

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique



Faculté de Science et Technologie
Département hydraulique et génie civil
Université de Ghardaïa

N° d'ordre :
N° de série :

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

Filière: Génie civil

Spécialité: structure

Par:

-KIOUAS Marouane

-BELKOU Djilali

Thème :

**Comportement hydromécanique des mélanges marne-bentonite traités au
ciment**

Devant le jury :

DEMDOUM .A

Docteur

Univ.Ghardaïa

Examineur

DAHEUR E. G

MCB

Univ.Ghardaïa

Encadreur

Année universitaire 2020/2021

REMERCIEMENT

Nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir permis d'aller jusqu'à la fin de notre travail et de pouvoir le mettre en forme dans le présent manuscrit.

Nous tenons à exprimer tout d'abord nos remerciements aux membres du jury, qui ont accepté d'évaluer notre travail de fin d'étude.

La première personne que nous tenons à remercier est notre encadreur Dr DAHEUR Gesmia, qui a su nous laisser la liberté nécessaire à l'accomplissement de nos travaux, tout en y gardant un œil critique et avisé, aussi pour son dévouement au bon déroulement de notre travail notamment nos essais réalisés en laboratoire et aussi pour tous ses conseils avisés dans de nombreux domaines : scientifiques, techniques, rédactionnels.....

Nous remercions aussi Dr, AMIEUR Abed Naceur le directeur de laboratoire des travaux public du sud de nous avoir accueilli au sein Laboratoire.

Nous tenons à remercier tout l'équipe de LTPS, à l'aide sur le plan expérimental, notamment nos essais réalisés en laboratoire, qui ont nécessité beaucoup de rigueur, d'assiduité et de patience. Et aussi pour ils gentilles et sa disponibilités qui ont permis de mener à bout ce projet fin d'étude.

Nous tenons à exprimer nos reconnaissances et nos gratitude à toutes celles et tous ceux qui nous ont aidés dans la Préparation de ce modeste travail.

Résumé:

Dans cette étude, les caractéristiques hydromécaniques des mélanges de marne-bentonite ciment (noir et blanc) sont étudiées en vue de proposer un matériau utilisable dans les ouvrages de génie civil. Une série des essais de compactage et de perméabilité à charge variable pour les caractéristiques hydrauliques, ainsi que des essais de compression non confinée pour les caractéristiques mécaniques ont été réalisés sur les différents mélanges marne-bentonite/ciment.

Les résultats des essais montrent que la perméabilité et densité sèche maximale diminuent avec le dosage en ciment, tandis que la teneur en eau optimale augmente. Les essais mécaniques montrent que la résistance à la compression est améliorée considérablement avec le dosage du ciment.

Enfin, on a conclu que le mélange 92% marne 8 % bentonite traité au ciment est peut-être retenue comme matériau de barrière passive des CET ou dans les corps de chaussées, dans les régions arides.

Mots-clés : Matériaux locaux, Marne, Bentonite, traitement des sols, Résistance à la compression, perméabilité, ...

Abstract :

In this study, the hydromechanical characteristics of marne-bentonite cement (black and white) mixtures are studied to offer a material that can be used in civil engineering works. A series of variable load compaction and permeability tests for hydraulic characteristics, as well as uncontaminated compression tests for mechanical characteristics were carried out on the various marne-bentonite/cement mixtures.

Results show that maximum permeability and dry density decrease with cement dosing, while optimal water content increases. Mechanical tests show that compression resistance is significantly improved with cement dosing.

Finally, it was concluded that the 92% marine 8% bentonite mixture treated with cement may be considered as a passive barrier material of CET or in the pavement bodies in arid areas.

Keywords: Local materials, Marne, Bentonite, soil treatment, compression resistance, permeability,

الملخص:

في هذه الدراسة، الخصائص الهيدروميكانيكية لمخاليط مارل- البنتونيت مع الأسمنت (الأبيض والأسود) درست بهدف اقتراح مادة يمكن استخدامها في أعمال الهندسة المدنية. تم إجراء سلسلة من اختبارات الضغط والنفذية عند الحمل المتغير للخصائص الهيدروليكية ، بالإضافة إلى اختبارات الضغط غير المحصورة للخصائص الميكانيكية على مختلف مخاليط المارل والبنتونيت / الأسمنت .

تظهر نتائج الاختبارات أن النفذية والكثافة الجافة القصوى تنخفض مع جرعات الأسمنت، بينما يزداد محتوى الماء الأمثل و الاختبارات الميكانيكية أن قوة الضغط تتحسن بشكل كبير مع جرعات الأسمنت.

CET أخيراً تم استنتاج أنه يمكن الاحتفاظ بخليط 92 ٪ مارل و 8٪ البنتونيت المعالج بالأسمنت كمادة حاجز سلبي أو في أجسام الرصيف في المناطق القاحلة.

الكلمات المفتاحية: المواد المحلية، مارل، البنتونيت، معالجة التربة، مقاومة الانضغاط، نفذية

LISTE DES FIGURES

N°	Titre	Page
Figure I-1	Classification des sols fins selon abaque de casagrande.	5
Figure I-2	Classification routière selon le GTR	7
Figure I-3	Casier d'enfouissement d'Ouled Fayet- Alger	8
Figure I-4	Structure de la montmorillonite	12
Figure I-5	Mécanisme de gonflement sur les surfaces de la montmorillonite	14
Figure I-6	Courbe de compactage illustrée par Chalermyanont et Arrykul (2005).	15
Figure I-7	Courbe de tassement en fonction du temps pendant la consolidation.	17
Figure I-8	Conductivité hydraulique en fonction de la proportion de sable	19
Figure I-9	Compression non confinée en fonction de durcissement d'échantillon	22
Figure II-1	Courbe analyse granulométrique de la marne de bouhraoua	32
Figure II-2	Abaque de Casagrande.	36
Figure II-3	Principe de l'essai équivalent de sable.	36
Figure II-4	Courbe Proctor modifié de la marne de bouhraoua	41
Figure II-5	Variation de la pression en fonction de l'enfoncement de la marne	43
Figure II-6	Variation de la résistance à la compression en fonction de la compacité	46
Figure II-7	Classification des sols fins selon GTR.	49
Figure III-1	Organigramme de conduite d'une étude de formulation.	54
Figure III-2	Courbes proctor modifié des mélanges marne bentonite traités par le ciment noir	55
Figure III-3	Courbes proctor modifié des mélanges marne bentonite traités par le ciment blanc	55
Figure III-4	Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale en fonction du pourcentage de ciment noir.	56
Figure III-5	Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale en fonction du pourcentage de ciment blanc	56
Figure III-6	Evolution de la résistance a la comprission en fonction de la durée de conservation de la marne traitée au ciment noir	58
Figure III-7	Evolution de la résistance a la comprission en fonction de la durée de conservation de la marne traitée au ciment Blanc	59
Figure III-8	Essai de perméabilité a charge variable	61

LISTE DES TABLEAUX

N°	Titre	Page
Tableau I-1	Dénomination des sols fins calcaires	5
Tableau I-2	Classification GTR (SETRA-LCPC 1980).	7
Tableau II-1	Valeurs climatiques moyennes et totales annuelles 2009 à 2019.	26
Tableau II-2	Résultat récapitulatif de l'analyse granulométrique de la marne.	32
Tableau II-3	Classe de granulométrie des sols	33
Tableau II-4	Valeur de limites d'Atterberg de la marne de bouhraoua	35
Tableau II-5	valeur de ES de la marne de bouhraoua	37
Tableau II-6	Valeur des coefficients VB de la marne de bouhraoua	39
Tableau II-7	classification des sols selon la valeur de Vb	39
Tableau II-8	résultat récapitulatifs de lessais de compactage	41
Tableau II-9	résultat récapitulatifs de lessais de compactage et de portance	43
Tableau II-10	Résultat analyse chimique	47
Tableau II-11	classification du sol en fonction de la teneur en carbonate de calcium	47
Tableau II-12	classification uscs des sols grenus (plus de 50% D'éléments > 0,08mm)	48
Tableau III-1	Perméabilité en fonction de pourcentage du ciment.	61

LISTE DES SYMBOLES

C : Terme de cohésion.

E : Module de Young.

ES: Equivalent de sable.

CBR: Californian Bearing Ratio Indice Portant Californien.

I CBR_{imb} : Indice CBR imbibe.

ICBR_{immd} : Indice CBR immédiat.

IP: Indice de plasticité.

LA: Coefficient Los Angeles.

LTPS: Laboratoire des travaux publics du sud.

OPM: Optimum Proctor modifié.

Rc: Résistance à la compression simple.

V_B: Valeur au bleu de méthylène.

ω: Teneur en eau exprimée en %.

ω_L: Limite de liquidité.

ω_{opm}: Teneur en eau optimale Proctor modifié.

ω_p: Limite de plasticité.

γ_{dmax}: Densité sèche optimale de l'essai Proctor modifié.

ε: Déformation (%).

σ: Contrainte normale.

τ: Contraintes de cisaillement.

φ: Angle de frottement

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Partie bibliographique

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES MARNES

I-1 Introduction.....	3
I-2 Les sols et leurs classifications.....	3
I-2-1 Synonyme des sols.....	3
I-2-2 Classifications des sols.....	4
I-2-2-1 Classification USCS/LCPC.....	4
I-2-2-2 Classification routière.....	6
I-3 Généralités sur les Centres d'Enfouissement	7
I-4 Effet Effets de ciment sur les sols.....	8
I-5 Effet Effets de bentonite sur les sols.....	10
I-5-1 Définition de la bentonite	10
I-5-2 Propriété et variétés	10
I-5-3 Gisements de la bentonite	11
I-5-4 Utilisation de la bentonite	11
I-5-5 Caractéristiques Minéralogiques De La Bentonite	12
I-5-6 Interaction eau-bentonite	13
I-6 Caractéristiques Hydromécaniques Des Mélanges Sol sableux-Bentonite.....	15
I-6-1 Caractéristiques compactage.....	15
I-6-2 Caractéristique de compressibilité	16
I-6-3 Caractéristiques de perméabilité saturée	18
I-6-4 Caractéristiques de résistance.....	21
I-7 Caractéristiques hydromécaniques des mélanges sol sableux-bentonite améliorés au ciment	22
I-8 Conclusion	24

CHAPITRE II : CARACTERISATION DE LA MARNE

II-1 Introduction.....	26
II-2 Présentation la climatologie de la région de Ghardaïa	26
II-3 Présentation de matériau d'étudié	27
II-3-1 Généralités sur les marnes	27
II-4 Etude caractérisation géotechnique de la marne.....	28

II-4-1 Analyse granulométrique	30
II-4-1-1 Analyse granulométrique par tamisage.....	30
II-4-1-2 Analyse granulométrique par sédimentométrie	30
II-4-2 Qualité des fines.....	33
II-4-2-1 Les limites d'Atterberg	34
II-4-2-2 Essai d'équivalent de sable	36
II-4-2-3 Essai au bleu de méthylène	38
II-4-3 Essai de compactage et de portance	40
II-4-3-2 Essai CBR	42
II-4-4 Essai de compression simple	44
II-4-5 Analyse chimique sommaire.....	47
II-6 classification marne de bouhraoua.....	48
II-6-1 Classification USCS	48
II-6-2 Classification GTR (cas des sols fins)	48
II-7 Conclusion	49

Partie expérimental

CHAPITRE III : TRAITEMENT DE LA MARNE

III-1 Introduction	51
III-2 présentation des additifs utilisés	51
III-2-1 Bentonite	51
III-2-2 ciment	52
III-2-2-1 Ciment noire utilisé	52
III-2-2-2 Ciment blanc utilisé	53
III-3 Essais realises.....	53
III-3-1 Influence du traitement sur les caractéristiques de compactage.....	54
III-3-2 Influence du traitement sur la résistance à la compression.....	57
III-3-3 Influence du traitement sur la perméabilité.....	60
III-4 Conclusion	61

Introduction général

INTRODUCTION GÉNÉRAL

Actuellement, la valorisation des matériaux locaux dans la géotechnique reste d'actualité ; il s'agit de mieux maîtriser leur comportement dans diverses situations et leur mise en œuvre et d'arriver à une caractérisation qui facilitera leur classification et leur utilisation par des ingénieurs et techniciens.

La marne par exemple fait partie des matériaux naturels les plus abondants en Algérie, elles sont des roches relativement tendres, qui subissent une géodynamique très active à leur surface ce qui les rend très vulnérables aux aléas de la nature et des hommes. Elles présentent certainement une résistance élevée à l'état sec, mais leur comportement peut être différent en contact avec l'eau, Il serait donc intéressant d'étudier le comportement de ce matériau ,ceci permettra d'évaluer avec plus de précision les différents désordres qui peuvent apparaître à court ou à long terme, à savoir les (tassements, gonflements, poinçonnements, cisaillements et glissements) dans le but de son utilisation dans d'éventuelles activités de génie civil, notamment lors de la réalisation des couches de chaussées, barrière, remblais, digues, support de fondations...

Cependant, ce travail concerne une étude de valorisation des matériaux locaux de la région de Ghardaïa pour la réalisation des barrières ouvragées des installations de stockage des déchets (ISD). On a pu constater que l'étude est intéressante, elle est bien menée.

La région de Ghardaïa est dotée d'un gisement important de la marne, et dans l'optique d'une valorisation de ces matériaux locaux que s'oriente l'étude entreprise dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude. Il s'agit d'étudier l'influence de traitement aux liants hydrauliques (le ciment noir ou blanc) sur les performances physico-mécaniques de la marne de Bouhraoua dans la région de Ghardaïa.

Ce mémoire est réparti en deux volets :

Le premier, consiste à une présentation d'une recherche bibliographique comporte un chapitre comporte des généralités sur les sols ainsi qu'une généralité sur le centre d'enfouissement technique (CET) et la revue de littérature précédente qui couvre différentes caractéristiques hydromécaniques des mélange sol sableux-bentonite et sol sableux-bentonite-ciment.

En suite, Le deuxième volet est expérimental, comporte deux chapitres :

Chapitre II : présente l'étude de caractérisation de matériau de base. Il comporte une représentation générale de la marne étudiée (localisation et la climatologie de la région de Ghardaïa) et les différents essais d'identification réalisés au laboratoire des travaux public du sud (LTPS) pour déterminer leurs caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques.

Chapitre III : est consacré à l'étude du comportement hydromécanique du mélange marne-bentonite traité au ciment blanc ou noir.

Enfin, ce mémoire se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives.

Chapitre I: Généralité

I-1 Introduction:

En mécanique des sols, on attache une grande importance à la rigueur dans la définition des caractéristiques des sols car elles serviront par la suite à d'écrire les propriétés mécaniques et hydrauliques ou expliquer certains de leurs comportements. Certains de ces caractéristiques se mesurent aisément sur le terrain ou en laboratoire, d'autres sont déduites des premières à l'aide de relations mathématiques.

Dans ce chapitre, après un aperçu sur les sols fins et leurs classifications, on donne des généralités sur les marnes, puis on présente les problèmes liés aux sols marneux dans les projets routiers. Enfin, on clôture par une conclusion.

I-2 Les sols fins et leurs classifications :

I-2-1 Synonyme des Sols :

Le sol est défini par opposition au mot roche, dans sa définition géotechnique. C'est un agrégat naturel des grains minéraux, séparables par une action mécanique légère. Le sol est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. On conçoit donc que la limite entre un sol et une roche altérée ne soit pas définie nettement. Le sol est un matériau meuble, ce caractère étant fondamental. Il ne suffit cependant pas à définir un sol naturel car certains matériaux produits par l'homme présentent aussi ce caractère. Par exemple les sous produits miniers et les granulats concassés (sable, gravier, ballast...) sont aussi des matériaux meubles. Le mécanicien des sols étudie donc aussi bien des sols naturels que des matériaux fabriqués artificiellement à partir des sols ou des roches et présentant un caractère meuble. Le terme de « sol » est général. Selon la norme NF P 94-010, un sol est défini comme étant un « agglomérat constitué » :

- De particules solides séparables par trituration sous l'eau provenant soit de la désagrégation des roches par altération mécanique ou chimique sous l'effet d'agents naturels, soit de la décomposition d'organismes vivants, végétaux ou animaux, soit d'une activité industrielle. Le terme de sol, selon cette définition, convient à des nombreux matériaux :
- Les formations géologiques superficielles comme les dépôts des sédiments quaternaires, les roches endogènes altérées (arènes de gneiss, altérites de schistes).

- Les formations géologiques sédimentaires anciennes constituées des roches « tendres » (marnes, argiles, sables ...).

Les roches sédimentaires se composent de :

- 82% de roches à grains fins (marnes, schistes, argiles).
- 12% de calcaires.

I-2-2 Classifications des sols :

Il existe trois principaux systèmes de classification des sols à savoir :

- *La classification USCS/LCPC,*
- *Les classifications routières,*
- *La classification triangulaire.*

Nous allons présenter dans ce qui suit uniquement les deux premiers systèmes de classification car le troisième est utilisé notamment par les pédologues.

I-2-2-1 Classification USCS/LCPC :

Cette classification est la plus utilisée en mécanique des sols. Elle a été développée aux Etats-Unis dans les années 1950 sous le nom *United Soil Classification System (USCS)* (Ch. Schon), puis francisée au début des années 1960 sous le nom *de Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)*. La classification USCS/LCPC est basée sur les dimensions des particules (granulométrie) et leur comportement à l'eau (plasticité). Elle prend en compte également la teneur de la fraction organique dans le cas des sols fins en mesurant la teneur en matières organiques par la méthode de la perte au feu. D'après cette classification, on peut distinguer:

- *Les sols grenus* : plus de 50 % des éléments > 0,08 mm.
- *Les sols fins* : plus de 50 % des éléments < 0,08 mm.

Pour les sols fins, la méthode de classification est basée sur les limites d'Atterberg (**Figure I-1**).

Cette classification ne traite pas deux problèmes importants, qui sont celui des carbonates et celui des particules de nature argileuse, qui peuvent avoir une influence décisive dans certaines circonstances (géotechnique routière notamment).

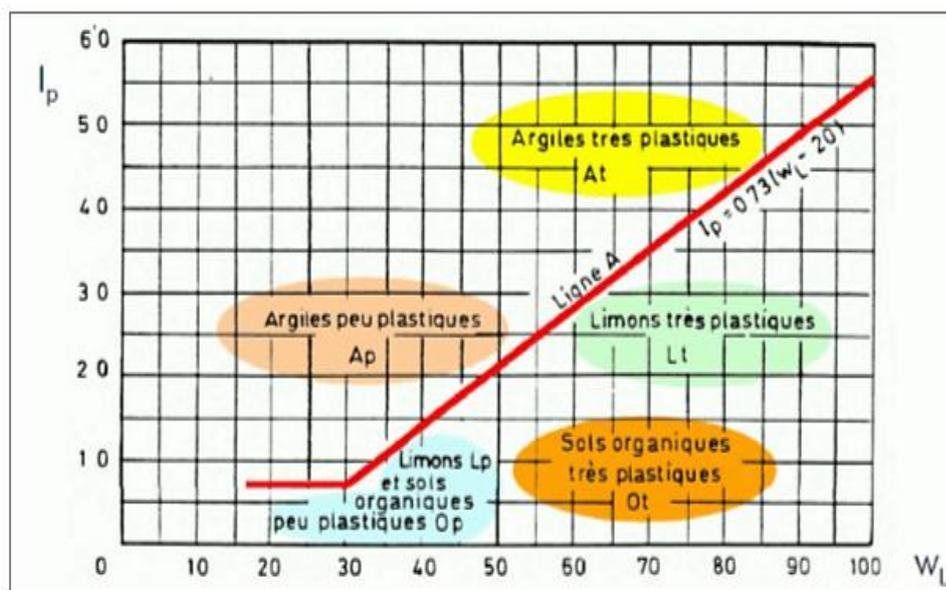


Figure I-1 : Classification des sols fins selon abaque de casagrande.

- **Pour les sols fins carbonatés** : on utilise en complément de la classification à base granulométrique, un vocabulaire exprimant la proportion des carbonates de calcium (Ca CO_3) dans le sol (ou la roche), défini dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : Dénomination des sols fins calcaires

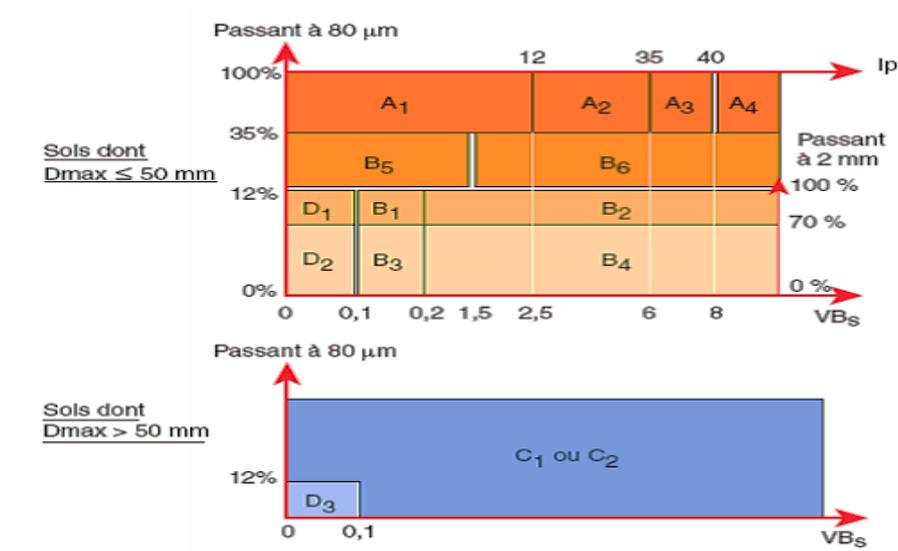
<i>Pourcentage de CaCO_3</i>	<i>Dénomination</i>
0 à 10	<i>Argile</i>
10 à 30	<i>Argile marneuse</i>
30 à 70	<i>Marnes</i>
70 à 90	<i>Calcaire marneuse</i>
90 à 100	<i>Calcaire</i>

- **Pour les particules argileuses** : qui n'est pas d'écrites quantitativement par les courbes granulométriques (poudre de roche par exemple), on peut utiliser la notion de sensibilité à l'eau selon l'essai bleu de méthylène pour préciser l'argilosité minéralogique du sol.

I-2-2-2 Classification routière :

Aux Etats-Unis, le système **AASHTO** développé par *American Association of State Highway and Transportation Official*, est utilisée pour classifier les sols et les mélanges sol-agrégat employés dans la construction des routes et des autoroutes.

En France, une classification particulière pour les sols à été établie afin de prendre en compte l'aptitude au compactage des matériaux en fonction des conditions de chantier et leur comportement mécanique ultérieur. Cette classification tient compte des mêmes caractéristiques de base de la classification USCS/LCPC, mais elle est beaucoup plus précise pour les particules argileuses et tient compte de l'altérabilité des matériaux au cours du temps (matériaux évolutifs). Cette classification est appelée **GTR** (Guide des Terrassement Routier) norme (NF P 11-300). Ce guide identifie les sols en 6 grandes classes : A, B, C, D, R et F. (Figure 2).



Matériaux rocheux	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R ₁
			Calcaires	R ₂
		Roches argileuses	Marnes, argillites, pélites...	R ₃
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R ₄
		Roches salines	Sel gemme, gypse	R ₅
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites, gneiss, schistes métamorphiques et ardoisiers...		R ₆
Matériaux particuliers	Sols organiques et sous-produits industriels			F

Figure I-2 : Classification routière selon le GTR.

Tableau I-2: Classification GTR

<i>Classe</i>	<i>Définition</i>
A	Sols fins (limons, argile, ...)
B	Sols sableux ou graveleux avec fines (sables et graves argileuses,...)
C	Sols comportant des fines et des gros éléments (alluvions, grossières,..)
D	Sols insensibles à l'eau avec fines (sables et graves propres,...)

I-3 Généralité sur les Centres d'Enfouissement :

Les Centres d'Enfouissement de Déchets (CET) deviennent des ouvrages de plus en plus techniques au sein desquels interagissent des matériaux naturels (argile, sable), des matériaux artificiels (géosynthétiques) et les déchets dont le comportement est variable à la fois dans le temps et dans l'espace.

D'après le Ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement MATE (2005), un CET est une installation (classée) qui réceptionne les déchets pour les enfouir dans des fosses appelées «Casiers d'enfouissement » (Figure 1-3) sur les Centres d'Enfouissement



Figure I-3 : Casier d'enfouissement d'Ouled Fayet- Alger

Le CET est composé de :

- ✓ Une zone de service où le contrôle, l'admission et la pesée des déchets se font. Cette zone abrite également les bureaux, vestiaires et autres locaux ;
- ✓ La zone d'enfouissement qui comporte les casiers d'enfouissement et la station de traitement des lixiviats (liquides émanant des déchets) .

I-4 Effet Effets de ciment sur les sols :

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 de hauts-fourneaux, les cendres volantes, la pouzzolane naturelle, le calcaire, les schistes calcinés et la fumée de silice .

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

- Le silicate de calcium hydraté CSH provenant des silicates bicalciques et tricalcique (C2S et C3S).
- Le portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$.
- L'aluminate de calcium C_4AH_13 , provenant d'aluminate tricalcique (C3A).
- Le sulfo-aluminate de chaux (par réaction du gypse avec le C3A).

D'abord sous forme d'étringite :



Puis sous forme de monosulfoaluminate :



- Au cours de la prise du ciment, le portlandien attaque les minéraux processés qui amènent à une stabilisation efficace. Les ciments contenant de fortes teneurs en laitier donnent des constituants un peu différents.
- 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.

On recherche principalement, à travers l'utilisation des liants hydrauliques en traitement des sols, des actions à moyen et long terme. Les actions immédiates sont plutôt secondaires.

A. Actions immédiates

Ces actions peuvent se résumer en deux points :

- Modifications de l'état hydrique : assèchement du sol traité du fait de l'ajout d'une certaine quantité de matière sèche (liant hydraulique).
- Modifications des caractéristiques de la fraction argileuse du sol : cette action est valable uniquement lorsqu'on utilise certains LHR comportant une forte proportion de chaux mais cette action reste très limitée.

B. Actions à moyen et long terme

La prise hydraulique donne aux matériaux traités une résistance en traction qui est prédominante dans leur comportement. Elle se développe en trois étapes, la durée de chacune d'elles dépend de la nature du liant et de la température du mélange.

I-5 Effet Effets de bentonite sur les sols :

I-5-1 Définition de la bentonite :

La bentonite est une argile colloïdale dont le nom vient de Fort Benton dans le Wyoming aux États-Unis. Connue aussi sous le terme de terre à foulon, elle peut être considérée comme une smaltite, étant essentiellement constitué de montmorillonite $(\text{Na,Ca})_{0,33}(\text{Al,Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2(\text{H}_2\text{O})_n$ (80 %) qui est une argile ce qui explique sa capacité de rétention d'eau car la montmorillonite est un type de smectite particulièrement gonflant. On trouve également d'autres minéraux comme le quartz, le mica, le feldspath, la pyrite ou la calcite. Les gisements de bentonites sont d'origines volcanique et hydrothermale.

Elle possède diverses propriétés. Notamment, elle absorbe les protéines, réduit l'activité des enzymes. Les boues bentonitiques (reclant une fraction de bentonite) sont utilisées comme boues de forage dans les travaux de terrassement, de parois moulées, du fait de leur capacité à laisser la place rapidement et facilement aux bétons coulés à leur place. Elles peuvent être ajoutées au compost.

I-5-2 Propriété et variétés :

À concentration élevée (60 g/l), les solutions de bentonite prennent la texture d'un gel.

Il existe deux types de bentonite :

- la bentonite à base de sodium, qui augmente de volume lorsqu'elle est humide et qui peut absorber plusieurs fois sa masse en eau. Cette propriété est mise en valeur dans les mastics, ou encore pour l'enfouissement de matières polluantes dans le sol. Elle est utilisée dans les puits de forage de pétrole et la recherche géothermique ;
- la bentonite à base de calcium (pascalite), qui ne possède pas ces propriétés de gonflement, a des applications parapharmaceutiques dont les résultats restent à prouver, notamment dans le domaine du système digestif. Des tribus indigènes d'Amérique du Sud, d'Afrique et d'Australie ont longtemps employé l'argile de bentonite pour cet usage.

En raison de ses fonctionnalités rhéologiques, la bentonite a un comportement thixotrope. Des petites quantités de bentonite en solution aqueuse forment un mélange visqueux, dont la viscosité baisse lorsque l'effort mécanique qui lui est appliqué augmente.

I-5-3 Gisements de la bentonite :

Si aucun véritable gisement de bentonite n'a pu être mis en évidence dans le sous-sol français, des argiles bentonitiques (moins pures que les bentonites) sont exploitées dans l'Eure (Cahaignes) et dans la Loire (Grézieux-le-Fromental) par la Société française des bentonites et dérivés, et en Dordogne (Buisson-de-Cadouin) par la société Lafaura³.

En 2011, les États-Unis étaient le premier producteur mondial de bentonite, avec près d'un tiers de la production totale, suivis par la Chine et la Grèce. Aux États-Unis, la bentonite de calcium est extraite principalement dans le Mississippi et l'Alabama. Les autres pays producteurs de bentonite de calcium sont la Nouvelle-Zélande, l'Allemagne, la Grèce, la Turquie, l'Inde et la Chine.

I-5-4 Utilisation de la bentonite :

Le débouché le plus important de la bentonite se situe dans les techniques du génie civil, particulièrement dans l'étanchéité des édifices, la construction de digues, la pose de canalisations, l'édification de tunnels, l'injection de vides souterrains (ex. : carrières de Paris) que l'on souhaite combler, la réalisation de fondations spéciales (parois moulées, barrettes, pieux...) La bentonite est conditionnée pour cet usage en bâtons (ou granulés) et fournit une obturation hydrologique sûre. Les bâtons sont constitués de 99 % de bentonite et d'environ 1 % de fibres synthétiques de remplissage.

La bentonite est également utilisée dans les techniques de géothermie (pompes à chaleur) pour empêcher les tuyaux de geler. Elle sert de produit d'étanchéité dans les étangs artificiels. Elle peut être employée comme déshydratant et comme additif alimentaire (anti-agglomérant dans les colorants, au maximum 5 %⁴). Son numéro E est le 558.

On l'utilise dans l'industrie alimentaire pour clarifier les vins, les bières, les jus de fruits et le beurre de cacao lors de leur fabrication.

Des essais sont effectués pour utiliser la bentonite comme protection artificielle dans le stockage géologique des déchets radioactifs.

Elle est également utilisée comme fluide de forage servant à la tenue des parois et à l'évacuation des matières forées et en obturateur d'urgence lorsqu'un forage traverse accidentellement le plancher d'un aquifère et que des pertes non désirées importantes ont alors lieu dans les terrains sous-jacents.

Elle sert de liant dans la fabrication de moules en sable pour la fonderie (afin de coller les grains de sable entre eux).

On l'utilise également dans la conception de feux d'artifice et de divers engins pyrotechniques afin de sceller ces derniers en la compactant.

I-5-5 Caractéristiques Minéralogiques De La Bentonite :

Les minéraux de smectite dans la bentonite contiennent principalement de la montmorillonite (type 2 :1 (SiO₄- AlO₆- SiO₄)) dans leur structure, comme le montre la figure 1-4. Le pourcentage élevé de montmorillonite est la raison de la propriété de gonflement de la bentonite.

Les minéraux argileux présents dans la montmorillonite sont des aluminosilicates, présentant une structure en feuillets de cristal (Figure 1-4a). Sa structure cristalline est constituée d'une seule couche octaédrique (O) et deux couches de tétraédrique (S), qui sont symétriquement entourées de sorte qu'à la forme des feuilles de cristal (Figure 1 -4c). Les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet octaèdre pour former la couche élémentaire de la montmorillonite (T-O-T) (Figure 1 -4b). La couche élémentaire à une épaisseur d'environ 10 Å Une seule feuille de cristal de montmorillonite est constituée de 15 à 20 couches élémentaires.

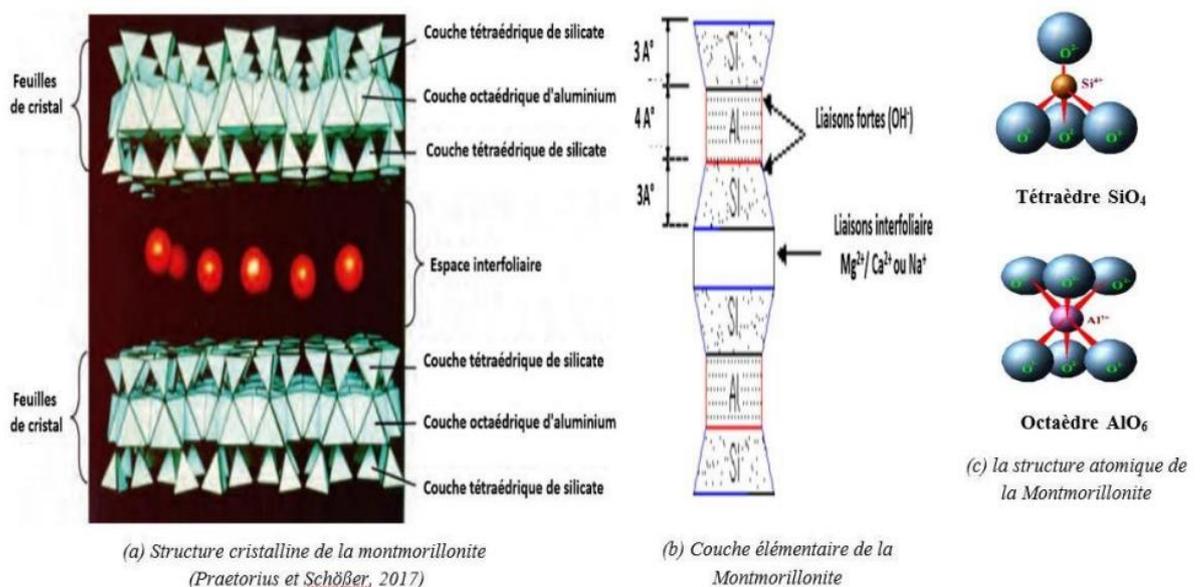


Figure I-4 : Structure de la montmorillonite

Dans l'état naturel, les cations (externe) comme le magnésium, calcium (Mg^{+}/Ca^{2+}) et le sodium (Na^{+}) sont liés dans les positions de l'espace interfoliaire, et neutralise la charge négative de surface extérieure des feuilles de cristal ainsi qu'entre les particules. Selon le type de cations attachés, la bentonite est différenciée en bentonites sodiques et calciques. Ces cations peuvent être échangés par d'autres cations présents dans le système et on peut ainsi définir une capacité d'échange cationique pour un échantillon donné. Cette capacité d'échange cationique (CEC) dépendant du pH de la solution, elle est en général mesurée à pH neutre, ce qui permet une comparaison fiable des différentes données expérimentales. Dans le cas des montmorillonites, la littérature rapporte des valeurs (CEC) comprises entre 85 et 160 milliéquivalents pour 100 grammes de bentonite.

I-5-6 Interaction eau-bentonite:

Les liaisons qui unissent les couches élémentaires sont faibles, facilement brisées et en présence d'humidité, l'eau peut incorporer l'espace interfeuille. Lors de son hydratation, la montmorillonite gonfle en raison de l'incorporation de molécules d'eau entre les feuillets T-O-T, en association avec les cations entre feuillets Na^{+} et Ca^{2+} .

Les principaux mécanismes contrôlant l'hydratation et le gonflement de la bentonite sont discutés dans plusieurs ouvrages. Deux types de gonflement dû à l'hydratation sont différenciés (Figure 1-5) :

✓ Le gonflement intracristallin (ou interfoliaires) : l'absorption d'excès d'eau au niveau des cations interfoliaires et des surfaces minérales de montmorillonite provoque un élargissement des couches élémentaires. Ce processus est réversible intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse et peut présenter un potentiel de gonflement très importante. Ce premier processus est associé avec l'écoulement de l'eau au sens de la loi de Darcy ;

✓ Le gonflement osmotique ou le gonflement interparticulaire (le gonflement de double couche) : des couches d'ions diffusés forment à la surface du minéral de montmorillonite et de la solution des pores interstitiels en raison des différences de concentration des cations, ce qui provoque une répulsion électrostatique des particules. Ce gonflement dépend des caractéristiques des minéraux argileux, mais également du chimisme de la solution hydratante, et est influencé principalement par la pression de confinement

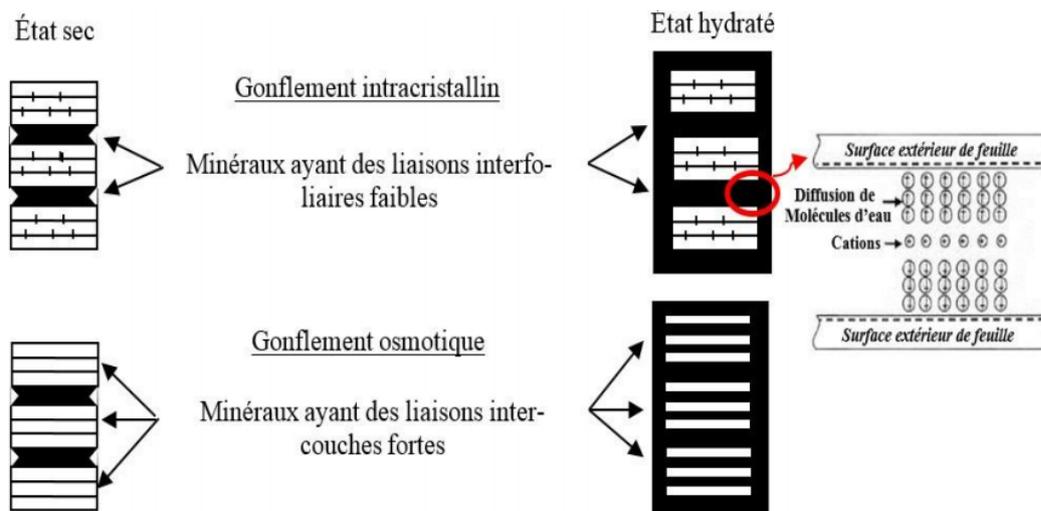


Figure I-5 : Mécanisme de gonflement sur les surfaces de la montmorillonite

Dans la pratique, trois grandeurs sont utilisées pour caractériser l'aptitude de gonflement de la bentonite :

- ✓ Le potentiel (ou taux) de gonflement ΔG , correspond à la variation relative de volume ($\Delta v/v_0$ en %) d'un échantillon soumis à une surcharge nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un œdomètre) lorsque l'on le met en contact avec de l'eau à pression atmosphérique ;
- ✓ La pression de gonflement P_G , qui peut être définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée (essai à volume constant, $\Delta v = 0$) ; elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial avant l'adsorption d'eau (essai à gonflement libre) ;
- ✓ L'indice de gonflement C_g , qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné ; il est défini par la pente de la courbe $e=f(\sigma)$ obtenue en déchargement lord d'un essai œdométrique classique, il est comparé à l'indice de compression C_c .

En général, il y a une différence significative entre la bentonite sodique et la bentonite calcique dans leur comportement d'hydratation dû à la nature différente des cations interfoliaires. La bentonite de sodium est plus utilisée dans les pratiques d'ingénierie que la bentonite de calcium parce que la bentonite de sodium a une conductivité hydraulique plus faible et un gonflement plus important. La bentonite sodique a pour cette raison un potentiel de gonflement entre 600 et 700%, et la bentonite calcique seulement 200-300%.

I-6 Caractéristiques Hydromécaniques Des Mélanges Sol sableux-Bentonite.

I-6-1 Caractéristique de compactage

Le compactage du sol peut être défini comme la méthode permettant d'augmenter la densité du sol en appliquant une énergie mécanique pour réduire les vides entre les particules du sol. Lorsqu'on augmente l'énergie de compactage, la tendance est à la diminution de la valeur de w_{opt} , quant à la densité sèche maximale (γ_{dmax}), elle est une fonction croissante de l'énergie de compactage.

Une quantité importante de données a été présentée sur le compactage du mélange sol-bentonite. Ces données ont examiné l'effet de la teneur en bentonite, des périodes de durcissement, des efforts de compactage et des procédures de mélange sur la densité sèche maximale (ou poids) et la teneur en eau optimale décrites dans la littérature suivante.

Chalermyanont et Arrykul (2005) ont indiqué que lorsque la teneur en bentonite augmente, les valeurs de densité sèche maximale diminuent et la teneur en humidité optimale augmente (Figure 1-6).

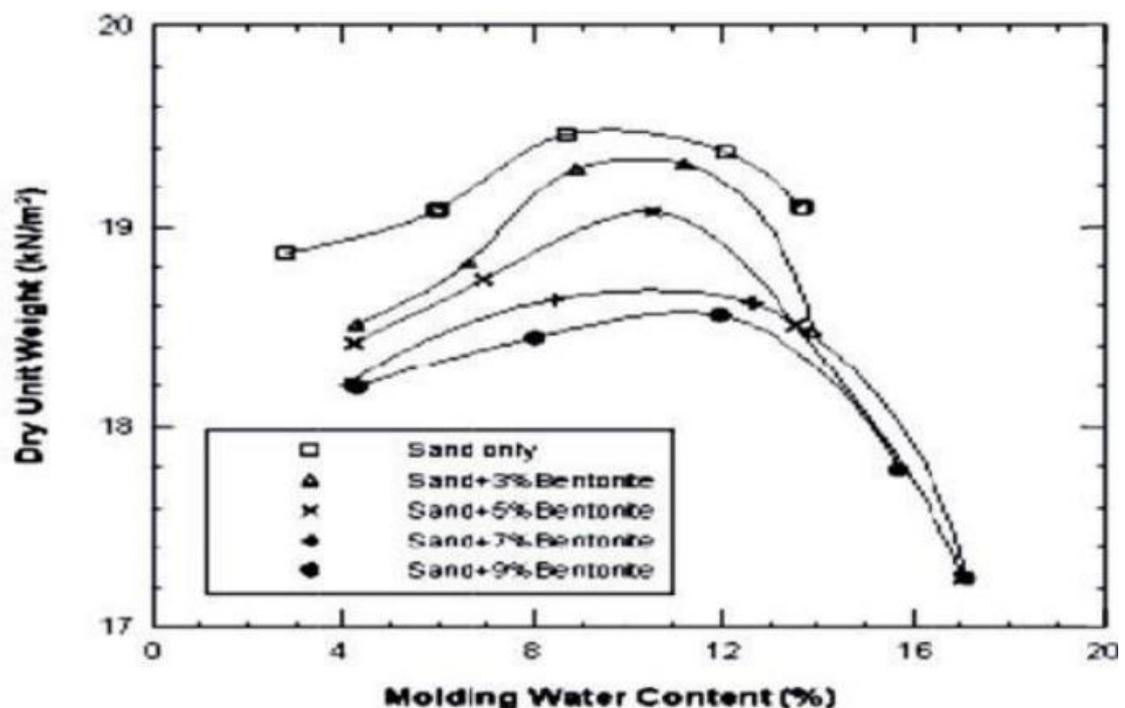


Figure I-6 : Courbe de compactage illustrée par Chalermyanont et Arrykul (2005).

Kenney et al. (1992) ont effectué une série d'essais de compactage normal sur des mélanges de sable et de bentonite contenant une teneur en bentonite de 4 %, 8 %, 12 %, 16 %, 20 %, 24 %, 28 %, 32 %, 36 %, 40 %, 44 %, 48 %, 52 %, 56 %, 60 %, 64 %, 68 %, 72 %, 76 %, 80 %, 84 %, 88 %, 92 %, 96 %, 100 %.

16 % et 22 % en envisageant d'utiliser de l'eau potable dans les essais. La première méthode consiste à mélanger le sable et la bentonite à l'état sec avant d'ajouter de l'eau. La deuxième méthode consiste à mélanger du sable humide avec de la bentonite sèche, puis à ajouter de l'eau. Ils ont déclaré que l'ajout de bentonite jusqu'à 20% provoque une augmentation des valeurs de la densité sèche maximale et une diminution de la densité sèche maximale. La valeur de la densité sèche maximale a été estimée entre 1,70 et 1,85 Mg/m³, tandis que les valeurs correspondantes de la teneur optimale en eau étaient d'environ 12 à 15 %. Kenney et al. (1992) ont constaté que les deux méthodes de malaxage aboutissaient aux mêmes résultats.

I-6-2 Caractéristique de compressibilité :

En général, la compressibilité d'un sol est le rapport entre l'indice de vides du sol et la charge appliquée. La compressibilité d'un sol comprend trois étapes différentes. Ces étapes sont le tassement initial, la consolidation primaire et la consolidation (compression) secondaire, comme le montre la figure 1-7 (datant de 2013). L'examen de la courbe de la consolidation de la figure permet de noter :

✓ La compression initiale (noté S_i) se produit immédiatement dès l'application d'une nouvelle charge ($t_i=0$), mais avant que ne commence le drainage causé par la compression du gaz à l'intérieur des vides et par la compression élastique des particules du sol ;

✓ La consolidation primaire (noté S_c) est un tassement dépendant du temps causé par l'expulsion de l'eau interstitielle. Au début de la consolidation correspondant à des faibles dissipations de l'eau interstitielle, la courbe présente un palier sensiblement horizontal, puis la courbe, à concavité tournée vers le bas, décroît plus rapidement au fur à mesure que l'eau s'évacue jusqu'à la fin de la consolidation primaire (point d'inflexion (A)) caractérisée par l'évacuation totale, à $t_i=t_{100}$, de l'eau interstitielle ($\Delta U = 0$), et où s'achève le tassement de consolidation primaire S_c (noté aussi S_{100}) ;

La compression secondaire (noté S_s) est également un tassement dépendant du temps qui est causé par le réajustement plastique du tissu du sol et qui se produit après l'activité de dissipation de la pression d'eau interstitielle excessive. Le temps nécessaire à la dissipation de l'eau du sol pendant le processus de consolidation dépend de la perméabilité du sol. Dans les sols sans cohésion, qui ont une perméabilité élevée, le temps requis pour la dissipation de l'eau est inférieur à celui des sols cohésifs.

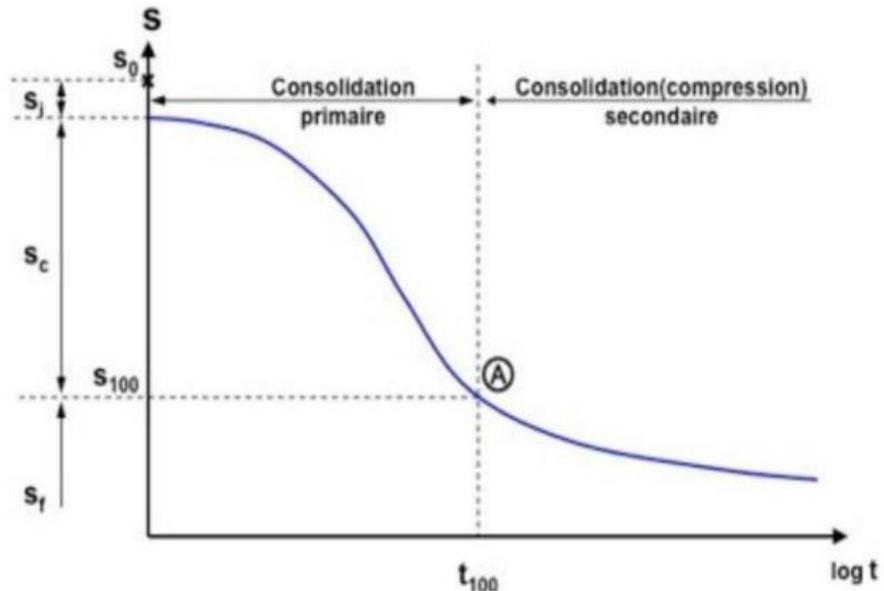


Figure I-7 : Courbe de tassement en fonction du temps pendant la consolidation pour une charge donnée.

Watabe et al. (2011) ont étudié l'effet des fractions de sable et de bentonite sur la propriété de compressibilité de leurs mélanges. Ils ont effectué une série des tests d'oedomètre et d'observations microscopiques sur différents types de sols (sable-argile et sable-bentonite). Ils ont signalé que la compressibilité diminue avec l'augmentation de la fraction de sable dès que les particules de sable flottent dans le mélange. Cependant, lorsque la structure du squelette est formée par des particules de sable ayant une grande fraction de sable, la compressibilité reste presque constante même si la fraction additive du sable augmente.

Faan et al. (20014) ont réalisé une série d'essais de consolidation unidimensionnelle sur des mélanges sol argileux (Kaolin)-bentonite et sable-bentonite destinés à être utilisés comme remblai aux murs de séparation verticaux. L'objectif de cette étude était de découvrir l'effet de la fracturation du sable et de la teneur en eau sur la compressibilité de ces mélanges. La granulométrie du sable était entre 0,075 et 1mm. Les teneurs en bentonite utilisées dans le mélange sol (kaolin)- bentonite et le mélange sable-bentonite étaient respectivement de (5, 10 et 15%) et (3, 5, 8 et 11%). Ils ont indiqué que la compressibilité est affectée de manière significative par la teneur en bentonite et par la teneur en eau. Cependant, la granulométrie du sable n'a pas eu d'effet significatif sur la compressibilité.

I-6-3 Caractéristiques de perméabilité saturée :

La perméabilité saturée (appelée aussi : conductivité hydraulique, k_{sat}) décrit la capacité d'un sol saturé à conduire l'eau libre et est l'une des propriétés des sols les plus importantes à déterminer lors de la conception des barrières passives. Dans la plupart des sols saturés, l'écoulement à travers les espaces poreux peut être considéré comme laminaire (c'est-à-dire non turbulent), mais coulant d'une manière « rationalisée » régulière. Basé sur des données obtenues à partir des essais en laboratoire, Darcy a proposé une équation linéaire pour l'écoulement de l'eau à travers un milieu v -poreux (écoulement laminaire). Cette équation indique que la vitesse de flux à travers une unité de surface d'un sol est proportionnelle au gradient hydraulique i (Éq. 1 :1) :

$$V = Q t = A. v = A. K.i \quad 1.1$$

V : Volume de l'eau transvasant l'unité d'air normal à la direction de l'écoulement pendant l'unité de temps [m^3 /s]

Q : Flux ou débit sortant ou entrant [m^3 /sec]

v : vitesse superficielle de l'écoulement

K : Conductivité hydraulique [m/s].

Pour la détermination de la conductivité hydraulique saturée des sols en laboratoire, deux méthodes, applications directes de la loi de Darcy, sont utilisées en laboratoire (par perméamètre à paroi rigide) :

✓ La mesure sous charge constante pour les sols très perméables (comme les sols sableux)

La validité de la loi de Darcy a été également vérifiée pour les bentonites compactées, à partir des essais de perméabilité. Les caractéristiques de la perméabilité des mélanges sol sableuxbentonite ont été étudiées dans plusieurs ouvrages. Dans ces ouvrages, on a tenté d'examiner la perméabilité des mélanges sable-bentonite ainsi que certains facteurs susceptibles d'affecter leur perméabilité. Ces facteurs sont les suivants : type de bentonite, teneur en bentonite, type de perméation, indice de vides ; teneur en eau de sont recensés ci-dessous :

a) Influence de la densité sèche et de la teneur en bentonite

Globalement, l'augmentation de la teneur en bentonite et de la densité sèche conduit à la diminution significative de la conductivité hydraulique. Par exemple, dans l'étude de Cho et al. (2000), pour une bentonite de densité sèche $1,80 \text{ g/m}^3$, la conductivité hydraulique chute de trois ordres de grandeur lorsque la proportion de sable passe de 90 à 0% (bentonite seule) (Figure 1 -8a). Dans cette étude, la bentonite seule a une conductivité hydraulique de l'ordre de $2 \times 10^{-14} \text{ m/s}$. La dépendance de la conductivité hydraulique à la densité sèche est illustrée à la figure 1 -8b pour la même étude : elle chute de deux ordres de grandeur lorsque la densité sèche augmente de $1,4 \text{ Mg/m}^3$ à $1,8 \text{ Mg/m}^3$.

La diminution de la conductivité hydraulique avec l'augmentation de la proportion de bentonite ou de la densité sèche est attribuée à l'influence croissante du gonflement, qui induit une réduction de la surface disponible pour l'écoulement.

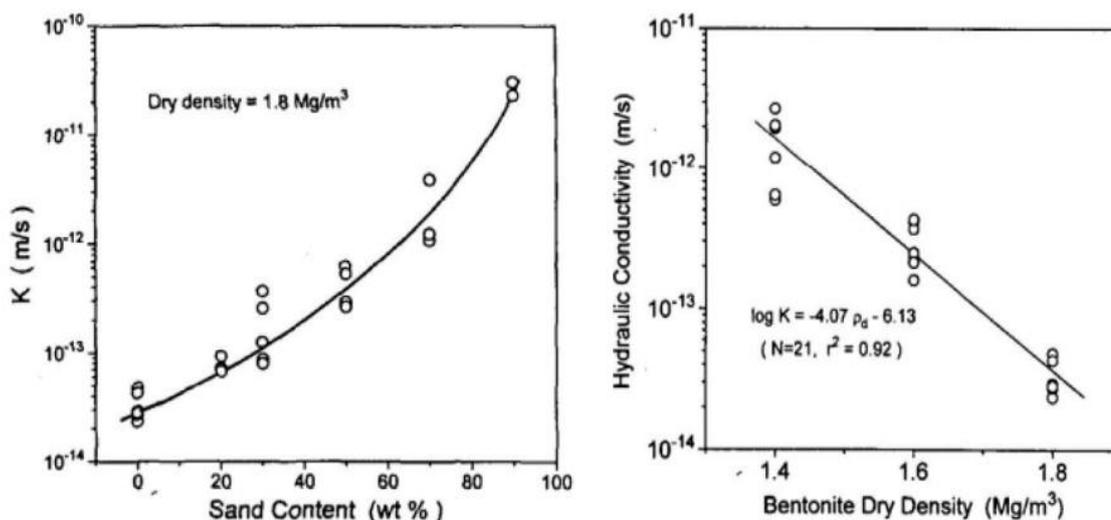


Figure I-8 : (a) Conductivité hydraulique en fonction de la proportion de sable ; (b) Conductivité hydraulique en fonction de la densité sèche de la bentonite.

b) Influence de la distribution granulométrique du sol de base

Dans le cas des mélanges graviers-bentonite, des conductivités hydrauliques saturées entre 10^{-10} m/s et 10^{-8} m/s sont retrouvées pour des mélanges entre 5 et 10% bentonite. Avec l'ajout de 20 à 30% cm/s bentonite, des valeurs de k_{sat} de l'ordre de 10^{-13} m/s et 10^{-12} m/s peuvent être obtenues.

Dans le cas des sables propres bien étalés (SW), les conductivités hydrauliques saturées retrouvées dans la littérature varient typiquement de 10^{-9} m/s à 10^{-10} m/s pour des teneurs en bentonite entre 4 et 13 %. Certaines valeurs inférieures à 10^{-10} ont été observées à faible teneur en bentonite. Pour les sables uniformes ou serrés (SP), les valeurs de k_{sat} sont habituellement situées entre 10^{-11} m/s et 10^{-8} m/s pour des teneurs en bentonite entre 4 et 33 %. Les conductivités hydrauliques saturées sont plutôt de l'ordre de 10^{-12} m/s entre 50 et 80% bentonite pour ces matériaux.

En général, Koerner et Daniel (1997) ont montré que les sols avec une granulométrie étalée requièrent une plus faible proportion de bentonite que les sols uniformes pour atteindre une même conductivité hydraulique saturée. D'Appolonia (1980) a évalué les effets des fines ($\% < 200\mu\text{m}$) sur la perméabilité de sol sableux-bentonite et il a constaté que pour les fines plastiques et les fines à faible plasticité, la perméabilité diminue à mesure que le pourcentage des fines a augmenté. Les valeurs de perméabilité pour les fines plastiques étaient généralement inférieures à celles des fines à faible plasticité.

c) Influence de l'indice des vides

L'indice de vide (e) est défini comme le rapport entre le volume de vides et le volume de solides (Demers, 2008). La densité et l'indice de vide sont inversement liés. La perméabilité diminue à mesure que la densité augmente ou que l'indice de vide diminue. Il a été démontré par plusieurs auteurs que, pour une teneur en bentonite donnée, il existe une relation où le $\log(k_{sat})$ diminue linéairement avec l'indice des vides des mélanges sol sableux-bentonite.

d) Influence de la composition chimique du fluide interstitiel

En général, la conductivité hydraulique saturée de la bentonite est jusqu'à trois ordres de grandeur plus élevée avec de l'eau salée que de l'eau fraîche ; Studds et al. (1998) ont mesuré la conductivité hydraulique saturée d'échantillons de bentonite en contact avec des eaux salées à différentes concentrations. Une relation linéaire a été observée entre le logarithme de la conductivité hydraulique saturée et l'indice des vides pour chaque concentration. Ces résultats montrent aussi que pour un indice des vides donné, la conductivité hydraulique saturée augmente avec la concentration de sels en solution. Une différence de conductivité hydraulique saturée de deux ordres de grandeur est observée entre un essai réalisé avec de l'eau distillée et avec une solution saline à 0,1 mol/l.

La même tendance a été observée pour des mélanges sable-bentonite par plusieurs auteurs (p. ex. Kenney et al. 1992 ; Alston et al., 1997

I-6-4 Caractéristiques de résistance

Le comportement mécanique des mélanges sol sableux-bentonite est devenu un sujet de recherche important en géotechnique à cause du besoin de structures d'intégrité à long terme. La charge normale de déchets peut provoquer des contraintes de cisaillement (ou écrasement) 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 (p. ex., une diminution des argiles contaminées a été observée). Donc, il est essentiel d'évaluer les propriétés mécaniques des mélanges de sol sableux-bentonite compactés.

a. Résistance à la compression

Cho et al. (2002) ont passé en revue certains documents relatifs à l'étude de la résistance à la compression non confinée et du module d'élasticité de Young des mélanges sable-bentonite compactés. Ils ont constaté que la résistance à la compression non confinée et le module de Young diminuent à mesure que la teneur en sable augmente. Ils ont également noté que le logarithme de la résistance à la compression et du module d'Young augmentait de manière linéaire avec l'augmentation de la densité sèche.

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 (S-B) et de 80% sable-10% bentonite-5% ciment, dont 90% (S-B-C) 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 (Figure 1 -9a et 1-9b).

Les valeurs de traction étaient d'environ 25kPa et 170kPa en 28 jours pour le mélange sable-bentonite et le mélange sable bentonite-ciment, respectivement (Figure 1 -9c). Le vieillissement a fait que les échantillons de S-B sont devenus plus fragiles, avec une réduction de 47% de la déformation de rupture, tandis que les échantillons de S-B-C deviennent plus ductiles avec un double incrément de résistance à la rupture.

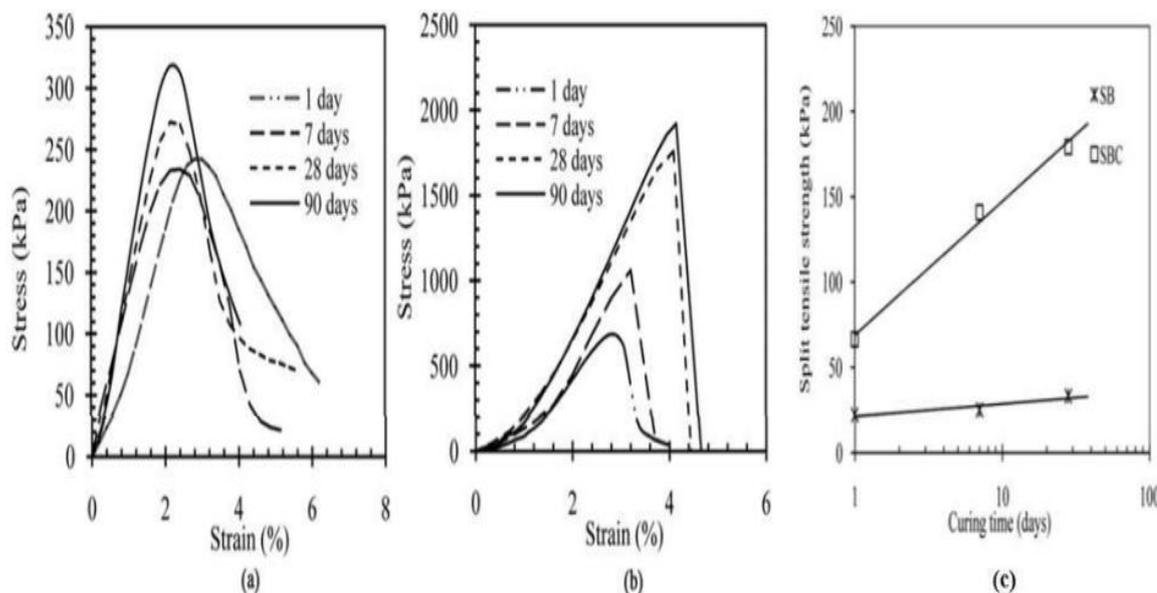


Figure I-9 : Compression non confinée en fonction d'âge de durcissement des échantillons : (a) Sable-bentonite (S-B) et (b) sable-bentonite-ciment (SBC) ; (c) Résistance à la traction en fonction d'âge de durcissement.

I-7 Caractéristiques hydromécaniques des mélanges sol sableux-bentonite améliorés au ciment :

La stabilisation des sols par l'ajout de ciment est une pratique économique courante dans de nombreuses applications d'ingénierie pour améliorer les propriétés techniques des sols. La majorité des sols peuvent être stabilisés par l'ajout de 3 à 16 % de ciment en volume. Les sols granulaires ont besoin de moins de stabilisateur, tandis que les sols plastiques comme le limon et l'argile ont besoin de plus de stabilisateur. bien que pour certains sols, des proportions supérieures à 16 % puissent être nécessaires pour satisfaire aux exigences des critères de conception (Laguros, 1962).

Généralement, si le matériau de barrière ouvragée n'est pas répondu le critère de résistance à la compression et/ou de résistance au cisaillement et/ou de faible potentiel de retrait/gonflement (présente un changement significatif du volume) nombreux auteurs ajoutent une quantité de ciment au mélange sol sableux-bentonite. De plus, les systèmes de barrière compactée peuvent être exposés aux attaques chimiques des déchets (lixiviats) et aux produits chimiques organiques concentrés, ce qui affecte la stabilité volumique des matériaux utilisés. Dans ce sens, le ciment peut être utilisé en petites quantités comme additif au mélange sol sableux-bentonite compacté pour améliorer sa résistance chimique et réduire sa conductivité hydraulique .La compatibilité avec les déchets stockés est un facteur important à

prendre en compte pour la barrière passive, en sol-ciment, des décharges de déchets dangereux ou non dangereux. Alaska (1985), lors d'essais sur une barrière hydraulique à échelle réelle, indiquent qu'après une exposition aux lixiviats des déchets solides municipaux tels que les préparations de pesticides toxiques, les boues de raffinerie de pétrole, les déchets pharmaceutiques toxiques et les déchets de caoutchouc et de plastique, le sol-ciment durcit considérablement et se comporte comme le béton de ciment Portland. En outre, il est devenu moins perméable pendant la période d'exposition. Bellezza et Fratolocchi (2006) ont présenté les résultats d'une étude expérimentale sur l'efficacité de 5 % de ciment dans des mélanges sol-ciment compactés en considérant un temps de durcissement de 28 jours. Ils ont indiqué que pour les sols ayant une fraction fine supérieure à 20 % et un indice de plasticité supérieur à 7 %, la conductivité hydraulique est toujours inférieure à 1×10^{-9} m/s, ce qui est la valeur minimale requise pour le confinement des déchets. Ils ont conclu que l'ajout de 5 % de ciment peut être suffisant pour garantir une faible conductivité hydraulique, à condition que le mélange in situ, la procédure de compactage et les conditions de durcissement soient proches des conditions d'essai en laboratoire. Après une semaine de durcissement, le processus d'hydratation du ciment dans le sol conduit à la formation de gels allongés de type tobermorite (silicate de calcium hydraté (CSH) est principalement responsable de la résistance des matériaux à base de ciment) autour des bords des particules du sol et, avec un durcissement supplémentaire pouvant aller jusqu'à 28 jours, les fibres de CSH augmentent et donnent une structure homogène qui combine les particules de sol et de ciment ensemble. La modification de la structure et du tissu du sol développée par ce processus se reflète dans les propriétés mécaniques du sol en termes d'augmentation de la résistance et de la durabilité. Le processus d'hydratation se déroule sur une longue période mais à un rythme qui diminue continuellement. La liaison entre les grains de sol adjacents et la cimentation est l'autre effet de l'ajout de ciment aux sols cohésifs.

I-8 Conclusion :

Ce chapitre à été consacré à la description des sols fins en général et les marnes en particulier. Nous avons utilisés pour cela différentes échelles d'études.

La législation sur les déchets a conduit le ministère de l'Aménagement du territoire, de l'Environnement et du Tourisme algérien à rédiger des arrêtés définissant les prescriptions techniques à adopter lors du stockage. Tous ces textes incluent plus ou moins directement des instructions techniques relatives aux dispositifs d'étanchéité et fixent des seuils de perméabilité.

La conception et l'étude du comportement hydromécanique du mélange sol sableux-bentonite compacté dans certaines applications géoenvironnementales doivent examiner les propriétés suivantes : perméabilité, compressibilité et résistance de ces mélanges, qui nécessitent un temps et des efforts très importants. Par conséquent, de nombreux chercheurs ont étudié ce mélange en tenant compte de certains facteurs qui ont un effet considérable sur le mélange sol sableuxbentonite économique à faible perméabilité et à résistance appropriée. Ces facteurs sont la teneur en bentonite, le gonflement de bentonite, le gradient hydraulique, la distribution granulométrique et le liquide perméable. Dans cette étude, les propriétés de perméabilité, de compressibilité et de résistance des mélanges composés de bentonite et de tuf ont été examinées. Des études ont prouvé que le contact prolongé des géomatériaux avec du lixiviat engendre une dégradation de certaines des propriétés du matériau à long terme (p. ex. le gonflement de la bentonite et la conductivité hydraulique). En outre, l'effet de deux facteurs, à savoir la teneur en ciment et la teneur en bentonite sur certaines de ces propriétés a été examiné.

Le sol comme matériau hétérogène, présente lors de son étude un comportement complexe, cette complexité s'accroît d'avantage dans le cas savoir les comportements mécaniques et physiques de sol. Notre but dans le chapitre II est d'étudier expérimentalement le matériau marne de notre région (Ghardaïa).

Chapitre II : caractérisation de la marne

III-1 Introduction :

Pour bien comprendre et analyser le comportement des sols utilisés en assise de chaussée, il faut les identifier à l'aide des essais géotechniques conventionnels de laboratoire.

L'identification géotechnique telle qu'elle est pratiquée actuellement dans les laboratoires routiers algériens s'effectue selon des modes opératoires établis par la norme française (NFP 94-056, NFP 94-057, NFP 94-051, NFP 18-598, NFP 94-068, NF P 94-093, NFP 94-078, NFP 18-573, NFP 98-230-2) avec néanmoins certaines modifications.

III-2 Présentation la climatologie de la région de Ghardaïa :

Tableau III-1 : Valeurs climatiques moyennes et totales annuelles 2009 à 2019

<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>	<i>FG</i>	<i>TN</i>	<i>GR</i>
2009	22.4	28.3	16.4	130.06	11.8	31	0	9	0	0	0
2010	23.3	29.3	17.1	42.41	10.9	29	0	14	0	0	1
2011	22.2	28.0	16.4	153.94	11.8	22	0	16	0	0	0
2012	22.9	29.0	16.8	39.89	-	31	1	5	0	0	0
2013	22.6	28.7	16.6	62.21	14.7	28	0	10	0	0	0
2014	23.3	29.5	17.3	35.29	14.6	24	0	10	0	0	0
2015	22.5	28.6	16.4	47.49	13.9	31	0	19	0	0	0
2016	23.2	29.3	17.1	17.51	14.2	21	0	12	0	0	0
2017	22.5	28.1	16.5	-	13.5	22	0	10	0	0	0
2018	22.5	28.0	16.6	51.31	14.1	25	1	23	0	0	0
2019	22.8	28.5	16.5	70.60	11.4	26	0	15	0	0	0

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. Si le tableau affiche des champs sans valeurs avec le symbole (-), cela veut dire que la moyenne n'a pas été effectuée, ce qui est le cas lorsqu'il manque des données pour la calculer. Dans la précipitation totale, une valeur 0 (zéro) peut indiquer que cette mesure n'a pas été réalisée.

II-3 Présentation de matériau d'étudié :

II-3-1 Généralités sur les marnes :

La marne c'est une roche sédimentaire contenant du carbonate de calcium (CaCO_3) et de l'argile. On la définit comme étant un matériau de transition entre le calcaire et l'argile; c'est une roche carbonatée contenant de 30 à 70% d'argile. Ainsi, elle tient de la fraction carbonatée une structure plus au moins résistante et de la fraction argileuse une possibilité d'évolution par destruction de la structure par suite de l'action de l'eau sur l'argile, conduisant à un matériau plastique (D. Delahaye et al). Cette définition purement pétrographique, a été sensiblement élargie sur le plan du pourcentage d'argile. En pratique, en génie civil, le nom marne peut être attribué pour toutes roches carbonatées contenant de 10 à 90 % d'argile.

Comme les argiles, les marnes sont tendre, finement poreuse, friable quand elles sont sèches, plastique lorsqu'elles sont mouillées. Mais à la différence des argiles, elles sont effervescentes avec les acides à cause de la présence du calcaire. La finesse des particules constitutives (minéraux argileux, carbonates et parfois, silice en faible quantité) place les marnes dans les groupes des lutites (ou pélites). En effet, comme le calcaire, la marne renferme de très nombreux éléments accessoires, visibles uniquement au microscope et dont le rôle peut être prépondérant, tels que : grains de quartz, paillettes de micas, cristaux de gypse, micro-organismes, etc. A côté de ces éléments, visibles uniquement au microscope, on peut trouver des éléments volumineux tels que : nodules de pyrite, quartz, gypse fer de lance ou encore en rose des sables, microfossiles, etc. Ces différents éléments responsables de la couleur et de l'aspect permettent de définir la marne rencontrée par une appellation. Les marnes apparaissent constituées de trois phases:

- Phase carbonatée.
- Phase sableuse.
- Phase argileuse.

Elles sont en effet réputées pour avoir souvent un comportement particulièrement gênant et dangereux parce qu'elles peuvent être à la fois très dures à l'extraction et très altérables, les blocs extraits perdant spontanément toute résistance au bout de quelque temps d'exposition aux intempéries. Les caractéristiques mécaniques sont liées à l'importance respective de chacune des phases, mais aussi à la nature minéralogique de la phase argileuse. La présence d'argile montmorillonitiques ou encore d'argiles fibreuses induit des caractéristiques.

mécaniques mauvaises. Cependant, cette influence particulière des argiles peut être tempérée ou au contraire exacerbée suivant les types de textures. Si les liaisons entre carbonates sont abondantes et fortes, le matériau aura un comportement de roche. Au contraire, si les carbonates sont noyés dans une matrice argileuse, le matériau aura un comportement de sol. Pour cela, il n'est pas nécessaire que le pourcentage d'argile soit différent ; des études sur les marnes du Tertiaire parisien montrent parfaitement ces différences de comportement entre deux matériaux minéralogiquement identiques, fraction carbonatée voisine et nature des argiles semblables. Un autre exemple est donné par l'étude des formations marneuses du secondaire du Vaucluse où le pourcentage de carbonate est sensiblement identique entre des matériaux non altérables d'aspect rocheux et des matériaux altérables. D'autres exemples étudiés antérieurement ont montré l'intérêt de l'étude des textures dans le cas de matériau à comportement évolutif, comme c'est le cas des marnes.

Le matériau utilisé dans ce mémoire provient de la carrière (Marne) de bouhraoua de la couleur jeune, qui est située à 600 km au sud de la capitale algérienne (Alger). La wilaya de Ghardaïa (Figure 2-1) se situe dans le Nord du Sahara (partie centrale). Elle se trouve limitée au Nord par les wilayas de Djelfa et Laghouat, au Sud par celle de Tamanrasset, à l'Ouest par celles d'El Bayadh et d'Adrar, et à l'Est par celle d'Ouargla. Elle est classée dans la zone climatique IV (hauteur de précipitation : $H < 100$ mm/an)



Photo II-1 : Gisement de marne de notre étude



Photo II-2 : Photo de la carrière étudiée

II-4 Etude caractérisation géotechnique de la marne :

Les essais géotechniques réalisés sur notre matériau sont :

- Analyse granulométrique :
 - Par tamisage (voie humide).
 - Par sédimentométrique.
- Essai de pollution des fines argileuse :
 - Limites d'atterberg.
 - Essai Equivalent de sable.
 - Essai au bleu de méthylène.
- Essai de compactage et de portance :
 - Proctor modifié.
 - Essai C.B.R.
- Essai compression simple.
- Analyse chimique.

II-4-1 Analyse granulométrique:

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue:

- Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80 μ m.
- Par sédimentométrique pour les grains de diamètre plus fins inférieurs à 80 μ m.

II-4-1-1 Analyse granulométrique par tamisage :

L'essai de granulométrie par tamisage se fait suivant la norme **NFP 94-056**. Il consiste à déterminer les proportions des éléments de différents diamètres pour un matériau en le criblant sur une série des tamis standard.

Nous avons effectué cette analyse par voie humide. Etant donné la sensibilité de la marne 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. Les étapes de cet essai sont les suivant :

1. Imbiber l'échantillon dans un récipient, après 24h éliminer les fines par lavage continu utilisant le tamis 0.08 mm.
2. Tamiser l'échantillon en versant ce dernier au sommet d'une série de tamis et en les agitant à la main.
3. Peser le refus de chaque tamis dans une balance de portée pesant au g près et compatible avec les masses à peser.



Photos II-3 : les étapes de l'essai analyse granulométrique par tamisage

II-4-1-2 Analyse granulométrique par sédimentométrique :

L'analyse granulométriques des éléments de diamètre plus fins inférieurs à 80 µm est effectuée par sédimentation Selon la norme **NFP 94-057**, qui complète l'analyse granulométrique par tamisage ou il n'est pas possible d'utiliser des tamis. Le principe de cet essai est basée sur la loi de Stokes qui exprime la vitesse de décantation d'une particule sphérique dans un liquide visqueux en fonction du diamètre de la particule, selon la relation :

$$V = (2gr^2) (D_1 - D_2)/9\mu$$

V : Vitesse de chute (cm sec⁻¹).

g : Accélération due à la gravité (cm sec⁻²).

r : Rayon équivalent de la particule (cm).

D_1 : Densité de la particule (g cm⁻³).

D_2 : Densité du fluide (g cm⁻³).

μ : Viscosité du fluide (Pa. S).

Les étapes de cet essai sont résumées comme suit :

1. Tamiser l'échantillon de sol par lavage (passant au tamis 0.08 mm), et récupérer le tamisât et sécher l'échantillon dans une étuve jusqu' au poids constant et Préparer la prise d'essai de 80 g + 10g de tamisât sec.
2. Imbiber la prise d'essai dans une éprouvette cylindrique en verre de 2 litre contenant un mélangeur d'eau distillée ou déminéralisée et une solution 5% d'hexamétaphosphate de sodium ($\text{Na}_6(\text{PO}_3)_6, 10\text{H}_2\text{O}$) et laisser imbiber pendant au moins 15 heures à température ambiante.
3. Agiter vigoureusement la suspension au moyen d'un agitateur manuel et retirer l'agitateur manuel et déclencher au même instant le chronomètre (début de l'essai).
4. Plonger le thermomètre et le densimètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre et procéder à la prise des lecteurs du densimètre et de la température aux temps suivant (en minutes) : 0.5-1-2-5-10-20-80-240-1440 min.



Photos II-4 : les étapes de l'essai analyse granulométrique par sédimentométrie

La courbe granulométrique de notre échantillon est présentée dans la figure II-1. Les paramètres les plus significatifs tirés de cette courbe sont résumés dans le tableau II-2.

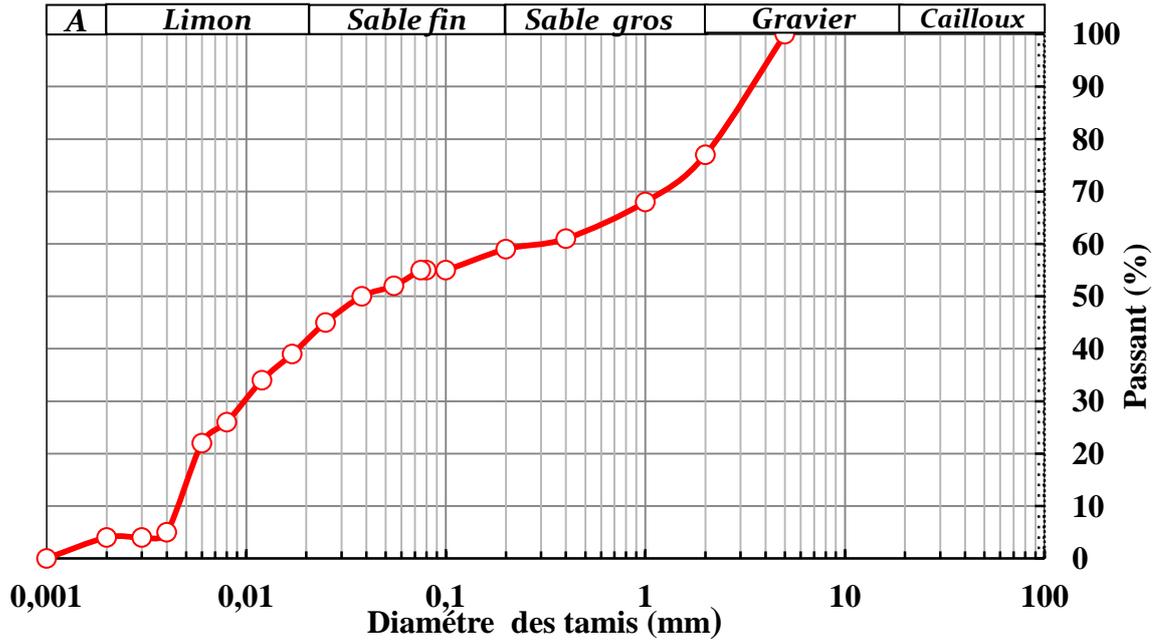


Figure II-1 : courbe analyse granulométrique de la marne de bouhraoua

Tableau II-2 : Résultats récapitulatif de l’analyse granulométrique de la marne

	Marne de bouhraoua
Argile (%)	04
Limon (%)	38
Sable fin (%)	17
Sable gros (%)	18
Gravier (%)	23
Cailloux (%)	0
% < 80µm	55
$C_u = D_{60}/D_{10}$	65.22
$C_c = (D_{30})^2 / D_{10}D_{60}$	0.072

D’après ces résultats, on constate que notre matériau présente une courbe : granulométrique étalée ($C_u > 20$), avec un taux important des fines (éléments inférieurs à 80 µm est de l’ordre de 55 %). Lorsque certaines conditions C_u sont satisfaites, la granulométrie est étalée, c’est-à-dire que le C_c est gradué sans prédominance d’une fraction particulière. Tableau II-3 représente les classes de granulométrie en fonction de la valeur du coefficient d’uniformité, on reconnaît cinq classes de granulométrie.

Tableau II-3 : Classes de granulométrie des sols.

<i>Coefficient d'uniformité</i>	<i>Classes de granulométrie</i>
$Cu \leq 2$	Granulométrie très serrée.
$2 < Cu \leq 5$	Granulométrie serrée.
$5 < Cu \leq 20$	Granulométrie semi-étalée.
$20 < Cu \leq 200$	Granulométrie étalée.
$200 < Cu$	Granulométrie très étalée.

II-4-2 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.
- L'essai du bleu de méthylène.

II-4-2-1 Les limites d'Atterberg :

L'essai est réalisé selon la norme **NFP 94-051**, sur la fraction inférieure à 0.4 mm.

- **Les limites d'Atterberg** (limite de liquidité et limite de plasticité) : est la teneur en eau pondérales correspondant à des états particulières d'un sol.
- **Limite de liquidité (w_L)** : est teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.
- **Limite de plasticité (w_P)** : est teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.
- **Indice de plasticité (IP)** : est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique ($IP = w_L - w_P$)

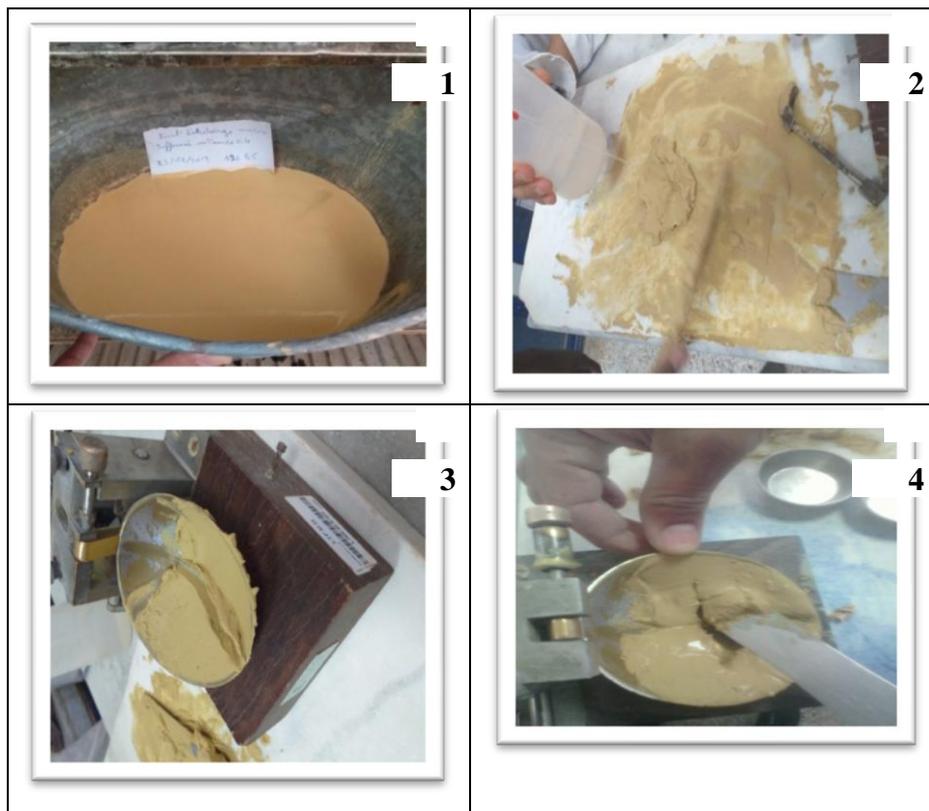
Les étapes de l'essai limite de liquidité sont les suivant :

1. Après imbibition de 800 g de l'échantillon, tamiser le au tamis 0.40 mm, récupérer le tamisât et sécher le matériau dans une étuve réglée à 50°C.
2. L'échantillon est mélangé à une quantité d'eau pour obtenue une pâte.
3. Placer l'échantillon dans la coupelle et tracer un sillon avec l'outil à rainurer. La coupelle fixée à l'appareil est soumise à une série de chocs réguliers jusqu'à ce que les deux lèvres se ferment (le nombre de coups de fermeture doit être compris entre 15 et 35).

4. Prélever à l'aide d'une spatule deux échantillons des lèvres de la rainure puis le porter à étuve.



Photo II-5 : Les outils des essais des limites d'Atterberg



Photos II-6 : les étapes essai limite de liquidité

Les étapes de l'essai limite de plasticité sont :

1. A partir d'une boulette qu'on roule sur un marbre à la main, en forme un rouleau aminci jusqu' à 3 mm de diamètre sur une longueur de 10 à 15 cm.
2. La limite de plasticité est atteinte lorsque le rouleau soulevé par le milieu de 1 à 2 cm se fissure.
3. Prélever les échantillons et les porte dans l'étuve, puis , peser l'échantillon après séchage.



Photos II-7 : les étapes d'essai Limite de plasticité

Les résultats de ces essais sont résumés suivant :

Tableau II-4 : Valeur de limites d'Atterberg de la marne de bouhraoua

<i>Matériaux</i>	w_L (%)	W_P (%)	I_P (%)
<i>Marne de bouhraoua</i>	44.22	23.46	20.76

Le résultat de cet essai peut donner une indication intéressante sur la nature argileuse de ces fines. Selon l'abaque de Casagrande (figure II-2), la marne se classe comme : ***Moyennement Argileux plastiques.***

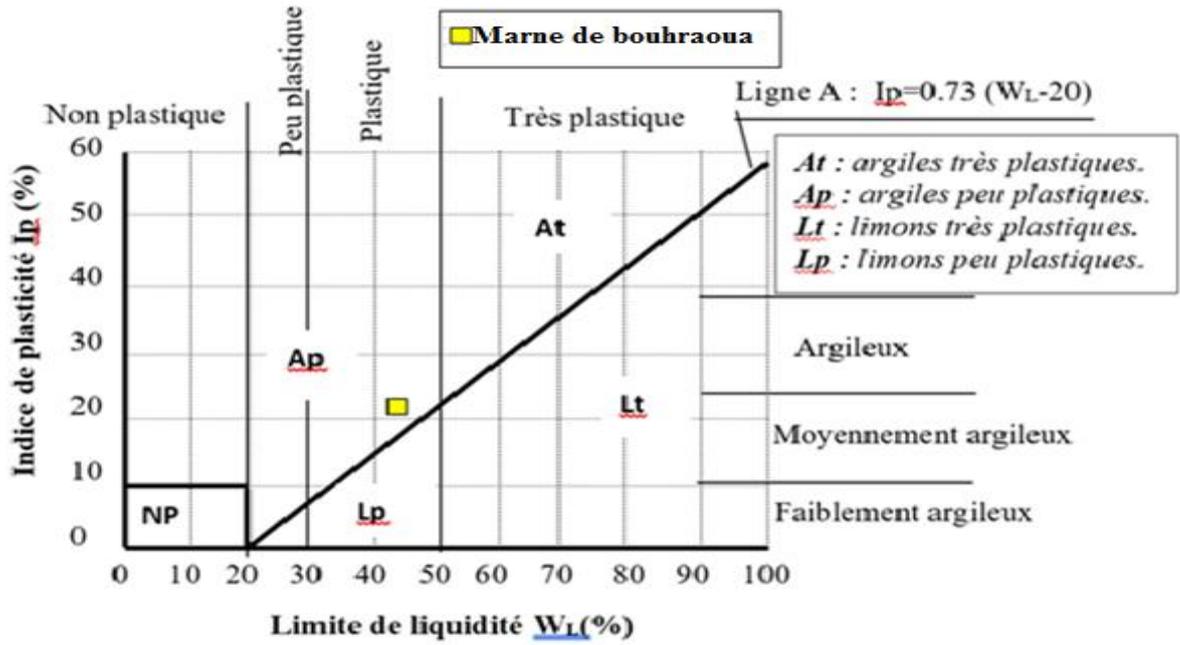


Figure II-2 : Abaque de Casagrande.

II-4-2-2 Essai d'équivalent de sable :

L'essai est réalisé selon la norme **NFP 18-598**. Il est effectué sur 120g de sol, son domaine d'application s'étend aux sols faiblement plastiques pour lesquels l'indice de plasticité est trop faible pour être significatif ($IP < 7$).

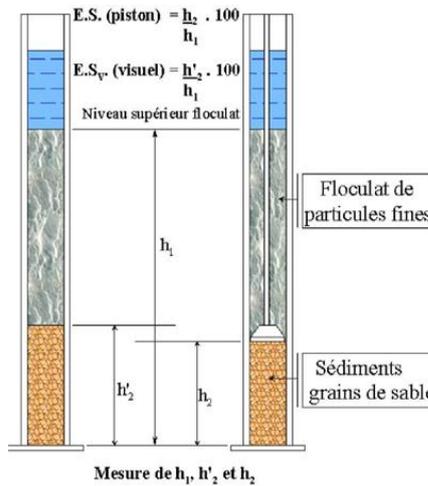


Figure II-3 : Principe de l'essai équivalent de sable.

Les étapes de cet essai sont les suivant :

1. Amorcer le siphon puis siphonner la solution lavant dans l'éprouvette cylindrique jusqu'à la hauteur du trait de repère inférieur, c'est à dire $h = 10$ cm. mesure de l'échantillon (environ 120g) de sol, verser cette quantité dans l'éprouvette et laisser reposer 10mn.
2. Fermer l'éprouvette à l'aide du bouchon à liège on met cette dernière sur la machine d'agitation pour le faire subir 90 cycles en 30 secondes.
3. Laver bien la marne en effectuant des montées et des descentes. Dès que le niveau du liquide atteint le trait de repère supérieur ($h=40$ cm), on ressort lentement le tube sans arrêt de l'écoulement.
4. Au bout de 20 minutes, mesurer à l'aide de la règle graduée le niveau en haut de la suspension hauteur H1. Puis procéder à la mesure de la hauteur du niveau H2.

Le tableau II-5 donne la valeur de ES pour notre échantillon :



Photos II-8 : Les étapes d'essai équivalent de sable

Tableau II-5 : Valeurs de ES de la marne de bouhraoua

<i>Matériaux</i>	<i>ES (%)</i>
<i>Marne de bouhraoua</i>	10.09

Ce résultat coïncide bien avec les résultats des limites d'Atterberg et l'analyse granulométrique. Cette valeur montre bien la pollution argileuse de notre échantillon. Ce sont peut-être les fines

calcaires qui ont causé la faiblesse de la valeur de ES. Donc il faut compléter cette analyse par l'essai au bleu de méthylène pour étudier la qualité des fines.

II-4-2-3 Essai au bleu de méthylène :

L'essai est fait selon la norme **NFP 94-068**. Le principe de cet essai consiste à contrôler l'absorption du bleu de méthylène injecté dans un bain aqueux contenant les fines de la prise d'essai, en observant une goutte de suspension déposée sur une feuille de papier filtre.

La tache formée se compose d'un dépôt central du matériau, coloré d'un bleu soutenu, entouré d'une zone humide incolore. La saturation des fines en bleu de méthylène se traduit par la formation d'une auréole bleu clair persistante autour de dépôt central. On appelle valeur de bleu de méthylène V_B , la quantité exprimée en gramme de bleu de méthylène absorbée par 60 g de fines.

$$V_B = \frac{\text{Quantité du bleu absorbé(cm2)}}{\text{Poids sec de la prise}}$$

Connaissant la valeur du bleu déterminée sur l'une des fractions les plus fines 0/d, on peut calculer celle de la fraction globale 0/D à partir de la courbe granulométrique du sol.

$$V_B = V_B (0/d) \times \frac{Cd}{100}$$

Les étapes de cet essai sont résumées comme suit :

1. Verser un échantillon de sol sec dans le Bécher et ajouter avec de l'eau distillée jusqu'au trait de jauge. Agiter sans arrêt le mélange à l'aide de l'agitateur à ailettes. Enfin Ajouter 5 cm³ de bleu de méthylène dans le Bécher.
2. Prélever une goutte de mélange et la placer sur papier filtre. Si la tache est entourée d'une auréole humide incolore, le test est négatif. Dans ce cas, on ajoute du bleu de méthylène par prises de 5cm³ jusqu'à ce que le teste soit positif.
3. Si la tache centrale est entourée d'une auréole bleu turquoise, le test est positif. Dans ce cas l'essai est terminé, les particules argileuses sont alors saturées en Bleu de Méthylène.



Photos II-9 : Les étapes d'essai au bleu de méthylène

Le tableau II-6 donne la valeur de V_B pour nos échantillons.

Tableau II-6 : Valeurs des coefficients V_B de la marne de bouhraoua

<i>Matériaux</i>	<i>Marne de bouhraoua</i>
Valeur de V_B	1.21

D'après ce résultat, si nous adoptons la classification du tableau II-7, on trouve que notre matériau est : *très pollué*.

Tableau II-7 : Classification des sols selon la valeur de V_B .

<i>Valeur de V_B</i>	
$V_B < 0,2$	<i>Matériau propre</i>
$0,2 < V_B < 0,5$	<i>Matériau légèrement pollué</i>
$0,5 < V_B < 1$	<i>Matériau pollué</i>
$V_B > 1$	<i>Matériau très pollué</i>

II-4-3 Essai de compactage et de portance :

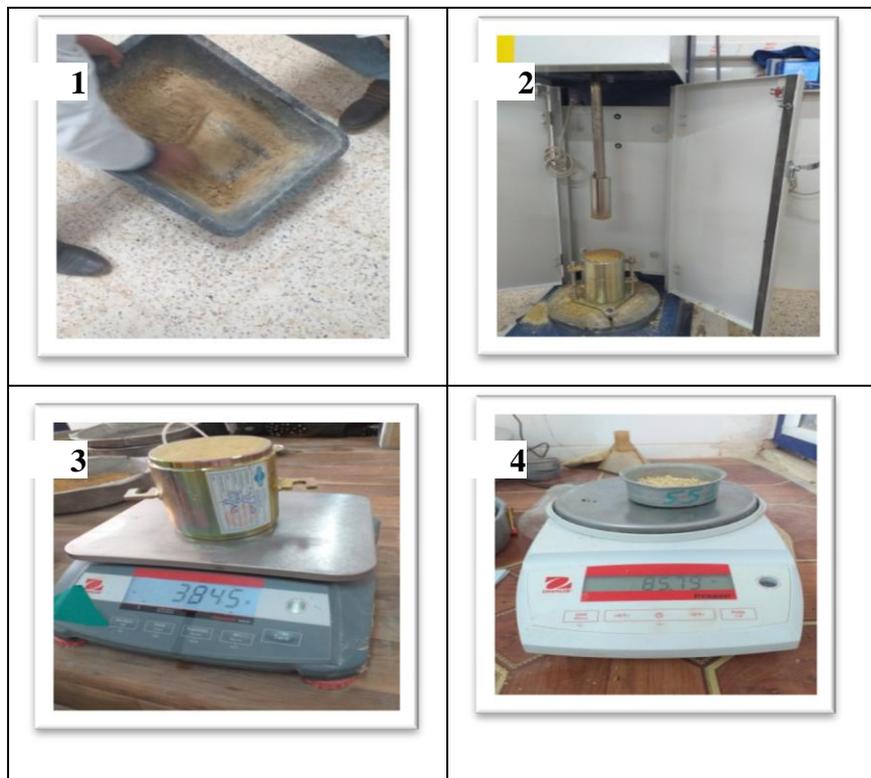
II-4-3-1 Essai Proctor Modifié :

L'essai a été réalisé selon les prescriptions de la norme **NF P 94-093**. Il a pour but de déterminer les conditions optimums de compactage des sols, pour obtenir la meilleure compacité, la meilleure cohésion et la meilleure stabilité avec une énergie d'intensité normalisée. L'essai consiste à compacter un certain nombre d'échantillons à différentes

teneurs en eau et à même niveau d'énergie de compactage (2472 kJ/m^3). Cette énergie est appliquée au sol en 5 couches de 55 coups de dames dans le moule CBR. A chaque teneur en eau on utilise un nouvel échantillon de matériau pour déterminer la densité sèche maximale.

Les étapes de cet essai sont les suivant :

1. Malaxer bien le mélange à la main 5.5 kg de notre matériau et une quantité d'eau pour avoir la teneur en eau souhaitée.
2. Compacter le matériau en 05 couches avec 55 coups pour chaque couche de manière à avoir la dernière débordant légèrement le haut de moule.
3. Enlever la hausse et araser soigneusement le haut du moule et peser le moule avec le sol.
4. On prend de chaque cotés (au-dessus et au-dessous) de ce moule une quantité pour la détermination de la teneur en eau. Mettre les tares dans l'étuve à 50°C pendant 48heures.



Photos II -10 : les étapes essai Proctor modifié

La figure II-4 présente les résultats de cet essai. Les caractéristiques optimales déduites de cette courbe sont résumées dans le tableau II-7.

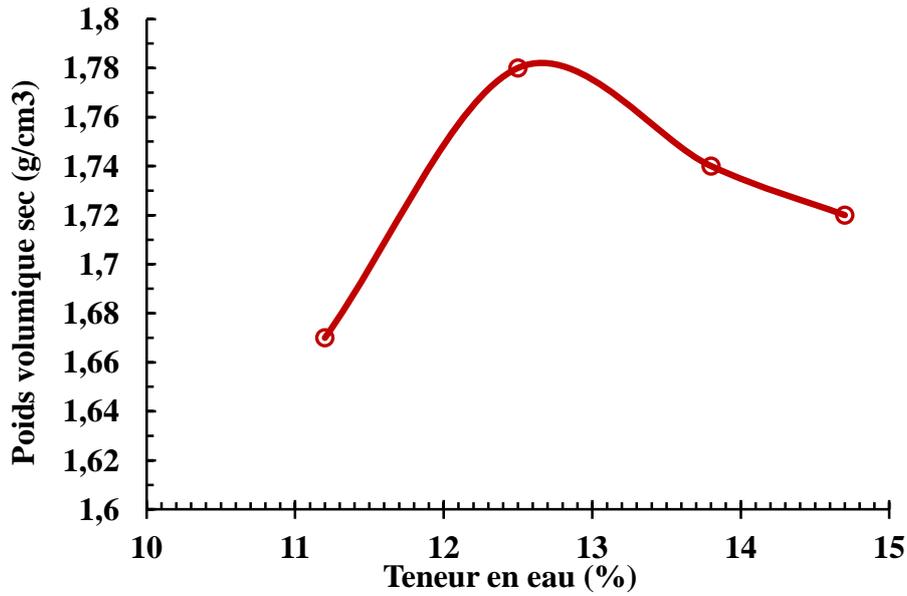


Figure II-4 : Courbe Proctor modifié de la marne de bouhraoua

Tableau II-8 : Résultats récapitulatifs de l'essai de compactage.

Matériau	γ_{dmax} (t/m ³)	ω_{opt} (%)
Marne de bouhraoua	1.74	13.8

D'après ces résultats on constate que la courbe de l'échantillon représente à 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 veut dire que les fines existantes est sensible à l'eau.

L'effondrement de la courbe s'explique par la présence des fines argileuses qui rendent le matériau imperméable à forte teneur en eau, il s'agit d'un matériau sensible à l'eau.

II-4-3-2 Essai CBR :

L'essai est réalisé selon la norme **NFP 94-078** soit :

- Immédiatement après le compactage.
- Après quatre heures d'immersion.

L'essai consiste à poinçonner dans le moule CBR, des éprouvettes réalisées à des teneurs en eau égale à l'optimum de l'essai Proctor modifié.

D'abord on trace les courbes qui représentent la pression du piston en fonction de son enfoncement, puis on détermine l'indice CBR ($CBR = \text{Sup} \{P(2,5) / 0,68 ; P(5) / 1,02\}$).

La variation de la pression du piston en fonction de son enfoncement, pour les deux essais CBR immédiat et imbibé est représenté sur la figure II-5a et II-5b respectivement.

Les étapes des essais CBR immédiat et imbibé sont résumées suivant respectivement.

1. Mélanger 5,5 kg de matériau (passant de 20 mm) avec l'eau de tel sort que $w = w_{\text{opt}}$. Compacter le matériau dans le moule CBR en 5 couches avec 55 coups pour chacune.
2. Placer immédiatement après compactage l'ensemble (plaque de base, moule, éprouvette, les surcharges) sur la presse en position centrée par rapport au piston de poinçonnement.
3. Approcher, la surface supérieure de l'éprouvette vers le piston, jusqu'à ce que le piston vienne affleurer le matériau et régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique mesurant l'enfoncement du poinçon. Exécuter le poinçonnement en maintenant la vitesse à 1.27mm/min. Enregistrer les lectures obtenus du poinçonnement.



Photos II-11: les étapes d'essai CBR immédiate

1. Après le compactage de matériau comme l'essai CBR immédiat, placer un papier filtre à la surface puis disposer au-dessus le disque de gonflement et les surcharges. Fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied à la mise à zéro.
2. Placer ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2 cm l'éprouvette.

- Après 4 heures d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement H indiquée par le comparateur. Laisser égoutter quelques minutes et déposer le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement mesurent l'enfoncement du poinçon même méthode avec CBR immédiate.



Photos II-12 : les étapes d'essai CBR imbibé

CBR immédiat

CBR imbibé

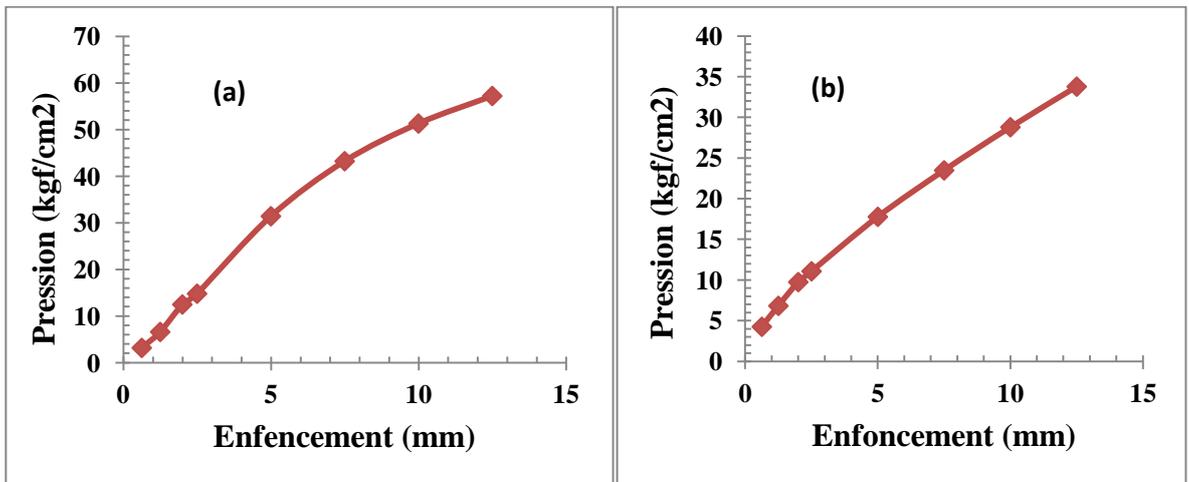


Figure II-5 : variation de la pression en fonction de son enfoncement de la marne de bouhraoua

Le tableau II-8 représente les différentes caractéristiques de compactage et de portance de notre échantillon.

Tableau II-9 : Résultats récapitulatifs de compactage et de portance.

<i>Essais</i>	<i>Proctor Modifié</i>		<i>Portance</i>		
	(%)	(t/m ³)	<i>I CBR Immédiat</i>	<i>4heures d'immersion</i>	
<i>Matériaux</i>				<i>γ_{dmax}(t/m³)</i>	<i>I CBR</i>
<i>Marne de bouhraoua</i>	13.8	1.74	29.91	1.74	16.23

D'après ces résultats on constate que, l'indice CBR immédiat est plus grand que l'indice CBR après 4 heures d'immersion. En effet, On constate, une diminution de 45 %. Ce fort pourcentage veut dire que notre échantillon est sensible à l'eau.

II-4-4 Essai de compression simple :

Cet essai est empirique, introduit pour les matériaux locaux pour la première fois par FENZY (1957), il est réalisé sur tous les matériaux sahariens sur la fraction < 5mm. Cet essai sert à évaluer la cohésion du matériau. Dans notre cas, nous avons effectué cet essai sur une série d'éprouvettes cylindriques de dimensions ($\varnothing = 5cm, H = 10cm$), confectionnées à la teneur en eau optimale du Proctor modifié et à différentes compacités théoriques.

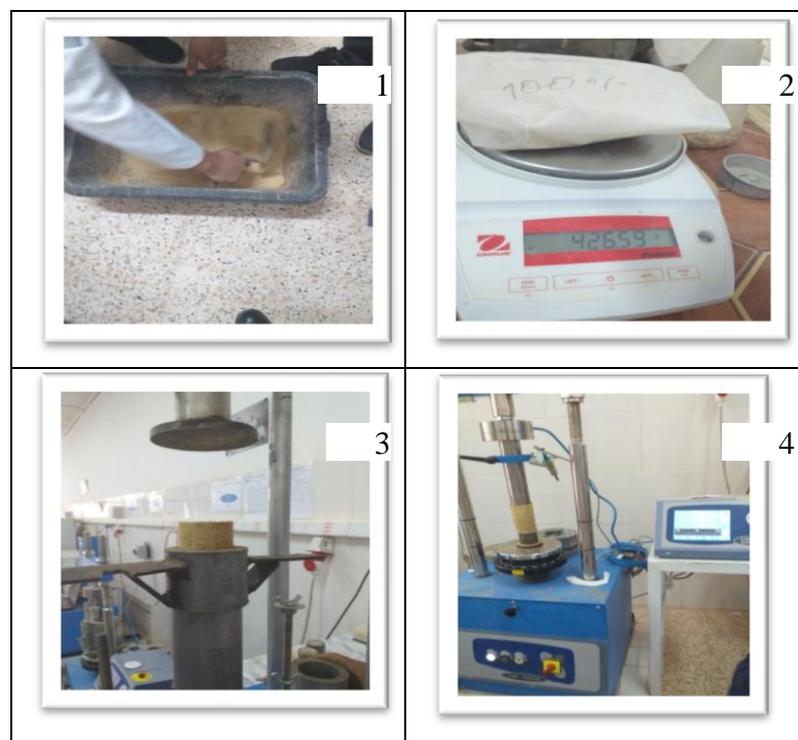
Le compactage est réalisé selon la norme **NFP 98- 230-2**, sur la fraction 0/5, à l'aide d'une presse hydraulique et des moules à double piston (Photo II-3). Le matériau est compacté en une seule fois dans le moule. Le séchage des éprouvettes démoulées se fait à l'étuve à 55°C pendant 48h.

**Photo II-13** : Moules de confection.

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.

Résume les étapes de cet essai :

1. Malaxage d'échantillon confectionné à la teneur en eau optimale du Proctor modifié.
2. Pesé deux échantillons pour chaque compacité théorique (100% ,98%, 95%).
3. Confection et démoulages des éprouvettes dans un moule cylindrique à double piston et de dimensions normalisées.
4. Ecrasement des éprouvettes dans la presse CBR.



Photos II-14 : Les étapes d'essai de compression simple.

La figure II-6 présente la variation de la résistance à la compression en fonction de la compacité

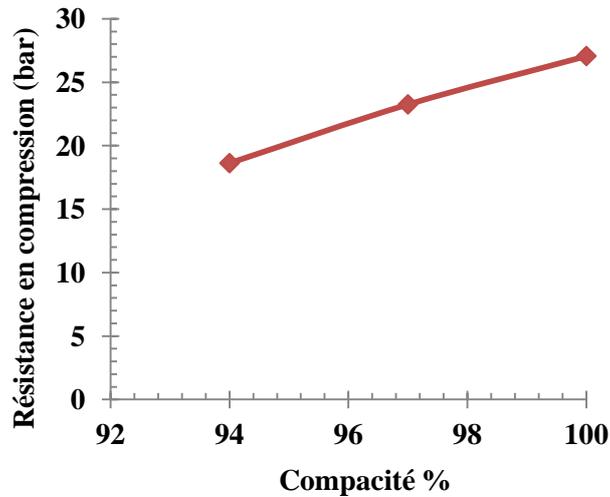


Figure II-6 : Variation de la résistance à la compression de la marne de bouhraoua en fonction de la compacité.

La figure II-7 montre que la résistance augmente d'une manière plus au moins linéaire avec l'augmentation de la compacité.

La résistance à la compression correspondante à 97% de compacité, est de l'ordre de 23.25 bars. Tandis que la résistance à la compression correspondante à 94% de compacité, est de l'ordre de 18.62 bars. Donc, la chute est de 25%, lorsque la compacité passe de 97% à 94%.

II-4-5 Analyse chimique sommaire :

Les analyses chimiques de notre échantillon ont été réalisées au niveau du service chimie du laboratoire des travaux publics du sud à Ghardaïa.

- **Le résidu insoluble :** il est constitué de silice essentiellement. Il provient de l'attaque par l'acide chlorhydrique (HCl) à 10 % et à chaud.
- **Le carbonate de calcium ($CaCO_3$) :** il est déterminé à partir du volume du CO_2 dégagé par attaque à l'acide chlorhydrique.
- **Les sulfates :** ils s'obtiennent par précipitation du sulfate de baryum ($BaSO_4$) dans le filtrat en provenance d'attaque au HCl à 10% et à chaud.

Les résultats de cet essai sont récapitulés sur le tableau II-9. Tableau II-10 présente la Classification du sol en fonction de la teneur en carbonate de calcium.

D'après les résultats de tableau II-9 et selon la classification du sol en fonction de la teneur en carbonate de calcium, on constate que notre matériau est classé comme « Marne », avec une teneur en CaCO_3 de 65%.

Tableau II-10 : Résultats analyses chimiques.

<i>Caractéristiques</i>	<i>formule</i>	<i>Marne de bouhraoua</i>
<i>insolubles</i>	/	24.3
<i>Carbonate de calcium</i>	CaCO_3	65
<i>Sulfates</i>	$\text{CaSO}_4 ; 2\text{H}_2\text{O}$	1.71

Tableau II-11 : Classification du sol en fonction de la teneur en carbonate de calcium.

<i>Nature du sol</i>	W_{CaCO_3} (%)
<i>Argile ou limon</i>	0 – 10
<i>Argile marneuse ou limon marneux</i>	10 – 30
<i>Marne</i>	30 – 70
<i>Calcaire marneux</i>	70 – 90
<i>Calcaire</i>	90 – 100

II-6 Classification de la marne de bouhraoua

II-6-1 Classification USCS :

D'après la classification USCS (*Unified Soil Classification System*) (Tableau II-12), notre matériau est classé comme **GA (GC)** (Grave argileuse).

Tableau II-12 : Classification USCS des sols grenus (plus de 50 % d'éléments > 0,08mm)

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
			Gm (GP)	Une des conditions de Gb n'est pas satisfaite	Grave propre mal graduée
		plus de 12% d'éléments < 0.08 mm	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
			Sm (SP)	Une des conditions de Sb n'est pas satisfaite	Sable propre mal gradué
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	SL (SM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Sable limoneux
			SA (SC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave Argileux

II-6-2 Classification GTR (cas des sols fins) :

Selon la Classification **GTR (NF P 11-300)** (cas des sols fins), on peut classer notre matériau suit :

$$D_{\max} < 50\text{mm.}$$

$$\text{Passant à } 80\mu\text{m} = 55\% > 35\%$$

$$12\% < IP = 20.76 < 25\%$$

Donc selon ces valeurs, la classification de notre matériau est **A2** Sachant que la classe A2 est « sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes. »

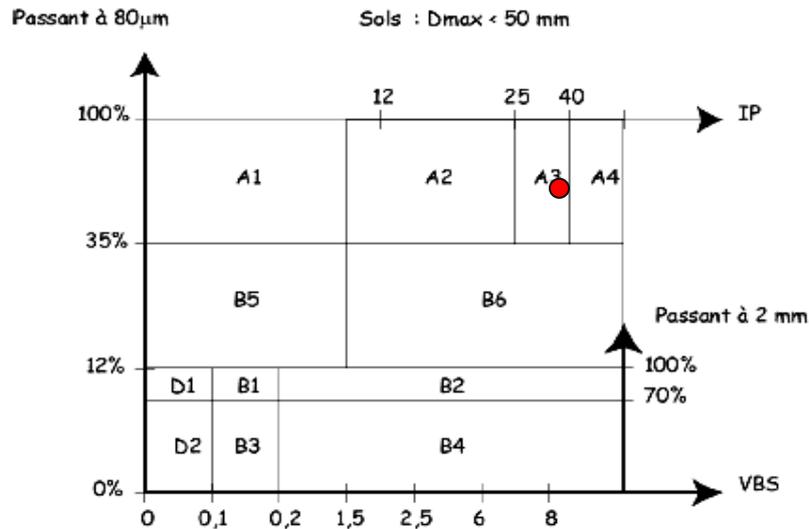


Figure II-7 : Classification des sols fins selon GTR.

II-7 Conclusion :

Les essais d'identification géotechnique ont pour but de situer les matériaux routiers par rapport aux spécifications et normes retenues pour leurs emplois en corps de chaussée, pour une éventuelle sélection. Le travail expérimental est déroulé au Laboratoire des Travaux Publics du Sud (L.T.P.S) à Ghardaïa. Les essais réalisés nous ont permis de constater que :

- La marne est un matériau qui se compose essentiellement de calcaire ($\text{CaCO}_3 = 65\%$), il a une courbe granulométrique étalée, La fraction 0/80 μm est de l'ordre de 55%.
- Les essais de qualité des fines montrent que notre matériau est très pollué.
- Dans les essais de compactage nous avons vu que la marne est un matériau sensible à la teneur en eau.

Nous constatons dans cette partie de notre étude que certaines caractéristiques géotechniques de notre échantillon (granulométrie, qualité des fines, résistance mécanique) sont médiocres par rapport aux matériaux routiers habituels. Dans ce qui suit on va essayer de faire la correction de ces caractéristiques par le traitement de notre matériau avec deux types de ciment.

Chapitre III : Traitement de la marne

III-1 Introduction:

Dans le chapitre précédent, nous avons effectué une identification géotechnique et minéralogique de la marne, permettant de la classer et d'identifier son utilisation potentielle dans la construction des chaussées. Nous avons vu que certaines caractéristiques géotechniques sont médiocres et ne répondent pas aux exigences. Afin de profiter au mieux de ce type de sols, cette deuxième partie de ce travail est consacré à la correction des caractéristiques qui ne répondent pas aux exigences des critères, avec une technique de traitement économique permettant de valoriser la marne dans le domaine de la géotechnique routière. En effet, on va étudier les effets de l'ajout de la bentonite et de ciment (ordinaire ou blanc) sur les caractéristiques de compactage, la résistance à la compression et la perméabilité de la marne. Le ciment peut être utilisé en petites quantités comme additif au mélange sol-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.

III-2 présentation des additifs utilisés :

III-2-1 Bentonite :

En Algérie, les gisements de bentonite les plus importants économiquement se trouvent dans l'Oranie (ouest de l'Algérie). On relève en particulier la carrière de Maghnia (Hammam Boughrara au niveau de Tlemcen) dont les réserves sont estimées à un million de tonnes et celle de Mostaganem avec des réserves de deux millions de tonnes (Bental, 2002).

La bentonite utilisée au cours de notre travail est une argile naturelle (bentonite de Maghnia), extraite du gisement de Hammam Boughrara situé à 600 km à l'ouest de la capitale. Elle nous a été fournie non traitée à l'état finement broyé par la société (ENOF) conditionnée dans des sacs de 50 kg (Photos III -1).

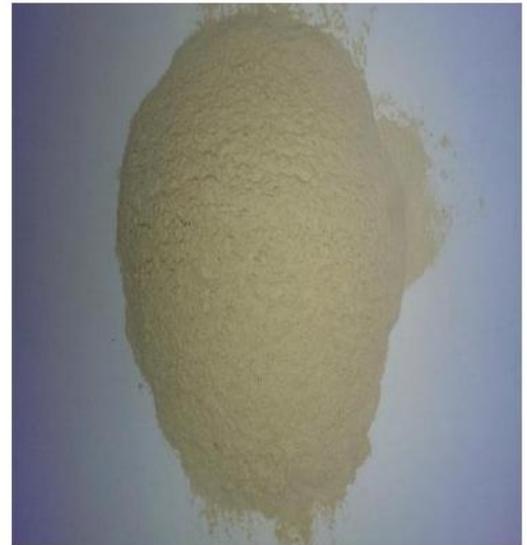


Photo III-1 : Bentonite de Maghnia [Hammam Boughraa]

III-2-2 Ciment :

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 de hauts-fourneaux, les cendres volantes, la pouzzolane naturelle, le calcaire, les schistes calcinés et la fumée de silice.

III-2-2-1 Ciment noire utilisé :

Le ciment utilisé dans cette étude est un le CPJ (M'Sila), nommé MATINE CPJ-CEM II/B 32.5 nommé « ciment noir ».



Photo III-2: MATINE Ciment CPJ-CEM II/B 32.5

III-2-2-2 Ciment blanc utilisé :

Le ciment utilisé dans cette étude est le ciment blanc nommé MALAKI NA 442 CEM II /B-L 42,5N



Photo III-3 : Le ciment Blanc (MALAKI) NA 442 CEM II /B-L 42,5N

III-3 Essais réalisés :

Le mélange opté, 8% bentonite + 92% marne, est traité par trois teneurs massiques en ciment (blanc ou ordinaire) 1,5 ; 3% et 5%.

Les mélanges sont :

- ✓ 1^{er} mélange : 92% marne, 8% bentonite et 1.5% ciment noir, nommé 1.5% CN +8% B ;
- ✓ 2^{ème} mélange : 92% marne, 8% bentonite et 1.5% ciment blanc, nommé 1.5% CB +8% B ;
- ✓ 3^{ème} mélange : 92% marne, 8% bentonite et 3% ciment noir, nommé 3% CN +8% B ;
- ✓ 4^{ème} mélange : 92% marne, 8% bentonite et 3% ciment blanc, nommé 3% CB +8% B ;
- ✓ 5^{ème} mélange : 92% marne, 8% bentonite et 5% ciment noir, nommé 5% CN +8% B ;
- ✓ 6^{ème} mélange : 92% marne, 8% bentonite et 5% ciment blanc, nommé 5% CB +8% B ;

La conduite de l'étude de formulation est faite selon l'organigramme suivant :

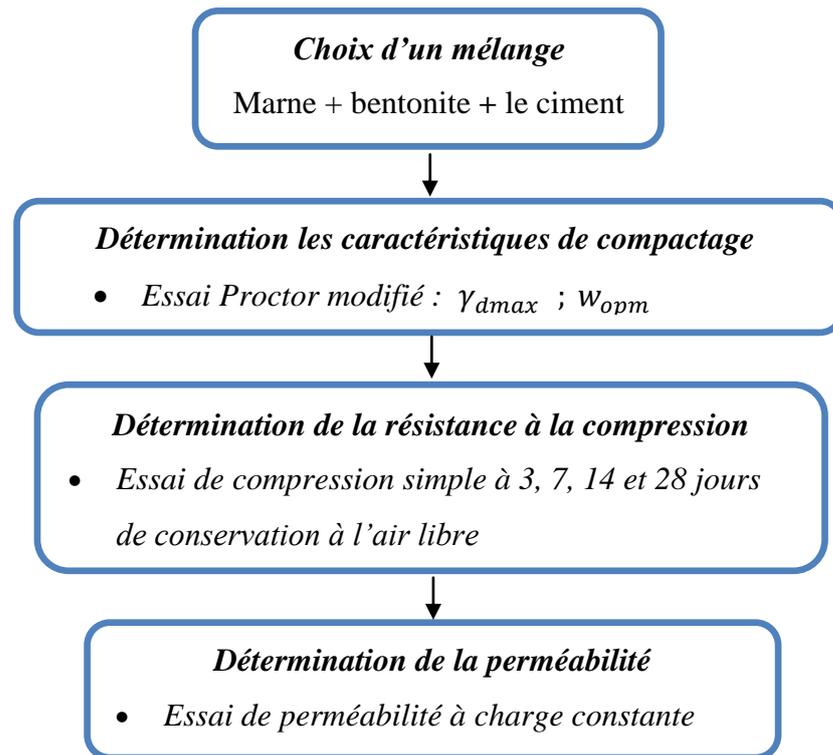


Figure III-1 : Organigramme de conduite d'une étude de formulation.

III-3-1 Influence du traitement sur les caractéristiques de compactage :

L'essai Proctor modifier a été effectué sur le mélange marne bentonite traitée à différents dosages de ciment noir ou blanc (1,5%, 3% et 5%). Ce type d'essai est considéré comme la référence de compactage des matériaux utilisés dans les terrassements routiers (sol support, remblai et couche de forme). Le but de ces essais est de mettre en évidence l'influence de dosage de produit de traitement sur les paramètres de compactage à savoir la teneur en eau optimale (w_{optm}) et la densité sèche maximale (γ_{dmax}).

Les résultats de l'essai Proctor modifié sont représentés dans la figure II-2 et II-3.

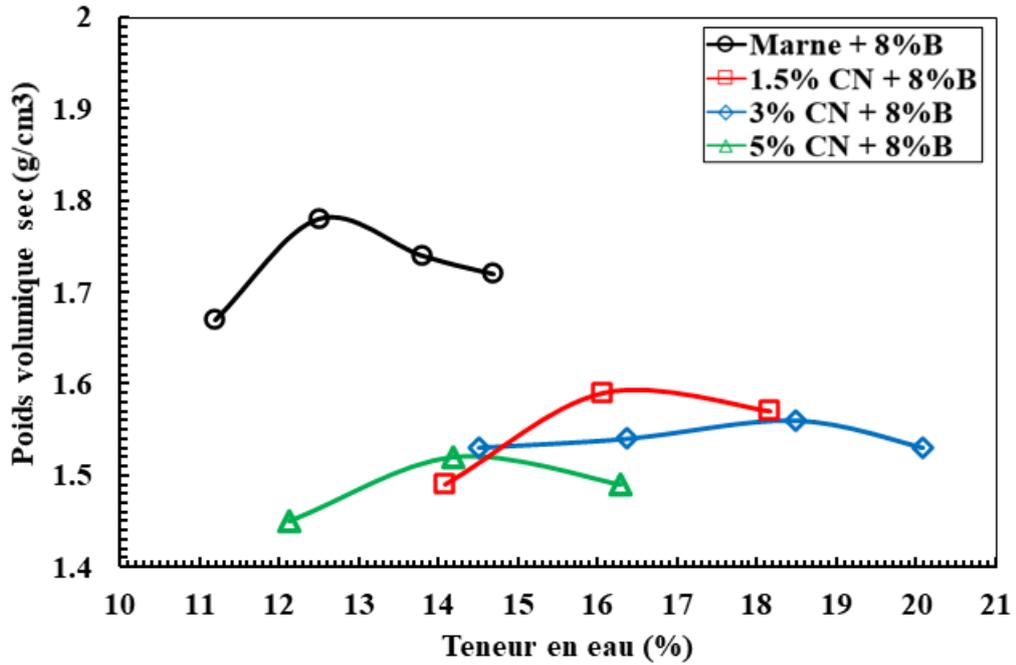


Figure III-2 : Courbes Proctor Modifié des mélanges marne bentonite traitée pas le ciment noir.

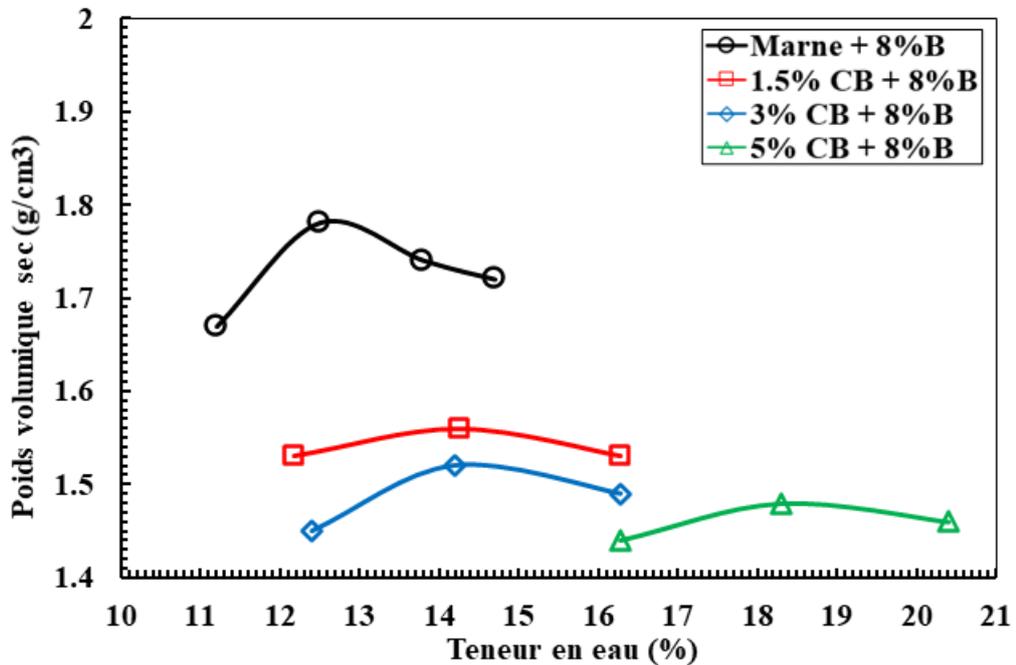


Figure III-3 : Courbes Proctor Modifié des mélanges marne bentonite traitée pas le ciment blanc.

D'après les figures III-2, III-3 nous constatons qu'une sensibilité à l'eau des mélanges se traduit par des courbes Proctor de formes variées. Pour le mélange brut, la courbe Proctor présente une forme accentuée, ce qui explique une sensibilité du sol à l'eau.

Pour les mélanges traités les courbes Proctor sont déplacées vers la droite, elles présentent une forme aplatie et les optimums Proctor sont déplacés vers les teneurs en eau plus fortes par rapport au mélange brute, en augmentant la teneur en eau optimale et en réduisant la densité sèche maximale. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à l'accroissement de la surface totale des particules des mélanges traités par les grains fins du ciment additionné, et la diminution de la densité sèche maximum est due au faible poids volumique du ciment.

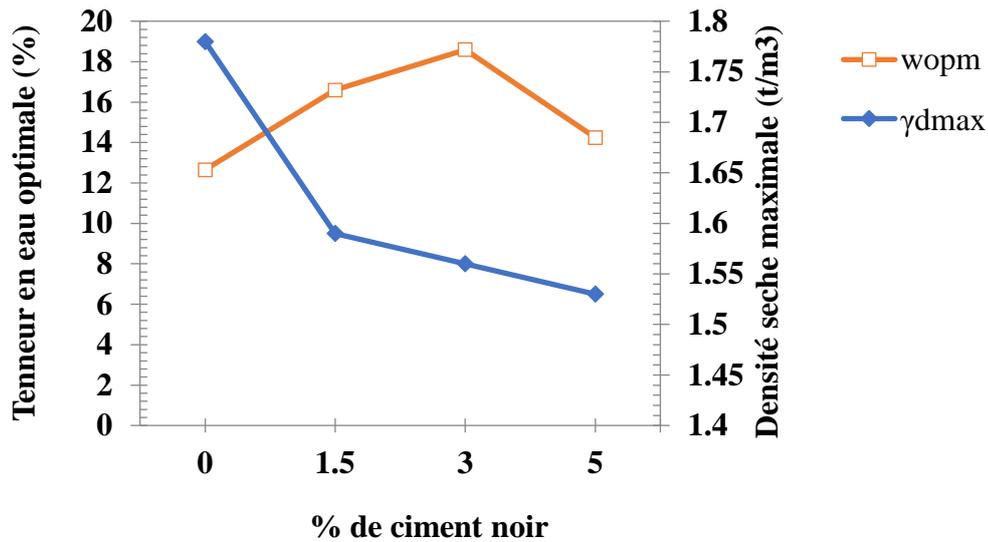


Figure III-4: Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale en fonction du pourcentage de ciment noir.

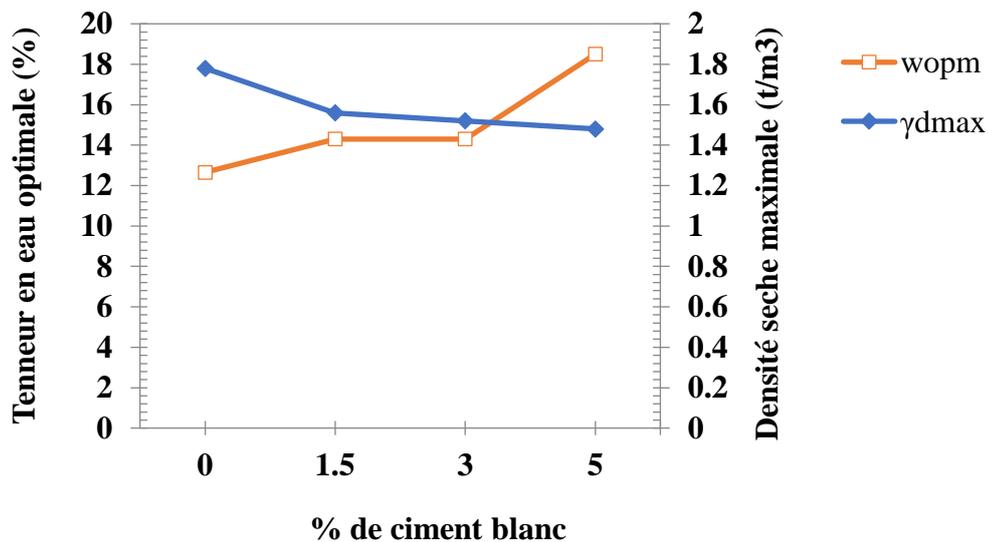


Figure III-5: Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale en fonction du pourcentage de ciment blanc.

D'après les figures III-4 et III-5, la densité sèche maximale diminue tandis que la teneur en eau optimale augmente. Cet effet constitue manifestement un avantage pour des sols où la teneur en eau naturelle est trop élevée. Le traitement au ciment permet donc de transformer en quelques minutes un matériau plastique, collant et difficile à compacter, en un matériau rigide, facile à manipuler et à mettre en œuvre, et qui présente de plus une excellente portance.

Donc, le traitement au ciment réduit la valeur de la densité sèche maximale et augmente la valeur de la teneur en eau optimale.

III-3-2 Influence du traitement sur la résistance à la compression :

Pour voir l'influence de traitement sur la résistance à la compression de notre échantillon, nous avons fabriqués des éprouvettes cylindriques de dimensions ($\emptyset = 5\text{cm}$, $H = 10\text{cm}$) confectionnées à la teneur en eau du Proctor modifié et à compacité théorique égale à 98%, conservées à l'air libre ($T = 30 \pm 5^\circ\text{C}$) pendant 3, 7, 14 et 28 jours.

Les étapes de compactage ainsi que de l'écrasement des éprouvettes ont été déjà expliquées. Les résultats exprimés pour chaque essai sont les moyennes de 3 valeurs. La fabrication des éprouvettes comporte les trois phases suivantes:

- Fabrication d'un mélange homogène du Marne+ bentonite + liant + eau ;
- Compactage statique à l'aide d'une presse hydraulique ;
- Démoulage et conservation à l'aire libre.

Les figures ci-après représentent l'évolution de la résistance à la compression de notre échantillon traité.

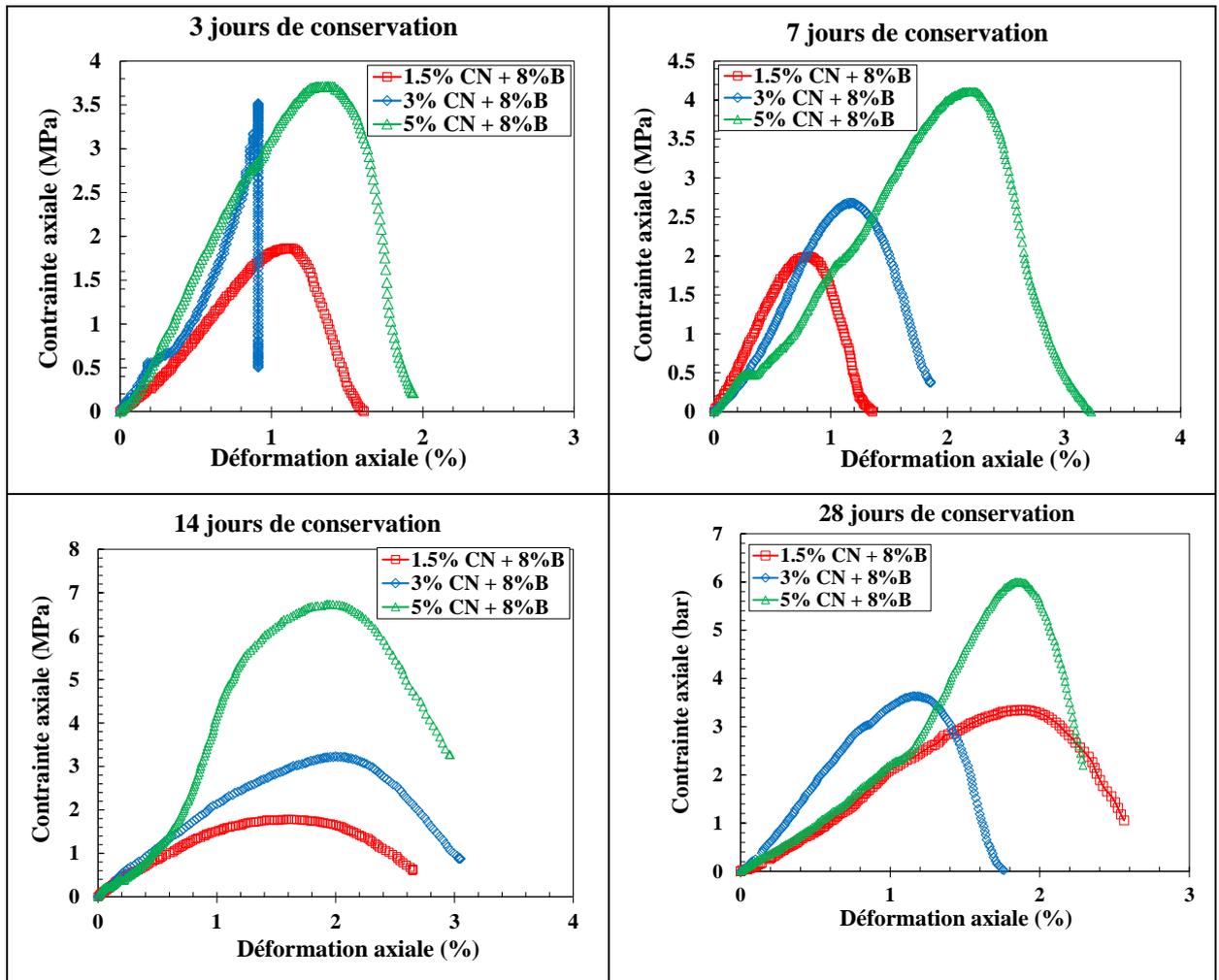


Figure III-6 - Evolution de la résistance à la compression en fonction de la durée de conservation de la marne traité au ciment noir.

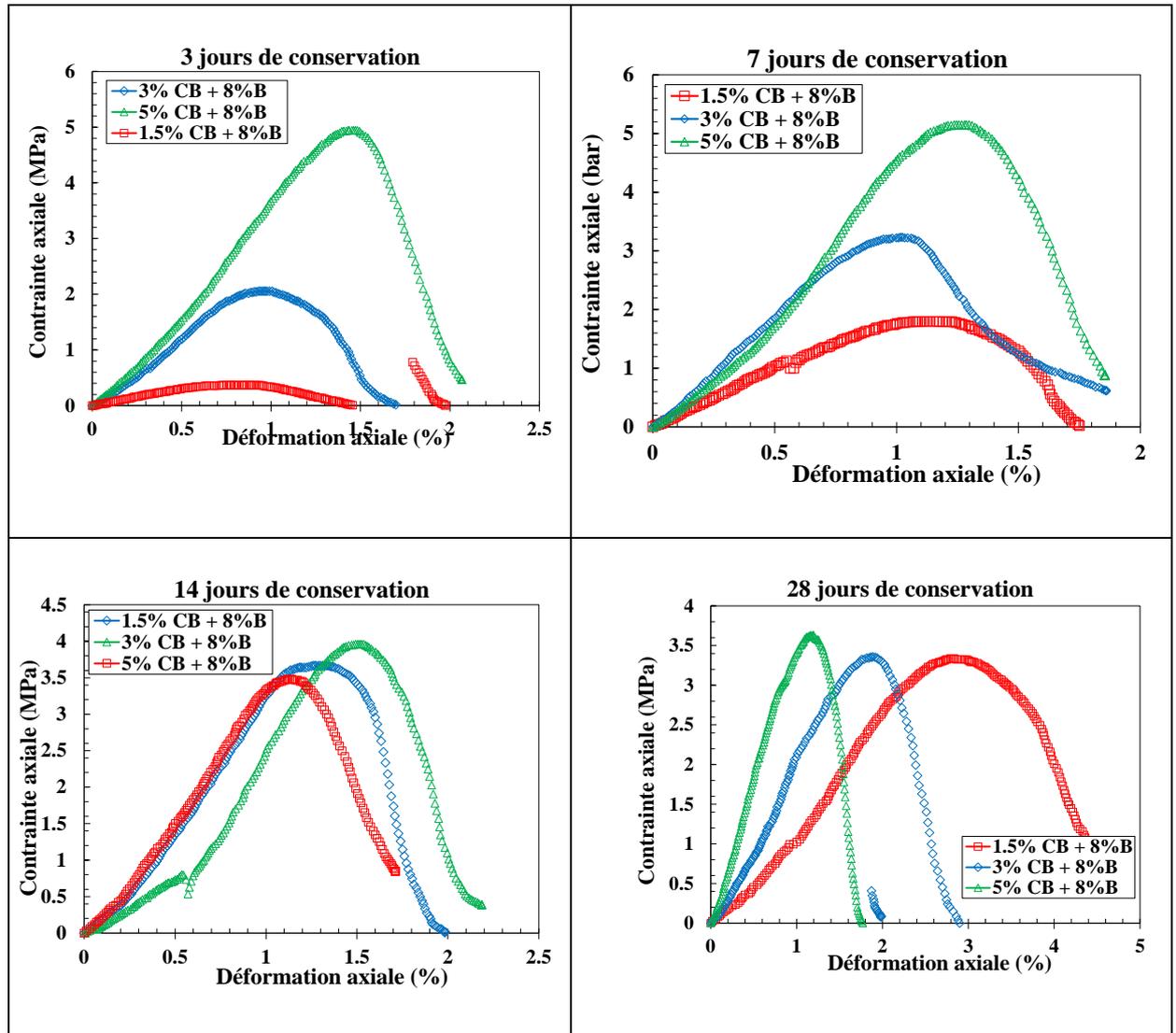


Figure III-7 - Evolution de la résistance à la compression en fonction de la durée de conservation de la marne traité au ciment blanc.

D'après la figure I-16 et I-17, on remarque que :

- La contrainte axiale augmente avec la déformation axiale jusqu'à atteindre un pic, ensuite la rupture se propage et la contrainte axiale diminue progressivement ;
- La contrainte axiale maximale σ_{\max} augmente avec le pourcentage de ciment ajouté ;
- Une augmentation significative de la contrainte axiale est enregistrée pour des faibles déformations, Ceci traduit la rigidité initiale importante des échantillons ;
- Après 28 jours de conservation, le traitement de notre échantillon par 5% de ciment noir acquière la bonne résistance à la compression avec une valeur dépasse 6 MPa.

III-3-3 Influence du traitement sur la perméabilité

L'essai réalisé est l'essai de perméabilité à charge variable selon la norme 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 est constitué d'une bague en acier inoxydable de diamètre intérieur 101,6 mm et d'une hauteur de 116 mm (Figure III-8). 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 gradué. L'essai est réalisé à charge hydraulique variable sous une pression initiale définie. On refaire 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 :

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

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.

Pour la détermination de la perméabilité on procède à charge variable dont l'échantillon est préparé à bas des données de l'OPM puis placée ces deux bases avec des pierres poreuses avec une vitesse de compactage constante 1.27 mm/min. D'après le compactage statique, en immerger le moule dans l'eau pendant 48h pour saturation des mélanges (Figure III-8).

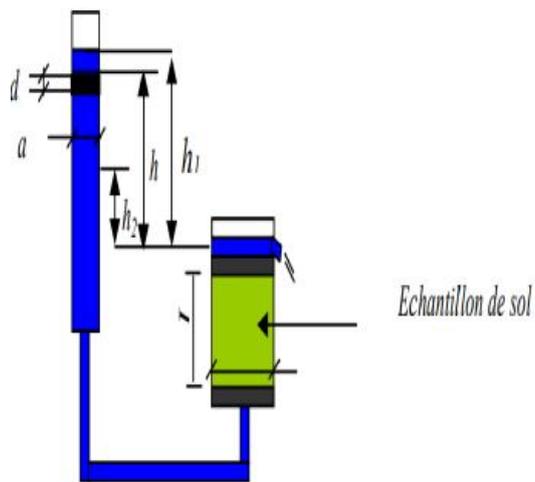


Figure III-8 : Essai de perméabilité à charge variable.

Le tableau III-1 montre l'évolution de la conductivité hydraulique saturée à charge variable avec l'ajout de ciment. Nous remarquons que la conductivité hydraulique saturée diminue en fonction de ciment ajouté.

Tableau III-1 : perméabilité en fonction de pourcentage du ciment

	Pourcentage	Ksat (cm/s)
Matériau brut	0	$5,95 \times 10^{-5}$
Ciment noir	1.5	$1,65 \times 10^{-5}$
	3	$1,37 \times 10^{-5}$
	5	$9,15 \times 10^{-6}$
Ciment blanc	1.5	$5,29 \times 10^{-5}$
	3	$4,26 \times 10^{-5}$
	5	$8,82 \times 10^{-6}$

III-4 Conclusion

Dans ce dernier chapitre nous avons vu l'influence du traitement au ciment (ciment blanc ou noir), sur les caractéristiques de compactage, l'évolution de la résistance à la compression et la perméabilité.

Au cours de cette étude, nous avons vu que le traitement au ciment conduit à une augmentation de la teneur en eau optimale et diminution de la densité sèche maximale.

L'étude de l'effet des traitements sur les performances mécaniques montrent que le ciment améliore considérablement la résistance à la compression, notamment le ciment noir.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire, un travail purement expérimental qui a duré près de 4 mois au sein des laboratoires des travaux public du sud (LTPS). Le travail réalisé fait partie d'un projet global mené sur l'étude des marnes de la région de Ghardaïa. Il a pour objectif principal leur caractérisation physique, chimique, minéralogique, mécanique et traité ce sol mélangé avec 8% de la bentonite traité avec ciment blanc et ciment noire pour comprendre mieux son comportement.

Notre étude entre dans le cadre de valorisation des matériaux locaux afin de généraliser leurs utilisations dans les centres d'enfouissement, dans le but de protéger l'environnement, et pour réduire l'épaisseur des structures de chaussées proprement dites, et éviter le recours à des transports onéreux et gênants, les deux contribuant de manière sensible à l'économie des projets.

Les essais d'identification géotechnique réalisés sur notre matériau, nous ont permis de constater que certaines caractéristiques géotechniques entrent dans les règles de spécification d'utilisation des marnes en Algérie, par contre il y'a d'autres qui sont médiocres par rapport aux matériaux routiers habituels.

Une étude sur le comportement hydromécanique du mélange bentonite-marne destiné à être utilisé comme matériau de barrière passive de CET dans les régions aride et semi-aride, avec ajout de ciment (1.5 % et 3% et 5%), a été présentée. Le pourcentage de bentonite utilisé est 8%.

Les conclusions suivantes sont basées sur les résultats et les discussions obtenus à partir des essais de compactage, de résistance à la compression et de perméabilité :

- ✓ La densité sèche maximale du mélange diminue au fur et à mesure que le dosage en ciment augmente ;
- ✓ La teneur en eau optimale augmente avec le ciment ajouté.
- ✓ La perméabilité diminue avec l'augmentation de pourcentage du ciment ;
- ✓ La résistance à la compression non confinée des mélanges marne-bentonite augmente avec la teneur en ciment.

Finalement, on conclut que les formulations à base 8%bentonite-92% marne traité au ciment peut répondre 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 des CET. Dons des essais complémentaires à réaliser, au courte et à long terme.

- L'étude de comportement avec ou sans traitement à long terme ;
- La recherche d'autres procédés de traitement avec d'autres types de liants (laitiers, cendres volantes,)
- Étude de la résistance au cisaillement (l'appareil triaxial).
- Une étude minéralogique approfondie (RX et MEB), dans le but de comprendre et d'interpréter bien les résultats.

Références Bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFNOR NF P 98- 230-2 : Essais relatifs aux chaussées- préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités – fabrication des éprouvettes de sables ou de sols fins par compression statique.

AFNOR NFP 11-300 : Exécution des terrassements- Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

AFNOR NFP 18-573 : Granulats- Essai los Angeles.

AFNOR NFP 18-598 : Granulats : équivalent de sable.

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

AFNOR NFP 94-011 : Sols : reconnaissance et essais – Description. Identification. Dénomination des sols – Terminologie. Éléments de classification.

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 a sec après lavage.

AFNOR NFP 94-068 : Sols : Reconnaissance et essais - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai a la tache.

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.

Abdellah Demdoun, (2019) : Comportement hydrique et mécanique d'un mélange de Bentonite -Sable Calcaire -Tuf : Application à la conception des Installations de Stockage des Déchets (ISD). Sciences de l'ingénieur [physics]. Université de Laghouat,

AbdelwadoudMehenni (2015): Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités. Autre. Université de Lorraine, 2015. Français.

- Agency Environment. (2011) :** Earthworks in landfill engineering document LFE4. Environment Agency, Bristol.
- Chalermyanont, T., et Arrykul, S. (2005) :** Compacted sand-bentonite mixtures for hydraulic containment liners. *Songklanakarin J. Sci. Technol*, 27(2): 313-323.
- Chapuis, R. P. (1990).** Sand-Bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Can. Geotech. J*, 27:47–57.
- Chapuis, R. P. (1990):** Sand-Bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Can. Geotech. J*, 27:47–57.
- Cho, W. J., Lee, J. O., et Kang, C. H. (2000) :** Influence of temperature elevation on the sealing performance of a potential buffer material for a high-level radioactive waste repository. *Annals of Nuclear Energy*, 27(14) : 1271-1284.
- Comité français des Géosynthétiques. (2011) :** Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiquesbentonitiques en installations de stockage de déchets, 85p
- Dumdum, A., Gueddouda, M. K., Goual, I., et Benabed, B. (2016a):** Geotechnical characterization of geomaterial blends with Bentonite of Maghnia for use as landfill liners. *Journal of Materials, Processes and Environment*, 4(2): 48-54.
- Fenzy, E. (1966) :** Particularité de la technique routière au Sahara. *Revue générale des routes et aérodromes*, 411: 57-71.
- Goual Idriss (2002) :** « Contribution à l'étude traitement aux liants hydrauliques des tufs de la région de Laghouat », thèse magistère, l'université de Amar Telidji Laghouat.
- Goual Idriss (2012) :** «Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat: Application en construction routière», thèse docteur Université aboubakr belkaid – tlemcen.
- Güney, Y., Koparal, S., et Aydilek, A. H. (2008) :** Sepiolite as an alternative liner material in municipal solid waste landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134 (8): 1166– 1180.

Iravanian, HuriyeBilsel (2014): Strength Characterization of Sand-Bentonite Mixtures and the Effect of Cement Additive, Article in Marine Georesources and Geotechnology · December 2014, See discussions,stats,andauthorprofiles for this publication

Kenney, T. C., Van Veen, W. A., Swallow, M. A., et Sungaila, M. A. (1992): Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixture. *Can. Geotech. J.*, 29: 364–374.

Koerner, R. M., et Daniel, D. E. (1997) : Final Covers for Solid Waste Landfills and Abandoned Dumps. American Society of Civil Engineers.

Komine, H. (2004). Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand–bentonite mixture backfills. *Applied Clay Science*, 26 (1–4): 13–19.

Komine, H., et Ogata, N. (2003): New equations for swelling characteristics of bentonitebased buffer materials. *Can. Geotech. J.*, 40: 460-475

Lamara, M., Gueddouda, M. K., et Benabed. B. (2006): Physical and chemical stabilization of expansive soil. *Revue Francais de Géotechnique*, (115):25-35.

Low, P. F. (1961). Physical chemistry of clay-water interactions. *Advan. Agron.* 13: 269-327

Loyer, M-D. (2013) : Impact sanitaire et environnemental du traitement des déchets. CERESERTI, disponible

MATE : Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Environnement et du Tourisme Algérien. (2005). Guide Algériens pour la conception de C.E.T des déchets ménagers.

MATE : Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Environnement et du Tourisme Algérien, (2013). Guide technique Algériens de la gestion des déchets ménagers

Philipponnat, G., et Hubert, B. (1997) : Fondations et Ouvrages en Terre. Editeur Eyrolles

Sällfors, G., et Öberg-Högsta, A. L. (2002) : Determination of hydraulic conductivity of sand- bentonite mixtures for engineering purposes. *Geotechnical & Geological Engineering*, 20: 65-80

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

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

Sivapullaiah, P. V., Sridharan, A., et Stalin, V. K. (2000): Hydraulic conductivity of bentonite sand mixtures. Can. Geotech. J, 37: 406–413.

Tran N. L. (1981) : Utilisation de l'essai au bleu de méthylène en terrassements routiers. Bulletin de Liaison. Labo.P. et Ch. 111. pp 5-16.

Watanabe D, et al. (2011) : Ethanol fermentation driven by elevated expression of the G1 cyclin gene CLN3 in sake yeast. J BiosciBioeng 112(6):577-82

Annexes

ANNEXE A

Tableau de Spécifications de ALLOUL (1981) et STRUILLOU (1984)

				poids	lourd	/jour	
			<	130	300	600	>
			130	300	600	1200	1200
Zone II sup- humide H=350 à 600 mm de pluie avec bon drainage exigé	% < 80 µm max	BF	30	30	30	30	30
	% > 4 mm min	BF	30	30	30	30	30
	% > 12,5 mm min	BF	10	10	10	10	10
	LA max, sur > 12,5 mm sec	B	100	55	35		
		F	100	100	100	100	100
	IP max, sur < 0,4 mm	BF	10	10	10	10	10
	CBRe à 4 j d'immersion min	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min, sur < 1 mm	B	70	70	70		
		F	60	60	60	60	60
% CaSO ₄ max, sur < 1 mm	BF	tr	tr	tr	Tr	Tr	
Zone III semi aride H= 100 à 350 mm de pluie par an sans exigence- de bon drainage	% < 80 µm max	BF	30	30	30	30	30
	% > 4 mm min	BF	30	30	30	30	30
	% > 12,5 mm min	BF	10	10	10	10	10
	LA max, sur > 12,5 mm sec	B	100	100	55	35	
		F	100	100	100	100	35
	IP max, sur < 0,4 mm	BF	13	13	13	13	13
	CBRe à 4 j d'immersion min	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min, sur < 1 mm	B	70	70	70	70	
		F	60	60	60	60	60
% CaSO ₄ max, sur < 1 mm	BF	05	05	05	05	05	

Zone IV aride	Rc (MPa) min, sur < 5 mm ; ($\gamma_d = 0,95$, γ_d opm ; 48 h à 55°C)	B	2,5	03	3,5		
		F	1,5	02	2,5	03	3,5
H<100 mm	IP max, sur < 0,4 mm	BF	16	16	16	16	16
de pluie par	CBRe à 4 j d'immersion min	BF	30	60	70	80	90
an sans	%(CaCO ₃ +CaSO ₄) min	B	70	70	70		
exigences de bon drainage	Sur < 1 mm	F	60	60	60	60	60
		BF	03	03	03	03	03
	%NaCL max , sur < 1 mm	BF	03	03	03	03	03

Caractéristiques à viser si possible, en Algérie pour le choix des tufs d'encroûtements, suivant la zone climatique et le trafic prévu, Tufs d'encroûtement déconseillés ; B : pour couche de Base ; F : pour couche de fondation ; traces ; Rc (Mpa) ; compression simple sur cylindres (5*10 cm) séchés 48 h à 55°C ; Ip indice de plasticité ; granulométrie sous eau après 48h dans l'eau : compactage CBR à 55 cops/couche à Wopm puis 4 jours d'immersion ; la Los Angeles sur granulométrie A,

ANNEXE B₁ : Analyse granulométrique des sols

Voie Humide

Echantillon : Marne de bouhraoua

Poids de l'Echantillon (g)	Tamis (mm)	Poids refus partiels (g)	Poids refus cumulés (g)	Poids refus cumulés (%)	Complément à 100	Tamisats %
1200g	5	0,37	0,37	0,03	99,97	100
	2	270,64	271,01	22,58	77,42	77
	1	116,48	387,49	32,29	67,71	68
	0,4	76,55	464,04	38,67	61,33	61
	0,2	26,97	491,01	40,92	59,08	59
	0,1	46,72	537,73	44,81	55,19	55
	0,08	0,74	538,47	44,87	55,13	55

ANNEXE B₂ : Analyse sédimentométrique

Température ° C	Temps	Durée de chute	R'=R -1000 R : lecture au densimètre	Correction (C)	Lecture corrigée R1=R'+C Ou R1=R'-C	Diamètre (D)	% des éléments (D) sur l'ensemble de l'échantillon
26.4°C	8H20	30 "	20	+1.116	21.116	0.075	55
26.4°C	8H21	01'	19	+1.116	20.116	0.055	52
26.4°C	8H22	02'	18	+1.116	19.116	0.038	50
26.4°C	8H25	05'	16	+1.116	17.116	0.025	45
26.4°C	8H30	10'	14	+1.116	15.116	0.017	39
26.4°C	8H40	20'	12	+1.116	13.116	0.012	34
26.4°C	9H00	40'	09	+1.116	10.116	0.008	26
24.4°C	09H40	80'	04	+0.664	4.664	0.006	22
24.4°C	10H40	160'	02	+0.664	2.664	0.004	05
23.8°C	12H20	320'	01	+0.748	1.748	0.003	04
28°C	24H	1440'	0.5	+1.614	2.040	0.002	04
-	48H	-	00	-	-	0.001	00
-	-	--	-	-	-	0.0005	-

Remarque:

R1=R' +C Si T° > à 20° C

$p' = \frac{y}{100} \times p$ avec y = % du passant à 0.080 mm = **55%**

R1= R' - C Si T° < à 20° C

ANNEXE B₃ : Limits d'atterberg

Echantillon : Marne de bouhraoua

Limite de plasticité

	1 ^{er} Essai	2 ^{ème} Essai	3 ^{ème} Essai
N° de la tare	D ₆	T _X	D ₂
Poids total humide	9,73	9,47	9,62
Poids total sec	9,48	9,26	9,37
Poids de la tare	8,48	8,44	8,37
Poids de l'eau	0,25	0,21	0,25
Poids du sol sec	1,00	0,82	1,00
Teneur en eau (%)	25,00	25,61	25,00
Moyenne	25,00	25,61	25,00

LP = 25,20

Limite de liquidité

	1 ^{er} Essai		2 ^{ème} Essai		3 ^{ème} Essai éventuellement	
Nombre de coups	18		24		34	
N° de la tare	0,55	139	125	355	108	294
Poids total humide	18,48	18,27	20,29	19,55	18,2	18
Poids total sec	16,96	16,8	18,36	17,8	16,89	16,73
Poids de la tare	13,79	13,71	14,09	13,94	13,87	13,79
Poids de l'eau	1,52	1,47	1,93	1,75	1,31	1,27
Poids du sol sec	3,17	3,09	4,27	3,86	3,02	2,94
Teneur en eau (%)	47,95	47,573	45,199	45,337	43,377	43,197
Moyenne	47,76		45,27		43,29	

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
 NF P 94 - 51

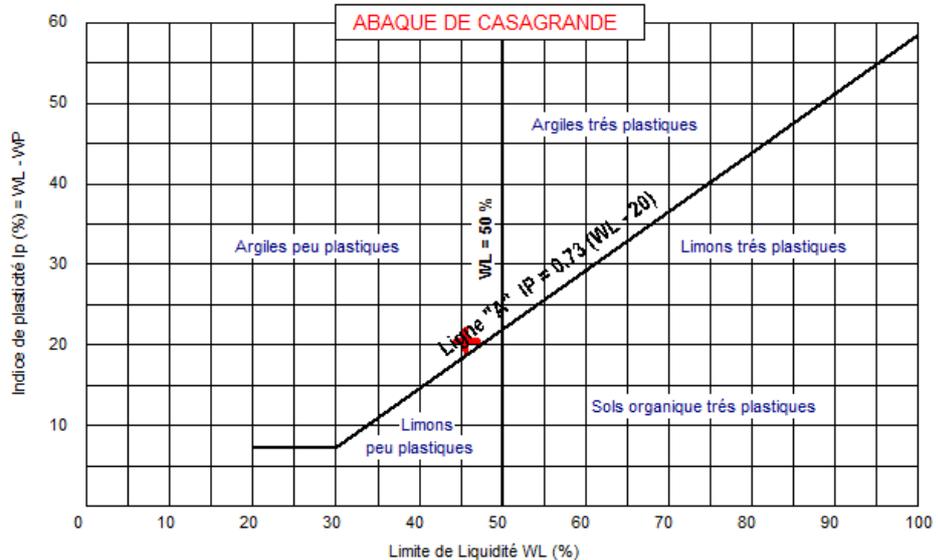
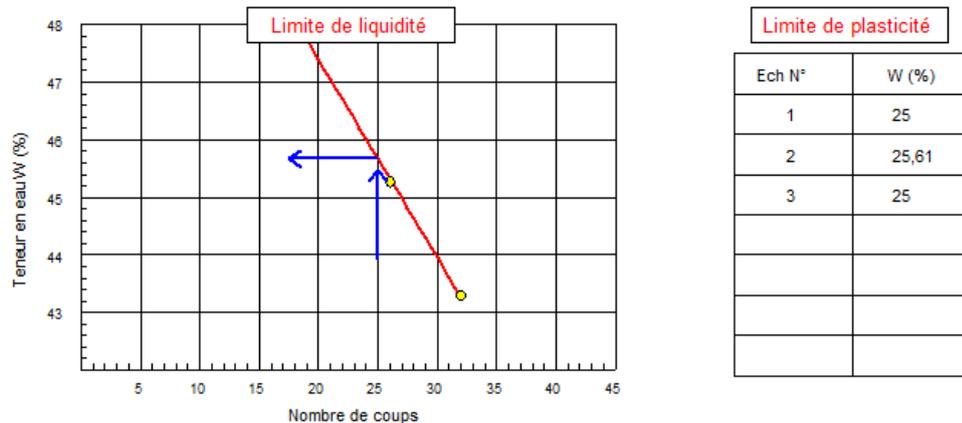
Client :
 Projet : RECHERCHE
 Endroit :

N° Projet : sans titre
 Réf. Client :
 N° rapport : Rév :

Echantillon n° : TUF
 Sondage n° :
 Profondeur :
 Matériaux :

Provenance :
 Endroit de prélèvement :
 Prélevé par : Reçu le :
 Date prélèvement : Date essais : 26.02.2020

Limite de Liquidité (%) : WL = 45,67 **Teneur en eau naturelle (%) : Weau =**
Limite de Plasticité (%) : WP = 25,20
Indice de Plasticité (%) : IP = 20,47



© Sothelis 2007

Remarque :

Préparé par : Date : Approuvé par : Date :

ANNEXE B₄ : Équivalent de sable

Echantillon : Marne de bouhraoua

Echantillon		
	Eprouvette 1	Eprouvette 2
Masse d'échantillon	120g	120 g
Hauteur totale (sable + floculat) H_1 (cm)	30,5	28
Hauteur de sable sédiment H_2 (cm)	03	03
$ES = \frac{H_2}{H_1} \times 100$	9,83	10,71
ES moyen (%)	10,27	

ANNEXE B₅ : Essai au bleu de méthylène

Echantillon : Marne de bouhraoua

PriseD'essai Mh =60 g		
Calcul de la Teneur en Eau		
Tare N°	G₂₅	E
PT	120,14	126,74
Ph+T	256,51	232,30
PS+T	254,95	231,12
ps	134,81	104,38
W (%)	1,15	1,13
W _{moy}	1,14%	
Ps=ph×100 / 100 +w (%) Ps = 59,32		

-Volume de bleu injecté dans la prise d'essai :
V = 125 cm³

-Valeur au bleu de la prise d'essai passant :
V_b = V/Ms = 125 / 59,32 = 1,27

ANNEXE B₆ : Essai Proctor modifié

Echantillon : Marne de bouhraoua

Poids d'eau ajoutée :	10%		12%		14%	
Poids total humide :	3792		3909		3904	
Poids du moule :	1717		1717		1717	
Poids du sol humide :	2075		2192		2187	
Poids du sol sec :	1885		1955		1913	
Volume du moule :	955		955		955	
Densité sèche :	1,97		2,05		2,00	
N° de la tare :	564	F10	51	E7	553	8
Poids total humid:	103,7	107.1	29,22	85,19	77,5	79,94
Poids total sec:	95,9	99.02	23,16	78,01	70,05	72,17
Poids de la tare :	18,56	18.68	18,87	18,64	17,83	18,35
Poids de l'eau :	7,8	8.08	5,61	7,18	7,45	7,77
Poids du sol sec :	77,34	80.34	54,29	59,37	52,22	53,82
Teneur en eau :	10,09	10.06	12,18	12,09	14,27	14,44
Moyenne :	10,07		12,13		14,36	

ANNEXE B7: CBR immédiat

Echantillon: Marne de bouhraoua

1- Etat initial de l'échantillon 0%

Teneur en eau de compactage w ₀ (%)			Densité sèche γ _d (t/m ³)	
T° de séchage (g)	48h		p. Total humide (g)	8429
N° de la tare (g)	z30	w31	p. du mol (g)	3920
p. Total humide (g)	78,66	74,85	p. du sol humide (g)	4509,00
p. total sec (g)	72,53	68,96	Teneur en eau w ₀	11,59
p.de la tare (g)	19,04	18,73	p. du sol sec (g)	4040,57
p.de l'eau (g)	6,13	5,89	Volume du mole (cm ³)	2104,00
p. du sol sec (g)	53,49	50,23	Densité sèche γ _d	1,92
Teneur en eau w ₀	11,46	11,73		
Moyenne	11,59			

temps	Enfoncement (mm)	Fonce totale (kgf)		pression (kgf/cm ²)
		Lecture	Valeur	
0-30	0,625	0,609	62,118	3,165
1-00	1,250	1,268	129,336	6,590
1 40	2,000	2,401	244,902	12,479
2-00	2,500	2,845	290,190	14,787
4-00	5,000	6,043	616,386	31,408
6-00	7,500	8,316	848,232	43,222
8-00	10,000	9,869	1006,638	51,294
10-00	12,500	11,007	1122,714	57,208

Calculs de l'indice portant

$$A_{2,5 \text{ mm}} : p(2,5)/0,70 = 21,124$$

$$A_{5 \text{ mm}} : p(5)/1,05 = 29,913$$

ANNEXE B₈: CBR imbibé
Echantillon: Marne de bouhraoua

A-Etat initial de l'échantillon 0%

Teneur en eau de compactage w ₀ (%)		Densité sèche γ _d (t/m ³) = 1.91	
T° de séchage (g)	48h	p. Total humide (g)	10639
N° de la tare (g)		p. du mol (g)	6051
p. Total humide (g)		p. du sol humide (g)	4588
p. total sec (g)		Teneur en eau w ₀	14,35
p.de la tare (g)		p. du sol sec (g)	4012,11
p.de l'eau (g)		Volume du mole (cm ³)	2104

B-Etat final de l'échantillon après imbibition

Teneur en eau après immersion w _f (%)			Poids approximatif du sol imbibé	
N° de la tare (g)	L1	F10	p. Total après imbibition	10737
p. Total humide (g)	2299,3	2288,97	p. Total avant imbibition	10639
p. total sec (g)	2019,7	2018,98	P. de l'eau absorbée	98
p.de la tare (g)	110,1	99,47	Différence de teneur en eau	2,76
p. de l'eau	279,60	269,99	p. du sol imbibé	4686
p. du sol sec	1909,60	1919,51		
Teneur en eau W _f	14,64	14,07		
Moyenne	14,35			

temps	Enfoncement (mm)	Force totale (kgf)		pression (kgf/cm ²)
		Lecture	Valeur	
0-30	0,625	0,818	83,436	4,252
1-00	1,250	1,313	133,926	6,824
1 40	2,000	1,875	191,250	9,745
2-00	2,500	2,131	217,362	11,076
4-00	5,000	3,42	348,840	17,775
6-00	7,500	4,519	460,938	23,487
8-00	10,000	5,54	565,080	28,794
10-00	12,500	6,5	663,000	33,783

ANNEXE B₉ : Essai de compression simple

Échantillon: Marne de bouhraoua

W_{opm} : 12.5 (%)

γ_d max : 2.05(t/m³)

Compacité théorique	Densité	Poids du sol sec	Poids de l'eau	Poids du sol humide
100	2,05	402,31	50,29	452,60
98	2,01	394,27	49,28	443,55
95	1,95	382,20	47,77	429,97

N° d'éprouvette	Poids réel après compactage	Poids réel à l'écrasement	Teneur en eau	Diamètre éprouvette	Hauteur éprouvette	Volume éprouvette	sèche à l'écrasement	Compacité à l'écrasement	Lecture	Résistance en (Kg/cm ²)	Moyenne (bars)
100%	447.26	400.17	12,02	5	10	196.25	2,04	100	4.098	21,30	27.06
100%	448.20	399.75	12,12	5	10	196.25	2,04	100	6.314	32,82	
98%	438.88	389.46	12,69	5	10	196.25	1,98	97	4.447	23,11	23.25
98%	436.91	387.46	12,76	5	10	196.25	1,97	97	4.501	23,39	
95%	427.95	377.25	13,44	5	10	196.25	1,92	94	3.607	18,75	18.62
95%	426.99	376.28	13,48	5	10	196.25	1,92	94	3.557	18,49	

