

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de La Recherche Scientifique



Université de Ghardaïa



Faculté des Sciences et Technologies

Département Génie civil

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité : structures

Par :

Bouhicha Abd El Djalil

Bengaid Abd El Djalil

Thème

**Influence de l'ajout des liants hydraulique sur le comportement
hydromécanique d'un mélange tuf/bentonite**

Déposé le : 09/06/2022

Au jury composé de :

DAHEUR Elhadj Guesmia

Maître de conférences

Encadreur

DEMDOUM Abdellah

Docteur

Examineur

NESSIL Hamid

M.A.A

Examineur

Année universitaire : 2021/2022

DEDICACE

Je dédie cet humble travail :

A ma mère qui a été à mes côtés et qui m'a soutenu toute ma vie.

A l'esprit de mon père que dieu bénisse son âme.

A me cher frère

Anes

A me chère sœur

Safia

A toute ma grande famille particulièrement.

A mon ami le plus cher en particulier

Karim Sami Zahro et à tous mes proches sans exception.

Je dédie cette remise des diplômes à mon partenaire dans ce travail

BenGaïd.

À la meilleure promo j'ai étudié avec elle.

Que dieu vous bénisse tous et vous garde toujours à mes côtés.

A mes professeurs qui m'ont enseigné et à tous ceux qui me sont chers.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents ma mère et mon père

Pour la patience, leur amour, leur soutien et leur encouragement.

A ma grande mère Fadila

A ma tante Nawel

A mes chers frères et sœurs

Lilya, Mehdi, aya.

Pour leur soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de
mes études.

A mes neveux et nièces chacun à son nom.

. A toute ma grande famille particulièrement.

A mes très chères amis houssem ,abd el kader ,kilani,mbarek

Et à mon binôme bouhicha.

Que dieu vous bénisse tous et vous garde toujours à mes côtés.

A mes professeurs qui m'ont enseigné et à tous ceux qui me sont
chers.

Remerciement

Nous remercions DIEU tout puissant qui nous a protégés le long de notre cursus d'étude.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à notre encadreur Monsieur Daheur Elhadj Guesmia, qui nous a aidé pour faire ce travail et sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nous tenons à remercier tout l'équipe de LTPS, à l'aide sur le plan expérimental notamment nos essais réalisés en laboratoire, pour sa disponibilité, son esprit de partage, sa grande conscience professionnelle et la sympathie qui le caractérise.

Nous tenons remercier vivement Monsieur le Président et les membres du jury d'avoir accepté de juger ce travail.

Pour finir nous remercions vont également à tous ceux qui de près ou de loin ma apporté aide et encouragement.

Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude ainsi que toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réussite de ce travail.

Résumé :

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux de la région de Ghardaïa (Sud algérien), en vue de leur utilisation comme barrière passive dans les fonds et les flancs des centres d'enfouissement techniques. Dans cette étude, les caractéristiques hydromécaniques d'un mélange de tuf-bentonite et tuf-bentonite/ciment (blanc et noir) mixés avec la chaux étudiées en vue comme proposer une barrière passive local.

Une série des essais de limite d'Atterberg, de perméabilité à charge variable pour les caractéristiques hydrauliques, ainsi que des essais de compression de traction et de cisaillement direct pour les caractéristiques mécaniques ont été réalisés sur un mélanges tuf-bentonite traité et non traité.

Les résultats obtenus lors des essais de résistance indiquent que la résistance à la compression, à la traction et la cohésion augmentent avec l'augmentation de la teneur en liants. La meilleure formule concernant le choix est "Tuf bentonite + 5% de ciment noir mélangé à de la chaux». Cette formule peut retenu comme matériau de barrière passive des dans les régions arides et semi-arides.

Mots-clés : Barrière hydraulique, Tuf (T), Bentonite (B), Ciment blanc (CB), ciment noir (CN), chaux (Ch), Conductivité hydraulique, Comportement mécanique.

ملخص

ويندرج هذا العمل في إطار تثمين المواد المحلية من منطقة غرداية (جنوب الجزائر)، بهدف استخدامها كحواجز هندسية في مراكز ردم النفايات. في هذه الدراسة. في هذه الدراسة، تمت دراسة الخصائص الهيدروميكانيكية لخليط الطف - البنتونيت والطف - البنتونيت / الأسمنت (الأبيض والأسود) الممزوج بالجير بهدف اقتراح مادة حاجزة محلية تم إجراء سلسلة من اختبارات حد التبرارغ، واختبارات نفاذية الحمل المتغير للخصائص الهيدروليكية، بالإضافة إلى اختبارات ضغط الشد والقص المباشر للخصائص الميكانيكية على خليط من الطف والبنتونيت المعالج وغير المعالج.

تشير النتائج التي تم الحصول عليها خلال اختبارات القوة إلى أن قوة الضغط وقوة الشد والتماسك تزداد مع زيادة محتوى الموثق. أفضل صيغة فيما يتعلق بالاختيار هي "الطف البنتونيت + 5٪ من الأسمنت الأسود الممزوج بالجير". يمكن استخدام هذه الصيغة كمادة حاجز سلبية في المناطق القاحلة وشبه القاحلة.

المفاتيح

الحواجز الهيدروليكية، بنتونيت، الطف، اسمنت، الجير، النفاذية، مقاومة القص، مقاومة الضغط مراكز دفن النفايات،

Abstract

This work is part of the valorization of local materials from the Ghardaïa region (southern Algeria), with a view to their use as a passive barrier in the bottoms and flanks of technical landfills. In this study, the hydromechanical characteristics of tuff-bentonite and tuff-bentonite/cement mixture (white and black) mixed with lime are studied with a view to proposing a local barrier material.

A series of Atterberg limit tests, variable load permeability tests for hydraulic characteristics, as well as tensile compression and direct shear tests for mechanical characteristics were carried out on a treated and untreated tuff-bentonite mixture.

The results obtained during the strength tests indicate that the compressive strength, tensile strength and cohesion increase with the increase in the binder content. The best formula regarding the choice is "tuff-bentonite + 5% black cement mixed with lime". This formula can be used as a passive barrier material in arid and semi-arid regions.

Keywords: Hydraulic barrier, Tuff (T), Bentonite (B), White cement (CB), black cement (CN), lime (Ch), Hydraulic conductivity, Mechanical behavior.

Table des matières

DÉDICACES	
Remerciement	
المخلص	
Résumé	
Abstract	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	
Chapitre I:	
I-1 INTRODUCTION	3
I-2 LES TECHNIQUES DE STABILISATIONS UTILISEES	3
I-3 STABILISATION AVEC DES ADDITIFS	4
I-3-1 les hydrophobes	4
I-3-2 Les liants	5
I-3-2-1 Liants hydrauliques	5
I-4 OBJET DU TRAITEMENT AUX LIANTS HYDRAULIQUES	5
I-5 NOTIONS GENERALES A CONNAITRE POUR POUVOIR FAIRE DU TRAITEMENT DES SOLS (CFTR - info)	6
I-6 EFFETS DES LIANTS HYDRAULIQUES SUR LES SOLS	7
I-6-1 Modification de la teneur en eau	7
I-6-2 Modifications du sol	8
I-6-2-1 Cas de la chaux	8
I-6-2-2 Cas du ciment	12
I-6-2-3 Cas d'un traitement mixte	13
I-7 TECHNIQUES DE REALISATION DES TRAVAUX DE TRAITEMENT	13
I-7-1 Principales opérations de traitement	13
I-8 CONCLUSION	15

Chapitre II: Comportement hydro-mécanique des mélange sol-bentonite	
II-1 INTRODUCTION	16
II-2 COMPORTEMENT HYDRIQUE	16
II-2.1 Perméabilité saturée des sols	16
II-2.2. Définition	17
II-2.3 Effets de différents facteurs sur la perméabilité	19
II-2.3.1. Influence des paramètres liés au compactage	20
II-2.3.2. Influence de la composition des mélanges	21
II-2.3.3. Influence du degré de saturation	21
II-2.3.4. Influence de la contrainte vertical	22
II-2.3.5. Influence du gradient hydraulique	22
II-2.3.6. Influence de la température	23
II-2.4 Matériels de mesure de la perméabilité saturée	23
II-2.5. Mesure de la perméabilité saturée	23
II-2.5.1. Mesures en régime permanent	23
II-3. Critères Des Barrières Naturelles :	25
II-4 Comportement mécanique des mélanges sol sableux-bentonite	26
II-4.1. Résistance au cisaillement	26
II-4.1.1. Effet du lixiviat des ISD classe II sur la résistance au cisaillement des barrières étanches	27
II-4.2. Paramètres de résistance au cisaillement pour les sols non saturés	27
II-4.2.1. Généralités	27
II-5 Résistance à la traction et Résistance à la compression non confinées	29
II-5.1. Résistance à la traction	29
II-5.2. Résistance à la compression	30
II-6. Revue de quelques travaux précédents faits dans ce domaine	33
II-6.1 Travaux de Ben Dhia (1983)	34
II-6.2. Travaux de Boukezzi (1997)	36
II-7. Protocole expérimentale	38

II-8. Conclusion	39
CHAPITRE III : Caractérisation des matériaux étudiés	
III-1. INTRODUCTION	40
III-2. PRESENTATION ET LOCALISATION DES MATERIAUX	40
III-2.1 Présentation de la Wilaya De GHARDAIA	41
III-2.1.1. Climatologie de GHARDAIA	42
III-2.1.1.1 Température	42
III-2.1.1.2 L'humidité	42
III-2.1.1.3 Les vents	42
III-3. CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES	43
III-3.1 Analyse granulométrique	43
III-3.1.1 Analyse granulométrique par tamisage	43
III-3.1.2 Analyse granulométrique par sédimentométrie	44
III-3.2. Qualité des fines	47
III-3.2.1 Limite d'Atterberg selon la norme NF p 94-051	47
III-3.2.2. Essai d'équivalent de sable	52
III-3.3. Essai Proctor normal	53
III-3.4. Essai de compression simple	56
III-3.4.1 Préparation des échantillons	57
III-3.4.2 Procédure d'essai	59
III-4 RECAPITULATIF DES ESSAIS D'IDENTIFICATION	59
III-5 CONCLUSION	61
CHAPITRE IV:	
IV-1 Introduction	62
IV-2.1. Présentation des ciments utilisés	62
IV-2.1.1. Le Ciment noir utilisé	63
IV-2.1.1.1. Composition chimique et minéralogique	63
IV-2.1.2. Ciment blanc utilisé	64
IV-2.1.3. La chaux utiliser	65

IV-2.2. Influence de traitement sur les caractéristiques de compactage	65
IV-2.3. Influence de traitement sur les limites d'Atterberg	67
IV-2.4. Comportement Hydraulique Des Mélanges Bentonite-Tuf et Bentonite-Tuf-ciment-chaux	68
IV-2.4.1. Essai de perméabilité à charge variable (AFNOR NFX 30-441)	68
IV-2.5. Influence de traitement au ciment et la chaux sur le Comportement mécanique du mélange Tuf-bentonite :	70
IV-2.5.1. Résistance au cisaillement directe des mélanges (AFNOR NF P 94-071-1)	70
IV-2.5.1.1. Préparation des échantillons	71
IV-2.5.2. La résistance à la compression non confinée (NF P 98-230-2) :	78
IV-2.5.2.1. Préparation des échantillons	78
IV-2.5.3. La résistance à la traction (essai de brésilien)	81
IV-3. Conclusion	82
Conclusion générale	84
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :	86

LIST OF FIGURES

CHAPITRE I

FIGURE I- 1 Cycle de fabrication de la chaux.....	7
FIGURE I- 2 - Effet de traitement à la chaux sur la consistance d'un sol.	9
FIGURE I- 3 Evolution des caractéristiques de l'optimum Proctor suite au chaulage du sol (Daheur 2011).	10
FIGURE I- 4 - Schéma du mécanisme observé lors du traitement (Goual I. 2002).	11
FIGURE I- 5 Procédé de traitement des sols.....	13

CHAPITRE II

FIGURE II- 1 Validité de la loi de Darcy selon Tavenas et al., 1983.....	19
FIGURE II- 2 procédure d'essai à charge constante.....	24
FIGURE II- 3 Procédure d'essai à charge variable.....	25
FIGURE II- 4 Influence de la teneur en argile sur la résistance à la traction (Barzegar et al., 1994).....	29
FIGURE II- 5 Compression non confinée en fonction d'âge de durcissement des échantillons : (a) Sable-bentonite (SB) et (b) sable-bentonite-ciment (SBC) ; (c) Résistance à la traction en fonction d'âge de durcissement (Iravani et al., 2014).	30
FIGURE II- 6 Comportement contrainte-déformation des matériaux 40%Sable-60%Argile (CS-II) ,20%Sable-80%Argile (CS-I) et 100% d'argile (NC) (Khan et al., 2014).	31
FIGURE II- 7 Schéma des courbes de rétention du mélange Tuf-Sable calcaire et du sable calcaire (Goual et al., 2012).	32
FIGURE II- 8 Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de sable calcaire pour différents âges (Goual et al., 2012).....	32
FIGURE II- 9 Variation (a) de la contrainte déviatorique maximale et (b) le module sécant d'une craie avec la teneur en eau (Taïbi et al., 2009).	33
FIGURE II- 10 Evolution des résistances en compression simple de deux tufs traités à la chaux.	35
Figure II- 11 Evolution des résistances en traction simple de deux tufs traités à la chaux.....	35
Figure II- 12 Evolution des résistances en compression simple de deux tufs traités au laitier granulé	36

Figure II- 13 Evolution des résistances en traction simple de deux tufs traités au laitier granulé.	36
Figure II- 14 Variation de l'indice CBR immédiat en fonction de la teneur en ciment	37
Figure II- 15 Evolution des résistances en traction simple de deux tufs traités au laitier granulé.	37
Figure II- 16 Evolution des résistances en compression simple en fonction de l'âge des tufs traités au ciment.	38
Figure II- 17 Evolution des résistances en compression simple en fonction de l'âge des tufs traités à la chaux.	38

CHAPITRE III

<i>FIGURE III- 1</i> Localisation tuf utilisés.	41
<i>FIGURE III- 2</i> Tuf.....	41
<i>FIGURE III- 3</i> Bentonite	41
<i>FIGURE III- 4</i> Ensemble des tamis	45
<i>FIGURE III- 5</i> Courbes granulométriques de 92%tuf +8%Bentonite.	46
<i>FIGURE III- 6</i> Définition des Limites d'Atterberg.....	48
<i>FIGURE III- 7</i> Boite de Casagrande.....	49
<i>FIGURE III- 8</i> : Imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante notre échantillon.....	49
<i>FIGURE III- 9</i> Détermination la Limite de Liquidité.....	50
<i>FIGURE III- 10</i> Détermination la Limite de Plasticité.	51
<i>FIGURE III- 11</i> Localisation du mélange 92% tuf+8% bentonite sur le diagramme de Casagrande.	52
<i>FIGURE III- 12</i> Etuve petit model.....	54
<i>FIGURE III- 13</i> moule de Proctor entièrement rempli.	55
<i>FIGURE III- 14</i> échantillons après séchage à étuve 55 ° pendant 48h.....	55
<i>FIGURE III- 15</i> : Courbes Proctor du mélange 92% tuf+ 8% bentonite.	56
<i>FIGURE III- 16</i> (a) Moules de confection ; (b) Préparation des éprouvettes; (c) Presse hydraulique (d) Ecrasement d'éprouvette par la presse CBR ; (e) éprouvette écrasé.	58
<i>FIGURE III- 17</i> Courbe contrainte- déformation de notre échantillon.....	59

CHAPITRE IV

Figure IV- 1 Ciment matine NA442 CEM II /A-L 42.5.....	63
Figure IV- 2 Malaki /B-L 42,5 N.....	64
Figure IV- 3 chaux naturelle cailloux.....	65
Figure IV- 4 Courbe Proctor Normal des mélanges TB-CC.	66
Figure IV- 5 Influence de la teneur en liants sur les caractéristiques de <i>compactage</i> :.....	67
FIGURE IV- 6 Essai de perméabilité à charge variable	70
Figure IV- 7 Influence de traitement aux liants sur la résistance au cisaillement (après séchage) (<i>a</i>) <i>courbe contraintes – déplacement</i> (<i>b</i>) <i>chemins de contrainte dans le plan</i> [τ , σ].....	71
Figure IV- 8: Influence de traitement aux liants sur la résistance au cisaillement (immédiatement après confection) :	74
Figure IV- 9 Variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction des pourcentages des liants (immédiatement après confection)	77
Figure IV- 10 Variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction des pourcentages des liants (après séchage à l'étuve).....	77
Figure IV- 11 Schéma des moules de compactage utilisés pour confectionner des éprouvettes.	78
Figure IV- 12 Courbes contrainte-déformation des déferents mélange sans et avec traitement	79
Figure IV- 13 Principe de détermination des modules sécant E50	80
Figure IV- 14 Variation de la contrainte maximale et le module sécant E50 en fonction des dosages des liants.....	80
FIGURE IV- 15 Schéma de principe d'écrasement par fendage	82
Figure IV- 16 Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage des liants.	82

List de tableau

Chapiter I

Tableau I- 1 - Avantages et Inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées (Babouri R. 2008)..... 3

Tableau I- 2 Classification des liants (Livet M. 1990). 5

Chapiter II

Tableau II- 1 Valeur de la résistance en traction (Rt) simple et du module sécant (Es).... 35

Tableau II- 2 Equations empiriques non linéaires d'écoulement dans les sols (Basak, 1977 et Didier et al., 1997)..... 18

Tableau II- 3 Facteurs affectant la perméabilité (Gaidi 2002)..... 20

Tableau II- 4 Identification des sols pour les barrières passives (Demdoun, 2019) 25

Chapiter III

Tableau III- 1 Quelques valeurs des éléments climatologiques de la région Ghardaïa (SMO 2018)..... 42

Tableau III- 2 Résultats récapitulatif de l'analyse granulométrique de mélange 92%tuf +8% bentonite 46

Tableau III- 3 : Valeur de limites d'Atterberg 51

Tableau III- 4 Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992)..... 51

Tableau III- 5 Valeurs de l'équivalent de sable ES. 52

Tableau III- 6 : Caractéristiques optimales de Proctor Normal. 56

Tableau III- 7 Propriétés géotechnique du mélange 92% tuf + 8% bentonite. 59

Tableau III- 8 Classification USCS des sols grenus (plus de 50 % d'éléments > 0,08 mm). 60

Chapiter IV

Tableau IV- 1: Résultats des analyses chimique du ciment MATINE (Fiche technique) 63

Tableau IV- 2 Résultats des analyses physiques du ciment MATINE (Fiche technique)..... 64

Tableau IV- 3 Résultats des analyses chimique du ciment Malaki, (Fiche technique)..... 64

Tableau IV- 4 : Résultats des analyses physiques du ciment Malaki, (Fiche technique)..... 65

Tableau IV- 5 Résultats des analyses chimique du ciment caillou, (Fiche technique).	65
Tableau IV- 6 : valeurs des limites de consistance des différents mélanges	68
Tableau IV- 7 Classification de Ghen (1988) (cité par Djedid et al., 2001)	68
Tableau IV- 8 Variation des gains de la résistance à la compression et le module sécant E50.	80

Introduction Générale :

La croissance de la population dans les zones urbaines et les centres ruraux conduisent à la génération de volumes de déchets de plus en plus importants.

Les déchets sont inévitables et certains peuvent même être extrêmement dangereux. Il faut d'une part, essayer de les réduire, et d'autre part, de les gérer. Cela est possible en entreposant les déchets en surface ou en les enfouissant au sein du sol lui-même. Dans les deux cas, le risque de contamination de la nappe souterraine existe si des précautions dans le sens de l'imperméabilisation du sol encaissant ne sont pas observées. Le risque de pollution de la nappe est grandissant pour les régions du sud. Ceci est dû, d'une part à l'augmentation progressive du volume de déchets domestiques (expansion des villes) et industriels (exploitation des hydrocarbures), et d'autre part à l'absence quasi totale de cours d'eau qui se déversent vers la mer.

L'Algérie génère chaque année 10 à 12 millions de tonnes de déchets ménagers. Elle compte 3000 décharges sauvages. On compte 88 % de décharges sauvages, 9 % de décharges semi-contrôlées et 3 % de décharges contrôlées respectant les règles environnementales.

La réglementation Algérienne impose que l'enfouissement des déchets ménagers et assimilés se fasse dans des ouvrages, dénommés techniquement des Installations de Stockage de Déchets (ISD) ou Centres d'Enfouissements Technique des déchets de génie civil et s (CET) sont des ouvrages complexes auxquels la législation demande un niveau de performance élevé ainsi qu'une pérennité, censée être respectueux de l'environnement.

L'efficacité des couches étanches dépend de leur comportement mécanique, de leur comportement hydraulique et de leurs propriétés d'atténuation et de rétention de la contamination. Elles doivent résister, structurellement et dans le temps, aux attaques physiques et chimiques, et offrir de bonnes propriétés mécaniques et physico-chimiques.

L'expérience a montré que le fond et les flancs de l'installation de stockage des déchets (ISD) doivent répondre au minimum à une perméabilité saturée inférieure à 10^{-9} m/s. L'angle de frottement recommandé pour les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les installations de stockage des déchets est de l'ordre de $30^{\circ} \pm 3^{\circ}$.

La barrière d'étanchéité passive par une argile compactée et le sol environnant sera trempée et érodée par le lixiviat si une fuite se produit (déchirure de la membrane). L'affaiblissement des propriétés mécaniques de l'argile compactée dans les zones arides et semi-arides peut affecter la stabilité structurelle des sites d'enfouissement. Une solution au cours des dernières années est l'utilisation des mélanges d'argile avec d'autres types de sols, au lieu des argiles pures qui peuvent être justifié par l'avantage hydromécanique peuvent même devenir dépassant l'exigeant de l'utilisation de ces mélanges.

Plusieurs auteurs ont déclaré dans leur recherche que même si l'ajout de bentonite à un sol quelconque peut améliorer la propriété de perméabilité et la capacité de rétention des

Introduction générale

polluants du matériau traité, mais la stabilité du volume pourrait être réduite au cours du temps. Ils ont

Essayée d'améliorer la stabilité du volume du sol modifié par la bentonite en ajoutant des différentes proportions des liants hydrauliques (ciment, chaux...etc).

On se propose dans ce travail, et dans le but de valoriser les matériaux locaux, d'investiguer la possibilité d'utiliser une barrière de stockage des déchets ménagers et spéciaux constituée d'un mélange de tuf d'encroutement de la région de Ghardaïa et la bentonite de Maghnia traité avec des d'efférents liants hydrauliques.

Organisation du mémoire

L'étude présente quatre chapitres différents.

Le chapitre 1 donne une généralité sur le centre d'enfouissement technique (CET) et la revue de littérature précédente qui couvre différentes caractéristiques hydromécaniques des mélanges sol grenu-bentonite et sol grenu-bentonite traité avec chaux et ciment. **Le chapitre 2** est consacré aux matériaux et mélanges utilisés dans l'étude ainsi qu'aux tests qui sont effectués pour déterminer leurs caractéristiques géotechniques. **Le chapitre 3** présente les résultats des essais de caractéristiques hydromécaniques (de perméabilité de compressibilité, de résistance au cisaillement et de résistance à la compression) des mélanges tuf-bentonite. En fin, et en se basant sur les critères de conception, on a adopté une formulation optimale pour le mélange tuf-bentonite qui sera retenu pour la suite de l'étude. **Le chapitre 4** est consacré à l'étude du comportement hydromécanique du mélange adopté traité au ciment et chaux. On fait la plupart des essais menés dans le chapitre3. Cette étude est clôturée par une conclusion générale qui résume les principaux résultats obtenus lors de travail et des recommandations concernant les travaux futurs.

I-1. INTRODUCTION :

La stabilisation de sols est une technique très ancienne ; D'une manière générale, cette technique permet l'utilisation maximale des matériaux du site. Elle amène donc d'importants bénéfices en termes d'économie des ressources naturelles, de minimisation des transports et donc de réduction de l'impact vis-à-vis de l'environnement.

La stabilisation des sols est une solution des divers problèmes : géotechniques tenue sera (la portance, ces résistance mécanique, résistance au gel-dégel, etc.).

I-2. LES TECHNIQUES DE STABILISATIONS UTILISEES :

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue (*Babouri R. 2008*) :

- 1) La stabilisation mécanique ;
- 2) La stabilisation thermique ;
- 3) La stabilisation chimique. (Par additifs).

Le tableau I-1, donne les principaux avantages et inconvénients de chaque technique.

Tableau I- 1 - Avantages et Inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées (*Babouri R. 2008*).

<i>Technique</i>	<i>Procédés</i>	<i>Avantages</i>	<i>Inconvénient</i>
<i>Stabilisation mécanique</i>	Compactage	-Le compactage est le plus économique. -Réduire le potentiel expansif.	-Il faut une grande quantité d'eau. (Compacter au-dessus de l'optimum avec une W_n élevée).
	Substitution	-	-L'épaisseur de la couche -La disponibilité du matériau.
	Préhumidification	-	-Le temps de l'opération. -La distribution uniforme de W_n .
	Méthode de contrôle	Minimiser l'humidification ou dessèchement.	-La sensibilité a la variation de la teneur en eau.
<i>Stabilisation thermique</i>	Augmenter la température	-Réduire la répulsion électrique entre les particules.	-Très coûteuse.
<i>Stabilisation chimique</i>	Les sels	-Augmenter la concentration ionique de l'eau libre.	-Le choix de type de dosage et de la méthode d'addition d'un

<i>(par ajout de matériaux)</i>		-Réduire le phénomène d'échange.	produit. (Valence et rayon du cation)
	Le ciment	-Augmenter la résistance. -Diminuer la plasticité -Réduire le potentiel de variation de volume. -Augmenter la limite de retrait.	-Utilisation d'un dosage important.
	La chaux	-Diminuer la plasticité, la densité sèche et la pression du gonflement. -Augmenter la résistance et w_{opt} . -Utilisation d'un faible dosage.	-Carbonation de la chaux.

I-3. STABILISATION AVEC DES ADDITIFS :

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs. Ces derniers sont classés en deux grandes familles (Aissa M. et al 2002) :

- Les hydrophobes ;
- Les liants.

I-3.1. Les hydrophobes :

Les hydrophobes sont des produits dérivés amines des composés cationiques (par exemple : les amines aromatiques, les amines aliphatiques,). Les caractéristiques des hydrophobes permettent les variations de la teneur en eau en rendant le sol insensible à l'eau quelles que soient les conditions extérieures. L'absorption d'un produit hydrophobe se traduit par deux effets :

- Diminution momentanée ou définitive de l'affinité du sol pour l'eau. Ce qui a pour conséquence d'accroître la résistance mécanique du sol et la réduction du gonflement ;
- Diminution de la structure microscopique du sol.

I-3.2. Les liants :

Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques. Le schéma suivant donne les principaux liants existants dans l'industrie (tableau I-2).

Tableau I- 2 Classification des liants (Livet M. 1990).

Hydraulique	Organiques
Ciment	Goudrons
Chaux	Bitumes
Cendres volantes	Résines naturelles
Laitier	Polymères
Pouzzolane	Lignosulfite

I-3.2.1. Liants hydrauliques :

Ce sont des produits d'origine minérale qui par réaction avec l'eau donnent des réseaux cristallins enchevêtrés ayant une bonne cohésion et pouvant aboutir à des jonctions avec le squelette minéral. Ils sont tous à base de chaux qui réagit avec l'argile par :

- Echange cationique,
- Flocculation et agglomération,
- Carbonations,
- Réaction pouzzolanique.

Ces réactions se traduisent par :

- Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par flocculation et échange cationique.
- Une réaction lente produisant les matériaux cimentant. C'est la réaction pouzzolanique.

I-4. OBJET DU TRAITEMENT AUX LIANTS HYDRAULIQUES :

Certains sols, limoneux ou argileux, en raison de leurs propriétés géotechniques intrinsèques et (ou) de leur teneur en eau sont considérés comme des matériaux mauvaises ou médiocres, créant un handicap économique et technique pour le maître d'œuvre et pour l'entreprise. Le plus souvent, ces sols sont mis en dépôt et remplacés par d'autres de meilleure qualité.

Le traitement aux liants hydrauliques peut apporter une solution aux problèmes posés par ces sols, à la fois en modifiant leur nature et en améliorant leur état. Il permet d'utiliser des sols impropres au réemploi ou de qualité médiocre dans leur état naturel.

I-5. NOTIONS GÉNÉRALES À CONNAÎTRE POUR POUVOIR FAIRE DU TRAITEMENT DES SOLS (CFTR - info) :

Les paramètres indispensables à connaître pour la réalisation d'un traitement de sol sont :

- L'identification des sols (granularité, l'argilosité, état hydrique, les constituants chimiques indésirables, etc.)
- La chaux (présentation, teneur en chaux libre, réactivité à l'eau)
- Les liants hydrauliques (proportion et nature des constituants).

Les mécanismes régissant les interactions entre les sols et la chaux ou les liants hydrauliques diffèrent sensiblement suivant la nature des matériaux en présence. La connaissance de ces principes permet de réaliser une bonne adéquation entre sols et produits de traitement pour un chantier donné.

L'action des liants hydrauliques est principalement due à la prise hydraulique qui produit la cimentation des éléments granulaires présents dans le sol.

L'action de la chaux et des liants hydrauliques riches en chaux comportent plusieurs aspects.

Il se produit sur les sols argileux une réduction instantanée de l'argilosité avec floculation ainsi qu'une modification de son état hydrique.

Dans le cas des remblais courants, si le contexte géologique laisse apparaître une probabilité significative de présence dans le sol d'éléments perturbateurs, une vérification de l'aptitude du sol à être traité avec le produit envisagé doit être au préalable réalisé.

Les études géotechniques doivent donc permettre de qualifier le sol afin de déterminer les quantités de produit à introduire dans le sol.

Les études économiques consistent à comparer l'estimation du coût de la solution traitement avec celle de solutions alternatives traditionnelles.

I-6. EFFETS DES LIANTS HYDRAULIQUES SUR LES SOLS :

I-6-1. Modification de la teneur en eau :

L'ajout d'un liant au sein du sol provoque une modification de sa teneur en eau. Cet effet est plus sensible avec la chaux qu'avec les liants hydrauliques.

Le choix du type de chaux dépend de la teneur en eau du sol :

- Si le sol est trop humide, la chaux vive (CaO) est préconisée car elle :
 - Augmente la teneur en solide du sol, d'où une diminution relative de la teneur en eau
 - Consomme de l'eau lors de son hydratation :

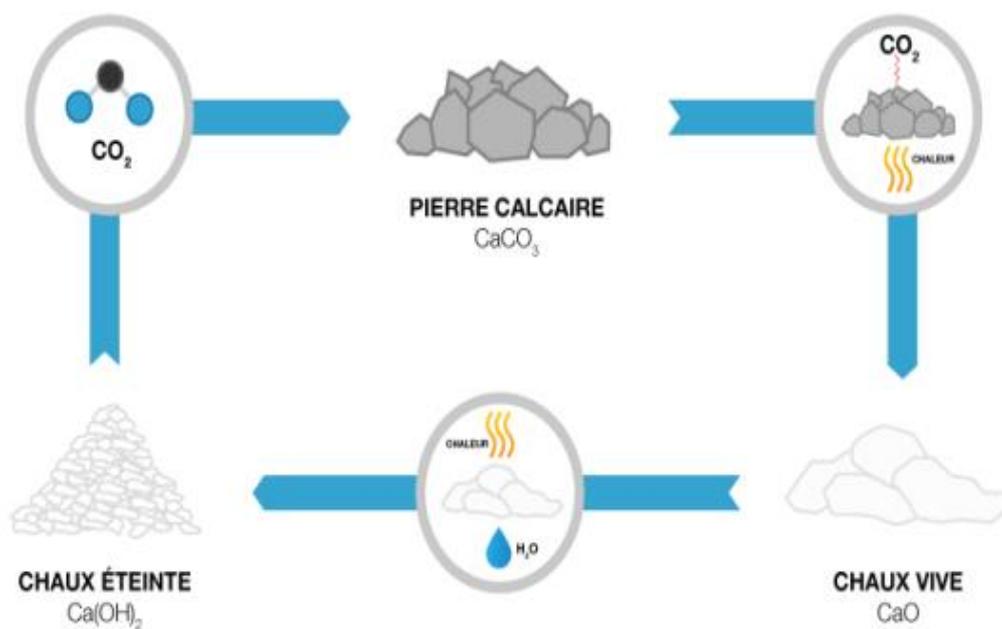
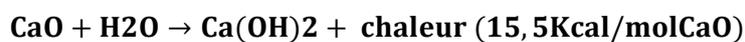


FIGURE I- 1 Cycle de fabrication de la chaux

- Favorise l'évaporation du fait de l'exothermicité de la réaction d'hydratation.

Il est admis que chaque pour cent de chaux vive introduite dans les sols permet de réduire d'un pour cent la teneur en eau (Nicolas Cabane 2004).

- Si le sol est à la teneur en eau Proctor, la chaux éteinte, $Ca(OH)_2$, pourra être utilisée.
- Si le sol est trop sec, on pourra utiliser le lait de chaux, c'est-à-dire une suspension d'hydroxyde de calcium.

Il est admis que les liants hydrauliques réduisent la teneur en eau du sol dans la proportion $\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{2}$ de la proportion de ciment introduit.

I-6.2. Modifications du sol :

Les propriétés rhéologiques des sols sont modifiées dès l'incorporation des liants.

I-6.2.1. Cas de la chaux :

Cette modification se fait en deux étapes : l'une immédiate, l'autre, plus lente, peut durer plusieurs années. Elle est due à la réaction de la chaux sur les particules d'argile.

L'ampleur des effets immédiats et à long terme caractérise la réactivité du sol à la chaux ; elle dépend de l'importance de la fraction argileuse contenue dans le sol et de sa nature.

- **Modifications immédiates :**

Elles sont dues aux réactions provoquées par l'apport d'ions Ca^{++} et OH : échange de cations Na^+ et K^+ par Ca^{++} et effet de floculation des particules argileuses, provoqué par les forces électriques mises en jeu par cet échange. Cette action entraîne une amélioration de la consistance qui se traduit par une augmentation de la limite de plasticité s'accompagnant ou non d'une augmentation de la limite de liquidité. Cette évolution provoque un déplacement du domaine de plasticité vers des teneurs en eau plus importantes. Le décalage de l'indice de plasticité est lié à la quantité de chaux utilisée. L'évolution de consistance favorise la granulation du sol lors du malaxage (Nicolas Cabane 2004). Différents facteurs influencent cette granulation dont la nature du sol, la teneur en eau et le dosage en chaux (Nicolas Cabane 2004).

L'évolution de la consistance débute dès l'épandage de la chaux avec la fragmentation due au retrait de déshydratation. Le malaxage amplifie ensuite le phénomène. Le réarrangement des particules et la consommation de l'eau interstitielle favorisent la contraction des agrégats de sol qui se traduit par la disparition des pores dont le diamètre est compris entre 10 et 100 μm (Khatab A. 2002).

Ainsi, une amélioration du sol réussie se traduit par la formation d'agrégats résistant à une série d'immersions (Khatab A. 2002). Les auteurs parlent de grumeaux pour désigner les agrégats de sol chaulé.

Ces modifications du comportement rhéologique des sols entraînent l'amélioration des propriétés d'usage des sols traités :

- Le comportement lors du compactage est modifié. L'optimum de compactage est décalé vers des teneurs en eau plus importantes et la densité de compactage est plus faible. Dans le cas des sols argileux, l'allure générale de la courbe est aplatie traduisant une certaine insensibilité à l'eau du matériau. La modification du sol est importante dès un ajout de chaux en faible quantité (Figure-2) (Figure-3).
- La portance des sols est améliorée.
- Les sols sont rendus insensibles au gel pour une formulation supérieure à 3 % dans le cas des limons (Boutonnet M. et Livet J. 1984)

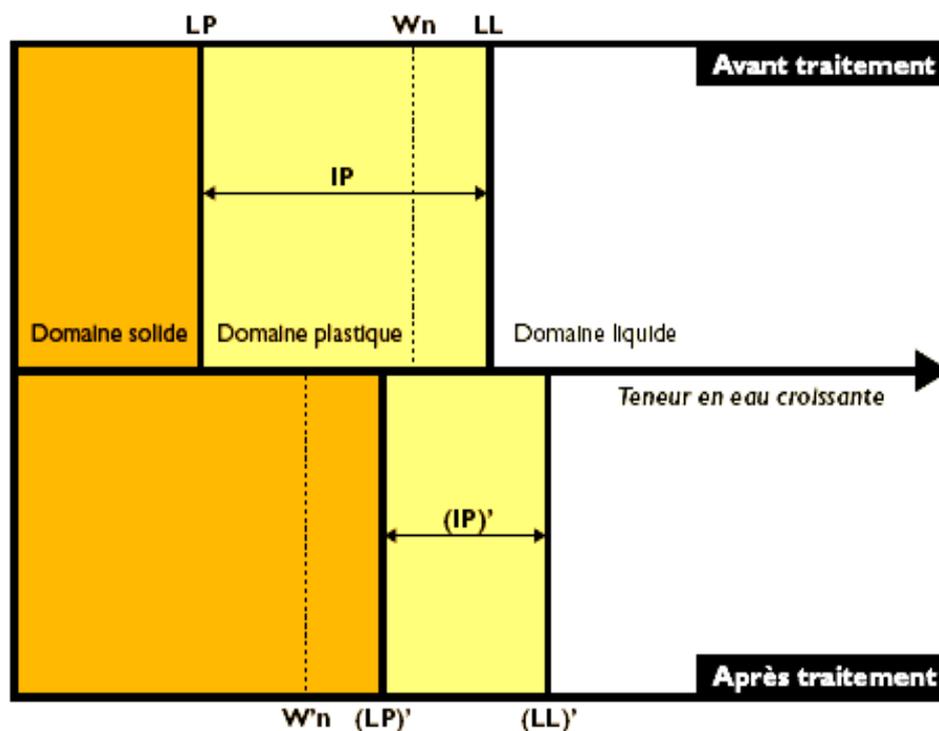


FIGURE I- 2 - Effet de traitement à la chaux sur la consistance d'un sol.

L'indice de plasticité décroît avec l'ajout de chaux. Cette diminution résulte de l'augmentation de la limite de plasticité, augmentant ainsi le domaine plastique du sol

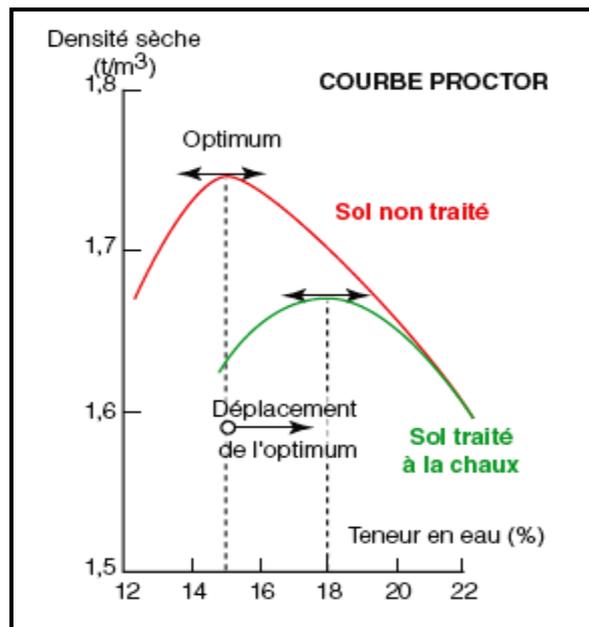


FIGURE I- 3 Evolution des caractéristiques de l'optimum Proctor suite au chaulage du sol (Daheur 2011).

L'ajout de chaux abaisse la valeur de la densité maximale atteinte et décale la position de l'optimum vers des teneurs en eau plus importantes.

- **Modifications à long terme :**

Une fois mise en présence de l'eau, la chaux vive se transforme en chaux éteinte. Les effets à long terme sont donc identiques pour les deux types de chaux.

En présence de particules d'argiles, se développe une action pouzzolanique qui aboutit à la formation de silico-aluminates de calcium insolubles, qui cristallisent en créant des liaisons analogues à celles obtenues avec un liant hydraulique.

Toutefois, ces réactions sont lentes. Leur vitesse dépend, en outre, de la température. Ceci a d'importantes conséquences.

Ces modifications dans la nature des particules du sol ont effet de faire évoluer encore favorablement les propriétés géotechniques du matériau sol+chaux, et particulièrement la résistance à la compression simple, l'indice CBR, la stabilité à l'immersion et la stabilité au gel.

Dans les pays tempérés, et a fortiori dans les pays froids, la prise due à la chaux prend de nombreux mois pour aboutir à un niveau suffisant de résistances mécaniques et de tenue au gel-dégel (elle s'arrête quand la température du matériau descend aux alentours de 5 °C).

C'est pourquoi il faut, en règle générale, éviter le traitement à la seule chaux pour des couches pouvant être exposées directement à du gel sévère (couches de forme en particulier). Le double traitement chaux + liant hydraulique est nécessaire dans de tels cas.

En revanche, dans les pays chauds (tropicaux, sahéliens, etc.), les réactions sont rapides et un bon niveau de résistances mécaniques est vite atteint. Le traitement à la chaux seule peut être pratiqué même pour la constitution d'assises de chaussée. La disponibilité d'une quantité suffisante de chaux industrielle, de qualité régulière, n'est toutefois pas toujours assurée.

Par ailleurs, quel que soit le climat, la présence d'une quantité suffisante de particules argileuses est nécessaire pour alimenter les réactions de prise. Avec des sols non ou peu argileux, la chaux aérienne ne conduit à un durcissement que par carbonatation sous l'effet du gaz carbonique de l'air, phénomène extrêmement lent et n'aboutissant qu'à un niveau modeste de résistances mécaniques. De tels sols ne se prêtent donc pas au traitement à la chaux (Figure-4).

Il convient aussi de signaler que les argiles à forte teneur en mica ne réagissent que faiblement, voire pas du tout, avec la chaux aérienne.

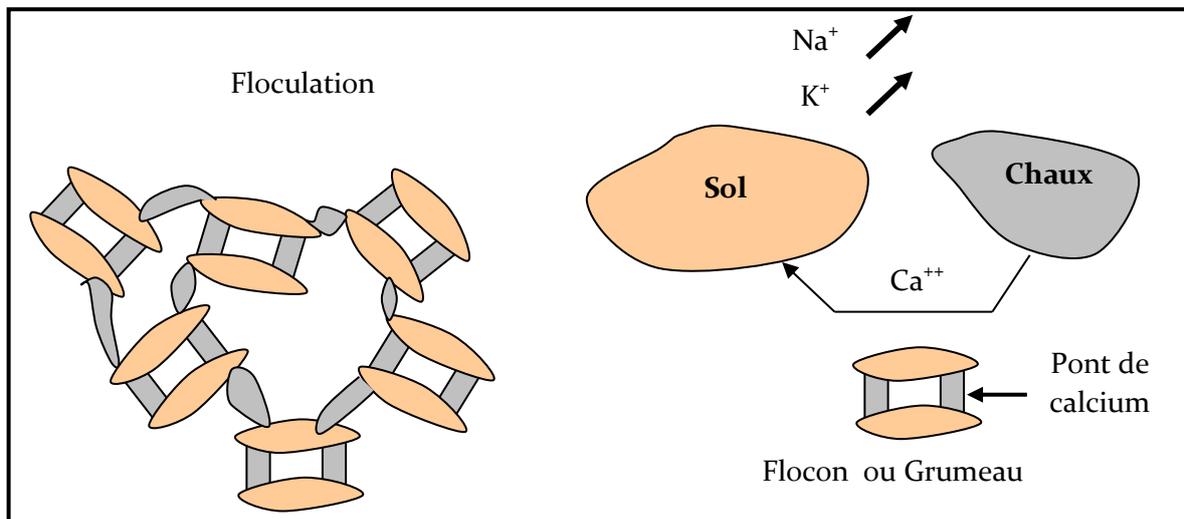


FIGURE I- 4- Schéma du mécanisme observé lors du traitement (Goual I. 2002).

I-6.2.2. Cas du ciment :

Un ciment mélangé avec un sol va se dissoudre et s'hydrater si la quantité d'eau est suffisante pour donner naissance à un certain nombre de constituants hydratés bien connus dans la chimie des ciments. Il s'agit, dans le cas de ciment portlands (Azzouz L. et al 1997 et 1998), (Vénuat M.).

- Le silicate de calcium hydraté CSH provenant des silicates bicalciques et tricalcique (C_2S et C_3S) ;
- Le portlandite $Ca(OH)_2$;
- L'aluminate de calcium C_4AH_13 , provenant d'aluminate tricalcique (C_3A) ;
- Le sulfo-aluminate de chaux (par réaction du gypse avec le C_3A) ;

D'abord sous forme d'étringite :



Puis sous forme de monosulfoaluminate :



- Au cours de la prise du ciment, la portlandite attaque les minéraux processés qui amènent à une stabilisation efficace. Les ciments contenant de fortes teneurs en laitier donnent des constituants un peu différents.
- Le mélange tuf-ciment, procure une certaine cohésion et une résistance qui croît avec le temps, dues à la croissance des microcristaux, leur enchevêtrement et leur feutrage progressif (Goual I. 2002).
- Les constituants du ciment et leur finesse, la teneur en eau et la température déterminent la vitesse et le taux d'hydratation. L'hydroxyde de chaux $Ca(OH)_2$ formé par l'hydratation du ciment se combine aux éléments argileux du tuf.
- Dans certains cas, les particules argileuses forment autour des grains une enveloppe protectrice qui peut ralentir la prise du ciment. C'est à dire que les phénomènes d'interaction qui ont lieu et qui se poursuivent dans le temps entre l'argile et le ciment, dépendent de la composition minéralogique des argiles, ainsi que de leur quantité.

I-6.2.3. Cas d'un traitement mixte :

On effectue par fois un traitement mixte aux sols peu à moyennement plastiques utilisés en couches de forme et le cas échéant, en couche de chaussées et qui consiste à utiliser d'abord de la chaux puis le ciment, ces deux liants ne sont pas concurrents mais complémentaires puisque chacun apporte ses propriétés spécifiques (Azzouz et al 1997 et 1998) :

- La chaux permet un assèchement du sol trop humide, une floculation de l'argile.
- Le ciment permet l'obtention rapide de résistances mécaniques appréciables les tout premiers jours.

I-7 TECHNIQUES DE REALISATION DES TRAVAUX DE TRAITEMENT :

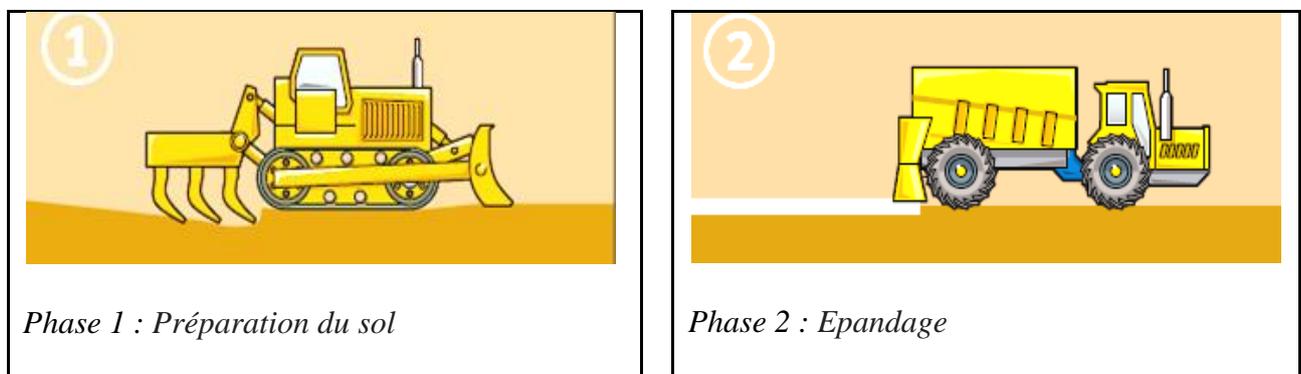
Les étapes de traitement peuvent se présenter dans un ordre différent suivant qu'il s'agit de traiter le sol en place, ou que l'on prévoit des mouvements de terre avant ou après le traitement.

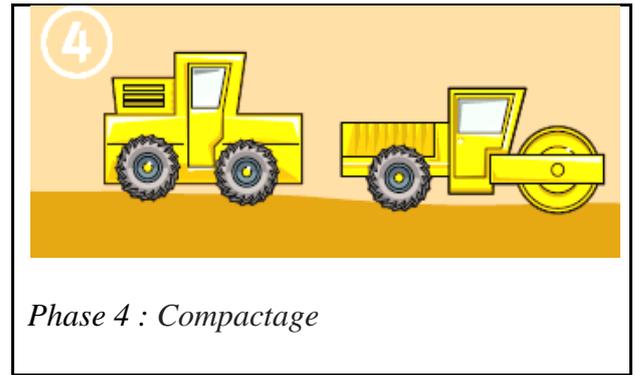
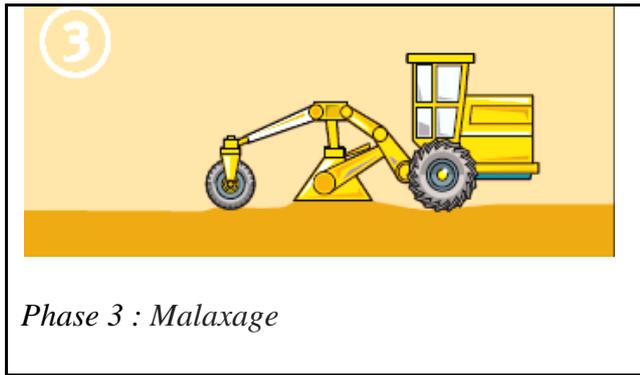
I-7.1. Principales opérations de traitement :

La réalisation des travaux de traitement d'un sol en place suit en générale les opérations élémentaires suivantes :

- Préparer le sol pour que la couche traitée soit d'épaisseur uniforme et réglée aux niveaux et pentes convenables ;
- L'épandage du liant de traitement avec le maximum de précision et de régularité de la dose prescrite par l'étude préalable ;
- Le malaxage du liant avec le sol de façon homogène ;
- L'ajustement de l'état hydrique (soit humidifier le sol par arrosage, soit l'assécher par aération) ;
- Le réglage du mélange ;
- Le compactage avec une intensité suffisante pour atteindre la densité prévue par l'étude préalable ;
- L'application de la protection superficielle du sol traité (cas d'une couche de forme).

FIGURE I- 5 Procédé de traitement des sols.





a) Préparation du sol :

Il s'agit d'une scarification dont le but est soit d'éliminer de gros éléments susceptibles d'entraver le malaxage, soit de permettre la modification de l'état hydrique du sol par aération ou humidification. L'exécution de cette opération, qui n'est pas toujours nécessaire, s'effectue à l'aide d'un ripper, d'une herse ou d'une charrue.

b) Epannage :

La technique de l'épannage "au sac" sur des plates formes préalablement quadrillées peut être envisagée pour des chantiers de surface très limitée ($< 250 \text{ m}^2$) ou de géométrie complexe.

Dans les autres cas, la répartition de la chaux est réalisée à l'aide d'un épandeur à dosage pondéral, équipé en général d'un dispositif asservi à la vitesse du véhicule.

L'épannage de chaux doit être réalisé avec un maximum de précision et de régularité. La chaux est chargée pneumatiquement dans l'épandeur, soit directement à partir de la citerne de transport, soit via des silos-tampons installés sur chantier.

c) Malaxage :

Cette opération a pour but de faire foisonner le sol, et d'y incorporer la chaux de façon homogène. En fonction de la nature du sol, de la taille et du type de chantier, il est exécuté à l'aide de pulvimixers, de rotobêches, de charrues à disques ou à socs.

Pour les chantiers de faible importance, du matériel de type agricole peut être utilisé. Sur sites sensibles au niveau des poussières, il est recommandé d'utiliser des malaxeurs de type pulvimixers à chambre de malaxage fermée.

d) Compactage :

Le compactage des matériaux traités intervient après un éventuel nivellement en couches d'épaisseur compatible avec les performances des compacteurs, qu'ils soient à pneus, vibrants ou à pied dameurs.

En période de climat chaud et en cas de sol humide, il est recommandé de réaliser le compactage 2 à 4 heures après le malaxage, afin que la chaux vive ait le temps d'assécher le sol au maximum.

Lorsqu'il y a risque de pluie, il est recommandé de fermer le sol avant toute précipitation. Si on ajoute des grandes quantités de chaux dans le but d'obtenir des performances élevées à jeune âge, il convient également de contrôler l'état hydrique du sol. Un arrosage supplémentaire peut s'avérer indispensable.

Il est également important que le compactage s'étende à toute l'épaisseur malaxée. C'est pourquoi les remblais sont généralement mis en œuvre par couches de 0,3 m à 0,5 m d'épaisseur.

I-8 CONCLUSION :

La technique du traitement des sols présente d'énormes avantages. Elle permet ainsi d'utiliser des matériaux non valorisables autrement. L'encadrement réglementaire prescrit des études permettant d'évaluer l'aptitude du sol lors des chantiers. Cet encadrement repose sur une bonne connaissance des mécanismes mis en jeu lors du traitement à la chaux. Pour le traitement aux liants hydrauliques, la compréhension des mécanismes est moins précise.

II-1 INTRODUCTION :

Pour faire barrière à l'infiltration des lixiviats de déchets, une couche de sol imperméable constituée de mélange-sable-bentonite est une solution fréquemment adoptée.

Les barrières de sol sableux-bentonite dans les régions arides et semi-arides, qui se caractérisent par une température relativement élevée, sont susceptibles d'être non saturées plus qu'être saturées (*Lamara, 2008*). Avec les expériences techniques et scientifiques indiquent qu'en mélangeant un matériau granulaire avec une argile active comme la bentonite, on obtient un mélange de faible perméabilité qui est mécaniquement stable et ceci en dépit de la nature contrastée des propriétés des constituants en termes de dimensions des grains et de l'activité chimique (*Kouloughli, 2007*).

Dans ce chapitre, les principales propriétés hydriques et mécaniques des mélanges sable-bentonite seront décrites. Premièrement, le comportement hydrique a été présenté (perméabilité), puis le comportement mécanique (la résistance à la compression, la résistance à la traction et la résistance au cisaillement).

II-2 COMPORTEMENT HYDRIQUE :

Habituellement, les remblais compactés tels que les barrages en terre, les barrières passives sont généralement placés dans un état partiellement saturé, car le compactage complet et la fermeture de tous les vides d'air sont généralement peu pratiques. L'état saturé dans ces ouvrages est un cas particulier dans l'état le plus général de non saturé (*Murray et Sivakumar, 2010*).

L'interprétation du comportement des barrières de sol sableux-bentonite non saturées nécessite de prendre en compte les différents états hydriques.

Donc, la détermination de pression négative de l'eau interstitielle (ou succion) est la clé pour comprendre le comportement de barrière de sol sableux-bentonite non saturé (*Alonso et al., 1990*) et interpréter l'importance de ses structures granulaires au cours de la migration des contaminants.

II-2.1 Perméabilité saturée des sols

La perméabilité est un paramètre clé dans les problèmes de sédimentation des eaux usées (toxiques, dangereuses), où un fond très étanche est nécessaire pour éviter la contamination

des eaux souterraines. Une des conditions que doivent remplir les barrières d'étanchéité est d'avoir une perméabilité à saturation inférieure ou égale à 10^{-9} m/s.

II-2.2. Définition

L'étude de la perméabilité des sols en géotechnique a apporté des bénéfices significatifs, mais il convient de noter que les hydrogéologues et les agronomes s'intéressent également à l'étude de la perméabilité à l'aide de divers concepts. Il y a parfois ambiguïté dans la terminologie. Il est donc justifié de commencer cette section par une brève référence aux termes utilisés en géotechnique.

Les ingénieurs géologues se réfèrent parfois aux constantes de proportionnalité qui relient un écoulement à un gradient hydraulique comme la perméabilité (pour un sol non saturé) et parfois comme étant le coefficient de perméabilité (pour un sol saturé). En revanche les hydrologues et les agronomes la désignent comme conductivité hydraulique du fait qu'il existe d'autres grandeurs dont les phénomènes sont décrits par une équation de la même forme que la loi de Darcy (par exemple la conductivité thermique).

L'analyse de l'écoulement de l'eau dans les sols saturés est basée sur la loi de Darcy, une loi tirée d'observations expérimentales établissant qu'il existe une relation linéaire entre la vitesse d'écoulement et les forces motrices. Elle s'écrit sous la forme suivante :

$$q = \frac{Q}{A} = k \cdot i$$

Où :

q : volume d'eau traversant l'unité d'air normal à la direction de l'écoulement pendant l'unité du temps [$m^3/m^2 \cdot sec = m/sec$]

Q : débit sortant ou entrant [m^3/s];

k : perméabilité [m/s]

i : représente le gradient hydraulique imposé [sans dimension] :

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Où : Δh est la différence de charge hydraulique entre l'entrée et la sortie de l'échantillon.

A : section de l'éprouvette [m^2]

L : hauteur de l'éprouvette [m]

Le coefficient k est fonction des propriétés du sol et du fluide percolant.

La loi précédente peut être généralisée pour les écoulements tridimensionnels dans les sols anisotropes en définissant un tenseur de perméabilité qui relie le vecteur vitesse d'écoulement au vecteur gradient hydraulique :

$$\vec{q} = \bar{\bar{k}} \times \vec{i} \quad \bar{\bar{k}} = \begin{bmatrix} k_h & 0 \\ 0 & k_v \end{bmatrix}$$

k_h et k_v sont respectivement les coefficients de perméabilité horizontale et verticale.

La loi de Darcy établit que le débit est directement proportionnel au gradient hydraulique.

Deux concepts sont implicites dans la formulation expérimentale (Olsen, 1962) :

1. Une relation linéaire entre le débit et le gradient hydraulique ;
2. La relation linéaire passe à l'origine des coordonnées.

Relativement au premier concept, de nombreuses études furent réalisées dans l'objectif de démontrer sa validité. Terzaghi (1925) et Macey (1942) ont obtenu une relation linéaire pour les argiles utilisées dans leurs études classiques de perméabilité. Hansbo (1960) a étudié la validité de la loi de Darcy pour des argiles. Pour des gradients hydrauliques supérieurs à 10, les résultats montrèrent que l'on peut vérifier la linéarité entre le débit et le gradient hydraulique. Pour des gradients hydrauliques inférieurs à 10, la relation n'était pas linéaire et elle ne passait pas par l'origine des coordonnées.

Quelques équations empiriques non linéaires d'écoulement dans les sols sont présentées dans le Tableau II-1

Tableau II- 2 Equations empiriques non linéaires d'écoulement dans les sols (Basak, 1977 et Didier et al., 1997)

Equation	Référence
$v = ki^n$	Yzbash (1931)
n = 1,5-2,0 (argile)	Hansbo (1960)
n = 0,5-0,8 (sable)	Basak (1977)
n = 0,7-1,2 (argile sableuse)	Didier et Cazaux (1997)
n = 0,8-0,9 (sable traité à la bentonite)	Didier et Cazaux (1997)
n = 0,7-1,0 (Limon)	Didier et Cazaux (1997)

La validité de la loi de Darcy a été également vérifiée pour les argiles compactées, à partir des essais de perméabilité, étude réalisée dans une cellule triaxiale par Tavenas et al., (1983).

Pourtant, son domaine d'utilisation se limite à des valeurs du gradient hydraulique variant entre 0,1 et 50 (figure II.1), ceci convient donc tout à fait à l'étude in situ des argiles.

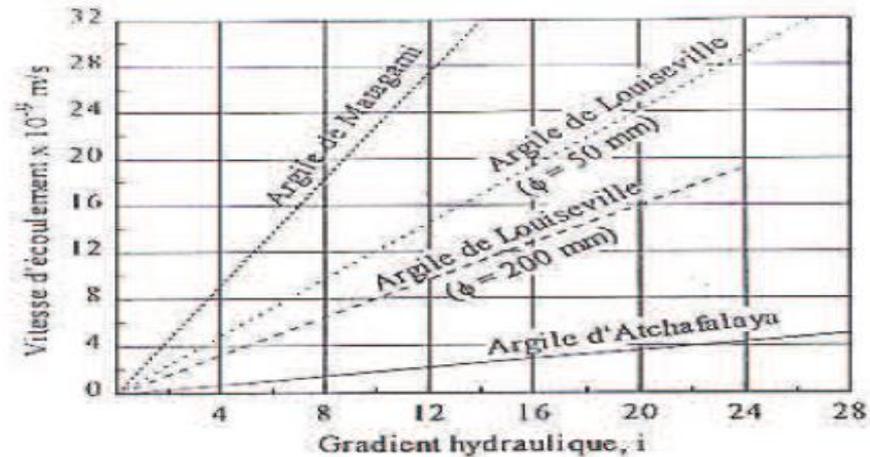


FIGURE II- 1 Validité de la loi de Darcy selon Tavenas et al., 1983.

II-2.3. Effets de différents facteurs sur la perméabilité

L'écoulement dans le milieu poreux suit un chemin complexe et sinueux à travers une série de pores interconnectés de différentes tailles et formes. En règle générale, la perméabilité dans un milieu poreux dépend (Buzzi, 2004) :

- Du volume des pores (fonction de la densité et du degré de saturation) ;
- De la distribution de la taille des pores (structure interne des pores).

Les paramètres qui affectent la perméabilité peuvent être classés en trois catégories :

- Composition : minéralogie, distribution de la taille des pores, etc;
- Environnemental : conditions de compactage, structure, saturation, etc;
- Facteurs associés aux techniques de mesure de la perméabilité : méthode d'essai, condition d'essai, etc.

Une liste des différentes variables qui peuvent être rencontrées dans chaque catégorie est présentée dans le tableau II.2.

Tableau II- 3 Facteurs affectant la perméabilité (Gaidi 2002).

Composition - Environment	<ul style="list-style-type: none"> - Type de minéraux ; Surface spécifique - Forme et distribution de la taille des grains - Sels dissous ; Ions échangeables <p>Applicable pour toutes argiles :</p> <ul style="list-style-type: none"> - paramètres et méthode de compactage - Taille des mottes - Degré de saturation - Présence de fissures ou de discontinuités - Pression de confinement - Eau interstitielle - Activité biologique
Mesures	<ul style="list-style-type: none"> - Type d'essai et de perméamètre - Dimension de l'échantillon - Gradient ; - Direction de l'écouleme

II-2.3.1. Influence des paramètres liés au compactage

L'influence du compactage sur la perméabilité fait intervenir, d'une part, l'énergie de compactage appliquée à l'échantillon ou à la couche mise en place, et d'autre part le mode de compactage proprement dit (statique, dynamique ou par pétrissage).

Lorsque l'énergie de compactage augmente, la valeur w_{opt} a tendance à diminuer, à la densité maximale de matière sèche (g_{dmax}), elle est une fonction croissante de l'énergie de compactage.

Du point de vue de la perméabilité, l'augmentation de l'énergie de compactage se traduit par une diminution de la conductivité hydraulique.

Pour étudier l'évolution de la perméabilité d'un sol finement compacté, il est souvent nécessaire de considérer le couple teneur en eau - compaction. En effet, l'effet de la teneur en eau sur la conductivité est étroitement dépendant de la compression, et il est très difficile de déterminer l'effet de chacun de ces paramètres.

Pratiquement toutes les études effectuées par les auteurs, comme en particulier (Mitchell et al., 1985, Boyton et Daniel, 1985, Day et Daniel, 1985, Moussai, 1993, Daoud, 1996) montrent que la perméabilité est très influencée par la teneur en eau initiale de compactage.

La perméabilité est plus forte pour les échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum. Typiquement, la perméabilité des échantillons compacté à des teneurs en eau

plus faibles que l'optimum peut être 10 à 1000 fois plus forte que ceux compactés à des teneurs en eau plus fortes que l'optimum (Boynton et al., 1985).

II-2.3.2. Influence de la composition des mélanges

Outre le type d'additif possible pour améliorer les caractéristiques de la bentonite, de nombreux auteurs se sont interrogés quant à l'impact de la teneur massique en bentonite sur différents paramètres mécaniques ou hydrauliques des mélanges. Ces études de composition de mélanges concernent toutefois majoritairement les mélanges bentonite-sable. La composition du sol influence généralement de façon très significative la perméabilité. Dans le cas des sols traités à la bentonite, l'augmentation du pourcentage de bentonite ajoutée permet d'améliorer l'étanchéité en réduisant considérablement la perméabilité des mélanges jusqu'à une valeur seuil à partir de laquelle la perméabilité ne diminue plus. Ces résultats ont été obtenus par de nombreux auteurs (Cavalcante Rocha, 1994 ; Didier et Cavalcante Rocha, 1996).

Chapuis 1990 réalise des essais de perméabilité sur des mélanges bentonite-sable avec des fractions massiques comportant de 0 à 25 % de bentonite et conclut que la perméabilité du mélange décroît lorsque l'on augmente le pourcentage de la bentonite. Ceci correspond à une optimisation de l'arrangement des grains et au remplissage des vides par les particules d'argile de dimension plus faible que celles des grains de sable. Toutefois, il estime qu'à partir de 50% de bentonite, la perméabilité du mélange n'évolue plus. Cela correspondrait à un état limite pour lequel tous les vides sont comblés par les particules d'argile.

Komin et Ogata 1996 ont étudié la perméabilité des mélanges sable-bentonite. Les pourcentages de bentonite varient de 5 à 50%. La perméabilité passe de 10^{-8} cm/s à 5.10^{-10} cm/s pour des pourcentages de bentonites variant entre 5 et 20 %. Au-delà de 20 %, la perméabilité varie peu, elle passe de 5.10^{-10} cm/s à 1.10^{-10} cm/s.

Chalermyanont et Arrykul, (2005) ont confirmé que l'ajout de faible pourcentage de bentonite conduit à une diminution importante de la perméabilité. Ils constatent qu'au-delà de 5% de bentonite ajouté, le coefficient de perméabilité reste constant. Ceci a été expliqué par le phénomène de gonflement. Plus le taux de gonflement augmente, la perméabilité diminue jusqu'à un seuil de 5% de bentonite additionnée. Au-delà de ce pourcentage, la perméabilité est constante.

II-2.3.3. Influence du degré de saturation

L'expérience a montré que la non saturation de l'éprouvette entraînait une diminution très importante de la valeur de la perméabilité. En effet, Les bulles emprisonnées ont tendance à boucher les pores, d'où une diminution de coefficient de perméabilité. C'est pourquoi, il faut s'assurer le saturation complète de l'échantillon avant de mesurer sa perméabilité.

II-2.3.4. Influence de la contrainte vertical

L'intérêt de l'application d'une contrainte verticale est de reproduire en laboratoire les conditions in situ (par exemple la contrainte due au poids des terres ou au poids des déchets stockés).

Les résultats expérimentaux obtenus sur des mélanges sable-bentonite ont montré que la perméabilité diminuait au fur et à mesure que la valeur du déviateur augmentait.

En effet, une augmentation du déviateur de contrainte a pour effet de réduire la valeur de l'indice des vides ce qui provoque la diminution de la valeur de la perméabilité jusqu'à une certaine valeur du déviateur de contraintes.

Watabe et al., (2005) ont réalisé des essais de perméabilité en utilisant l'oedomètre sur différents mélanges sable-bentonite. Les pourcentages de bentonite varient de 10 à 50 %. Ils montrent qu'une augmentation de la contrainte verticale conduit à une diminution de la perméabilité et de l'indice des vides. La perméabilité et l'indice des vides sont proportionnels.

II-2.3.5. Influence du gradient hydraulique

Les gradients hydrauliques habituellement utilisés en laboratoire sont souvent plus élevés que ceux rencontrés in situ, et ce, afin de pouvoir réaliser des mesures d'une durée raisonnable (de l'ordre de 2 à 4 semaines). Ces gradients peuvent atteindre 100 à 200 ou plus (Sayad-Gaidi 2003). Les forts gradients peuvent entraîner une évolution de la structure interne de l'échantillon par migration des éléments plus fins. On peut avoir comme effet, une fermeture des pores. De plus, il est possible que la différence de pression entre l'amont et l'aval de l'échantillon entraîne une consolidation de l'échantillon et donc une diminution de la perméabilité. En effet, cette éventualité n'est pas à craindre lorsque le matériau testé est un matériau compressé, car même si cette compression est faible, elle correspond à des pressions statiques plus élevées que les pressions hydrauliques utilisées lors des tests de perméabilité.

II-2.3.6. Influence de la température

Des études précédentes montrent généralement que l'augmentation de la température a induit, dans la plupart des cas, une croissance du coefficient de perméabilité.

Cette augmentation de la perméabilité est liée à la diminution de la viscosité de l'eau provoquée par l'augmentation de la température. Cho et al., (1999) ont trouvé que la perméabilité intrinsèque des échantillons en bentonite compactée était insensible à la température de 20 °C à 150 °C.

II-2.4. Matériels de mesure de la perméabilité saturée

Les techniques de mesure des perméabilités décrites dans la littérature sont fort nombreuses et sont souvent classées suivant le régime d'écoulement envisagé. En parallèle avec la diversité de ces méthodes, la question concernant la validité et la fiabilité des résultats obtenus est souvent posée. D'un côté, les difficultés expérimentales rencontrées d'une méthode à autre sont omniprésentes, et de l'autre côté, un grand nombre de paramètres peut influencer les mesures.

Les types de perméamètres sont très divers. Généralement, ils sont regroupés en deux catégories principales :

- Perméamètre à paroi rigide.
- Perméamètre à paroi flexible.

II-2.5. Mesure de la perméabilité saturée

II-2.5.1. Mesures en régime permanent

- **Essai à charge constante**

Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon (figure II.2). Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique constant. Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon. La perméabilité est calculée en utilisant la loi de Darcy.

Cette méthode de mesure peut être appliquée aussi bien aux échantillons intacts qu'aux échantillons remaniés. Il est certain qu'avec cette méthode, on peut obtenir des résultats assez précis mais elles présentent des temps d'essais assez importants. Le coefficient de perméabilité est alors :

$$k = \frac{v L}{t A H}$$

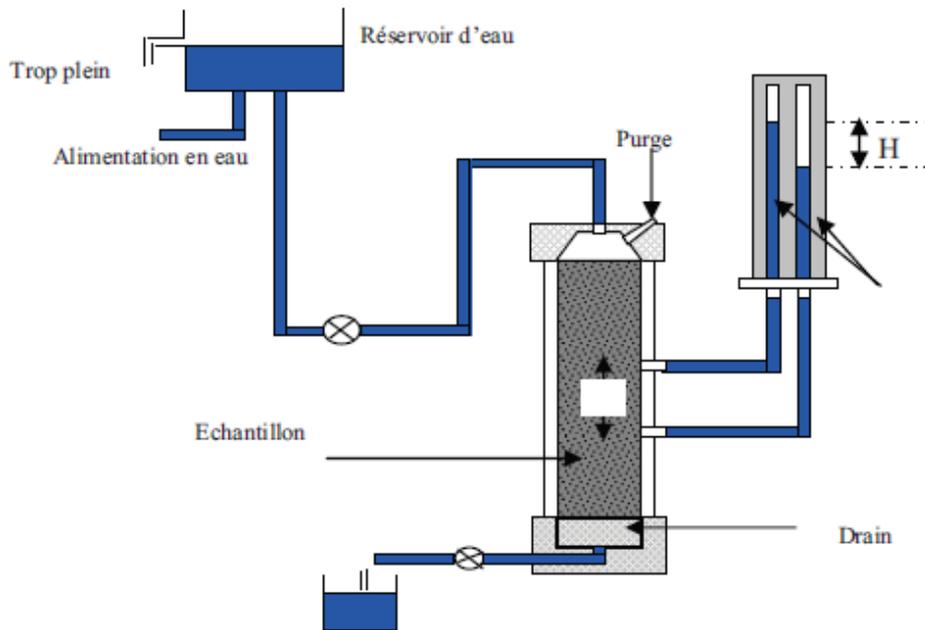


FIGURE II- 2 procédure d'essai à charge constante

- **Essai à charge variable**

Cette procédure d'essai est généralement employée pour les sols fins qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles ($<10^{-7}$ m/s). Le sol à étudier est placé dans le perméamètre (figure II.3). On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2 . On se trouve bien dans le cas d'un écoulement à une dimension, et on peut appliquer la loi de Darcy pour chaque intervalle élémentaire de temps ($t, t + dt$).

La perméabilité est donnée par l'expression suivante :

$$k = 2,3 \frac{a}{A} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log \frac{h_1}{h_2}$$

Avec:

A : section de l'échantillon ; a : section du tube où s'effectuent les lectures.

L : hauteur de l'échantillon ; h_i : charge hydraulique à l'instant t_i .

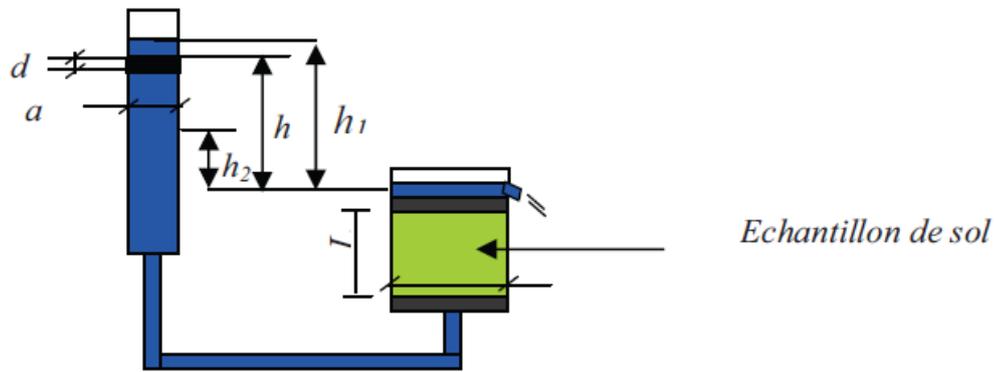


FIGURE II- 3 Procédure d'essai à charge variable

II-3. Critères Des Barrières Naturelles :

Le souci d'obtenir un remblai très imperméable à l'aide d'un géomatériau d'une excellente stabilité à long terme a conduit à choisir les argiles comme constituants de base des barrières étanches. Cependant, les argiles (imperméables) naturelles ne sont pas toujours disponibles sur place et d'autres matériaux doivent être considérés. Dans de telles circonstances, l'utilisation constructive d'un mélange de bentonite et matériaux sableux locaux peut générer d'importants avantages économiques et environnementaux.

Le matériau doit d'abord être identifié et répondre aux critères principaux de nature, d'ouvrabilité et de perméabilité. Les critères géotechniques imposés par les réglementations algériennes (MATE, 2013) et européennes (Agency Environment, 2011) pour les barrières passives sont présentés dans le tableau II-3.

Tableau II- 4 Identification des sols pour les barrières passives (Demdoum, 2019)

Critères	Réglementation Algérienne	Réglementation Européenne	Norme Américaine
Nature	Teneur en argile > 10% Teneur en gravier (20mm) ≤ 15 %	Teneur en argile entre 10 et 20 % Teneur en gravier (25-30mm) entre 20 et 30%	Teneur en argile ou limon entre 15 et 20% Teneur en gravier ≤ 10%.
Ouvrabilité	$10\% \leq I_p \leq 65\%$ $W_L \leq 90\%$	$11\% \leq I_p \leq 30\%$ $w_L \leq 80\%$	$10\% \leq I_p \leq 30\%$
Perméabilité	$k_{sat} \leq 10^{-9}$ m/s	$k_{sat} \leq 10^{-9}$ m/s	$k_{sat} \leq 10^{-9}$ m/s
Cisaillement	$C_u \geq 40$ kPa et $\phi \geq 30^\circ$		

II-4. Comportement mécanique des mélanges sol sableux-bentonite

Les principaux avantages des mélanges sol sableux-bentonite ont une faible perméabilité et une stabilité mécanique élevée pour ses applications malgré la différence de distribution granulométrique et d'activité chimique de ces matériaux. En règle générale, plus la taille des grains est grande, plus la résistance est grande et les grains constituées d'un mélange de particules à différentes tailles sont généralement plus que celles qui sont uniformément calibrées (*sarsby, 2013*).

Les barrières passives compactées sont construites dans le but d'atteindre les normes rémentaires minimales pour la conductivité hydraulique, la résistance au cisaillement et la résistance à la compression non confinée (UCS). La norme exige que pour qu'un sol soit utilisé comme barrière étanche, la conductivité hydraulique doit être inférieure ou égale à 1×10^{-9} m/s, un angle de frottement de l'ordre de 30° , l'effets de retrait - gonflement faibles et/ou sans incidence et la résistance à la compression non confinée (R_c) supérieure ou égale à 200 kN/m^2 (*Garcin et al., 1998 ; Kouloughli, 2007 ; Gueddouda et al., 2015*).

II-4.1 Résistance au cisaillement

La charge normale de déchets peut provoquer des contraintes de cisaillement dans le système d'étanchéité et conduire à la formation de fissures et donc provoquer une augmentation de la conductivité hydraulique du matériau d'étanchéité. Les changements dans les caractéristiques chimiques de ce matériau dus à la contamination par les lixiviats peuvent affecter les sols compactés. Donc, il est essentiel d'évaluer les propriétés mécaniques des mélanges de bentonite-sable compactés.

En général, le critère de rupture le plus souvent appliqué aux sols est le critère de Mohr-Coulomb. Ce critère délimite deux domaines bien distincts, un domaine interne où le matériau reste stable et résistant, et un domaine externe où le matériau se met en rupture. Cette courbe est appelée « courbe intrinsèque ». L'expression de la courbe s'écrit habituellement par l'équation suivante :

$$\tau = C' + \sigma_v \text{tg}(\varphi')$$

Où, C' représente un paramètre de résistance appelé Cohésion ; ϕ' est l'angle de frottement interne ; σ_v est la contrainte normale appliquée au plan de rupture ; τ est la résistance au cisaillement.

Cette relation a été généralisée par Mohr, d'où l'appellation de la loi de Mohr –Coulomb. Les deux facteurs, C' et ϕ' sont définis comme étant les paramètres intrinsèques de la résistance au cisaillement des sols.

La bentonite est un matériau hautement cohésif et a des valeurs plus faibles d'angle de frottement interne. Gleason et al. (1997) ont effectué des essais de cisaillement direct de consolidés drainé (CD) sur la Na-bentonite et Ca-bentonite pour déterminer leurs paramètres intrinsèques. La cohésion et l'angle de frottement internes ont été déterminés respectivement à 5,8 kPa et 21° pour la Ca-bentonite et à 6,0 kPa et à 12° pour la Na-bentonite.

Pour le mélange de sable-bentonite, Shafiee et al. (2008) ont rapporté que la résistance au cisaillement non drainé augmente avec l'augmentation de la teneur en sable. De même, Vallejo et Mawby (2000) ont démontré que la résistance au cisaillement est régie par la phase granulaire lorsque la teneur en sable est supérieure à 75% et par la phase cohésive lorsque la teneur en argile est supérieure à 40%. Wood et Kumar (2000) confirme que la prédominance de la matrice argileuse se produit lorsque la teneur en argile est supérieure à 40%. La pression interstitielle générée lors du cisaillement d'un élément argileux diminue à mesure que le degré de surconsolidation augmente. De même, Pra-kasha et Chandrasekaran (2005) ont conclu que l'inclusion des grains du sable dans une matrice argileuse conduit à une augmentation de la pression interstitielle entraînant une diminution de la résistance au cisaillement non drainé.

II-4.1.1 Effet du lixiviat des ISD classe II sur la résistance au cisaillement des barrières étanches

Le lixiviat des ISD classe II peut modifier les propriétés de compactage, de densité et de résistance du sol. Cependant, la résistance du sol varie en fonction des caractéristiques du lixiviat et du type de sol (*Khodary et al., 2018*).

Sunil et al. (2009) ont observé une légère augmentation de la cohésion effective C' du sol latéritique contaminé avec 20% de lixiviat de 18,46 kPa à 20,22 kPa et une réduction de ϕ' de $30,4^\circ$ à $25,8^\circ$ due à une augmentation du contenu en argile du sol latéritique après interaction avec le lixiviat.

Harun et al. (2013) ont réalisé des essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU) sur un sol sablo-argileux contaminé par le lixiviat. Ils ont constaté que la cohésion non drainée (C_u) du sol sablo-argileux est passée de 156 à 55,44 KPa avec une augmentation de 0 à 20 % du lixiviat des ISD classe II. De même, Li et al. (2013) ont signalé que l'ajout de lixiviat des ISD classe II a entraîné une augmentation de l'angle de frottement (φ) et une réduction de la cohésion (C) du sol argileux compacté. La réduction de C indique que les particules d'argile polluée par les lixiviats se dispersent en raison de la corrosion contre les composants cimentaires du sol.

II-4.2. Paramètres de résistance au cisaillement pour les sols non saturés

II-4.2.1. Généralités

Dans cette partie, on présente en premier lieu, l'équation générale de la résistance au cisaillement des sols non saturés. Ce qui permet de voir le changement qui se produit lorsque les sols passent d'un état saturé à un état non saturé. Puis, des résultats obtenus à partir des essais expérimentaux sont exposés, tout en mettant en évidence l'effet des paramètres sur le comportement mécanique (la succion, degré de saturation).

La résistance au cisaillement est liée à l'état de contrainte dans le sol. Pour un sol saturé, le comportement mécanique du sol peut être décrit, d'une manière satisfaisante, à l'aide de principe de contraintes effectives et le critère de Mohr-Coulomb. Au début des années soixante, des tentatives ont été faites pour décrire le comportement mécanique des sols partiellement saturés à l'aide d'une équation unique de contraintes, similaire à l'équation de contraintes effectives, par exemple l'équation de Bishop et Aitchison (1960) donnée par la formule suivante:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)$$

Les travaux de Lambe (1960) puis Aitchison (1961) montrent que le paramètre χ dépend d'un grand nombre de facteurs comme la succion, le degré de saturation et le chemin de contrainte. Les difficultés rencontrées par différents auteurs dans la définition d'une seule équation en termes de contrainte effective pour les sols non saturés ont fini par accepter l'idée de deux champs de contraintes effectives comme un cadre de travail pour expliquer le comportement des sols non saturés. Qui sont connus par la suite comme les variables d'état de contrainte à savoir la contrainte nette ($\sigma - u_a$) et la succion ($u_a - u_w$).

II-5 Résistance à la traction et Résistance à la compression non confinées

II-5.1 Résistance à la traction

La détermination de la résistance à la traction du sol est utile pour concevoir des couches de compactage à utiliser comme barrières ouvragées, car elles peuvent être érodées par des fissures de traction causées par le changement climatique. La nécessité d'étudier la résistance à la traction est née principalement de l'étude des sols non saturés, puisque la résistance à la traction est directement liée à la capacité d'aspiration des sols non saturés (Peters et Leavell, 1988).

La minéralogie du sol joue également un rôle important dans les propriétés de traction du sol. (Barzegar et al 1994). Ont montré que la teneur en argile d'un sol donné a un effet significatif sur sa résistance à la traction. A noter que les sols étudiés sont obtenus en reconstituant le sol naturel par extraction de l'argile qu'il contient, du sable et du limon. Après avoir fixé la teneur en argile, du sable et du limon sont ajoutés pour le mélange (Figure II.4).

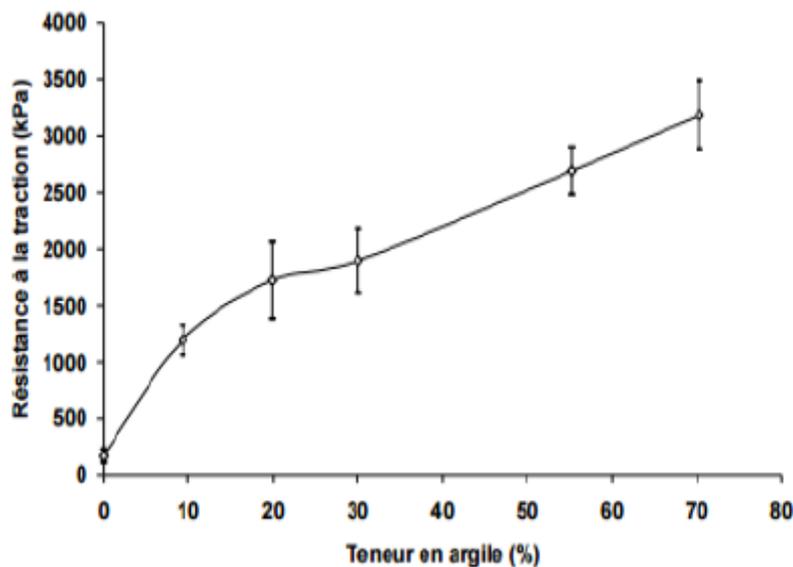


FIGURE II- 4 Influence de la teneur en argile sur la résistance à la traction (Barzegar et al., 1994).

De plus, (Barzegar et a 1994) ont constaté que lorsque la granulométrie des particules d'argile est plus fine, sa résistance à la traction devient importante. Ceci est dû à la grande quantité de contacts inter-articulaires formés dans le cas des particules fines, ce qui provoque une forte adhésion entre les grains. La résistance à la traction du sol a la capacité d'échanger des cations dans sa fraction argileuse. Il a été montré que plus la capacité d'échange de cations est grande,

plus sa résistance à la traction est grande. En effet, les auteurs lient cette capacité d'échange cationique à l'adhésion interarticulaire et précisent qu'elle est inversement proportionnelle à leur taille.

Enfin, à mesure que l'indice de plasticité augmente, la résistance à la traction augmente également. Cette découverte a été renforcée par (Madjoudj 2001), qui a mesuré la résistance à la traction en séparant et en poinçonnant diverses argiles avec différents indices de plasticité.

II-5.2 Résistance à la compression

Iravanian et Bilsela (2014) ont montré que la résistance à la compression non confinée atteint sa valeur maximale en 90 jours dans les mélanges de 85% sable- 15% bentonite et de 80% sable-10% bentonite-5% ciment, dont 90% des résistances sont obtenues en 28 jours de durcissement. La valeur maximale en 90 jours était d'environ 300 kPa et 1900 kPa pour le mélange sable-bentonite et le mélange sable bentonite-ciment, respectivement. Les valeurs de traction étaient d'environ 25kPa et 170kPa en 28 jours pour le mélange sable-bentonite (SB) et le mélange sable bentonite-ciment (SBC), respectivement (Figure II.5).

Le vieillissement a rendu les spécimens S-B plus fragiles, avec une réduction de 47% de la déformation à la rupture, tandis que les spécimens S-B-C sont devenus plus ductiles avec une double augmentation de la ténacité à la rupture.

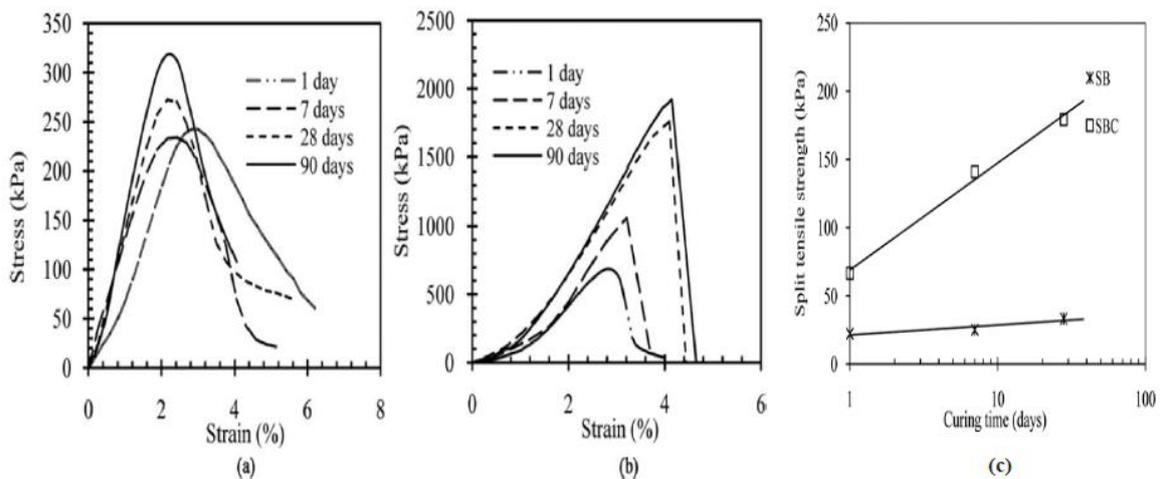


FIGURE II- 5 Compression non confinée en fonction d'âge de durcissement des échantillons : (a) Sable-bentonite (SB) et (b) sable-bentonite-ciment (SBC) ; (c) Résistance à la traction en fonction d'âge de durcissement (Iravania et Bilsela, 2014).

Khan et al. (2014) ont déterminé la résistance à la compression non confinée d'une argile naturelle (NC) de haute plasticité et deux mélangés contenant de 20% (CS-I) et 40% (CS-II) de sable (SP).

Les résultats indiquent que les matériaux étudiés présentent une fragilité du côté sec du comportement optimal et une ductilité du côté humide du matériau optimal (w_{opt}) (Figure II.6). Pour chaque matériau, la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la densité selon une fonction de loi de puissance. En revanche, la résistance à la compression augmente à mesure que la teneur en eau du matériau diminue. En général, la résistance à la compression a diminué avec l'augmentation de la teneur en sable en raison de l'hétérogénéité accrue des matériaux et de la perte de grains de sable sur les côtés pendant l'écrasement.

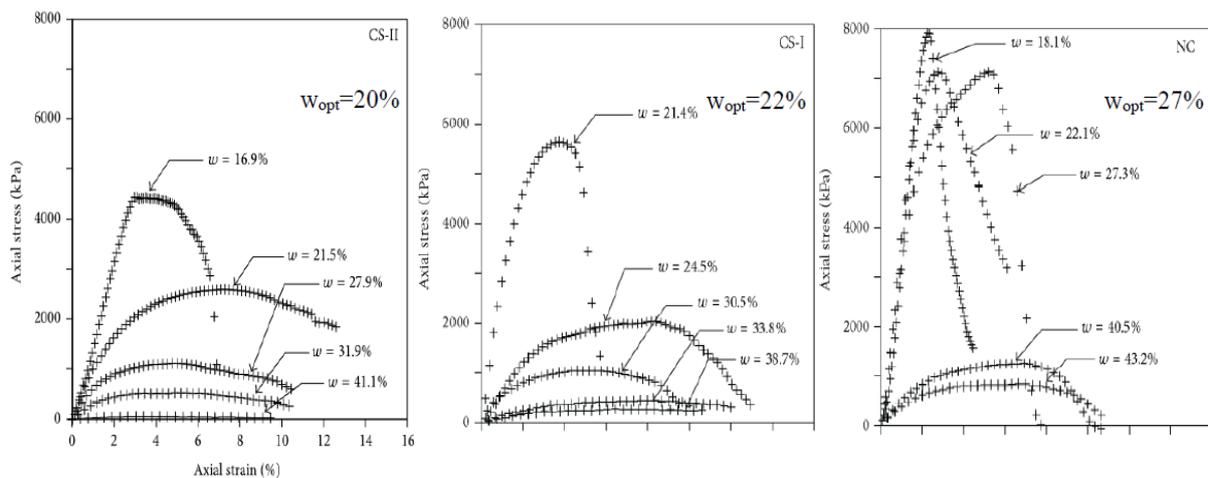


FIGURE II- 6 Comportement contrainte-déformation des matériaux 40% Sable-60% Argile (CS-II) ,20% Sable-80% Argile (CS-I) et 100% d'argile (NC) (Khan et al., 2014).

Goual et al. (2012) ont réalisé des essais de compression non confinée sur différents mélanges de tuf-sable calcaire. Ils ont observé que la résistance maximale se stabilise à 20% de sable calcaire ajouté à partir du 14^{ème} jour, d'une valeur de l'ordre de 4,1 MPa (Figure II.7). En effet, la baisse de la teneur en eau provoque une augmentation de la succion dans l'éprouvette qui rigidifie le matériau, d'où une résistance plus importante de l'éprouvette. Ceci est expliqué dans le schéma de la Figure II.8, où on remarque que la courbe de rétention d'un mélange tuf-sable calcaire se trouve au-dessus de celle du sable seul dans le plan ($\log s, w$). Par conséquent, pour une même teneur en eau, le sable présente une succion s_2 inférieure à celle du mélange s_1 , d'où une résistance à la compression plus faible dans le cas du sable calcaire seul.

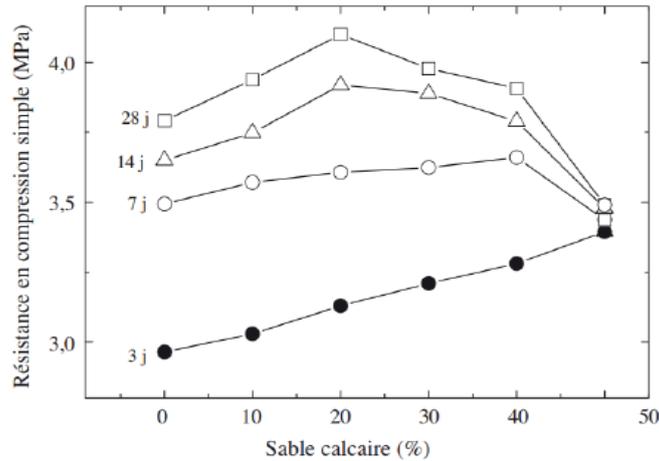


FIGURE II- 7 Schéma des courbes de rétention du mélange Tuf-Sable calcaire et du sable calcaire (Goual et al., 2012).

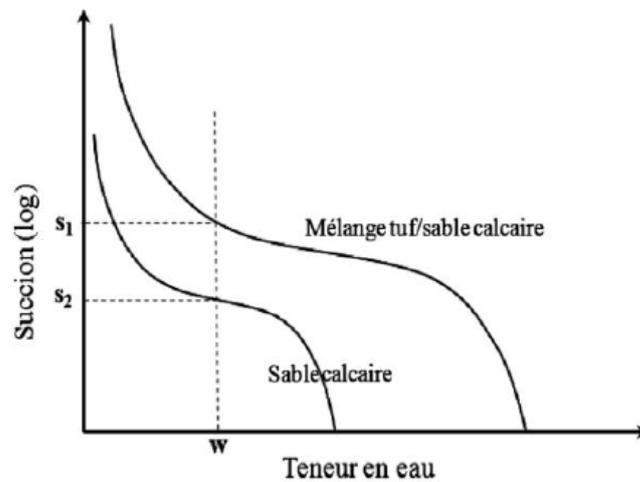


FIGURE II- 8 Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de sable calcaire pour différents âges (Goual et al., 2012).

Taïbi et al. (2009) ont réalisé des essais de compression non confinée sur deux craie (Figure II.9). Ils ont observé que la résistance maximale présente une décroissance hyperbolique en fonction de la teneur en eau. Tandis que, le module sécant E_{50} décroît quand la teneur en eau croît. Les éprouvettes ont présenté une rupture fragile pour des teneurs en eau plus faibles correspond à des succions de 100 MPa.

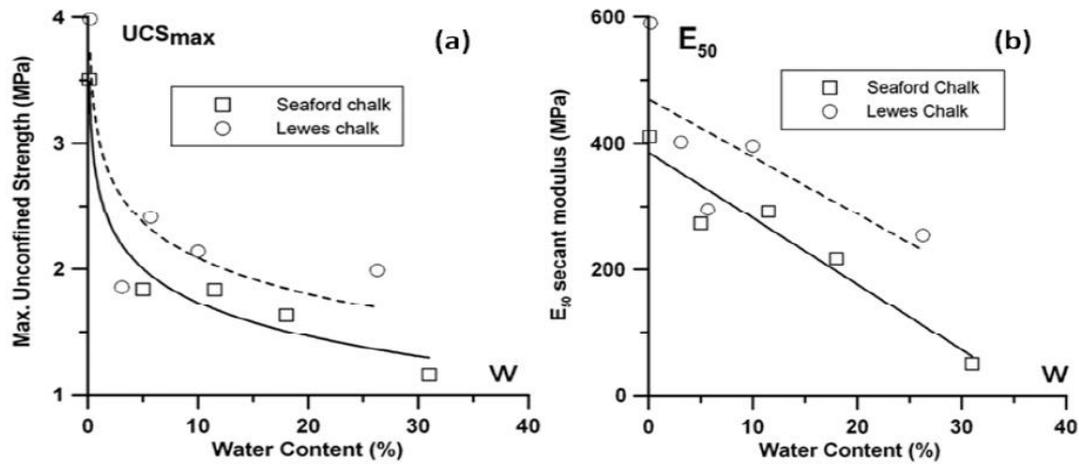


FIGURE II- 9 Variation (a) de la contrainte déviatorique maximale et (b) le module sécant d'une craie avec la teneur en eau (Taïbi et al., 2009).

Gomes Correia (1985) a signalé que l'effet de succion sur les déformations permanentes est très significatif dans une plage très proche de la saturation, mais devient négligeable à des degrés de saturation faibles. De plus, le module de Young change avec l'absorption.

Xue et Zhang (2014) ont évalué l'impact de la concentration de lixiviat des ISD classe II sur le comportement de dégradation des barrières d'argiles solidifiées. Ils ont constaté que la résistance à la compression non confinée de l'argile solidifiée diminuait considérablement avec l'augmentation du lixiviat.

Ochepo et Joseph (2014) ont étudié l'effet de la contamination par le pétrole sur la résistance du sol latéritique stabilisé à la chaux. Les résultats ont indiqué que la résistance du sol stabilisé à la chaux était réduite par la contamination au pétrole. Les valeurs de la résistance à la compression non confinée ont été réduites de 46%, 23% et 13% aux temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours, respectivement.

Généralement, si le matériau de barrière ouvragée n'est pas répondu le critère de la résistance à la compression (peu de cohésion), nombreux auteurs ajoutent une quantité de ciment au mélange sol sableux-bentonite.

II-6. Revue de quelques travaux précédents faits dans ce domaine :

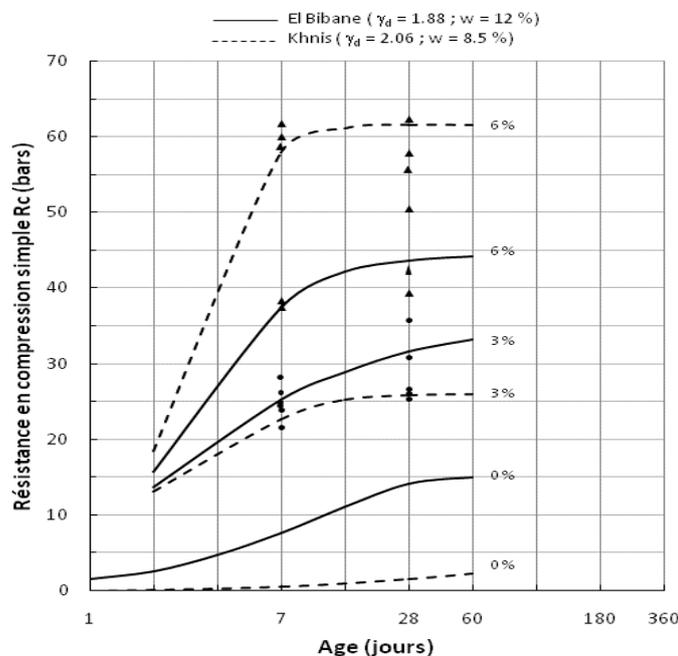
Des études de traitement de tufs calcaires par divers liants hydrauliques, à savoir le ciment, la chaux (hydraulique ou aérienne) et le laitier ont été réalisées par Ben Dhia (1983), Boukezzi (1997), Goual (2002) et Akacem (2008).

II-6.1 Travaux de Ben Dhia (1983) :

Deux tufs calcaires, de classe granulaire 0/20 mm, différents par leur teneur en CaCO_3 , ont été traités par le ciment, la chaux et le laitier granulé. Les éprouvettes ont été fabriquées par vibrocompression à la l'OPM.

L'évolution des résistances en compression simple, à différents traitements, pour les deux tufs étudiés sont représentées dans les figures VI-1

Dans tous les cas de traitement, les performances atteintes sont médiocres. Les résistances après 180 jours de prise sont inférieures aux résistances couramment obtenues avec d'autres types de matériaux calcaires traités (ex : grave calcaire traité par 3 à 4 % de ciment)



Traitement au ciment :

Tableau IV- 1 Valeur de la résistance en traction (R_t) simple et du module sécant (E_s).

		Tuf El Bibane		Tuf Khnis	
		97 % tuf + 3 % ciment	94 % tuf + 6 % ciment	97 % tuf + 3 % ciment	94 % tuf + 6 % ciment
R_t (kPa)	28 jours	270	580	190	530
	60 jours	276	550	220	660
E (100 kPa)	28 jours	7.6	11.4	10.6	20.5
	60 jours	7.8	11.8	11	20.4

Traitement à la chaux hydraulique :

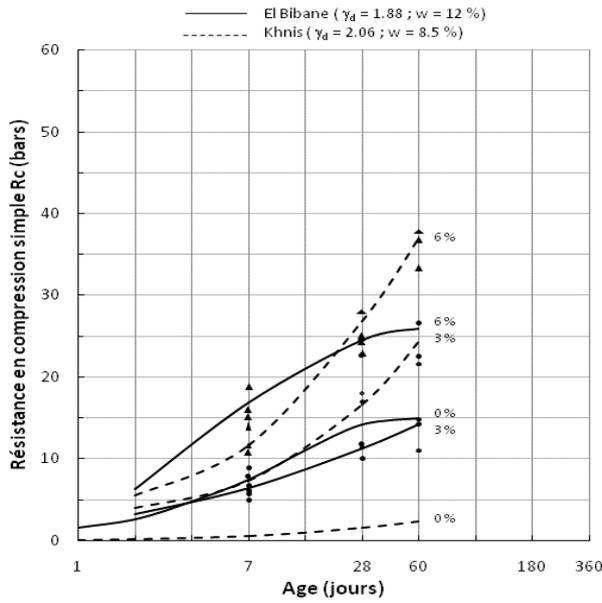


FIGURE II- 10 Evolution des résistances en compression simple de deux tufs traités à la chaux.

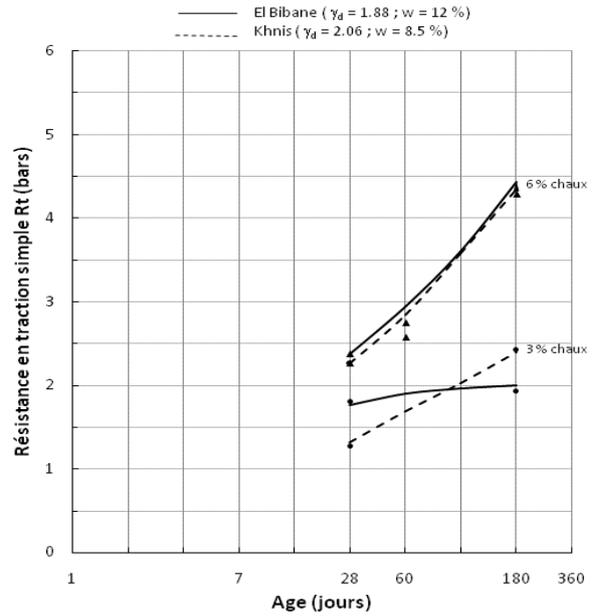


Figure II- 11 Evolution des résistances en traction simple de deux tufs traités à la chaux.

Traitement au laitier granulé :

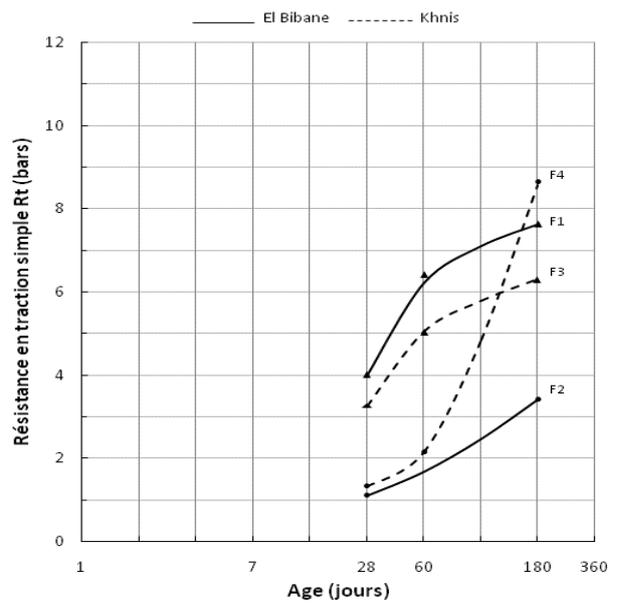
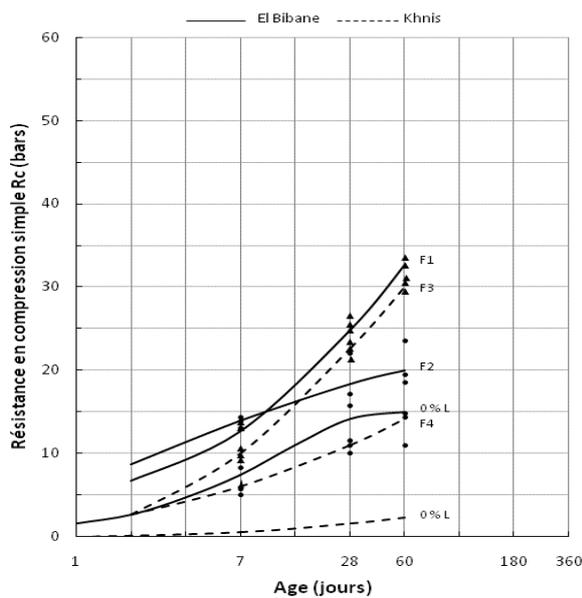


Figure II- 12 Evolution des résistances en compression simple de deux tufs traités au laitier granulé.

Figure II- 13 Evolution des résistances en traction simple de deux tufs traités au laitier granulé.

Formulation :

<p>F1 : $\gamma_d = 1,75 \text{ g/cm}^3$ et $w = 15 \%$ - 74 % tuf El Bibane - 25 % laitier - 1 % chaux</p>	<p>F2 : $\gamma_d = 1,8 \text{ g/cm}^3$ et $w = 13 \%$ - 82 % tuf El Bibane - 15 % laitier - 2 % gypse - 1 % chaux</p>	<p>F3 : $\gamma_d = 2,06 \text{ g/cm}^3$ et $w = 8,5 \%$ - 74 % tuf Khnis - 25 % laitier - 1 % chaux</p>	<p>F4 : $\gamma_d = 1,93 \text{ g/cm}^3$ et $w = 11 \%$ - 82 % tuf Khnis - 15 % laitier - 2 % gypse - 1% chaux</p>
--	--	---	--

II-6..2. Travaux de Boukezzi (1997) :

L'effet de traitement, au ciment et à la chaux, de deux tufs calcaires sur la stabilité immédiate (essai Proctor modifié et l'essai C.B.R.) et sur les performances mécaniques (résistance en compression simple et résistance traction par flexion) a été examiné.

Etude de la stabilité immédiate :

La stabilité immédiate, est peut-être caractérisée par l'indice de portance immédiate. Elle caractérise l'aptitude du matériau à supporter les opérations de mise en œuvre qui est traduite par sa compactibilité et sa capacité à ne pas se déformer au jeune âge sous le trafic du chantier ou sous la circulation (*traficabilité*).

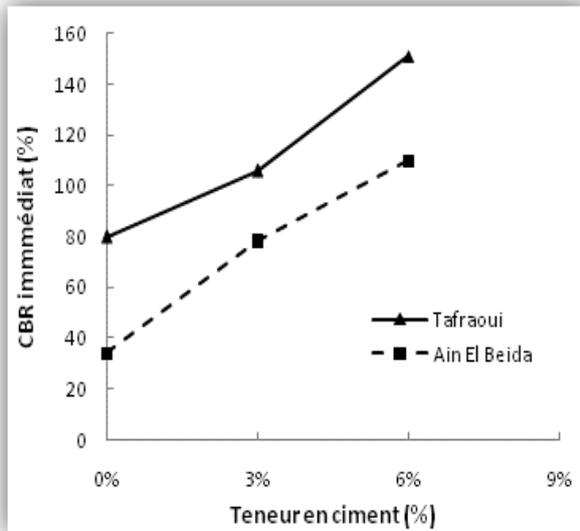


Figure II- 14 Variation de l'indice CBR immédiat en fonction de la teneur en ciment

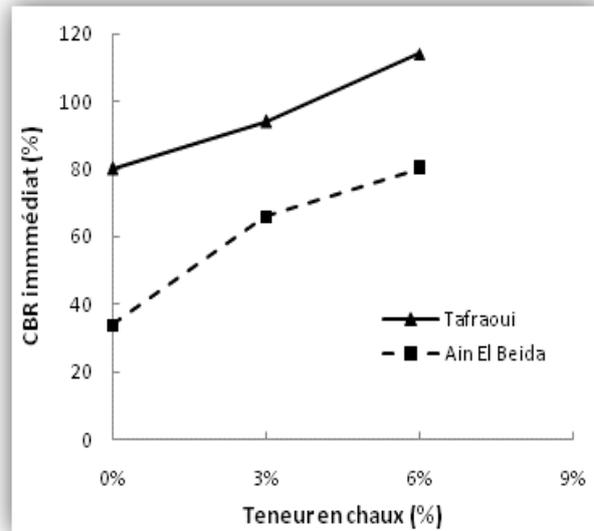


Figure II- 15 Evolution des résistances en traction simple de deux tufs traités au laitier granulé.

D'après ces résultats, le traitement des deux tufs en ciment ou à la chaux améliore sensiblement la traficabilité et la compactibilité après compactage.

✚ Performances mécaniques :

Les performances mécaniques caractérisent l'aptitude du tuf traité à résister aux sollicitations du trafic après le durcissement. Elles conditionnent le fonctionnement mécanique de la chaussée à long terme.

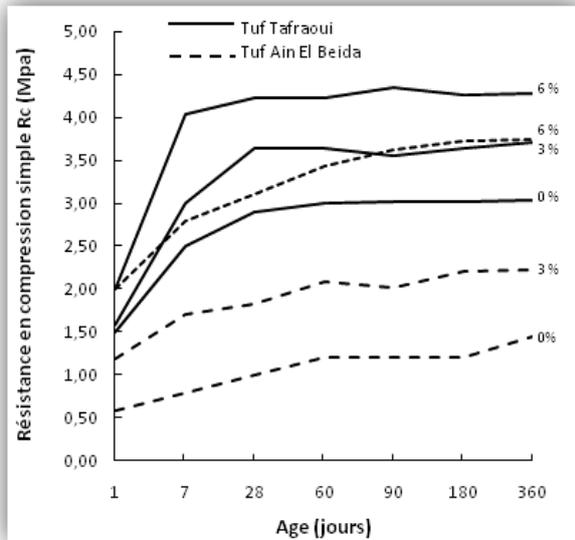


Figure II- 16 Evolution des résistances en compression simple en fonction de l'âge des tufs traités au ciment.

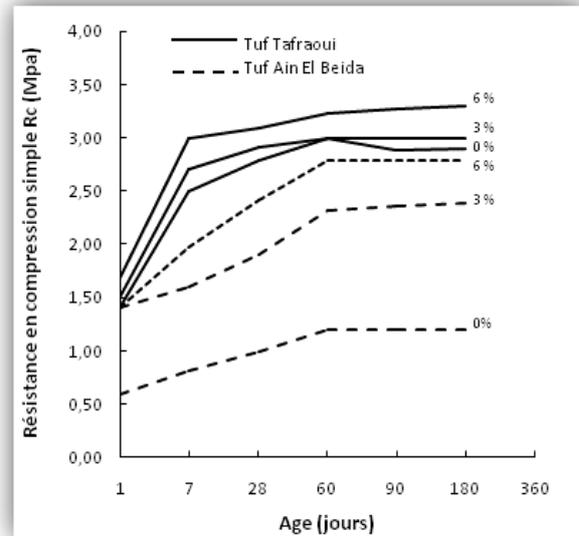


Figure II- 17 Evolution des résistances en compression simple en fonction de l'âge des tufs traités à la chaux.

II-7. Protocole expérimentale :

Notre étude au laboratoire est composée des investigations suivantes :

- Influence du traitement sur les caractéristiques immédiates (densité sèche, teneur en eau optimale) ;
- Influence du traitement sur les limites d'Atterberg ;
- Influence du traitement sur les caractéristiques mécaniques :
 - Essais de compression simple et à la traction après conservation à l'étuve à 55° pendant 48heurs ;
 - Essais de cisaillement direct immédiatement après compactage dans les conditions de l'optimum Proctor et après conservation à l'étuve (55°C) pendant 48heurs ;

Influence de traitement sur la perméabilité du matériau ;

II-6. Conclusion

Les principales techniques d'imperméabilisation pour le sol qui existent actuellement ont été présentées. À cela s'ajoute une technique de traitement de sols par ajout de bentonite pour améliorer les propriétés hydrauliques et chimiques de ces sols et la retardation des polluants dépend leur perméabilité.

Une méthode de mesure de la perméabilité saturée en laboratoire est présentée dans la première partie. Elle Divisé en deux catégories : méthodes de mesure en régime permanent et en régime non permanent Éternel.

Dans la deuxième section de ce chapitre, le comportement mécanique des mélanges sable-bentonite compactés est présenté à plusieurs niveaux pour en déduire les principaux facteurs affectant le comportement des barrières (en termes de résistance et de déformabilité). Selon plusieurs auteurs, l'angle de frottement du matériau utilisé pour l'ISD est d'environ $30^\circ \pm 3^\circ$, et le R_c varie entre 200 kPa et 300 kPa. Les résistances à la compression et à la traction à l'état libre du mélange à 10 bentonites sont suffisamment acceptables. D'autre part, la résistance du sol utilisé pour mettre en œuvre la barrière à l'eau ISD varie en fonction des propriétés du lixiviat (organique et/ou inorganique) et du type de sol gonflé ou non.

III-1. INTRODUCTION :

Le présent chapitre se propose de présenter l'étude entreprise pour caractériser les matériaux de base utilisés, à l'aide des essais géotechniques conventionnels de laboratoire.

Les matériaux concernés par cette étude sont des matériaux locaux (le tuf) et la bentonite de la carrière de Maghnia, destinés pour la conception des barrières pour les CET (sud de l'Algérie).

L'étude précédente réalisée par Bouhamida F. et Yagoub Z. (2020) montre d'une quantité de 8% de bentonite ajoutée au tuf confère les meilleures caractéristiques hydriques et mécaniques parmi les mélanges tuf-bentonite étudiés. Ce chapitre consiste à identifier ce mélange.

L'objectif de ce chapitre est de comparer les résultats des essais avec les seuils préconisés par des spécifications et des normes retenues pour leurs emplois dans les barrières pour les CET.

III-2. PRESENTATION ET LOCALISATION DES MATERIAUX

L'objectif de mélanger le tuf et la bentonite pour améliorer les propriétés hydriques et mécaniques du tuf avec des conditions réglementaires, ce chapitre présente les résultats des essais appliqués sur les différentes mélanges (tuf-bentonite)

Le tuf (T) : Le tuf est un matériau pulvérulent poudreux de couleur jaune clair, composés des particules fines, d'agglomérats et grains solides calcaires (FIGURE III- 2).

Bentonite : Désigne les matériaux argileux à usage industriel, tendre de couleur blanche, avec reflet grisâtre quelquefois bleuté, rose, rose rouge, éventuellement verte.

Sa plasticité est une propriété fondamentale, elle lui permet d'être utilisée dans les boues de forage (d'où son nom commercial bentonite de forage) dans le domaine du génie civil (barrage en terre, barrière étanche...etc). Son pouvoir gonflant est considérable, il varie de trois à trente fois son volume initial (Wolfe et al. 1985). (FIGURE III- 3).

Le tuf provient de la région de BOUHRAOUA, située à 13 km au nord du centre-ville de la wilaya de GHARDAIA (Sud de l'Algérie). La figure III-3 illustre la provenance de matériau.

III-2.1 Présentation de la Wilaya De GHARDAIA

La wilaya de Ghardaïa située au centre de l'Algérie dans le Nord du Sahara algérien, à 600 km au sud d'Alger, à 190 km au sud de Laghouat, à 270 km d'El Menia et à 190 km à l'ouest de Ouargla. Elle considérée l'une des wilayas les plus importantes du pays, tant par son emplacement géographique et stratégique, sa densité de population (plus de 93 000 habitants).



FIGURE III- 1 Localisation tuf utilisés.



FIGURE III- 2 Tuf



FIGURE III- 3 Bentonite

III-2.1.1 Climatologie de GHARDAIA

Le climat de la wilaya de Ghardaïa est un climat désertique chaud, avec des étés extrêmement chauds et des hivers doux. La région est marquée par de grandes différences de température entre le jour et la nuit, et l'été et l'hiver

III-2.1.1.1 Température

La température moyenne mensuelle enregistrée par la station de GHARDAIA durant la période 2012 – 2022 varie entre un minimum de 5 °C en janvier 2012 et un maximum de 45 °C en juillet 2018.

III-2.1.1.2 L'humidité

L'humidité relative est en relation très étroite avec la nébulosité qui est faible dans cette région. Elle atteint son maximum (entre 80 et 90%) en janvier, et peut descendre jusqu'à 10 % en juillet. D'une manière générale, l'humidité relative dépasse les 50 % durant la période octobre – avril.

III-2.1.1.3 Les vents

La fréquence des vents est très grande durant toute l'année est notamment les vents dont la vitesse est supérieure à 5m/s qui peuvent provoquer des vents de sable. Les vents dont la vitesse est comprise entre 1 et 5m/s sont moins fréquents.

Le tableau III-1 présente quelques éléments climatologiques de la période (2011-2021) de la wilaya Ghardaïa.

Tableau III- 1 Quelques valeurs des éléments climatologiques de la région Ghardaïa (SMO 2018).

<i>Année</i>	<i>T</i>	<i>TM</i>	<i>Tm</i>	<i>PP</i>	<i>V</i>	<i>RA</i>	<i>SN</i>	<i>TS</i>
2011	22.2	28	16.4	153.9	11.8	22	0	16
2012	22.9	29	16.8	39.89	-	31	1	5
2013	22.6	28.7	16.6	62.21	14.7	28	0	10
2014	23.3	29.5	17.3	35.29	14.6	24	0	10
2015	22.5	28.6	16.4	47.49	13.9	31	0	19
2016	23.2	29.3	17.1	17.51	14.2	21	0	12
2017	22.5	28.1	16.5	-	13.5	22	0	10
2018	22.5	28	16.6	51.31	14.1	25	1	23
2019	22.8	28.5	16.5	70.60	11.4	26	0	15
2020	23	28.8	16.7	22.86	12.1	19	0	15
2021	23.8	29.4	17.7	35.56	13	25	0	10

T : Température moyenne annuelle TM :Température maximale moyenne annuelle Tm : Température minimale moyenne annuelle PP : Précipitation totale annuelle de pluie et/ou neige fondue (mm) V : Vitesse moyenne annuelle du vent (Km/h) RA : Total jours de pluie durant l'année SN : Total jours de neige durant l'année TS : Total jours de tempête durant l'année FG : Total jours de brouillard durant l'année TN : Total jours de tornades ou nuages en entonnoir durant l'année GR : Total jours de grêle durant l'année

III-3. CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES

Les essais de caractérisation ont pour but de déterminer un bon nombre de paramètres et d'indices afin de classer les matériaux et de les situer par rapport aux spécifications et normes retenues pour leur emploi dans la conception des barrières pour les CET.

Le programme expérimental consiste à effectuer une série d'essais réalisés selon des modes opératoires établis par la norme française avec néanmoins certaines modifications. Il comprend les analyses et les essais suivants :

- Analyses granulométriques (tuf + bentonite).
- Les limites d'Atterberg (tuf+ bentonite).
- L'équivalent de sable (tuf + bentonite).
- Essais de Proctor (tuf + bentonite).
- Résistance à la compression (tuf + bentonite).
- Analyses chimiques (tuf + bentonite).

III-3.1 Analyse granulométrique

III-3.1.1 Analyse granulométrique par tamisage

L'essai se fait selon la norme NFP 94-056. Nous avons effectué cette analyse par voie humide pour le tuf. Etant donné la sensibilité du tuf à l'eau, nous avons imbibé notre échantillon pendant 24h avant l'essai, cette opération permet aux mottes de se désagréger afin d'arriver aux conditions les plus défavorables de friabilité.

III-3.1.2 Analyse granulométrique par sédimentométrie

- **Objet de l'essai :** Etablir la répartition pondérale des éléments granulaire d'un matériau.
- **Domaine d'application :** Fraction d'un matériau comprise entre 80 μm et 50mm Pour les éléments inférieure 80 μm on se reportera à la norme **NF P94- 057** (méthode par sédimentation) éléments supérieurs à 50mm le GTR préconise une estimation visuelle
- **Principe de l'essai :** L'essai consiste à séparer par brassage sous l'eau, les grains agglomérés puis une fois séchée, à classer au moyen d'une série de tamis et à peser le refus cumulé sur chaque tamis, la masse cumulée.
- **Appareillage spécial pour l'analyse granulométrique :**
 - ✓ Balance.
 - ✓ Tamis.
 - ✓ Vibreur de tamis.
- **Préparation du sol :**
 - ✓ Placé l'échantillon dans l'étuve à 105°C jusqu'à W=0.
 - ✓ Pesée la quantité de sol nécessaire pour l'essai ($G=3D_{\text{max}}$).
 - ✓ Imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins 24H,
 - ✓ Une masse de matériau.
- **Mode opératoire :**
 - ✓ Tamiser par voie humide au tamis de 80 μm .
 - ✓ Laisser reposer le mélange passant à 80 μm jusqu'à obtenir l'eau claire.
 - ✓ Eliminer l'eau par siphonage et placer à l'étuve pour l'essai de sédimentométrie.

- ✓ Finalement placé l'échantillon dans l'étuve à 105°C jusqu'à $W=0$.
- ✓ Pour le refus à 80 μm .

On sort le matériau que l'on verse sur les tamis disposés comme dans l'appareillage et on secoue à la main ou au vibreur de tamis, il y aura un passage selon le diamètre des tamis. On enlève chaque tamis et on pèse le refus, au fur et à mesure en faisant un cumul sur le tamis suivant :



FIGURE III- 4 Ensemble des tamis

La figure III-5, présente la courbe granulométrique de mélange 92%tuf +8% bentonite. D'après ces résultats, on constate que notre mélange a une courbe granulométrique très étalée ($C_u > 20$), avec une grande fraction de sable ($< 2 \text{ mm}$) de l'ordre de 65% et un taux de fines ($< 80\mu\text{m}$) de l'ordre de 13%.

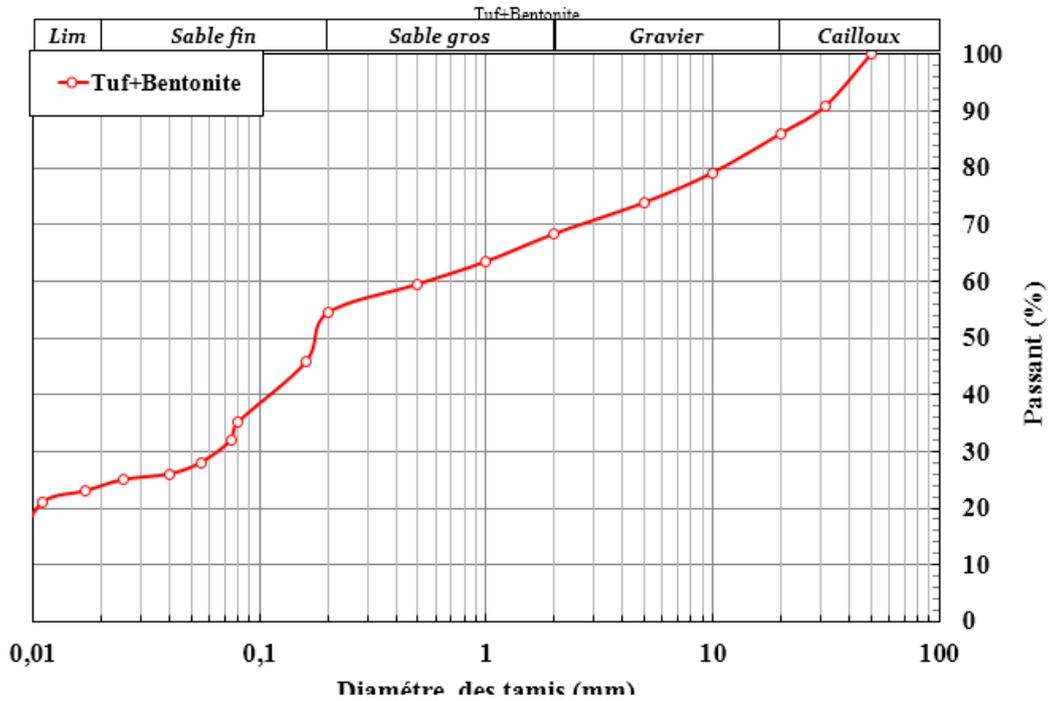


FIGURE III- 5 Courbes granulométriques de 92% tuf +8% Bentonite.

Tableau III- 2 Résultats récapitulatif de l'analyse granulométrique de mélange 92% tuf +8% bentonite

<i>D_{max} (mm)</i>	5
<i>Argile (%)</i>	6
<i>Limon (%)</i>	17
<i>Sable fin (%)</i>	44
<i>Sable gros (%)</i>	20
<i>Gravier (%)</i>	13
<i>Cailloux (%)</i>	00
<i>% < 0,425 mm</i>	75
<i>% < 80µm</i>	35
<i>D₁₀</i>	0,004
<i>D₃₀</i>	0,035
<i>D₆₀</i>	0,18
<i>C_u</i>	45
<i>C_c</i>	1.701

C_u : coefficient d'uniformité dit de Hazzen. $C_u = D_{60}/D_{10}$

C_c : coefficient de courbure. $C_c = (D_{30})^2/D_{60} \cdot D_{10}$

III-3.2. Qualité des fines

Ce sont surtout les fines argileuses qui posent des problèmes aux ingénieurs. Elles peuvent être caractérisées moyennant les essais de laboratoire suivants :

- Les limites d'Atterberg ;
- L'équivalent de sable ;

III-3.2.1 Limite d'Atterberg selon la norme NF p 94-051 :

- **Objectif** : Identifie et caractérise l'argilosité du sol.
- **Domaine d'application** : Cet essai s'applique généralement sur les sols composant un pourcentage des fines (80 μm) supérieur à 35%. Basé sur la détermination des deux limites d'Atterberg (Limite de Liquidité à la coupelle et Limite de Plasticité au rouleau) s'applique aux sols dont les éléments passent à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400 μm .
- **Définition** : Pour les besoins du présent essai, les définitions suivantes s'appliquent :
- **Limite d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité)** : teneur en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol.
- **Limite de liquidité W_l** : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.
- **Limite de plasticité W_p** : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.
- **Indice de plasticité IP** : différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique (voir la Figure III-6).

$$IP = W_l - W_p$$

L'indice de consistance : $I_c = (w_l - w_{nat}) / (w_l - w_p)$. Il permet de caractériser la consistance d'un sol :

- **I_c** inférieur à une valeur de l'ordre de 0,7 : sols peu consistants avec lesquels on risque d'avoir des problèmes de traficabilité.
- **I_c** supérieur à une valeur de l'ordre de 1,3 : sols de consistance élevée avec lesquels on risque d'être confronté à des problèmes d'extraction. Les teneurs en eau étant exprimées en pourcentage, l'indice de plasticité est un nombre sans dimension.

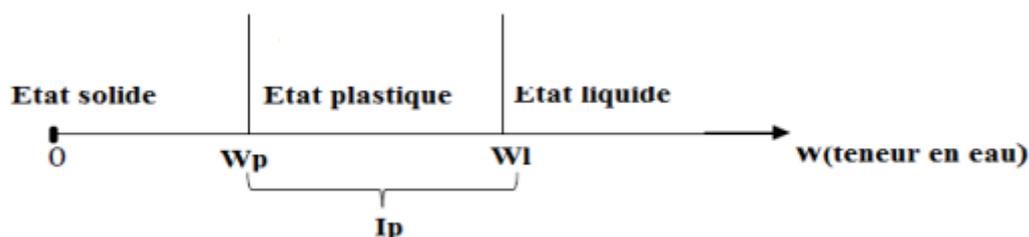


FIGURE III- 6 Définition des Limites d'Atterberg.

- **Principe de détermination des limites d'Atterberg :**

L'essai s'effectue en deux phases :

- ✓ Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque cette dernière et son contenu sont soumis à des chocs répétés.
- ✓ Recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée confectionné manuellement, se fissure.
- **Appareillage :** Le matériel nécessaire à préparation du sol est distingué du matériel utilisé pour la détermination des limites.
 - ❖ **Matériel pour la préparation du sol :** un récipient d'eau moins 2L, un bac et un tamis à la maille carrée de $400\mu\text{m}$ d'ouverture.
 - ❖ **Matériel pour la détermination la limite de liquidité :** un appareil de Casagrande (figure III-7), une étuve de dessiccation à température réglable à 50°C , une balance et des capsules ou boîtes de pétri, spatule, truelles.
 - ❖ **Matériel pour la détermination la limite de plasticité :** une plaque lisse en marbre pour le malaxage et la confection des rouleaux de sol, spatules une balance, une étuve et une plaque de verre de 5 cm de largeur et de 10.5 cm de longueur portant une graduation tous les 1 cm et une cale de 0.5 cm ou tout autre dispositif permettant d'apprécier le diamètre des rouleaux de sol de $3\text{ mm} \pm 0.5\text{ mm}$



FIGURE III- 7 Boite de Casagrande

- **Préparation du sol :**

- ✓ Imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins 24H, une masse de matériau.
- ✓ Tamiser par voie humide au tamis de 400 μm .
- ✓ Recueillir l'eau de lavage et le tamisât dans un bac.
- ✓ Siphonner le mélange sol-eau après une décantation au moins 12 Heures.
- ✓ Evaporer l'eau excédentaire à une température ne dépassant pas 50°C.
- ✓ Homogénéiser par malaxage à la truelle du mortier.



FIGURE III- 8 : Imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante notre échantillon

- **Mode Opérateur : Détermination de la Limite de Liquidité à la coupelle :**

- ✓ Contrôler si le fonctionnement de l'appareil est bien.
- ✓ Malaxer la totalité du tamisât afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide.
- ✓ Mettre dans une coupelle propre et sèche, une masse du sol malaxé avec l'eau.
- ✓ Partager la pâte en deux au moyen de l'outil à rainurer.
- ✓ Fixer délicatement sur le support métallique de l'appareil de CASAGRANDE.

- ✓ Actionner la came de façon à soumettre la coupelle à une série de choc à la cadence de 2 coups/s.
- ✓ Noter le nombre N des chocs nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 1cm.
- ✓ Prélever environ de 5g de pate de chaque côté des lèvres de la rainure et au voisinage de l'endroit où elles se sont refermée afin d'en déterminer la teneur en eau. On note poids total humide.
- ✓ Placer le prélèvement dans une capsule de masse connue et pesé immédiatement avant d'être introduit dans l'étuve pour dessiccations. On note poids total sec.
- ✓ Effectuer au moins 4 fois la même opération complète sur la même pâte mais avec une teneur en eau différente à chaque fois. On note teneur en eau.



FIGURE III- 9 Détermination la Limite de Liquidité

✚ Détermination de la Limite de Plasticité au rouleau :

- ✓ Former une boulette à partir de la pâte préparée.
- ✓ Rouler la boulette sur une plaque lisse à la main ou éventuellement à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne un diamètre de 3 mm et une longueur d'environ 10 cm et ne doit être creux.
- ✓ La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteigne $3 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$.
- ✓ Si aucune fissure n'apparaît, le rouleau réintégré à la boulette et reformer à nouveau.

- ✓ Prélever, une fois les fissures apparues, la partie centrale du rouleau, et placer la dans une capsule de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau.
- ✓ Effectuer un deuxième essai sur une nouvelle boulette.



FIGURE III- 10 Détermination la Limite de Plasticité.

Le tableau III-3 présente les résultats de l'essai de limites d'Atterberg. A partir de ces résultats et selon la classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992) (tableau III-4), le tuf est classé comme matériaux Faiblement argileux.

Tableau III- 3 : Valeur de limites d'Atterberg

	<i>Matériaux</i>
	<i>Tuf + bentonite</i>
<i>Limite de liquidité: w_l (%)</i>	31.50
<i>Limite de plasticité: w_p (%)</i>	NM
<i>Indice de plasticité: IP (%)</i>	NM

*N.M : Non mesurable.

Tableau III- 4 Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992).

<i>Indice de plasticité</i>	<i>Caractéristique</i>
$IP \leq 12$	Faiblement argileux
$12 < IP \leq 25$	Moyennement argileux
$25 < IP \leq 40$	Argileux
$IP > 40$	Très argileux

La positionnement du mélange par rapport au diagramme de Casagrande (figure III-11) montre que notre matériau est positionné au-dessus de la ligne A (zone d'argile), se classe comme limons peu plastiques faiblement argileux.

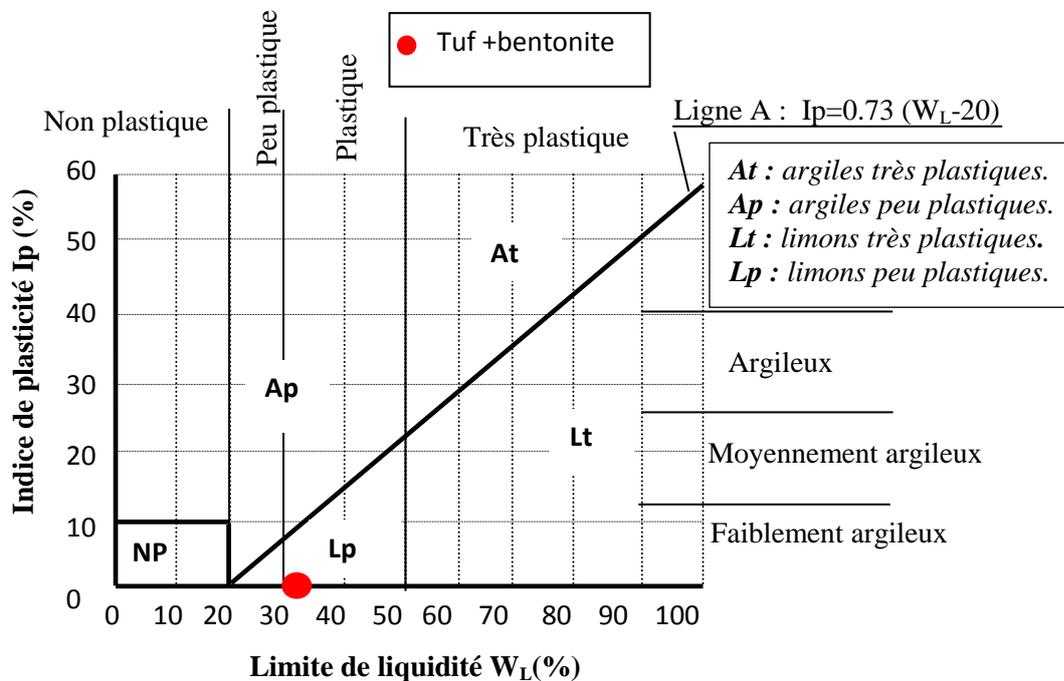


FIGURE III- 11 Localisation du mélange 92% tuf+8% bentonite sur le diagramme de Casagrande.

III-3.2.2 Essai d'équivalent de sable

L'essai est réalisé selon la norme NFP 18-598. Il consiste à séparer, dans une éprouvette, au moyen d'une solution lavant, les grosses particules qui sédimentent et les éléments fins qui restent en suspension. Le tableau III-5 présente les valeurs de l'équivalent de sable (ES) des deux matériaux. Ce résultat montre une valeur insignifiante de ES, cela montre la nature polluante de la fraction fines existantes. Ce sont peut-être les fine gypseuses ou calcaire qui ont causés la faiblesse de cette valeur.

Tableau III- 5 Valeurs de l'équivalent de sable ES.

Matériaux	Es (%)
92% tuf +8% bentonite	11.53

III-3.3. Essai Proctor normal

- **Objectif de l'essai :** Le compactage de sol vise à améliorer les propriétés Géotechnique des sols Il est fonction de quatre principales variables :
- La masse volumique de sol sec.
 - La teneur en eau.
 - L'énergie de compactage.
 - Le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux).

Le choix de l'intensité de compactage est fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :

Essai Proctor normal : Résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé

- **Le principe de ces essais :** Consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneur en eau et à le compacter pour chacune teneur en eau. Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir d'essais dit essais Proctor normal. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.
- **Matériel Nécessaire :** Moule Proctor normal, Dame Proctor normal, Règle à araser, Disque d'espacement, Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau, Tamis 5 mm, Truelle, spatule, pinceau, Burette à huile, Eprouvette graduée 150 ml environ, Petits récipients (mesures des teneurs en eau), Balance portée 20 kg et Etuve 105°C.



FIGURE III- 12 Etuve petit model

- **Préparer le mélange du sol** : Le matériau doit être mis dans l'étuve jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai. une certaine quantité d'eau est malaxé avec le matériau ; on mélange doucement avec une pelle, après le mélange, le matériau est conservé dans une boîte ou un sac hermétique au moins de 24 heures pour être homogénéifié, le mélange du matériau constitue la phase la plus délicate de cet essai.
- **Solidariser le moule, l'embase et la rehausse** : Cette étape est principalement pour protéger qu'il n'y a pas de décalage entre le corps, l'embase et le rehausse du moule pendant le compactage.
- **Mode Opérateur** :
 - ✓ **Lubrifier la paroi du moule** : La paroi du moule doit être lubrifiée à huile, la pour que l'on puisse retirer l'échantillon compacté plus facilement.
 - ✓ **Compactage** : Introduire alors la quantité de matériau pour que la première couche après compactage soit légèrement plus haute que le tiers de la hauteur du moule, compacter cette couche avec la dame Proctor normal en appliquant respectivement 25 coups par couche. Répéter l'opération autant de fois pour la deuxième et la troisième couche.
 - ✓ **Araser et retirer l'échantillon** : Après compactage de la dernière couche figure III-13, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur de 1 ou 2 centimètres en pratique, cet excédent est arasé

soigneusement au niveau du moule en opérant radicalement du centre vers la périphérie du moule, ensuite, on retire l'échantillon.

- ✓ **Peser** : On pèse immédiatement la masse de l'échantillon compacté, et on prend une quantité de l'échantillon qui a été arasée (au milieu) pour déterminer la teneur en eau de l'échantillon figure III-14.



FIGURE III- 13 moule de Proctor entièrement rempli.



FIGURE III- 14 échantillons après séchage à étuve 55 ° pendant 48h

Les résultats de cet essai sont représentés dans la figure III-15, et les caractéristiques optimales déduites de cette courbe sont présentés dans le tableau III-6.

D'après ces résultats on remarque que la courbe Proctor de notre mélange, représente une grande pente, ceci explique la sensibilité de la densité sèche de notre échantillon à la teneur en eau lorsque celle-ci varie jusqu'à l'optimum de Proctor. Ce qui explique bien l'influence de l'eau sur les fines existantes.

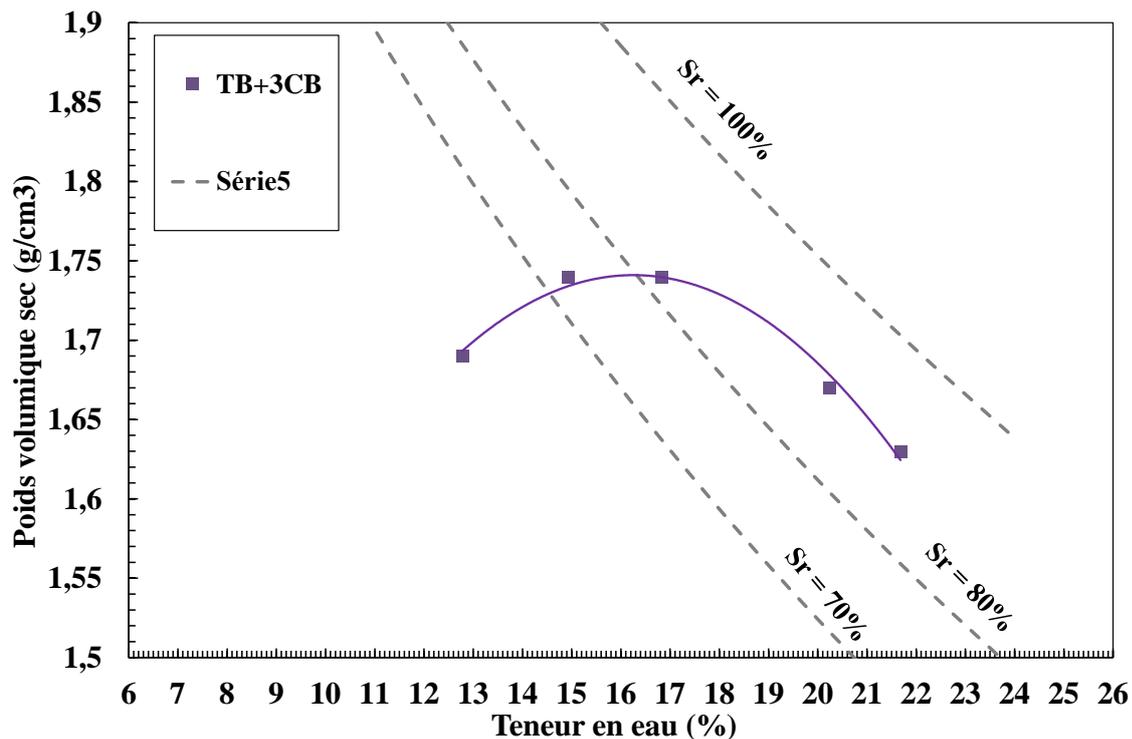


FIGURE III- 15 : Courbes Proctor du mélange 92% tuf+ 8% bentonite.

Tableau III- 6 : Caractéristiques optimales de Proctor Normal.

<i>Poids volumique sec maximal (g/cm³)</i>	1,74
<i>Teneur en eau optimale w_{opt} (%)</i>	16.20

III-3.4. Essai de compression simple

Les tufs d'encroûtements acquièrent, après compactage puis dessiccation prolongée, une forte cohésion, ce phénomène est appelé autostabilisation ou durcissement ou encore effet de prise. Toutefois cette cohésion du tuf compacté ne doit pas être considérée comme une stabilisation permanente du matériau, car elle baisse considérablement quand le degré de saturation augmente et disparaît quasi totalement par saturation totale (Goual, 2012 ; Daheur, 2015a). C'est ainsi l'évolution des caractéristiques mécaniques avec l'âge des tufs compactés qui laisse penser à l'existence d'une prise, évidemment pas comme celle des liants tels que le ciment, la chaux et le plâtre, où se produisent des liaisons rigides, souvent irréversibles et durables.

Ce phénomène de prise (autostabilisation) a été attribué par les premiers ingénieurs qui ont utilisé ces matériaux, à une dissolution partielle du calcaire et/ou du gypse dans l'eau de compactage, puis sa recristallisation lorsque l'eau s'évapore.

En effet, plusieurs travaux de recherches réalisés ont tenté d'expliquer ce phénomène, chacun par sa méthode et selon les moyens disponibles (Alloul, 1981 ; Ben Dhia 1983 ; Morsli, 2007) ; nous citons :

- **Poton** : *Le durcissement est dû à une dissolution possible d'une partie de Calcite lors de l'imbibition et du compactage et recristallisation après séchage.* (Cité par Boukezzi, 1997).
- **Alloul** : *Le durcissement constaté est dû uniquement à un arrangement des grains lors de l'imbibition et du compactage.* (Alloul, 1981).
- **Ben Dhia** : *L'auto stabilisation des tufs calcaires est due à une dissolution partielle du carbonate de calcium sous l'action d'eau et du CO₂ et à sa recristallisation après dessiccation.* (Ben Dhia M. 1983).

L'essai le plus courant pour produire ce phénomène consiste à mesurer les résistances à la compression en fonction du temps sur des éprouvettes de tufs compactées.

Cet essai est un indice permettant d'évaluer la cohésion des matériaux compactés (Fenzy, 1966, Ben Dhia 1983 ; Morsli, et al. 2007 ; Goual, et al. 2012 ; Daheur, et al. 2015), introduit pour les matériaux locaux la première fois par FENZY (1957), il est réalisé sur tous les matériaux sahariens sur la fraction < 5mm. Le compactage à l'OPM est effectué à la presse et les éprouvettes démoulées sont séchées à l'étuve à 55°C pendant 48h (éprouvettes de 5cm de diamètre et de hauteur).

III-3.4.1 Préparation des échantillons

Les principales étapes de préparation des échantillons sont :

1. Après le séchage de nos échantillons à l'air, le tuf a été passé sur un tamis de 5 mm pour éliminer les grosses particules ;
2. Une quantité d'eau correspondant à l'OPM, a été ajoutée au tuf, en les mélangeant soigneusement à la main pour obtenir un mélange homogène ;
3. Stockage du tuf dans un sac en plastique scellé pendant au moins 24 h pour obtenir des conditions d'humidité uniformes ;

4. Compactage statique selon la norme NFP 98- 230-2, à l'aide d'une presse CBR à une vitesse de 1,27 mm/mn et des moules à double piston ($\varnothing = 5\text{cm}$, $H = 10\text{cm}$) (Figure III-16). Le matériau est compacté en une seule fois dans le moule. Cette méthode de compactage conduit à une répartition homogène de la contrainte de compactage (Romero 1999; Ghembaza et al. 2007; Gueddouda et al. 2010).

Lors de la fabrication de l'échantillon, une attention particulière est portée à la formation des grumeaux. Pour cela, le malaxage a été réalisé manuellement en plusieurs fois par criblage dans un tamis de 5 mm de diamètre, dans le but d'avoir un Mélange homogène.

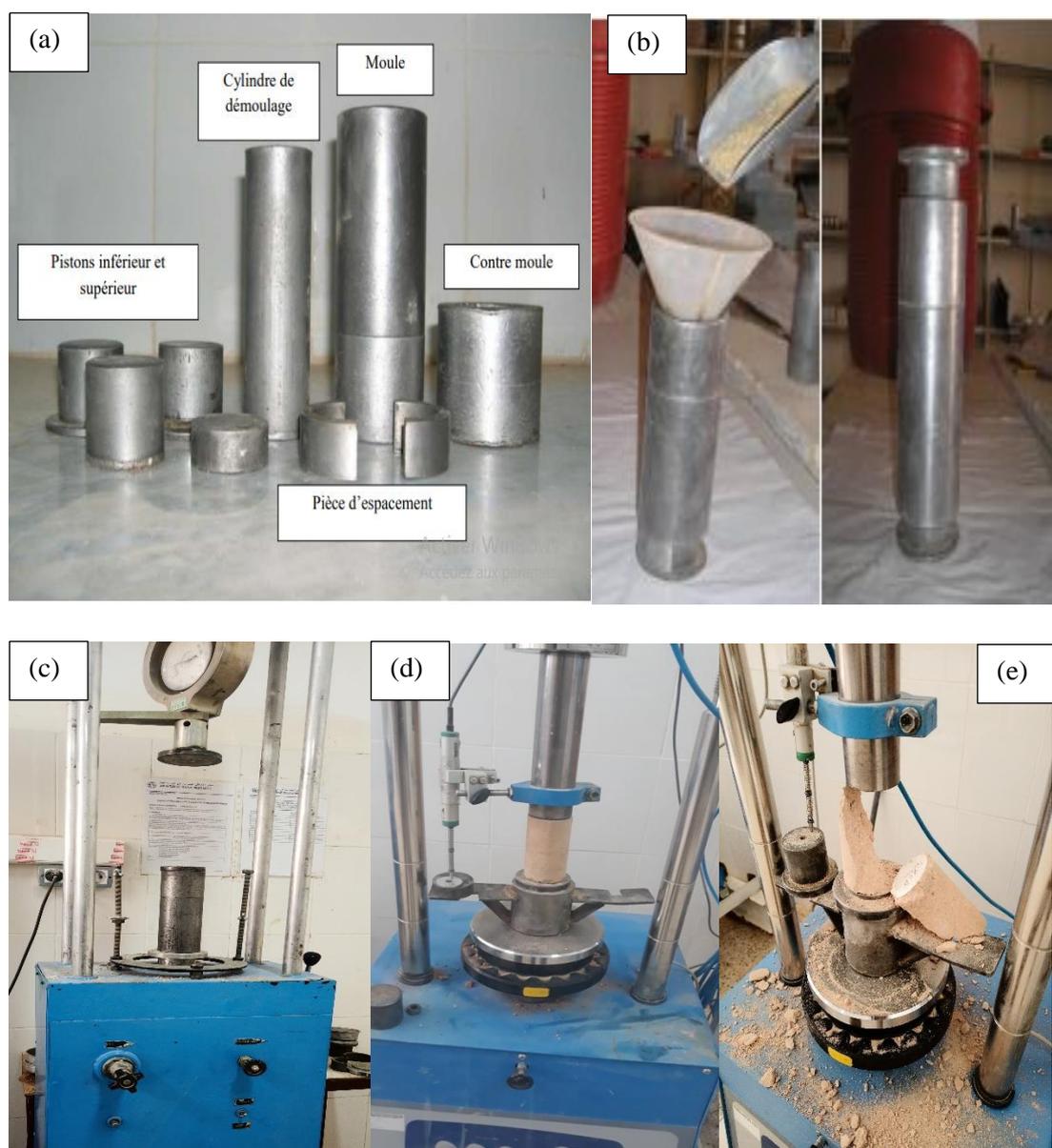


FIGURE III- 16 (a) Moules de confection ; (b) Préparation des éprouvettes; (c) Presse hydraulique (d) Ecrasement d'éprouvette par la presse CBR ; (e) éprouvette écrasé.

III-3.4.2. Procédure d'essai

Une fois le temps de conservation est atteint, les éprouvettes sont soumises à un effort de compression appliqué parallèlement à l'axe du cylindre à l'aide d'une presse CBR à une vitesse constante de 1,27 mm/mn jusqu'à la rupture, et on prend les lectures. La valeur de la résistance à la compression simple représentée, est la lecture moyenne de trois éprouvettes.

La courbe de variation de la contrainte en fonction des déformations axiales pour notre échantillon est représenté sur la figure III-17. On remarque que la contrainte axiale augmente avec la déformation axiale jusqu'à atteindre un pic, ensuite elle diminue progressivement. La contrainte axiale maximale σ_{\max} est de l'ordre de 720 kPa.

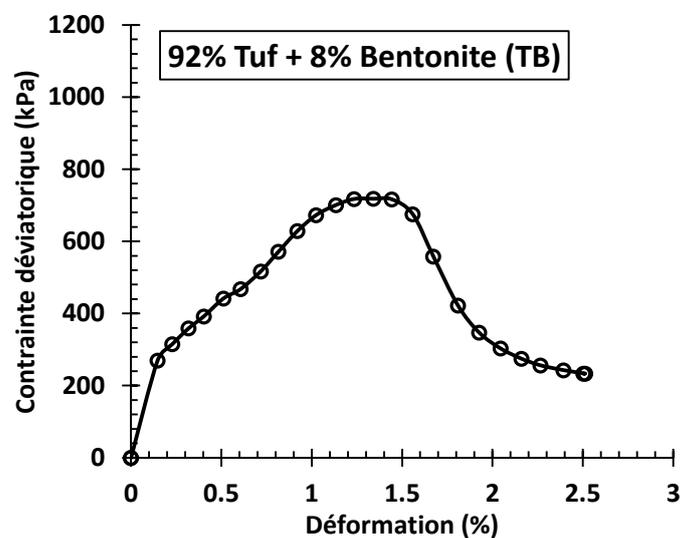


FIGURE III- 17 Courbe contrainte- déformation de notre échantillon

III-4. RECAPITULATIF DES ESSAIS D'IDENTIFICATION

Le Tableau III-7 englobe les caractéristiques géotechniques de notre mélange.

Tableau III- 7 Propriétés géotechnique du mélange 92% tuf + 8% bentonite.

<i>Analyse granulométrique</i>	
D_{max} (mm)	5
% < 0.425 mm	75
% < 80 μ m	35
C_u	45
C_c	1.701

Les limites d'Atterberg	
w_L (%)	31.50
w_p (%)	NM
I_p (%)	NM
Equivalent de sable E_s (%)	
11.53	
Compactage	
γ_{dmad} (KN/m ³)	1.74
w_{opm} (%)	16.20
Essai de compression simple (RC) (KPa)	
720	
CaCO₃ (%)	
64	

D'après la classification USCS (*Unified Soil Classification System*) (tableau III-8) notre mélange est classé comme grave argileuse « GA (GC) ».

Tableau III- 8 Classification USCS des sols grenus (plus de 50 % d'éléments > 0,08 mm).

Définitions		Symbole	Conditions	Appellations	
Graves	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW)	$Cu = D_{60}/D_{10} > 4$ et $1 < Cc = (D_{30})^2/D_{10}D_{60} < 3$	Grave propre bien graduée
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Gm (GP)	Une des conditions de Gb n'est pas satisfaite	Grave propre mal graduée
			GL (GM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Grave limoneuse
			GA (GC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave Argileuse
Sable	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb (SW)	$Cu = D_{60}/D_{10} > 6$ et $1 < Cc = (D_{30})^2/D_{10}D_{60} < 3$	Sable propre bien gradué
		plus de	Sm (SP)	Une des conditions de Sb n'est pas satisfaite	Sable propre mal gradué
		SL (SM)	Limites d'Atterberg au-	Sable	

		12% d'éléments < 0,08 mm		dessous de la ligne A	limoneux
			SA (SC)	Limites d'Atterberg au- dessus de la ligne A	Grave Argileux

III-5. CONCLUSION

Les essais d'identification géotechnique et minéralogique ont pour but de situer les matériaux par rapport aux spécifications et normes retenues pour leurs emplois dans la conception des barrières pour les CET, pour une éventuelle sélection.

Les essais préliminaires permis de conclure que le mélange sélectionné satisfait l'exigence de la résistance, mes avec l'augmentation de la teneur en eau, cette résistance chute considérablement est atteint une valeur négligeable. Le chapitre suivant est consacré à la correction de ce défaut par le traitement de notre matériau au ciment noir ou blanc mixé avec la chaux naturelle, en améliorant leur résistance mécanique (résistance à la compression, a la traction et au cisaillement).

IV-1. INTRODUCTION :

Le ciment et la chaux peut être utilisé en petites quantités comme additif au mélange tuf-bentonite compacté pour augmenter la résistance, réduire la conductivité hydraulique, réduire la possibilité de formation de fissures et augmenter la durabilité vis-à-vis l'attaque chimique (Consoli N., et al. 2013).

Le présent de ce chapitre consiste à traité le mélange 92% tuf + 8% bentonite par différents pourcentages du ciment noir ou blanc + chaux naturelle.

Les propriétés hydromécaniques des mélanges tuf-bentonite (TB) et tuf-bentonite-ciment-chaux (TB-CChmix) sont étudiées et comparées en effectuant des essais de perméabilité à charge variable, de résistance à la compression, à la traction et au cisaillement.

Les liants utilisés sont le ciment noir ou ciment blanc mixés avec la chaux, sachant que toujours le rapport ciment/chaux égale 0.5. Les pourcentages utilisés sont choisis dans un domaine économique réaliste ce sont : 1.5% ; 3% et 5%.

L'objectif de ce traitement est :

- Amélioration des caractéristiques mécaniques (résistance à la compression, à la traction et au cisaillement) ;
- Diminuer la perméabilité du matériau.

Dorénavant les nominations des différents formules tuf-bentonite-ciment-chaux est comme suit :

- 92% tuf + 8% bentonite noir nommé TB
- 92% tuf +8% bentonite + 1.5% ciment noir et chaux nommé TB1,5CNCh ;
- 92% tuf +8% bentonite + 3% ciment noir et chaux nommé TB3CNCh ;
- 92% tuf +8% bentonite + 5% ciment noir et chaux nommé TB5CNCh ;
- 92% tuf +8% bentonite + 1.5% ciment blanc et chaux nommé TB1.5CBCh ;
- 92% tuf +8% bentonite + 3% ciment blanc et chaux nommé TB3CBCh ;
- 92% tuf +8% bentonite + 5% ciment blanc et chaux nommé TB5CBCh ;

IV-3.1 Présentation des ciments utilisés :

Les produits cimentaires utilisés pour le traitement des sols se présentent sous deux formes : soit, i) des liants hydrauliques routiers (NF P15-108), ; soit, ii) sous forme de ciment (CEM I

à V) (NF EN 197-1, 2001). La classification des ciments (CEM I à V) dépend de la proportion de leurs composantes principales. Ces composantes peuvent être : le clinker, les laitiers des hauts-fourneaux, les cendres volantes, la pouzzolane naturelle, le calcaire, les schistes calcinés et la fumée de silice (Mehenni A. 2015).

IV-3.1.1 Ciment noir utilisé :

Le ciment utilisé dans le cadre de ce travail est désigné sous le nom de MATINE. est certifié, conforme a la norme Algérienne (NA442-2013) et Européenne avec une référence NA442 CEM II /A-L 42.5 Ce dernier est un ciment composé, de classe 42.5 et de sous classe B. Il contient donc environ un tiers d'ajouts minéraux.



Figure IV- 1 Ciment matine NA442 CEM II /A-L 42.5.

IV-3.1.1.1. Composition chimique et minéralogique

Ce ciment est constitué d'oxydes minéraux dont les principaux sont la chaux (CaO) à fonction basique et la silice (SiO₂) à caractère acide. On trouve également l'alumine (Al₂O₃) et le fer (Fe₂O₃). Sa composition chimique et minéralogique est résumée dans (le tableau IV-01). Les Caractéristique physique de ce ciment est résumée dans (le tableau IV-02).

Tableau IV- 1: Résultats des analyses chimique du ciment MATINE (Fiche technique)

Analyses chimique	Valeur
Perte au feu (%) (Na5042)	8.0 ±2
Teneur en sulfates (SO ₃) (%)	2.5±0.5
Teneur en oxyde de magnésium MgO (%)	1.7±0.5

Teneur en chlorures (NA5042) (%)	0.02 -0.05
----------------------------------	------------

Tableau IV- 2 Résultats des analyses physiques du ciment MATINE (Fiche technique).

<i>Propriétés physiques</i>	<i>Valeur</i>
Consistance normale (%)	26.5 ± 2.0
Finesse suivant la méthode de balance (cm ² /g) (NA231)	3700 – 5200
Retrait à 28 jours (µm/m)	< 1000
Expansion (mm)	≤ 0.3

IV-3.1.2 Ciment blanc utilisé :

Le non commercial du ciment Blanc utilisé est MALAKI (NA 442 CEMII/B-L 42,5 N), il est conforme à la norme Algérienne (NA442-2013), Européenne (EN197-1). Propriétés chimiques du ciment blanc utilisé sont présentées dans le tableau IV-03. Propriétés physiques du ce ciment sont présentées dans le tableau IV-04.



Figure IV- 2 Malaki /B-L 42,5 N

Tableau IV- 3 Résultats des analyses chimique du ciment Malaki, (Fiche technique)

Perte au feu (%)	11,5 ± 1
Teneur en (SO ₃) (%)	2,6±0,6
Teneur en (MGO) (%)	2,5±0,8
Teneur en chlorures (%)	<0,1

Tableau IV- 4 : Résultats des analyses physiques du ciment Malaki, (Fiche technique)

Propriétés Normale	Valeur
Consistance Normale (%)	28.5 ± 2
Finesse suivant la méthode de Blaine (cm ² /g) (Na231)	4000 – 5000
Retrait à 28 jours (µm/m)	≤ 1000
Blancheur (Y)	85 ± 2

IV-3.1.3 La chaux utiliser :

La chaux utilisée dans cette étude est une chaux naturelle sous forme de cailloux, provient de l'usine de la chaux de la zone industrielle (Noumerate) de la wilaya Ghardaïa. Les résultats des analyses chimique de cette chaux sont représentées dans le tableauIV-6.

**Figure IV- 3 chaux naturelle cailloux****Tableau IV- 5 Résultats des analyses chimique du ciment caillou, (Fiche technique).**

Paramètre	Unité	Résultat	Méthode
Perte au feu	%	5.730	Incineration
CaO	%	56.673	NA 7152
MgO	%	40.50	NA 7152
Sulfate SO₄	%	5.74	NA 7152

IV-3.2. Influence de traitement sur les caractéristiques de compactage :

L'effet du traitement aux liants sur les caractéristiques de compactage à savoir la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale est représenté sur la figure IV-4. Les différentes caractéristiques de compactage sont représentés sur figure IV-5.

D'après ces résultats, le traitement aux liants conduit à :

- Une augmentation de la teneur en eau optimale. Cette augmentation est proportionnelle avec le dosage des liants, elle atteint son maximum dans le cas du traitement avec 5% de ciment blanc mixé avec la chaux. Ainsi les courbes sont décalées vers la droite ;
- Abaissement de la densité sèche maximale ;
- Aplatissement de la courbe Proctor, elle est très remarquable pour le traitement avec le ciment blanc (diminution de la sensibilité de la densité sèche maximale vis-à-vis de la teneur en eau optimale).

Ces constatations coïncident bien avec ce que nous avons vu dans la bibliographie.

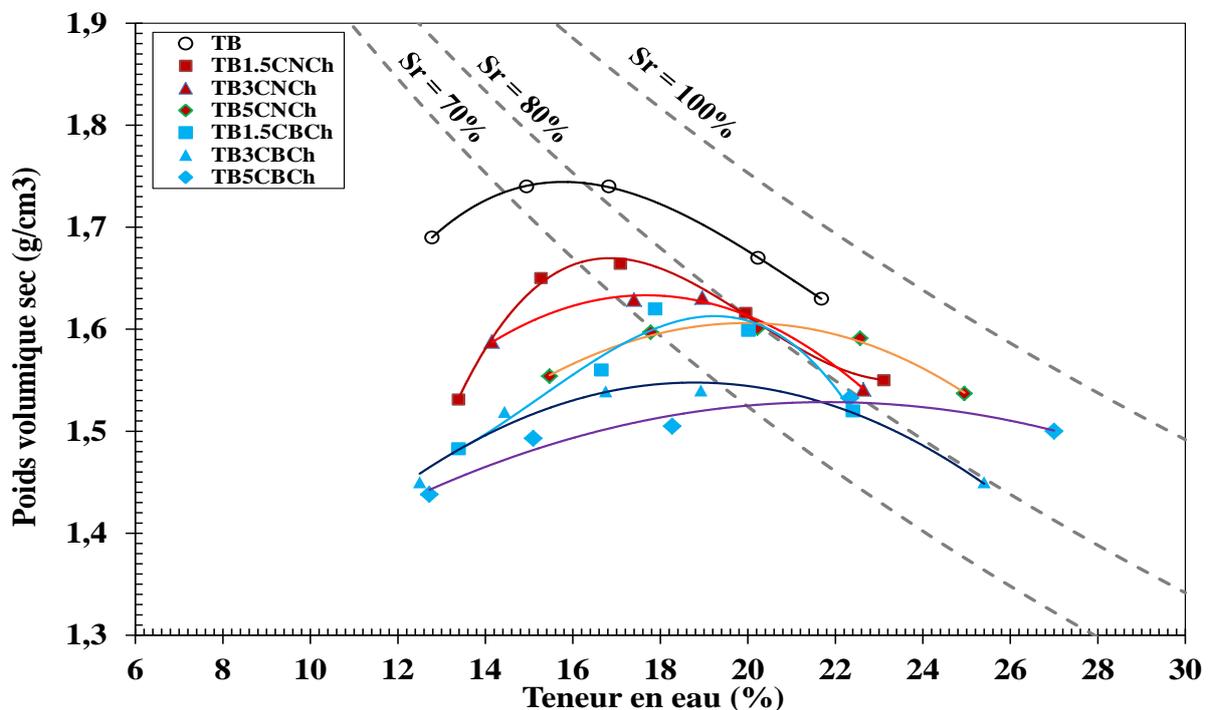


Figure IV- 4 Courbe Proctor Normal des mélanges TB-CC.

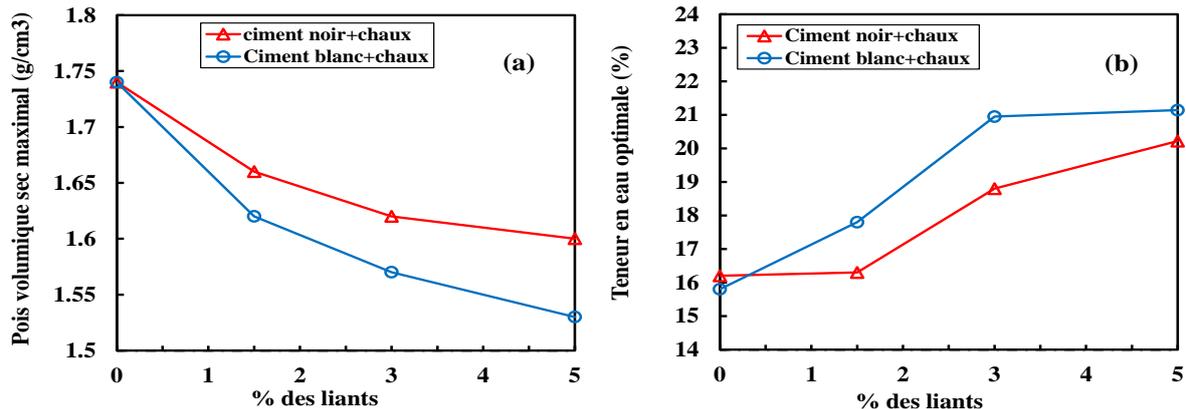


Figure IV- 5 Influence de la teneur en liants sur les caractéristiques de *compactage* :

(a) le poids volumique sec maximal, (b) la teneur en eau optimal.

IV-3.3. Influence de traitement sur les limites d'Atterberg :

Une série d'essais avec différents pourcentages de ciments et de la chaux ont été effectués pour déterminer l'effet de traitement au liants sur les limites d'Atterberg. Les essais sont réalisés selon la norme NFP 94-051.

Le tableau IV_06 présente la variation de la limite de liquidité, concernant la limite de plasticité, il nous a été impossible de déterminer ce dernier, car les boudins se fragmentent avant d'attendre un diamètre de 3mm.

Nous remarquons que la limite de liquidité augmente suite au traitement. La limite de liquidité du mélange tuf+5%CNCh augmente de 35% pour le mélange non traité à 41%.

Si on veut estimer indirectement du gonflement libre, un nombre considérable d'approches empiriques introduites par différents auteurs (Williams et Donaldson, 1980). L'estimation basant sur la classification de Costet et Sanglerat (1981) (tableau IV_07) en fonction de l'indice de plasticité montre que le gonflement des mélanges traités sont négligeables.

Tableau IV- 6 : valeurs des limites de consistance des différents mélanges

Mélanges	wL (%)	wP (%)	IP
TB		NM*	NM*
Tuf+1.5%CBCh	35,5	NM*	NM*
Tuf+3%CBCh	38.19	NM*	NM*
Tuf+5%CBCh	40.41	NM*	NM*
Tuf+1.5%CNCh	36.40	NM*	NM*
Tuf+3%CNCh	38,95	NM*	NM*
Tuf+5%CNCh	41.54	NM*	NM*

Tableau IV- 7 Classification de Ghen (1988) (cité par Djedid et al., 2001)

)

Potentiel de gonflement	Indice de plasticité (%)
Bas (b)	0-10
Moyen (M)	10-35
Haut (H)	35-55
Trés haut (TH)	> 55

IV-3.4. Comportement Hydraulique Des Mélanges Bentonite-Tuf et Bentonite-Tuf-ciment-chaux

IV-3.4.1. Essai de perméabilité à charge variable (AFNOR NFX 30-441)

Cet essai est généralement employé pour les sols fins qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles (10^{-7} m/s). Le dispositif expérimental est constitué d'une bague en acier inoxydable de diamètre intérieur 101,6 mm et d'une hauteur de 116 mm (Figure IV_6). Cette bague permet une mise en place du sol argileux par compactage statique direct dans la bague à l'aide d'une presse hydraulique ou par compactage dynamique (selon les conditions Proctor). Elle est comprise entre une embase et un couvercle avec deux pierres poreuses de 101,5 mm de diamètre.

Après le compactage, on immerge le moule dans l'eau pendant 48h pour permettre la saturation de l'échantillon, puis, il est soumis un gradient hydraulique de 22kPa pendant 24 heures afin d'assurer la saturation. Après la saturation, le moule est plein d'eau et relie au tube

gradue. L'essai est réalisé à charge hydraulique variable sous une pression initiale définie. On refait l'opération pour plusieurs hauteurs.

On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2 . On se trouve bien dans le cas d'un écoulement à une dimension, et on peut appliquer la loi de Darcy modifiée pour chaque intervalle élémentaire de temps ($t, t + dt$). La perméabilité est donnée par l'expression suivante :

$$K_v = 2,3 aL AT \text{Log } h_1 / h_2$$

Où :

d : diamètre du tuyau=2.01cm

a : section du tuyau; $a=3.17\text{cm}^2$;

D : diamètre de l'échantillon=10.1cm ;

A : section de l'échantillon ; $A=80.07\text{cm}^2$;

T : l'intervalle de temps entre h_1 et h_2 ;

L : longueur de l'échantillon.

Les résultats de cet essai montrent que nos échantillons traités avec les liants utilisés présentent une très faible perméabilité $> 10^{-12}$ m/s.

On considère de nos résultats l'ajout des liants utilisés a conduit à une diminution significative de la perméabilité dû à l'augmentation des forces d'attraction entre les grains d'une part ; et d'autre part, à l'augmentation des particules fines. Les forces d'attraction contrôlent principalement le comportement des sols traités au ciment et la chaux. Cependant, il est donc plausible que le traitement avec ciment et la chaux peut développer une structure de mélange ferme en raison de la réaction chimique de celle-ci, contrairement aux mélanges non traités, par les liants, qui n'ait pas encore formé une structure de sol ferme.

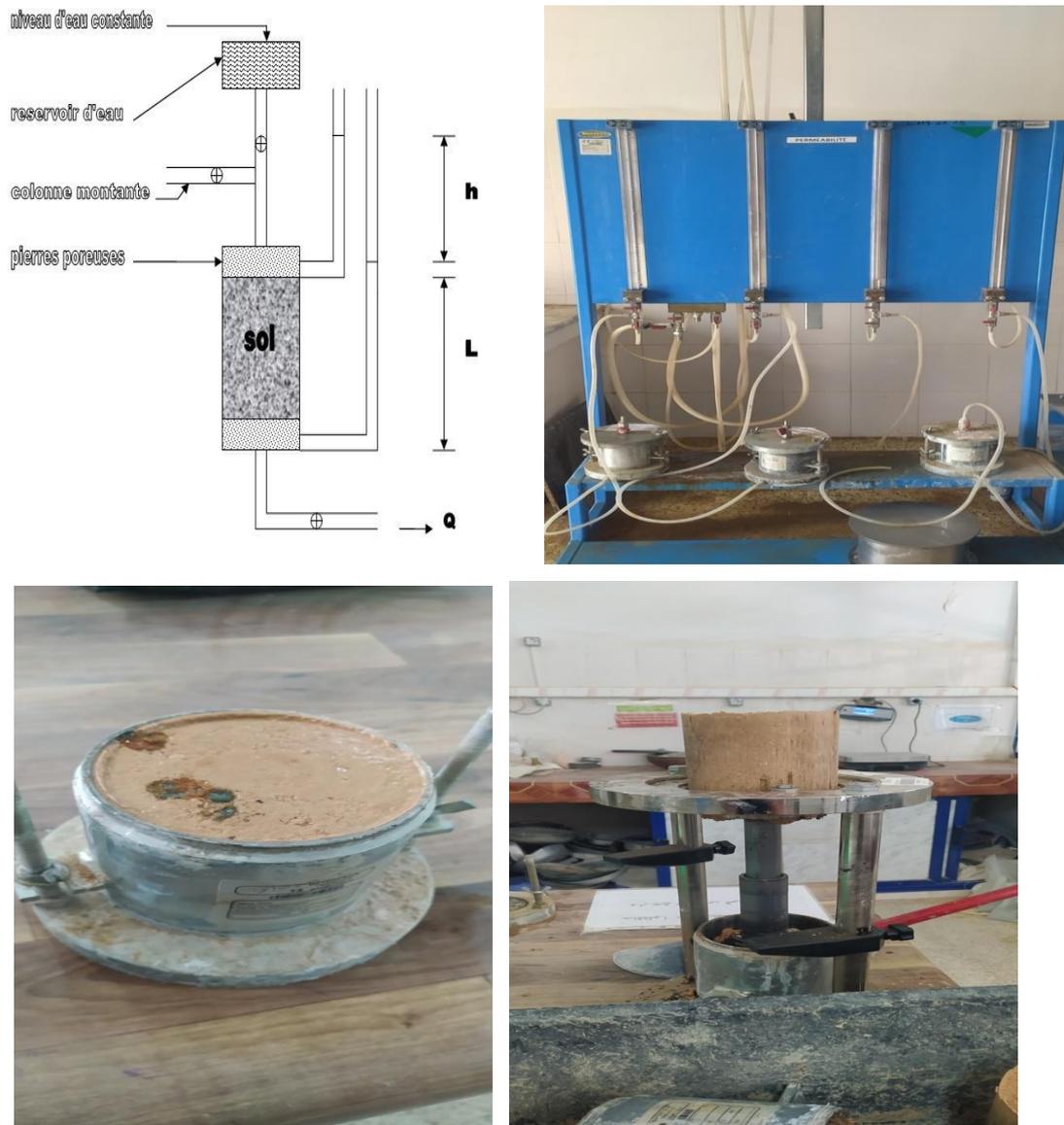


FIGURE IV- 6 Essai de perméabilité à charge variable

IV-3.5. Influence de traitement au ciment et la chaux sur le Comportement mécanique du mélange Tuf-bentonite :

IV-3.5.1 Résistance au cisaillement direct des mélanges (AFNOR NF P 94-071-1)

L'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol. En supposant les contraintes uniformément réparties sur la surface de rupture, on détermine la contrainte de cisaillement à la rupture τ (ou résistance au cisaillement) pour une contrainte normale donnée σ .

Dans notre cas, nous avons réalisé cet essai sur une série des échantillons traités avec les différents dosages des ciments et préparés initialement à l'OPN.

IV-3.5.1.1. Préparation des échantillons

Après passage des deux constituants (Tuf-bentonite) à l'étuve à 105°C pendant 24 heures, les différents pourcentages des ciments et la chaux sont mélangés manuellement avant d'ajouter la quantité d'eau de gâchage correspond l'OPN. Le malaxage est fait en plusieurs fois par criblage dans un tamis de 5 mm de diamètre dans le but d'avoir un mélange homogène et d'éviter la formation des grumeaux.

Le mélange humide est soumis par la suite à un compactage statique dans le moule de dimension (forme cylindrique, de diamètre 6 cm et de hauteur 2,5 cm).

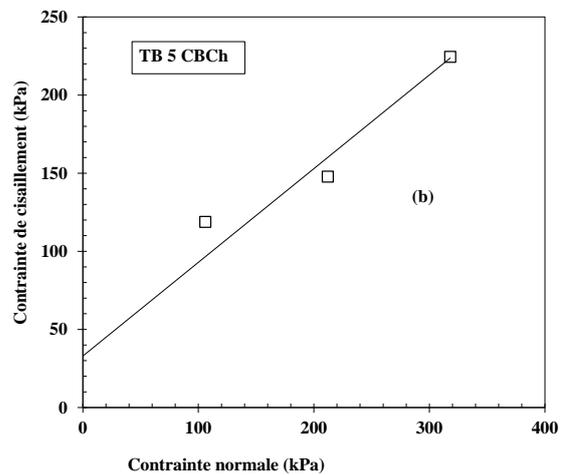
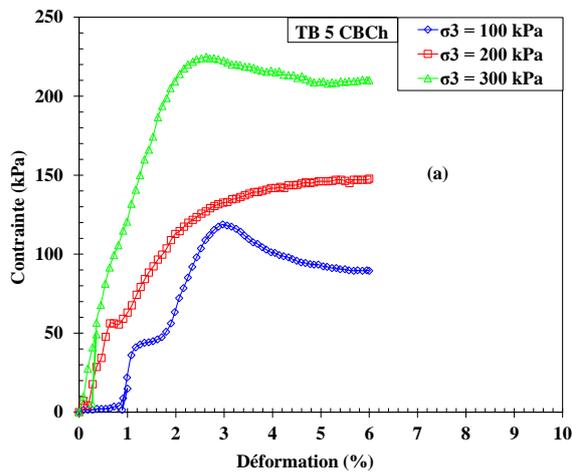
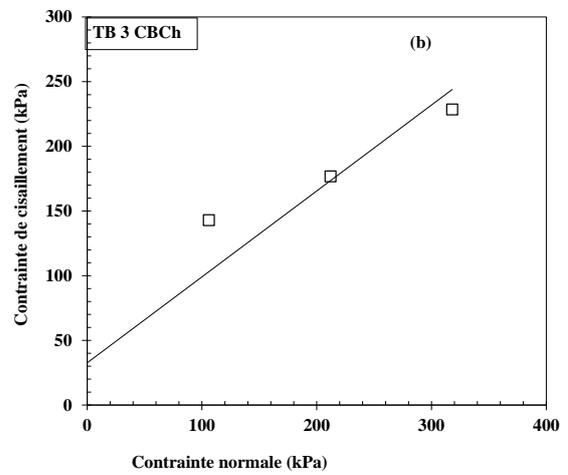
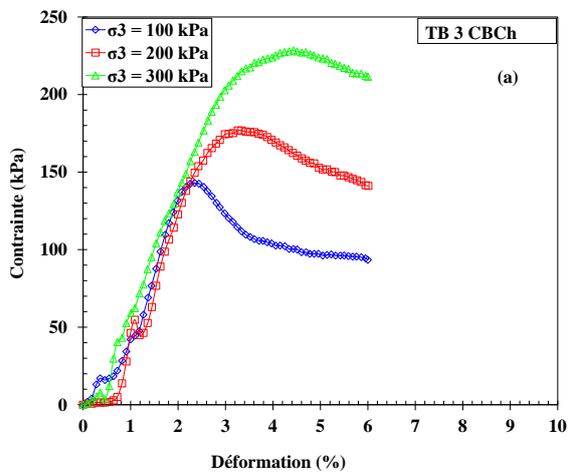
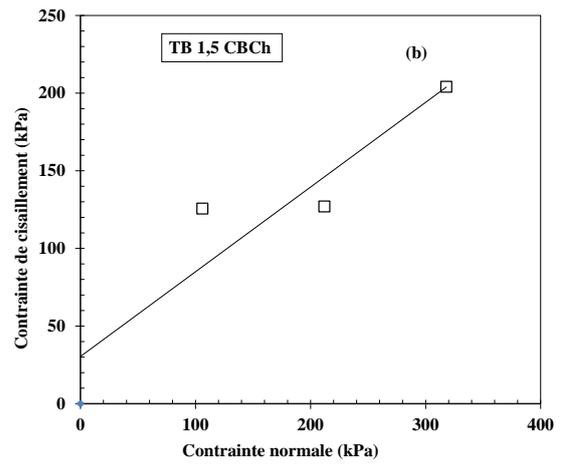
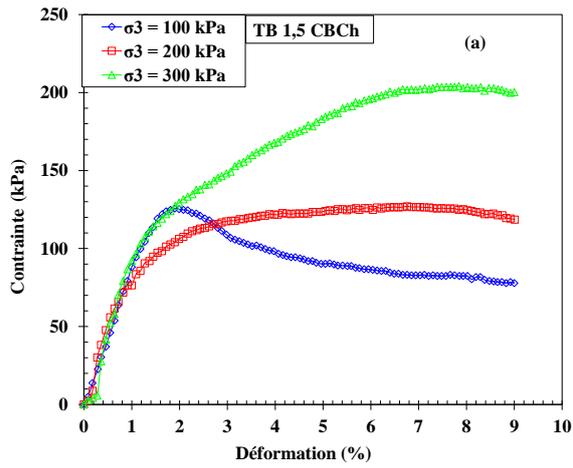
Pour s'assurer que la surface de contact est plane, on procède au rasage et au lissage de l'échantillon dans les deux côtés, supérieur et inférieur, avec remplissage des vides.

Deux séries des échantillons sont confectionnés. Les échantillons de la première série sont écrasés immédiatement après compactage, cependant les échantillons de la deuxième série sont écrasés après concertation à l'étuve pendant 24 heures.

Pendant la phase de cisaillement, les échantillons sont mis dans la boîte de cisaillement appelée aussi boîte de Casagrande. Ces échantillons sont cisailés en appliquant trois contraintes normales (100, 200 et 300kPa) avec un taux de déformation de 0,5 mm/min appliqué pour tous les échantillons.

La figure IV_7 et La figure IV_8 présentent la variation de la contrainte en fonction de la déformation (courbes contraintes-déplacement) et les chemins de contrainte dans le plan $[\tau, \sigma]$ pour les mélanges tuf-bentonite traités avec différents pourcentages du ciment. La figure IV_7 pour les échantillons séchés à l'étuve 105°C pendant 24 heures, la figure IV_8 pour les échantillons cisailés juste après le compactage.

Figure IV- 1 Influence de traitement aux liants sur la résistance au cisaillement (après séchage) **(a)** courbe contraintes – déplacement **(b)** chemins de contrainte dans le plan $[\tau, \sigma]$.



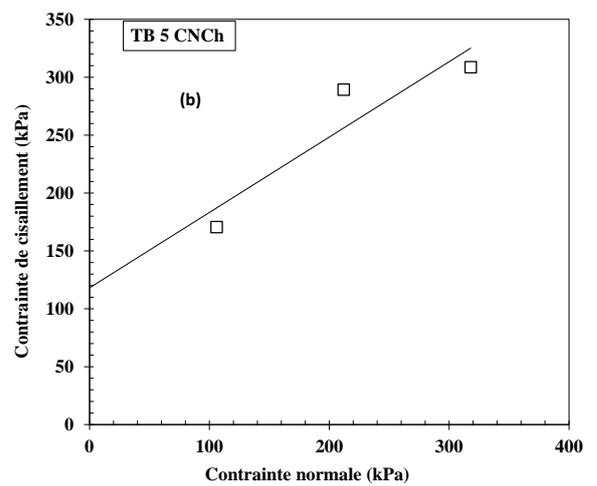
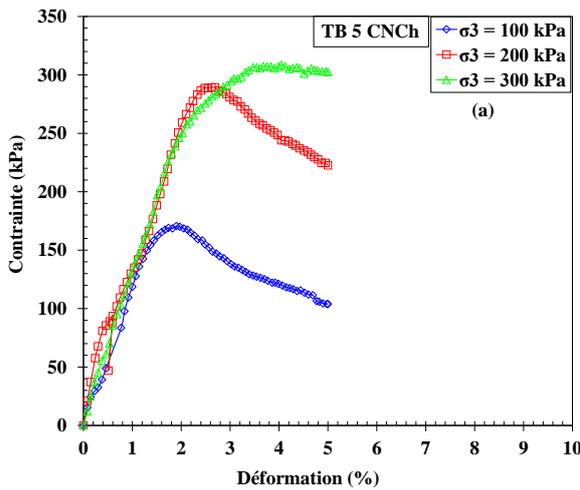
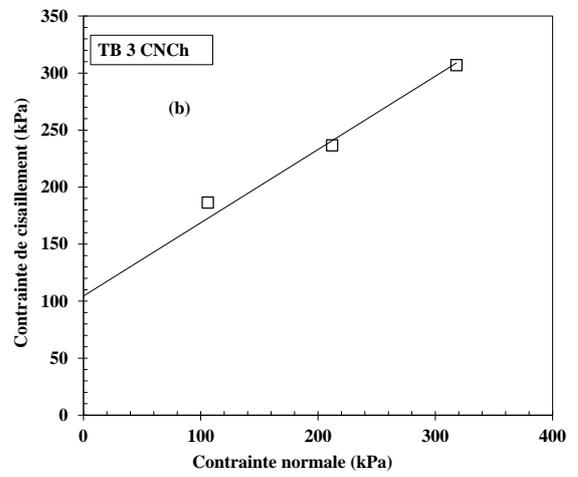
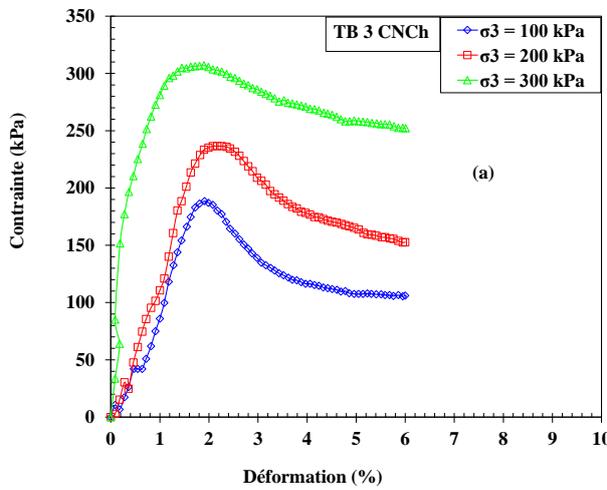
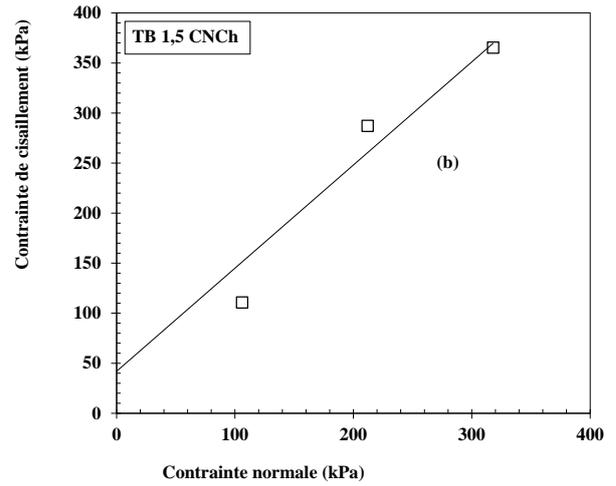
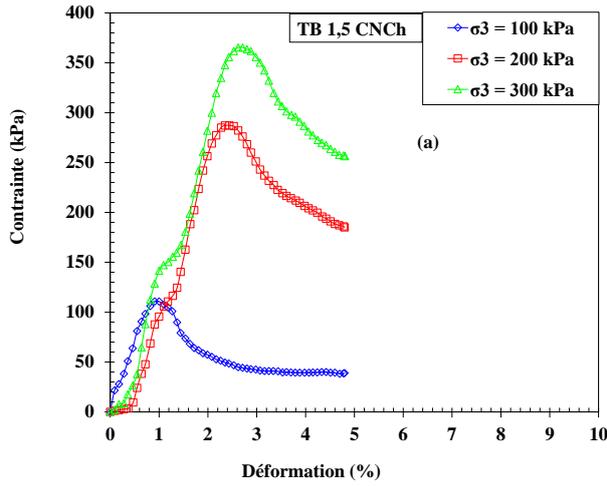
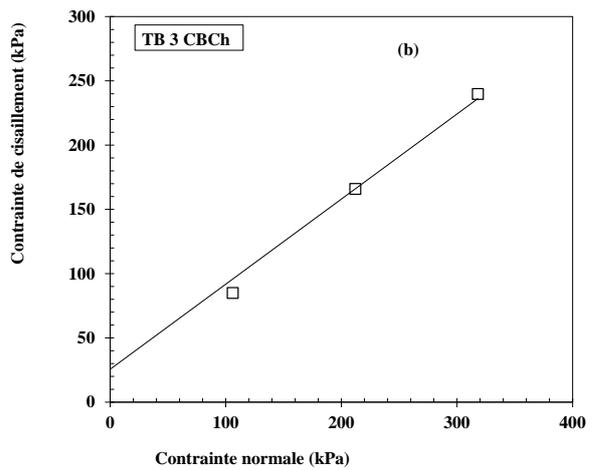
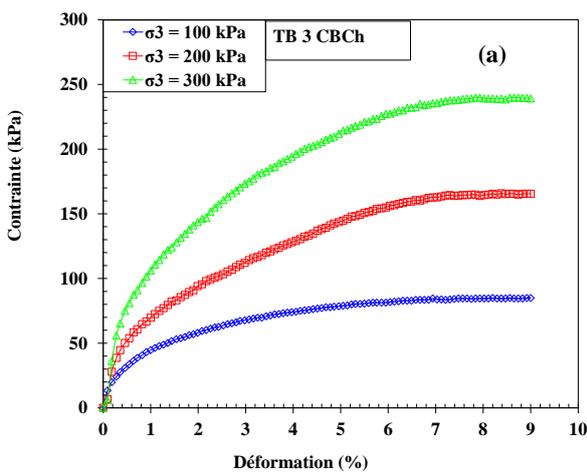
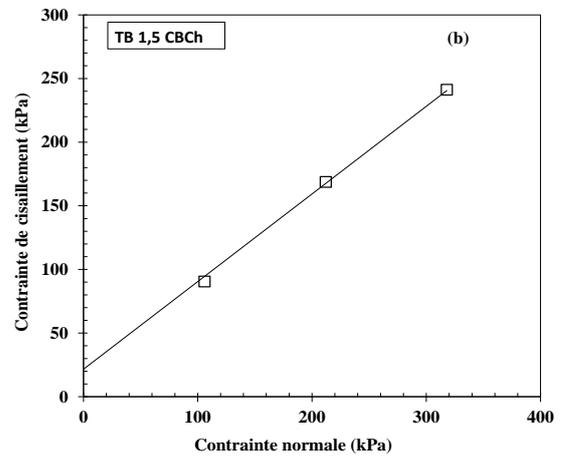
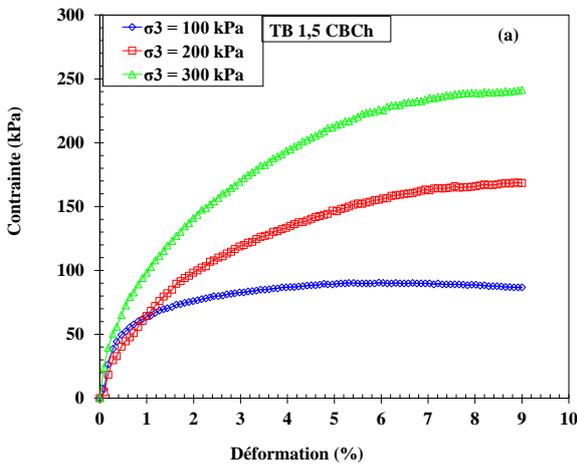
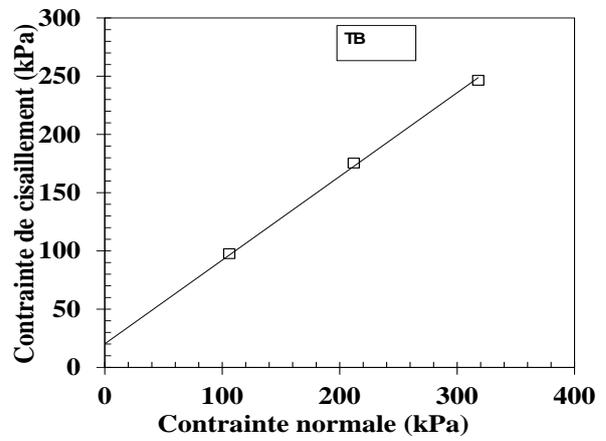
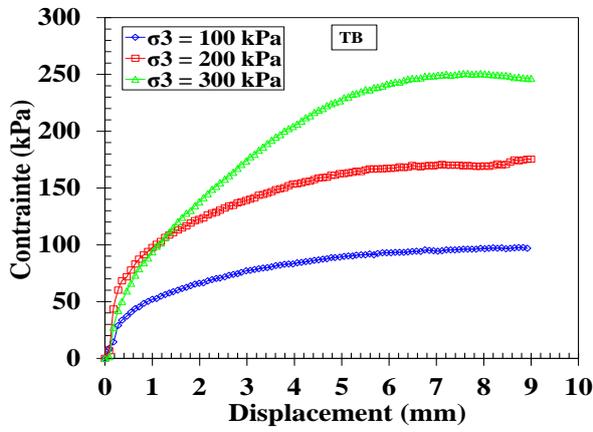
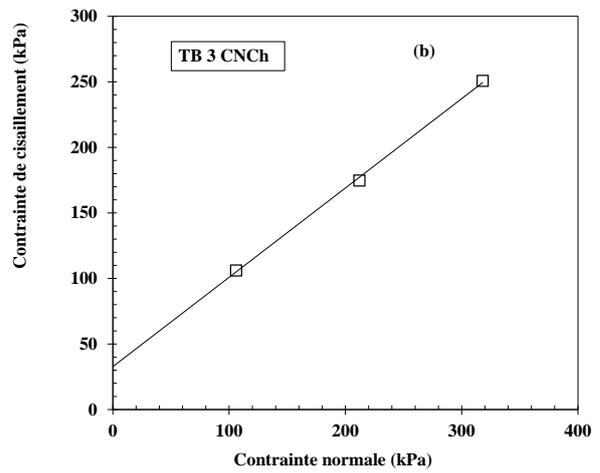
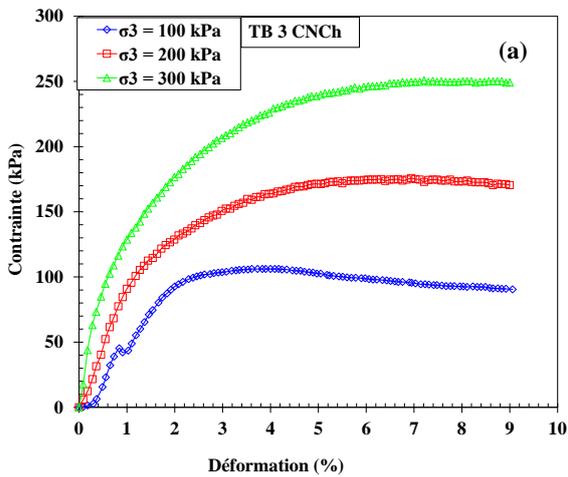
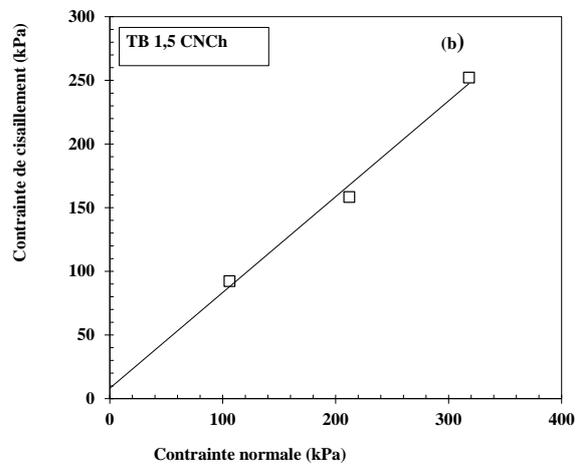
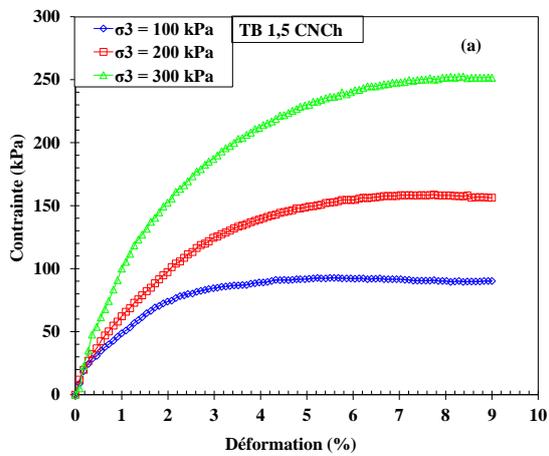
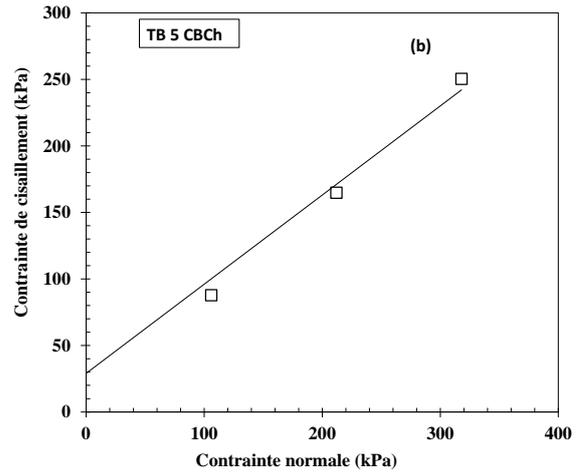
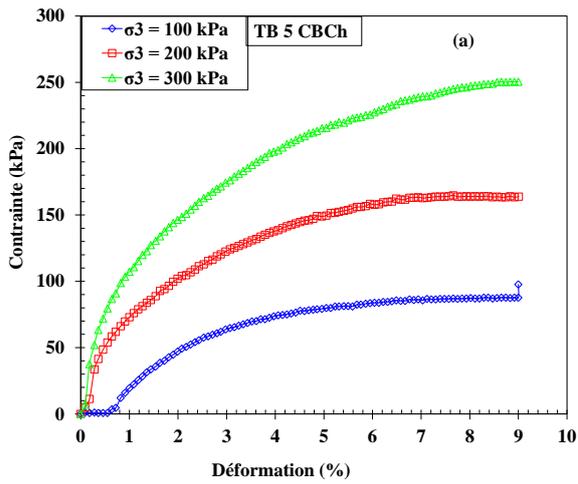
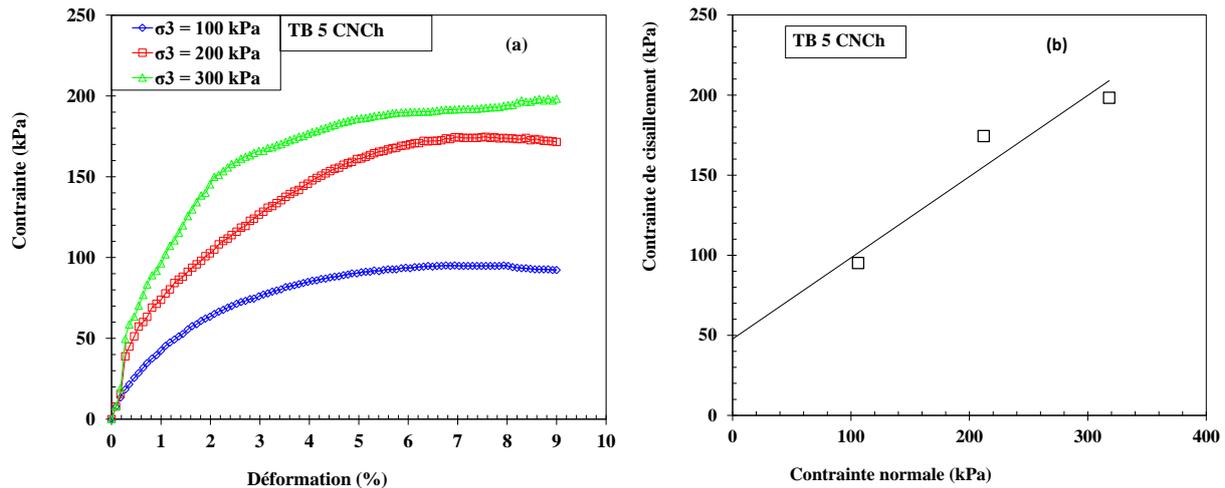


Figure IV- 2: Influence de traitement aux liants sur la résistance au cisaillement (immédiatement après confection) :

(a) courbe contraintes – déplacement (b) chemins de contrainte dans le plan $[\tau, \sigma]$.







D'après la figure IV-7 et IV-8, on remarque que pour tous les échantillons :

- ✓ Les courbes contraintes-déplacement n'ont pas linéaire, on a une déformation élastique non linéaire et une déformation plastique, ce qui nous permet d'attribuer un comportement élasto-plastique aux mélanges tuf-bentonite et tuf-bentonite-liants.
- ✓ La contrainte augmente avec le déplacement jusqu'à atteindre un pic ; ensuite la rupture se propage et la contrainte diminue progressivement et tend vers un palier.
- ✓ La contrainte maximale σ_{\max} augmente avec la contrainte normale (σ_3) ;
- ✓ La contrainte tangentielle augmente d'une manière linéaire avec la contrainte normale.

Ces résultats sont en accord avec ceux rapportés par Ajorloo et al. (2012).

La variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction de pourcentage des liants, pour les échantillons humides et sec, sont représenté sur la figure IV-10 et IV-11, respectivement.

D'après ces figures, nous remarquons que :

- 1) Les échantillons secs traités avec le ciment noir mixé avec la chaux présentent des cohésions très supérieures à celles des échantillons humides.
- 2) La cohésion des échantillons, pour les deux conditions secs et humides, augmente en fonction de l'ajout des liants (excepter 1.5% CNCh).

3) Les angles de frottement, pour les deux cas, n'ont pas vraiment affecter, elles varient entre 26° et 36°.

On peut d'expliquer l'augmentation de la cohésion par la succion initiale développée dans les échantillons humides après compactage.

Un pourcentage de ciment noir mixé avec la chaux égale à 5% satisfait l'exigence réglementations algériennes (MATE, 2013) quel que soit le conditionnement ($C > 40$ kPa)

Figure IV- 9 Variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction des pourcentages des liants (immédiatement après confection)

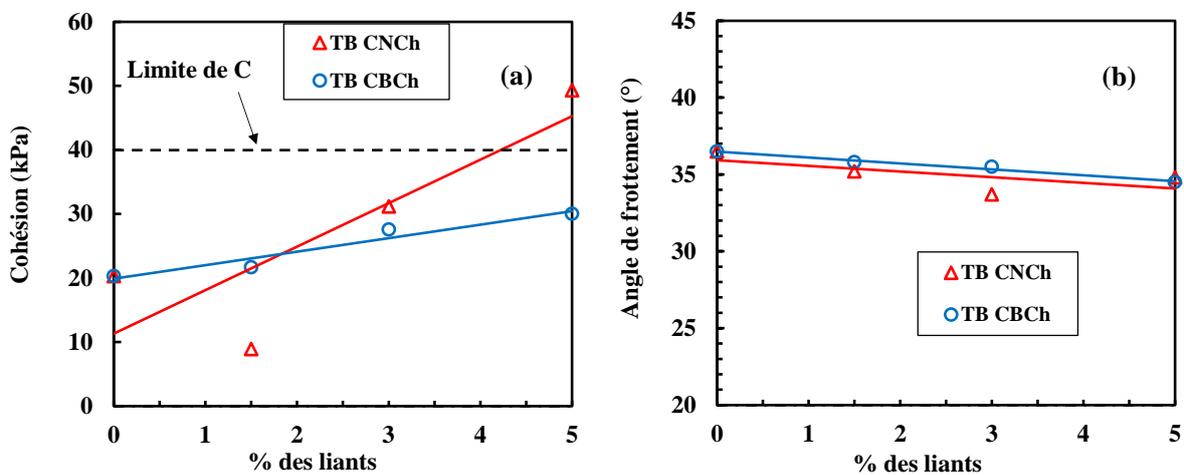
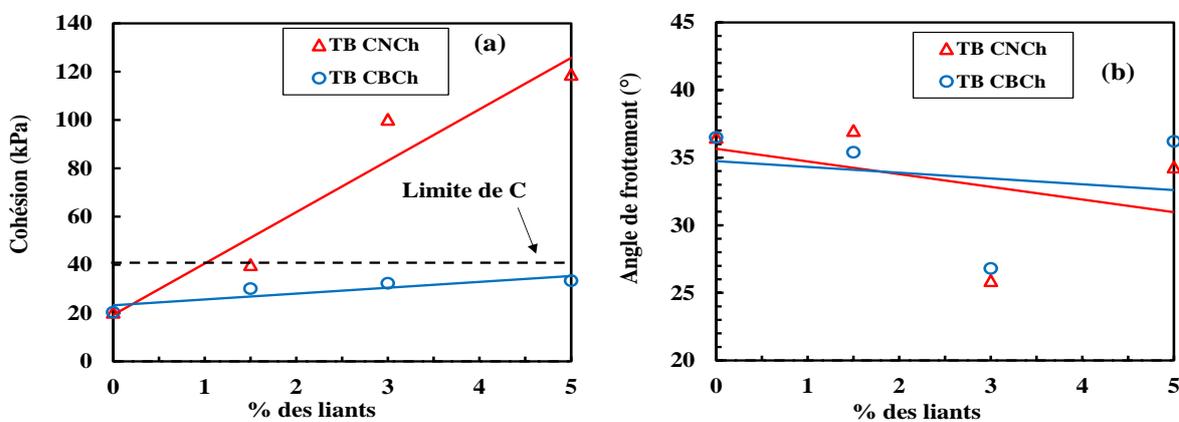


Figure IV- 10 Variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction des pourcentages des liants (après séchage à l'étuve)



IV-3.5.2. La résistance à la compression non confinée (NF P 98-230-2) :

La résistance à la compression de $R_c \geq 200$ kPa est requise dans la conception des barrières ouvragées par différentes littératures dans le monde entier. Si le sol est lentement drainé, un essai de compression (triaxial) non drainé peut être entrepris sans utiliser de membrane environnante ou de pression de confinement si le chargement est appliqué rapidement. Cet essai est rapide, simple et peu coûteux.

La résistance à la compression non confinée a été déterminée selon la méthode d'essai standard pour la résistance à la compression non confinée du sol (NF P 98-230-2, 1993).

IV-3.5.2.1. Préparation des échantillons

La préparation des échantillons traité et non traité se fait en quatre étapes principales :

1. Elimination des grosses particules du tuf par tamisage au tamis de 5mm ;
2. Les mélanges (tuf-bentonite) sont séchés à l'air, puis les différentes fractions de ciment ont été mélangées (jusqu'à l'obtention d'une couleur uniforme) pour obtenir différents mélanges TBCCh.
3. Une quantité d'eau correspondante à la teneur en eau optimale de chaque mélange, est ajoutée. Puis, le mélange est malaxé soigneusement manuellement à travers un tamis ($\varnothing = 5$ cm), afin d'éviter la formation de grumeaux et d'obtenir un mélange homogène. Ensuite, le mélange a été stocké dans un sac en plastique scellé pendant au moins 24 h pour obtenir des conditions d'humidité uniformes.
4. En fin, le mélange T-B-CCh est compacté statiquement à l'aide des moules cylindrique à double piston ($\varnothing = 5$ cm et $H = 10$ cm) (voir figure IV_11 à une compacité théorique égale à 100%, dans un moule à double piston, à une vitesse de 1,27 mm/min.

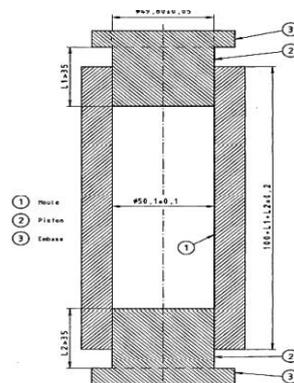


Figure IV- 3 Schéma des moules de compactage utilisés pour confectionner des éprouvettes.

Les Figure IV-12 représente les courbes de variation de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales pour tous les échantillons.

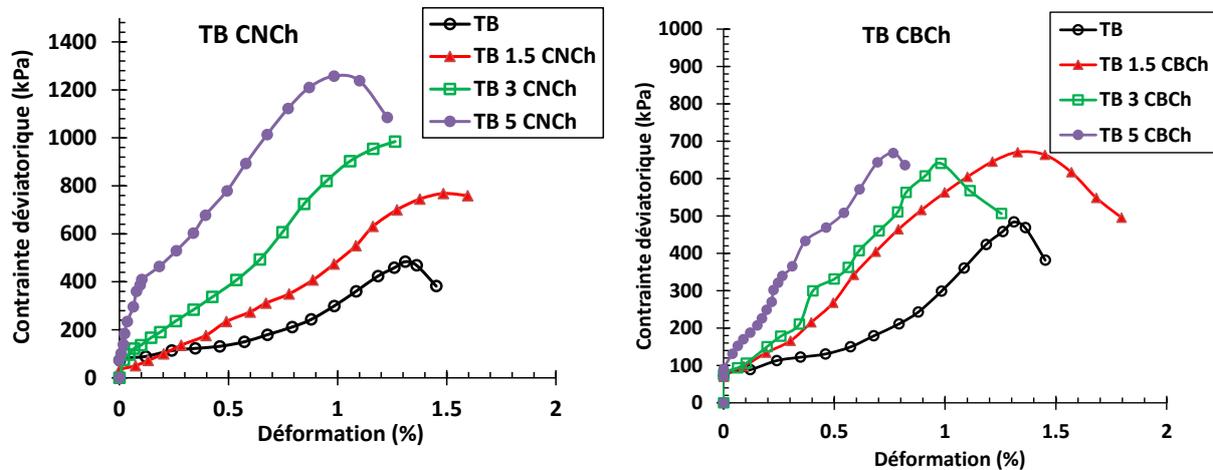


Figure IV- 4 Courbes contrainte-déformation des différents mélanges sans et avec traitement

La variation des résistances à la compression qui correspondent au pic des courbes précédentes, et le module sécant E_{50} en fonction des dosages du ciment, sont présentés dans la figure IV-13.

Le tableau IV_8 : représente les gains de la résistance à la compression et le module sécant.

E_{50} est défini comme le module sécant pour un niveau de déformation $\varepsilon_{(50)}$ correspondant à 50% de la force maximale (figure IV-14).

D'après ces résultats, on remarque que :

- La contrainte axiale augmente avec la déformation axiale jusqu'à atteindre un pic, ensuite elle diminue progressivement ;
- La contrainte axiale maximale σ_{\max} et le module E_{50} augmentent avec le pourcentage des liants ajoutés ;
- Pour le même pourcentage, le ciment noir présente la meilleure résistance à la compression par rapport au ciment blanc ;
- Le traitement de notre échantillon avec 5% de ciment noir mixé avec la chaux acquiert la bonne résistance à la compression avec une valeur qui dépasse 1200 kPa (soit un gain proche de 200% par rapport au matériau sans traitement).

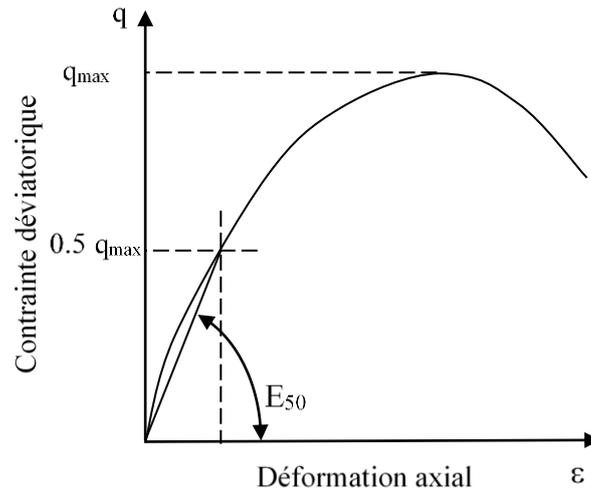


Figure IV- 13 Principe de détermination des modules sécant E50

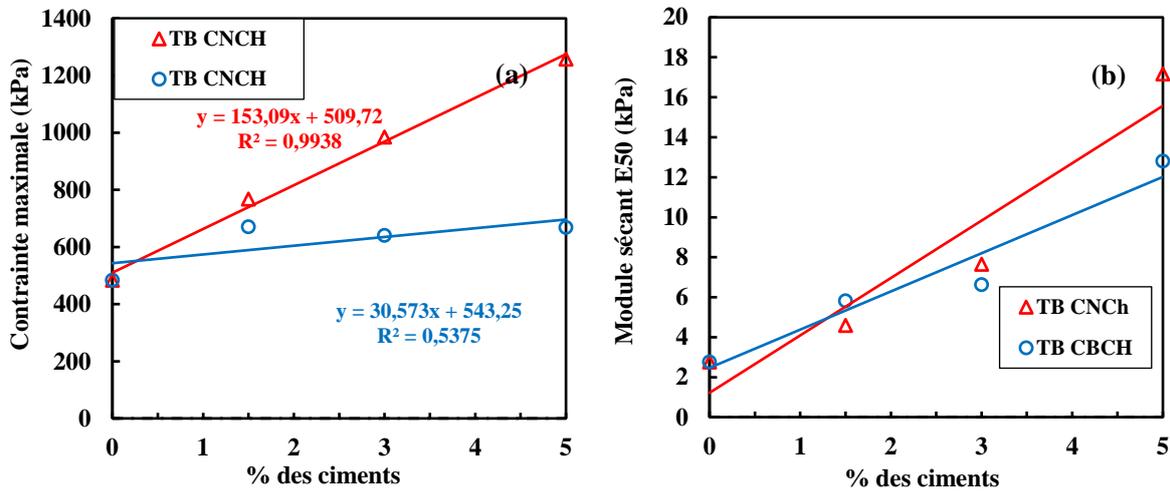


Figure IV- 14 Variation de la contrainte maximale et le module sécant E50 en fonction des dosages des liants

Tableau IV- 8 Variation des gains de la résistance à la compression et le module sécant E50.

	TB1,5CN	TB3CN	TB5CN	TB1,5CB	TB3CB	TB5CB
Gains de Rc (%)	58,63	103,47	159,89	38,63	32,42	38,10
Gains de E ₅₀ (%)	79,34	177,17	522,10	100,8	140,2	364,1

IV.3.5.3. La résistance à la traction (essai de brésilien)

L'état des contraintes dans l'éprouvette, durant l'essai brésilien, a été déterminé avec l'hypothèse de l'élasticité linéaire pour des matériaux isotropes par Hertz (Holtz et Kovacs, 1991). Ainsi, pour déterminer la résistance à la traction par fendage d'un matériau à partir des équations d'Hertz, il faut satisfaire aux hypothèses d'un comportement élastique linéaire fragile et d'un chargement uniforme appliqué sur une génératrice du cylindre (Figure IV-15).

Cet essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques normalisées (NF P 98-230-2, 1993b). Grâce à deux plateaux, on applique un effort le long des deux génératrices diamétralement opposées. En pratique, il est préférable de commencer par cet essai (avant l'essai de compression non confiné), car il nous permet d'avoir une information sur la résistance à la compression R_c , sachant que le R_c varie entre 8 et 15 fois le R_t (moyenne de $\times 10$) (Ramanathan et Raman, 1974).

Des d'éprouvettes cylindriques (de dimensions, diamètre = 50 mm et longueur = 50 mm) ont été préparées pour tous les mélange. Pour tenir compte de l'hypothèse de continuité du matériau, autrement dit, la plus petite dimension de l'éprouvette doit être supérieure ou égale à 10 fois la plus grande dimension des particules constituant l'éprouvette (Biarez et Hicher, 1990). Le mélange est compacté statiquement à l'OPN ($v=1,27$ mm/min) dans un moule à double piston permettant d'homogénéiser la contrainte sur toute la hauteur de l'éprouvette.

On applique un effort progressivement jusqu'à la rupture de l'échantillon. Ceci permet d'obtenir la résistance à la traction R_t . La relation de la résistance à la traction par fendage donnée comme suite :

$$R_t = 2F / \pi D l$$

A. Où, R_t : Résistance à la traction ; l : Longueur de l'éprouvette ; F : Pression axiale (presse hydraulique) ; D : Diamètre de l'éprouvette.

La variation des résistances à la traction en fonction des dosages des liants, est présenté dans la figure IV-16.

Les résultats obtenus montrent que la résistance à la traction est améliorée considérablement suite au traitement. Le traitement de notre échantillon avec 5% de ciment noire mixé avec la chaux acquière la bonne résistance à la traction avec une valeur proche de 200 kPa soit un gain proche de 600% par rapport au matériau sans traitement.

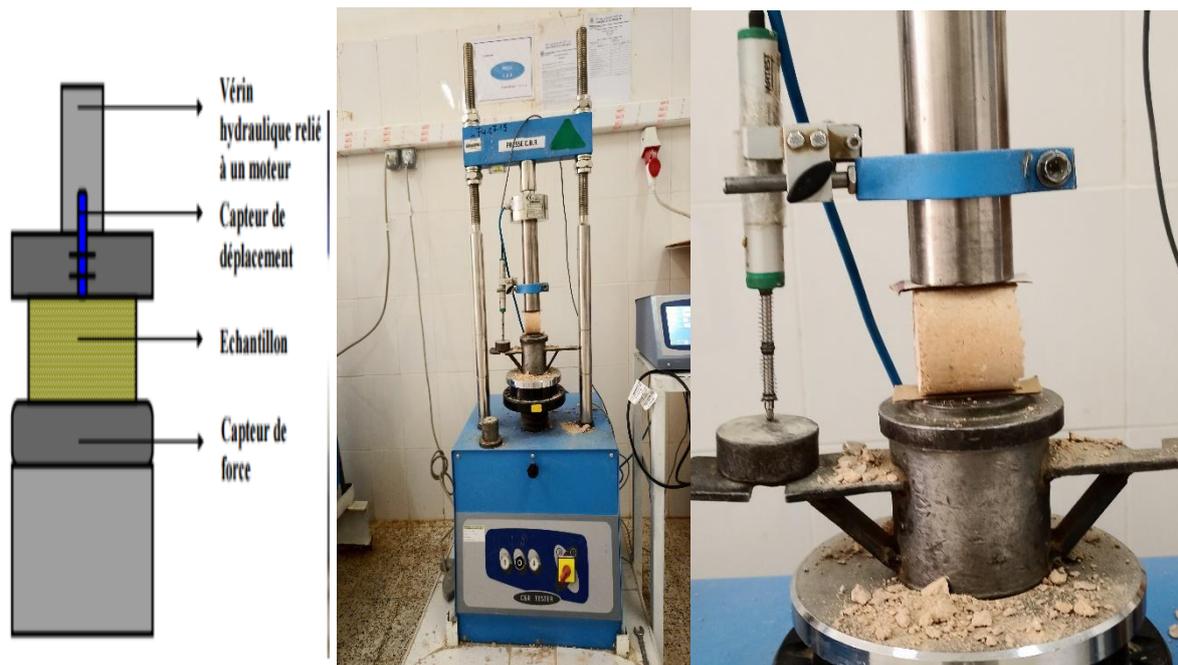


FIGURE IV- 15 Schéma de principe d'écrasement par fendage

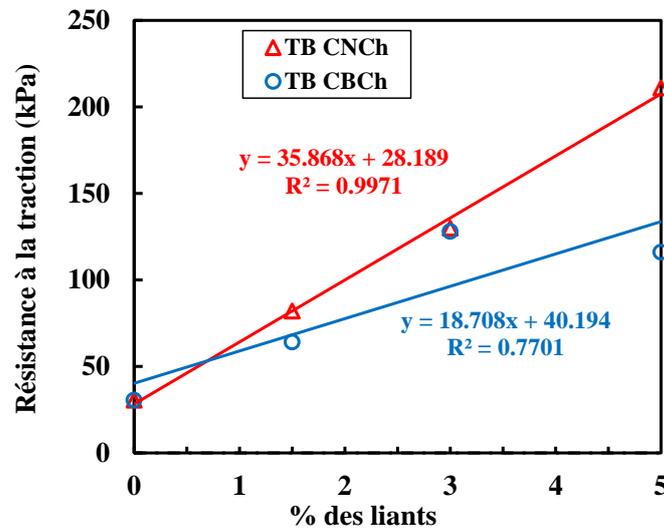


Figure IV- 16 Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage des liants.

IV.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu l'effet du traitement au ciment (blanc ou noir) mixés avec la chaux sur l'évolution des propriétés de compactage, de résistance à la compression et de traction, de cisaillement et de perméabilité. Dans cette étude, nous avons vu que le traitement

aux liants fait diminuer la densité sèche maximale et fait augmenter la teneur en eau optimale. Une étude de l'effet du traitement sur les propriétés mécaniques a montré que les liants ajoutés augmentent significativement la résistance à la compression, en particulier le ciment noir mixé avec la chaux.

Conclusion Générale :

Dans ce projet de fin d'étude, nous avons étudiés le comportement hydromécanique du mélange bentonite-tuf destiné à être utilisé comme matériau de barrière passive de dans les régions aride et semi-aride, avec et sans ajout de ciment (noir ou blanc) mixé avec la chaux naturelle. Les conclusions suivantes sont basées sur les résultats et les discussions obtenues à partir des essais de compactage Proctor Normal, de perméabilité, résistance au cisaillement directe, résistance à la compression et à la traction :

Comportement au compactage :

- L'ajout des liants conduit à une augmentation de la teneur en eau optimale. Cette augmentation est proportionnelle avec le dosage des liants ;
- Abaissement de la densité sèche maximale, suite au traitement ;
- La sensibilité de la densité sèche maximale vis-à-vis de la teneur en eau optimale est diminué avec l'augmentation des pourcentages des liants.

Concernant les essais de consistance, nous avons vu que la limite de liquidité augmente suite au traitement.

Les valeurs de conductivité hydraulique, du mélange traité au liants, mesurées par un perméamètre à charge variable, sont très petite est satisfait les exigences des différents règlements pour les barrières passives.

Comportement mécanique :

- La cohésion des échantillons augmente en fonction de l'ajout des liants ;
- Les angles de frottement, n'ont pas vraiment affecter par l'ajouts des liants ;
- La résistance à la compression et le module E_{50} des mélanges tuf-bentonite augmente de façon approximativement linéaire avec les liants ajoutés. Ces résistances R_c sont conformement avec la valeur recommandée par la littérature ($R_c \geq 200\text{kPa}$) ;
- La résistance à la traction est améliorée considérablement suite au traitement,

Finalement, on conclut que la formulation à base tuf (92%) et bentonite (8%) traités avec le ciment noir mixé avec la chaux (5%), répond parfaitement aux exigences de la réglementation

en vigueur et constitue un produit économique à base de matériau local disponible en abondance pour la conception des barrières des fonds.

Perspectives et recommandations

On se rend compte à l' issue de ce travail que les paramètres à maîtriser sont nombreux. Comme perspective, il serait intéressant de poursuivre des plans d' expériences visant l'amélioration des performances mécaniques et hydrique du mélange tuf-bentonite par d'autres types des liants (laitier de fourneaux et cendres volantes,). Le but c' est de comparer les performances obtenues avec celles trouvés dans cette étude en respectant l'aspect économique.

IL est plus que nécessaire que des essais complémentaires sur la formule adoptée doivent être réalisées comme la compressibilité, et voire l'influence des lixiviats sur les performances hydromécaniques de cette formule.

En outre, des études minéralogiques approfondie (diffractions aux rayons X et analyse d' image au microscope électronique à balayage), dans le but de comprendre et d' interpréter bien les résultats.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

AFNOR NFP 94-051 : Sols : Reconnaissance et essais -Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.

AFNOR NFP 94-056 : Sols : Reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.

AFNOR NFP 94 – 057 : Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation.

AFNOR NFP 94-078 : Sols : Reconnaissance et essais - Indice CBR après immersion-Indice CBR immédiat - indice portant immédiat mesure sur échantillon compacte dans le moule CBR.

AFNOR NFP 94-093 : Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau essai Proctor normal - Essai Proctor modifié.

Aissa Mamoune S.M., Djedid A. A., Bekkouche A. (2002): « Techniques de Stabilisation des Sols Expansifs », Journées d'études sur les sols gonflants, Université AbouBekr Belkaid de Tlemcen – Algérie, les 27 et 28 Octobre 2002.

Aitchinson G.D. "Relationship of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils". Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworth, Londres, 1961.p. 47-52.

Akacem Mustapha (2008). Contribution à l'étude de la stabilisation aux liants hydrauliques des tufs de la région d'Adrar. Thèse de magister, USTO.

Alloul B (1981). Etude géologique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière. Thèse de docteur 3ème cycle de l'Université de Paris, juillet 1981

Alonso, E. E., Gens, A., et Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Geotechnique, 40(3): 405-430.

Azzouz L. et al 1997 et 1998, (Vénuat M.) « Etude de stabilisation physico-chimique d'un sol sableux », séminaire national de GC, 16 et 17 Nov. vol 2.P33-42, M'silla, Algérie.

Azzouz et al 1997 et 1998 « Contribution à l'étude de la stabilisation à froid des sols : cas de la région de Laghouat », Première journées de Génie Civil, Laghouat le 26 et 27 mai.

Babouri R. 2008 « Stabilisation des sols argileux par la chaux (cas de kaolin de gisement de djebel debagh- Guelma) », Thèse de magister, Université m'sila.

Barzegar, A. R., Oades, J. M., Rengasamy, P., et Giles, L. (1994). Effect of sodicity and salinity on disaggregation and tensile-strength of an alfisol under different cropping systems. Soil & tillage research, 32(4): 329-345.

Ben Dhia, M. H. (1983). Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière. Thèse de doctorat, Université de Paris VI

Boutonnet M. et Livet J. 1984. Les sols sont rendus insensibles au gel

Bouhamida F. et Yagoub Z. (2020) Mémoire DE MASTRE

Boyton, S. and Daniel, D.E., "Hydraulic conductivity tests on compacted clay", Journal of geotechnical engineering, A.S.C.E., 1985, Vol.111, N°4, 1985, pp.465-478.

- Buzzi, O.** « Hydromécanique du contact entre Géomatériaux : Expérimentation et Modélisation. Application au stockage de déchets nucléaires ». Thèse de Doctorat. 2004.
- Cavalcante, R. J. and Didier, G.** “Laboratory permeability tests: evaluation of hydraulic conductivity of sand liners”. Proceedings Sardinia 93. Fourth International Landfill Symposium. CISA, Environmental Sanitary Engineering Centre, Cagliari, Italy. 1993. pp.299-304.
- Chapuis R.P.,** « Sand - Bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests », Canadian Geotechnical Journal, 27, 1990, p. 47-57.
- Chalermyanont, T. and Arrykul, S.,** « Compacted sand-bentonite mixtures for hydraulic containment liners », Songklanakar J. Sci. Technol, 2005, 27(2) : 313-323.
- Cho, W. J., Lee, J. O., et Chun, K. S.** “The temperature effects on hydraulic conductivity of compacted Bentonite”. Applied Clay Science, 14: 1999. 47-58.
- Consoli NC, Foppa D, Festugato L, Heineck KS (2007).** Key parameters for strength control of artificially cemented soils. J Geotech Geoenviron Eng 133(2):197–205
- Costet, J; Sanglérat, G.** « Cours pratique de mécanique des sols ».T1, Plasticité et calcul des tassements, 3^{ème} édition, Dunod, 1983.
- Daheur E.G., Goual, I., and Taibi, S. (2015a).** Effet de l’immersion sur le comportement mécanique d’un tuf gypso-calcaire traité aux liants organique ou hydraulique. 3th international conference on unsaturated soils. Batna, Algeria
- Day, S.R. and Daniel, D.E.** “Field permeability test for clay liners”, Hydraulic barriers in soil and rock, A.I. Johnson, R.K. Frobel, N.J. Cavalli, and C.B. Petterson, Eds., Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1985, pp. 276-288. (ASTM STP 874).
- Daoud F. Z.** « Perméabilité des sols fins compactés » – Thèse de doctorat, I.N.P.L, Nancy, 1996, 177 pages.
- Didier G. et Cavalcante R.** « Définition des conditions optimales de traitement en place d'un sol perméable en vue de son imperméabilisation ». Direction Générale de l'Administration et du Développement, Service de la Recherche et des Affaires Economiques, 1996, 215 pages.
- Goual Idriss (2002).** Contribution à l’étude traitement aux liants hydrauliques des tufs de la région de Laghouat. Thèse de magistère, Université de Amar Telidji Laghouat.
- Goual, I. (2012).** Comportement mécanique et hydrique d’un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat : Application en construction routière. Thèse de Doctorat. Université ABOUBAKR Belkaid – TLEMCEN
- Goual, I., Goual, M. S., Taibi, S., & Abou-Bekr, N. (2012).** Amélioration des propriétés d’un tuf naturel utilisé en technique routière saharienne par ajout d’un sable calcaire. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 16(6): 744-763.
- Gomes Correia, A., 1985.** Contribution à l’étude mécanique des sols soumis à des chargements cycliques. Thèse de docteur, Université Bordeaux I, France.
- Gleason, M. H., Daniel, D. E., et Eykholt, G. R. (1997).** Calcium and sodium bentonite for hydraulic containment applications. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123: 438-445.
- Gueddouda, M. K. (2011).** Comportement hydro-mécanique des sols compactés : Application à la conception d’une barrière ouvragée, sable de dune – bentonite. Thèse de doctorat, Université

Garcin, P., Faure, Y. H., et Gourc, J. P. (1998). Stabilité sur pente d'un dispositif d'étanchéité avec Géosyn-thétique Bentonitique (GSB). GEO-BENTO 98, Paris, INSA-Tech Editeur, 2-3 février.

Hansbo, S., 1960, "Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sanddrains", Swedish Geotechnical institute Proc., 1960, No. 18, 159 p.

Harun, N.S., Rahman, A.Z., Rahim, A.S., Lihan, T., Idris, R.M.W. (2013) Effects of leachate on geotechnical characteristics of sandy clay soil. AIP Conf Proc 1571 :530–536.

Holtz, R., and Kovaks, W. (1996). Introduction à la Géotechnique, Edition de l'Ecole Nationale Polytechnique de Montreal [Introduction to Geotechnical Edition of the National Polytechnic School of Montreal]. Montreal: Edition de l'Ecole Nationale Polytechnique de Montreal

Iravaniana, A., et Bilsel. H. (2014). Strength Characterization of Sand-Bentonite Mixtures and the Effect of Cement Additive. Marine Georesources & Geotechnology, 34(3):210–18.

Khan, F. S., Shahid, A., Mavinakere, E. R., et Ryan, C. (2014). Compressive Strength of Compacted Clay-Sand Mixes. Advances in Materials Science and Engineering, vol. 2014, Article ID 921815, 6 p. doi:10.1155/2014/921815.

Komine, H. and Ogata, N. "Experimental study on swelling characteristics of sand bentonite mixture for nuclear disposal". Soils and foundations, 39: 894-907, 1999.

Kouloughli Salim. « Étude expérimentale des mélanges sable bentonite- leurs performances comme barrières de confinement dans les cet- ». Thèse de doctorat d'état. Université Mentouri Constantine. 2007.

Kettab R, Bali A, Fleureau J M, (2002). Sable enrobé : Étude et formulation. Journées Nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur JNGG 2002 du 8 au 10 Octobre 2002. Nancy, France.

Kettab Ratiba (2007). Contribution à la valorisation du sable de dunes. Thèse de doctorat d'état,

Ecole nationale polytechnique, Alger

Khodary, S. M., Negm, A. M., et Tawfik, A. (2018). Geotechnical properties of the soils contaminated with oils, landfill leachate, and fertilizers. *Arabian Journal of Geosciences*, 11(2), 13.

Li, J. S., Xue, Q., et Wang, P. (2013). Influence of leachate pollution on mechanical properties of compacted clay: a case study on behaviors and mechanisms [J]. *Engineering Geology*, 167: 128–133.

Lamara, M. (2008). Etude et Modélisation du Comportement Hydromécanique des Sols non Saturés. Thèse de doctorat, Université Houari Boumediene, Alger

Livet M. (1990) : « Sols Argileux Gonflants – Site Expérimental de Waza-Maltman », Rapport de Synthèse, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Clermont- Ferrand, Lyon

Madjoudj, N. (2001). Caractérisation du comportement en traction des sols argileux pour les barrières de centres de stockage de déchets, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble 1: 2001, 227 p.

Morsli, M. (2007). Contribution à la valorisation des tufs d'encrouement en technique routière saharienne. Thèse de doctorat, école Nationale Polytechnique, Alger.

Moussai, B. 1993, " Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux ", Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1993, 242 p.

Macey H. H., « Clay-water relationships and the internal mechanism of drying »- Transactions

of the British Ceramic Society, Vol. 41, N°.4, 1942, pp. 73-95.

Murray, E. J., et Sivakumar, V. (2010). Unsaturated soils: a fundamental interpretation of soil behaviour. Chichester, West Sussex, U.K.; Ames, Iowa: Wiley-Blackwell, 284 p.

Nicolas Cabane (2004) : « Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation », Thèse de doctorat, Ecole nationale supérieure des Mines de St-Etienne.

Olsen, H.W. "Hydraulic flow through saturated clays", Clay & Clay Minerals, 1962, Vol. 9, 1962, pp. 131-161.

Ochepo, J, Et Joseph, V. (2014). Effect of oil contamination on lime stabilized soil. Jordan J Civ Eng 8(1):88–96.

Prakasha, K. S., et Chandrasekaran, V. S. (2005). Behavior of marine sand-clay mixtures under static and cyclic triaxial shear. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(2):213–222.

Peters, J. F., et Leavell, D. A. (1988). Relationship between Tensile and Compressive Strengths of Compacted Soils. Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977, ASTM International, Philadelphia, 169–188.

Sarsby, R. W. (2013). Environmental Geotechnics, 2nd edn. ICE Publishing, Westminster, London, pp 231–284.

Sayad – Gaidi C., « Ecoulement dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés », Thèse de docteur, Ecole centrale. Paris. France, 2003.

Shafiee, A., Tavakoli, H. R., et Jafari, M. K. (2008). Undrained behavior of compacted sand-clay mixtures under monotonic loading paths," Journal of Applied Sciences, 8(18):3108–3118.

Sunil, B.M., Shrihari, S., Nayak, S., 2009. Shear strength characteristics and chemical characteristics of leach-ate-contaminated lateritic soil. Eng. Geol. 106, 1–2: 20–25.

Taïbi, S., Bicalho, K. V., Sayad-Gaidi, C., et Fleureau, J. M. (2009). Measurements of unsaturated hydraulic conductivity functions of two fine-grained materials. Soils and Foundations, 49(2):181-91.

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., Leroueil, S. "The permeability of natural soft clays. Part II: permeability characteristics". Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, n°4, 1983. p. 645-660.

Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics". New York, Wiley, (1943). 510p.

Vallejo, L. E., et Mawby, R. (2000). Porosity influence on the shear strength of granular material-clay mixtures. Engineering Geology, 58(2):125–136.

Xue, Q., & Zhang, Q. (2014). Effects of leachate concentration on the integrity of solidified clay liners. Waste Management and Research, 32:198–206.

Watabe et al., 2005 relations entre les paramètres (contraintes verticales, indice des vides) et la Perméabilité des différents mélanges sable-bentonite

Wood, D. M., et Kumar, G. V. (2000). Experimental observations of behaviour of heterogeneous soils. Mechanics of Cohesive- Frictional Materials, 5(5): 373–398.

