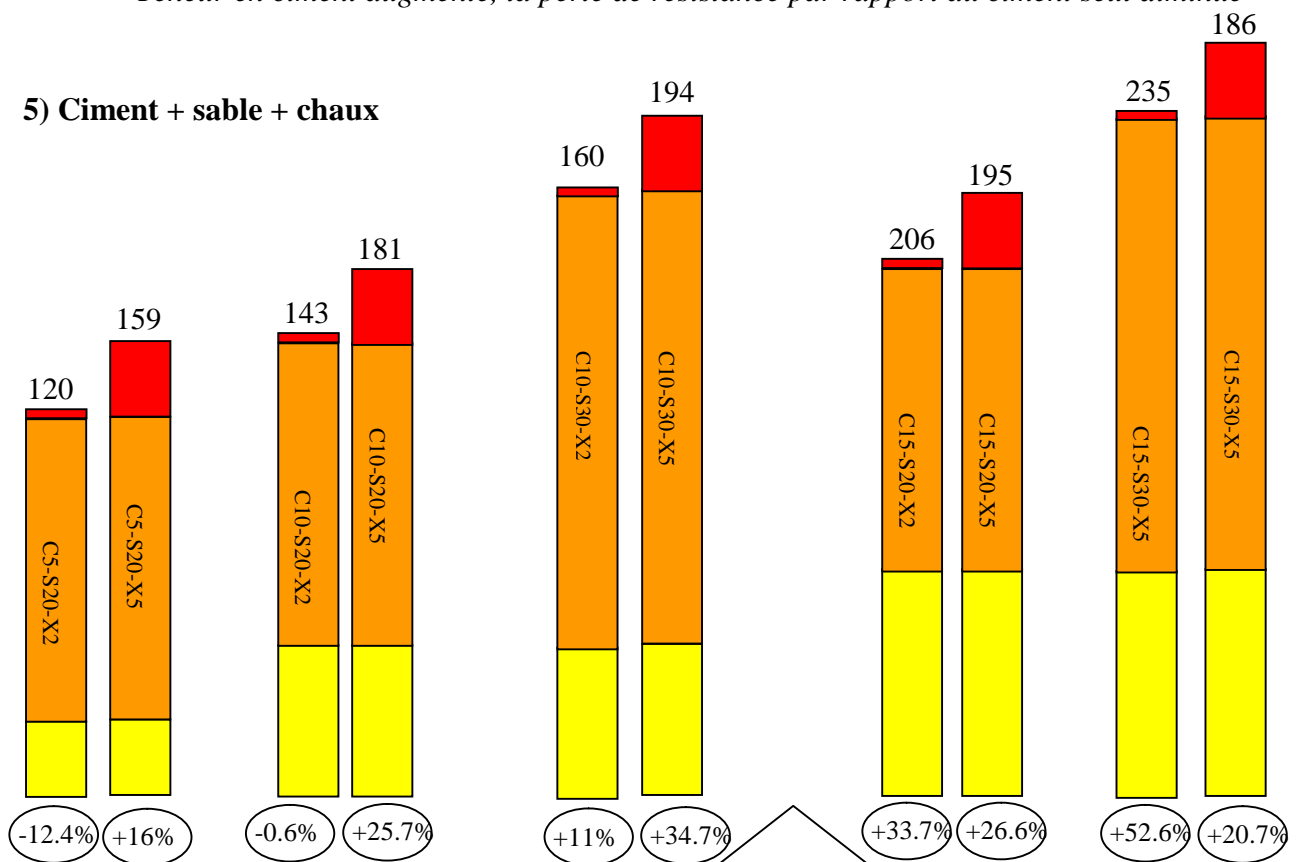
4) Influence du sable



4) Ciment + sable

- Pourcentage de ciment augmente, la résistance augmente.
- % sable augmente, résistance diminue
- Teneur en ciment augmente, la perte de résistance par rapport au ciment seul diminue

5) Ciment + sable + chaux

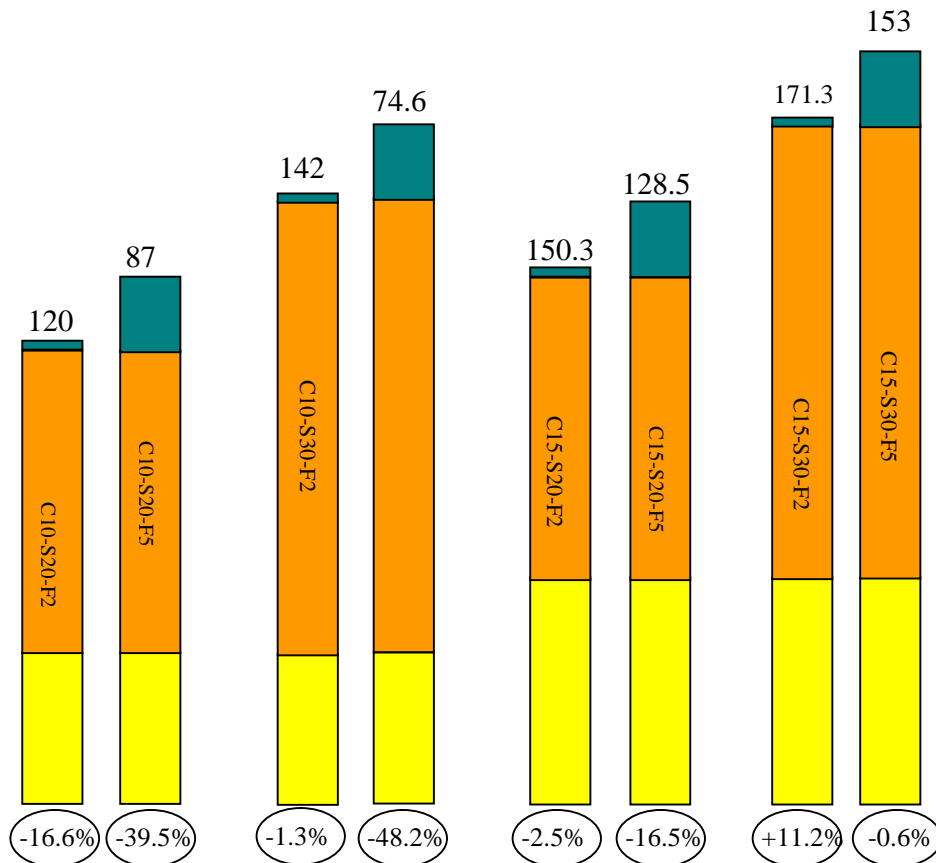


La résistance croît avec % chaux
 A faible teneur en ciment, plus % chaux augmente, plus la résistance augmente

← % ciment > 10% →

Admet un optimum de chaux = 2%
 A forte teneur en ciment, plus le % sable augmente plus la résistance augmente

6) Ciment + sable + fillers



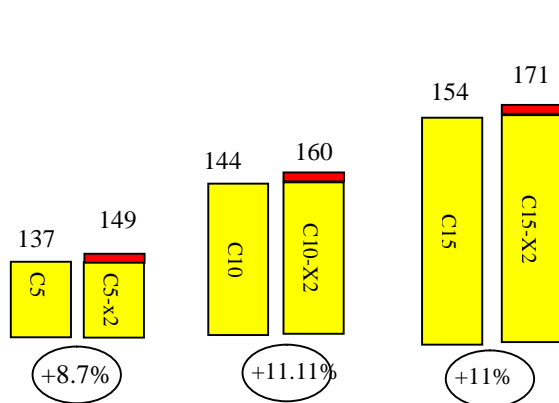
6. Ciment + sable + fillers :

- * La résistance diminue quand la teneur en fillers augmente.
- * L'incorporation des fillers dans le sol ciment + sable est nocif pour la résistance

V.3.3.2. Comparaison des stabilisants

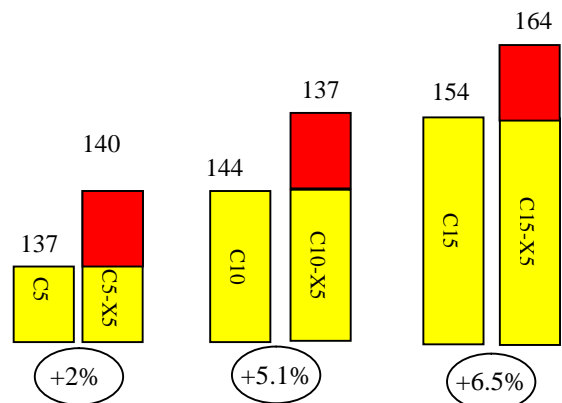
1) Comparaison (ciment + chaux) – ciment seul

1a) Avec incorporation de 2% de chaux



a.1- Avec 2% de chaux la résistance augmente quelque soit la teneur en ciment

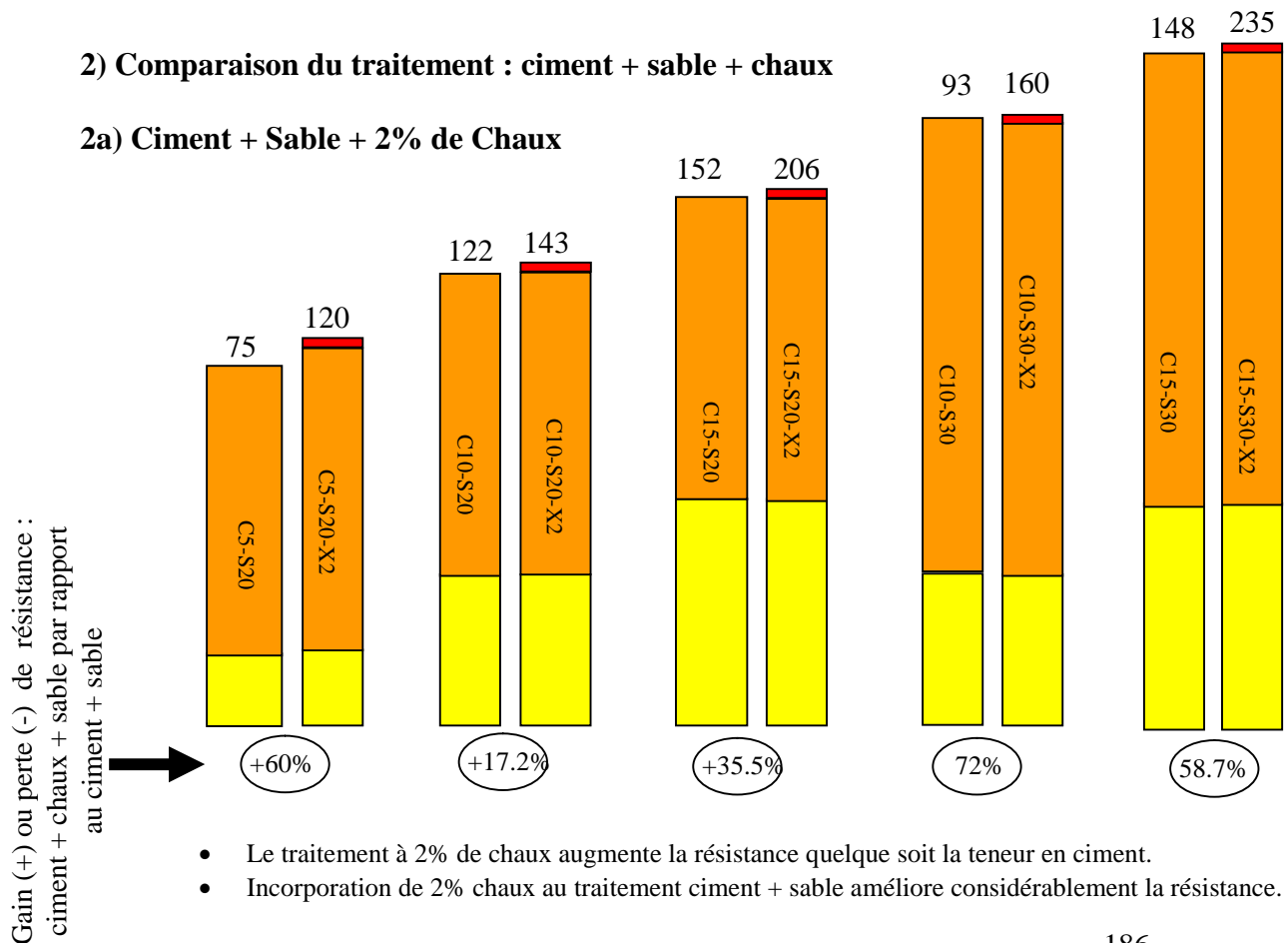
1b) Avec incorporation de 5% de chaux



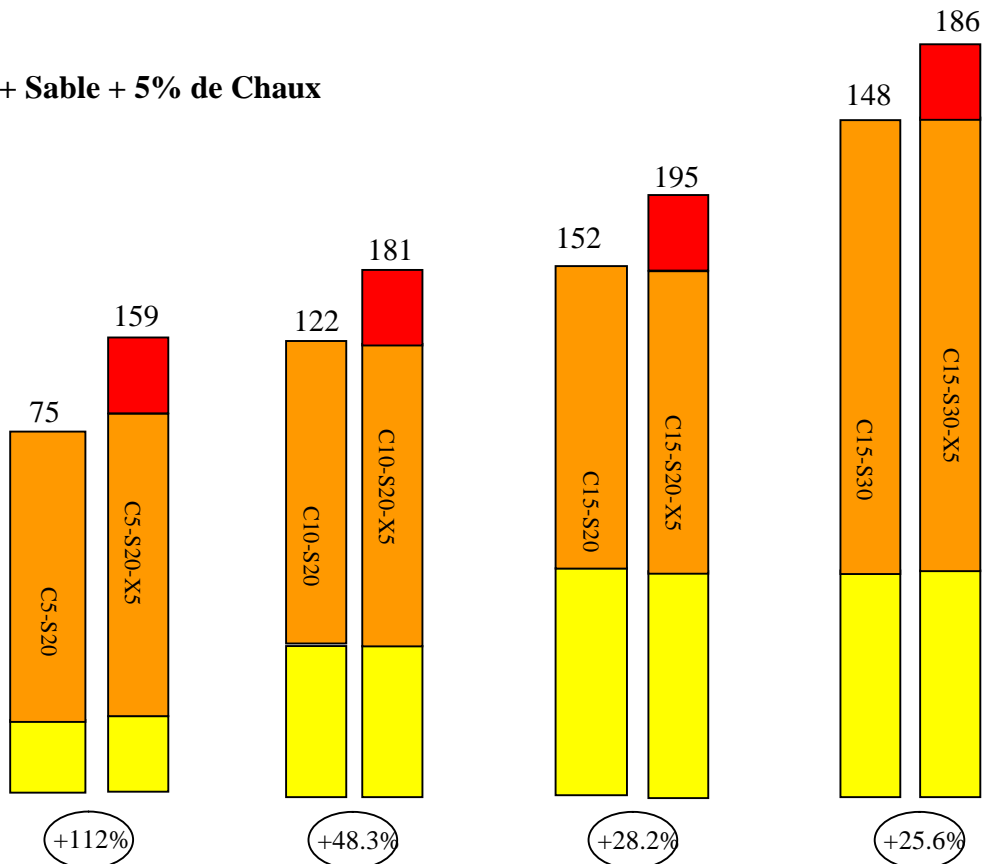
a.2- Avec 5% de chaux la résistance dépend de la teneur en ciment

2) Comparaison du traitement : ciment + sable + chaux

2a) Ciment + Sable + 2% de Chaux



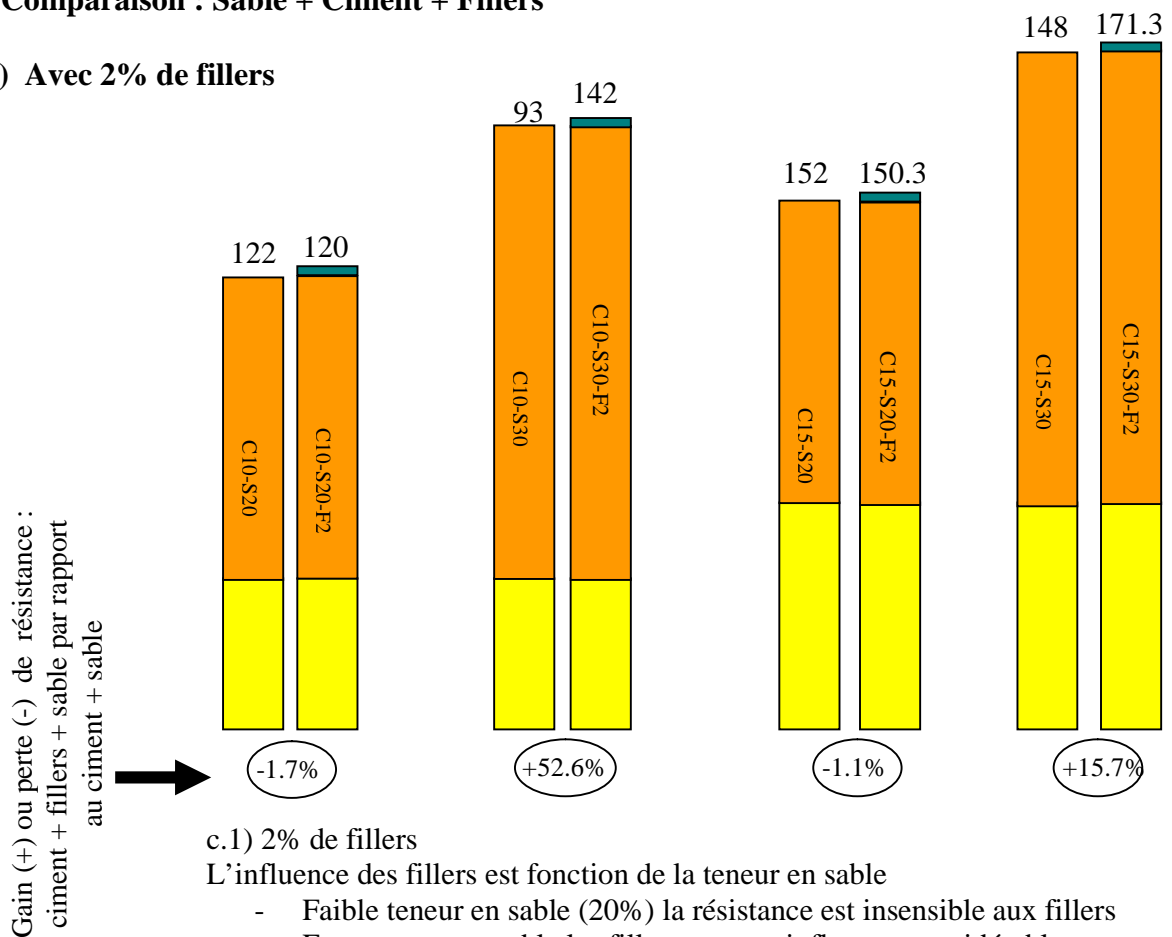
2b) Ciment + Sable + 5% de Chaux



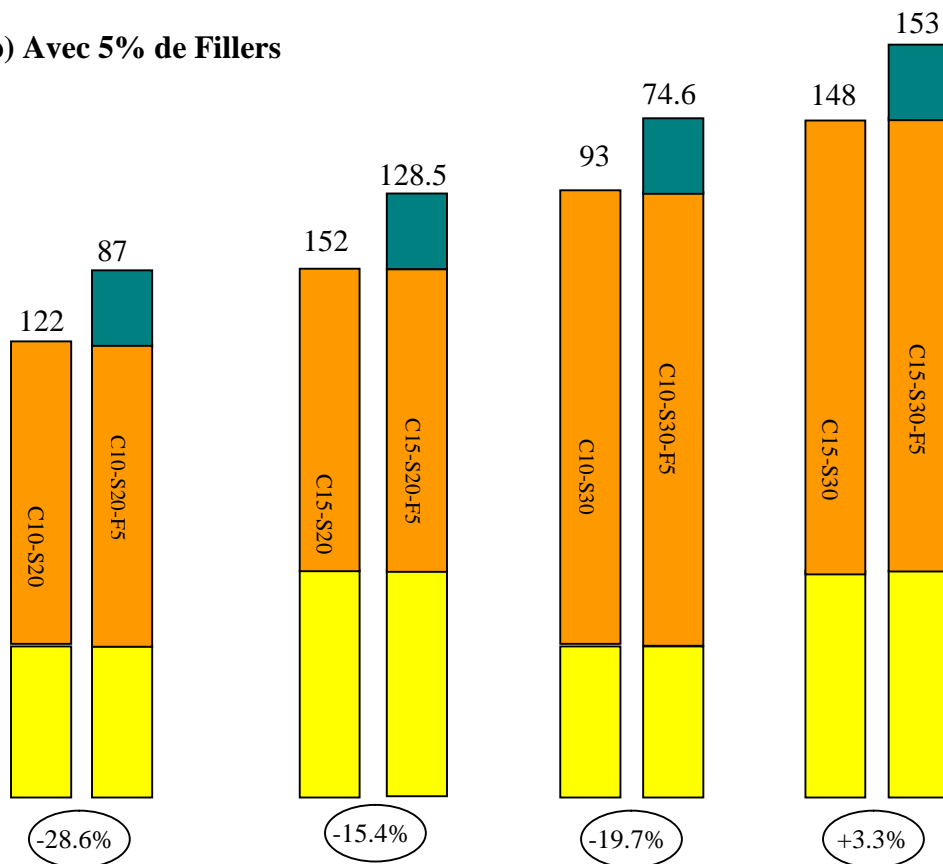
A 5% de chaux, la résistance augmente quelque soit la teneur en ciment
Pour de faible % ciment, l'incorporation de 5% de chaux double la résistance obtenue au : ciment + sable. A faible % ciment, l'ajout d'une teneur élevée de chaux est d'une extrême utilité

3) Comparaison : Sable + Ciment + Fillers

3a) Avec 2% de fillers

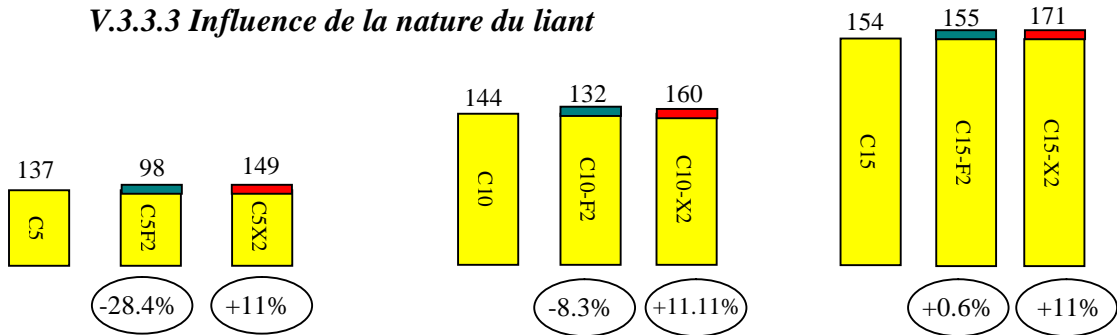


3b) Avec 5% de Fillers



Les fillers sont nocifs pour la résistance.

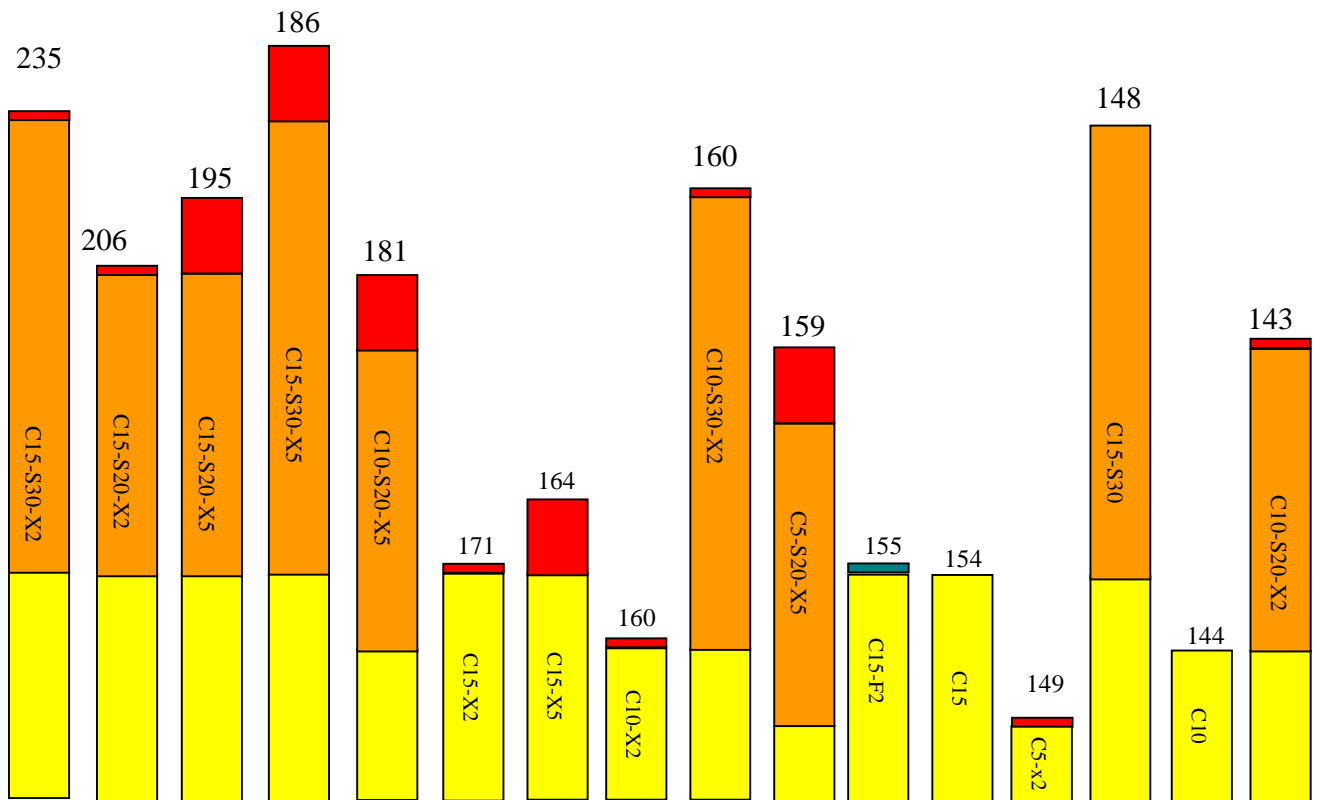
V.3.3.3 Influence de la nature du liant



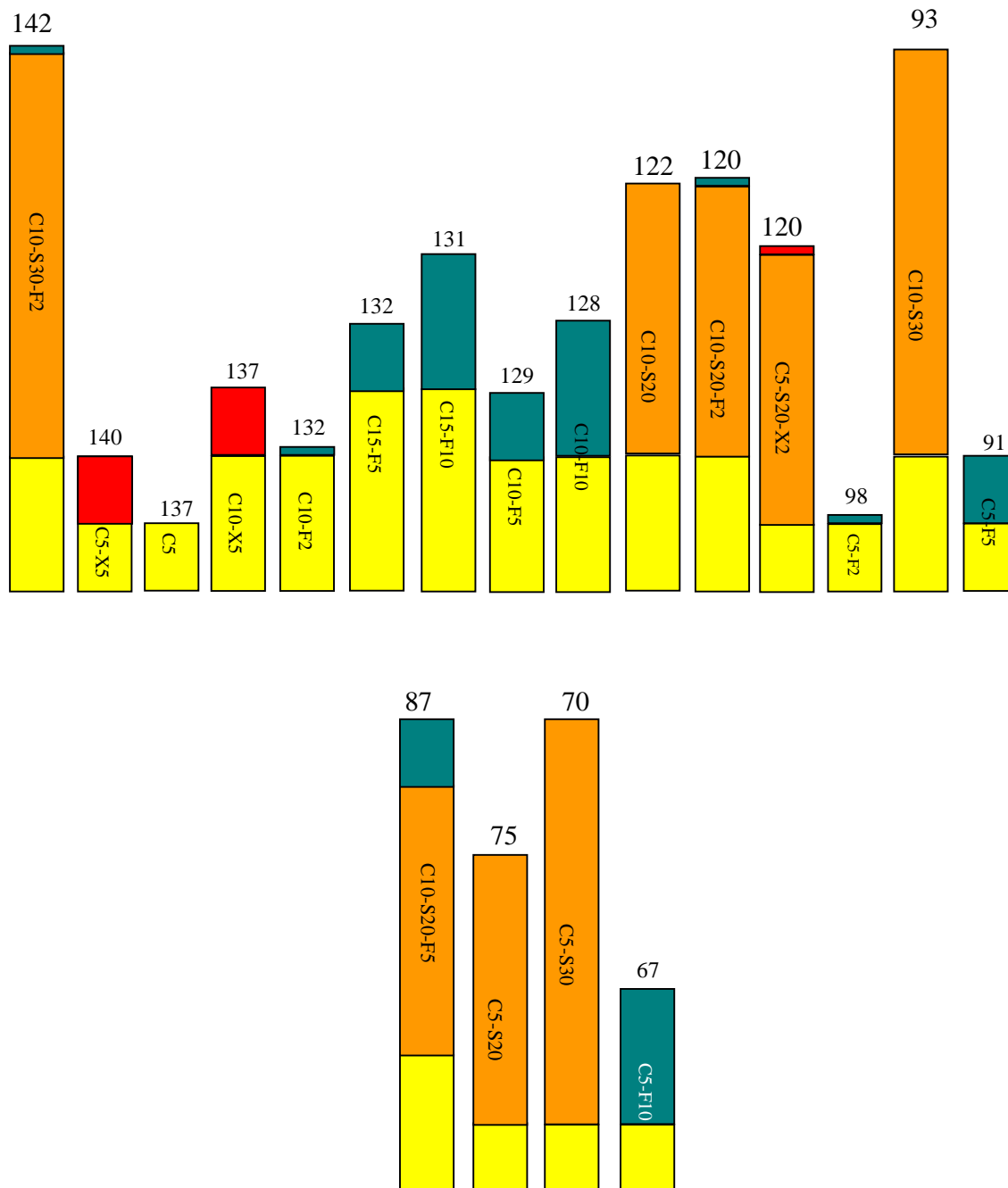
* Les fillers réduisent la résistance jusqu'à 28.4%

* La chaux augmente la résistance jusqu'à 11%

V.3.3.4 Classification des matériaux traités suivant leur résistance à la compression



Classification des matériaux traités suivant leur résistance à la compression (suite)

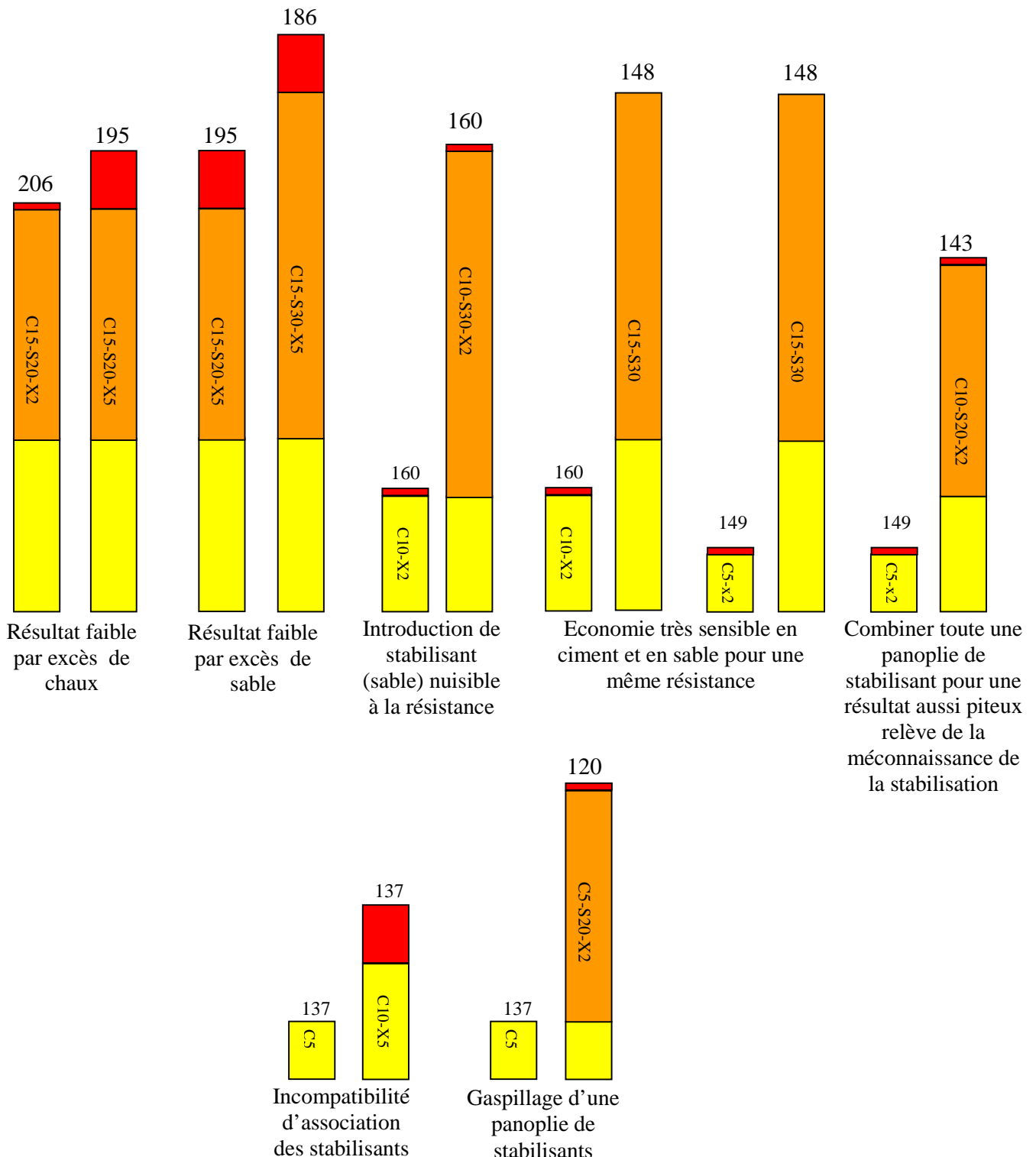


16,7 daN/cm² = résistance de l'argile brut (sans stabilisant)

L'amélioration de la résistance à l'état sec obtenue varie, entre 4 et 14 fois la résistance à l'état brut (67/16,7 = 4 et 235/16,7 = 14) selon le traitement adopté

La stabilisation anarchique et ses aberrations

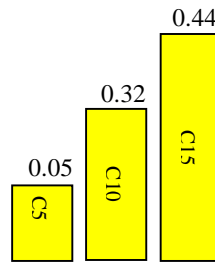
Une stabilisation anarchique peut conduire à une multitude d'aberrations telles que :



En fonction des matériaux dont on dispose, grâce à la classification des matériaux traités ci-dessus, on peut faire un choix judicieux et éviter ces aberrations coûteuses aux résultats médiocres

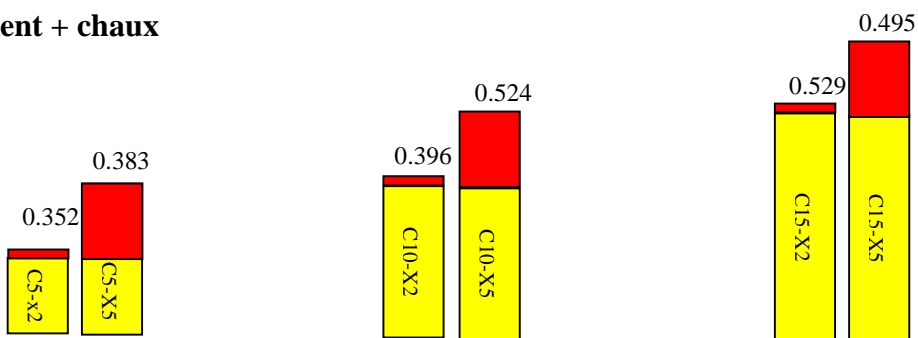
V.3.4. Coefficient de ramollissement

1) Ciment seul



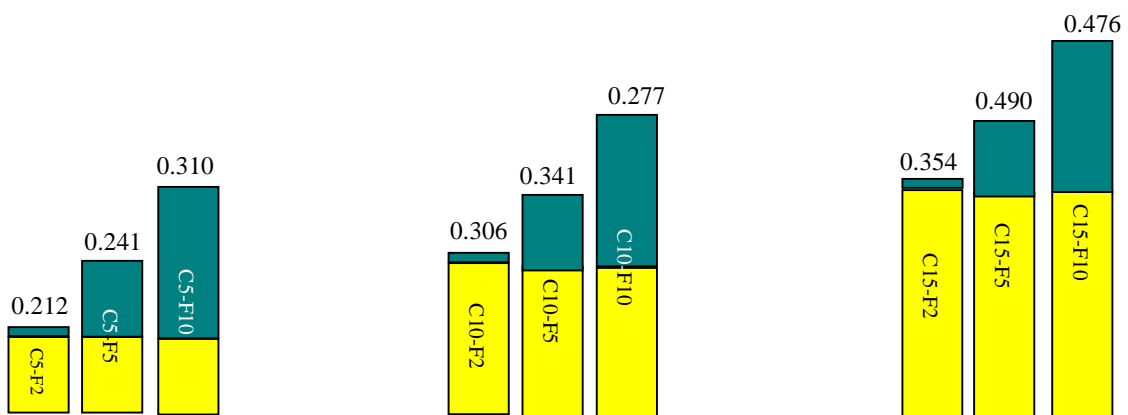
Ciment seul : coefficient de ramollissement augmente avec la teneur en ciment

2) Ciment + chaux



Ciment + chaux : kram augmente avec la teneur en chaux.

3) Ciment + fillers

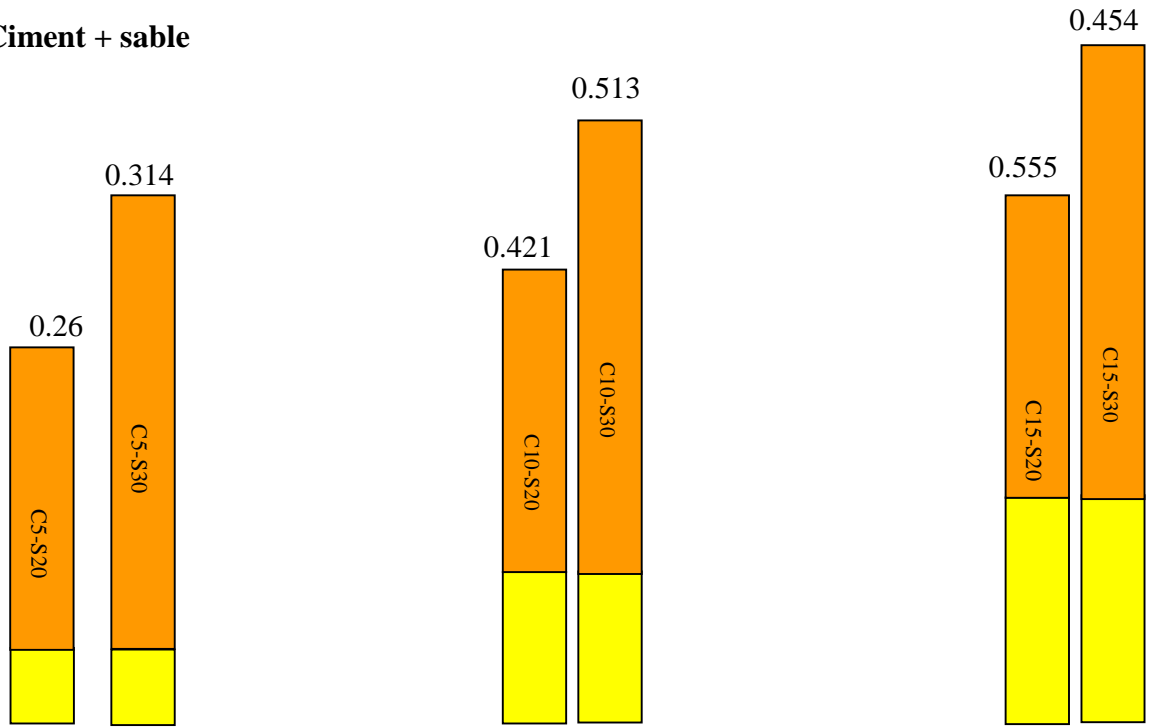


Ciment – fillers :

- **Kram** : les teneurs de 2 et 5% de fillers donnent de très bon résultats pour le coefficient de ramollissement.

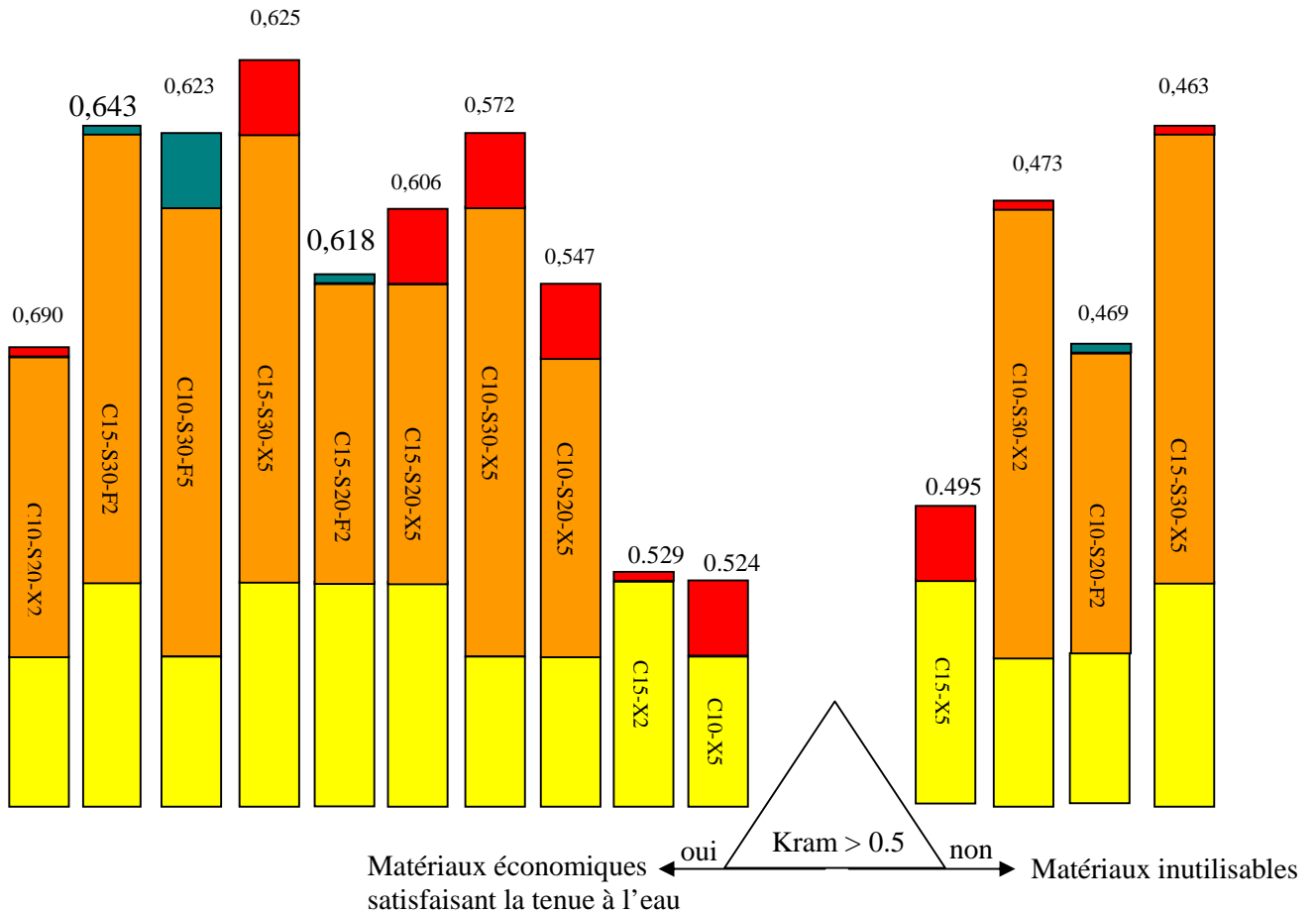
-La teneur de 10% semble nuire au ramollissement

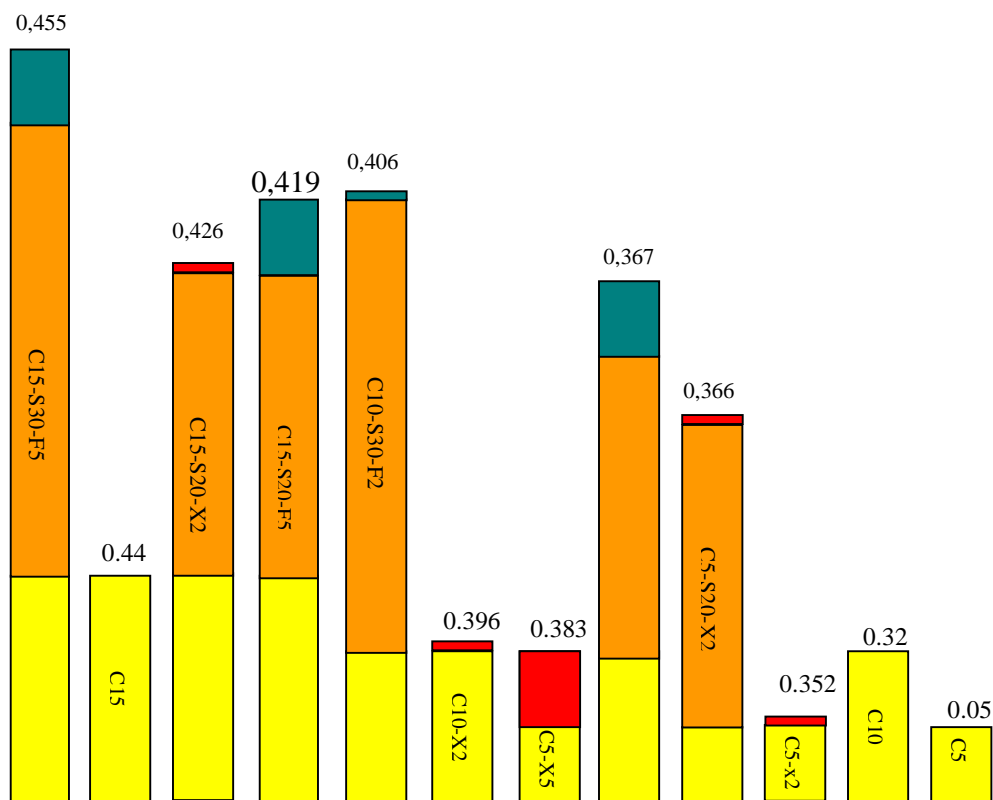
4) Ciment + sable



- Le coefficient de ramollissement croît avec la teneur en sable
- Le sable améliore la tenue à l'eau

5) Classement du coefficient de ramollissement dans l'ordre décroissant





- Le coefficient de ramollissement est inférieur à 0.8.
- L'argile à l'état crue ne peut jamais servir comme matériau de construction

V.4. PROPRIETES THERMOPHYSIQUES

V.4.1. Introduction

L'un des secteurs les plus consommateurs d'énergie, et donc le plus pollueur, est l'habitat. La surconsommation d'énergie fossile est source principale de l'amplification du phénomène de l'effet de serre et par conséquent du réchauffement climatique global. L'Algérie étant signataire du protocole de Kyoto relatif aux changements climatiques doit s'inscrire aujourd'hui dans une politique de développement durable, respectueuse de l'environnement. Répondre aux questions de gaspillage et de surconsommation d'énergie, à travers la notion d'économie, dans le secteur du bâtiment revient à appliquer les principes d'une architecture de haute qualité environnementale durable se basant sur les notions du bioclimatisme et de l'éco-construction.

L'architecture vernaculaire en général, *les constructions en terre en particulier* répondent parfaitement aux questions d'économie d'énergie et du respect d'environnement à travers les différentes techniques constructives, les matériaux de construction de base, les épaisseurs des murs et leur inertie thermique et la conception architecturale.

L'inertie thermique des maisons en terre est reconnue mais cette qualité ne résout pas tous les problèmes thermiques. Il importe donc de cerner les caractéristiques thermophysiques de ce matériau stabilisé par le ciment et la chaux pour mieux l'utiliser. A cet effet, des expériences ont

été effectuées sur huit (08) échantillons de sol stabilisé par du ciment, de la chaux et du mélange ciment+chaux.

Les sols sont des matériaux poreux contenant de l'eau en phases liquide et vapeur ; il y a couplage entre les transferts de chaleur et de masse en leur sein. La connaissance du comportement hygrothermique de ces matériaux passe par la détermination de leurs caractéristiques thermophysiques. Plusieurs méthodes existent dans la littérature pour la détermination de la conductivité thermique locale ou de sa valeur moyenne le long d'un axe.

On se propose dans ce paragraphe d'analyser la méthode dite « du film chaud » qui permet d'obtenir localement, d'une part l'effusivité d'un matériau, d'autre part sa conductivité λ , sa chaleur volumique ρc et sa diffusivité a .

V.4.2. Dispositif expérimental

La technique, due à Vernotte (*Akoto & Singh, 1981*), dite « du film chaud » a été utilisée pour évaluer les caractéristiques thermophysiques des sols stabilisés au ciment et à la chaux. Elle permet l'évaluation de la conductivité thermique à partir de la mesure de la diffusivité thermique.

Cette méthode, due à Vernotte, permet de mesurer les caractéristiques thermophysiques d'une plaque d'un matériau donné par application d'un film chauffant sur une face de la plaque et enregistrement en fonction du temps de l'évolution des températures de la face opposée, et éventuellement de la face chauffée. Le dispositif expérimental est présenté sur la figure V.23.

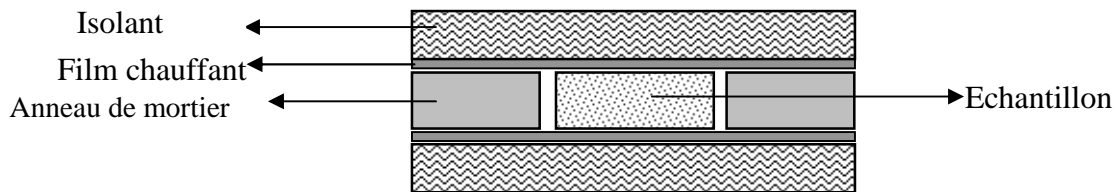


Figure V.23 : Dispositif expérimental

V.2.3. Etude théorique

Le dispositif expérimental décrit au paragraphe V.2.2 peut être modélisé ainsi : un film chauffant délivrant une densité de flux, infiniment mince, de capacité calorifique négligeable, entoure avec un contact parfait un cylindre circulaire de rayon R d'un matériau homogène et isotrope caractérisé par sa diffusivité a et sa conductivité λ ; la chaleur volumique $\rho c = \lambda/a$ et l'effusivité (ou inertie thermique) $b = \sqrt{\lambda \rho c}$. Film et cylindre est de longueur infinie ou, ce qui revient au même, de longueur finie avec ses bases parfaitement isolées.

V.2.4. Résultats et Interprétation

La conductivité thermique et les propriétés thermiques ont été mesurées en utilisant la méthode du Vernotte avec l'installation expérimentale montrée sur le schéma V.23. La méthode consiste à appliquer une feuille de chauffage sur une face du matériel et de l'enregistrement l'évolution de la température sur la face opposée. L'effusivité est obtenu à partir de l'évolution

de la température sur la face non chauffée, et par la comparaison des températures des deux faces du matériau, sa conductivité (λ), la chaleur volumétrique (ρc) et diffusivité ($a = \lambda / \rho c$).

La conductivité thermique est habituellement contrôlée par les paramètres tels que la teneur en eau et l'indice des vides. Bien que l'effet d'augmenter le contenu de ciment et/ou de chaux ne suive pas une tendance fixe pour les deux sols étudiés (tableau V.2), la conductivité thermique varie de 0,84 à 1,25 W/m.K. Cette variation peut être attribuée à la variation de la densité et de la teneur en eau de l'échantillon. L'eau et l'air ont une conductivité thermique respectivement de 0,60 et 0,024 W/m.K et par conséquent un échantillon humide a une conductivité thermique plus élevée qu'un échantillon sec. La conductivité thermique du sol A est inférieure à celle du sol B en raison des différences entre elles dans la densité, la granulométrie et la teneur en eau de compactage. Il convient de noter que les valeurs de conductivité thermique sont inférieures que celles du mortier de ciment, béton (1,75) et de la brique d'argile standard qui est respectivement de 1,15, 1,75 et 1,2 W/m.K (Jackson, 1983) et par conséquent une meilleure isolation thermique est obtenue particulièrement dans des régions à climat chaud. La bonne corrélation est obtenue entre les valeurs mesurées et calculées de l'effusivité montrant l'adéquation de l'appareil expérimental simple utilisé.

Tableau V.2 : Caractéristiques thermophysiques.

Echantillon	Hauteur (cm)	Teneur Ciment (C) ou Chaux (L) (%)	Teneur en eau (%)	Conductivité λ (W/m.K)	Diffusivité a (m ² /s)	Chaleur volumique ρc (J/m ³ .K)	Effusivité calculée $b = \sqrt{\lambda \rho c}$ (W.s ^{1/2} /m ² .K)	Effusivité b (mesure directe)
1A	6.8	5C	12	0.96	$4,8 \cdot 10^{-7}$	$2,00 \cdot 10^6$	1390	1370
3A	6.8	15C	13	0.84	$4,1 \cdot 10^{-7}$	$2,07 \cdot 10^6$	1320	1270
5A	6.6	10 L	12	0.88	$4,5 \cdot 10^{-7}$	$1,97 \cdot 10^6$	1320	1310
6A	7.8	10 C+ 2L	12	0.98	$4,7 \cdot 10^{-7}$	$2,09 \cdot 10^6$	1430	1430
1B	7.8	5C	9	1.15	$5,7 \cdot 10^{-7}$	$2,00 \cdot 10^6$	1520	1600
4B	7.8	15C	12	1.22	$6,9 \cdot 10^{-7}$	$1,78 \cdot 10^6$	1470	1360
5B	7.0	10 L	12	1.25	$7,1 \cdot 10^{-7}$	$1,77 \cdot 10^6$	1490	1490
6B	7.0	10 C+ 2L	12	0.87	$4,7 \cdot 10^{-7}$	$1,83 \cdot 10^6$	1260	1230

V.3. CONCLUSION

L'analyse des résultats expérimentaux obtenus sur un sol argileux stabilisé avec incorporation de stabilisant révèle que :

- Très efficace, indispensable à la bonne tenue à l'eau, améliore la résistance à sec, le ciment est considéré comme stabilisant énergétique.
- L'ajout de 2% de chaux, au traitement : ciment + sable, donne de très bons résultats et peut atteindre un gain de résistance de l'ordre de 72 %. Les fillers réduisent considérablement la résistance mécanique.
- Le problème de traitement d'un sol qui consiste à choisir le stabilisant, la détermination du dosage et la combinaison de ces produits trouve un début de solution dans la classification des matériaux traités suivant leur résistance et le rangement du coefficient de ramollissement dans l'ordre croissant.
- Les valeurs de conductivité thermique obtenues pour le matériau stabilisé sont inférieures que celles du mortier de ciment, béton et de la brique d'argile standard et par conséquent une meilleure isolation thermique est obtenue particulièrement dans des régions à climat chaud. La bonne corrélation est obtenue entre les valeurs mesurées et calculées de l'effusivité montrant l'adéquation de l'appareil expérimental simple utilisé.

Le premier objectif de la stabilisation, améliorer la résistance mécanique à l'état sec, est atteint car d'après la classification des matériaux traités, l'amélioration obtenue fait 4 à 14 fois la résistance du matériau brut .

Le deuxième objectif de la stabilisation qui est de rendre le matériau insensible à l'eau ou à limiter la baisse de résistance mécanique à une valeur acceptable est aussi atteint puisque le rangement du coefficient de ramollissement dans l'ordre décroissant donne un choix de toute une panoplie de traitements permettant de limiter la baisse à plus de 50% de la résistance à sec (k_{ram} supérieur à 0,5). La solution reste viable en vue de l'obtention des matériaux économiques. Mais pour l'obtention des matériaux efficaces, insensibles à l'eau ou légèrement altérés par l'immersion prolongée dans l'eau, le coefficient de ramollissement doit être supérieur à 0,8. A l'état cru, tous les coefficients de ramollissement obtenus sont inférieurs à 0,8. L'argile ne pourra jamais servir comme matériau, de construction, efficace. Pour qu'elle le devienne la stabilisation à chaud s'impose.

CHAPITRE VI

SABLE STABILISE PAR L'ARGILE

VI.1. INTRODUCTION

De tout temps, les ingénieurs ont essayé de traiter un sol en vue d'améliorer ses propriétés : ce traitement c'est la stabilisation des sols. Bien que certaines formes de stabilisation soient relativement récentes le procédé lui-même est loin de l'être. Il y a des milliers d'années, l'homme du néolithique employait un sol compacté pour construire ses ouvrages funéraires. Comme toute amélioration d'un sol se traduit par une modification de la quantité d'éléments colloïdaux, il est très important d'étudier les variations du comportement mécanique du matériau soit en ajoutant les fines s'il est sableux soit en ajoutant du sable s'il est argileux. Dans un sol sableux l'argile agit comme liant, qui donne par son dosage et ses qualités particulières une stabilité au sol.

Dans un premier volet on s'est proposé ici de contribuer à l'étude de la stabilisation des sables avec incorporation de stabilisants en vue de leur utilisation comme matériau de construction. Un sol possède les qualités d'un matériau de construction lorsqu'il se montre apte à acquérir une résistance mécanique performante à l'état sec et satisfaisante à l'action de l'eau. Ce sont ces deux idées maîtresses qui nous ont guidés pour aboutir à la stabilisation d'un sol avec incorporation de stabilisants.

Dans un deuxième volet nous avons porté une attention toute particulière aux sables considérés comme pollués, c'est-à-dire contenant des argiles. Ils sont le plus souvent abandonnés car une amélioration de leurs qualités passe nécessairement par des opérations de lavage qui majorent le prix de revient.

Pour jumeler les deux axes de travail, à savoir la stabilisation du sable par incorporation de stabilisants et l'influence des argiles sur le mortier de ciment, nous avons utilisé dans cette étude un mortier standard fabriqué au laboratoire. Nous avons incorporé au mortier standard des stabilisants tels que l'argile, la chaux et les fillers en quantité croissante pour étudier leur influence sur le matériau de base.

Des éprouvettes ont été confectionnées avec ces mélanges comme suit :

- Mortier standard pour échantillon témoin
- Mortier standard + argile (2 – 5 – 10 et 20 %) + chaux (5 et 10 %)
- Mortier standard + argile (2 – 5 – 10 et 20 %) + fillers (5 et 10 %)

Puis ces éprouvettes ont fait l'objet d'essais de résistance à la compression :

- * Ecrasement à l'état sec
- * Ecrasement à l'état humide après 24 heures d'immersion dans l'eau pour évaluer le coefficient de ramollissement

C'est la description de tous ces travaux et les conclusions qu'on peut se proposer d'en tirer qui vont maintenant être exposées

VI.2. CARACTERISATIONS GENERALES DU MORTIER

Le mortier de ciment utilisé dans cette étude a été fabriqué au laboratoire. Il se compose d'un liant hydraulique ciment portland artificiel, de sable normal et de l'eau ordinaire. Les proportions en masse sont les suivantes : trois parts de sable, une part de liant, une demi part d'eau (*Duriez & Arrambide, 1961*). Le démoulage est effectué vingt quatre heures après le coulage puis les échantillons sont stockés pendant 28 jours à l'air libre

VI.3. CONFECTION DES EPROUVETTES

Pour fabriquer des éprouvettes, nous avons utilisé le moule de la cellule triaxiale avec le mode opératoire décrit en « hétérogénéité du matériau ». Avant de commencer la stabilisation, on met notre échantillon à l'étuve pour éliminer l'humidité qu'il contient. Le sable et l'argile sont intimement mélangés dans le bac. Ensuite au mortier standard dont le rapport (sable/ciment) est toujours constant, on ajoute des pourcentages différents d'argile (2, 5, 10 et 20%), puis des teneurs variables de fillers ou de chaux (5 et 10%). Concernant le dosage en eau de gâchage, il est alors fonction de la quantité de fines, on a utilisé une quantité d'eau de 18% environ.

VI.4. ESSAI D'ECRASEMENT

L'objectif principal est d'évaluer l'influence des fines argileuses, l'effet de la chaux et des fillers sur la résistance à la compression des éprouvettes à 28 jours d'âge. On a confectionné deux séries d'éprouvettes pour les essais de compression :

- Eprouvettes écrasées à l'état sec.
- Eprouvettes écrasées après 24 heures d'immersion dans l'eau.

On applique une charge de compression croissante sur l'éprouvette jusqu'à rupture de celle-ci. On notera alors la charge maximale "F" de rupture exprimée en (kN). La

résistance à la compression "Rsec" de l'éprouvette sera donnée par la relation : $R_{sec} = F/S$; S étant la section transversale de l'éprouvette.

Les éprouvettes ont été testées sur une presse hydraulique type UBP 200 (Pression maximale de 2000 KN).

VI.5. RESULTATS EXPERIMENTAUX ET ANALYSE

Nous exposerons successivement dans ce qui suit sous forme de tableaux et de courbes, les résultats des différents essais effectués.

VI.5.1. Stabilisation aux fillers et argiles

Les résultats obtenus sont présentés sur les tableaux VI.1 à VI.3 et les Figures VI.1 à VI.7.

Tableau VI.1 : Résultats des écrasements à sec R_{sec} - % argile (Stabilisation : fillers).

% Fillers	% Argile	Ms (g)	Hs (cm)	Section transversale (cm ²)	Masse volumique (g/cm ³)	Force de rupture F (kN)	Rsec (daN/cm ²)
00	00	980	5.7	80,12	2.14	198	247,13
	02	981	5.8	80,12	2.11	140	174,73
	05	1063	6.4	//	2.07	124	154,77
	10	1090	6.0	//	1.97	120	149,77
	20	1163.3	7.4	//	1.96	98	122,30
05	02	1080.6	6.5	//	2.07	145	180,98
	05	1099	6.6	//	2.07	130	162,25
	10	1190	7	//	2.12	125	156,01
	20	1290.4	7.5	//	2.14	100	124,81
10	02	1190.4	6.6	//	2.25	147	183,50
	05	1210	6.7	//	2.25	135	168,50
	10	1324	7.3	//	2.26	127	158,50
	20	14.10	7.7	//	2.28	101	126,06

a) Influence du traitement argile + fillers sur la résistance à l'état sec R_{sec} sur des éprouvettes à base de mortier de ciment

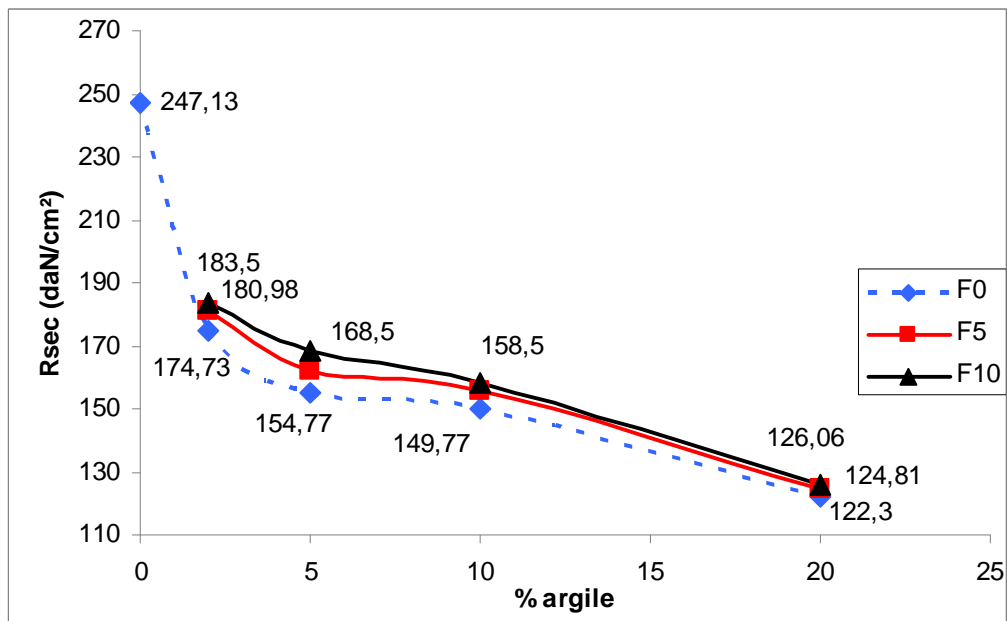


Figure VI.1 : Résistance à l'écrasement à sec Rsec - % d'argile (Stabilisation : fillers).

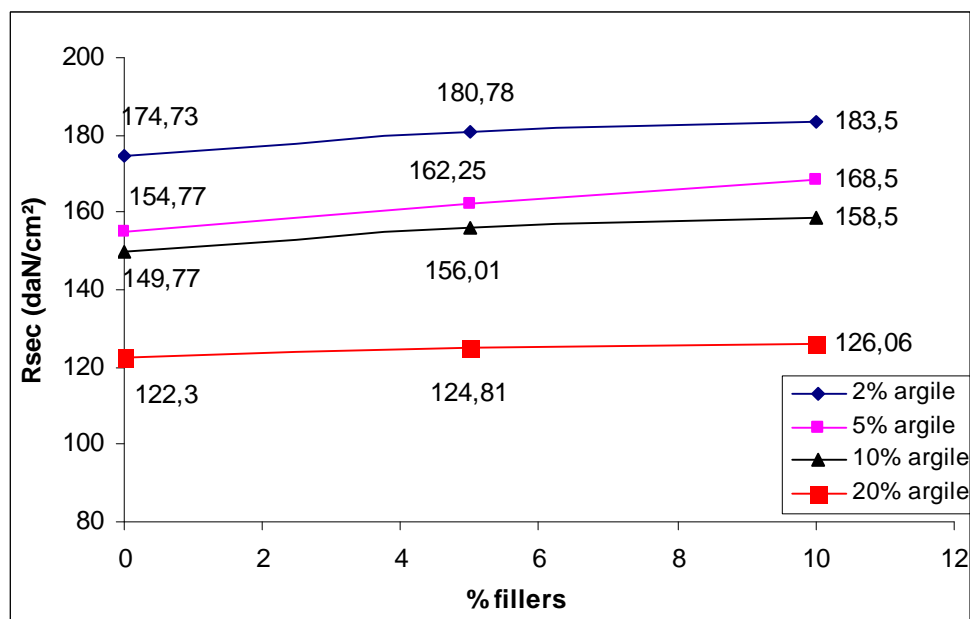


Figure VI.2 : Résistance à l'écrasement à sec Rsec – % fillers (Stabilisation : argile)

Effet de la teneur en argile : Sur la figure VI.1, la courbe F0 représente le mortier standard ne comportant pas de fillers. Un apport de 2% d'argile chute la résistance à sec de : $(247.13-174.73) / 247.13 = 29.54\%$. La chute de résistance est très forte avec de faibles teneurs en argile et continue à diminuer quand la teneur en argile augmente (% Argile ↗ Rsec ↘).

Effet de la teneur en filler : Les fillers apportent une faible augmentation à la résistance à l'écrasement à sec. On en déduit que l'argile nuit à la résistance à sec même en faibles quantités

b) Influence du traitement fillers + argile sur la masse volumique des éprouvettes à base de mortier de ciment :

Sur la figure VI.3, les courbes de masses volumiques sèches sont parallèles les unes par rapport aux autres en fonction de la teneur en fillers. Plus la teneur en filler est élevée plus le matériau est dense.

- Les meilleures densités du matériau sont obtenues avec incorporation de 20 % d'argile.
- La petite augmentation de la résistance à l'écrasement à sec est due à l'amélioration de la compacité du matériau.
- En effet grâce à leur faible taille la granulométrie du sol est corrigée et ces fines réduisent les vides en se positionnant entre les moyennes pour composer un matériau compact.
- A 20 % d'argile, l'augmentation de la masse volumique est proportionnelle à la teneur en fillers.
- Les fillers ont un effet considérable dans l'augmentation de la compacité du matériau.

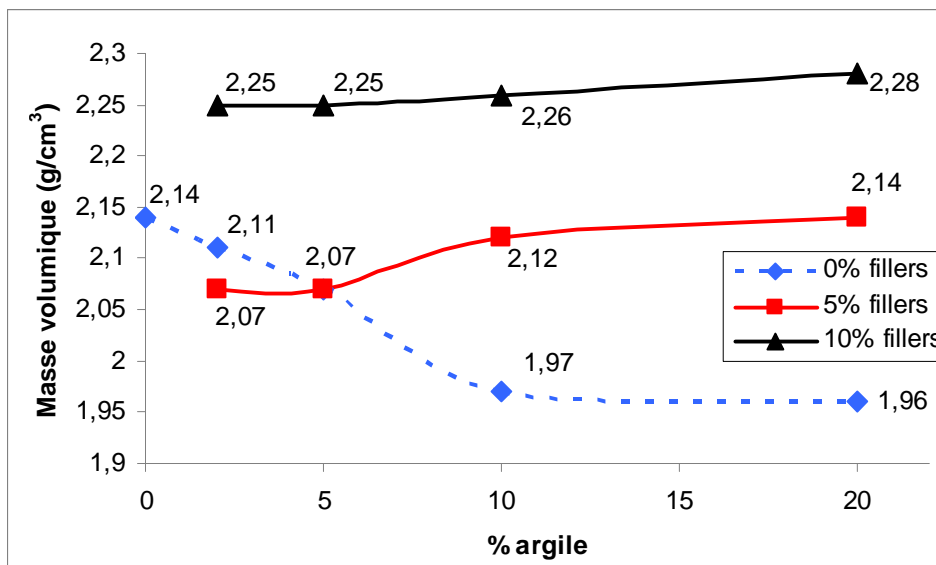


Figure VI.3 : Masse volumique sèche - % argile
Stabilisation : fillers

c) Influence du traitement fillers + argile sur la résistance après immersion R_{sat} des éprouvettes à base de mortier de ciment

Tableau VI.2 : Résultats des écrasements après 24h d'immersion R_{sat} – teneur en argile
(Stabilisation : fillers)

% Fillers	% Argile	Force de rupture (KN)	R_{sat} (daN/cm²)
00	00	161	200,95
	02	130	162,47
	05	115	143,73
	10	101	126,26
	20	92	114,98
05	02	107	133,55
	05	102	127,34
	10	90	112,48
	20	78	97,35
10	02	85	106,09
	05	77	96,10
	10	71	88,60
	20	69	86,12

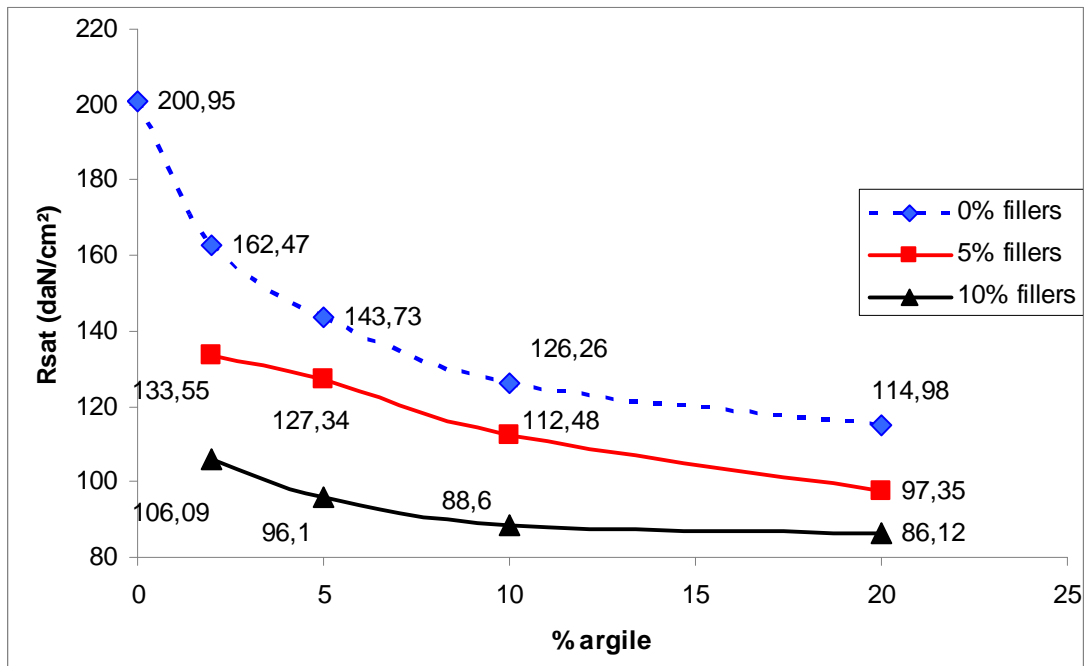


Figure VI.4 : Résistance à l'écrasement après 24h d'immersion R_{sat} - % argile (Stabilisation : fillers).

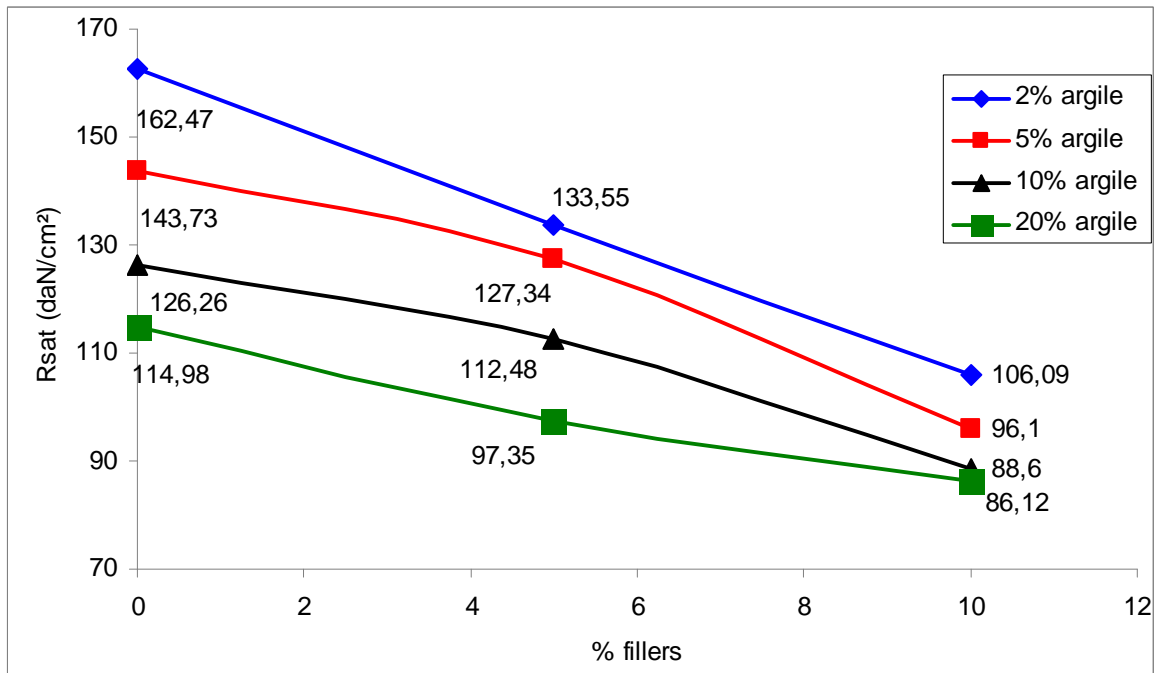


Figure VI.5 : Résistance à l'écrasement après immersion R_{sat} - % fillers (Stabilisation : argile).

La meilleure tenue à l'eau est obtenue pour le mortier standard sans incorporation de fillers comme le montre la figure VI.4. En passant la teneur en argile de 2 à 20% sur un mortier de ciment stabilisé à 5% de fillers et par un ajout de 20% d'argile et 5% de fillers, la résistance après immersion baisse de : $(133.55-97.35) / 133.55 = 27,1\%$. La résistance à l'action de l'eau est très sensible à la teneur en argile, donc ces derniers sont néfastes pour le mortier. Pour un apport de 10% de fillers, la chute de résistance est de : $(162.47-106.9) / 162.47=34.7\%$ d'un mortier de ciment stabilisé à 2% d'argile.

Sur la figure VI.5, les droites ont une pente très forte qui exprime la décroissance de la résistance après immersion dans l'eau en fonction de la teneur en fillers. La résistance à l'eau diminue quand la teneur en argile augmente. Plus la teneur en fillers est élevée, plus la résistance après immersion est mauvaise. La résistance après immersion baisse aussi bien avec l'apport de l'argile que celui des fillers, mais l'effet de ces derniers est plus important (35%). L'ajout des fillers accentue la chute de résistance après immersion.

d) Coefficient de ramollissement

Tableau VI.3 : Coefficient de ramollissement Kram – teneur en fillers stabilisation argile.

% Argile	% Fillers	Rsec	Rsat	Kram
0	0	247	200.95	0.81
	5	/	/	/
	10	/	/	/
2	0	174.73	162.47	0.92
	5	180.98	133.55	0.73
	10	183.5	106.09	0.57
5	0	154.77	143.73	0.92
	5	162.25	127.34	0.78
	10	168.5	96.10	0.57
10	0	149.77	126.26	0.84
	5	156.01	112.48	0.72
	10	158.5	86.6	0.54
20	0	122.3	114.98	0.94
	5	124.81	97.35	0.77
	10	126.06	86.12	0.68

Effet des fillers : Avec incorporation des fillers, le matériau traité est très sensible à l'eau. Les fillers influent très négativement sur la tenue à l'eau. Le coefficient de ramollissement décroît avec la teneur en filler quelque soit la teneur en argile, avec une très forte pente négative (Fig. VI.6). Sur un mortier de ciment stabilisé à 5% d'argile, le coefficient de ramollissement baisse avec l'ajout de fillers (Fig. VI.7) :

- Un apport de 10 % de filler réduit le coefficient kram : $(0,92- 0,57) / 0,92 = 38\%$ pour un mortier de ciment stabilisé à 2% d'argile.
- 5 % de filler baisse la tenue à l'eau de $(0,92- 0,78) / 0,92 = 20.65\%$

Effet de l'argile : Une valeur particulière de 10 % d'argile est un extremum de la courbe du coefficient de ramollissement en fonction de la teneur en argile, il correspond à la valeur minimale de Kram. Si on se réfère à la figure VI.7, la courbe F0 montre que le coefficient de ramollissement présente d'excellentes performances en absence de toute trace de filler (Kram supérieur à 0,8). L'argile augmente le coefficient de ramollissement par imperméabilisation du matériau. On peut conclure que les fillers baissent considérablement la tenue à l'eau alors que l'argile apporte une petite amélioration.

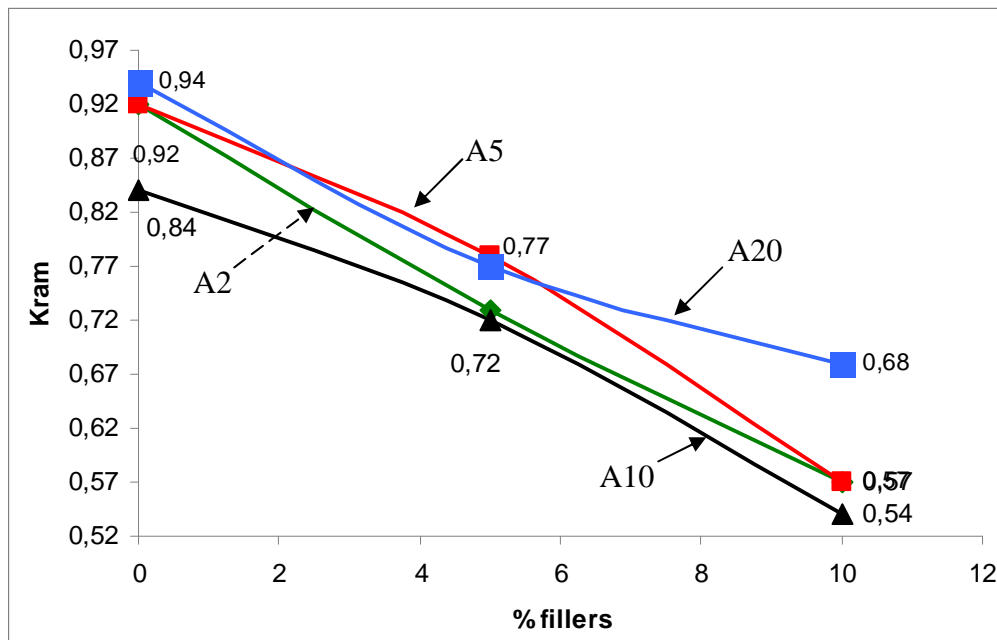


Figure VI.6 : Coefficient de ramollissement – teneur en fillers
Stabilisation : argile

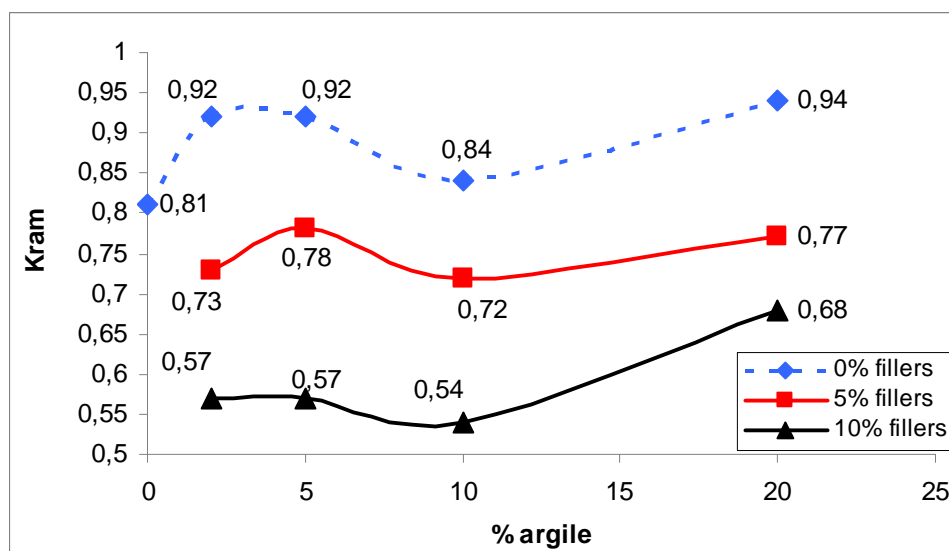


Figure VI.7 : Coefficient de ramollissement - % argile
Stabilisation : fillers

VI.5.2. Influence des fines, associées au sable, sur le mortier standard

Selon plusieurs auteurs, les principaux polluants des sables sont les hydroxydes de fer et les argiles qui, ayant un caractère colloïdal, sont souvent fixés à la surface des grains sableux rendant difficile leur élimination. Le progrès dans la technologie de construction implique qu'un matériau doit satisfaire aux exigences actuelles de solidité, de durabilité et de confort. Ainsi un matériau traité doit présenter à l'état sec de bonnes qualités mécaniques et une bonne stabilité à l'état humide. Pour répondre à ces exigences, la propreté du sable est l'une des caractéristiques essentielles car les critères de propreté englobent deux aspects : nature et quantité. Des études, de stabilisation de ces sables pollués, méritent d'être envisagées sur la possibilité de leur utilisation et de leur exploitation.

Les argiles jusqu'à présent sont toujours redoutées comme nuisibles pour un mortier standard, mais jusqu'à quelle teneur le sont – elles ? Comment pourrait-on y remédier ? C'est ce que nous nous sommes proposés de vérifier dans la présente étude qui a pour objectif l'influence des fines, associées au sable, sur le mortier standard. Pour analyser l'influence des fines (argile et fillers) nous reproduisons dans le tableau VI.4 ci-dessous les résultats obtenus à l'écrasement à sec.

La classification des sols selon la méthode « Unified System Classification Soils » classe les sols pulvérulents (sable) en trois catégories différentes.

- **Les sables propres :** Ce sont des sables qui contiennent moins de 5% d'argile. Jusqu'à 5 % de fines le sable est considéré comme propre, l'influence des fines particules sur le comportement mécanique du matériau est négligeable
- **Les sables argileux :** Lorsque la teneur en argile contenue dans le sable est comprise entre 5 et 15 % ces sables sont dits sables argileux
- **Les sables très argileux :** Si la teneur en argile dépasse 15 % les sables sont dits sables très argileux.

Tableau VI.4 : Résultats des écrasements à sec R_{sec} des éprouvettes stabilisées aux fillers.

% Fillers	% Argile	R_{sec} (daN/cm ²)
00	00	247,13
	02	174,73
	05	154,77
	10	149,77
	20	122,30
05	02	180,98
	05	162,25
	10	156,01
	20	124,81
10	02	183,50
	05	168,50
	10	158,50
	20	126,06

a) Ecrasement à l'état sec : D'après la définition des sables propres tous les mortiers stabilisés à moins de 5 % d'argile conviennent pour la composition du mortier standard et ne nécessitent aucune opération de lavage. La figure VI.8 montre que les sables propres ont une résistance minimale de $154,77 \text{ daN/cm}^2$ (5% d'argile). Les figures VI.9 et VI.10 montrent que la résistance à l'écrasement à sec augmente légèrement avec la teneur en fillers. La résistance minimale des mortiers standards à base de sable propre (154 daN/cm^2) est équivalente à celle obtenue à une teneur en argile de 11% quand le matériau est stabilisé à 10 % de fillers. Donc avec un apport de 10 % de fillers, les sables pollués à hauteur de 11 % d'argile offrent la même résistance que les sables propres. On conclut qu'il est plus intéressant d'utiliser les sables pollués jusqu'à 11% d'argile avec incorporation de 10% de fillers que de procéder à l'opération coûteuse de lavage. L'opération de lavage peut être remplacé par incorporation de 10 % de fillers.

b) Résistance à l'action de l'eau : Pour la courbe F0 de la figure VI.7 qui ne contient pas de fillers le matériau présente une excellente tenue à l'eau ; mais avec une incorporation de 5 % de fillers le coefficient de ramollissement chute au dessous de la valeur de 0,8 exigée par les normes pour le matériau moderne. L'incorporation des fillers est très nocive à la tenue à l'eau. Si les normes sont strictes sur la propreté des sables dans la composition des mortiers et bétons c'est parce que les sables pollués n'ont aucune résistance à l'eau. La résistance après immersion dans l'eau devient nulle (matériau stabilisé aux fillers) coupe court à toute discussion.

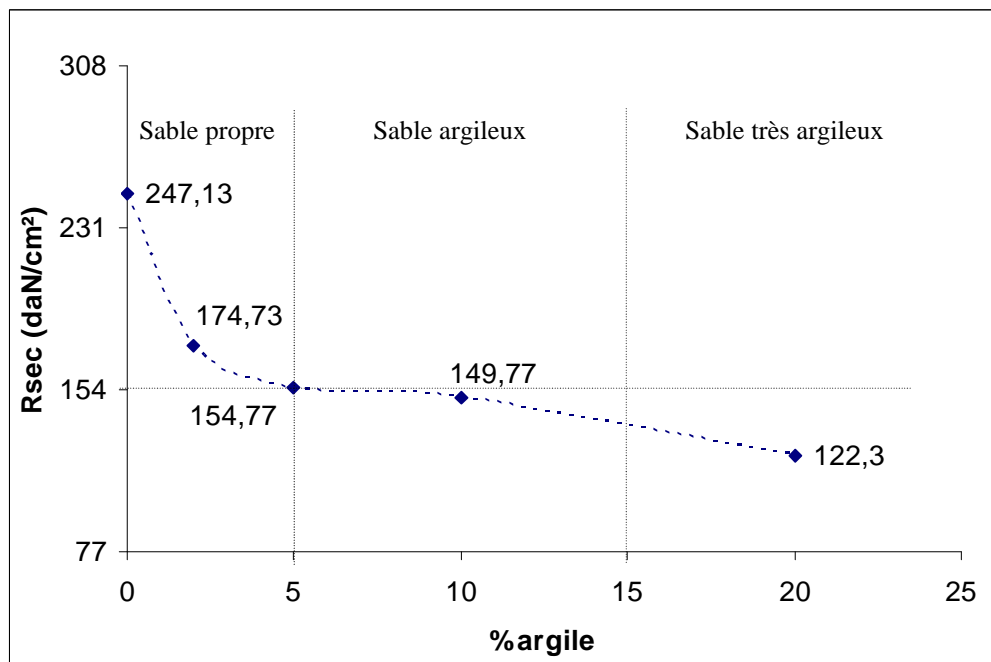


Figure VI.8 : Résistance à l'écrasement R_{sec} - % argile Stabilisation : fillers F0

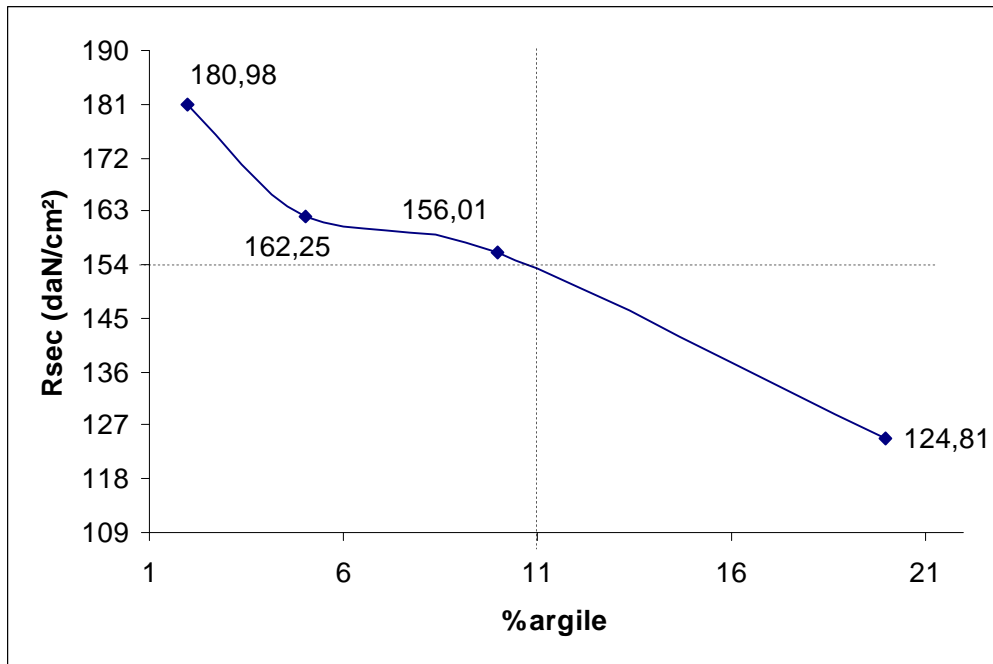


Figure VI.9 : Résistance à l'écrasement à sec Rsec - % argile Stabilisation : 5% fillers

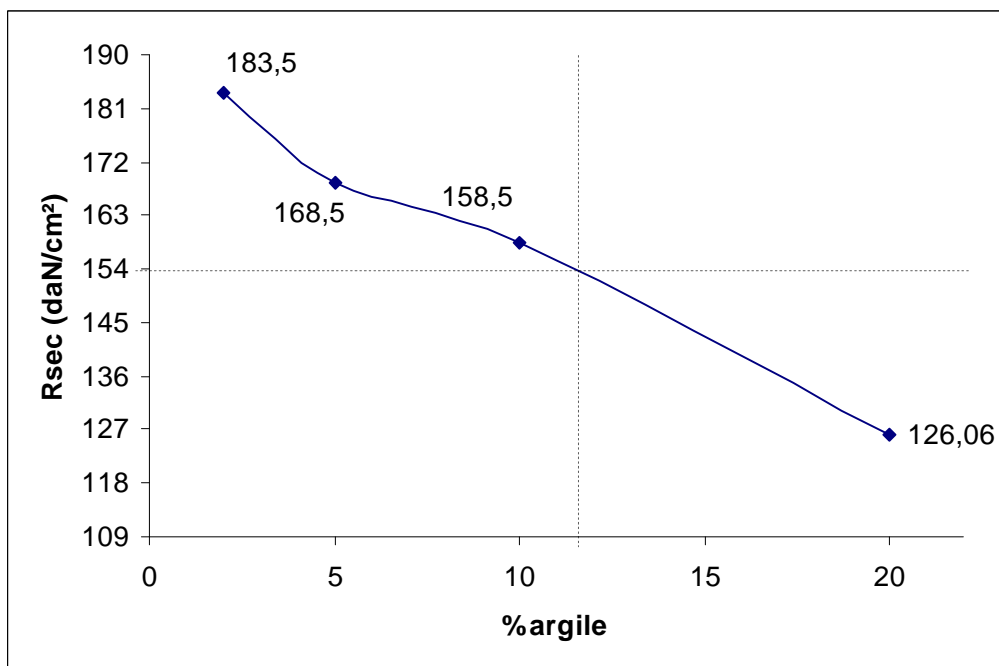


Figure VI.10 : Résistance à l'écrasement à sec Rsec - % argile
Stabilisation : ciment F10

VI.5.3. Stabilisation à la chaux

Les résultats obtenus sont présentés sur les tableaux VI.5 à VI.7 et les Figures VI.11 à VI.15.

Tableau VI.5 : Ecrasements à sec R_{sec} - % d'argile. Stabilisation : chaux.

% Chaux	% Argile	Ms (g)	Hs moyen (cm)	Section transversale (cm ²)	Masse volumique sèche (g/cm ³)	Force de rupture (KN)	Résistance à l'écrasement à sec R_{sec} . (daN/cm ²)
00	00	980	5.7	80,12	2.14	198	247,13
	02	981	5.8	//	2.11	140	174,73
	05	1036	6.4		2.07	124	154,77
	10	1090	6.9		1.97	120	149,77
	20	1163.3	7.4	//	1.96	98	122,30
05	02	1016	6.2		2.04	166	207,47
	05	1066.7	6.5		2.05	134	167,48
	10	1117.5	7.1		1.96	124	154,77
	20	1209	8	//	1.88	100	125,00
10	02	1092.5	6.7		2.04	117	146,23
	05	1154.3	7.2		2	108	135,00
	10	1184.5	7.5		1.97	97	121,23
	20	1292.8	8.5	//	1.90	71	88,73

a) Influence du traitement (argile + chaux) sur la résistance à l'état sec R_{sec} d'un mortier de ciment

Les figures VI.11 et VI.12 montrent que la résistance à l'écrasement à sec est très faible lorsque les teneurs en chaux ou en argile sont élevées.

Un sable stabilisé avec une faible teneur en argile et en chaux donne de meilleurs résultats (Fig. VI.11).

Avec 2% d'argile et 5% de chaux la résistance augmente de $(207,47-174,73) / 174,73 = 18\%$

La chaux, en faible proportion, a une influence certaine sur le mortier quelque soit la teneur en argile, la stabilisation est influencée par la chaux de manière conséquente.

Sur la figure VI.12, les courbes de résistance à sec, s'emboîtent les unes sur les autres, plus la teneur en argile augmente, plus la résistance à l'écrasement à sec décroît. L'argile fait chuter la résistance du matériau.

On observe que 5% de chaux est une valeur optimale et correspond à un maximum de résistance. Celle - ci est obtenue pour une teneur optimale de 5% de chaux et une teneur en argile très faible.

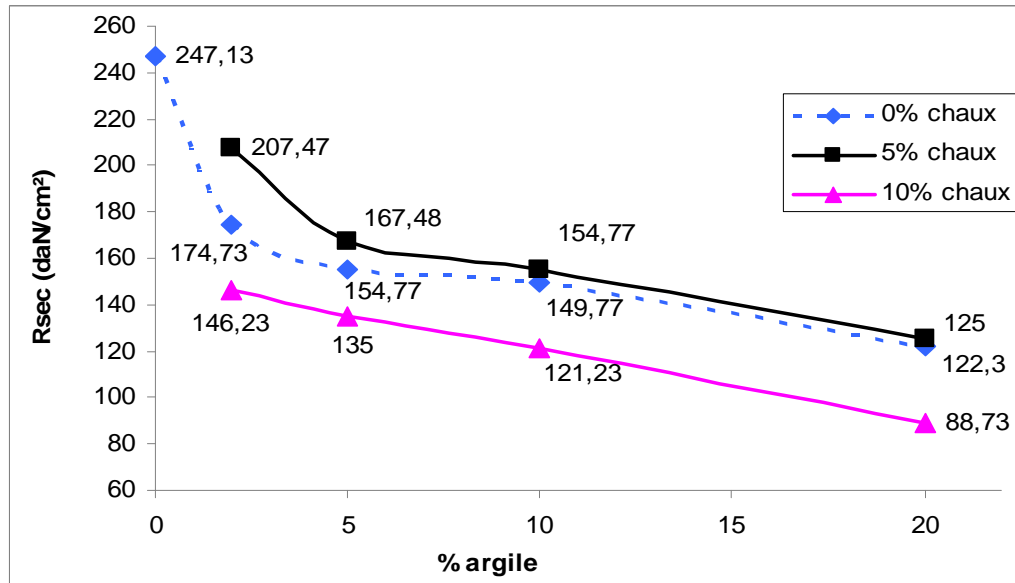


Figure VI.11 : Résistance à l'écrasement R_{sec} - % argile Stabilisation : chaux

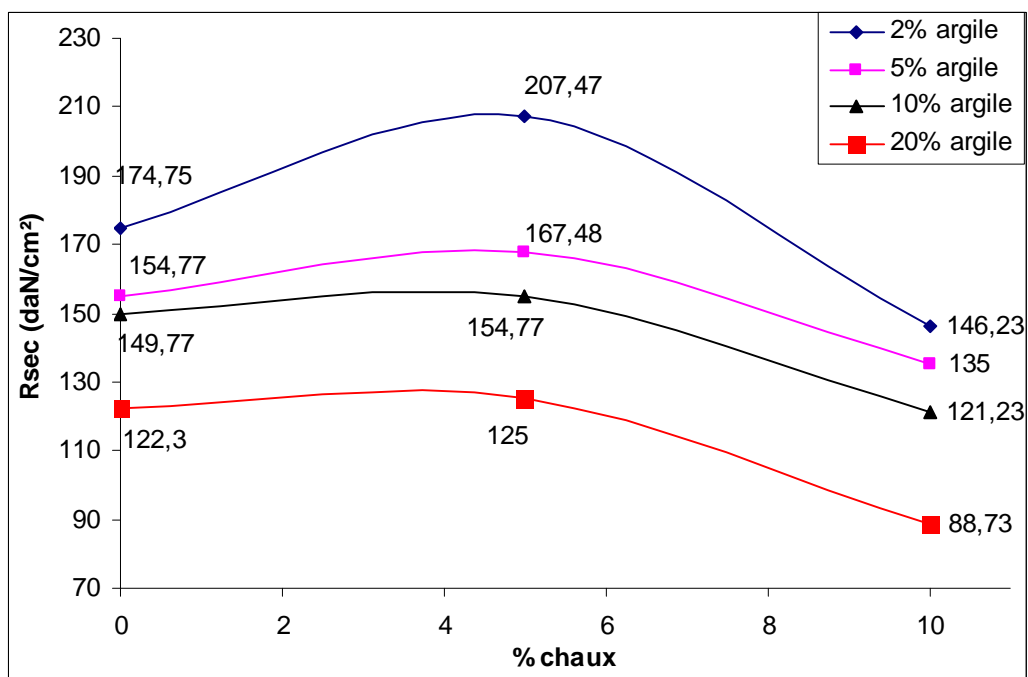


Figure VI.12 : Résistance à l'écrasement à sec R_{sec} - % chaux (Stabilisation : argile)

b) Evolution de la masse volumique d'un mortier de ciment traité à l'argile + chaux.

L'incorporation de l'argile abaisse la masse volumique du mortier standard.

La chaux a une faible influence sur la masse volumique.

De fortes teneurs en chaux comme en argile diminuent la masse volumique.

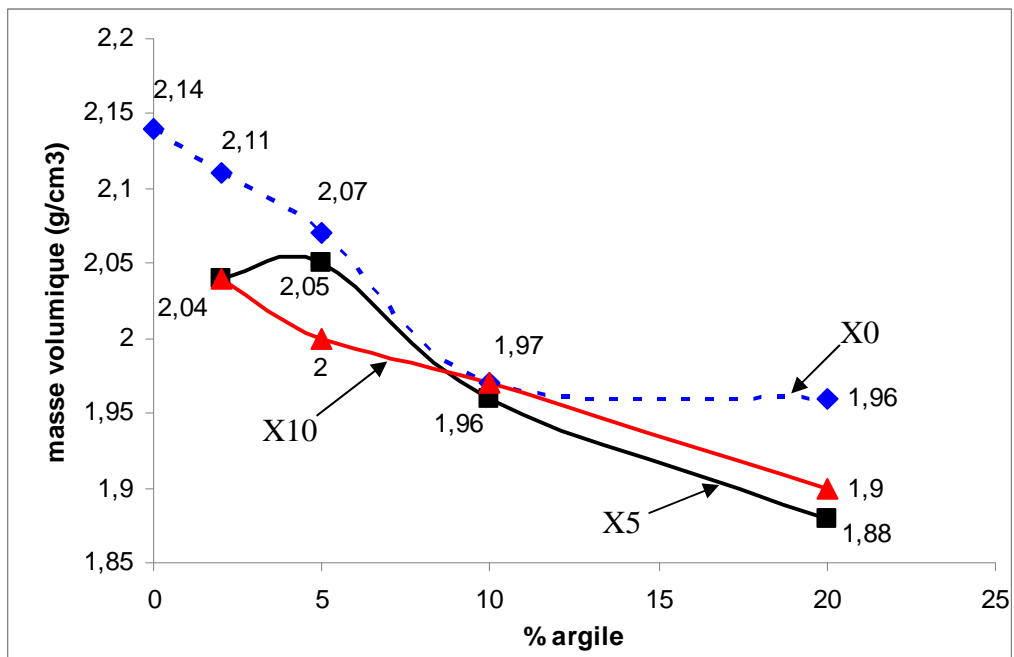


Figure VI.13 : Masse volumique sèche - % argile Stabilisation : chaux

c) Variation de la résistance après immersion R_{sat} d'un mortier de ciment en fonction de la teneur en argile + chaux

Tableau VI.6 : Résistance à l'écrasement après 24h d'immersion R_{csat} -% chaux (Stabilisation à l'argile)

% argile	% chaux	Résistance à l'écrasement R_{csat} daN/cm ²
0	0	200.95
	5	/
	10	/
2	0	162.47
	5	212.47
	10	149.98
5	0	143.73
	5	174.98
	10	137.48
10	0	126.26
	5	164.98
	10	123.73
20	0	114.98
	5	129.98
	10	107.48

Sans incorporation de chaux, la résistance à l'écrasement après immersion diminue avec la teneur en argile. La courbe X0 de la figure VI.15 montre que le matériau perd une partie de sa résistance sous l'action de l'eau quand la teneur en argile augmente. Mais avec l'incorporation de la chaux, quelque soit la teneur en argile, la résistance après immersion est supérieure à la résistance à l'état sec comme le montre la comparaison des courbes des figures VI.11 et VI.15. On peut déduire que la chaux influe favorablement sur l'action de l'eau. Nous retrouvons les mêmes courbes en forme de cloche comme pour les résistances à sec (voir figure VI.12 et VI.14).

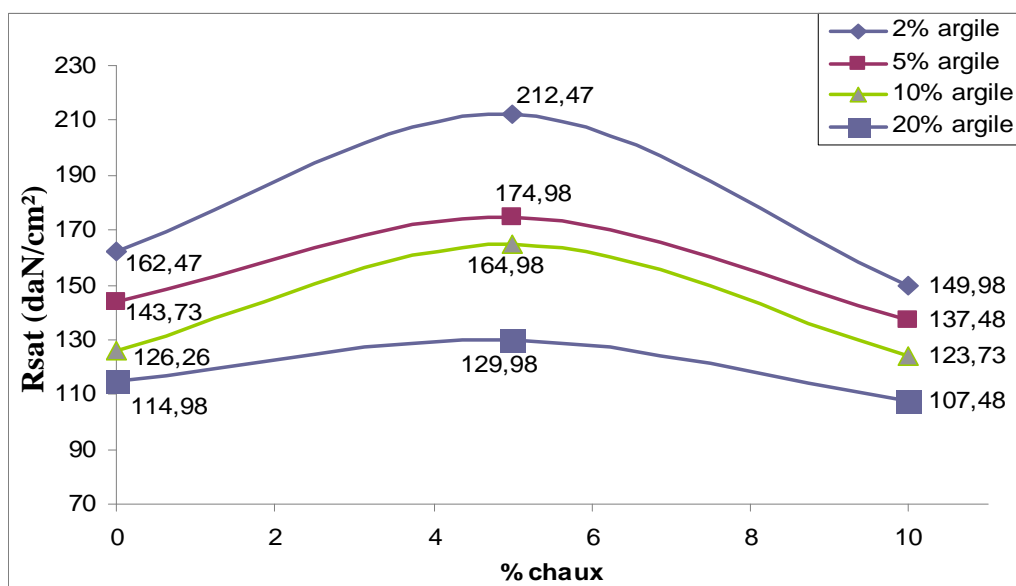


Figure VI.14 : Résistance à l'écrasement après 24h d'immersion – Teneur en chaux
Stabilisation : argile

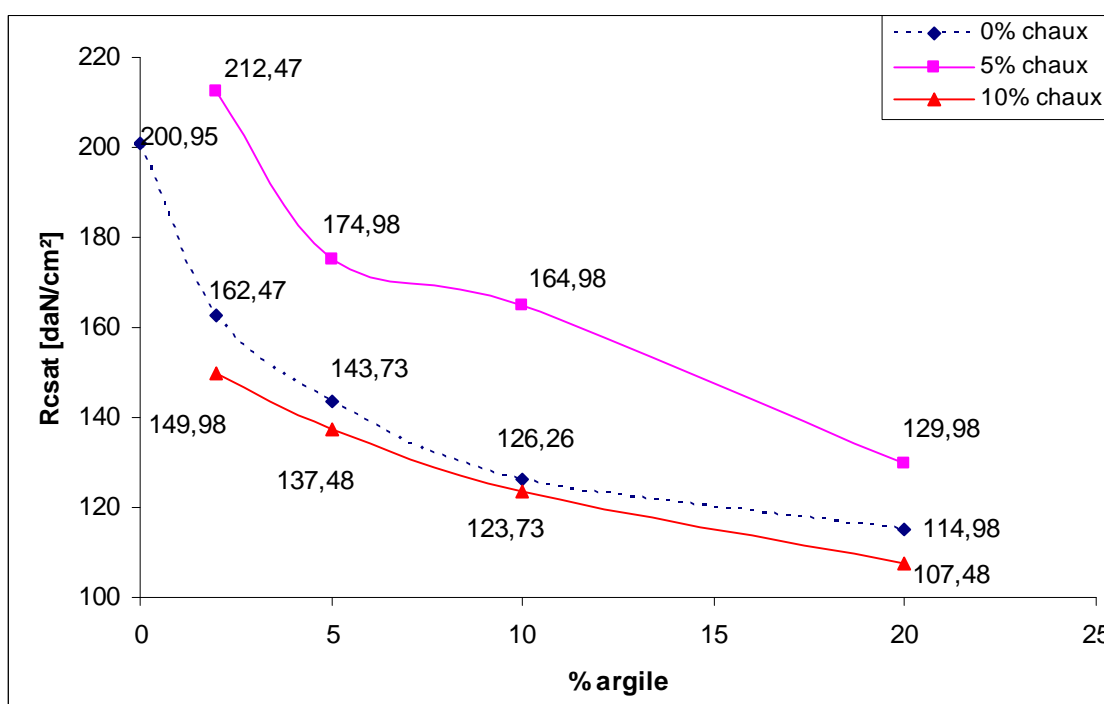


Figure VI.15 : Résistance à l'écrasement après 24h d'immersion R_{sat} – % argile (stabilisation : chaux).

d) Variation du coefficient de ramollissement d'un mortier de ciment en fonction de la teneur en argile + chaux

Tableau VI.7 : Coefficient de ramollissement – % argile stabilisation à la chaux.

% chaux	% argile	R.C.S	Rcsat	Kram
0	0	247.13	200.95	0.813
	2	174.73	162.47	0.929
	5	154.77	143.73	0.9286
	10	149.77	126.26	0.8430
	20	122.30	114.98	0.9401
5	2	207.47	212.47	1.0240
	5	167.48	174.98	1.0447
	10	154.77	164.98	1.0659
	20	125	129.98	1.0398
10	2	146.23	149.98	1.0256
	5	135	137.48	1.018
	10	121.23	123.73	1.020
	20	88.73	107.48	1.211

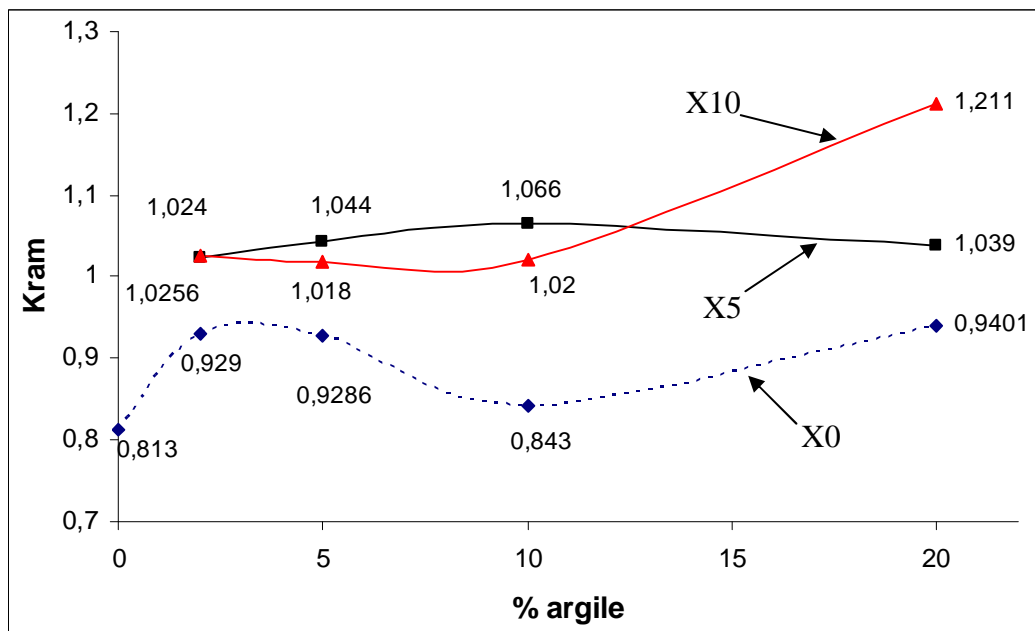


Figure VI.16 : Coefficient de ramollissement - % argile
Stabilisation : chaux

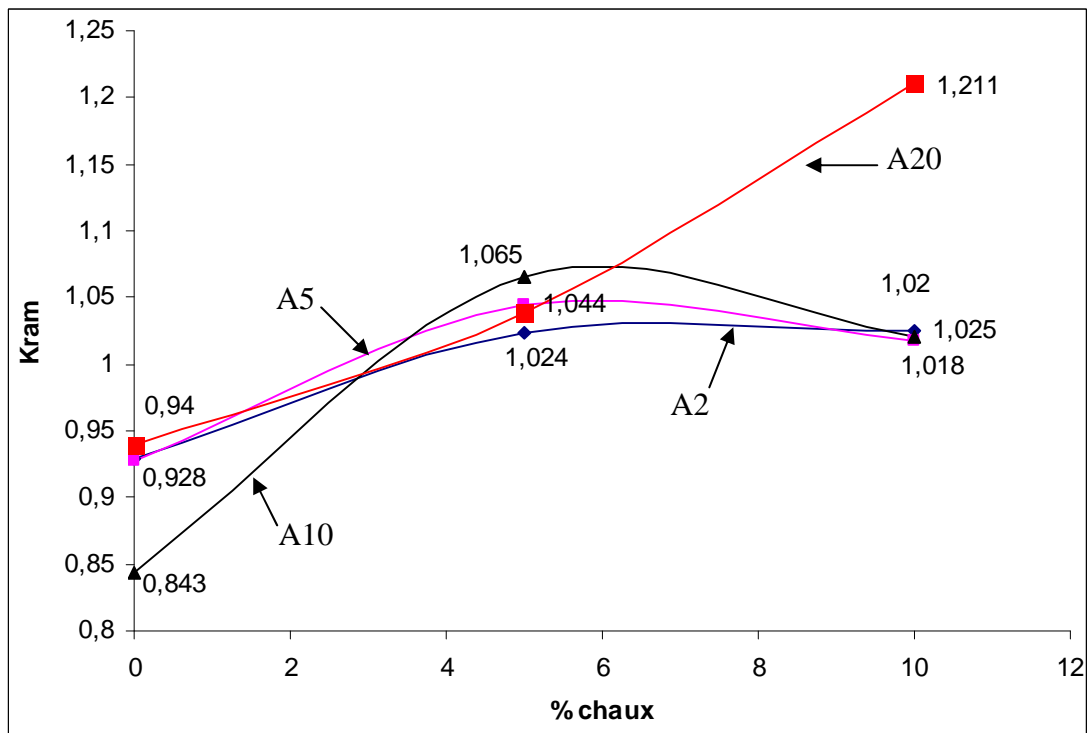


Figure VI.17 : Coefficient de ramollissement Kram d'un mortier de ciment – Teneur en chaux
Stabilisation : argile

Le coefficient de ramollissement est supérieure est à 0,8 quelque soit la teneur en argile et en chaux. Pour les fortes teneurs en argile et en chaux, le coefficient de ramollissement est très satisfaisant (Kram = 1,211 l'argile imperméabilise le matériau).

VI.7. CONCLUSION

L'étude de la stabilisation des sables permet de dégager les conclusions suivantes :

- Les fillers améliorent, considérablement la compacité, légèrement la résistance à sec, mais nuisent énormément à la tenue à l'eau.
- La résistance après immersion dans l'eau devient nulle (matériaux stabilisés aux fillers) coupe court à toute discussion et leur utilisation est à éviter.
- Dans les mortiers de ciment l'incorporation de l'argile même en faibles quantités diminue la résistance à sec et la résistance à l'eau même en absence de traces de fillers.
- La chaux a une influence certaine sur le mortier quelque soit la teneur en argile, la stabilisation est influencée par la chaux de manière conséquente.
- Un sable stabilisé avec une faible teneur en argile et en chaux donne de meilleurs résultats.
- On observe que 5% de chaux est une valeur optimale et correspond à un maximum de résistance.
- La meilleure résistance est obtenue pour une teneur optimale en chaux de 5% et une teneur en argile très faible.

CHAPITRE VII

INFLUENCE DE L'INCORPORATION DE STABILISANTS ET LEURS COMBINAISONS SUR LA DURABILITE

VII.1. INTRODUCTION

La deuxième qualité principale exigée du matériau terre est sa résistance à l'eau qui définit sa durabilité. C'est avec de simples briques d'adobe séchées au soleil, que l'on a construit au Yémen des édifices de plusieurs étages. Les exemples de bâtiments âgés de plusieurs siècles sont nombreux en tous pays et prouvent la durabilité de la terre. Pourtant une telle brique d'adobe ne résiste pas aux tests du laboratoire ; sa résistance moyenne à la compression de 5 à 10 bars ou sa désintégration totale après immersion dans l'eau rendent le matériau inutilisable.

Alors, y a-t-il concordance entre les résultats en laboratoire avec ceux obtenus dans des conditions réelles d'exploitation ? Oui très souvent, sous l'action de l'eau, les constructions en terre ont été entièrement détruites. Des villages en terre ont été désagrégés et emportés par les inondations, la destruction de Nsutam, village proche de BUNSO (Ghana), durant les inondations de 1970, en est un exemple typique. Les retombées du progrès scientifique ont modifié la notion de responsabilité. Jadis les difficultés, les désordres et même les accidents faisaient partie du fait de bâtir. La notion de vice du sol suffisait à expliquer et à justifier la plupart des sinistres.

Aujourd'hui les règles de la construction sont devenues strictes et contraignantes. Le contexte actuel oblige à définir et à quantifier, avant le début des travaux, toutes les données du projet. Tout doit être expliqué par le détail. Dès lors, à cause de la nature même de la stabilisation, on utilise beaucoup les essais courants de laboratoire qui sont essentiels pour :

- Une meilleure compréhension du comportement du matériau stabilisé et aboutir à des solutions rationnelles (économie, durabilité et sécurité)
- Eviter les grandes catastrophes en considérant les phénomènes tels qu'ils sont dans la nature, et que nous ne les simplifions pas dans le seul but de simuler l'alternance des facteurs de dégradation.
- Non seulement connaître mais à apprécier la variation de la résistance à l'eau sous l'effet des différents stabilisants et modes de stabilisation qui nous permettent une plus grande finesse des résultats afin de ne jamais s'en remettre au hasard, à l'improvisation

ou à l'approximation. Donc le problème essentiel à résoudre est celui de la tenue du matériau soumis à l'action de l'eau. La longévité d'un matériau de construction est une propriété très importante.

Pour contrôler la performance obtenue de la stabilisation du sol argileux traité au chapitre IV et du sable stabilisé par l'argile au chapitre V nous avons recours aux essais de durabilité qui feront l'objet de ce chapitre. Le but de l'essai de durabilité est d'évaluer les aptitudes du matériau stabilisé à résister à l'action de l'eau. On présente dans ce chapitre l'impact de l'incorporation de stabilisants et leurs combinaisons sur la durabilité du matériau à base de matière première : argile ou de sable.

Durabilité : Par définition la durabilité est le pouvoir d'un matériau de résister à l'action commune des facteurs atmosphériques ou autres. Ceux-ci peuvent être les variations de température et d'humidité. Les principales causes responsables de la dégradation des constructions en terre sont dues à l'action de l'eau. La longévité et la stabilité chimique, d'un matériau de construction, sont des propriétés très importantes. Pour les décrire ou les tester on a recours aux essais de durabilité et de performance qui ont pour but d'évaluer les aptitudes du matériau stabilisé à résister à l'action de l'eau

VII.2. Conduite des essais

L'objectif principal est d'évaluer l'influence du :

- Ciment, sable, chaux et de leurs combinaisons sur la durabilité d'un matériau à base de matière première : l'argile.
- Filler, argile, chaux et leurs combinaisons sur la durabilité d'un matériau à base de matière première : sable.
- Du mode de compactage sur l'absorption.

Les essais réalisés : La durabilité d'un matériau est testée par des essais suivants:

- Test d'humidification - séchage ou cycle de mouillage séchage
- Essai de perte de poids
- Absorption par immersion et par capillarité

VII.2.1. Test d'humidification - séchage ou cycle de mouillage séchage

L'essai est réalisé sur deux matériaux servant de matière première : argile ou sable

Présentation de l'essai mouillage -séchage alterné (Ben torki, 1986) : Pour déterminer la tenue et le comportement des sols traités lorsqu'ils sont soumis à des alternances pluviométriques (saturation en eau en hiver, séchage en été) un essai type de durabilité (mouillage - séchage) a été réalisé sur des mélanges à base de l'argile dont le mode opératoire est le suivant :

On confectionne deux séries de 2 éprouvettes (I ,II) avec de différentes teneurs en ciment . Les échantillons conservés à l'air libre sont testés à l'âge de 28 jours

- Après le séchage jusqu'à poids constant dans une étuve, ils sont pesés (Pav)
- Ils sont immergés complètement dans l'eau, à la température de la pièce de travail, durant 5 heures.
- Passé ce délai, les éprouvettes sont retirées de l'eau puis séchées dans une étuve à la température de 105°C. Ce séchage dure 24 heures, délai au-delà duquel elles sont retirées de l'étuve puis brossées une à une. Ce brossage (18 à 20 coups de brosse sur toute la surface) est effectué à l'aide d'une brosse métallique et sert à évacuer tous les fragments de matériau affectés par les cycles de mouillage et de séchage. Les éprouvettes sont pesées (Pap).

Les normes et recommandations données par l'ONU vis-à-vis des pertes de poids admissibles sont :

- 5% pour tout climat où la pluviométrie annuelle supérieure à 500 mm.
- 10 % pour tout climat sec ; pluviométrie annuelle inférieure à 500 mm.

Houben (1995) considère que l'essai est trop dur et le dosage doit permettre une limitation des pertes de matières à 10 % qui est excellente performance.

Dans le but d'étudier la durabilité et la résistance à l'état humide du béton de terre stabilisée, les éprouvettes sont soumises à cinq cycles de mouillage – séchage. Pour former un cycle, elles doivent être immergées pendant 5 heures dans l'eau puis séchées à l'étuve pendant 24 heures sous une température de 105 °C. Au dernier cycle, elles seront soumises à l'essai d'écrasement juste après l'immersion (résistance après cinq cycles mouillage – séchage alterné : Rmsa). L'essai est réalisé sur deux matériaux servant de matière première : argile ou sable

VII.2.1.1. Test d'humidification - séchage sur l'argile (matière première)

L'essai nous permet de déterminer :

- La résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage- séchage en fonction de la teneur en ciment.
- Le coefficient de résistance à l'humidité.

VII.2.1.1.1. Résistance à l'écrasement après cinq cycles mouillage- séchage alternés (Rmsa) sur l'argile

Les observations faites au cours de cet essai montrent que les éprouvettes non traitées sont complètement détruites aux premiers cycles. Ce qui n'est pas le cas pour les autres éprouvettes stabilisées. Nous étudierons l'influence du ciment, des fillers, de la chaux et de leurs combinaisons sur la résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage –séchage alternés.

Les résultats des différents traitements sont représentés uniquement par des courbes, seul le traitement au ciment + filler + sable a fait l'objet d'une étude comparative en classant les résistances à l'écrasement mouillage- séchage dans l'ordre décroissant.

L'éprouvette subira un essai d'écrasement après 5 cycles de mouillage séchage et doit être bien centrée entre les plateaux de la presse. Comme pour l'essai de résistance à l'état séc. , on applique une charge de compression croissante sur l'éprouvette jusqu'à rupture de celle-ci. On notera alors la charge maximale « Fmsa » de rupture exprimée en (kN). La résistance à la compression après cinq cycles mouillage séchage alternés (Rmsa) est donnée par la relation :

$$Rmsa = Fmsa / S \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad (VII.1)$$

S : surface transversale de l'éprouvette [cm²].

Les résultats obtenus sont portés sur les tableaux VII.1.

VII.2.1.1.2. La résistance à l'action de l'humidité (Crh)

Le coefficient de résistance à l'humidité (Crh) est déterminé par le rapport de la résistance à l'écrasement après 5 cycles, mouillage séchage, sur la résistance à la compression à sec Rsec :

$$Crh = Rmsa / Rsec \quad (VII.2)$$

Crh : Coefficient de résistance à l'action de l'humidité.

Rmsa : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage -séchage alternés

Rsec : Résistance à l'écrasement à l'état sec

En reprenant dans le tableau VII.1 les résultats de la résistance à la compression simple à l'état sec Rsec, obtenus dans le chapitre V nous avons déduit le coefficient de résistance à l'humidité Crh.

VII.2.1.2. Test d'humidification - séchage sur du sable (matière première)

Les mêmes essais effectués sur l'argile sont répétés sur le sable comme matière première dans la composition du mortier de ciment. Les résultats obtenus sont représentés sur le tableau VII.2 pour le mortier de ciment. Pour le calcul du coefficient de résistance à l'humidité, les valeurs de la résistance à l'écrasement à sec Rsec à considérer sont celles utilisées dans le chapitre VI.

VII.2.2. Perte de poids

Deux types d'essais de perte de poids sont effectués sur l'argile :

- Essai de perte de poids après 5 cycles pour étudier la durabilité du matériau argile en fonction de la teneur et de la nature des différents stabilisants

- Essai de perte de poids après 12 cycles pour évaluer l'influence de la stabilisation physico-chimique sur le matériau argileux. Dans ce deuxième procédé de stabilisation, l'objectif visé est de comparer l'influence sur durabilité engendrée par le compactage statique et dynamique sur une argile stabilisée à différentes teneurs en ciment.

Principe : Les éprouvettes sont préalablement séchées, pesées après 28 jours et sont soumises à une série de 12 cycles mouillage -séchage alternés. Chaque cycle comprend :

- 5 heures d'immersion.
- 42 heures de séchage à l'étuve à 60 ° C, au bout desquelles les éprouvettes sont brossées à raison de 18 à 20 coups de brosse sur toutes les surfaces et ensuite elles sont pesées.

Si nous appelons : P_0 poids initial de l'éprouvette, exprimé en Kg, avant le premier cycle
Pn : poids sec de l'éprouvette au n^{ième} cycle

$\Delta P = P_0 - P_n$ perte de poids, exprimée en Kg, obtenue au n^{ième} cycle avec n inférieur ou égal à 12.

$100 \times \Delta P / P_0$: pourcentage de perte de poids obtenue au n^{ième} cycle

L'essai de perte de poids porte uniquement sur les échantillons fabriqués à base d'argile traitée au chapitre V. Il est réalisé sur le matériau argileux stabilisé suivant 2 procédés :

VII.2.2.1. Essai Perte de poids durant 5 cycles mouillage- séchage des échantillons stabilisés avec incorporation de stabilisants

Pour contrôler la performance de la durabilité obtenue sur les produits étudiés au chapitre V nous avons réalisé l'essai de perte de poids durant 5 cycles mouillage- séchage alternés des échantillons stabilisés avec incorporation de stabilisants. Les résultats de ces essais sont exprimés par la perte de poids des éprouvettes. Nous portons sur le tableau VII.3 les résultats de perte de poids en fonction de la teneur, de la nature des stabilisants et de leurs combinaisons. C'est à partir des valeurs portées sur ce tableau que les courbes de perte de poids ont été tracées.

VII.2.2.2. Perte de poids des échantillons à base d'argile stabilisée par le procédé physico-chimique

Afin d'étudier l'influence du mode de compactage sur une argile stabilisée au ciment nous avons réalisé l'essai de perte de poids décrit ci-dessus avec 2 modes de compactage statique et dynamique. Deux éprouvettes I et II sont préalablement séchées, pesées après 28 jours et sont soumises à une série de 12 cycles mouillage- séchage alternés comme décrit ci-dessus. La perte de poids obtenue sur les deux éprouvettes I et II, utilisées dans cet essai, est la moyenne de ces deux mesures.

Les résultats obtenus pendant cet essai de stabilisation physico-chimique avec incorporation de 5 et 10 % de ciment sont portés sur le tableau VII.4 pour le compactage statique et sur le VII.5 pour le compactage dynamique.

VII.2.3. - Absorption

Si de bons résultats en compression simple sont facilement obtenus à l'état sec, la résistance à l'action directe de l'eau et de l'humidité demeure toujours insuffisante. D'une façon générale, le matériau terre résiste mal à l'eau. Cette chute de résistance au contact de l'eau est un problème qui conditionne la durabilité de tout ouvrage en terre. L'objectif de ces essais est d'étudier le comportement des blocs sous l'action de l'eau.

Les essais envisagés pour l'étude de l'absorption sont l'influence de :

- La teneur en ciment
- Le mode de compactage

VII.2.3.1. Influence de la teneur en ciment sur l'absorption

VII.2.3.1.1. Absorption par immersion

L'essai portera sur la mesure du taux d'absorption d'eau par des échantillons confectionnés avec de différentes teneurs en ciment. Les éprouvettes utilisées sont cylindriques et sont compactées dans le moule Proctor normal et avec une teneur en eau de traitement de 12%. L'essai consiste à :

- Peser le bloc à l'état sec avant l'essai.
- Immerger le bloc entièrement dans l'eau durant 48 heures.
- Peser le bloc après immersion pour connaître la prise d'eau.

VII.2.3.1.2. Absorption par capillarité

Les paramètres retenues pour l'étude de l'absorption par capillarité sont l'influence du :

- Milieu de conservation.
- Mode de compactage.

a) Influence des conditions de conservation

Pour caractériser l'influence des conditions de conservation des éprouvettes sur l'absorption d'eau, il faut faire varier l'humidité de l'air ambiant. Pour cela, nous avons réalisé deux essais l'un est fait en hiver où l'humidité de l'air est élevée et l'autre en été où elle est faible. Il s'agit donc de l'absorption par capillarité en fonction de la teneur en ciment en un milieu où :

- l'humidité relative est faible ,
- l'humidité relative est élevée.

1) Absorption par capillarité en fonction de la teneur en ciment en un lieu où l'humidité relative est faible :

La méthode choisie est celle de GAUMONT décrite dans la norme NF 13305 où l'auteur n'a pas fait de pesée après 10 minutes mais a préféré suivre l'avancée de l'eau jusqu'à saturation (7 jours). Dans notre expérience c'est au bout de 48 heures que nous avons mesuré l'augmentation du poids des échantillons que l'on exprime en pourcentage du poids sec.

Principe de l'essai :

- Peser le bloc avant l'essai
- Immerger l'éprouvette suivant sa surface de base de façon à ce que celle-ci reste à 5 mm au dessous du niveau de l'eau
- Retirer le bloc de l'eau le peser pour connaître la prise d'eau.

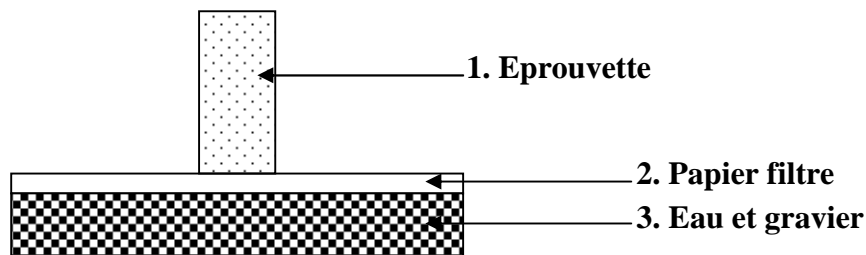


Figure VII.1 : Montée de l'eau par capillarité

Si nous appelons : Taux d'absorption % = $[(P_{ap} - P_{av})/P_{av}] \times 100$

P_{av} : Poids de l'échantillon avant l'essai

P_{ap} : Poids de l'échantillon après immersion.

2) Absorption par capillarité en un milieu où l'humidité relative est élevée en fonction de la teneur en ciment

L'essai que nous avons retenu est celui défini par la norme AFNOR ANFP 13301. Le principe est le suivant :

Les blocs sont placés sur un treillis, lui-même dans un bac contenant de l'eau. Le niveau d'eau est maintenu à 5 mm au dessus de la surface de l'éprouvette celle-ci est retirée au bout de 10 minutes et est pesée. Le coefficient d'absorption est donné par la formule :

$$C = \frac{M}{\rho S \sqrt{t}} \quad (\text{VII.3})$$

Où :

M : Masse d'eau en grammes absorbée par l'éprouvette depuis le début de l'immersion.

ρ : Masse volumique de l'eau = 1 g/cm^3

S : Surface d'éprouvette immergée (cm^2).

t : Temps en [mn] écoulé depuis le début de l'immersion fixé par les normes à 10mn.

Ces mesures sont faites au bout du 7^e jour de cure et cela correspond au premier cycle. Nous avons recommencé l'essai au bout du 14^e jour sur les mêmes éprouvettes (c'est le 2^e cycle).

b) Influence du mode de compactage

Pour étudier l'influence du mode de compactage sur l'absorption d'eau, nous avons fait une étude comparative du compactage dynamique avec le compactage statique. Le liant utilisé est le ciment car il est efficace et sa teneur varie de 0 à 10%.

Principe de l'essai d'absorption par capillarité en compactage statique et dynamique

Le compactage dynamique a été réalisé avec une énergie spécifique $E_u = 8,3 \text{ joules / cm}^3$ et dans le compactage statique, nous avons fixé la force de compression à 45 KN. La composition, la préparation du mélange du béton de terre stabilisée, la fabrication des éprouvettes et la durée de cure sont identiques à celles présentées dans le chapitre IV : la stabilisation par densification et au ciment, relatif au compactage dynamique et statique.

VII.3. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX OBTENUS

Tableau VII.1 : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage – séchage alternés (R_{msa}) et coefficient de résistance à l'eau ($Cr_h = R_{msa}/R_{sec}$) : sur argile (matière première)

Traitement	Filler	% liant		sable	Section cm^2	Force F_{cmsa} KN	Résistance à l'écrasement mouillage séchage R_{msa} (daN/cm ²)	Résistance à l'écrasement à sec R_{sec} (daN/cm ²)	Coefficient de résistance à l'humidité Cr_h	
		chaux	Ciment							
1-Ciment seul (fig. [VII.2, VII.9])	/	/	5	/	81,71	7	8,6	137	0,06	
			10			75	91,8	144	0,63	
			15			112	137	154	0,88	
2-Ciment + Chaux (fig. [VII.3, VII.10])	/	0	5	/	81,71	/	8.6	137	0.06	
						2	46	56.3	149.3	0.37
						5	79	96.7	140.7	0.68
		0	10			/	91.8	144	0.63	
						2	117	143.2	160.32	0.89
						5	150	183.57	137	1.33
		0	15			/	137	154	0.88	
						2	206	252.1	171	1.47
						5	79	221	164	1.34
3- Ciment + Fillers (fig. [VII.4, VII.11])	/	/	5	/	81,71	12	14.7	98	0.15	
						5	13	16	91	0.17
						10	20	24.5	67	0.36
		/	10			2	76	93	132	0.7
						5	70	88.6	129	0.68
						10	89	109	128	0.85
		/	15			2	107	131	155	0.84
						5	121	148	132	1.12
						10	119	145.6	131	1.11
4-Ciment + Sable (fig. [VII.5, VII.12])	/	/	5	/	81,71	20	27	33	75	0.44
						30	39	47.7	70	0.68
						50	44	54	77	0.70
			10			20	73	89.3	122	0.73
						30	95	116.3	93	1.25
						50	144	167	102	1.63
			15			20	108	132	152	0.86
						30	183	224	148	1.5
						50	191	233.7	181	1.29

Suite du tableau [VII.1]

Traitement	Sable	% liant		filler	Section cm ²	Force Fcmsa (KN)	Résistance à l'écrasement mouillage séchage Rmsa (daN/cm ²)	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN/cm ²)	Coefficient de résistance à l'humidité Crh
		Chaux	Ciment						
5-Ciment + Sable + Chaux (fig. [VII.6, VII.13])	20	2	5	/	81,71	64	78.32	120	0.65
			10			183	224	143.12	1.56
			15			137	167.6	206.83	0.81
		5	5			100	122.4	159	0.77
			10			177	216.6	181.13	1.19
			15			240	293.7	195.81	1.5
	30	2	5	/		80	98	107.7	0.91
			10			232	284	160.32	1.77
			15			244	298.6	235	1.27
		5	5			120	146.8	128.5	1.39
			10			214	262	194.6	1.34
			15			250	305.95	186	1.64
6-Ciment + Fillers + Sable (fig. VII.7, VII.14))	20	/	10	2	81,71	85	104	120	0,86
				5		73	89,3	87	1,02
				30		2	110	134,6	142
	5					90	110,15	74,6	1,47
	20					213	206,7	150,3	1,37
	30			15		5	117	180	128,5
			2			218	266,8	171,3	1,55
			5	2		177	216	153	1,41
				5					

VII.3.1. Test d'humidification – séchage sur argile (matière première)

VII.3.1.1. Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés (Rmsa)

VII.3.1.1.1. Traitement ciment seul

Selon les résultats obtenus à la figure VII.2, on constate que la résistance à l'écrasement après 5 cycles, mouillage – séchage, alternés croît en fonction de la teneur en ciment.

- Un apport de 10 % de ciment augmente la résistance de : $(91,8 - 8,6) / 8,6 = 9,67 \approx 10$, soit 10 fois la résistance du matériau stabilisé à 5% de ciment.

- Avec un traitement de 15 % de ciment, l'augmentation de la résistance est : $(137 - 91,8) / 91,8 = 49,23\%$, soit une amélioration de 49 % par rapport au matériau stabilisé à 10 % de ciment.

- Si on retient les 40 bars imposés par les normes pour les constructions horizontales R0 ou R+2 l'apport de 10% de ciment assure un coefficient de sécurité $137 / 40 = 3,42$ valeur satisfaisante.

On en déduit que pour de faibles teneurs en ciment inférieures à 10%, l'apport de résistance engendré par le ciment est considérable (10 fois). Mais à partir de 10%, la résistance apportée par le ciment est moins importante (49%). Les pentes des 2 branches [AB] et [BC] de la courbe (Fig. VII.2) sont décroissantes. Dans la première branche, la pente est très élevée, ce qui signifie que dans cet intervalle, la résistance est très sensible à la teneur en ciment, une petite variation de la teneur en ciment engendre une variation importante de la résistance. Mais à partir de 10% de ciment, la pente diminue, le gain de résistance devient faible quand la teneur en ciment augmente.

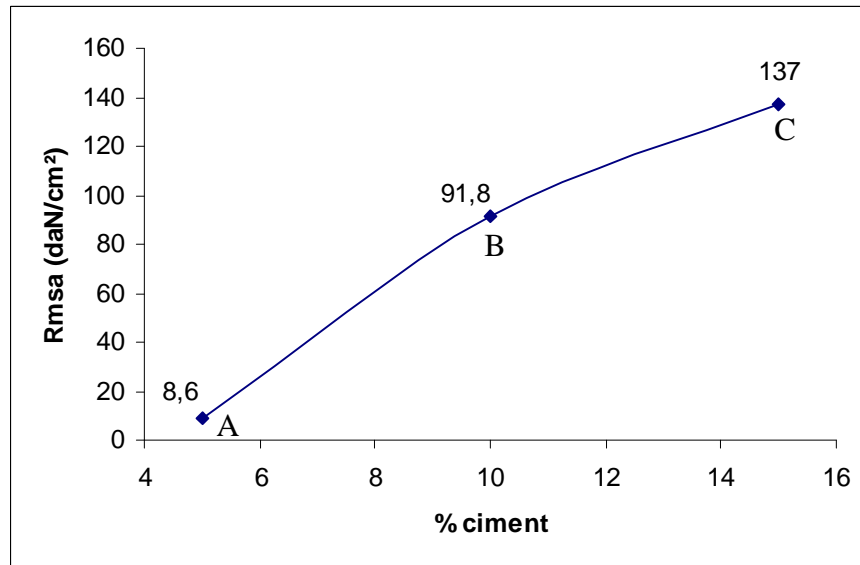


Figure VII.2 : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage – séchage alternés - % ciment
Stabilisation : ciment seul

VII.3.1. 1.2. Traitement ciment + chaux

Pour mettre en évidence l'influence du ciment, nous avons tracé la variation de la résistance Rmsa en fonction de la teneur en chaux figure VII.3a et pour mieux comprendre l'influence de la chaux sur la résistance, il suffit de tracer la résistance Rmsa en fonction de la teneur en ciment figure VII.3b

Influence du ciment sur la résistance dans le traitement ciment + chaux : Sur la figure VII.3a, Il est clair que plus la teneur en ciment augmente, plus la résistance est élevée. Ajouter une teneur en ciment, c'est translater la courbe vers le haut.

Influence de la chaux : Sur la figure VII.3b, la courbe X0 représente le traitement au ciment seul. On constate que les courbes à 2 et 5% de chaux se situent toutes au dessus de la courbe de traitement au ciment seul. Donc le traitement mixte ciment +chaux améliore la résistance à l'écrasement après mouillage séchage alternés.

Dans ce cas de traitement ciment + chaux les 2 courbes X2 et X5 se coupent un même point (A), de teneur en ciment de l'ordre de 13% sur la figure VII.3b, et donnent la même résistance Rmsa. On en déduit que la teneur en chaux efficace dépend de la teneur en ciment.

- **Pour des teneurs inférieures à 13% de ciment :** la meilleure teneur de chaux à incorporer est de 5%. Au delà de 13% de ciment, 2% de chaux donne de meilleurs résultats.

- **A 10% de ciment +5% de chaux** : le gain de résistance est de : $(183,57 - 91,8) / 91,8 \approx 100\%$ soit le double de la résistance obtenue au traitement ciment seul.
- **A 15% de ciment + 2% de chaux** : le gain de résistance est de $(252,1-137)/137 = 84\%$.

Un apport de 2% de chaux combinée à une teneur en ciment de 15% augmente de 84% la résistance au traitement ciment seul. La performance du matériau est atteinte pour 15% de ciment et 2% de chaux (252,1 daN/cm²). Il est intéressant de retenir que l'ajout de faibles teneurs en chaux (2 et 5 %) améliore de 84% et peut même atteindre le double de la résistance. du traitement au ciment seul.

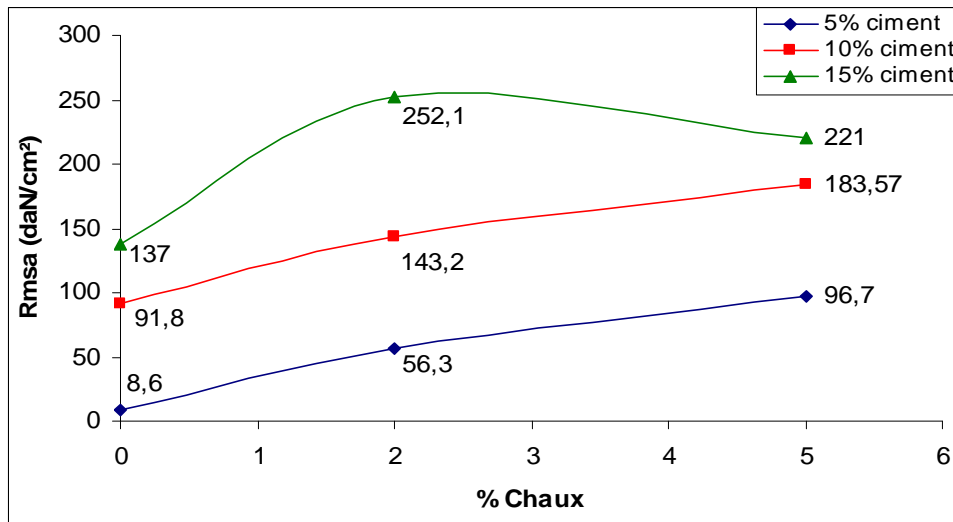


Figure VII.3a : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés Rmsa - % chaux
Stabilisation : ciment

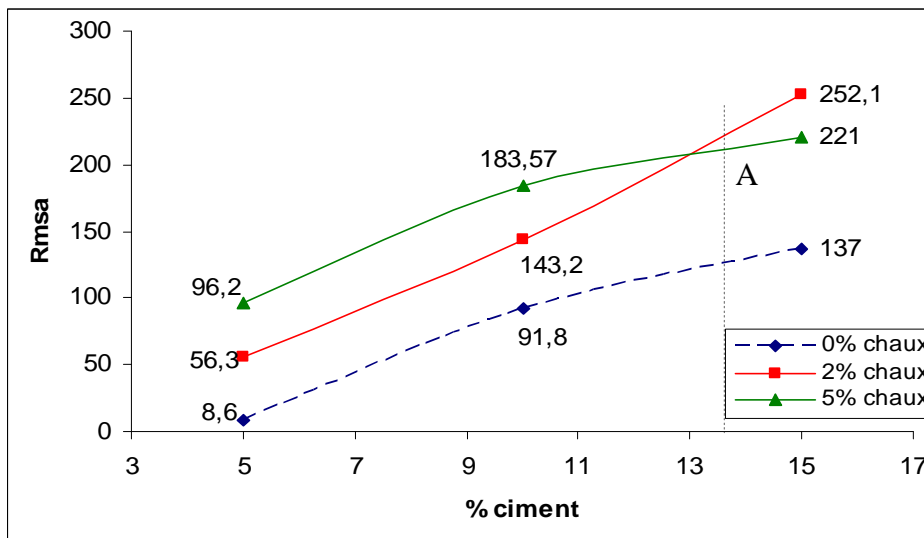


Figure VII.3b : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage – séchage alternés Rmsa - % ciment
Stabilisation chaux

VII.3.1.1.3. *Traitement ciment + filler*

La courbe F0 représentée sur la figure VII.4b désigne le traitement au ciment seul. L'apport de 10% de fillers améliore nettement la résistance. Nous observons la translation de la courbe vers le haut. Il est fort probable que ceci soit dû à l'amélioration de la densité du matériau.

Un rôle important de ces fines est la diminution des vides en s'intégrant entre les autres particules et contribuer à améliorer la compacité du matériau traité.

Nous évaluons le gain de résistance, par comparaison au traitement ciment seul, pour une teneur en ciment fixée à :

- 15% de ciment et 10% de fillers : $(145,6 - 137) / 137 = 6,2 \%$
- 10% de ciment et 10% de fillers: $(109 - 91,8) / 91,8 = 18,7 \%$ % le gain est conséquent à de faibles teneurs en ciment.
- 15% de ciment et 2% de fillers : $(131 - 137) / 137 = - 4,8 \%$

L'apport de 2% de fillers donne des résistances un peu faibles par rapport au ciment seul.

On peut en conclure que l'incorporation des fillers est intéressante à une teneur en fillers de 10% puisque quelque soit la teneur en ciment, nous avons un gain de résistance. Mais l'apport de 2 et 5 % de fillers apportent une très faible amélioration et peut même chuter la résistance ; elles ne sont donc pas à prendre en considération.

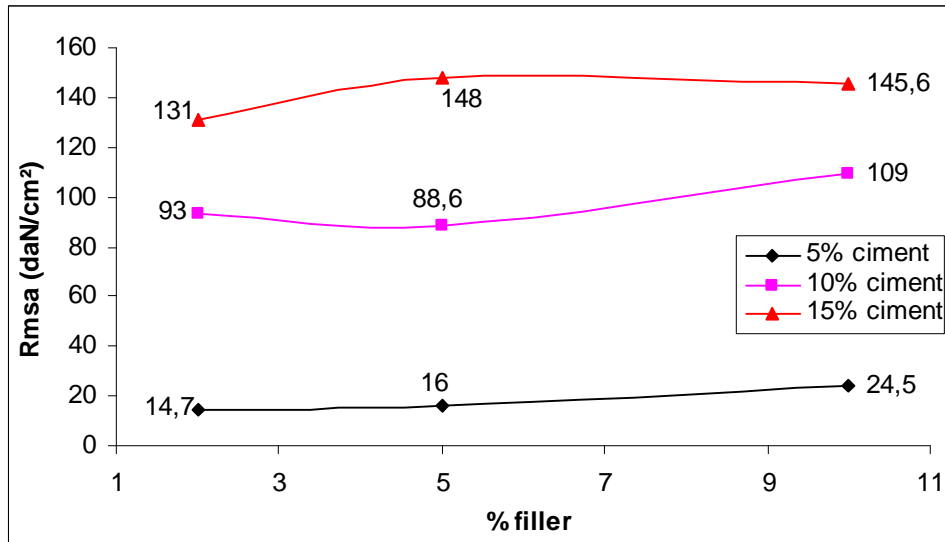


Figure VII.4a : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage – séchage alternés – % fillers (Stabilisation : ciment)

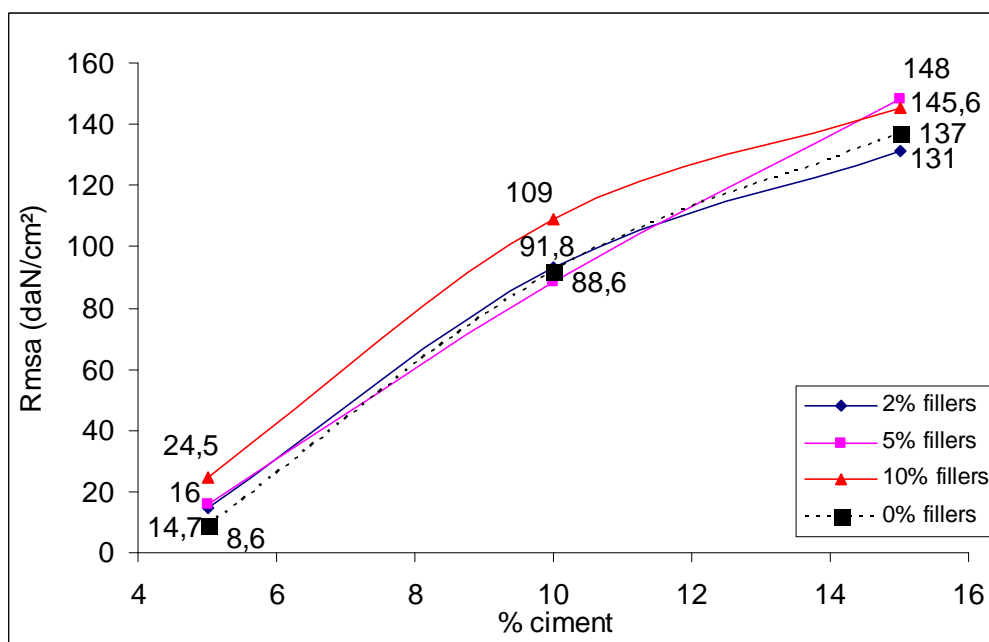


Fig. [VII.4B] : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage-séchage alternés - % ciment Stabilisation fillers

VII.3.1.1. 4. Traitement : ciment + sable :

L'apport du ciment a un effet extrêmement bénéfique sur la résistance car plus la teneur en ciment est élevée plus la résistance Rmsa augmente. Les meilleurs résultats sont obtenus avec 15 % de ciment et 50 % de sable (233,7 daN/cm², Fig. VII.5a). L'analyse de la figure VII.5b montre l'influence de l'ajout du sable sur la résistance Rmsa d'une argile stabilisée au ciment + sable. Pour une teneur en ciment fixe, la résistance évolue en fonction de la teneur en sable. Vu l'importance du traitement ciment + sable sur un sol argileux, nous avons exposé dans le tableau VII.2 les gains, les pertes et les performances par rapport au ciment seul. Les éléments d'analyse (% sable, résistances) sont tirés de la figure VII.5b. Le tableau VII.2 montre le gain obtenu par l'ajout de sable pour une argile stabilisée à 5, 10, et 15 % de ciment.

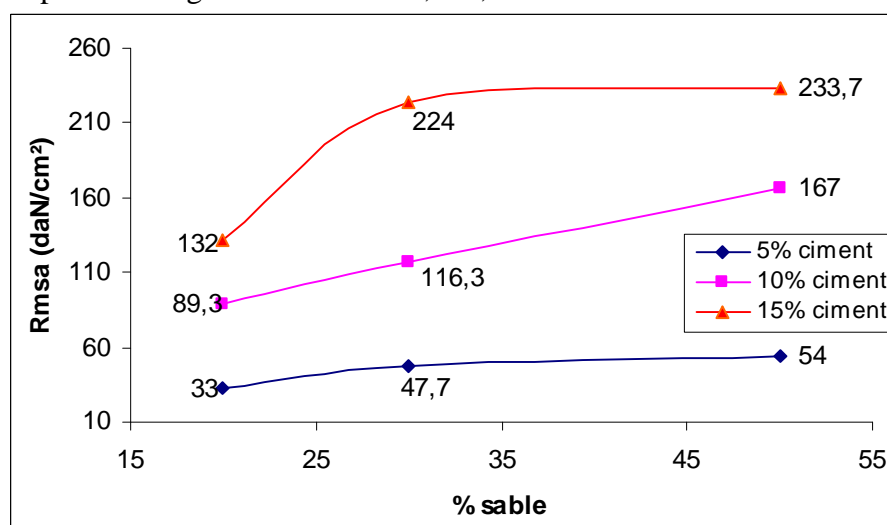


Figure VII.5a: Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés - % sable.

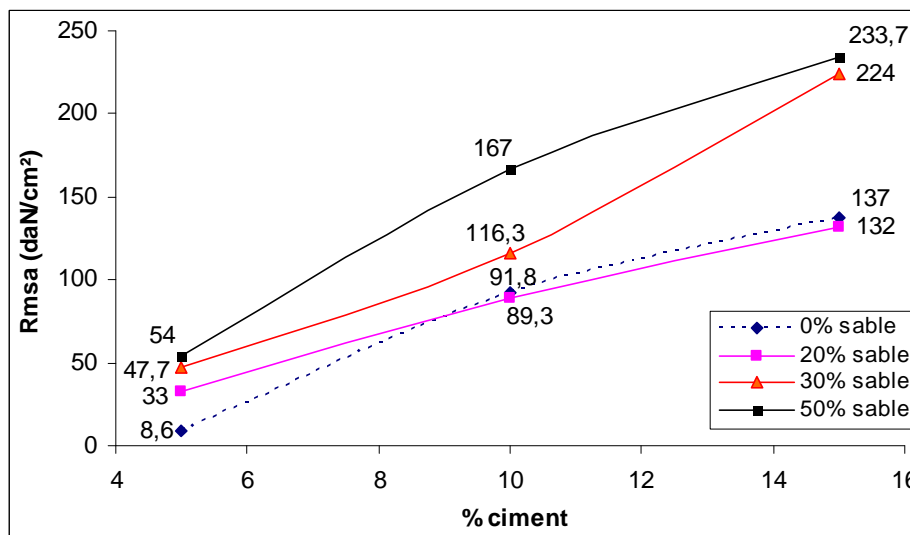


Figure VII.5b : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage-séchage alternés Rmsa - % sable

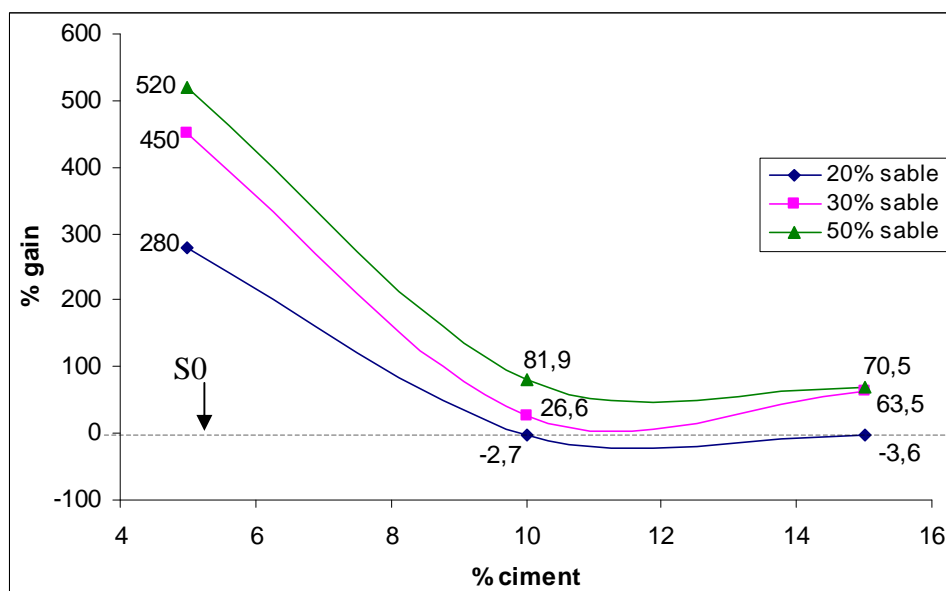


Figure VII.5c : % gain obtenu par ajout de sable (0, 20, 30 et 50% au sol ciment - % ciment

Les courbes des figures VII.5c et VII.5d sont tracées à partir des résultats portés sur ce tableau VII.2. La première montre que le gain de résistance est très important pour de faibles teneurs en ciment (5%). On s'aperçoit que si le taux de ciment doit être maintenu à 5% pour une application particulière de la stabilisation, l'incorporation de sable est d'une extrême utilité car avec un apport de 20% de sable la résistance au ciment seul est multipliée par 2,8 et avec 50% de sable elle est 5,2 fois plus grande. Les meilleurs taux de gain sont donnés par la teneur en ciment de 5% ; par contre pour 10 et 15% de ciment les résistances sont assez proches les unes des autres et les courbes C10 et C15 sont presque confondues comme le montre la figure VII.5d.

Tableau VII.2 : % Gain obtenu, par l'ajout de sable, par rapport au ciment seul pour une teneur en ciment fixée à 5, 10 et 15%

% ciment fixée à :	% sable	Expression du gain par rapport au ciment seul	% Gain	Observations	performance
5	20	$(33-8.6) / 8.6 =$	280	2,8 fois la résistance au ciment seul	54 daN/ cm ² Faible
	30	$(47.7-8.6) / 8.6 =$	450	4,5 fois	
	50	$(54-8.6) / 8.6 =$	520	5,2 fois la résistance au ciment seul	
10	20	$(89.3-91.8) / 91.8 =$	-2.7	Faible Perte de résistance	167
	30	$(116.3-91.8) / 91.8 =$	26.6	Gain de résistance	
	50	$(167-91.8) / 91.8 =$	81.9	Augmentation très Importante	
15	20	$(132-137) / 137 =$	-3.6	Chute de résistance	237.7
	30	$(224-137) / 137 =$	63.5	Gain	
	50	$(233.7-137) / 137 =$	70.5	Gain très conséquent	

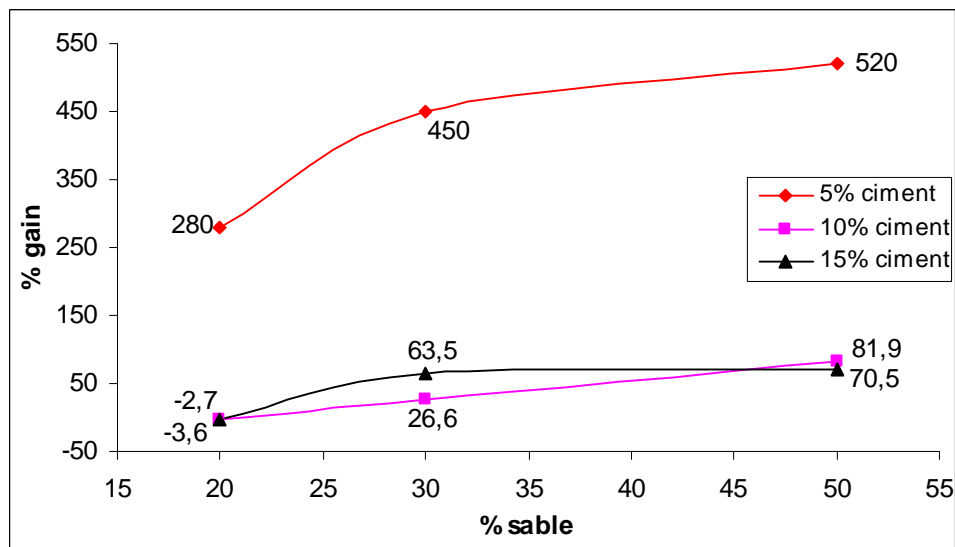


Figure VII.5d: % gain obtenu par ajout de sable au sol ciment - % sable

VII.3.1.1.5. Traitement ciment + chaux + sable

Pour les cas de traitement au ciment + sable + chaux et ciment + fillers + sable, la discussion des résultats est faite suivant l'analyse des courbes et de la chaîne de traitement.

VII.3.1.1.5.1. Analyse des résultats obtenus au traitement ciment +chaux + sable suivant les courbes

Pour comparer les différents traitements il est nécessaire de fixer les divers paramètres et de faire varier un seul pour évaluer son influence sur la résistance. Dans le souci de plus de clarté nous avons représenté sur la figure VII.6a deux (2) courbes S20X2, S20X5 et sur la figure VII.6b les courbes S30X2, S30X5.

Effet d'ajout de chaux sur la résistance Rmsa

a) Courbes S20X2 et S20 X5

Les 2 courbes correspondent au matériau argileux stabilisé avec un apport de 20 % de sable. La résistance obtenue avec l'apport de 2 % de chaux est fonction de la teneur en ciment en témoignent les 2 points d'intersection (A, B) de ces 2 courbes. L'apport de 2 % de chaux semble donner des résultats intéressants pour des teneurs en ciment comprises uniquement entre 8 et 11% environ. A l'extérieur de cet intervalle, de la teneur en ciment, la résistance est plus faible que celle obtenue avec un apport de 5% de chaux. Avec 5% de chaux, la résistance varie linéairement avec la teneur en ciment. Il en résulte un gain considérable de résistance surtout au-delà de 11% de ciment. Néanmoins dans l'intervalle de 8 à 11% de ciment on constate que le traitement à 5% de chaux engendre une perte de résistance de : $(216,6 - 224) / 216,6 = 3\%$ ce qui est très faible ; on peut conclure que le traitement à 20% de sable peut produire de très bons résultats avec une teneur en chaux de 5% .

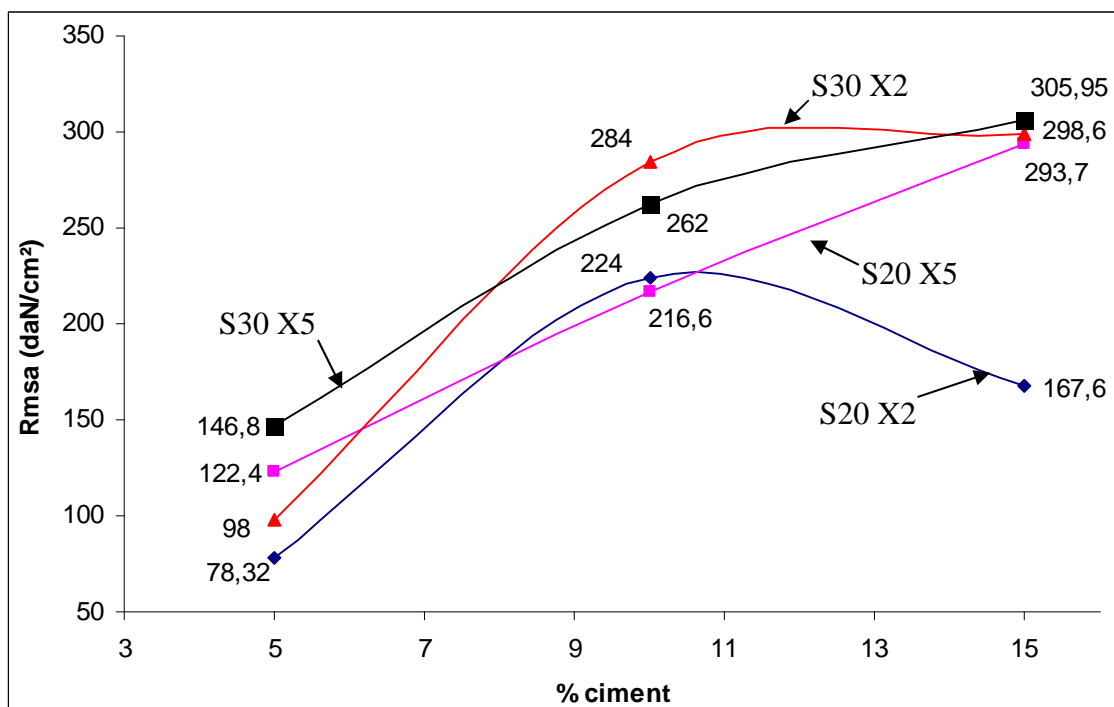


Figure VII.6 : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés Rmsa - % ciment
Stabilisation : Chaux + 20% sable

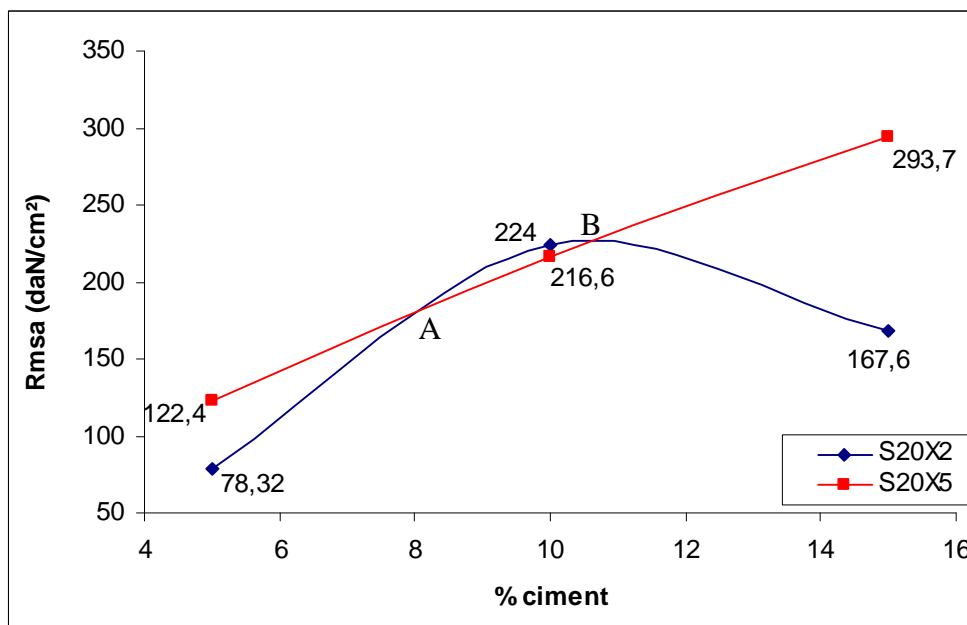


Figure VII.6a : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage-séchage alternés Rmsa -% ciment
Stabilisation : chaux + 20% sable

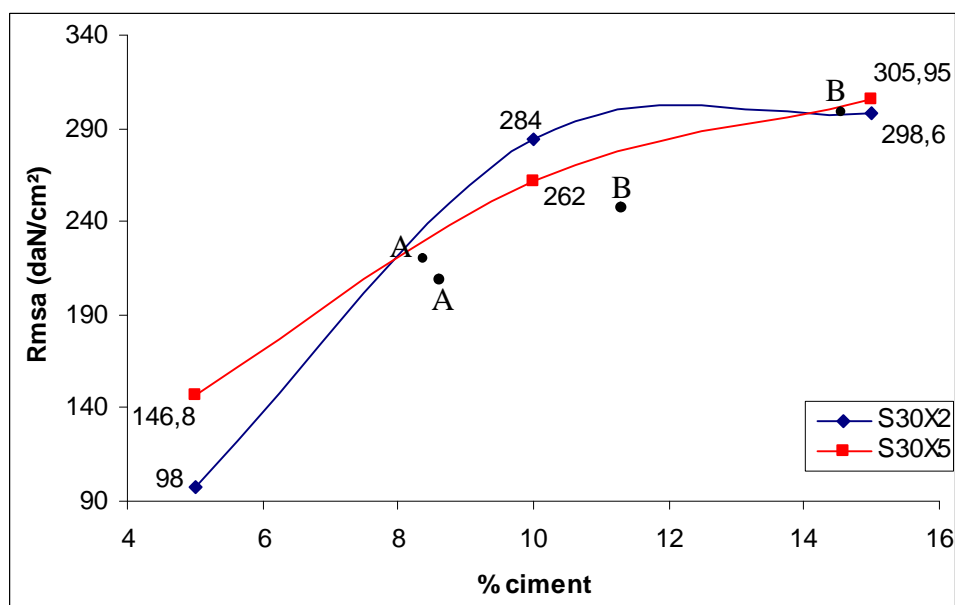


Figure VII.6b: Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage –
séchage alterné - % ciment Stabilisation : chaux + 30% sable

b) Courbes S30X2 et S30X5

Quand nous portons la teneur en sable à 30 % nous retrouvons une situation similaire à la précédente figure VII.6b. Cette fois-ci, l'intervalle d'influence de X2 sur la résistance est un peu plus large, le taux de 2% peut être intéressant pour une teneur en ciment comprise entre 8 et 14 %. La stabilisation avec incorporation de 5% de chaux améliore considérablement la résistance après 5 cycles mouillage – séchage alternés. La performance est atteinte avec 15% de ciment +30% de sable +5% de chaux (305,95 daN/cm²).

VII.3.1.1.5.2. Analyse de résultats de la chaîne de traitement : ciment + sable + chaux :

Tous les résultats, y compris les détails gains (+) et pertes (-) obtenus sur la stabilisation au ciment + sable + chaux sont représentés sur la figure VII.6c.

Le rond en fond bleu indique qu'après le test 5 cycles mouillage – séchage alternés, la résistance n'a pas atteint les 40 daN/cm² fixés par les normes. Pour mettre en évidence les résistances après mouillage séchage inférieures à 40 daN/cm² nous les avons coloriées en bleu.

Les petits carrés en gris repèrent les coefficients de résistance à l'humidité inférieurs à 1.

Par définition $Crh = Rmsa / Rsec$

$Crh = 1$: veut dire que la résistance après 5 cycles n'est pas altérée par les différents cycles mouillage – séchage alternés, la résistance $Rmsa$ est égale à la résistance à l'état sec et l'échantillon est intact.

$Crh < 1$: le matériau est sensible à l'humidité et au retrait - gonflement que subit le matériau et qui influent défavorablement sur la résistance.

$Crh > 1$: cela veut dire que l'effet de mouillage- séchage est bénéfique pour le matériau. Ceci s'explique par l'hydratation : suffisante du ciment ou /et de chaux.

La température joue un rôle très important dans l'augmentation de la cinétique des réactions chimiques qui ont lieu dans le matériau et ce dernier continue de gagner en résistance tant qu'une humidité suffisante est disponible pour permettre au processus d'hydratation de se faire.

La première flèche indique la résistance $Rmsa$ après 5 cycles mouillage-séchage alternés obtenue au traitement ciment seul et la deuxième désigne celle obtenue au traitement : ciment + sable.

La troisième flèche correspond au traitement : ciment + sable + chaux. Toutes les résistances $Rmsa$ sont suivies du coefficient de résistance à l'humidité.

La première case % de gain (+) ou de perte (-) : est évaluée pour le traitement ciment + sable par rapport au ciment seul.

Dans la deuxième case le % de gain est calculé pour le traitement : ciment + sable + chaux par rapport au ciment + sable.

Dans notre analyse on se référera au $Crh = 1$ pour exprimer que l'échantillon a conservé intégralement sa résistance après l'épreuve.

a) Traitement au ciment seul

Le matériau brut stabilisé à 5,10 et 15% de ciment fait l'objet du traitement au ciment seul. Nous constatons que les résistances se rangent dans l'ordre croissant des teneurs en ciment. Le meilleur résultat obtenu pour la $Rmsa$ est de 137 daN/cm² avec une teneur de 15 %.

b) Traitement ciment + sable

Lorsque le matériau brut est stabilisé par le ciment et le sable, il s'agit du traitement ciment + sable. Nous constatons que les résistances se rangent dans l'ordre croissant des teneurs en sable.

Le traitement à 5 % de ciment + (20,30 ou 50 %) de sable donne des résultats très remarquables, le gain de résistance est de :

283,7 %	pour	20 % de sable	c'est-à-dire 2,8 fois la résistance au ciment seul.
454,46 %	pour	30 % de sable	= 4,5 fois
527 %	pour	50 % de sable	= 5,27 fois

Dans le cas de stabilisation à des teneurs de 10, 15 % de ciment et 20% de sable nous remarquons une chute de résistance de (- 4,8) et (-3,8%) respectivement sur la figure VII.6c.

c) Traitement au ciment + sable + chaux

Quand le matériau argileux est stabilisé avec incorporation de ciment, sable et chaux c'est le traitement au ciment + sable + chaux.

Les résultats obtenus sont extrêmement satisfaisants dépassant, dans les 3/4 des combinaisons étudiées (9 cas sur 12), des gains de 100% et voire même 200%.

Nous constatons que les résistances se rangent dans l'ordre croissant des teneurs en chaux pour une stabilisation de 5 et 15 % de ciment mais dans l'ordre décroissant pour la stabilisation à 10 % de ciment. Nous retrouvons les résultats du (3.1.1.5.1).

Nous constatons que la figure VII.6c résume la stabilisation au ciment seul, au ciment sable et au ciment + sable + chaux et présente l'ensemble des résultats obtenus et fait apparaître clairement les principales conclusions donc on peut la considérer comme étant une conclusion – résumé.

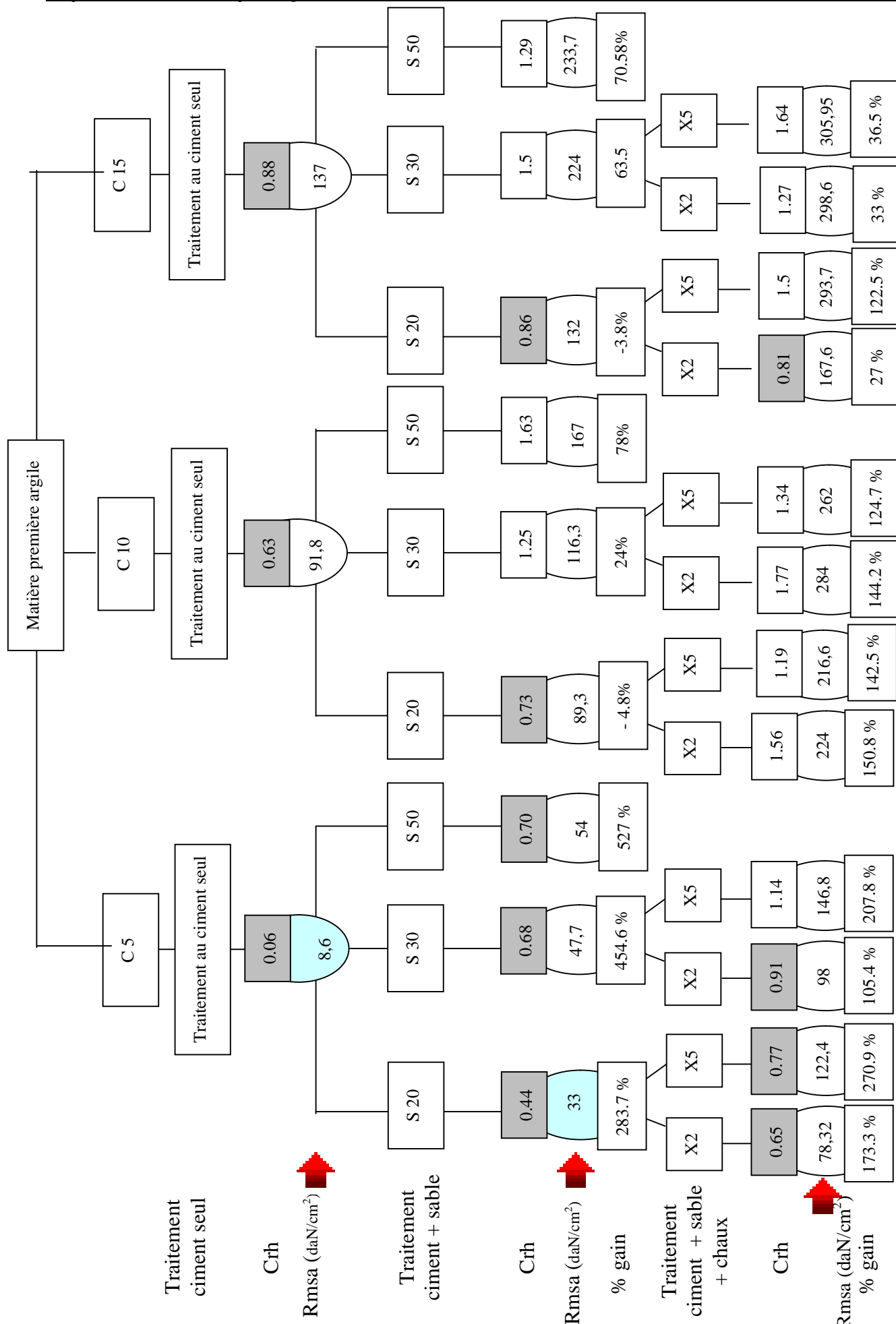


Figure VII.6c : Chaîne de traitement ciment + sable + chaux (conclusion – résumé)

VII.3.1.1.6. Traitement au ciment + fillers + sable

L'analyse des résultats du traitement ciment + fillers + sable est faite suivant :

- * Des histogrammes
- * Chaîne de traitement

VII.3.1.1.6.1. Histogrammes

* **Influence des fillers sur la résistance Rmsa, après 5 cycles mouillage – séchage alternés, d'un matériau traité au ciment + filler + sable :**

Le classement effectué, sur la figure VII.7, suivant l'ordre décroissant de la résistance Rmsa range les éprouvettes suivant 2 teneurs en ciment.

- Les teneurs de 10% sont à droite donc de faibles résistances de 134,6 à 89,3 daN/cm²
- Les teneurs de 15 % sont à gauche, du côté de fortes résistances de 266,8 à 180 daN/cm²

Dans les classes de fortes et de faibles résistances les teneurs en sable (30%) occupent le premier rang ensuite la teneur de 20 % sable vient en 2^{ème} position. A teneurs égales en ciment et en sable la teneur de 2 % de fillers indique la meilleure résistance. Nous retrouvons là aussi les observations relatives précédemment en disant que :

- Plus la teneur en ciment croît plus la résistance est élevée
- Plus le % de sable croît plus la résistance est élevée
- Plus la teneur en filler diminue plus la résistance est élevée

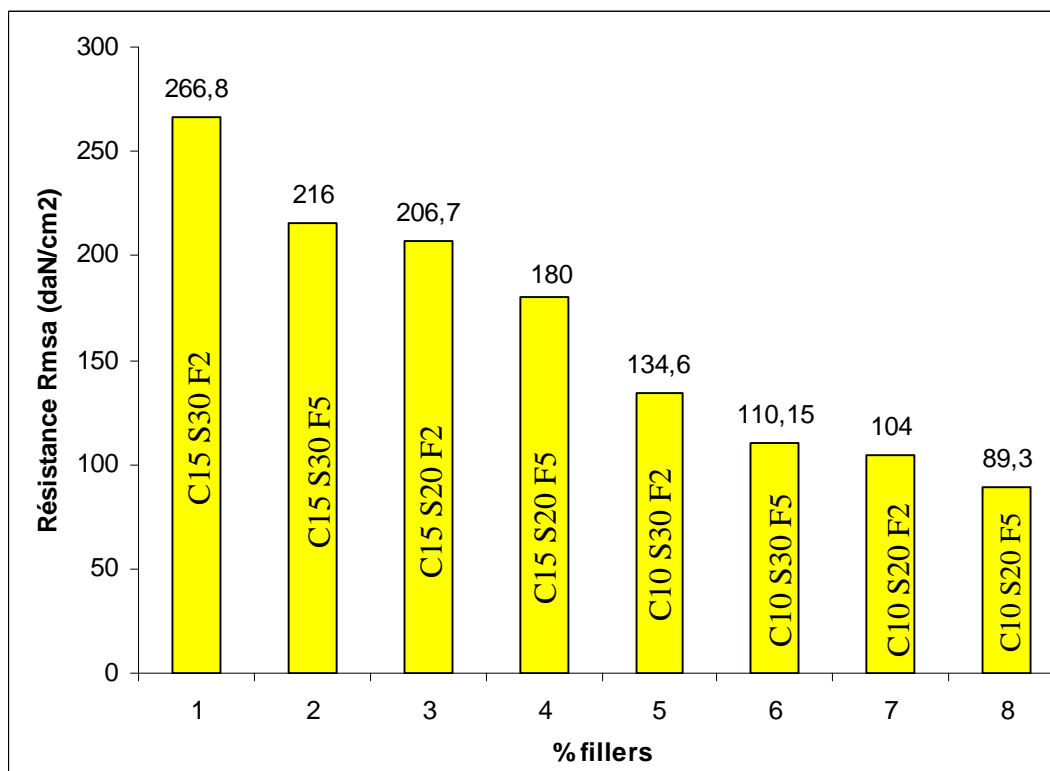


Figure VII.7 : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés - % filler stabilisation : ciment + sable

VII.3.1.1.6.2. Chaîne de traitement : ciment + fillers + sable

a) Traitement au ciment + fillers

L'influence des fillers, sur la résistance R_{msa} , dépend de la teneur en ciment incorporée dans le matériau traité.

Avec :

* **5% de ciment** : La résistance augmente en fonction de la teneur en fillers (figure VII.8). Quand ce taux est élevé (10%) elle atteint 24,5 daN / cm² et reste quand même inférieure à la valeur imposée par les normes, soit 40 daN/cm². Le gain obtenu par l'ajout de 10% de filler au sol ciment est de 184,6 % mais la résistance demeure très faible.

* **10% de ciment** : Les résistances fluctuent par rapport à celles obtenues par le traitement au ciment seul. La teneur de 10% de filler est une valeur remarquable ; elle permet un gain de résistance quelque soient les teneurs en ciment.

15 % de ciment : Même à forte teneur en ciment le gain obtenu avec l'apport des fillers est inférieur 10%

b) Traitement ciment + filler + sable

- **Influence du sable** : Incorporé à de forte teneur (30%), le sable est bénéfique pour l'amélioration de la résistance, le gain atteint 103% par rapport au ciment+filler. L'incorporation du sable donne de très bons résultats. On peut conclure que :

- Le traitement au ciment + filler n'apporte aucune amélioration par rapport au ciment seul quand les teneurs en ciment sont élevées.
- Les résistances obtenues au ciment + filler sont faibles par rapport au ciment + sable
- Les résultats obtenus au ciment + sable + chaux sont meilleurs que ceux obtenus au ciment + filler + sable.
- La chaîne de traitement ainsi décrite est une conclusion – résumé.

VII.3.1.2. Résistance à l'action de l'humidité

Afin d'évaluer la performance du matériau traité, nous avons déduit, des essais à l'écrasement à sec (R_{sec}) et après 5 cycles mouillage -séchage alternés, le coefficient de résistance à l'action de l'humidité (Crh) qui est donné par la relation $Crh = R_{msa} / R_{sec}$.

L'objectif de l'essai est de rechercher le stabilisant ou la combinaison de stabilisants à incorporer pour obtenir une meilleure amélioration de la durabilité.

Les courbes sont tracées à partir des valeurs données par les tableaux VII.1.

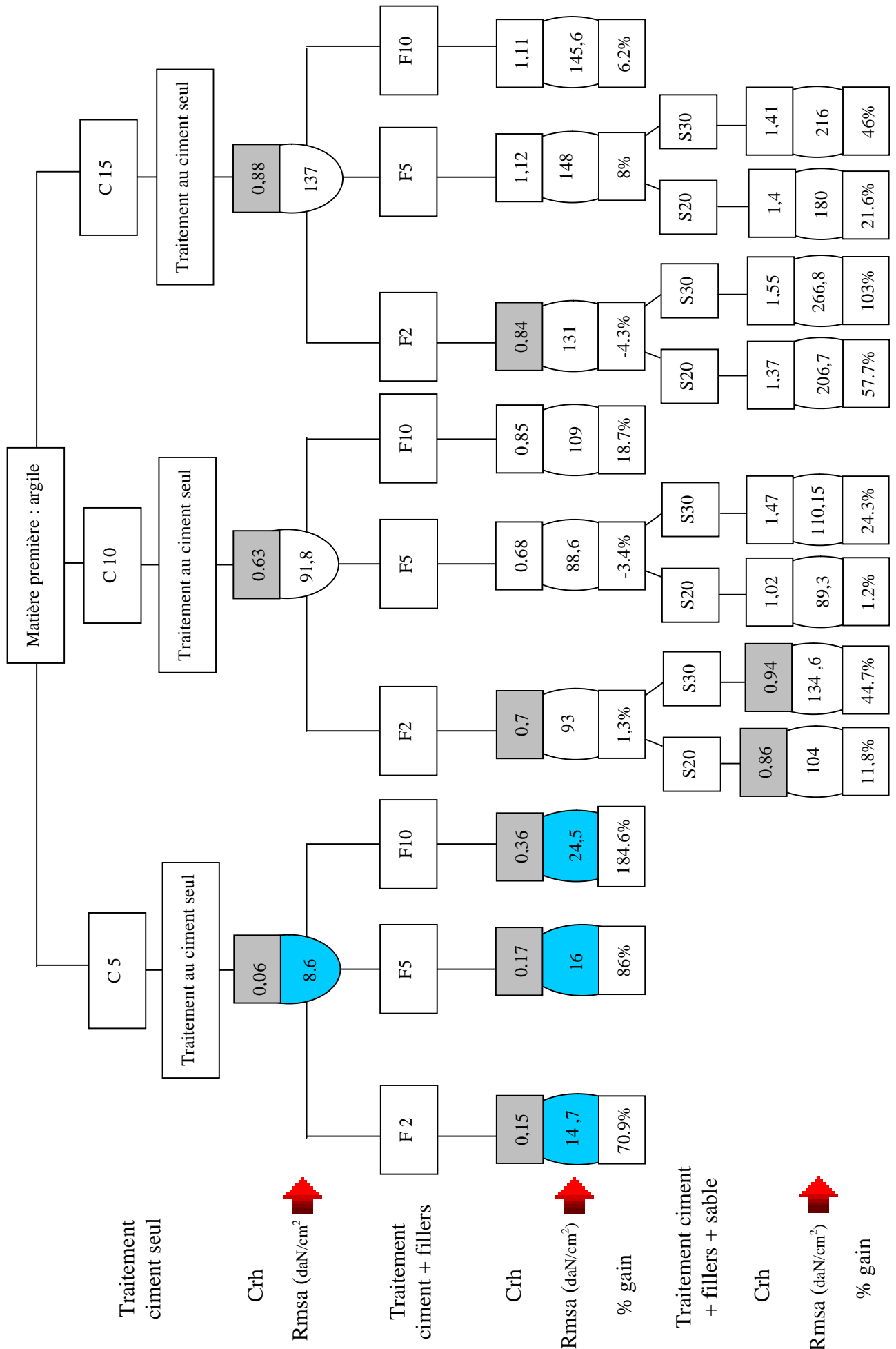


Figure VII.8: Chaîne de traitement ciment +filler+ sable (conclusion – résumé)

VII.3.1.2.1. Traitement au ciment seul - son action sur la résistance à l'humidité

La résistance à l'humidité augmente avec la teneur en ciment. Sur la figure VII.9, un apport de 15 % de ciment permet au matériau de conserver 88% de sa résistance à sec donc le ciment améliore nettement la résistance à l'action de l'humidité.

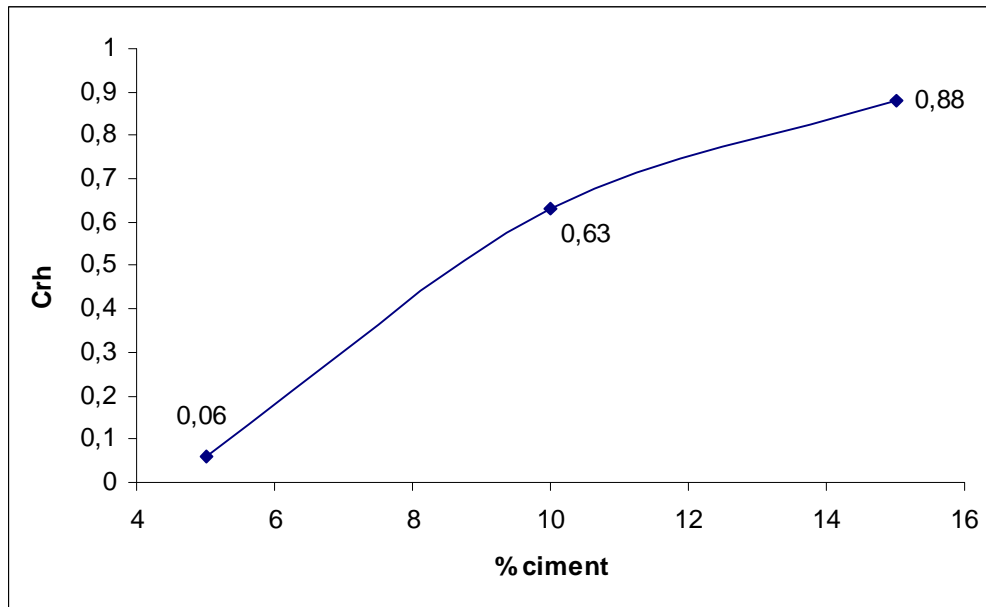


Figure VII.9 : Coefficient de résistance à l'humidité Crh de l'argile traité au ciment
Stabilisation : ciment seul.

VII.3.1.2.2. Traitement mixte (ciment+chaux) sur le coefficient de résistance à l'humidité

Aussi bien à l'essai d'immersion totale de 24 heures (15% ciment + 2% chaux, Kram = 0,529 voir chapitre V) qu'à l'essai mouillage - séchage alternés, le traitement mixte donne des résultats très intéressants (2% de chaux + 15% ciment Crh = 1,47). Le coefficient de résistance à l'humidité est supérieur à 1. Cela veut dire que le matériau traité a conservé intégralement sa résistance à l'état sec et a acquis un gain de 47 % de cette résistance.

La figure VII.10a illustre bien l'intérêt de l'incorporation du ciment dans le sol et montre les courbes décalées vers le haut en fonction de leur teneur en ciment. La combinaison de 2% chaux et de 15% de ciment est l'optimum de la résistance à l'action de l'humidité (1,47)

Influence de la chaux : X0 est la courbe, représentée à la figure VII.10b, du sol argileux stabilisé au ciment seul. Dans le traitement mixte, les plus petites valeurs du coefficient de résistance à l'eau correspondent au traitement au ciment seul où il n'y a pas d'incorporation de chaux. Toute autre teneur en chaux combinée au ciment apporte une amélioration substantielle. L'incorporation de 2 et 5 % de chaux translate la courbe vers le haut et entraînent des résultats très satisfaisants. L'intersection de la courbe de 2 et 5 % de chaux nous incite à penser qu'il existe une valeur optimale de chaux à incorporer et que cette valeur dépend de la teneur en ciment. Jusqu'à 14% de teneur en ciment la valeur optimale en chaux est de 5 %, au-delà le taux de 2% donne d'excellents résultats (1,47).

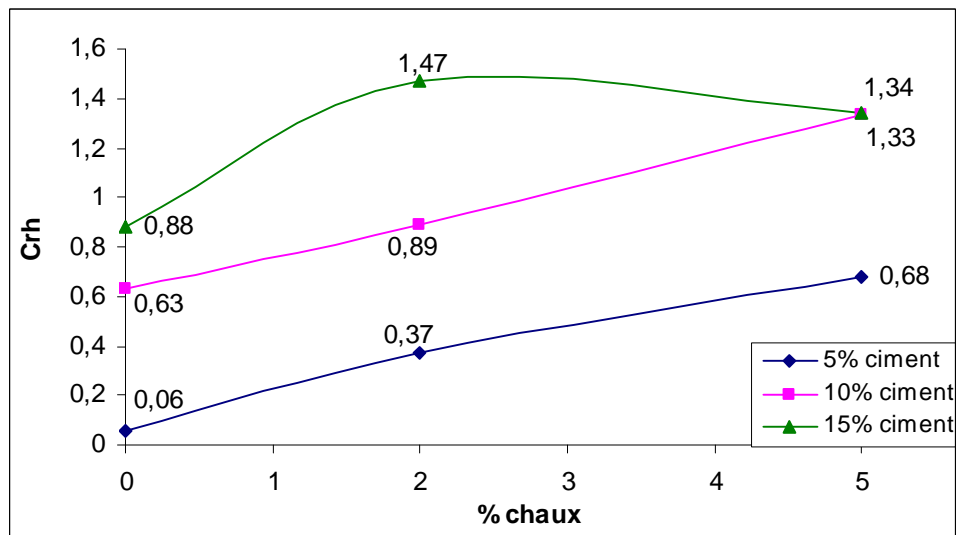


Figure VII.10a: Coefficient de résistance à l'humidité de l'argile traité à la chaux (stabilisation : ciment).

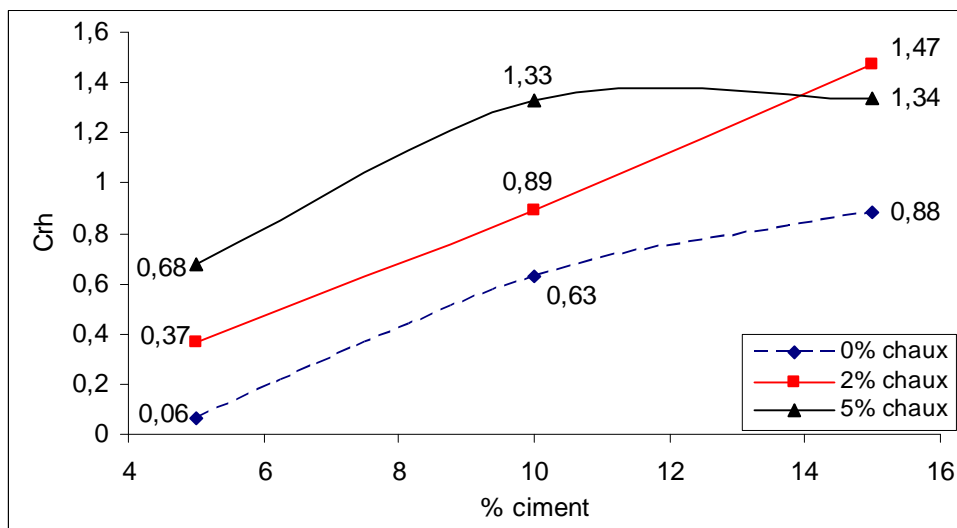


Figure VII.10b : Coefficient de résistance à l'humidité Crh - % ciment (stabilisation : Chaux).

VII.3.1.2.3. Traitement ciment + fillers sur le coefficient de résistance à l'humidité (Crh)

L'effet du ciment sur le coefficient de la résistance à l'action de l'humidité est très visible sur la figure VII.11a. Le décalage vers les fortes valeurs du Crh, la clarté et l'écart entre les courbes (C5, C10 et C15) montrent l'efficacité du traitement, du sol argileux, au ciment.

La figure VII.11b met en évidence l'influence des fillers sur la résistance à l'action de l'humidité (Crh). L'incorporation de 10% de fillers améliore la résistance à l'action de l'humidité. Le traitement à 10% de fillers et 15% de ciment donne de très bons résultats Crh = 1,12. La même figure montre que pour des teneurs en ciment inférieures à 15% la résistance à l'action de l'humidité est faible quelque soit le teneur en fillers. C'est à partir de 15 % de ciment qu'on peut recommander l'emploi des fillers car le coefficient Crh est supérieur à 1. La teneur de 2% de fillers semble nuire à l'action de la résistance à l'humidité car Crh est toujours faible quelque soit le dosage en ciment.

On peut déduire que les fillers nuisent à la tenue à l'eau.

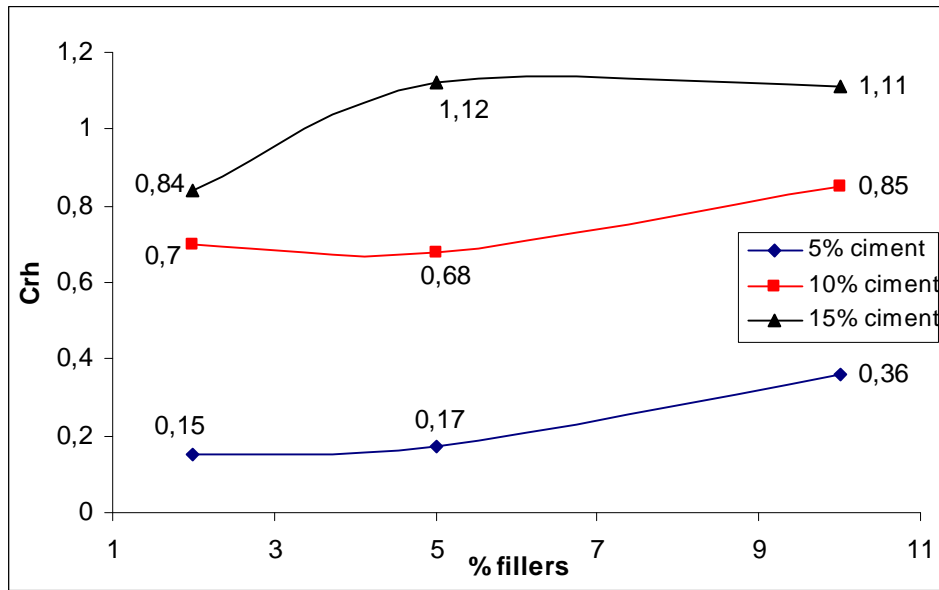


Figure VII.11a : Coefficient de résistance à l'humidité de l'argile traité au ciment + fillers

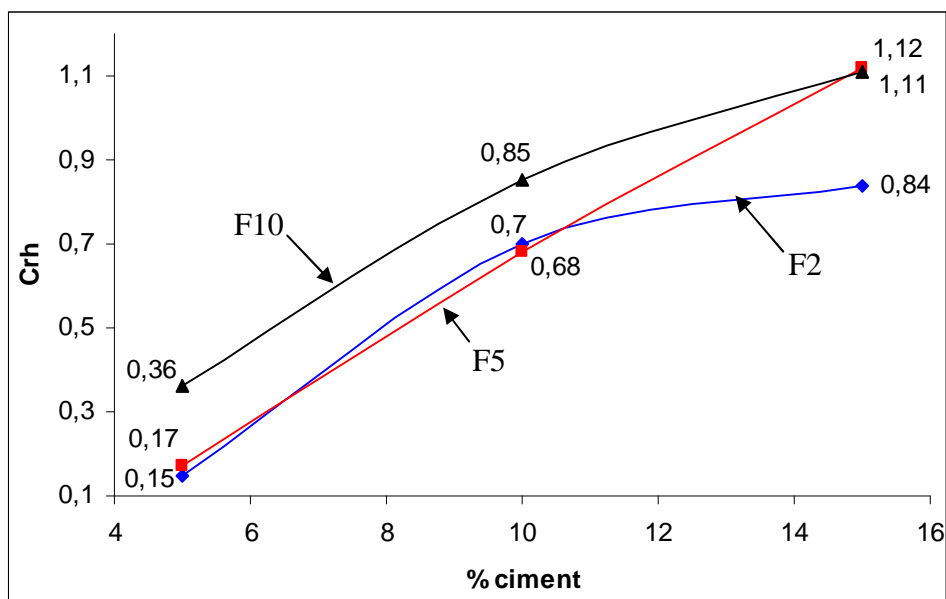


Figure VII.11.b : Coefficient de résistance à l'humidité - % ciment Stabilisation : fillers.

VII.3.1.2.4. Traitement au ciment + sable

Pour une teneur de 5% de ciment le coefficient de résistance à l'humidité est presque constant (figure VII.12a). Mais à de fortes teneurs en ciment (10 et 15%) la résistance à l'action de l'humidité dépend de la teneur en sable.

Pour des teneurs en sable inférieures à 40 % l'optimum de résistance à l'action de l'humidité (1,51) est obtenu à la combinaison de 15% de ciment + 30% de sable. Au delà de 40% de sable, c'est la combinaison 10% de ciment + 50% de sable qui détermine le meilleur résultat (1,63).

L'incorporation de 15% de ciment et 20% de sable n'améliore pas la résistance à l'action de l'humidité ($Cr_h = 0,86$ à la figure VII.12a). La figure VII.12b montre que les meilleurs résultats du traitement au ciment + sable, sont obtenus avec des teneurs en sable élevées. La résistance à l'action de l'eau présente un optimum de 1,63 pour une teneur en ciment de 10% et 50% de sable. Au delà de 13 % de ciment, une teneur en sable de 30 % convient mieux avec un $Cr_h = 1,5$ pour une teneur de 15 % de ciment et 30% de sable. Ceci nous permet de dire que pour avoir une bonne durabilité (Cr_h élevé), on peut élever la teneur soit :

- En ciment au-delà de 15 % et baisser celle du sable à 30%.
- En sable à 50% et baisser celle du ciment à 10 %, il semble que la deuxième solution est plus économique vu le prix élevé du ciment.

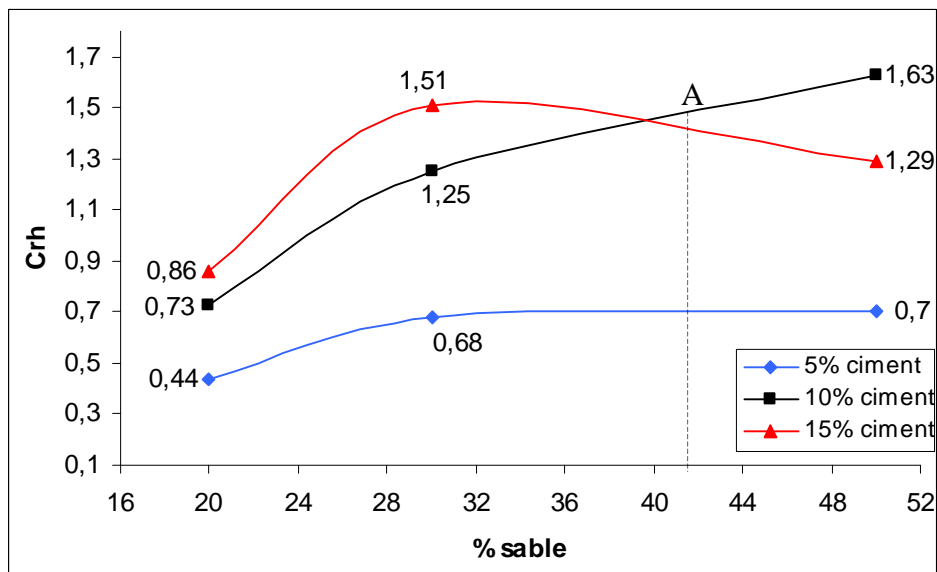


Figure VII.12a : Coefficient de résistance à l'humidité de l'argile - %sable Stabilisation : ciment.

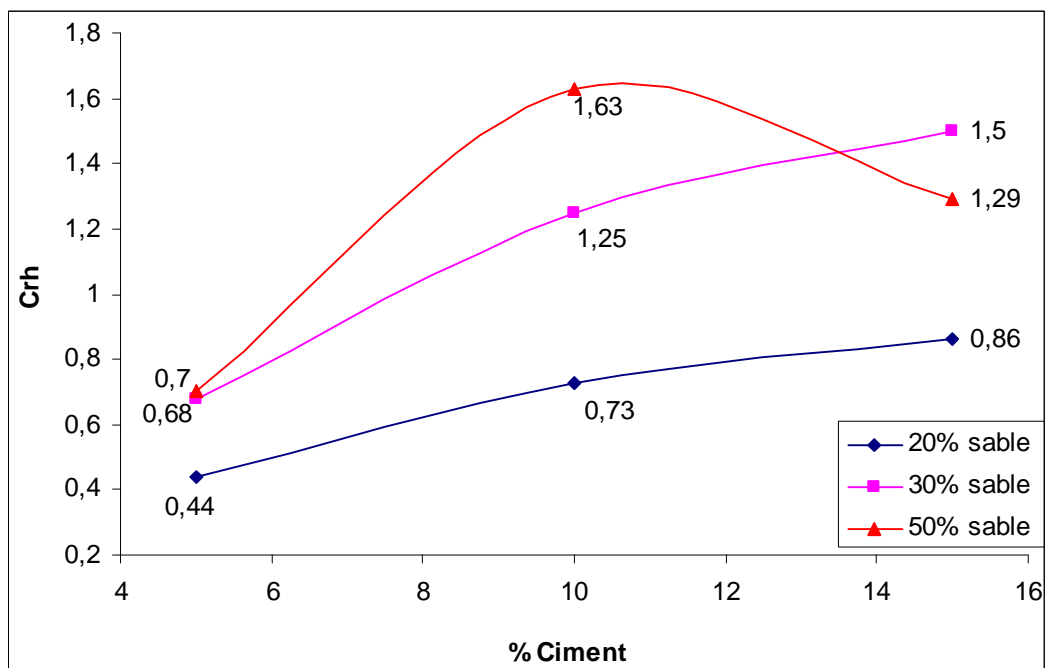


Figure VII.12b : Coefficient de résistance à l'eau humidité de l'argile - % ciment (stabilisation : sable)

VII.3.1.2.5. Traitement au ciment + chaux + sable

La chaux et le sable ont une grande importance dans le phénomène de stabilisation. Les courbes S30X2 et S20X2 illustrent bien l'amélioration du coefficient de résistance à l'action de l'humidité de la figure VII.13 du à l'augmentation de la teneur de sable qui passe de 20 à 30%.

Ces 2 courbes, qui sont translatées vers le haut, montrent l'effet bénéfique du sable.

La résistance à l'action de l'humidité se présente sous forme de courbes en cloche.

Les courbes S20X5 et S30X5 varient linéairement en fonction de la teneur en ciment. Ces 2 droites sont translatées vers le haut et ne présentent pas d'extremum (maximum ou minimum).

Il serait très souhaitable d'expérimenter au-delà de 15 % de ciment. Probablement S30X5 et S20X2 présenteront un optimum qui peut se situer au delà de 15 % de ciment pour de fortes teneurs en ciment.

$Cr_h = 1$ coupe les 2 courbes S30X2 en A, C et S20X2 en B, D. On constate sur la figure VII.13 que plus la teneur en sable est élevée plus la gamme de teneurs en ciment qui donne Cr_h supérieur à 1 est large. Ainsi les teneurs en ciment qui assurent Cr_h supérieur à 1 sont comprises entre 5 et 16%.

On en déduit que plus la teneur en sable est élevée plus le matériau est insensible à l'eau (Cr_h supérieur à 1)

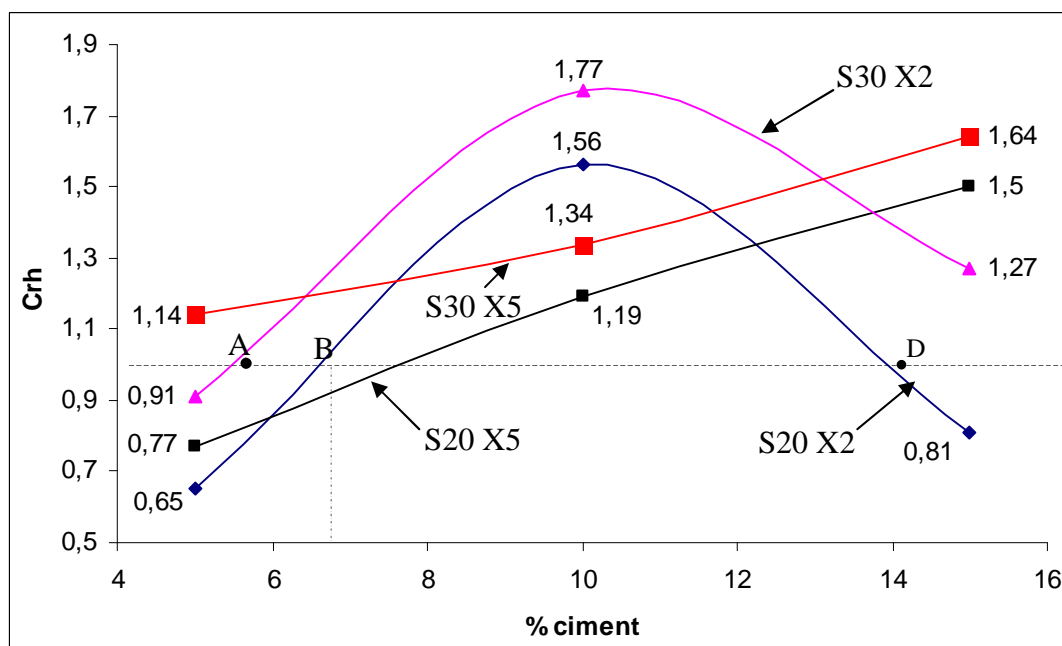


Figure VII.13 : Coefficient de résistance à l'humidité de l'argile traitée au ciment + chaux + sable.

VII.3.1.2.6. Traitement ciment + filler + sable

En comparant les résultats du traitement au ciment + fillers + sable figure VII.14 à ceux obtenus au ciment seul (10 et 15% de ciment, figure VII.9), on s'aperçoit que les fillers et les sables améliorent efficacement l'action de l'humidité. En dehors des 2 éprouvettes C10 S30 F2 et C10 S20 F2 qui ont une résistance à l'action de l'humidité inférieure à 1 toutes les autres éprouvettes indiquent des valeurs supérieures à 1 et le meilleur résultat (1,55) est obtenu pour la combinaison de 15 % de ciment + 30% de sable et 2 % de fillers. La combinaison de 10% de ciment et 2 % de fillers donne de faibles résultats

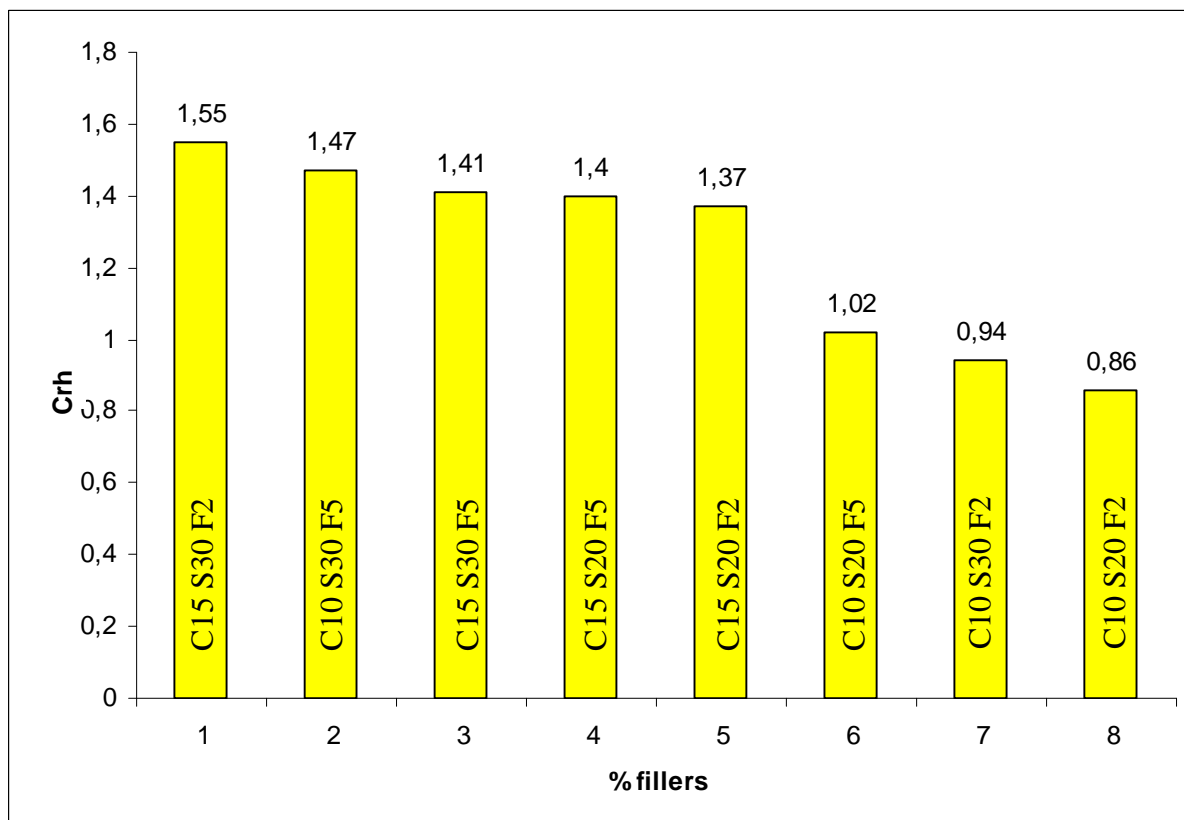


Figure VII.14 : Coefficient de résistance à l'humidité de l'argile - %filler
Stabilisation : ciment + sable

VII.3.2. Test d'humidification séchage sur mortier de ciment (matière première sable)

Nous exposerons dans le tableau VII.2 les résultats obtenus des essais, de résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés, effectués sur un mortier de ciment. Pour évaluer le coefficient de résistance à l'action l'humidité, nous avons repris les résultats, à l'écrasement à sec R_{sec} , donnés au chapitre VI.

Tableau VII.2 : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés R_{msa} et la résistance à l'action de l'humidité Crh : mortier de ciment (matière première : sable)

Traitement		% Argile	Section cm^2	Force F_{cmsa} KN	R_{msa} (daN/cm ²)	R_{sec} (daN/cm ²)	Crh	
Fillers (fig. [VII.15, VII.17])	0	0	80.12	169	223.50	247.13	0.9	
		2		141	176.00	174.73	1.007	
		5		128	160.00	154.77	1.03	
		10		107	133.50	149.77	0.89	
		20		103	128.50	122.30	1.05	
	5	2	80.12	150	188.47	180.98	1.04	
		5		147	183.72	162.25	1.13	
		10		128	160.70	156.01	1.03	
		20		125	156.00	124.81	1.24	
	10	2	80.12	162	202.20	183.50	1.1	
		5		100	124.82	168.50	0.74	
		10		80	99.80	158.50	0.62	
		20		75	93.60	126.06	0.74	
	Chaux (fig. [VII.16, VII.18])	0	0	80.12	179	223.50	247.13	0.90
			2		141	176.00	174.73	1.007
			5		128	160.00	154.77	1.03
10			107		133.60	149.77	0.89	
20			103		128.50	122.30	1.05	
5		2	80.12	181	226.00	207.47	1.08	
		5		177	221.00	167.48	1.31	
		10		169	211.00	154.77	1.36	
		20		150	187.00	125.00	1.37	
10		2	80.12	158	197.20	146.23	1.34	
		5		144	180.00	135.00	1.33	
		10		108	135.00	121.23	1.11	
		20		97	121.00	88.73	1.36	

VII.3.2.1. Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage – séchage alternés (R_{msa})

VII.3.2.1.1. Mortier de ciment traité aux fillers + argile

a) Influence de l'argile sur la résistance R_{msa} du mortier de ciment

La courbe F0 représentée à la figure VII.15a montre l'influence de l'argile sur le mortier de ciment en absence de toute trace de filler. Lorsque la teneur en argile augmente, la résistance diminue. Sur la courbe F0, la perte de résistance obtenue en fonction de la teneur en argile incorporée est de :

- pour une teneur en argile de 2% : $(176-223.5) / 223.5 = - 21.25 \%$.
- pour une teneur en argile de 5% : $(160- 223.5) / 223.5 = - 28.41\%$
- pour une teneur en argile de 10 % : $(133.5-223.5) / 223.5 = - 40.26\%$
- pour une teneur en argile de 20% : $(128.5 -223.5) / 223.5 = - 42.5\%$

Ces résultats montrent que la chute de résistance est très importante par l'ajout d'argile en faible teneur jusqu'à 10%. Au-delà, la perte de résistance est insignifiante (2,24 %) quand la teneur en argile passe de 10 à 20 %. La chute de résistance obtenue avec l'incorporation d'argile de 2 à 5 % est faible et de 10 à 20%, elle est encore plus faible (2,24 %).

On conclut que l'incorporation de plus de 5% d'argile diminue considérablement la résistance et l'ajout de l'argile nuit à la résistance du mortier de ciment.

b) Influence des fillers sur la résistance Rmsa du mortier de ciment

L'apport de 5% de fillers augmente la résistance Rmsa, la courbe F5 de la figure VII.15a subit une translation vers le haut. Le gain de résistance obtenu à 20% d'argile est de 21,4 %.

L'apport de 10% de fillers chute la résistance Rmsa, nous observons une translation de la courbe vers le bas. La chute de résistance à 20 % d'argile avec incorporation de 10 % de fillers est de 27,1 %.

On en déduit que l'argile et les fortes teneurs en fillers nuisent à la résistance du mortier de ciment.

Sur la figure VII.15b, la résistance du mortier de ciment stabilisé à 2 % d'argile varie linéairement avec la teneur en fillers. Le gain obtenu à 10% de fillers est de 14,9 %.

La meilleure résistance, obtenue avec incorporation de 2% d'argile et 10% de fillers (202,2 daN/cm²), est inférieure au résultat donné par le mortier débarrassé des fines particules (223,5daN/cm²) donc La teneur en fillers influe négativement sur la résistance du mortier de ciment. La courbe Rmsa en fonction de la teneur en fillers est en forme de cloche quand la teneur en argile est fixe (figure VII.15b). La courbe a un optimum de teneur en filler compris entre 4 et 6%.

Quand la teneur en argile augmente la résistance diminue et les courbes gardent leur forme de cloche. Au fur et à mesure que la teneur en argile diminue, la résistance augmente et les courbes s'emboîtent les unes sur les autres vers le haut. L'ensemble des courbes a un même optimum en filler de 5%. Les résultats donnés par l'incorporation de 10 et 20 % d'argile sont identiques car les 2 courbes A10 et A20 sont confondues.

On peut comprendre que quand la teneur en argile augmente la courbe de résistance est bornée et tend vers une courbe limite puisque la chute de résistance devient faible quand la teneur en argile augmente. On peut conclure que :

* Quand la teneur en argile diminue la courbe de résistance tend vers le haut et reste inférieure à la résistance du mortier de ciment propre (pas de fines particules).Ce maximum correspond à une borne supérieure de résistance.

* Quand la teneur en argile augmente la courbe de résistance subit une translation vers le bas, elle diminue et comme la variation de résistance est faible lorsque la teneur en argile augmente donc elle tend vers un minimum de résistance c'est la borne inférieure.

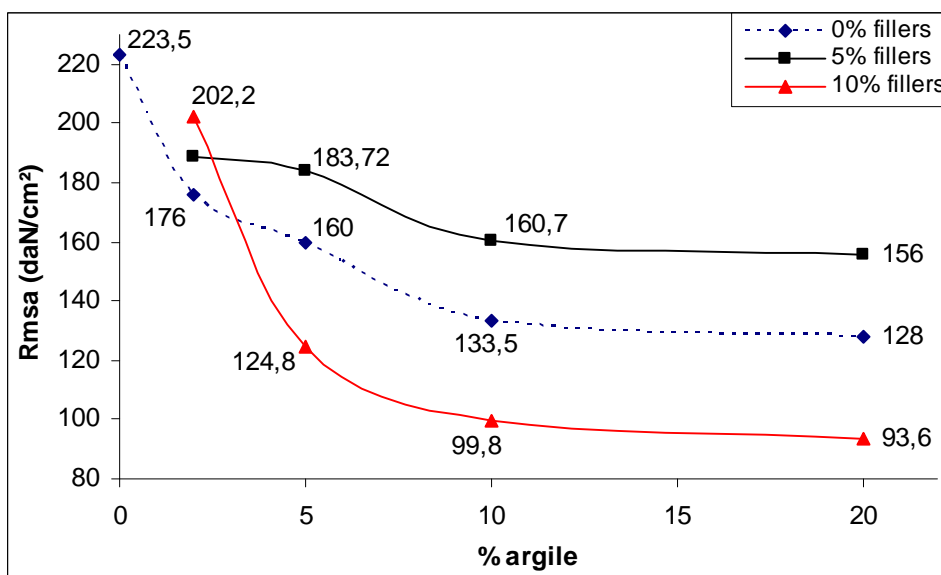


Figure VII.15.a : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés Rmsa sur mortier de ciment - % argile (stabilisation : fillers).

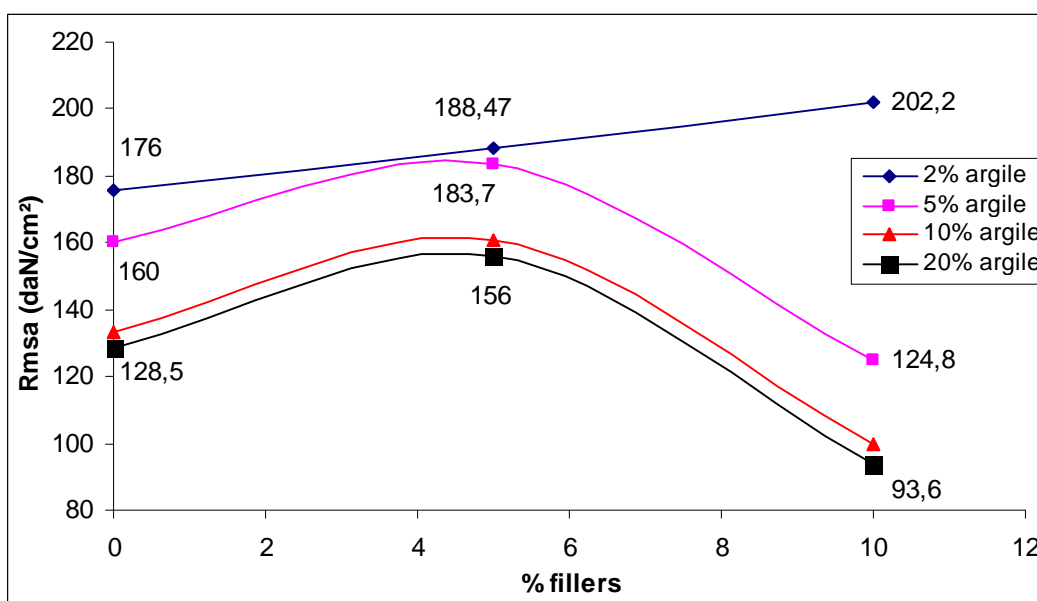


Figure VII.15b : Résistance à l'écrasement à sec après 5 cycles mouillage-séchage sur mortier de ciment - % fillers (stabilisation : argile).

VII.3.2.1.2. Traitement du mortier de ciment à la chaux + argile :

La courbe X0 de la figure VII.16a montre le mortier de ciment stabilisé uniquement avec différentes teneurs en argile. L'incorporation de 10% de chaux n'apporte aucune amélioration de résistance au mortier de ciment mais la teneur de 5 % produit des résultats très satisfaisants puisque la courbe X5 est translatée vers le haut. 2% d'argile et 5% de chaux donnent d'excellents résultats (226 daN/cm²). L'amélioration de résistance apportée par 5% de chaux à un mortier stabilisé à 20 % d'argile est : $(187-128,5)/128,5 = 45,5 \%$

Les courbes tracées sur la figure VII.16b révèlent que la résistance Rmsa présente un même optimum de 5% de chaux pour toute teneur en argile fixe. La courbe de résistance Rmsa en fonction de la teneur en chaux est en forme de cloche quand la teneur en argile est fixe. Les courbes Rmsa en fonction de la teneur en chaux s'empoîtent les unes sur les autres vers le haut quand la teneur en argile diminue. Le gain apporté par ajout de 5% de chaux au mortier de ciment contenant 2, 5, 10 et 20 % d'argile est respectivement de 14.6, 38.12, 56.29, et 45.5%. On en déduit que l'ajout de 5% de chaux apporte un gain très conséquent, à un mortier de ciment aux fortes teneurs en argile, il atteint 56,2%.

On peut conclure que pour améliorer la résistance d'un mortier de ciment contenant de fortes teneurs en argile l'incorporation de la chaux (5%) sera la solution idéale.

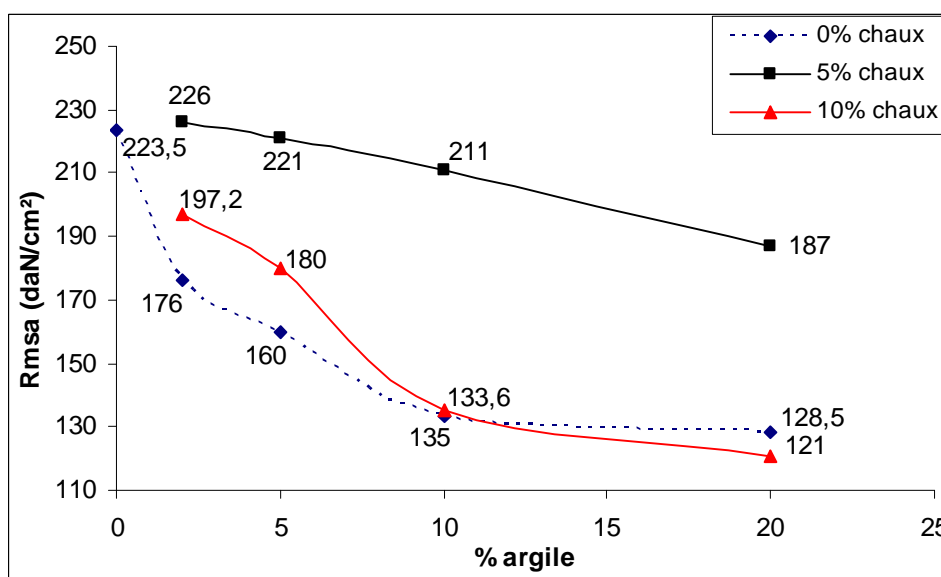


Figure VII.16.a : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage séchage alternés du mortier de ciment - % argile Stabilisation : chaux

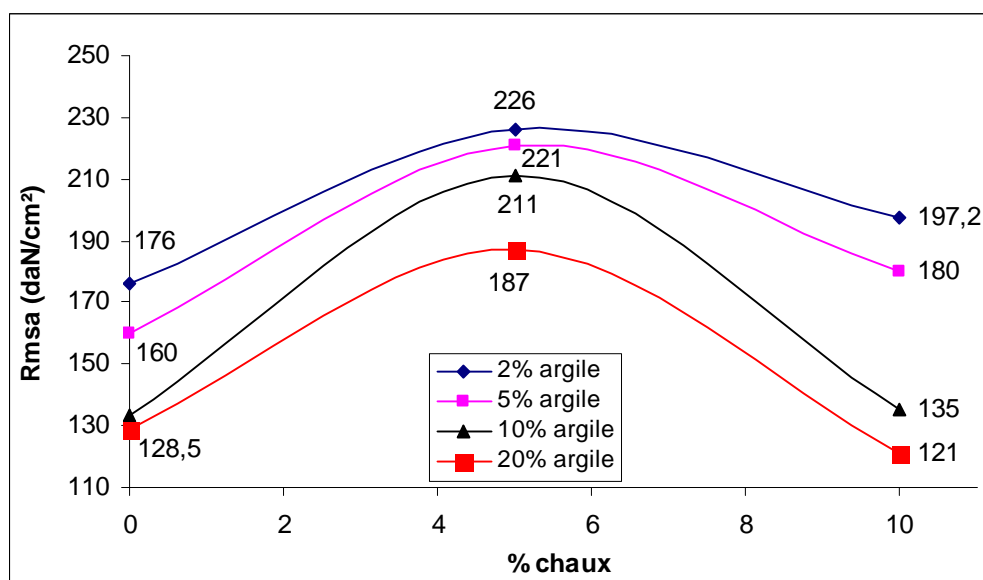


Figure VII.16b : Résistance à l'écrasement après 5 cycles mouillage-séchage alternés Rmsa - % chaux Stabilisation : argile

VII.3.2.2. Résistance à l'action de l'eau Cr_h du mortier de ciment

VII.3.2.2.1. Traitement aux fillers+ argile

Sur la figure VII.17 la courbe F0 représente la résistance à l'action de l'eau en fonction de la teneur en argile sans incorporation de fillers.

La courbe F5, correspond à l'ajout de 5 % de fillers, se situe au dessus de F0 donc donne d'excellents résultats quelque soit la teneur en argile. Le coefficient de résistance à l'humidité est dans tous les cas supérieur à 1, avec un maximum de 1,24 obtenu avec 20% d'argile +5% de fillers.

La courbe F10 est au dessous de la courbe F0, l'ajout de 10 % de fillers réduit énormément la résistance à l'action de l'humidité.

Dans un mortier de ciment, pollué par l'argile, l'apport de 5% de fillers améliore considérablement la résistance à l'action de l'humidité.

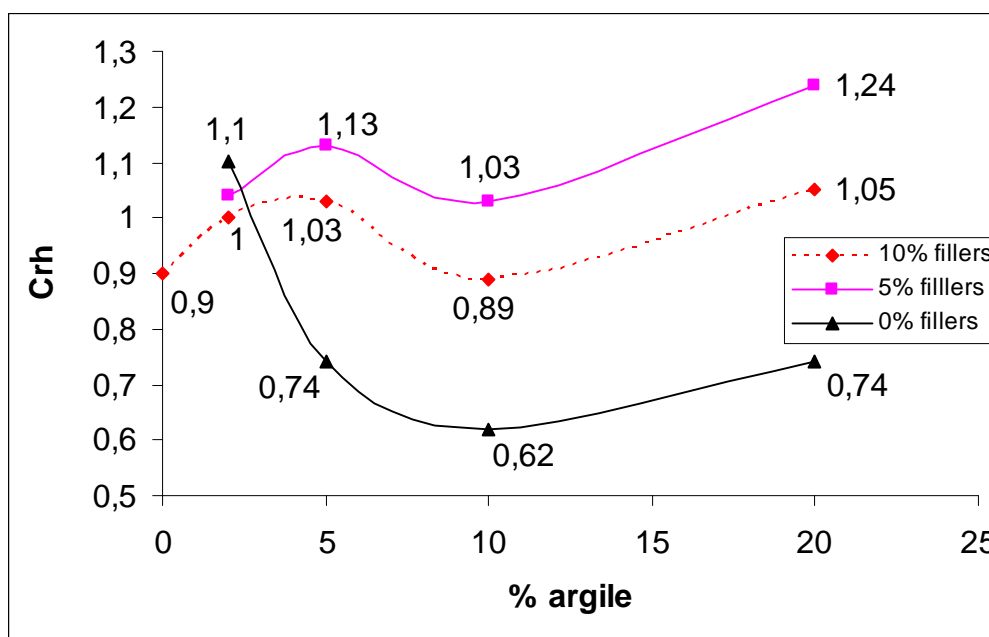


Figure VII.17 : Coefficient de résistance à l'humidité du mortier de ciment traité à l'argile et au fillers.

VII.4.2.2.2. Traitement à l'argile + chaux

La courbe X0 portée sur la figure VII.18 permet de comparer graphiquement le traitement du mortier de ciment + argile + chaux au traitement du mortier de ciment + l'argile. Une teneur de 5 ou 10% de chaux, apporte une amélioration importante à la résistance à l'action de l'humidité. Nous constatons que tous les coefficients de résistance à l'action de l'humidité sont supérieurs à 1 ce qui montre que le mouillage séchage a un effet très important surtout sur l'hydratation très bénéfique pour la combinaison des divers stabilisants incorporés

On en déduit que quelque soit la teneur en argile un apport de chaux améliore la résistance à l'action de l'humidité

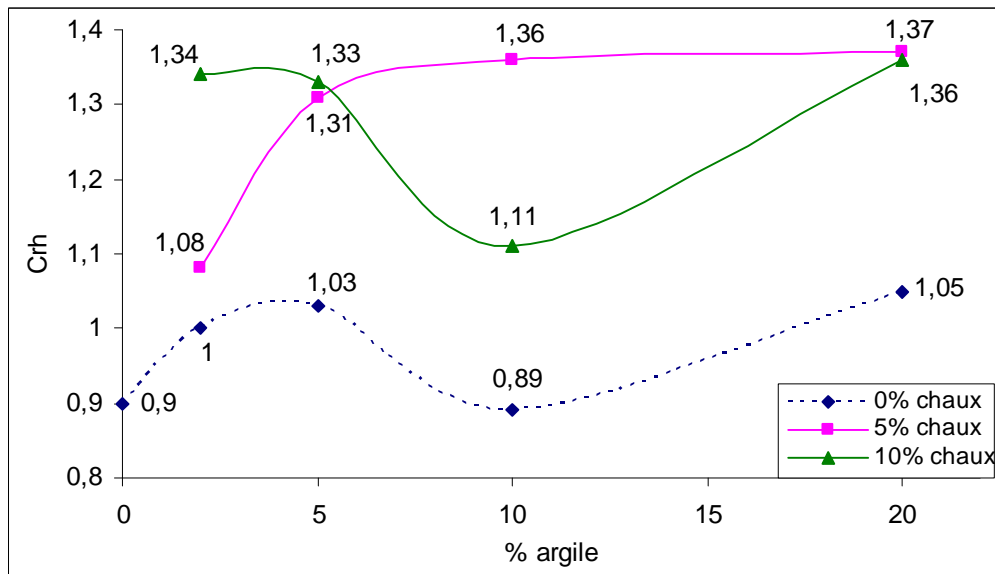


Figure VII.18 : Coefficient de résistance à l'humidité du mortier de ciment traité à l'argile (stabilisation : chaux).

VII.3.3. Perte de poids

VII.3.3.1. Perte de poids des échantillons stabilisés avec incorporation de stabilisants

La perte de poids P.P % = $(\sum \Delta P_i / P_{S \text{ initial}}) \times 100$. Nous portons sur le tableau VII.3 les résultats de perte de poids en fonction de la teneur en stabilisant et de la nature des traitements

VII.3.3.1.1. Traitement au ciment seul

La courbe de la perte de poids d'une argile traitée au ciment seul présente 2 branches [AB] et [BC] d'inclinaisons sensiblement différentes (figure VII.19). L'allure de ces dernières donne des indications précieuses sur la perte de poids quand la teneur en ciment varie. Les 2 branches se coupent en un point B de teneur en ciment 10%. En deçà de cette teneur la variation de la perte de poids est sensible et importante. Par contre, au-delà de 10 % de ciment, elle est modérée voire nulle.

Avec incorporation de :

- 5 % de ciment la perte de poids est considérable (14,8%)
- 10 % elle chute à 5,55%, très voisine de la valeur admissible (5%) fixée par les normes pour tout climat. La variation de la perte en poids en fonction de la teneur en ciment est faible.
- 15 % la perte de poids est de 5,09 %, une augmentation de 5% de ciment n'apporte qu'un faible gain de perte en poids soit 0,45%.

On peut retenir que 10 % de ciment est la teneur en ciment minimale, indispensable pour avoir une bonne durabilité, à partir de laquelle le traitement au ciment est très efficace.

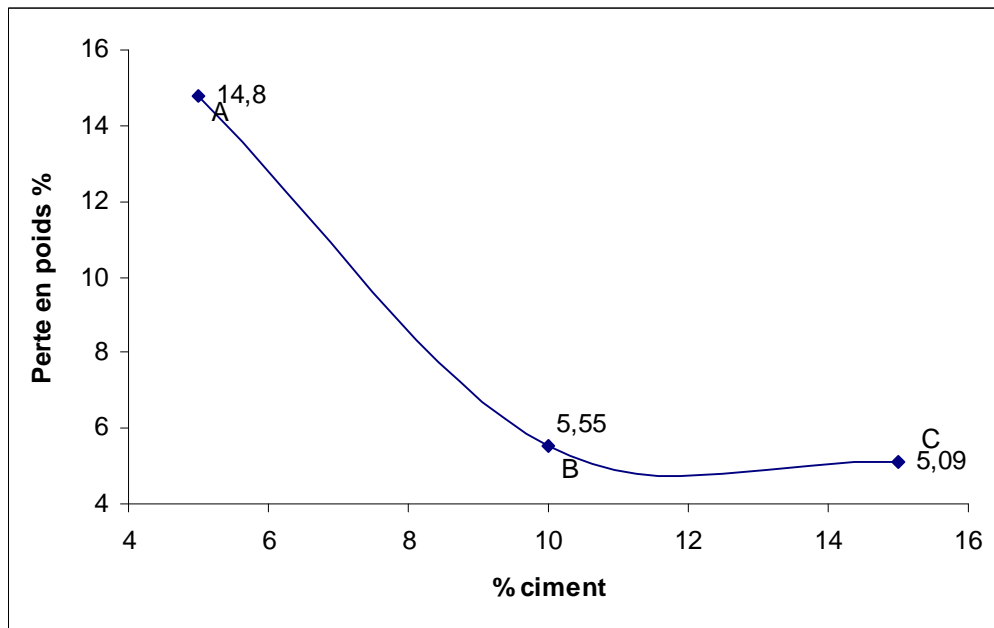


Figure VII.19 : Pertes en poids après 5 cycles mouillage-séchage alternés sur argile stabilisation : ciment seul

VII.3.3.1.2. Traitement au ciment + chaux

Quelque soit la teneur en ciment, le traitement mixte (ciment + chaux) donne d'insignifiantes pertes de poids. L'incorporation de 5% de chaux donne des résultats remarquables. A est le point d'intersection des 2 courbes X2 et X5 quand la teneur en ciment varie. Avec une teneur de 15 % de ciment les pertes de poids obtenues avec 2 et 5 % de chaux sont presque identiques. Pour une teneur en ciment de 10% ; l'argile traitée avec 5% de chaux donne de meilleurs résultats (0,38%). Le traitement mixte (ciment + chaux) donne en général de bons résultats quand de faibles teneurs en chaux (2 ou 5 %) sont combinées avec de fortes teneurs en ciment comme le montre la figure VII.20.

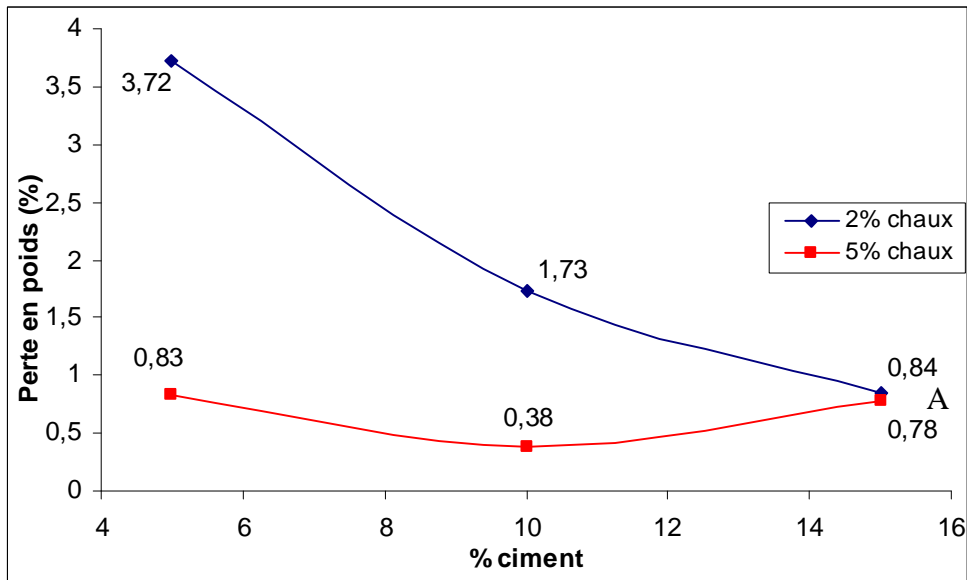


Figure VII.20 : Perte en poids après 5 cycles mouillage-séchage alternés - % ciment
Stabilisation : chaux

Tableau VII.3 : Perte de poids durant les 5 cycles de mouillage- séchage alternés sur l'argile traitée par incorporation de stabilisants.

Traitement	Stabilisant			Perte de poids entre les cycles					
	% sable	% chaux	% ciment	ΔP_{1-2} (g)	ΔP_{2-3} (g)	ΔP_{3-4} (g)	ΔP_{4-5} (g)	$\sum \Delta P_i$ (g)	P.P
Ciment	/	/	5	32	27	35	23	117	14.8
	/	/	10	21	12	4	8	45	5.55
	/	/	15	20	10	10	2	42	5.09
Ciment + Chaux	/	2	5	8	4	8	10	30	3.72
	/		10	5	2	2	5	14	1.73
	/		15	2.2	0.9	0.3	3.6	7	0.84
	/	5	5	2.2	3	1.5	0.3	7	0.83
	/		10	1.5	0.2	0.8	0.7	3.2	0.38
	/		15	4.1	1.4	0.8	0.2	6.5	0.78
Ciment + Chaux + Sable	20	2	5	6	3	2	2	13	1,6
			10	1.6	1.8	2.1	0.7	0.6	0.75
			15	1	3	0	1.2	5.2	0.6
		5	5	4	21	4	2	11	1,3
			10	4	2	0	2.3	8.3	1
			15	6.5	0.5	0.4	1.3	8.7	1
	30	2	5	4	4	1	3	12	1,5
			10	2.4	2.6	1.6	1.89	8.4	1
			15	2.5	22	0.3	0.7	5.7	0.6
		5	5	3	3	3	1	10	1,2
			10	3.2	0.7	2	1	6.8	0.8
			15	4	1.6	0.2	1	6.8	0.8

VII.3.3.1.3. Traitement de l'argile avec ciment + chaux + sable

L'effet engendré par les teneurs (2 et 5%) de chaux sur la perte de poids dépend de la teneur en sable incorporée : Le point A, intersection des 2 courbes X2 et X5, est fonction de la teneur en sable incorporée dans le matériau.

Sans incorporation de sable : Sur la figure VII.20 les courbes X2 et X5 se coupent en A. Les teneurs de 2 et 5 % chaux produisent la même perte de poids (0,8 % environ) du matériau lorsque la teneur apportée en ciment est de 15%.

Avec incorporation de 20% de sable : Avec un apport de 20% de sable le point A se déplace en B, à gauche vers les faibles teneurs (environ 7%) de ciment figure VII.21a. C'est avec un dosage en ciment de 7 % que nous obtenons la même perte de poids avec un apport de 2 ou 5 % de chaux. Notons que l'incorporation de 20% de sable, combinée de 2% de chaux et d'un dosage en ciment supérieur à 7% améliore considérablement la perte de poids.

Avec l'incorporation de 30% de sable : Le point B se déplace en C, à droite, vers de fortes teneurs en ciment comme le montre la figure VII.21b. La perte de poids obtenue à 2 ou à 5 % de chaux est identique quand le dosage en ciment est de 13% environ. En comparant les dosages en ciment en A, B et C, il en ressort que quelque soit la teneur en sable la combinaison de 2% de chaux et de fortes teneurs en ciment (supérieure à 15 %) engendrent d'excellents résultats.

Le traitement mixte (ciment + chaux), avec ou sans incorporation de sable, engendre des pertes de poids très faibles (inférieures à 5 %).

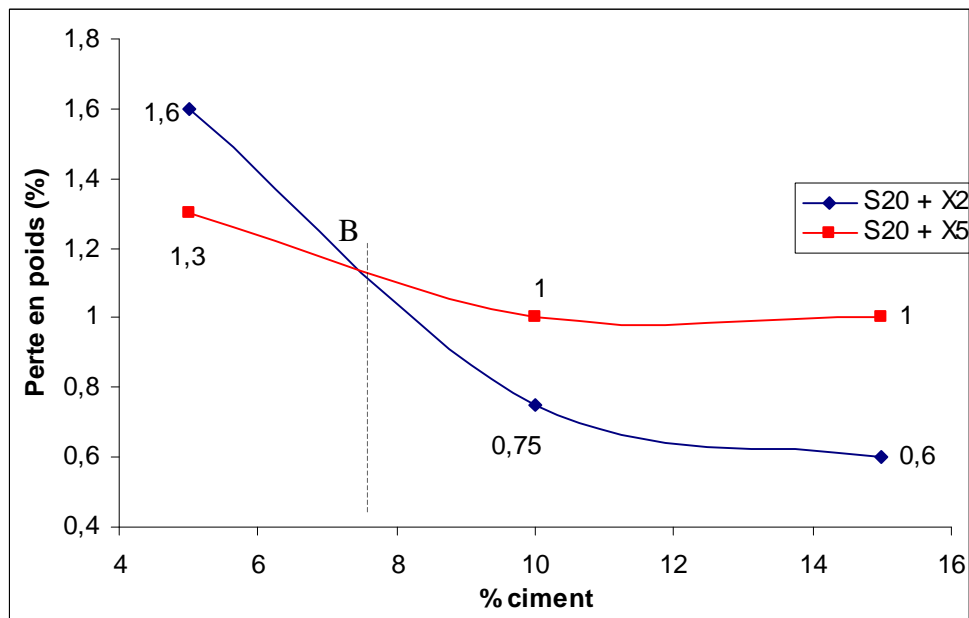


Figure VII.21a : Pertes en poids après 5 cycles mouillage - séchage alternés sur argile - % ciment
Stabilisation : 2 et 5% de chaux + 20% sable

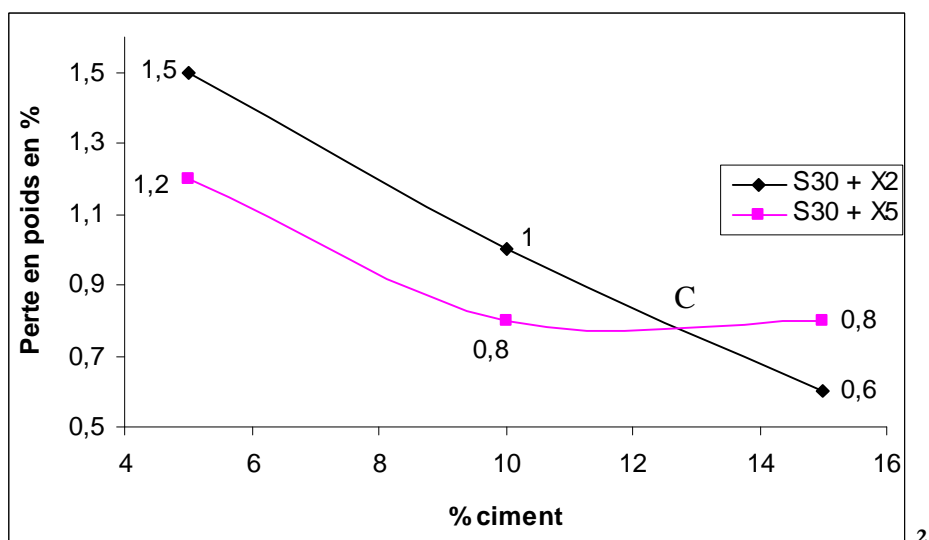


Figure VII.21b : Pertes en poids après 5 cycles mouillage - séchage alternés sur argile - % ciment
Stabilisation : 2 et 5% de chaux + 30% sable

VII.3.3.2. Perte de poids des échantillons d'argile stabilisée par le procédé physico-chimique

VII.3.3.2.1. Compactage statique

Le tableau VII.4 présente les résultats obtenus. La perte de poids obtenue avec incorporation de 5% de ciment augmente avec le nombre de cycles et la perte totale de poids reste admissible ($3,26\% < 5\%$).

Pour une teneur en ciment plus élevée (10%) la perte de poids est constatée aux premiers cycles et à partir du 3^{ème} elle reste constante. Avec le compactage statique plus la teneur en ciment est élevée plus la perte de poids diminue. Notons que pour les premiers cycles (de 1 à 4) les 2 courbes de la figure VII.22 se chevauchent c'est-à-dire la perte de poids, avec incorporation de 5 ou 10 % de ciment, est identique

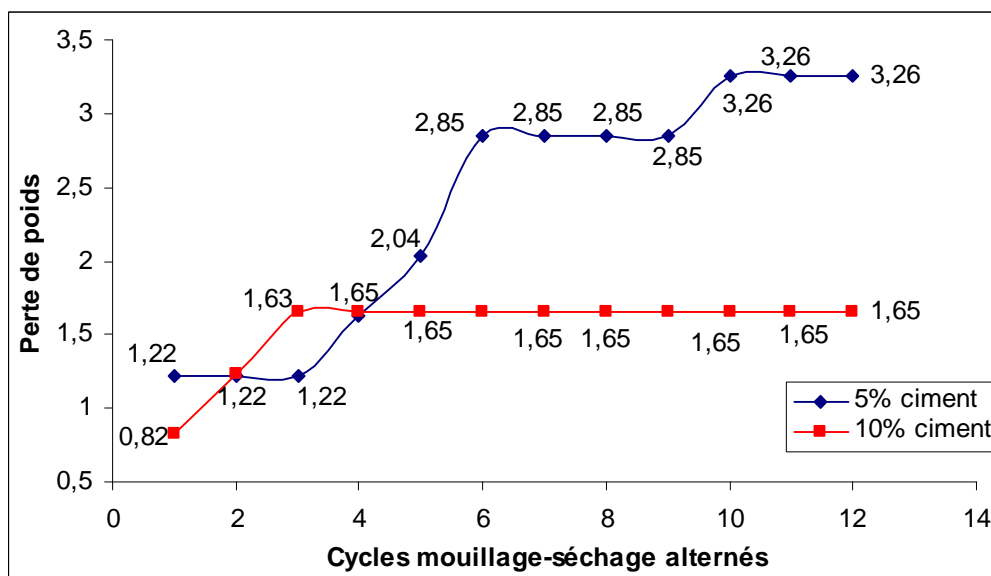


Figure VII.22 : Perte en poids – cycles mouillage-séchage alternés Stabilisation : physico-chimique
(compactage statique avec incorporation de 5 et 10% de ciment)

Tableau VII.4 : Perte de poids après 12 cycles mouillage- séchage alternés stabilisation physico-chimique (compactage statique)

Cycle	% ciment	Eprouvette	P ₀ : Poids initial (kg)	P _n : Poids (kg)	ΔP (kg)	ΔP/P ₀ (%)	(%ΔP/P ₀) moyen à 5% C	(%ΔP/P ₀) moyen à 10% C
1	5	I	1.23	1.21	0.02	1.62	1.22	/
		II	1.22	1.21	0.01	0.82		
	10	I	1.21	1.2	0.01	0.82	/	0.82
		II	1.21	1.2	0.01	0.82		
2	5	I	1.23	1.21	0.02	1.62	1.22	/
		II	1.22	1.21	0.01	0.82		
	10	I	1.21	1.2	0.01	0.82	/	1.23
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
3	5	I	1.23	1.21	0.02	1.62	1.22	/
		II	1.22	1.21	0.01	0.82		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
4	5	I	1.23	1.21	0.02	1.62	1.63	/
		II	1.22	1.2	0.02	1.64		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
5	5	I	1.23	1.19	0.02	1.62	2.04	/
		II	1.22	1.19	0.03	2.46		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
6	5	I	1.23	1.19	0.04	3.25	2.85	/
		II	1.22	1.19	0.03	2.46		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
7	5	I	1.23	1.19	0.04	3.25	2.85	/
		II	1.22	1.19	0.03	2.46		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
8	5	I	1.23	1.19	0.04	3.25	2.85	/
		II	1.22	1.19	0.03	2.46		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
9	5	I	1.23	1.19	0.04	3.25	2.85	/
		II	1.22	1.19	0.03	2.46		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
10	5	I	1.23	1.19	0.04	3.25	3.26	/
		II	1.22	1.18	0.04	3.27		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
11	5	I	1.23	1.19	0.04	3.25	3.26	/
		II	1.22	1.18	0.04	3.28		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		
12	5	I	1.23	1.19	0.04	3.25	3.26	/
		II	1.22	1.18	0.04	3.27		
	10	I	1.21	1.19	0.02	1.65	/	1.65
		II	1.21	1.19	0.02	1.65		

VII.3.3.2.2. Compactage dynamique

Même dans le compactage dynamique, avec l'incorporation de 5 % ciment, la perte de poids évolue en fonction du nombre de cycles voir figure VII.23. La perte de poids finale atteint 1,13%.

Avec une teneur de 10 % en ciment il n'y a aucune variation de perte de poids ; le matériau reste intact tout au long de l'essai. La perte totale observée à la fin du 12^{ème} cycle est celle qui est engendrée au début de l'essai. Notons quand même que dans le compactage dynamique la perte totale de poids à 10 % est supérieure à celle de 5 % de ciment.

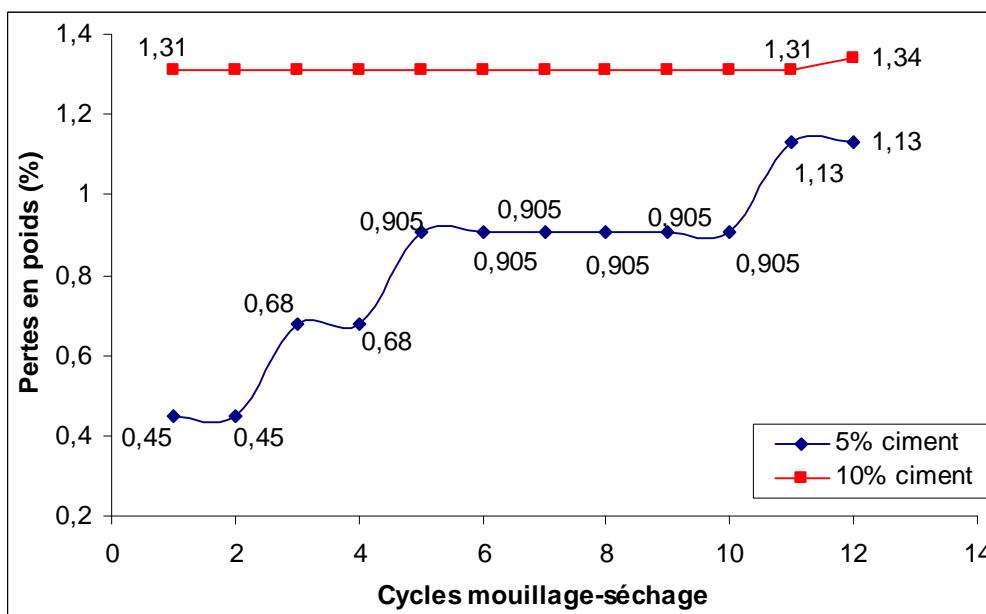


Figure VII.23 : Perte en poids – cycles mouillage-séchage alternés Stabilisation : physico-chimique (compactage dynamique avec incorporation de 5 et 10% de ciment).

**Tableau VII.5 : Perte de poids après 12 cycles mouillage -séchage alternés
Stabilisation physico-chimique (compactage dynamique)**

Cycle	teneur ciment	Eprouvette	P ₀ : Poids initial (kg)	P _n : Poids (kg)	ΔP (kg)	ΔP/Po (%)	(%ΔP/Po) moyen à 5% C	(%ΔP/Po) moyen à 10 % C
1	0	I	1.98	/	/	/	/	/
		II	2.01	/	/	/	/	/
	5	I	2.19	2.18	0.01	0.45	0.45	/
		II	2.2	2.19	0.01	0.45		
	10	I	2.3	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
2	5	I	2.19	2.18	0.01	0.45	0.45	/
		II	2.2	2.19	0.01	0.45		
	10	I	2.3	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
3	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	0.68	/
		II	2.2	2.19	0.01	0.45		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
4	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	0.68	/
		II	2.20	2.19	0.01	0.45		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
5	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	0.905	/
		II	2.2	2.18	0.02	0.90		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
6	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	0.905	/
		II	2.20	2.18	0.02	0.90		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
7	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	0.905	/
		II	2.20	2.18	0.02	0.90		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
8	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	0.905	/
		II	2.20	2.18	0.02	0.90		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
9	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	0.905	/
		II	2.20	2.18	0.02	0.90		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
10	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	0.905	/
		II	2.20	2.18	0.02	0.90		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
11	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	1.13	/
		II	2.20	2.17	0.03	1.36		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.30	/	1.31
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		
12	5	I	2.19	2.17	0.02	0.91	1.13	/
		II	2.20	2.17	0.03	1.36		
	10	I	2.30	2.27	0.03	1.36	/	1.34
		II	2.26	2.23	0.03	1.32		

VII.3.4. Absorption

VII.3.4.1. Absorption par immersion

D'après le tableau VII.6 le taux d'absorption d'eau par immersion augmente avec le dosage en ciment. A partir de 10% de liant, l'absorption augmente faiblement et tend à se stabiliser. Probablement l'eau de gâchage est insuffisante pour hydrater complètement le ciment

Tableau VII.6 : Taux d'absorption par immersion - pourcentage de ciment.

Teneur en eau	Teneur en ciment %	Poids sec P_s [g]	Poids après immersion P_H [g]	Coefficient d'absorption W_m [%]
12	2	1238,6	/	/
	4	1238,6	/	/
	6	1288,6	1465	13,68
	8	1313,6	1510	14,95
	10	1333,6	1555	16,60
	15	1393,6	1630	16,96

VII.3.4.2. Absorption par capillarité

VII.3.4.2.1. Conditions de conservation

VII.3.4.2.1.1. Absorption par capillarité en un milieu où l'humidité relative est faible

Comme on le voit sur la figure VII.24, plus le dosage en ciment est élevé plus le taux d'absorption est grand. Pour réduire le phénomène d'absorption, il faut compacter l'échantillon avec une teneur en eau supérieure à la teneur en eau de traitement car celle utilisée favorise plus l'augmentation de la compacité que l'hydratation du ciment. Les teneurs en eau sont absorbées en partie par les particules argileuses qui ont une grande affinité à l'eau.

Tableau VII.7 : Taux d'absorption en fonction de la teneur en ciment en un milieu où l'humidité relative est faible

% en ciment	Poids sec P_{av} [g]	Poids humide P_{ap} [g]	Taux d'absorption [%]
3	918	921	0,327
5	960	966	0,625
10	970	979	0,930
12	982	994	1,222
15	1010	1025	1,485

VII.3.4.2.2.2. Absorption par capillarité en un milieu où l'humidité relative est élevée

Aussi bien pour le premier que pour le deuxième cycle, l'absorption diminue quand la teneur en ciment croît figure VII.25. Au bout du deuxième cycle, nous constatons que la quantité d'eau absorbée est beaucoup plus forte. Pour les mesures effectuées au 14^e jour de cure, sur ces mêmes échantillons, on voit que nous avons un taux d'absorption plus fort. On peut déduire que si l'on augmente le nombre de cycle, le taux d'absorption sera plus fort et qu'on finira par détruire complètement l'échantillon au bout d'un certain nombre de cycles. Les phénomènes capillaires sont néfastes pour les blocs stabilisés.

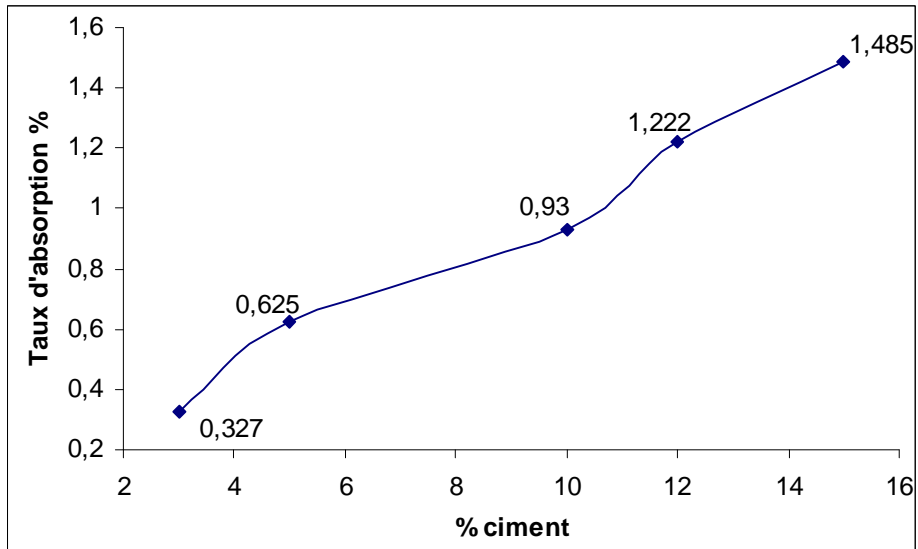


Figure VII.24 : Taux d'absorption par capillarité – Teneur en ciment (humidité relative faible).

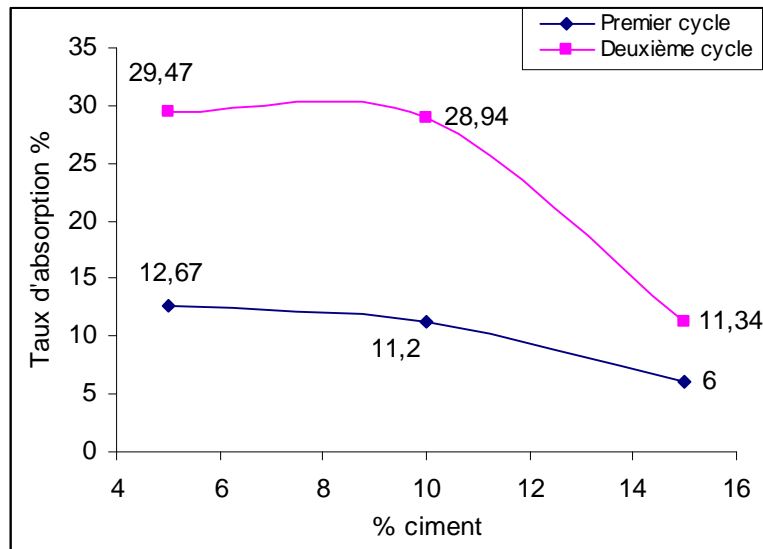


Fig. [VII.25] : Taux d'absorption - teneur en ciment pour différents cycles

Tableau VII.8 : Variation du coefficient d'absorption en fonction de la teneur en ciment en un milieu où l'humidité relative est élevée

% ciment	Temps d'immersion (min)	Surface immergée S	Masse (g)		Masse d'eau M (g)	Coefficient d'absorption C	Nombre de cycle
			Initiale	Finale			
%	T=10min	Cm ²			M (g)	$C = \frac{M}{118,56\sqrt{10}}$	
5	10	118.56	1698	1745.5	47.5	0.1266	1 ^{er} cycle à 7 jours
10			1715.5	1757.5	42	0.1120	
15			1731.5	1754	22.5	0.0600	
5	10	118.56	1650.5	1761	110.5	0.2947	2 ^{ème} cycle à 14 jours
10			1671.5	1780	108.5	0.2894	
15			1690	1732.5	42.5	0.1134	

VII.3.4.3. Influence du mode de compactage sur l'absorption d'eau par capillarité

L'absorption d'eau diminue quand le dosage en ciment augmente figure VII.26. Quelques soit la teneur en ciment comprise entre 0 et 10%, le taux d'absorption est inférieur dans le cas des éprouvettes préparées par compactage dynamique que par compactage statique

Tableau VII.9 : Absorption par capillarité – teneur en ciment pour différents modes de compactage.

Teneur en ciment%	Poids avant Essai (g)	Poids après essai (g)	Poids d'eau Absorbé (g)	Taux d'absorption %	Mode de compactage
0	1930	2160	230	11,92	Compactage dynamique
5	2150	2360	210	9,76	
10	2210	2270	60	2,71	
0	1190	1360	170	14,29	Compactage statique
5	1230	1350	120	10	
10	1220	1300	80	6,56	

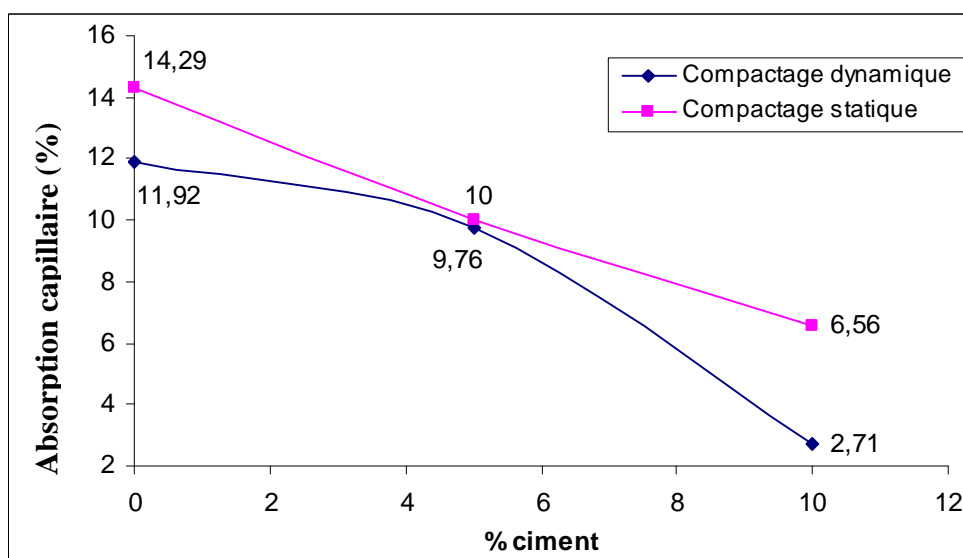


Figure VII.26 : Variation du taux d'absorption - % ciment – compactage : dynamique et statique.

VII.4. CONCLUSION

Un bon traitement doit être capable de remplir simultanément plusieurs propriétés. Ce sont les caractéristiques de résistance après plusieurs cycles mouillage - séchage alternés, la résistance à l'action de l'eau et la perte de poids qui vont guider le choix du traitement.

La nature, la combinaison et la teneur du stabilisant à incorporer rendent le phénomène de stabilisation assez complexe qui est nécessaire d'analyser. Les deux chaînes de traitement ciment + sable + chaux et ciment + filler + sable schématisent la stabilisation étudiée. Il en ressort que :

- ✚ **Traitement au ciment seul** : Bien qu'à partir de 10% de ciment la résistance à l'état sec est très satisfaisante (supérieure à 40 daN /cm²), le traitement au ciment seul ne convient pas car même avec de fortes teneurs (15 %) la résistance après mouillage séchage est altérée et ne vaut que 88% de la résistance à sec ($C_{rh} = 0,88$). Le matériau traité est un peu sensible à l'humidité c'est-à-dire au retrait et gonflement.
- ✚ **Traitement au (ciment + sable)** : Pour de faibles teneurs en ciment, le sable a une grande influence sur la résistance bien que la performance soit faible, le gain obtenu par son incorporation dans le sol peut atteindre un gain de 500%. Incorporé en forte teneur dans la combinaison ciment + sable, le sable donne de très bons résultats à l'état sec et un coefficient de résistance à l'humidité supérieur à 1 (1,63) surtout en présence de teneurs élevées en ciment.
- ✚ **Traitement ciment + sable + chaux** : Les résistances à sec sont excellentes (305,95 daN /cm²). La tenue à l'humidité est satisfaisante. A partir de 10% de ciment les coefficients de résistance à l'eau sont supérieurs à 1 et peuvent atteindre 1,77. L'amélioration est d'autant plus élevée que la teneur en sable incorporée est forte.
- ✚ **Traitement ciment + filler + sable** : L'incorporation des fillers diminue la résistance mouillage -séchage alterné et la résistance à sec. En comparant les deux traitements ciment + sable + chaux et ciment + sable + filler, la première combinaison donne d'excellents résultats par rapport à la deuxième et ceci est obtenu grâce au rôle important joué par la chaux

Pour réduire le taux d'absorption de l'échantillon, il faut compacter avec une teneur en eau de traitement qui tient compte de l'humidité du milieu ambiant pour mieux hydrater la pâte de ciment et donner naissance à un certain nombre de constituants hydratés qui enrobent et relient les grains entre eux.

Cette remontée peut être due soit à une remontée de la nappe, soit à la remontée capillaire proprement dite. Si la frange capillaire d'une nappe phréatique atteint le bloc de béton de terre stabilisée, elle est susceptible de provoquer un état plastique préjudiciable aux qualités du matériau.

La variation du taux d'absorption d'eau est fonction du mode de compactage. Cette absorption est relativement faible pour les échantillons compactés dynamiquement.

CHAPITRE VIII

LE CHAUFFAGE DES SOLS

VIII.1. INTRODUCTION

La stabilisation par le feu est une technique très ancienne, elle a été utilisée :

- Dans des essais à l'odomètre des argiles gonflantes : Le chauffage a donc transformé une argile gonflante en un matériau essentiellement non gonflant.
- Pour changer la consistance d'une argile : Afin de changer un dépôt d'argile peu consistante, en un matériau vitrifié d'une résistance considérable on a parlé d'utiliser le souffle d'un brûleur. Le procédé est coûteux, nécessite une énorme quantité de calories
- Pour renforcer l'isolation d'un matériau par augmentation de la porosité : Le grignon d'olive et le foin consommés, dans la cuisson d'une pâte d'argile, améliorent la porosité du matériau donc son pouvoir d'isolation thermique (*Djadouf, 2008*).
- Par des ingénieurs soviétiques qui ont développé des techniques de traitement thermiques destinées à améliorer des sols partiellement saturés.
- Par les soviétiques qui ont employé ce mode de traitement de terrain par la chaleur sur environ 30 grands chantiers, comprenant notamment des fondations des bâtiments, de machines et de cheminées.
- Par des ingénieurs roumains qui ont employé le traitement thermique pour accroître la résistance et abaisser la compressibilité de sols cohérents. Les calories furent produites en brûlant des combustibles liquides ou gazeux dans un dispositif descendu à l'intérieur d'un forage.
- Dans la construction de certains aérodromes en terrains argileux, où il n'est pas possible d'obtenir des agrégats à des prix raisonnables, on a eu recours au durcissement par la chaleur.
- Pour obtenir une meilleure tenue à l'eau : Des températures de l'ordre de 400° C à 600 °C changent d'une façon irréversible certains minéraux argileux en des matériaux moins sensibles à l'eau. Le traitement à chaud augmente les caractéristiques mécaniques d'un matériau et améliore considérablement la tenue à l'eau.

L'objectif visé dans cette étude est de montrer l'effet que produit le traitement à la chaleur sur les qualités exigées, d'un matériau pour son utilisation dans la construction, à savoir la résistance à l'écrasement à sec et la tenue à l'eau.

Nous présentons dans ce travail les résultats expérimentaux obtenus sur un matériau, stabilisé d'abord au sable et ensuite traité au ciment, chauffé à différentes températures pour comprendre les modifications qui peuvent se produire dans les caractéristiques des sols sous l'action de la chaleur.

VIII.2. BUT ET PRINCIPE

Le but de cette stabilisation à chaud consiste, à partir d'essais, à vérifier si la température peut améliorer les propriétés mécaniques à l'état sec et à l'action de l'eau.

Les essais consistent uniquement à porter à différentes températures une série d'éprouvettes stabilisée au sable une autre traitée au ciment et les soumettre ensuite à l'essai d'écrasement.

Une augmentation de température même légère peut améliorer la résistance d'une argile en réduisant la répulsion électrique entre les particules. La meilleure tenue mécanique d'une structure à base d'argile dépend non seulement de la composition chimique de la matière première, c'est-à-dire du site de prélèvement et des minéraux qui la constituent, mais aussi des conditions de fabrication (consistance de la pâte et les conditions de séchage).

Les essais d'écrasement se feront à l'état sec et à l'état humide. Les premiers essais s'effectueront sur des éprouvettes stabilisées au sable.

VIII.3. DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Le moule et machine d'essai

Le moule utilisé est, celui de la cellule triaxiale, en duralumin d'emprunte cylindrique de 100 mm de diamètre à parois parfaitement lisses.

La pâte d'argile est introduite manuellement dans l'emprunte et est compactée selon le mode opératoire de l'essai Proctor normal. Le démoulage de l'éprouvette se fait par poussée lente du piston dans l'extrudeuse.

VIII.4. PREPARATION DES EPROUVETTES

L'argile et le sable sont mélangés intimement dans un bac jusqu'à l'homogénéisation du matériau. Des éprouvettes cylindriques de diamètre 10 cm et de hauteur 20 cm ont été confectionnées dans le moule. Le mélange sable argile est malaxé à teneur en eau optimale donnée par l'essai Proctor. Toutes les éprouvettes sont de forme identique, seule la proportion de sable à incorporer diffère, on a alors :

- Une série d'éprouvettes stabilisée au sable avec des teneurs variables (5 ; 10 ; 15 et 20 %) et sont désignées par S5, S10, S15 et S 20 (SY : représente Y % de sable).
- Une série d'éprouvettes stabilisée au ciment, à teneur en eau optimum + 2 % pour permettre l'hydratation du ciment, avec des teneurs variables (5, 10 ,15 et 20 %) . Les éprouvettes sont désignées par le symbole CY qui représente y % de ciment (y = 5, 10, 15 et 20 %). Elles sont marquées : C5, C10, C15 et C20.

Mode opératoire :

- Les éprouvettes sont introduites dans le four puis portées à 500 °C.
- On maintient le chauffage pendant une heure.
- La vitesse de chauffage étant fixe et propre à l'appareil, elle n'a donc pu être contrôlée ainsi que la vitesse de refroidissement.
- Après refroidissement les éprouvettes sont soumises à l'essai d'écrasement.

On recommence cette opération mais pour des températures de 700°C puis de 900°C. A partir de ces essais nous avons constaté qu'à 700°C nous obtenons les meilleurs résultats à l'écrasement. Ensuite nous avons porté à 700 °C les éprouvettes stabilisées au ciment.

Nous présentons ci- après essentiellement les performances mécaniques à l'état sec et à l'état humide du matériau obtenu par cuisson.

Après 24 heures d'immersion totale dans l'eau les éprouvettes portées à 700°C sont soumises à l'essai d'écrasement.

VIII.5. PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX OBTENUS

Les différents résultats obtenus sont portés sur les tableaux ci-dessous.

VIII.5.1. Stabilisation par incorporation de sable

Comme on pouvait s'y attendre, plus l'énergie calorifique par unité de masse de sol à traiter est grande, plus l'effet produit est important. Une température plus élevée, supérieure à 100 °C, chasse l'eau adsorbée par une argile et augmente ainsi sa résistance .

VIII.5.1.1 Résistance à l'écrasement à sec

- Les meilleures performances ont été obtenues pour une température de 700°C, qui correspond à l'existence d'une température optimale sur la figure VIII.1.
- La figure VIII.2 montre bien que quand la température augmente la résistance augmente aussi et de façon linéaire jusqu'à 800 - 900 °C où se produit le phénomène de désorganisation de la structure du matériau par la cuisson.

- L'incorporation de sable améliore légèrement la résistance à sec mais une valeur particulière de 15 % de sable représente un minimum de résistance quelque soit la température de traitement.
- Les figures VIII.1 et VIII.2 montrent 2 valeurs très influentes sur la résistance à sec. La teneur de 15 % de sable est un minimum et la température de 700°C est un maximum pour la courbe de résistance à l'écrasement à sec.
- Par l'effet de la haute température nous avons amélioré la résistance à la rupture des éprouvettes stabilisées au sable. Cet accroissement de résistance dépasse les 2 fois le matériau brut.
- L'amélioration des caractéristiques mécaniques par la température dépend de la granulométrie du sol traité.

Tableau VIII.1 : Résistance à l'écrasement à sec R_{sec} - % sable Stabilisation : chauffage

Température (° C)	% Sable	Résistance à l'écrasement à sec R_{sec} (daN/cm ²)
500	5	37,5
	10	40
	15	28,9
	20	45,4
700	5	51,3
	10	53,7
	15	37,5
	20	63,6
900	5	45,6
	10	45,8
	15	40,7
	20	47,1

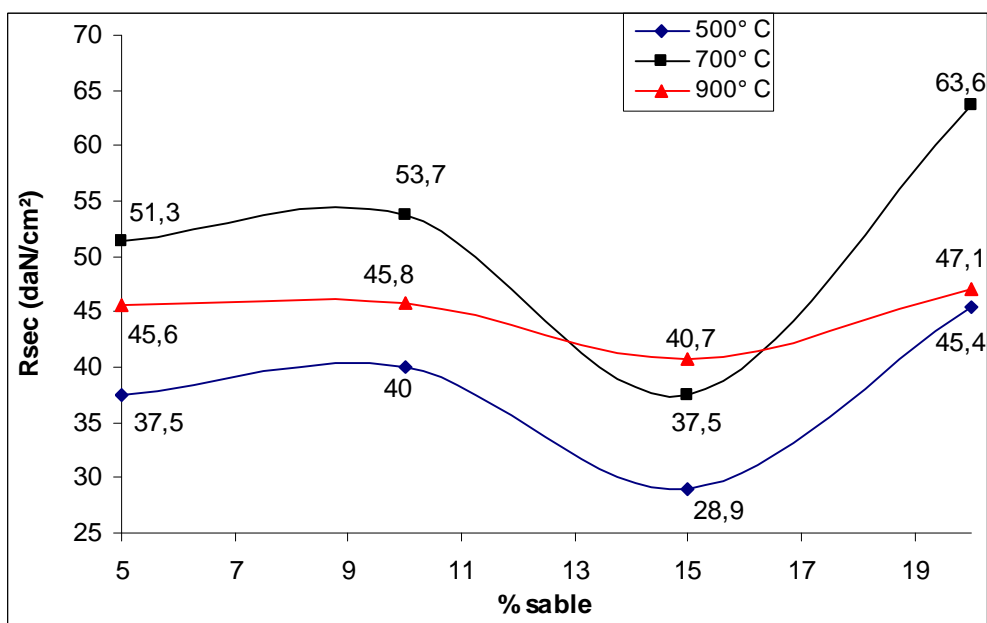


Figure VIII.1 : Résistance à l'écrasement à sec R_{sec} - % sable Stabilisation : chauffage

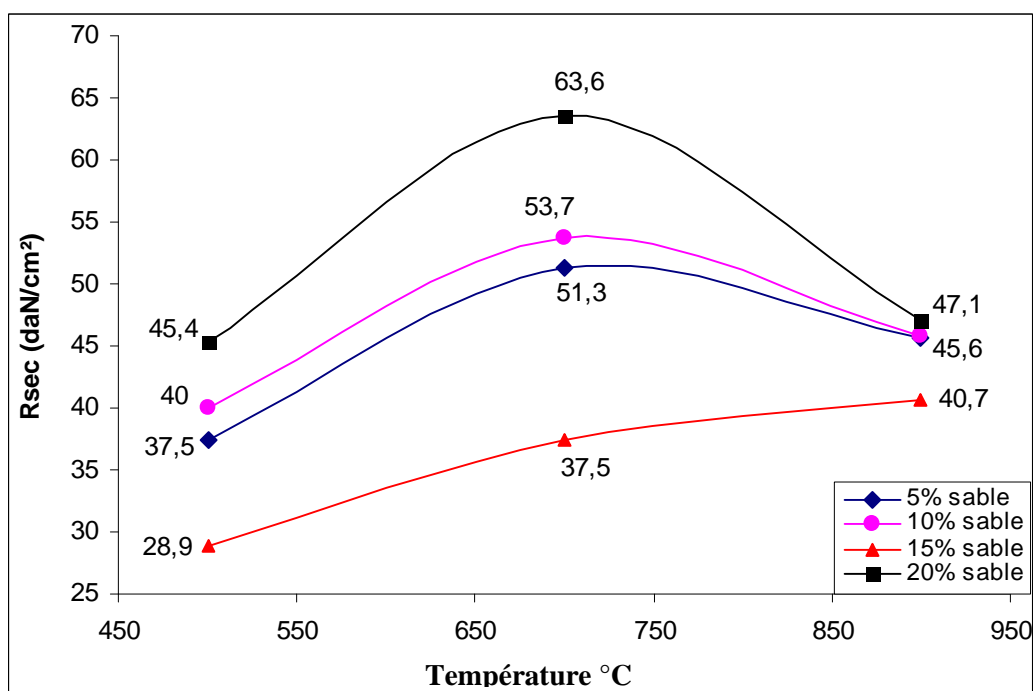


Figure VIII.2 : Résistance à l'écrasement à sec R_{sec} – Température (stabilisation : sable).

VIII.5.1.2. Résistance à l'écrasement après 24h d'immersion

La figure VIII.3 montre que l'incorporation du sable dans le matériau argileux provoque l'abaissement de la résistance à l'eau. En effet l'ajout de sable rend le matériau plus perméable ce qui engendre une mauvaise tenue à l'eau.

On sait que le traitement thermique conduit à la formation d'un solide à structure désorganisée, la cuisson présente une réactivité intéressante au contact de l'eau. C'est ce qui explique la position de la courbe vers les hautes résistances.

La résistance après immersion est nettement améliorée qui rend le matériau insensible à l'eau.

Le matériau argileux associé jusqu'à 20 % de sable présente une excellente tenue à l'eau. L'exigence imposée par les normes, pour les matériaux modernes est satisfaite car le coefficient de ramollissement k_{ram} est largement supérieur à 0,8 pour toute teneur en sable inférieure à 20%. Avec ajout de 15 % de sable les résultats sont exceptionnels ($k_{ram} = 1,453$) quand on sait que le verre insensible à l'eau a un coefficient de ramollissement $k_{ram} = 1$. En dehors de cette valeur particulière de 15 % de sable on peut dire que la tenue à l'eau diminue avec la teneur en sable mais reste satisfaisante jusqu'à une valeur limite de 20%.

Tableau VIII.2 : Résistance à l'écrasement après 24h d'immersion - % sable (chauffage 700°C)

Température	% Sable	Résistance à l'écrasement R_{csat} (daN/cm ²)
700° C	5	69.1
	10	57.5
	15	54.5
	20	49.3

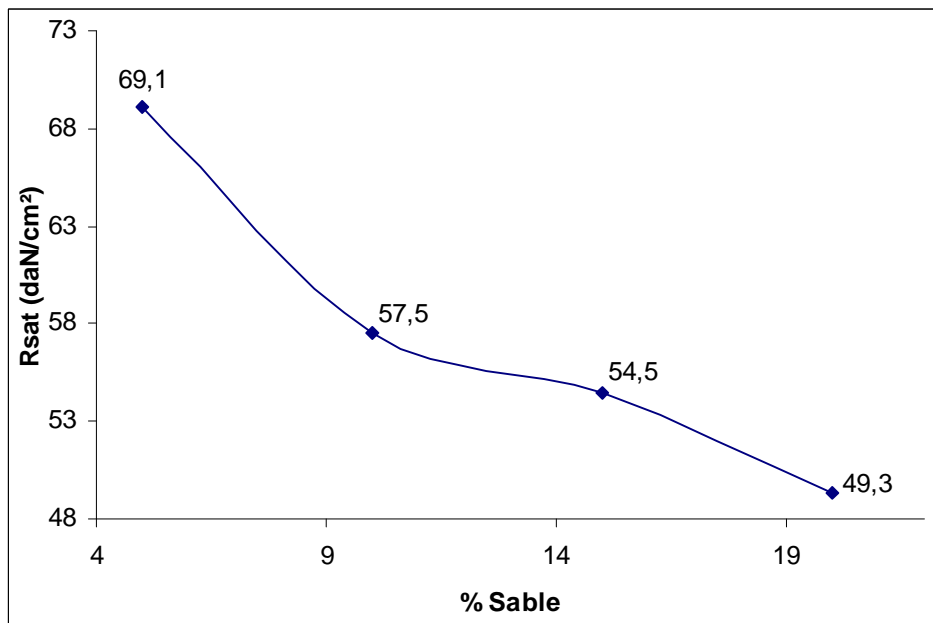


Figure VIII.3 : Résistance à l'écrasement après 24h d'immersion Rsat - % sable (chauffage 700°C)

VII.5.2 Stabilisation par incorporation de ciment :

Tableau VIII.3 : Coefficient de ramollissement Kram - % sable Stabilisation : Chauffage 700°C.

Température	% Sable	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN/cm ²)	Résistance à l'écrasement après immersion Rsat (daN/cm ²)	Coefficient de ramollissement kram
700° C	5	51.3	69.1	1.346
	10	53.7	57.5	1.07
	15	37.5	54.5	1.453
	20	63.6	49.3	0.775

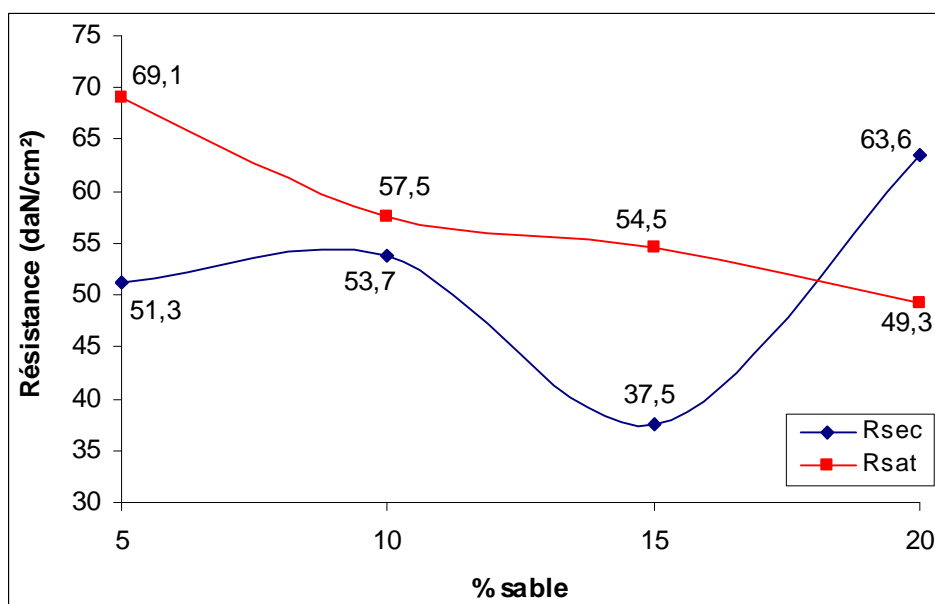


Figure VIII.4 : Comparaison de la résistance Rsec et Rsat - % sable (stabilisation : chauffage 700°C).

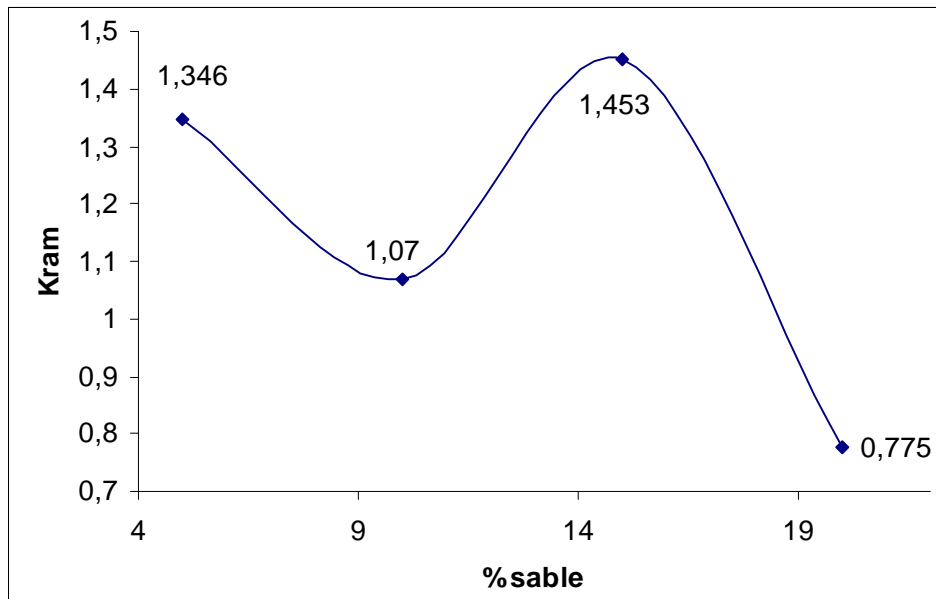


Figure VIII.5 : Coefficient de ramollissement Kram - % sable (stabilisation : Chauffage 700° C).

Tableau VIII.3 : Coefficient de ramollissement Kram - % ciment Stabilisation : chauffage 700° C

Température	% Ciment	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN/cm ²)	Résistance à l'écrasement après immersion Rsat (daN/cm ²)	Coefficient de ramollissement kram
700° C	5	37.5	39.7	1.058
	10	50	53.8	1.076
	15	59.8	64.6	1.08
	20	75	65.1	0.864

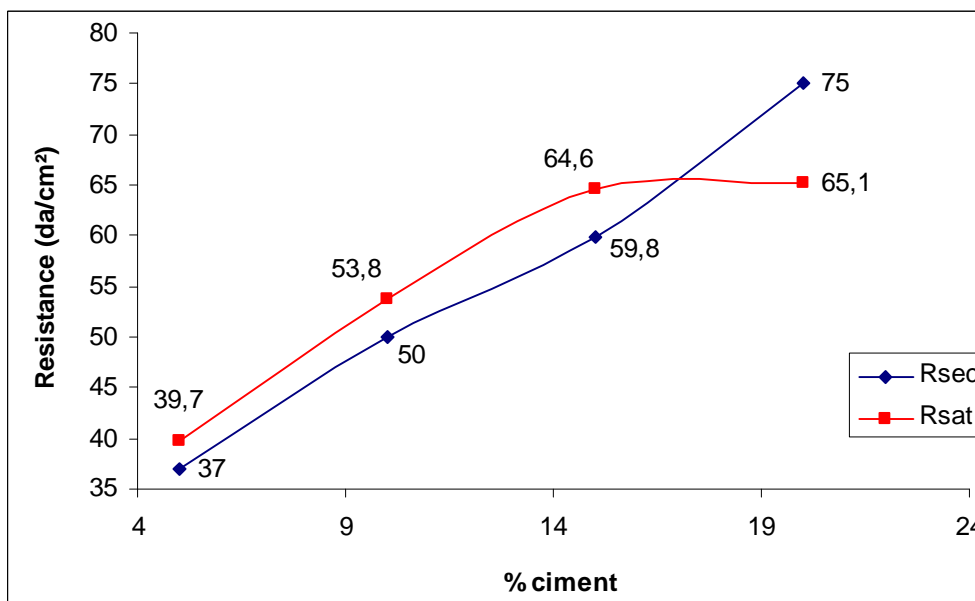


Figure VIII.6 : Résistance à l'écrasement à sec Rsec et Rsat % ciment (stabilisation : chauffage 700°C).

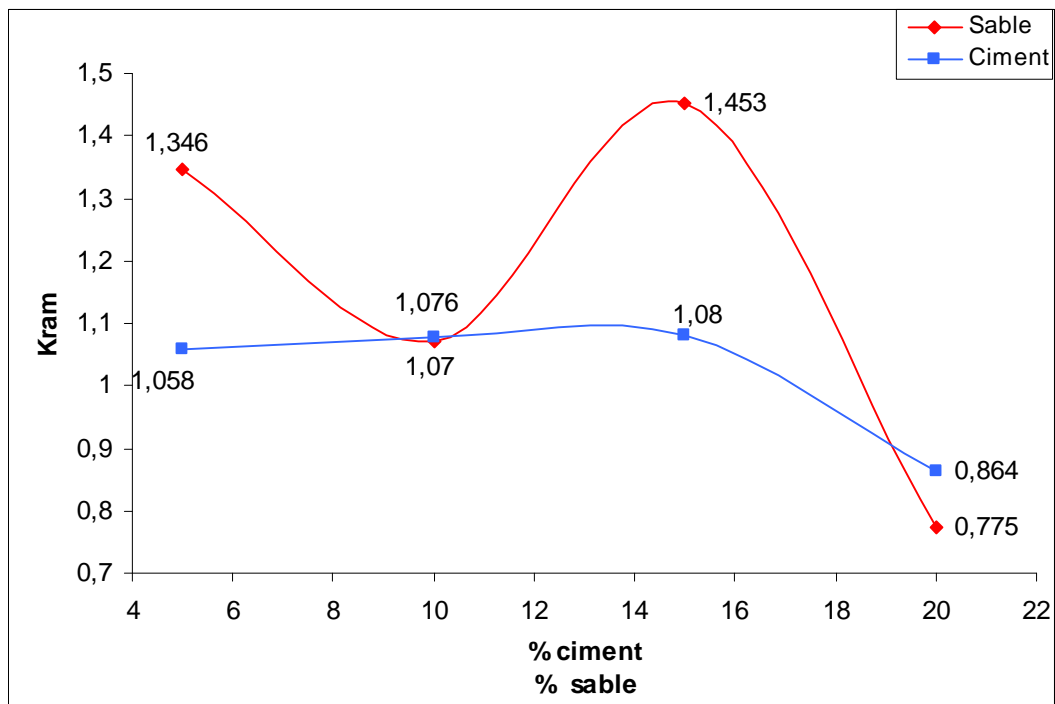


Figure VIII.7 : Comparaison du coefficient de ramollissement K_{ram} : % sable ou ciment (stabilisation : chauffage 700°C).

La résistance à l'écrasement à sec augmente proportionnellement à la teneur en ciment. La résistance à l'eau R_{sat} est améliorée par l'immersion dans l'eau. Une légère augmentation de résistance est observée par rapport à l'état sec.

On peut conclure que :

- Le ciment améliore la tenue à l'eau du matériau.
- La résistance à l'action de l'eau est très satisfaisante.

VIII.7. CONCLUSION

L'avantage principal de ce traitement est que le gain de résistance apportée aux échantillons est irréversible en présence de l'eau.

L'augmentation de résistance est plus significative pour les échantillons stabilisés au sable que ceux stabilisés au ciment

Cette étude montre que les sols stabilisés au ciment ont une tenue à l'eau satisfaisante mais s'ils sont stabilisés au sable et traité par chauffage les résultats sont excellents

CONCLUSION GENERALE

Le travail expérimental réalisé dans le cadre de cette recherche de doctorat permet de tirer les conclusions suivantes :

✚ La stabilisation mécanique par compactage dynamique d'une argile sableuse locale semble améliorer les propriétés mécaniques et la résistance à l'eau du sol par rapport aux autres méthodes. La stabilisation chimique avec une teneur en eau de 8% semble être la valeur optimale pour ce sol. Cependant, la teneur en eau optimale devrait toujours être cherchée pour obtenir une plus haute résistance et une durabilité plus élevée. La conception de bâtiments devrait toujours éviter un contact direct des blocs stabilisés de sol avec l'eau et l'eau de pluie dans des régions humides.

✚ - L'analyse des résultats expérimentaux obtenus sur un sol argileux stabilisé avec incorporation de stabilisant (ciment) révèle que celui-ci est très efficace, indispensable à la bonne tenue à l'eau, améliore la résistance à sec et le ciment est considéré comme stabilisant énergétique. L'ajout de 2% de chaux, au traitement : ciment + sable, donne de très bons résultats et peut atteindre un gain de résistance de l'ordre de 72 %. Les fillers réduisent considérablement la résistance mécanique.

✚ Les fillers améliorent, considérablement la compacité, légèrement la résistance à sec, mais nuisent énormément à la tenue à l'eau. La résistance après immersion dans l'eau devient nulle (matériaux stabilisés au fillers) coupe court à toute discussion. Leur utilisation est à éviter. Dans les mortiers de ciment l'incorporation de l'argile même en faibles quantités diminue la résistance à sec et la résistance à l'eau mais elle améliore la tenue à l'eau en absence de traces de fillers. La chaux a une influence certaine sur le mortier quelque soit la teneur en argile, la stabilisation est influencée par la chaux de manière conséquente.

✚ Un sable stabilisé avec une faible teneur en argile et en chaux donne de meilleurs résultats. On observe que 5% de chaux est une valeur optimale et correspond à un maximum de résistance. La meilleure résistance est obtenue pour une teneur optimale en chaux de 5% et une teneur en argile très faible.

✚ - Bien qu'à partir de 10% de ciment la résistance à l'état sec est très satisfaisante (supérieure à 40 daN/cm²), le traitement au ciment seul ne convient pas car même avec de fortes teneurs (15 %) la résistance après mouillage séchage est altérée et ne vaut que 88% de la résistance à sec ($C_{rh} = 0,88$). Le matériau traité est un peu sensible à l'humidité c'est-à-dire au retrait et gonflement.

✚ Pour de faibles teneurs en ciment, le sable a une grande influence sur la résistance bien que la performance soit faible, le gain obtenu par son incorporation dans le sol peut atteindre un gain de 500%. Incorporé en forte teneur dans la combinaison ciment + sable, le sable donne de très bons résultats à l'état sec et un coefficient de résistance à l'humidité supérieur à 1 (1,63) surtout en présence de teneurs élevées en ciment.

✚ - Dans la cas de l'association de ciment + sable + chaux, les résistances à sec sont excellentes (305,95 daN/cm²). La tenue à l'humidité est satisfaisante. A partir de 10% de ciment les coefficients de résistance à l'eau sont supérieurs à 1 et peuvent atteindre 1,77. L'amélioration est d'autant plus élevée que la teneur en sable incorporée est forte. L'incorporation des fillers dans cette association diminue la résistance mouillage -séchage alterné et la résistance à sec. En comparant les deux traitements ciment + sable + chaux et ciment + sable + filler, la première combinaison donne d'excellents résultats par rapport à la deuxième et ceci est obtenu grâce au rôle important joué par la chaux.

✚ Pour réduire le taux d'absorption de l'échantillon, il faut compacter avec une teneur en eau de traitement qui tient compte de l'humidité du milieu ambiant pour mieux hydrater la pâte de ciment et donner naissance à un certain nombre de constituants hydratés qui enrobent et relient les grains entre eux. Cette remontée peut être due soit à une remontée de la nappe, soit à la remontée capillaire proprement dite. Si la frange capillaire d'une nappe phréatique atteint le bloc de béton de terre stabilisée, elle est susceptible de provoquer un état plastique préjudiciable aux qualités du matériau. La variation du taux d'absorption d'eau est fonction du mode de compactage. Cette absorption est relativement faible pour les échantillons compactés dynamiquement.

✚ Les valeurs de conductivité thermique obtenues pour le matériau stabilisé sont inférieures que celles du mortier de ciment, béton et de la brique d'argile standard et par conséquent une meilleure isolation thermique est obtenue particulièrement dans des régions à climat chaud. La bonne corrélation est obtenue entre les valeurs mesurées et calculées de l'effusivité montrant l'adéquation de l'appareil expérimental simple utilisé.

✚ Le traitement par le chauffage des sols apporte un gain de résistance aux échantillons et est irréversible en présence de l'eau. L'augmentation de résistance est plus significative pour les échantillons stabilisés au sable que ceux stabilisés au ciment. Les sols stabilisés au ciment ont une tenue à l'eau satisfaisante mais s'ils sont stabilisés au sable et traité par chauffage les résultats sont excellents.

REFERECES BIBLIOGRAPHIQUES

A AFNOR (2001). Les blocs de terre comprimés pour murs et cloisons, XP- P13 – 901.

Akoto B.K.A. & Singh G. (1981). Some geotechnical properties of a lime-stabilized laterrite containing a high proportion of aluminium oxide. *Engineering Geology*, vol. 34, pp. 185-199.

Aouissi F. (2000). Comportement physique et mécanique de l'adobe paillé. MPhil Thesis, University of Laghouat, Algeria, pp. 111.

Arquie G. (1972). Compactage Routes et Pistes d'envol. Editions Eyrolles, Paris.

B Bahar R, Benazzoug M. & Kenai S. (2004). Performance of compacted cement stabilised soil. *Cement and Concrete Composite Journal*. Elsevier Applied Science Publishers LTD, ISSN 0266 - 352X, SWAMY. Vol. 26, pp 811-820, U.K.

Bahar R & Kenai S. (2009). Performance of compacted cement stabilised Soil. Conférence invitée au Séminaire International Innovation et valorisation dans le Génie Civil. Sfax, Tunisie du 05 au 07 février 2009

Bartali H. (1991). La terre armé de paille pour les constructions. Proceedings of the French-Maghreb symposium on construction with local materials, Marseille, France, October 1991, pp. 551-561.

Bell F. G. (1976). The influence of mineral content of clays on their stabilization by cement", *Assoc Engineering Geology Bulletin*, n°4.

Benazzoug, M. (2001) Contribution à l'étude des géobétons: influence des principaux procédés de stabilisation sur les propriétés physiques et mécaniques. Thèse de Magister, Département de Génie Civil, Université de Tizi-Ouzou, pp. 170.

Bendakir M. (1995). Recherche pour la prévision des architectures de terre. Rencontre des doctorants des écoles d'architecture du sud de la France, Marseille 1 et 2 juin 1995.

Ben Torki A.C. (1986). Valorisation des déchets métallurgiques dans le domaine de la stabilisation des sols (B.T.S.). Thèse de magister. Université de Annaba.

Bezrouk M. (1956). Base théorique de stabilisation des sols avec le ciment.

Borderick G.P. & Daniel, D.E. (1990). Stabilizing compacted clay against chemical attack. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 116, No. 10, pp. 1549-1567.

Bouhicha M., Aouissi F., & Kenai, S. (2005). Performance of composite soil reinforced with barely straw, *International Journal of Cement and Concrete Composites*, 27, 617-621.

C Caquot & Kerizel (1966). *Traité de mécanique des sols*. Editeur Gauthier Villars, Paris.

Cherif, I.; Kenai, S. and Matib, M. (1991). Perspectives d'une maçonnerie renforcée à base de matériaux locaux. Proceedings of Maghreb conference on local construction materials (MATLOC 91), 3-5 December 1991, Biskra, pp. 145-149.

Consoli N.C., PRIETTO P.D.M., Carraro, J.A.H. & Heineck, K.H. (2001). Behaviour of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. *Journal of Geotechnical and Geonvironmental Engineering*, pp. 774-782.

CNERIB (1991). Proceedings of Maghrebin Symposium on Development of Construction with Local Materials: MATLOC 91, 3-5 December 1991, Biskra, pp. 209.

CNERIB (1993). Recommandations pour la production et mise en œuvre du béton de terre stabilisée. CNERIB, Algiers, Algeria, pp. 33.

CNERIB (1994). Guide technique du béton de terre stabilisée. CNERIB, Ministry of housing, Algiers, Algeria, pp. 55.

Croft J.B. (1964). The processes involved in lime stabilization of clay soils. Proceedings 2nd; Aust Rd Rés Bd 2.

D

Dethier (1986). Des architectures de terre. Edition de Centre Pompidou, Paris.

Djadouf S. (2008). Etude de l'influence des ajouts (grignons d'olive et foin) sur les caractéristiques physico-chimiques de la brique en terre cuite. » Mémoire de magister, Université Abderahmane MIRA de Béjaia.

Doat P. (1979). Construire en terre. Editions alternatives et parallèles. Paris.

Doat P., Hays A. & Houben, H. (1981). Construire en terre, collection d'architecture, Paris.

Duriez & Arrambide (1961). Nouveau traité de matériaux de construction. Tome 1. Dunod, Paris.

F

Fathy H. (1970). Construire avec le peuple. Edition SNDBAD, Paris.

G

Gaher H. (). Analyse à la traction indirecte et du retrait des bétons à haute performance. Mémoire de magister soutenue à l'USTHB.

Ghavami K., Filho R.D.T. & Barbosa N.P. (1999). Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres. Cement and Concrete Composites, vol. 21, pp. 39-48.

Gherfi A. (1990). Pathologie de construction en terre en béton de terre stabilisée en Algérie. 1^{er} Séminaire Ingénierie, terre, Maroc.

Goumari F. (1989). Matériau en terre crue compactée: amélioration de sa stabilité à l'eau. Doctorate Thesis, INSA de Lyon, France.

Gresillon J.M. (1976). Etude sur la stabilisation et la compression des terres pour leur utilisation dans la construction. Annales de l'ITBTP, N° 339, Paris, mai 1976, pp. 22-23.

Gresillon J.M. (1978). Etude de l'aptitude des sols à la stabilisation au ciment application à la construction. Annales de l'ITBTP, N° 361, Paris, mai 1978, pp. 2-8.

Grim R .E. (1959). Physico-chemical properties of soils; clay minerals. Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE ,n° SM2.

Guettala A., Mezghiche B., Chebili, R. & Houari, H. (2002). Durability of lime stabilised earth blocks. Proceedings of the international congress: challenges of concrete construction: sustainable concrete construction. Editors: Dhir, R.K.; Dyer, T.D., and Holliday, J.E.; Dundee, September 2002, Thomas Telford, pp. 648- 654.

Guettala A. & Guenfoud M. (1997). Béton de terre stabilisé, propriétés physico-mécaniques et influence du type d'argile. Revue la technique moderne N°1-2, Paris

Guettala A. (2007). Béton de terre stabilisée : Amélioration de sa durabilité à l'eau. Thèse de doctorat d'état en Génie Civil soutenue à l'université Mohamed Khider, Biskra.

H

Herzog A. & Michell J.K. (1963). Reaction accompanying the stabilization of clay with cement" Highway research n° 36,

Holtz R.D. & Kovacs W.D. (1991). Introduction à la géotechnique. Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal, Canada. PP.15-132-205.

Houben, H. & Guillaud, H. (1989). Traité de construire en terre : l'encyclopédie de la construction en terre, CRATerre, vol. 1, Edition Parenthèse, Paris.

Houben H. (1995). Traité de construction en terre. EAG-CRAterre. Editions parenthèses, Paris

I Ilker (1969). Ecrouissage et fragilité comparée pour plusieurs argiles. Thèse Docteur Ingénieur Université de Grenoble.

K Kacimi M. (). Caractérisation et comportement de sols hétérogènes estuariens. Application à l'estuaire de la Loire. Thèse de doctorat soutenue à l'université de Nantes.

Kante M. (1984). Valorisation des ressources locales pour la production d'un habitat économique dans les pays en voie de développement : le cas du Mali », Thèse de Docteur - Ingénieur institut National des Sciences Appliquées du Lyon. France.

Keraali A.G. (2002). Durability of compressed and cement-stabilised building blocks” PhD Thesis, University of Warwick, school of Engineering.

Komar A. (1978). Matériaux et éléments de construction. Editions Mir Moscou.

Kommann M. (2006). La courbe de bigot revisitée, l'industrie céramique et verrière. n° 1005. Grand Lancy, Suisse

Koudri, Z. (2000). Contribution à l'étude de stabilisation d'un sol sableux : Modélisation du comportement mécanique. MSc Thesis, University of Laghouat, Algeria, pp. 113

L Lambe T.W. (1953). The structure of inorganic soil” Proceedings, ASCE, Vol.79, n°315.

Laurent J. P. & Rubaud M. (1985). La durabilité des constructions sur terre stabilisée : l'expérience des murets Dreyfus. Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. Paris.

Le Roux A. (1969). Traitement des sols argileux par la chaux. Bull. liaison Laboratoire.

M Marigo J.G. (). Propagation des ondes ultra sonores et microfissuration du béton. Thèse de doctorat 3eme cycle université Pierre Marie Curie Paris 6^{ème}.

Martin M. & Yamani (1991). Une nouvelle technique de l'adobeton. Colloque MATLOC-CNERIB, Biskra.

Melbouci, B. (1991). Influence du mode de compactage sur les caractéristiques du béton de terre stabilisée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 490, Paris, France, pp. 50-60

N Nowamooz H. (2007). Retrait / Gonflement des sols argileux compactes et naturels. Thèse de doctorat Institut National Polytechnique De Lorraine.

O Oliver M. (1994). Le matériau Terre: comportement application aux structures en blocs de terre. Thèse de Doctorat. INSA Lyon, n°94 ISAL 0004.

P Peret P. (1977). Contribution à l'étude de la stabilisation des sols fins par la chaux : étude globale du phénomène et application. Thèse de Dr. Ing. INSA de Rennes.

Philipponnat (1979). Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles.

R Remblay & Robital (1997). Mécanique des sols théorie et pratique. Modulo Editeur, Montréal, Canada
RILEM TC 153- CIB W90 CEB (1995). Technologie du bloc de terre comprimée. Modes opératoires pour les essais d'identification en laboratoire des terres, Provisional document, octobre 1995.

S Stulz R. & Mukerji K. (1988), Appropriate building materials – a catalogue of potential solutions, SKAT & IT Publications, Switzerland.

V Venkatrama Reddy B.V. (2002). Long-Term Strength and Durability of Stabilised Mud Blocks”Proceedings of NOCMAT / 3- Vietnam International Conference on Conventional Materials and Technologies, 12-13 March 2002 Hanoi, Vietnam.

Venuat M. (1980). Le traitement des sols à la chaux et au ciment. Edité par l’auteur, 1^{ère} Edition. .

Verdyen J., Roisin V. & Nuyens J. (1971). Applications de la mécanique des sols. Editions Dunod. Paris.

W William D. & Callister (2000). Science et génie des matériaux. Modulo Editeur, Montréal, Canada.

Z Zergoun S. (). Matériaux locaux. Bilan et perspective. Journée d’étude su les matériaux locaux. Ghard

ANNEXES

Annexe I

Matière première et méthode d'essai et d'analyse

Echantillon E10								
Jours	Variation dimensionnelle				Variation de masse			
	ΔL_i [mm]	ΔL_j [mm]	Longueur [mm]	ΔL_j Inversé [mm]	Retrait %	M _j [g]	M _j - M _s [g]	Humidité %
0			200			3191.6	306.6	10.62
1	/	/	/	/	/	/	/	/
2	0,55	0.55	199.45	1.42	0.72	3082	197	6.82
3	0.34	0.89	199.11	0.87	0.44	3017.7	132.7	4.6
4	0.24	1.13	198.87	0.53	0.27	2983.1	98.1	3.4
5	0.19	1.32	198.68	0.29	0.15	2957.1	72.1	2.5
9	0.08	1.4	198.6	0.1	0.13	2927.6	42.6	1.47
10	0.02	1.42	198.58	0.02	0	2925.1	40.5	1.4
11	0.	1.42	198.58	0	0	2921.5	36.5	1.26
12	0	1.42	198.58	0	0	2915.8	30.6	1.06
14	0	1.42	198.58	0	0	2903	18	0.62
16	0	1.42	198.58	0	0	2888.5	3.5	0.12
18	0	1.42	198.58	0	0	2885.5	0.5	0
			Lf= 198 mm			M _s =2885 g		

Tableau 1 : Variation des dimensions et de la masse en fonction du temps

Tableau 2: Variation des dimensions et de la masse en fonction du temps

Echantillon E14								
Jours	Variation dimensionnelle E14					Variation de masse		
	ΔL_i [mm]	ΔL_j [mm]	Longueur [mm]	ΔL_j Inversé [mm]	Retrait %	Mj [g]	Mj- Ms [g]	Humidité %
0			200			3139.2		13.9
1								
2	1.4	1.4	198.6	2.69	1.36	2970	214	7,76
3	0.69	2.09	197.91	1.29	0.65	2888	132	4,79
4	0.3	2.39	197.61	0.6	0.3	2850.9	94.9	3,44
5	0.16	2.55	197.45	0.3	0.15	2830.7	74.7	2,71
6	0.1	2.65	197.35	0.14	0.04	2818.5	62.5	2,26
7	0.04	2.69	197.31	0.04	0	2802.8	46.8	1,7
8	0	2.69	197.31	0	0	2791.1	35.1	1,27
10	0	2.69	197.31	0	0	2780.8	24.8	0,9
11	0	2.69	197.31	0	0	2773.7	17.7	0.62
12	0	2.69	197.31	0	0	2768.2	12.2	0,44
13	0	2.69	197.31	0	0	2762.9	6.9	0,25
14	0	2.69	197.31	0	0	2757	1	0
			Lf=197 mm			M _s =27.56 g		

Tableau 3 : Variation des dimensions et de la masse en fonction du temps

Echantillon E30								
Jours	Variation dimensionnelle					Variation de masse		
	ΔL_i [mm]	ΔL_j [mm]	Longueur [mm]	ΔL_j Inversé [mm]	Retrait %	Mj [g]	Mj-Ms [g]	Humidité %
0			200			2806.8	572	29.1

1								
2								
3	9	9	191	26	14.94	2609.6	435.6	20.03
4	7.11	16.11	183.89	17.01	9.77	2497.3	323.3	14.87
5	6.9	23.01	176.99	9.9	5.69	2408.8	234.8	10.8
7	1.95	24.96	175.04	3	1.72	2326.2	152.2	7.02
9	0.9	25.86	174.14	1.05	0.6	2271.8	97.8	4.5
11	0.15	26	174	0.15	0	2215.3	41.3	1.9
12	0	26	174	0	0	2200.1	26.1	1.2
13	0	26	174	0	0	2195	21	0.96
14	0	26	174	0	0	2188.9	14.9	0.68
15	0	26	174	0	0	2186.5	12.5	0.57
19	0	26	174	0	0	2175	1	0
20	0	26	174	0	0	2174.1	0.1	0
			Lf = 174 mm			M _s = 21.74 g		

ANNEXE 2

Stabilisation par densification et au ciment

Tableau 1 : Variation de la densité sèche -Teneur en eau pour différentes énergies spécifiques

Energie de compactage Eu	Teneur en eau %	Section [cm ²]	Hauteur [cm]	Poids sec [g]	Densité sèche
-----------------------------	--------------------	----------------------------	--------------	---------------	------------------

[Joules/cm ³]					
3,0	8	113,10	7,7	1605	1,84
	10		7,5	1630	1,92
	11		7,1	1590	1,98
	12		7,4	1640	1,95
5,5	8	113,1	7,1	1590	1,96
	10,5		7	1580	2,03
	12		7,2	1620	1,98
	14		7,3	1605	1,94
8,3	8	113,1	6,9	1580	2,02
	10		6,8	1600	2,08
	12		7,3	1645	2,0
	14		7,4	1590	1,90
10,3	8	113,1	6,9	1600	2,04
	9,5		6,8	1590	2,08
	12		7	1600	2,08
	14		7,2	1570	1,92

Tableau 2 : Résistance à la compression simple à Rsec à l'état sec -teneur en eau pour différents niveaux d'énergie Eu – matériau brut

N° éprouvette	Energie de compactage [Joules]	Teneur en eau [%]	Force de rupture F [KN]	Section S = $\pi D^2/4$ [cm ²]	Résistance Rsec = F/S [daN/cm ²]
1	3	8	25,5	113,1	22,54
2		10	42,0		37,20
3		11	52,2		46,20
4		14	36,3		32,10
1	5,5	8	54,6	113,1	48,3
2		10,5	58,8		52,0
3		12	46,0		40,7
4		14	39,7		35,1
1	8,3	8	77,6	113,1	68,0
2		10	79,0		70,0
3		12	55,2		48,0
4		14	45,6		40,3

Tableau 3 : Résistance à l'écrasement à l'état sec (Rsec) et après immersion de 48 heures (Rsat) en fonction de la teneur en ciment pour Eu = 8.3 j/cm³

Ecrasement	Teneur en eau %	Section Cm ²	% ciment	Force de rupture F [KN]	Résistance à l'écrasement [daN/cm ²]
A l'état sec Rsec			2	66	58.76
			4	65	58
			6	99.2	87.78

	12	113.1	8	102.9	90.98
			10	101.9	90
			12	119.2	105.4
Après immersion de 48 heures R _{sat}	12	113.1	2	14	12.38
			4	15	12.82
			6	21.49	19
			8	23.18	20.5
			10	23.94	21.17
			12	29.97	26.5

Tableau 4 : Détermination de la densité sèche optimale pour différentes forces de compression :

Force de compression statique [KN]	Teneur en eau %	Poids humide [g]	Poids sec [g]	Section [cm ²]	Hauteur [cm]	Densité sèche $\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$
16,5	8	1405	1300	78,5	10,4	1,592
	10	1425	1295		9,5	1,736
	12	1460	1305		9	1,847
	13,3	1490	1315		8,5	1,970
	15	1530	1330		8,9	1,900
33	8	1403	1300	78,5	9	1,840
	10	1430	1300		8,8	1,881
	13	1485	1315		8,3	2,018
	15	1530	1330		8,8	1,825
49,5	8	1435	1330	78,5	8,75	1,936
	10	1490	1355		8,5	2,030
	12	1510	1350		8,3	2,072
	15	1550	1350		8,7	1,976
57	8	1425	1320	78,5	8,6	1,855
	1	1475	1340		8,2	2,083
	12	1505	1345		8,3	2,064
	15	1530	1330		8,65	1,958

Tableau 5: Variation de la résistance à la compression (R_{sec})-Teneur en eau pour différentes valeurs de forces de compression statique

Force de compression statique [KN]	Teneur en eau %	Section [cm ²]	Force de rupture [KN]	Résistance à la compression [daN/cm ²] R _{sec}
16,5	8	78,5	6,75	8,6
	10		9,4	11,97
	12		14,75	18,79
	13,3		25	31,85

	15		19,75	25,16
33	8	78,5	13,5	17,19
	10		24,75	31,52
	13		31,25	39,80
	15		22,25	28,34
49,5	8	78,5	18,25	23,25
	10		29,75	37,89
	12		35	44,58
	15		25,25	32,16
57	8	100	21,25	27,07
	10		34	43,31
	12		38,4	48,91
	15		22,4	28,53

Tableau 6 : Résistance à la compression simple à l'état sec (R_{sec}) et après immersion de 48 heures (R_{sat}) - teneur en ciment

	Force de pression statique [KN]	Teneur en eau %	Teneur en ciment %	Hauteur [cm]	Section [cm ²]	Force de rupture [KN]	Résistance à l'écrasement [daN/cm ²]
Etat sec R_{sec}	57	12	2	7,90	78,5	33,4	42,55
			4	8,15		42,6	54,26
			6	8,30		52,0	66,24
			8	8,5		56,6	72,10
			10	8,55		60,8	77,45
			15	9,2		64,0	81,52
Après immersion de 48 heures R_{sat}	57	12	2	/	78,5	/	/
			4	/		/	/
			6	/		5,75	7,33
			8	/		6,07	7,74
			10	/		8,32	10,60
			15	/		12,48	15,90

Tableau 7 : Variation de la densité sèche -teneur en eau pour différentes forces de compression statique : après vibration

Force de compression statique [KN]	Teneur en eau %	Poids humide [g]	Poids sec [g]	Hauteur [cm]	Densité sèche $\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$
------------------------------------	-----------------	------------------	---------------	--------------	---

16,5		8	1480	1380	10,1	1,728
		10	1495	1360	9,5	1,824
		12	1535	1370	9	1,939
		15	1565	1360	8,9	1,946
33	Ecrasement à l'état sec R sec	8	1465	1355	9,25	1,800
		10	1485	1350	8,8	1,954
		12	1510	1350	8,5	2,023
		15	1565	1360	8,8	1,908
49,5	A l'état sec R sec	8	1460	1350	8,8	1,863
		10	1490	1355	8,5	1,974
		12 ⁵⁷	1530	1365	8,4	2,043
		15	1560	1365	8,8	1,946
57	Après immersion de 48 h R _{sat}	8	1465	1355	8,75	1,870
		10	1520	1380	8,7	2,020
		12	1520	1355	8,3	2,079
		15	1545	1345	8,6	1,992
Après immersion de 48 h	57	12	8			10,6
			10			11,61
			15			15,08

Tableau 8 : Variation de la résistance à l'écrasement à l'état sec (R_{sec})-Teneur en eau pour différentes forces de compression

Tableau 9 : Evolution de la résistance à l'écrasement à sec [Rsec] et après immersion de 48 heures [Rsat] en fonction de la teneur en ciment

Force de compression [KN]	Teneur en eau %	Force de rupture [KN]	Résistance à la compression Rsec [daN/cm ²]
16,5	8	5,6	7,13
	10	12	15,28
	12	17,2	21,91
	15	26	33,12
33	8	9,4	11,97
	10	21,6	27,51
	12	28,47	36,18
	15	25,2	32,10
49,5	8	13,2	16,81
	10	26,4	33,63
	12	33	42
	15	28,5	36,3
57	8	17,2	21,91
	10	29,6	37,71
	12	36,9	47
	15	31,6	40,25

Tableau 10 : Variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour différents modes de compactage

Mode de compactage	Teneur en eau %	Densité sèche
Compactage dynamique Eu = 10,3j/cm ³	8	2,04
	9,5	2,08
	12	2,08
	14	1,92
Compactage statique FCS = 57KN	8	1,855
	10	2,083
	12	2,064
	15	1,958
Vibro-compactage FCS = 57KN	8	1,972
	10	2,020
	12	2,079
	15	1,992

ANNEXE 3

Stabilisation des sols argileux en vue de leur utilisation dans la construction

Tableau 1 : Influence du traitement mixte (ciment + chaux) sur la résistance à la compression sec.

% Ciment	% Chaux	Section (cm ²)	Force de rupture Fcs (KN)	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN/cm ²)
5	0	81.71	/	137
	2		122	149.3
	5		115	140.7
10	0		/	144
	2		131	160.3
	5		112	137
15	0		/	154
	2		140	171
	5		134	164

Tableau 2 : Résistance à l'écrasement à sec Rsec - traitement : Ciment + Fillers

% Ciment	% Fillers	Section (cm ²)	Force de rupture Fcs (KN)	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN /cm ²)
5	0	81.71	/	137
	2		80	98
	5		74	91
	10		55	67
10	0		/	144
	2		107	132
	5		106	129
	10		105	128
15	0		/	154
	2		127	155
	5		108	132
	10		107	131

Tableau 3 : Influence du traitement : Ciment + sable sur la résistance à la compression Rsec.

% Ciment	% sable	Section(cm ²)	Force de rupture Fcs (KN)	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN/cm ²)
5	0	81.71	/	137
	20		61	75
	30		57	70
	50		63	77
10	0		/	144
	20		100	122
	30		76	93
	50		83	102
15	0		/	154
	20		124	152
	30		121	148
	50		148	181

Tableau 4 : variation de la résistance à l'écrasement à sec en fonction de la teneur en chaux pour la combinaison : Ciment + Sable + Chaux

% Ciment	% Sable	% Chaux	Section Cm ²	Force de rupture Fcs (KN)	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN/cm ²)
5	20	0	81.71	/	75
		2		98	120
		5		130	159
	30	0		/	70
		2		88	107.7
		5		105	128.5
10	20	0		/	122
		2		117	143.12
		5		148	181.13
	30	0		/	93
		2		131	160.32
		5		159	194.6
15	20	0	/	152	
		2	169	206.83	
		5	160	195.81	
	30	0	/	148	
		2	192	235	
		5	152	186	

Tableau 5. : Variation de la résistance à l'écrasement en fonction de la teneur en filler : combinaison de :filler + Ciment + Sable

% Ciment	Section Cm ²	Force de rupture après immersion Fsat (KN)	Résistance à l'écrasement après immersion R sat (daN/cm ²)	Résistance à l'écrasement à sec Rsec	Coefficient de ramollissement Kram
5	81.71	06	7.34	137	0.05
10		38	46.5	144	0.32
15		56	68.53	154	0.44

Tableau 6 : Evolution de la résistance après immersion de 24 h Rcsat en fonction de la teneur en ciment

% Ciment	% Sable	% Fillers	Section (cm ²)	Force de rupture Fcs (KN)	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN/cm ²)
10	20	0	81.71	/	122
		2		98	120
		5		71	87
	30	0		/	93
		2		116	142
		5		61	74.6
15	20	0		/	152
		2		123	150,3
		5		105	128.5
	30	0	/	148	
		2	140	171.3	
		5	125	153	

Tableau 7 : Variation de la résistance après immersion de 24 h et du coefficient de ramollissement en fonction de : Ciment +Chaux :

% Ciment	% Chaux	Section Cm ²	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN/cm ²)	Force de rupture après immersion Fsat (KN)	Résistance à l'écrasement après immersion Rc sat (daN/cm ²)	Coefficient de ramollissement Kram
5	0	81.71	/	/	/	0.05
	2		149.2	43	52.6	0,352
	5		140.7	44	54	0,383
10	0		/	/	/	0.32
	2		160.32	52	63,64	0,396
	5		137	59	72,2	0,524
15	0		/	/	/	0.44
	2		171	74	90,56	0,529
	5		140.7	57	69,76	0,495

Tableau 8 : Influence de la combinaison de : Ciment + Fillers sur la résistance après immersion Rcsat de 24 h et sur le coefficient de ramollissement

% Ciment	% Fillers	Section Cm ²	Résistance à l'écrasement sec Rcs (daN/cm ²)	Force De rupture après immersion Fsat (KN)	Résistance à l'écrasement après immersion Rcsat (daN/cm ²)	kram
5	2	81.71	98	17	20,8	0.212
	5		91	18	22	0.241
	10		67	17	20,8	0.310
10	2		132	33	40,4	0.306
	5		129	36	44	0.341
	10		128	29	35,49	0.277
15	2		155	45	55	0.354
	5		132	53	64.80	0.490
	10		131	51	62.4	0.476

Tableau 9 : Evolution de la résistance après immersion de 24 h en fonction de : Ciment + sable :

% Ciment	% sable	Section Cm ²	Résistance à l'écrasement à sec. Rsec (daN/cm ²)	Force de rupture Fc _h (KN)	Résistance à l'écrasement après immersion Rsat (daN/cm ²)	coefficient de ramollissement kram
5	20	81.71	75	16	19.58	0.26
	30		70	18	22.03	0.314
	50		77	19	23.25	0.301
10	20		122	42	51.4	0.421
	30		93	39	47.72	0.513
	50		102	38	46.50	0.455
15	20		152	69	84.44	0.555
	30		148	55	67.31	0.454
	50		181	67	82	0.453

Tableau 10 : influence du Ciment + Sable + Chaux sur la résistance après immersion de 24h et les coefficients de ramollissement :

% Ciment	% Sable	% Chaux	Section Cm ²	Résistance à l'écrasement à sec Rsec (daN/cm ²)	Force Fcs (KN)	Résistance à l'écrasement après immersion Rsat (daN/cm ²)	Kram
5	20	0	81.71	75	/	19.58	0.261
		2		120	36	44	0.366
		5		159	44	54	0.339
	30	0		70	/	22.03	0.314
		2		107.7	40	48	0.445
		5		128.5	45	55	0.428
10	20	0		122	/	51.4	0.421
		2		143.12	66	80.77	0.564
		5		181.13	81	99.13	0.547
	30	0		93	/	47.72	0.513
		2		160.32	62	75.88	0.473
		5		194.6	91	111.37	0.572
15	20	0	152	/	84.44	0.555	
		2	206.83	72	88.12	0.426	
		5	195.81	97	118.71	0.606	
	30	0	148	/	67.31	0.454	
		2	235	89	108.92	0.463	
		5	186	95	116.26	0.625	

Tableau 11 : Evolution de la résistance après immersion de 24 h en fonction de la teneur en ciment pour différents types de traitement

% ciment	Traitement					
	Ciment seul	Ciment + 5% chaux	Ciment + sable		Ciment + sable + 5% chaux	
			Ciment +	Ciment +	Ciment +30% sable	Ciment +20% sable
			30% sable	20% sable	+5% chaux	+5% chaux
5	7,34	54	22,03	19,58	55	54
10	46,5	72,2	47,72	51,4	111,37	99,13
15	68,53	69,76	67,31	84,44	116,26	118,71

Tableau 12 : Variation de la résistance après immersion de 24h et du coefficient de ramollissement en fonction de la teneur en Ciment + Sable + Fillers.

% Ciment	% Sable	% Fillers	Section Cm ²	Résistance à l'écrasement à sec Rcs (daN/cm ²)	Force de rupture après immersion Fcs (KN)	Résistance à l'écrasement après immersion Rc sat (daN/cm ²)	Kram
10	20	0	81.71	122	/	51,4	0,421
		2		120	46	56.3	0,469
		5		87	26	32.0	0,367
	30	0		93	/	47,72	0,513
		2		142	47	57.7	0,406
		5		74.6	38	46.5	0,623
15	20	0		152	/	84,44	0,555
		2		150.3	76	93	0,618
		5		128.5	44	53.85	0,419
	30	0	148	/	67,31	0,454	
		2	171.3	90	110.15	0,643	
		5	153	57	69.76	0,455	