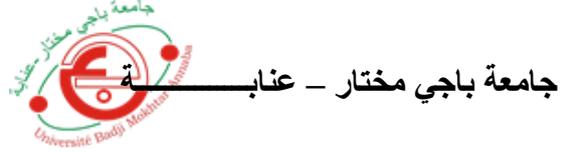


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



Faculté : Sciences de l'ingénierie
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences et Techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master
Thème:

ETUDE EXPERIMENTALE SUR LA FORMULATION DES SOLS-CIMENT

Présenté par : **MERDADI NADA**

Encadrant : **FELLAH Farid**
Mokhtar - ANNABA

M.C.B.

Université Badji

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
A.HACEN CHAOUCH	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
N.OTMANI	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
G.BOUKHATEM	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciement

*Il est primordial de remercier «**ALLAH EL KARIM**» de nous avoir donné le courage, la patience et la santé qui nous ont été utiles tout au long de nos années d'études et pour réaliser ce modeste travail.*

***Nous** tenons à remercier chaleureusement mon promotrice Mme. ***Otmani Nadia *** pour son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de préparation de ce travail*

***Nous** tenons à remercier tous mes Professeurs de géotechnique*

***Nous** remercie toute personne du corps enseignant ou administratif de Génie civil, ayant contribué de près ou de loin à ma formation*

***Nos** gratitudeux aux membres de jury qui me font l'honneur de juger mon travail de fin d'étude*

Dédicace

*En guise de reconnaissance, je
dédie ce travail :*

- *A ma chère **Maman** pour son soutien sans faille tout au long de ma vie, L'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.*
- *A mon cher **Père** aucune dédicace ne saurait exprimer mon amour, pour toi*
- *A mes **Sœurs***
- *A toute ma **Famille**.*
- *A tous mes **Amis** d'études surtout ceux de **Génie Civil** promotion 2020-2021*

RESUME

La méthode d'amélioration chimique des sols par addition de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Cette technique s'est développée très rapidement à travers le monde et qui est encore menée à connaître une importante croissance. L'interaction d'un liant (ciment ou chaux) avec les particules fines d'un sol induit une suite de phénomènes physico-chimiques complexes à cinétique très variable modifiant les propriétés de sol.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet du traitement d'un sol argileux limoneux avec le ciment sur les caractéristiques de ce type de sol. De ce fait une étude expérimentale a été réalisée au sein du laboratoire « LNHC EL TARF ». Cette étude a pour but l'amélioration du sol considéré par ajout de différents pourcentages de ciment : 0%, 2%, 4% et 6%. Les essais effectués sont : le compactage, limites d'Atterberg et le cisaillement, de plus l'essai de la teneur en eau a été effectué uniquement à l'état naturel.

الملخص

تظل طريقة التحسين الكيميائي للتربة عن طريق اضافة الجير او الاسمنت او اضافات الاسمنت الاخرى هي الاكثر استخداما و الاقل تكلفة. تطورت هذه التقنية بسرعة كبيرة في جميع انحاء العالم و لا تزال تشهد نموا كبيرا. يؤدي تفاعل المادة الرابطة (الاسمنت أو الجير) مع الجسيمات الدقيقة للتربة إلى سلسلة من الظواهر الفيزيائية والكيميائية المعقدة ذات الحركية شديدة التغير التي تعدل خصائص التربة الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير معالجة التربة الطينية بالاسمنت على خصائص هذا النوع من التربة ونتيجة لذلك ، أجريت دراسة تجريبية في مختبر السكن و البناء لولاية الطارف تهدف هذه الدراسة إلى تحسين التربة بإضافة نسب مختلفة من الأسمنت: 0% ، 2% ، 4% و 6%. الاختبارات التي تم والقص ، بالإضافة إلى إجراء اختبار محتوى الماء فقط في الحالة الطبيعية Atterberg إجراؤها هي: الضغط ، وحدود

Sommaire

Remerciement	
Dédicace 1	
Dédicace 2	
Résumé	
La liste des tableaux	
La liste des figures	

Introduction général

Chapitre 1 : les méthodes d'amélioration des sols instables

1 Introduction	4
2 Les argiles.....	4
2.1 Minéralogie des argiles	4
2.2 Nature et structure des sols argileux	5
2.2.1 Le tétraèdre de silice SiO_4	5
2.2.2 L'octaèdre d'alumine $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ et éventuellement de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$	5
2.3 Structure moléculaire microscopique des argiles	6
2.3.1 la kaolinite $(\text{Si}_4\text{O}_{10}) \text{Al}_4(\text{OH})_8$	6
2.3.2 L'illite $(\text{K}, \text{H}_2\text{O})_2 \text{Si}_8(\text{Al}, \text{Fe}, \text{Mg})_4,6\text{O}_{20} (\text{OH})_4$	7
2.3.3 la montmorillonite $(\text{OH})_4 \text{Si}_8 (\text{Al}^{+3}10/3, \text{Mg}^{2/3}) \text{O}_{20}, n \text{H}_2\text{O}$	7
3 Principaux problèmes des sols instables	8
3.1 Phénomène de Gonflement	8
3.2 Tassements	9
3.3 Glissements	9
4 Technique d'amélioration des sols	9
4.1 Méthode mécanique.....	9
4.1.1 Le compactage dynamique	9

4.1.2 Le vibro-compactage.....	10
4.2 Méthodes hydromécaniques	12
4.2.1 Pré chargement	12
4.2.1.1 Pré chargement seul ou avec dispositions particulières.....	12
4.2.1.2 Pré chargement par le vide (consolidation atmosphérique).....	15
4.2.1.3 Pré chargement associé à un réseau drainant.....	16
4.2.1.4 Pré chargement avec électro-osmose	19
4.3 Méthode Thermique	20
4.3.1 Déshydratation.....	20
4.3.2 La congélation.....	20
4. 4 Les méthodes chimiques.....	21
4.4.1 Les améliorations des sols à la chaux.....	22
4.4.2 Les améliorations des sols au ciment	23
5 Conclusion	24

Chapitre 02 : caractérisation et classification de *matériau utilisé*

1 Définition	26
2 Fabrication du ciment	26
3 propriétés physico-mécaniques du ciment	27
3.1 La prise et Le durcissement	27
3.2 La finesse de mouture	27
3.3 La résistance à la compression	28
4 les minéraux de Bogue	28
5 les différents ciments.....	29
6 Effet du ciment.....	29
6.1 Influence du ciment sur les limites d'atterberg	29
6.2 Influence du ciment sur les caractéristiques du compactage	31

6.3 Influence du ciment sur la résistance au cisaillement	32
---	----

Chapitre 03 : caractérisation et classification du sol

étudié

1 Introduction	35
2 Sol utilisé	35
2.1 La teneur en eau selon la norme NF P 94-050/Septembre 1995.....	36
2.2 Compactage : Proctor normal-Proctor modifié selon la norme NF P 94-093/Octobre 2014.....	36
2.3 Limite d'Atterberg selon la norme NF P 94-051/Mars 1993.....	38
2.4 Cisaillement rectiligne a la boite selon la norme NF P 94-071-1 Aout 1994.....	44

Chapitre 04 : présentation et interprétation des

résultats

1 Introduction	48
2 Préparation des mélanges	48
3. Essais mécaniques au laboratoire	48
3.1 Essai Proctor normal	48
3.1.1 Influence du pourcentage sur la teneur en eau	49
3.1.2 Influence du taux de la teneur en eau sur la densité sèche.....	51
3.1.3 Influence du pourcentage de ciment sur la teneur en eau et la densité sèche.....	52
3.2 Essai de cisaillement	54
4 essais physiques au laboratoire	57
4.1 limites d'Atterberg	57
4.1.1 limite de liquidité	57

4.1.2 limite de plasticité	58
4.1.3 L'indice de plasticité	58

Conclusion général

Références bibliographiques.....	64
Annexe	
Annexe « A » : « résultat de la teneur en eau ».....	65
Annexe « B » : « résultat de compactage ».....	65
Annexe « C » : « résultat de cisaillement ».....	67
Annexe « D » : « résultat de la limites d'Atterberg ».....	70

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 01

Tableau 1.1 : Méthodes de pré chargement par augmentation de la contrainte totale.....14

Tableau 1.2 : Méthodes de pré chargement par diminution de la pression interstitielle.....14

Chapitre 02

Tableau 2.1 : Les principaux ajouts et leurs effets.....27

Tableau 2.2 : Effet du ciment sur les limites d'ATTERBERG [Okagbue et Ocholor, 2007].....30

Chapitre 03

Tableau 3.1 : Caractéristiques physiques du sol considéré.....35

Chapitre 04

Tableau 4.1. Caractéristiques physiques du sol considéré.....48

Tableau 4.2 : Caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en ciment.....50

Tableau 4.3Influence du pourcentage du ciment sur cisaillement.....54

Tableau 4.4 : Influence du pourcentage du ciment sur cisaillement.....55

Tableau 4.5 : Valeurs des limites de liquidité pour les différents pourcentages de ciment....57

Tableau 4.6 : Valeurs de la limite de plasticité des différents pourcentages de ciment.....58

Tableau 4.7: Valeurs de l'indice de plasticité des différents pourcentages de ciment.....59

Tableau 4.8 : Influence de ciment sur les limites d'ATTERBERG.....60

LISTE DES FIGURES

Chapitre 01

Figure 1-1 : Structure Elémentaire Tétraédrique (Morel R. 1996).....	5
Figure 1-2 : Structure Elémentaire Octaédrique (Morel R. 1996).....	6
Figure 1-3 : structure particulière de la kaolinite (Morel R. 1996).....	7
Figure 1-4 : Schématisation des feuillets d'illite (Morel R. 1996).....	7
Figure 1-5 : Schématisation des feuillets de montmorillonite (Morel R. 1996).....	8
Figure 1-6 : compactage dynamique.....	10
Figure 1-7 : Vibro-compactage.....	12
Figure 1-8 : Méthodes de pré chargement par augmentation de contraintes effective et diminution de pression interstitielle.....	13
Figure 1-9 : Principe de la consolidation atmosphérique.....	15
Figure 1-10 : Etanchéité périphérique vue d'un chantier en cours de pompage.....	16
Figure 1-11 : Écoulement de l'eau avec et sans drain.....	17
Figure 1-12 : Schéma de Principe des drains verticaux.....	17
Figure 1-13 : odomètres avec systèmes de drainage.....	18
Figure 1-14 : Mise en place et fonctionnement du drain.....	18
Figure 1-15 : Mise en place et fonctionnement du drain.....	19
Figure 1-16 : Electro osmose dans un sol.....	19
Figure 1-17 : Traitement par congélation à Nice d'une zone sous chaussée traversée en tunnel.....	20
Figure 1-18 : Traitement par congélation à Vienne sous bâtiment pour tunnel de métro...	21
Figure 1-19 : Chantier de traitement du sol à la chaux.....	23
Figure 1-20 : Chantier de traitement du sol au ciment.....	24

Chapitre 02

Figure 2.1 : Méthode de fabrication de ciment par voie sèche.....	26
Figure 2.2 : Résistance mécanique du mortier normal.....	28
Figure 2.3 : Comparaison des la résistance à la compression des constituants du ciment...	29
Figure 2.4 : Effet du ciment sur les limites d'Atterberg [Osula1991].....	30
Figure 2.5 : Influence du dosage en ciment sur les limites d'Atterberg (Chew et al. 2004)...	31
Figure 2.6 : Evolution des caractéristiques de compactage [Miller and Azad 2000].....	32
Figure 2.7 : Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement [Gay et Schad, 2000]...	32

Figure 2.8 : variation de la cohésion non drainée eu fonction de la période de cure [Saeed Sasanian.2010].....	33
---	----

Chapitre 03

Figure 3-1 : Appareillage de l'essai de compactage.....	37
Figure 3-2 : essai de compactage.....	38
Figure 3-3 : Représentation des limites d'Atterberg.....	39
Figure 3-4 : Remplissage de la coupelle de Casagrande.....	41
Figure 3-5 : Réalisation de la rainure.....	41
Figure 3-6 : Fermeture du raineur.....	42
Figure 3-7 détermination de la teneur en eau.....	42
Figure 3-8 : Appareillage de l'essai de cisaillement.....	45

Chapitre 04

Figure 4.1 : Préparation des mélanges au laboratoire.....	49
Figure 4.2 : Essai de compactage	49
Figure 4.3 : la courbe de compactage (argile).....	51
Figure 4.4 : la courbe de compactage (argile +2% ciment).....	51
Figure 4.5 : la courbe de compactage (argile +4% ciment).....	52
Figure 4.6 : la courbe de compactage (argile +6% ciment).....	52
Figure 4.7 : Variation de la teneur en eau optimale (W_{opt}).....	53
Figure 4.8 : Variation de la densité sèche max en fonction du pourcentage en ciment.....	53
Figure 4.9 : Influence du pourcentage du ciment sur cisaillement.....	55
Figure 4.10 : Variation de la cohésion en fonction du pourcentage du ciment	56
Figure 4.11 : Variation de l'angle de frottement en fonction du pourcentage du ciment....	56
Figure 4.12 : L'influence de ciment sur la limite de liquidité.....	57
Figure 4.13 : L'influence de ciment sur la limite de plasticité.....	58
Figure 4.14 : L'influence de ciment sur l'indice de plasticité.....	59
Figure 4.15 : Influence de ciment sur les limites d'ATTERBERG.....	60

INTRODUCTION

GENERAL

Introduction général

Selon le type d'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage (route, tunnel, barrage poids) ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement (bâtiment, pont, barrage en arc). Certains sols (vases, tourbes, limons, argiles molles,) en raison de leurs propriétés géotechniques sont considérés comme des sols instables créant donc un handicap économique et technique pour les différentes parties impliquées dans ce domaine. Ils gonflent et deviennent plastiques en présence d'eau, se rétractent avec la sécheresse, et foisonnent sous l'effet du gel. Alors, ces sols sont considérés comme mauvais ou médiocres et ne présentent pas, par conséquent, les performances nécessaires pour supporter des charges.

Ces sols donc nécessitent une certaine amélioration pour augmenter leur stabilité mécanique et améliorer leur performance. La durabilité naturelle du sol peut être amélioré par le processus de la stabilisation de sol en utilisant différents types de stabilisateurs (ciment, chaux, cendre volante). L'emploi des liants chaux et ciment en technique routière s'est développé depuis une trentaine d'années. Elle concerne essentiellement les sols fins (marneux, argileux, limoneux...). Ce traitement procure deux avantages :

- L'assèchement des sols.
- L'amélioration des caractéristiques géotechniques de façon durable (résistances mécaniques, sensibilité à l'eau).

L'interaction d'un liant (ciment ou chaux) avec les particules fines d'un sol induit une suite de phénomènes physico-chimiques complexes à cinétique très variable modifiant les propriétés de sol. Par ailleurs, la méthode d'amélioration chimique des sols par addition de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Cette technique s'est développée très rapidement à travers le monde et qui est encore menée à connaître une importante croissance. L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet du traitement d'un sol argileux limoneux avec le ciment sur les caractéristiques de ce type de sol. Une étude expérimentale au laboratoire « LNHC EL TARF » du traitement du sol étudié avec différents pourcentage de ciment : 0%, 2%, 4% et 6% a été réalisée en utilisant les essais suivants : le compactage, limites d'Atterberg et le cisaillement, de plus l'essai de la teneur en eau a été effectué uniquement à l'état naturel.

Le mémoire est structuré en 04 chapitres :

- Après une introduction générale exposant la problématique et définissant les objectifs et le plan de travail, le premier chapitre présente dans une première partie un aperçu sur la caractérisation des sols fins et dans une deuxième partie un panorama sur les différentes techniques d'amélioration des sols instables.

- Le deuxième chapitre comporte la définition du matériau de traitement et son influence sur le sol à travers une étude bibliographique.

-Le troisième chapitre présente le programme expérimental contenant l'ensemble des essais réalisés au laboratoire pour la caractérisation du sol étudié.

- Le quatrième chapitre contient la présentation des résultats de traitement par les ajouts cimentaires (ciment) sur les caractéristiques du sol étudié.

Enfin, en dernier lieu, les principales conclusions sont exposées.

CHAPITRE 01

METHODES D'AMELIORATION DES SOLS

INSTABLES

Méthodes d'amélioration des sols instables

1 Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20^{ème} siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains

et sont jugées efficaces. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

2 Les argiles

Les argiles sont des sols très sensibles à l'eau. Elles sont à l'origine de nombreux désordres dans les constructions.

Les argiles sont formées par l'assemblage de particules de taille inférieure à 2 μm comme la Smectite, l'Illite et la Kaolinite. La présence de tels minéraux rend l'argile fortement sensible aux molécules polaires d'eau. Les propriétés des argiles intéressant les applications de génie civil et d'hydraulique découlent directement de la minéralogie de ces dernières.

Dans ce chapitre, on présente les principaux minéraux argileux qui constituent le plus grand pourcentage des minéraux recensés sur terre, leurs propriétés géométriques naturelles et leur structure élémentaire de base ainsi que le mécanisme du gonflement[6].

2.1 Minéralogie des argiles

Un minéral est un solide naturel et homogène qui possède une composition chimique définie et une structure atomique ordonnée.

La minéralogie, est l'une des plus anciennes sciences de la terre, a pour but l'étude des minéraux, éléments ou composés naturels formant la croûte terrestre et qui sont dépourvus d'organisation et n'offrent que des assemblages de molécules similaires, liées entre elles par une force que l'on appelle affinité (Homeira, 1989). Elle a aussi pour but de reconnaître et définir les propriétés de toutes les espèces minérales.

2.2 Nature et structure des sols argileux

Les sols argileux sont très abondants dans l'écorce terrestre, ils occupent plus de 60 % en volume de cette dernière. Lorsqu'ils sont gonflants ils peuvent être à la base de désordres importants dans les constructions.

Avant d'analyser le phénomène de gonflement proprement dit, il est essentiel de rappeler certaines notions minéralogiques et physico-chimiques relatives aux interactions entre l'eau et les particules argileuses.

Structure élémentaire des minéraux argileux

Tous les minéraux argileux sont composés par l'assemblage, d'eau (H_2O), de silice, sous forme de silicates (SiO_3) et d'aluminium, sous forme d'alumine (Al_2O_3). Leur structure élémentaire, appelée feuillet, est constituée d'un arrangement de deux cristaux de base : silicates et alumines. Chaque minéral argileux est composé d'un empilement de feuillets. Ce dernier a un nombre variable de couches pouvant être regroupées en deux types :

2.2.1 Le tétraèdre de silice SiO_4

Quatre atomes d'oxygène disposés au sommet d'un tétraèdre régulier ensèrent un atome de silicium. Les tétraèdres se combinent entre eux pour former des couches planes dites couches tétraédriques (Freeah 2006)

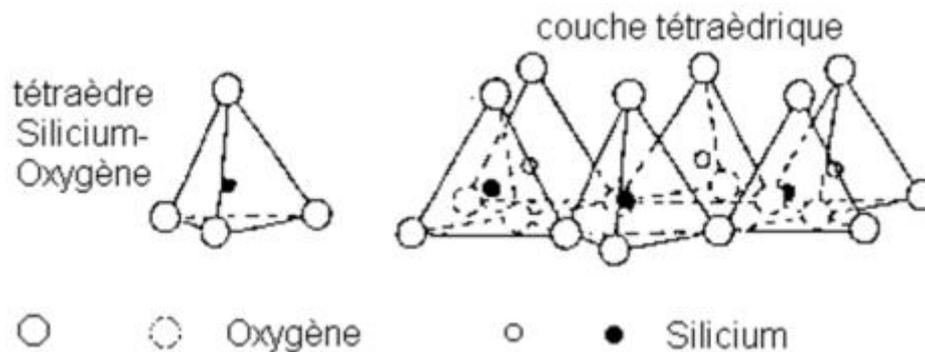


Figure 1.1 : Structure Élémentaire Tétraédrique (Morel R. 1996).

2.2.2 L'octaèdre d'alumine $Al_2(OH)_6$ et éventuellement de magnésium $Mg_3(OH)_6$

Six ions hydroxydes ensèrent un atome d'aluminium ou de magnésium. Les octaèdres se combinent également pour former des couches planes dites couches octaédriques.

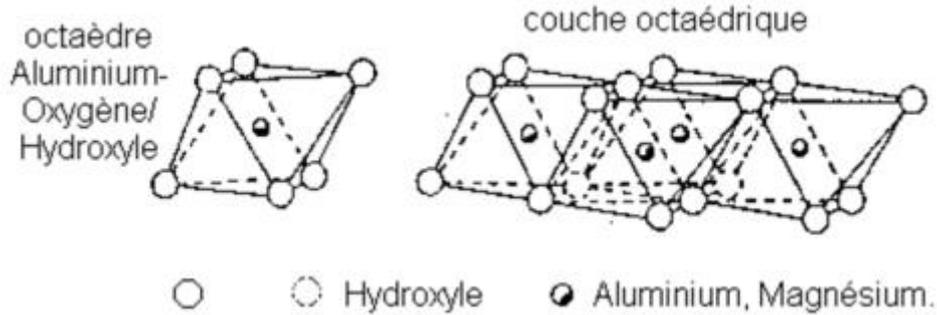


Figure 1.2: Structure Élémentaire Octaédrique (Morel R. 1996).

2.3 Structure moléculaire microscopique des argiles

Le feuillet élémentaire se compose d'un empilement de 2 ou 3 unités de base. les liaisons ioniques assurent l'assemblage des feuillets élémentaires.

Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

Les forces d'attraction moléculaire qui sont des liaisons faibles qui permettent la pénétration des molécules d'eau et résultent en un gonflement.

Les liaisons hydrogène qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme l'oxygène.

Les particules sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes. Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on compte un grand nombre d'espèces, qui se distinguent par les défauts liés aux substitutions isomorphes au moment de la formation.

Les trois types d'argile les plus couramment rencontrés sont la kaolinite, l'illite et la montmorillonite. Nous les décrivons dans la suite[6].

2.3.1 La Kaolinite ($\text{Si}_4\text{O}_{10}\text{Al}_4(\text{OH})_8$)

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche de silice et d'une couche d'alumine. Entre différents feuillets de kaolinite, le contact se fait entre un plan contenant les ions hydroxyles OH^- de l'octaèdre, et celui contenant les ions d'oxygène O^{2-} du tétraèdre. Dans ce cas, les liaisons interfoliaires résultent de l'effet, composé de liaisons hydrogène et de forces d'attraction moléculaire, ce qui se traduit par un lien assez fort. Ainsi une particule de kaolinite sera constituée, par exemple, de quelques centaines de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques dizaines de micromètres. Ces particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau

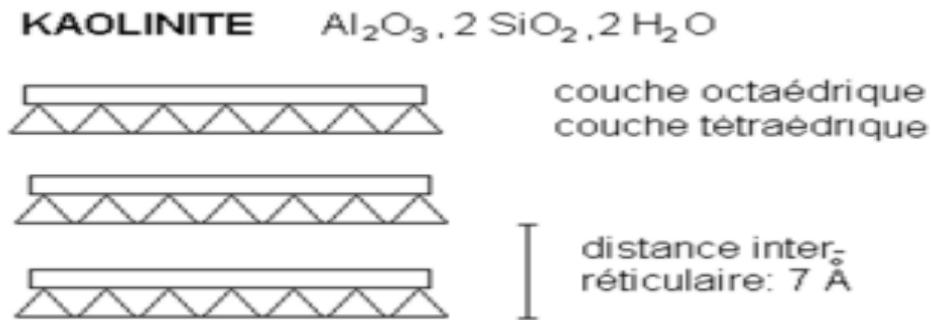


Figure 1.3 : structure particulière de la kaolinite (Morel R. 1996)

2.3.2 L'illite ($\text{K}, \text{H}_2\text{O}$) $_2 \text{Si}_8(\text{Al}, \text{Fe}, \text{Mg})_{4,6} \text{O}_{20}(\text{OH})_4$

Ce feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Dans les couches de silice, un ion Si^{+4} sur quatre est remplacé par un ion Al^{+3} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions potassium K^+ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. La particule d'illite comportera, par exemple, une dizaine de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques centièmes de micromètres. L'espace créé à l'intérieur du feuillet de silice est occupé par un ion K^+ qui, par sa présence, induit un lien fort entre les couches.

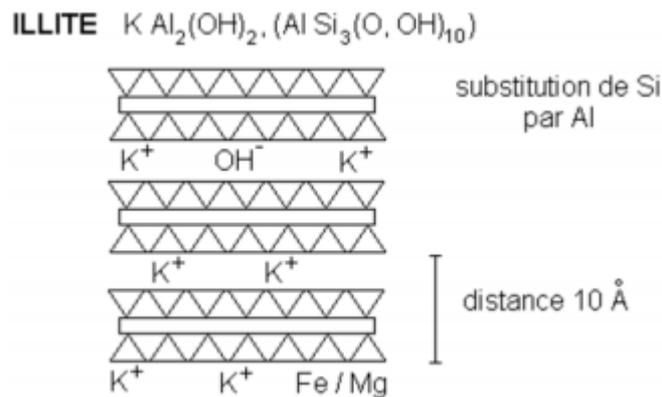


Figure 1.4 : Schématisation des feuillets d'illite (Morel R. 1996).

2.3.3 La montmorillonite (OH) $_4 \text{Si}_8(\text{Al}^{+3}_{10/3}, \text{Mg}^{+2}_{2/3}) \text{O}_{20}, n \text{H}_2\text{O}$

Le feuillet élémentaire est composé, comme pour l'illite, d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Un ion Al^{3+} est remplacé par un ion Mg^{2+} dans les couches d'alumine. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des ions Ca^{2+} (montmorillonite calcique) ou par des ions Na^+ (montmorillonite sodique). La valence des

ions sodium étant plus faible que celles des ions calcium, c'est la montmorillonite sodique qui aura la plus grande surface spécifique. Les liaisons entre feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de gonflement. L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut être très faible puisque, contrairement aux autres argiles, on peut isoler un feuillet élémentaire. La montmorillonite fait partie de la famille générale des smectites définies comme

« Argiles gonflantes ».

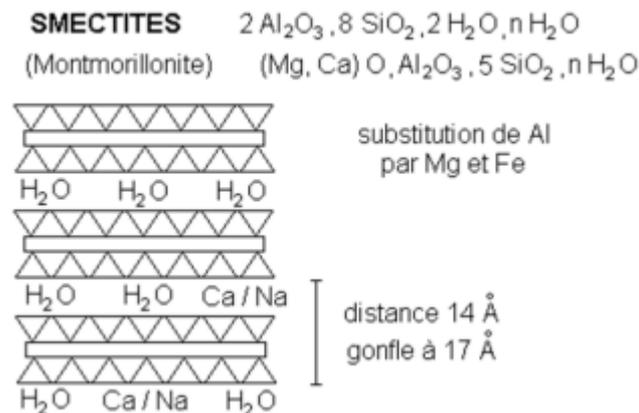


Figure 1.5 : Schématisation des feuillets de montmorillonite (Morel R. 1996).

3 Principaux problèmes des sols instables

Dans de nombreux pays du monde, le gonflement est à l'origine de fréquents désordres des ouvrages légers. Aux Etats-Unis d'Amérique les dommages provoqués par le gonflement des sols présentent un coût supérieur à celui de toutes les catastrophes naturelles. En Algérie l'urbanisation de certains quartiers des villes et la construction des routes se heurtent aux problèmes que posent les phénomènes de gonflement, tassement, et de glissement.

3.1 Phénomène de Gonflement

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux ou tourbeux qui sont capables de fixer l'eau disponible mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse. Le retrait-gonflement est un mouvement de tassement différentiel du sol spécifique aux terrains argileux (les argiles sont gonflantes et varient en fonction de leur teneur en eau), la variation de volume d'un terrain est consécutif à l'alternance des périodes de sécheresse (déshydratation superficielle) et des périodes pluvieuses (réhydratation), et elle provoque des désordres dans les constructions (fissuration, décollement d'élément jointifs).

3.2 Tassements

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes, argiles) sous l'effet de charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par surexploitation.

3.3 Glissements

Ces mouvements, au sens large du terme, consistent en un déplacement plus ou moins continu d'un versant instable de montagne ou de colline. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydraulique ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites. La masse de matériaux meubles ou rocheux fracturés se détache suivant une ou plusieurs surfaces de rupture par cisaillement qui correspondent souvent à des discontinuités préexistantes, visibles ou non, et de formes diverses.

4 Technique d'amélioration des sols

L'amélioration des sols est souvent opérée pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que diminuer leur compressibilité et la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs.

4.1 Méthode mécanique

4.1.1 Le compactage dynamique

Le compactage dynamique consiste à laisser tomber une masse de plusieurs tonnes à l'aide d'une grue selon un maillage prédéfini pour améliorer les sols naturels et les remblais.

Utilisations

Augmenter la capacité portante

Diminuer les tassements

Diminuer le potentiel de liquéfaction

Supprimer le risque d'effondrement de cavité

Principe de réalisation

Le compactage dynamique est un procédé d'amélioration du sol qui densifie les sols en place et les remblais à l'aide d'une masse. Le sol est soumis à un pilonnage de surface répété à l'aide d'une masse d'acier ou de béton. En général, la masse pèse entre 5 et 10 tonnes, et est lâchée gravitairement à plus de 10 mètres de hauteur.

Elle est lâchée plusieurs fois sur un quadrillage qui recouvre le site pour réaliser une première passe. Deux ou trois passes de compactage peuvent ensuite être nécessaires par site, selon le type et l'état du sol. Les empreintes formées après chaque passage de compactage sont remplies de matériau granulaire.

Avantages

Compactage d'une large gamme de sol, y compris des remblais à blocs

Augmentation de la capacité portante

Réduction des tassements

Les sols en place et les remblais compactés ont une densité, un angle de frottement et une rigidité accrus

Peut améliorer les conditions du sol sur les sites de manière à permettre la réalisation de fondations superficielles

L'évacuation des remblais compressibles et contaminés peut être évitée



Figure 1.6 : compactage dynamique

4.1.2 Le vibro-compactage est une technique d'amélioration du sol qui densifie les sols grenus sans cohésion. C'est une technique développée par Keller dans les années 30 et qui a fait ses preuves depuis.

Utilisations

Réduction des tassements

Permettre la réalisation de fondations superficielles

Augmenter la capacité portante, permettant une réduction de la taille des semelles

Augmenter la portance

Augmenter l'angle de frottement

Réduction de la perméabilité des sols

Atténuer le potentiel de liquéfaction

Assurer la stabilisation des pentes

Se prémunir des cisaillements horizontaux induits par le séisme

Principe de réalisation

Un vibreur accroché à une grue est descendu dans le sol à l'aide d'un fluide de lançage, généralement de l'eau. L'énergie de la vibration réduit les forces inter granulaires entre les particules du sol, ce qui permet un réarrangement des grains en diminuant les vides. Un matériau d'apport granulaire est ensuite incorporé pour compenser la diminution de vide constaté en surface (apparition d'un cône d'affaissement). Le matériau d'apport ajouté est compacté et le vibreur remonte progressivement jusqu'à atteindre la plateforme de travail.

Les vibreurs sont entièrement instrumentés et dotés d'un système d'acquisition de données embarqué. Les données du système peuvent ensuite être enregistrées et affichées sur un moniteur en cabine. Ces mesures permettent à l'opérateur de corriger les écarts en temps réel afin de réaliser le compactage selon les critères définis du projet.

Avantages

Offre une solution économique pour l'amélioration des sols

Peut être réalisé à presque n'importe quelle profondeur

Exécution relativement rapide permettant un démarrage quasi immédiat des travaux de gros-œuvre

La réalisation de fondation superficielle

Respectueux de l'environnement car il utilise des matériaux naturels et in situ

Silencieux avec des vibrations adaptées à l'environnement

Faibles quantités de déblais

Possibilité du maintien du niveau initial de la plateforme d'intervention



Figure 1.7 : Vibro-compactage.

4.2 Méthodes hydromécaniques

4.2.1 Pré chargement

Le pré chargement consiste à appliquer au sol une contrainte égale à la charge finale, avec éventuellement une surcharge.

4.2.1.1 Pré chargement seul ou avec dispositions particulières

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge finale, augmentée éventuellement d'une surcharge, qui assure tout ou une partie des effets suivants :

- produire un rapide développement des tassements de consolidation primaire,
- provoquer rapidement l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire,
- augmenter la cohésion non drainée du sol.

Pour un pré chargement avec surcharge, les deux premiers effets sont dominants ; la surcharge temporaire est enlevée lorsque les tassements provoqués sont compatibles avec le bon comportement de l'ouvrage définitif.

Le troisième effet est recherché avec une construction par étapes, lorsque la résistance initiale du sol est insuffisante pour supporter sans rupture l'ouvrage définitif et que chaque étape conduit à une amélioration permettant la réalisation de la phase suivante.

Une reconnaissance géotechnique complète du sol à traiter est nécessaire, elle fait appel aux caractéristiques de compressibilité et de résistance au cisaillement du matériau. Elle permet de calculer:

- La compensation du tassement de consolidation primaire;
- La compensation du tassement de compression secondaire;
- Le gain de cohésion non drainée,

L'augmentation du degré de consolidation est liée à l'augmentation de la contrainte effective dans le sol de fondation, ce qui peut être obtenu par :

- une augmentation de la contrainte totale ;
- une diminution de la pression interstitielle,

Le principe des différentes méthodes de réalisation sur chantier est donné par les schémas, tandis que les tableaux 1 et 2 décrivent ces méthodes. Une diminution de la pression interstitielle

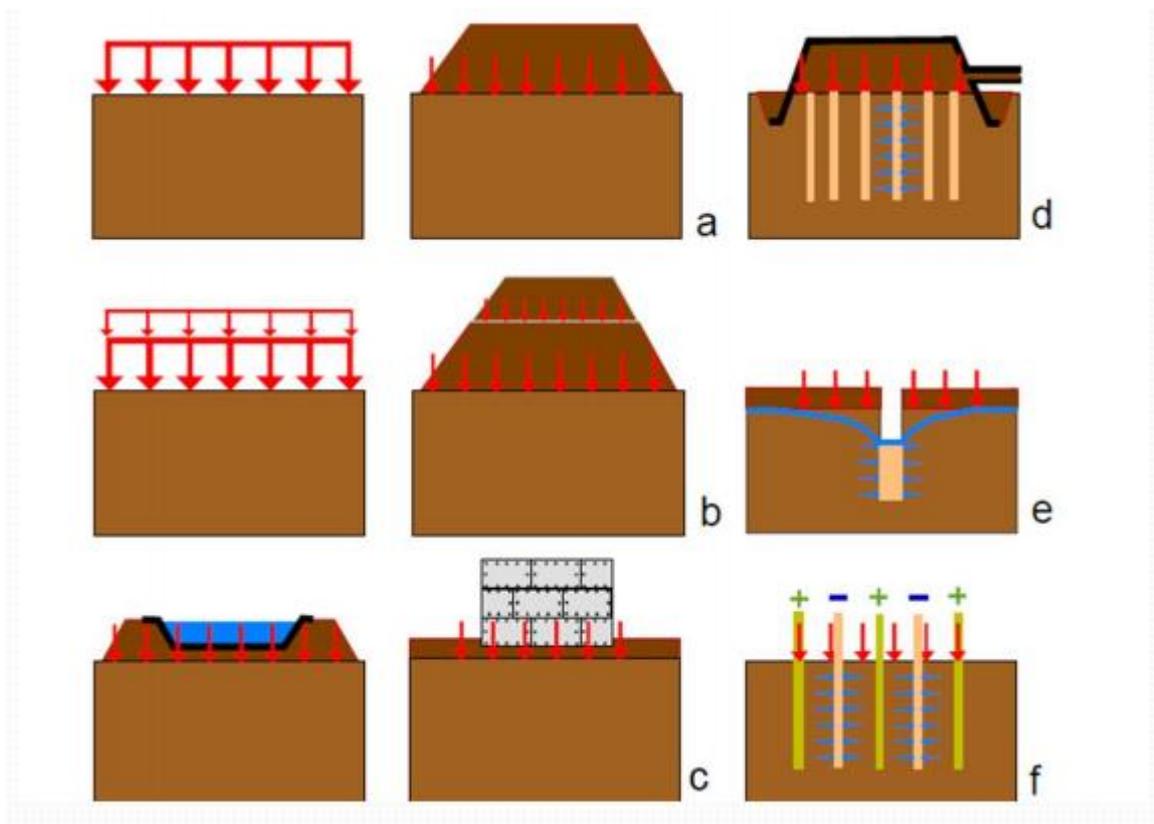


Figure 1.8 : Méthodes de pré chargement par augmentation de contraintes effective et diminution de pression interstitielle

Tableau 1.1 : Méthodes de pré chargement par augmentation de la contrainte totale

méthode	Principe	Fréquence d'utilisation,	Avantages	Limites
mise en place d'une charge équivalente à la valeur finale.	La charge définitive est appliquée suffisamment longtemps à l'avance pour que la consolidation soit suffisamment avancée à la mise en service de l'ouvrage.	méthode utilisée très couramment	Théorie de la consolidation bien connue (sauf sur la prévision des temps de consolidation). Réalisation facile. Bonne homogénéité du traitement.	Charge appliquée fonction de la capacité portante du sol. Peut nécessiter un chargement par étapes. Peut demander un délai assez long pouvant être réduit par mise en place d'un réseau drainant dans le sol de fondation.
Mise en place d'une charge équivalente à la valeur définitive, plus une surcharge (préconsolidation)	La mise en place d'une charge supérieure à la charge finale permet d'obtenir un tassement, plus important dans un délai plus court. La charge en excès est enlevée dès que le tassement obtenu est jugé suffisant.	Méthode utilisée couramment.	Théorie de la consolidation bien connue. Réalisation facile. Bonne homogénéité du traitement.	Charge appliquée fonction de la capacité portante du sol. Peut nécessiter un chargement par étapes. Demande un volume de remblai supplémentaire. Délai plus court que celui de la méthode précédente, pouvant être encore réduit par réseau drainant. Mise en dépôt ou réutilisation de la surcharge.
Chargement par réservoir.	Même principe que les deux méthodes précédentes.	Méthode spécifiquement adaptée aux réservoirs.	Théorie de la consolidation bien connue. Réalisation aisée si le réservoir constitue l'ouvrage définitif.	Peut demander un remplissage progressif du réservoir. Possibilité de réduire le délai de consolidation par un réseau drainant.

Tableau 1.2 : Méthodes de pré chargement par diminution de la pression interstitielle

méthode	Principe	Fréquence d'utilisation,	Avantages	Limites
application du vide	Le vide est appliqué soit dans des puits, soit dans des drains de sable à partir d'une membrane étanche recouvrant la zone à traiter.	Méthode utilisée exceptionnellement.	L'application du vide dans des puits amène une amélioration importante du sol. Élimination des problèmes de stabilité des remblais de préchargement.	méthode coûteuse nécessitant des équipements et un personnel spécialisés. applicable aux sols relativement perméables et saturés. Profondeur de traitement limitée à 7 m. Tassements non homogènes.
Abaissement du niveau de la nappe.	le rabattement de la nappe dans un sol compressible provoque des tassements	Méthode peu courante.	Cette méthode est plutôt une résultante de travaux provoquant ou nécessitant un rabattement de nappe.	Peut provoquer des tassements importants du sol subissant le rabattement. Tassements non homogènes.
Electroosmose	Une différence de potentiel appliquée entre une anode et une cathode provoque un écoulement d'eau vers, la cathode.	Méthode utilisée exceptionnellement.	Sous réserve de bien maîtriser les paramètres de traitement, la méthode est efficace. Elle est utilisée le plus souvent en travaux provisoires.	Méthode coûteuse demandant des équipements spéciaux et un personnel spécialisé. Utilisable dans les argiles et limons avec $k < 10^{-6}$ m/s. Difficultés pour prévoir les paramètres et les effets du traitement. Traitement non homogène qui n'est pas irréversible si le sol n'est pas chargé.

4.2.1.2 Pré chargement par le vide (consolidation atmosphérique)

Cette technique, simple dans son principe, consiste à disposer sur le sol une membrane étanche et ensuite à créer le vide par pompage sous la membrane. La pression atmosphérique est ainsi utilisée comme une surcharge équivalant à un remblai de 4,5 m d'épaisseur ou 10 m d'eau. Elle permet de réaliser en moins de 6 mois la pré consolidation des terrains fortement compressibles.

Cette simplicité apparente cache un certain nombre de difficultés pratiques

- Étanchéité périphérique
- Mise en place de drains verticaux et horizontaux
- vidange des drains pour que l'équivalence entre pré chargement et consolidation par le vide soit réelle.

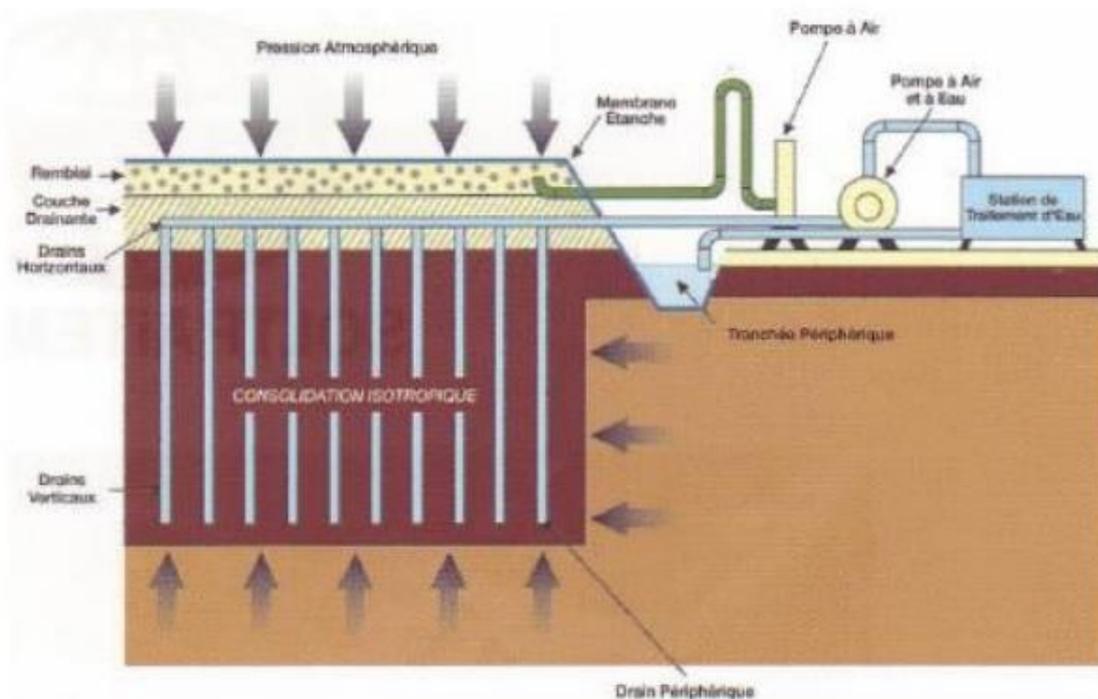


Figure 1.9 : Principe de la consolidation atmosphérique



Figure 1.10 : Etanchéité périphérique vue d'un chantier en cours de pompage

4.2.1.3 Pré chargement associé à un réseau drainant

Les réseaux drainants sont constitués par des drains verticaux ou des tranchées drainantes, mis en place dans les sols à traiter avant chargement pour faciliter le drainage horizontal. Le drainage vertical s'applique aux terrains peu perméables et permet d'augmenter considérablement leur vitesse de consolidation,

Les drains verticaux en plastique souple plats ou cylindriques, peuvent atteindre des profondeurs de 40 mètres ou plus, Selon la nature et la composition des terrains à traiter, les drains peuvent être également réalisés sous forme de colonnes de sable ou granulats.

Sous la seule pression des terres au repos, les réseaux sont inactifs ils deviennent efficaces des que le sol est chargé. Les réseaux drainants ont pour seul but d'accélérer l'évolution de la consolidation entraînée par le pré chargement.

Les recherches récentes montrent que les drains sont d'autant moins efficaces que les sols contiennent plus de matière organique et qu'il est ainsi attendu des tassements de compression secondaire[4].

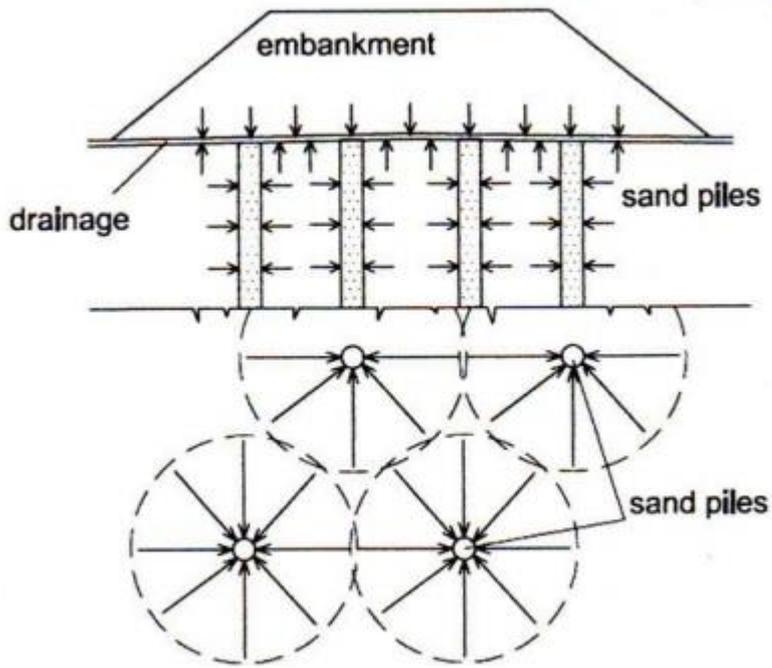


Figure1.11 : Écoulement de l'eau avec et sans drain

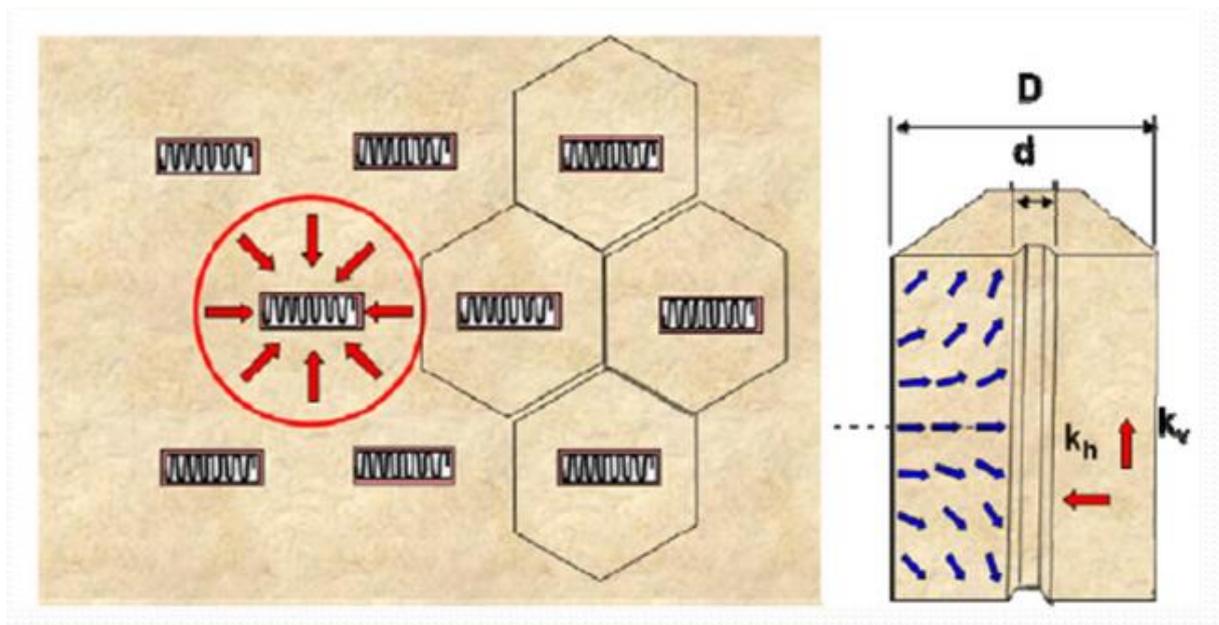


Figure1.12 : Schéma de Principe des drains verticaux

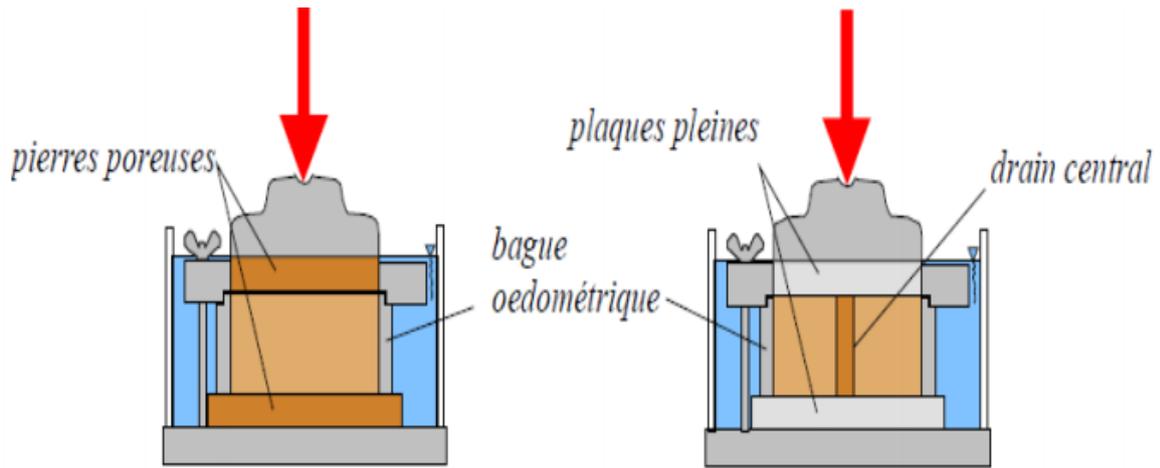


Figure 1.13 : odomètres avec systèmes de drainage



Figure 1.14 : Mise en place et fonctionnement du drain



Figure 1.115 : Mise en place et fonctionnement du drain

4.2.1.4 Pré chargement avec électro-osmose

- Cette technique très délicate et coûteuse est rarement utilisée,
- Le principe consiste à appliquer une différence de potentiel au sol fin, généralement saturé, qui provoque un écoulement de l'eau interstitielle de l'anode (pôle +) vers la cathode (pôle -)

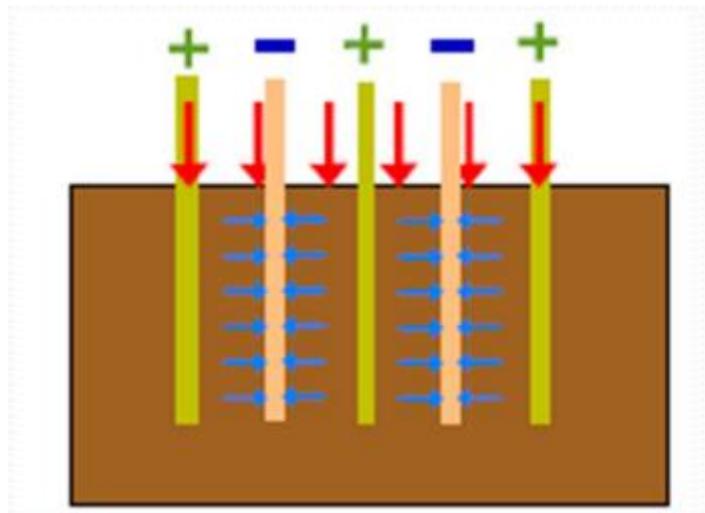


Figure 1.16 : Electro osmose dans un sol

- Appelée également électro drainage, cette manifestation de l'électro osmose provoque les effets suivants :

- La diminution globale de la teneur en eau, ce qui accélère la consolidation et l'augmentation de cohésion non drainée du sol.
- l'augmentation locale de la teneur en eau à la cathode qui peut être utilisée pour réduire le frottement négatif sur des fondations profondes.
- Le domaine d'application de l'électro-osmose concerne les limons et les argiles.
- L'électro-osmose peut également être utilisée pour faire migrer des ions à l'intérieur d'un sol dont la très faible perméabilité ne permettrait pas d'introduire par les méthodes classiques d'injection cette méthode, appelée électro-injection ou traitement électrochimique, entre dans le cadre du renforcement des sols fins.

4.3 Méthode Thermique

4.3.1 Déshydratation

La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage.

4.3.2 La congélation

La congélation de l'eau interstitielle d'un sol conduit à un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue.

Le procédé est d'une efficacité radicale, mais d'un coût très élevé, de sorte que son emploi demeure limité aux cas d'une difficulté exceptionnelle pour lesquels les autres procédés de traitement ont été éliminés.

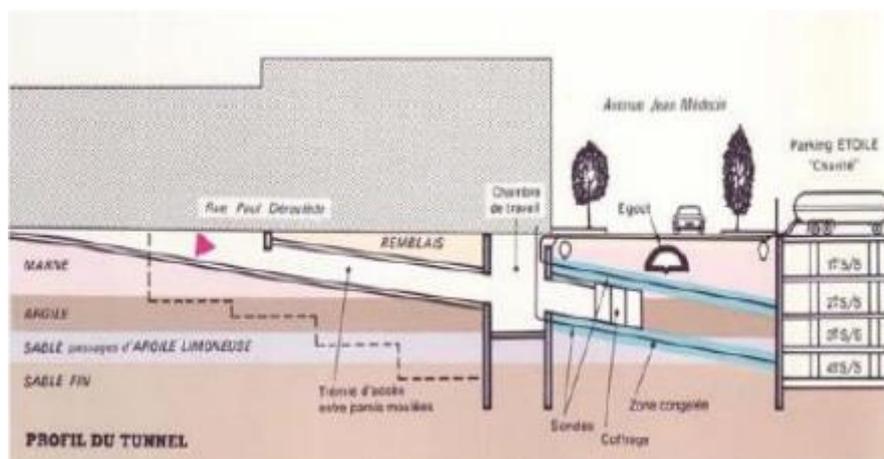


Figure 1.17 : Traitement par congélation à Nice d'une zone sous chaussée traversée en tunnel



Figure 1.18 : Traitement par congélation à Vienne sous bâtiment pour tunnel de métro

4.4 Les méthodes chimiques

Qu'est ce que les traitements chimiques des sols

La consolidation chimique vise à traiter les terrains contenant des argiles ou des eaux agressives.

Ce traitement contient trois actions :

- Action physicochimique : Déplacement sur les sols des limites d'Atterberg du matériau et modification de la granulométrie par adjonction du liant.
- Action de compactage dynamique : Serrage du sol jusqu'à un état supérieur.
- Réaction d'hydratation : Durcissement plus ou moins élevé du sol à traiter par un mélange de ciment et de chaux, et le conduisant à une certaine maturité.

Il faut savoir que le traitement à la chaux ne s'applique que sur une épaisseur de terrain extrêmement faible.

Pour les sols contenant peu ou presque pas d'argile, l'utilisation de ciment est de 4 % à 8% par rapport au poids du sol sec.

Les chaux vives (CaO) ou éteinte (Ca(OH)_2) s'utilise dans des sols ayant une teneur en argile non négligeable ; ils sont employés à raison de 2% à 6% du poids du sol. La chaux vive s'utilise plus particulièrement pour les sols argileux qui contenant beaucoup trop d'eau ; la

chaux ayant alors un effet de dessiccation par réaction thermique. Dans certains cas, il est possible de procéder par un traitement mixte : chaux puis ciment.

La chaux doit répondre certains critères granulométriques et chimiques. Elle doit être réactive.

Il existe 3 types de traitement chimiques courant :

- Traitement à la chaux
- Traitement au ciment
- Les colonnes de sol traité

4.4.1 Les améliorations des sols à la chaux

Principe et objectifs

Elles permettent de mettre en œuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas être compactés correctement.

L'incorporation de la chaux génère immédiatement la formation d'une masse granuleuse, et a pour effet de réduire le taux d'humidité.

Ce procédé convient par exemple pour la réalisation de remblais, de talus ou de voies de circulation sur le chantier[5].

Applications

La consolidation du sol à la chaux trouve son application dans la construction de routes et chemins de toutes natures.

Effectuée dans la zone supérieure de la couche de base ou de la sous-couche, cette consolidation à la chaux peut être utilisée comme technique de construction pour protéger les routes contre les actions du gel ou du dégel

Moyens mis en œuvre

La mise en œuvre de la chaux nécessite des engins idéals pour l'incorporation de chaux dans les sols mouillés,

Composition

- Ciments (Les ciments haut de gamme ne sont pas nécessaires)
- Ciments à base de laitier
- Cendres volantes.
- Chaux vives ou éteints



Figure 1.19 : Chantier de traitement du sol à la chaux.

4.4.2 Les améliorations des sols au ciment

Principe et objectif

Cette technique de stabilisation au ciment a pour effet de rendre les sols plus résistants contre les sollicitations causées par la circulation et les facteurs climatiques[5].

Application

La stabilisation de sols au ciment trouve son application tant pour les couches de surface que pour la zone supérieure de la couche de fondation ou de la sous-couche de fondation ou de la sous-couche de routes et chemins de toute nature.

On l'utilise également pour d'autres surfaces de circulation, telles que :

- Les chemins ruraux, pistes cyclables ou chemins pour piétons,
- Les aires de trafic sur les aéroports,
- Les sites industriels,
- Les sols de halls,
- Les dalles de fondation,
- Les terrains de sport, etc. Dans le secteur de la construction ferroviaire, la stabilisation des sols au ciment se pratique par exemple pour réaliser une plate-forme.

Moyens de mis en œuvre

La mise en œuvre du ciment nécessite :

- Des épandeurs automoteurs pour le ciment
- D'un camion citerne pour asperger l'eau



Figure 1.20 : Chantier de traitement du sol au ciment.

5 Conclusion

Les facteurs qui interviennent dans le choix entre les différentes techniques d'amélioration sont assez divers tels que les considérations économiques, les méthodes d'amélioration mécaniques et hydromécaniques des sols sont coûteuses et demandent un savoir-faire élevé ce qui n'est toujours permis dans les pays en voie de développement comme l'Algérie. De plus, les méthodes d'amélioration thermiques des sols restent elles aussi efficaces mais dont l'emploi reste limité en raison de leurs coûts très élevés. Par ailleurs, la méthode d'amélioration chimique des sols par addition de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Cette technique s'est développée très rapidement à travers le monde et qui est encore menée à connaître une importante croissance. Aisée à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet surtout d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de bonne qualité. Les ajouts cimentaires sont produits en Algérie.

CHAPITRE 02

CARACTERISATION ET CLASSIFICATION DE MATERIAU UTILISE

1. Définitions

Le ciment est un liant hydraulique capable de faire prise, de durcir et de développer des résistances à l'air comme dans l'eau.

Le béton est un géo matériau composite, composé essentiellement de ciment + eau + granulats.

Une Pate = Ciment + Eau.

Un mortier = Ciment + Eau + Sable.

Un Béton = Ciment + Eau + Sable + Gravier.

2. Fabrication du ciment

Le ciment est fabriqué à partir de calcaire et d'argile : 80 % + 20 % respectivement.

Le ciment est fabriqué (par voie sèche) selon le processus suivant (figure 2.1):

- Extraction de matière première de la carrière ;
- Concassage primaire de la matière première ;
- Concassage secondaire de la matière première en taille plus petite ;
- Broyage de la matière concassée.
- Dosage et homogénéisation de la farine crue (*matière broyée*) ;
- Phase de préchauffage de la farine crue (et précalcination) à **850° C**, puis la cuisson dans un four rotatif incliné à une température généralement de **1450° C**. le produit sortant du four s'appelle le **clinker**;
- Broyage du mélange : clinker + gypse ($\approx 5\%$) + ajouts éventuels.
- Le produit fini (ciment) est prêt alors pour être expédié on sacs en vrac.

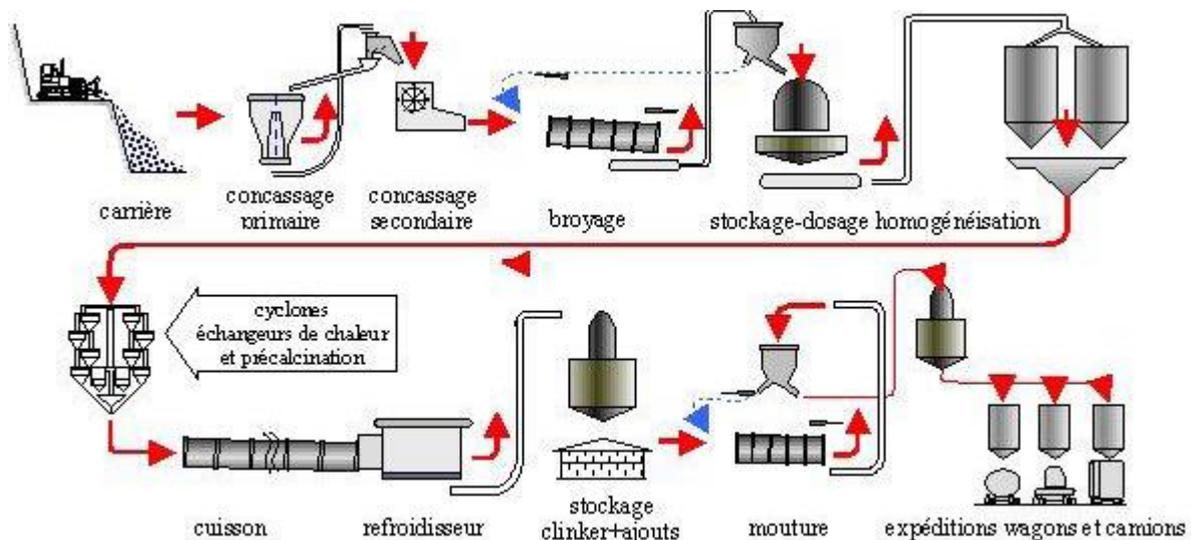


Figure 2.1 : Méthode de fabrication du ciment par voie sèche.

Les ajouts minéraux dans le ciment ont pour but d'améliorer les propriétés physico-mécaniques du ciment, et ça résistance aux agressions chimiques.

Tableau 2.1 : Les principaux ajouts et leurs effets.

Constituant ajouté		Effets principaux du constituant ajouté au clinker
S	Laitier granulé de haut fourneau	Diminue la réactivité à court terme. Diminue les retraits Montée en résistance moins rapide Adapté aux ouvrages en contact avec le sol
P	Pouzzolane naturelle	Diminue la réactivité à court terme et ses effets Complète l'hydratation en consommant la portlandite
Q	Pouzzolane calcinée	Diminue la réactivité à court terme et ses effets Complète l'hydratation en consommant la portlandite
V	Cendre volante siliceuse	Apporte une résistance complémentaire à long terme Améliore la durabilité en diminuant la perméabilité Améliore l'ouvrabilité. Teinte en noir le béton
W	Cendre volante calcique	Améliore l'ouvrabilité. Teinte en noir le béton
T	Schiste calciné	Diminue la réactivité à court terme et ses effets Complète l'hydratation en consommant la portlandite
L et LL	Calcaire broyé	Accélère la cinétique d'hydratation à très court terme (2 à 7 jours). Complète le squelette granulaire
M	Mélange de constituants	Associe les effets des différents constituants Diminue le prix du ciment. Couleur et propriétés variables

3. Propriétés physico-mécaniques du ciment.

3.1 La prise et le durcissement

Dès que le ciment anhydre a été mélangé avec de l'eau, l'hydratation commence et les propriétés de la pâte ainsi obtenue sont évolutives dans le temps. Tant que cette hydratation n'est pas trop avancée la pâte reste plus ou moins malléable, ce qui permet de lui faire épouser par moulage la forme désirée. Mais au bout d'un certain temps, les cristaux d'hydrates prenant de plus en plus d'importance, le mélange a changé de viscosité et se raidit, on dit qu'il fait prise.

Le durcissement est la période qui suit la prise et pendant laquelle se poursuit l'hydratation du ciment. Sa durée se prolonge pendant des mois au cours desquels les résistances mécaniques continuent à augmenter.

3.2 La finesse de mouture (surface spécifique de Blaine)

Elle est caractérisée par la surface spécifique des grains de ciment, exprimée en (cm²/g). Dans les cas courants, elle est de l'ordre de 3000 à 3500 cm²/g.

Plus la finesse de mouture est grande, plus la vitesse des réactions d'hydratation est élevée et plus ces résistances mécaniques à un âge jeune sont grandes, par contre plus le ciment est sensible et plus le retrait est important.

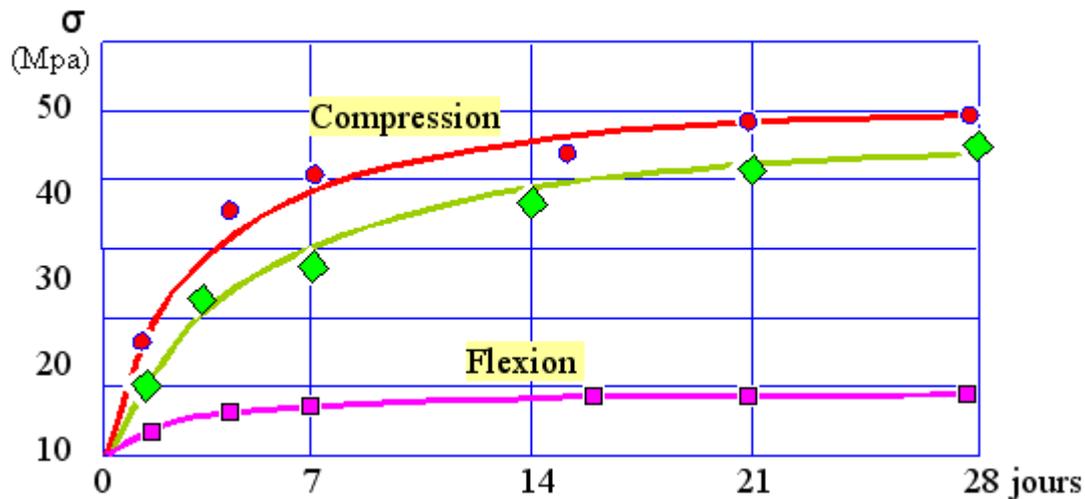


Figure 2.2 : Résistance mécanique du mortier normal [10].

3.3 La résistance à la compression

Les résistances mécaniques des ciments sont déterminées par les essais sur mortier dit "normal", à 28 jours d'âges en traction et en compression des éprouvettes 4 x 4 x 16 cm. La résistance du mortier est alors considérée comme significative de la résistance du ciment. Elle dépend de la classe de ciment et est exprimée en MPa.

Le mortier utilisé est réalisé conformément à la norme EN 196-1. Le sable utilisé est un sable appelé: "sable normalisé".

Pour chaque type de ciment, il existe effectivement plusieurs classes de résistances pour lesquelles les fabricants garantissent des valeurs minimales et maximales.

4. Les minéraux de Bogue

Au cours de l'hydratation du ciment, quatre (04) minéraux principaux se forment par combinaison des éléments suivants : la chaux, la silice, l'alumine, et l'oxyde de fer. Ces minéraux sont le C_3S , C_2S , C_3A et C_4AF .

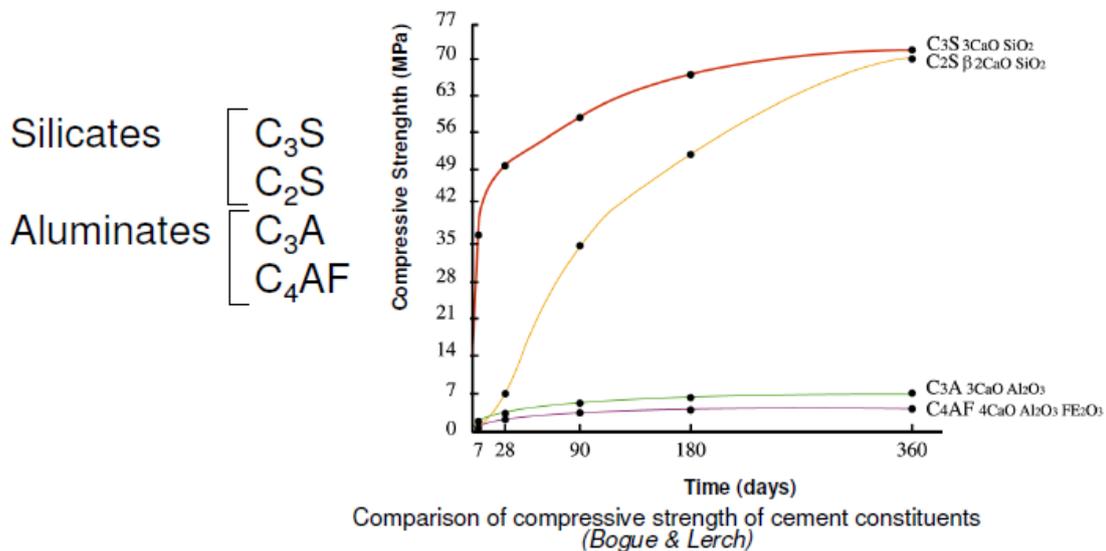
Le pourcentage de ces minéraux est calculé selon les formules suivantes de Bogue (d'où vient leur nom):

$$C_3S = 4,0710 \text{ CaO} - 7,6024 \text{ SiO}_2 - 6,7187 \text{ Al}_2\text{O}_3 - 1,4297 \text{ Fe}_2\text{O}_3$$

$$C_2S = -3,0710 \text{ CaO} + 8,6024 \text{ SiO}_2 + 5,0683 \text{ Al}_2\text{O}_3 + 1,0785 \text{ Fe}_2\text{O}_3$$



L'élément chimique le plus important pour le développement de la résistance mécanique du ciment est le C_3S .



→ C_3S = the most interesting phase

Figure 2.3 : Comparaison des la résistance à la compression des constituants du ciment.

5. Les différents ciments

Les ciments peuvent être classés en cinq grandes familles et vingt-sept variantes principales (voir la norme (en)EN-197-1-2000) pour plus de détails :

- **Ciment Portland** (noté CEM I)
- **Ciment Portland composé** (noté CEM II)
- **Ciments de hauts fourneaux** (noté CEM III)
- **Ciments pouzzolaniques** (noté CEM IV)
- **Ciments au laitier et aux cendres** ou **ciment composé** (noté CEM V)
- **Ciment blanc** (différent des précédents par sa composition chimique et sa méthode de fabrication).

6. Effet du ciment

6.1 Influence du ciment sur les limites d'atterberg

Le ciment est généralement utilisé pour les sols de faible plasticité. Tous les auteurs s'accordent que l'addition du ciment cause une réduction dans l'indice de plasticité. Ces

résultats ont été confirmés par de nombreux chercheurs [Degirmenci et al. 2007; Basha et al. 2002]

L'efficacité du ciment portland sur l'amélioration des rejets de charbon sur les limites d'ATTERBERG sont montrés dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Effet du ciment sur les limites d'ATTERBERG [Okagbue et Ocholor, 2007].

Ciment%	Limite de liquidité	Limite de plasticité	Indice de plasticité
0	32	21	12
2	37	22	15
6	38	25	13
10	39	29	10

De plus, Osula (1991) a montré que l'addition du ciment a engendré une diminution de l'indice de plasticité

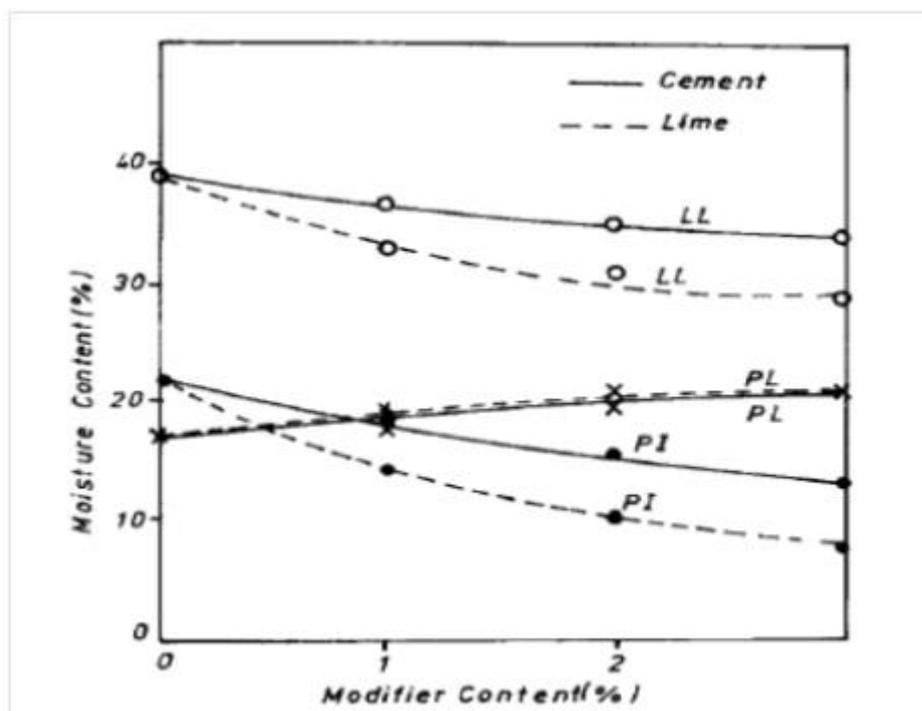


Figure 2.4 : Effet du ciment sur les limites d'Atterberg [Osula1991].

[Chew et al. 2004] ont montré que la limite de plasticité augmente avec le dosage du liant et avec la durée de cure

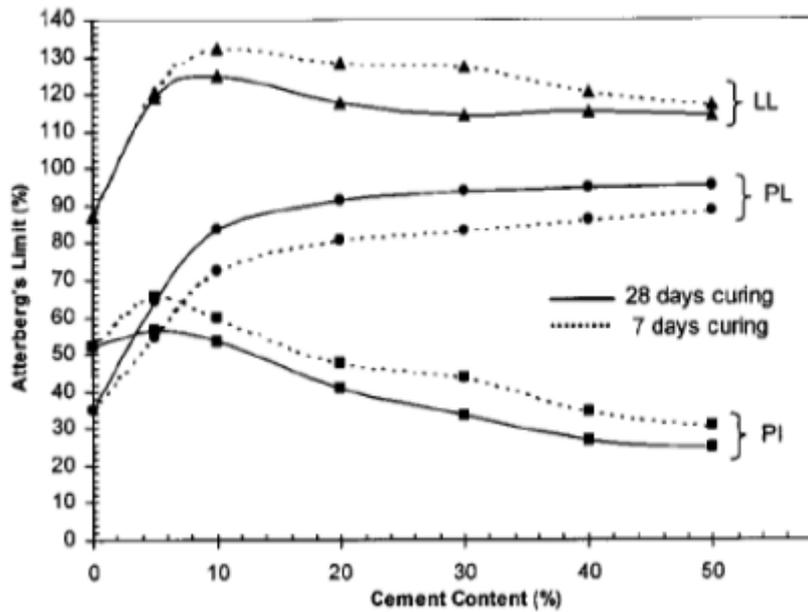
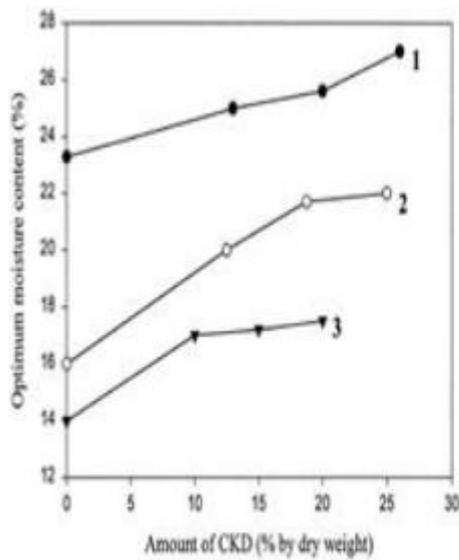


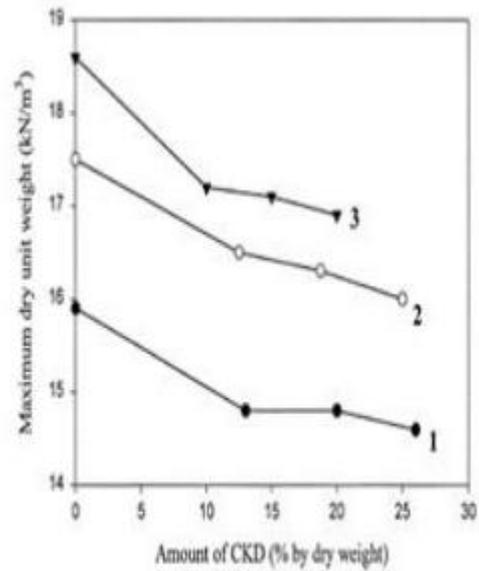
Figure 2.5 : Influence du dosage en ciment sur les limites d'Atterberg (Chew et al. 2004)

6.2 Influence du ciment sur les caractéristiques du compactage

Plusieurs chercheurs [Rahman 1986, Bell 1994, Osula 1996, Gay and Schad 2000, Basha et al. 2003, Sivapullaiah et al. 2003, Basha et al. 2005, Hossain et al. 2006, Hossain et al. 2007, Mu'Azu 2007, Eren and Filiz 2009, Sariosseiri and Muhunthan 2009] se sont penchés sur l'étude de l'effet de l'addition du ciment comme stabilisant aux sols à traiter sur les caractéristiques de compactage de ces sols améliorés. Le même comportement est constaté pour les sols traités à la chaux. Autrement dit, la réduction de la densité sèche maximale est due à la floculation et l'agglomération des particules d'argile tandis que l'augmentation de la teneur en eau optimale est due à l'eau nécessaire pour l'hydratation et pour la réaction pouzzolanique à prendre effet. Miller and Azad (2000) ont observé le même comportement. Les auteurs ont constaté une augmentation de la teneur en eau optimale et une diminution de la densité sèche maximale pour différentes teneurs du stabilisant[7].



a. Teneur en eau optimale



b. Densité sèche maximale

Figure 2.6 : Evolution des caractéristiques de compactage [Miller and Azad 2000]

6.3 Influence du ciment sur la résistance au cisaillement :

Gay et Schad (2000) ont montré que les caractéristiques de cisaillement d'un sol instable traité avec différentes teneurs en ciment ont été améliorées d'une façon remarquable et ceci pour différentes périodes de cure

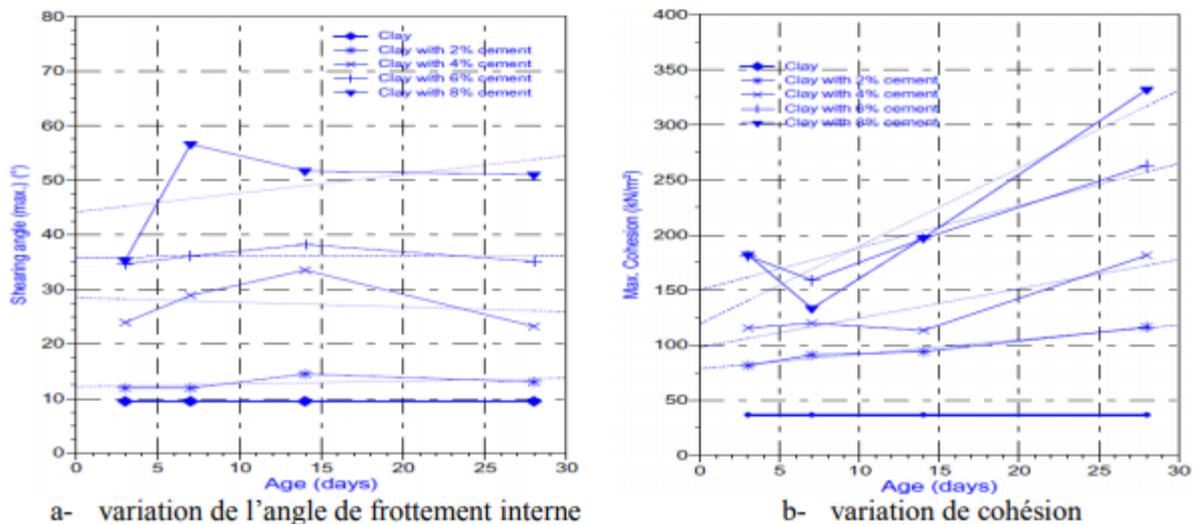


Figure 2.7 : Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement [Gay et Schad, 2000].

Ainsi pour une teneur en ciment de 8% et une période de cure de 28 jours, l'angle de frottement interne est environ 5 fois celui du sol instable non traité. Ceci traduit bien la

stabilité requise après l'amélioration par le ciment du sol instable. Le même comportement est observé pour la cohésion qui représente 7.5 fois celle du sol non traité.

La figure montre qu'il ya une augmentation notable de la cohésion non drainée pour différents dosage en ciment et différentes période de cure [Saeed Sasanian.2010]

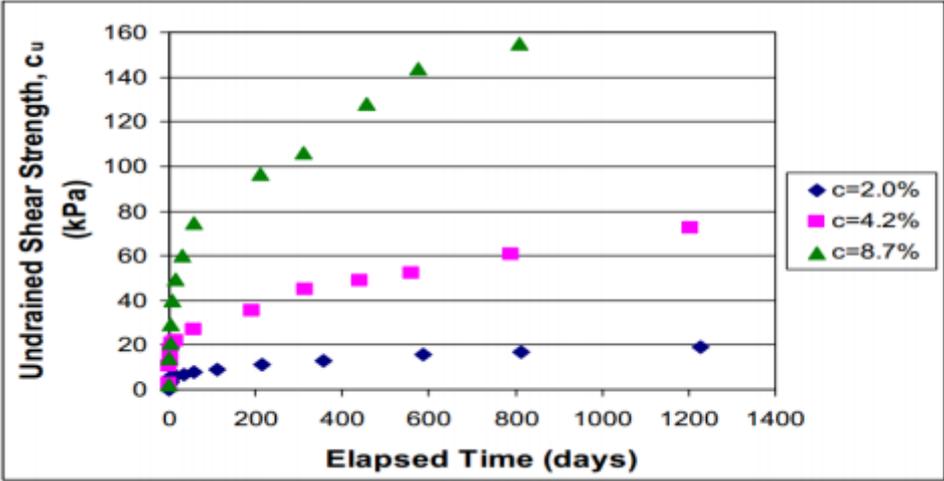


Figure 2.8 : variation de la cohésion non drainée en fonction de la période de cure [Saeed Sasanian.2010].

CHAPITRE 03

CARACTERISATION ET CLASSIFICATION DE SOL ETUDIE

1. Introduction

L'étude expérimentale a pour objectif principal l'évaluation des effets des ajouts minéraux tels que le ciment sur les propriétés physiques (limites d'Atterberg) et mécaniques (compactage, cisaillement) des sols fins instables de la région de Cheffia.

Dans ce chapitre, une description détaillée des propriétés physiques des sols naturels ainsi que les caractéristiques des ajouts minéraux utilisés est présentée. De plus, un aperçu sur les essais réalisés. L'étude expérimentale a été réalisée au sein du laboratoire national de l'habitat et de la construction (LNHC).

2. Sol utilisé

A travers la géologie des terrains de la région de Cheffia, des sols peu convenables présentant une faible capacité de portance et une plasticité élevée sont fréquemment rencontrés. De plus, le choix des ajouts minéraux utilisés s'est porté sur leur disponibilité à travers le territoire national.

Le sol a été extrait à une profondeur d'environ 3 à 3,5m. Après l'extraction, le sol a été placé dans des sachets en plastique et transporté au laboratoire pour préparation et exécution des essais géotechniques d'identification et de caractérisation. Les différentes caractéristiques physiques et mécaniques du sol argileux utilisé ainsi que sa classification ont été déterminées suivant les normes françaises

Tableau 3.1 : Caractéristiques physiques du sol considéré

Caractéristiques de base	
Couleur	Marron
Profondeur (m)	3.00 – 3.50 m
Teneur en eau naturel (%)	22.26
Limite de liquidité (%)	56.35
Limite de plasticité(%)	31.68
Indice de plasticité (%)	24.67
Teneur en eau optimal(%)	16.10
Poids volumique sec maximal (kN/m ³)	1.69

Au laboratoire, nous avons procédé au concassage et broyage des échantillons de sol prélevés

2.1 La teneur en eau selon la norme NF P 94-050/Septembre 1995

But de l'essai

L'essai de la teneur en eau permet la détermination de la quantité d'eau existante dans le sol naturel (échantillon).

Matériel

- Echantillon du sol
- Récipients
- Four avec contrôle de températures (étuve)
- Balance

Mode opératoire:

1- Peser le récipient vide (Poids. Tare) avec couvercle. Identifier le récipient avec une étiquette.

2- Placer l'échantillon à l'état naturel dans le récipient et peser l'ensemble (échantillon + récipient), obtention du poids humide avec poids tare ; de préférence le garder fermé afin de conserver l'humidité de l'échantillon.

3- Placer l'ensemble (échantillon + récipient) dans l'étuve avec température réglée à (110 ± 5) °C , le récipient dans l'étuve ne doit pas être couvert.

4- Après 24h, le récipient avec le sol sec est retiré. Remettre le couvercle et peser (P.S+Tare) en utilisant la même balance.

5- Déterminer le poids de l'eau :

Poids de l'eau = (poids humide+Tare) – (poids sec +Tare)

6-Déterminer la teneur en eau exprimé par :

$$W\% = \frac{\text{poids de l'eau}}{\text{poids du sol sec}}$$

La teneur en eau est exprimée en pourcentage.

2.2 Compactage : Proctor normal-Proctor modifié selon la norme NF P 94-093/Octobre 2014

But de l'essai

Il existe une teneur en eau particulière $w_{optimum}$ notée W_{opn} pour l'essai Proctor normal et W_{opm} pour l'essai Proctor modifié pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche ρ_d (ou un poids volumique) maximum.

La masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximum.

L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières

Définition

L'essai Proctor Normal est réalisé avec la dame normale (petite dame), quelque soit le moule.

L'essai Proctor Modifié est réalisé avec la dame modifiée (grande dame), quelque soit le moule.

Principe de la méthode

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à la compacter selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.

Matériel :

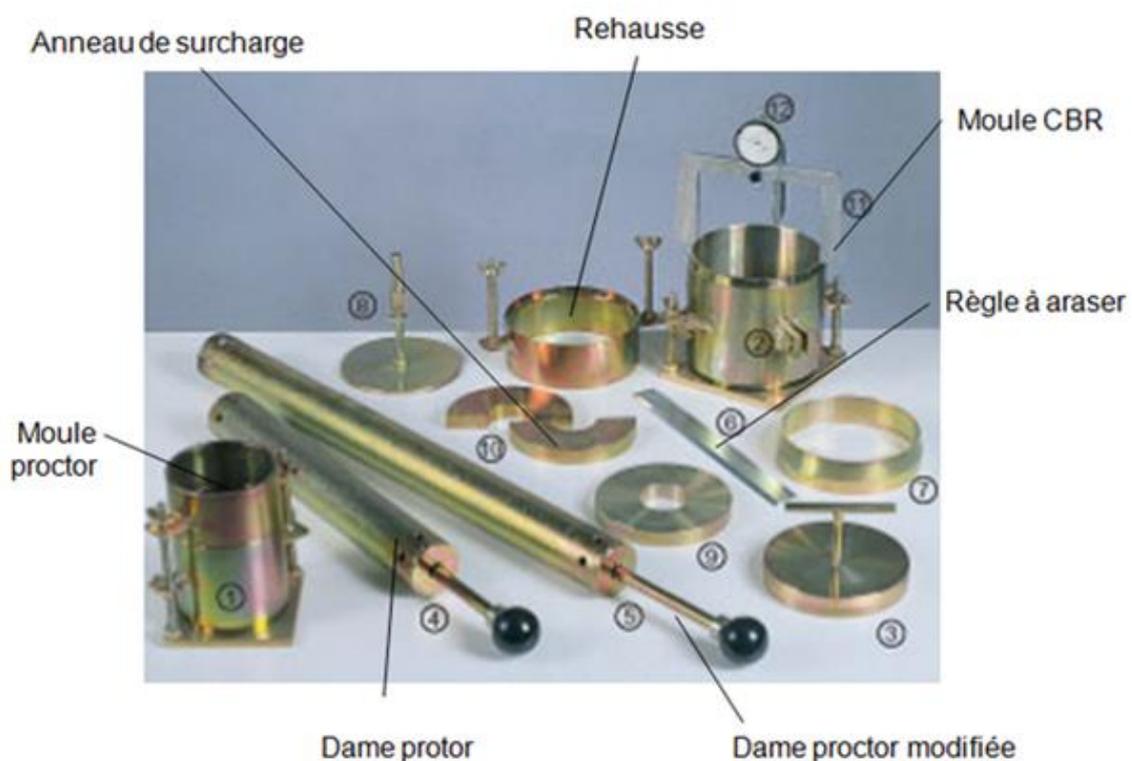


Figure 3.1 : Appareillage de l'essai de compactage

Mode Opératoire

- Lubrification de la paroi du moule

La paroi du moule doit être lubrifiée à huile pour que l'on puisse retirer l'échantillon compacté d'une manière aisée.

- Compactage

Introduire alors la quantité de matériau de façon que la première couche après compactage soit légèrement plus haute que le tiers de la hauteur du moule, compacter cette couche avec la dame Proctor normal en appliquant respectivement 27 coups par couche

- Répéter l'opération autant de fois pour la deuxième et la troisième couche.



Figure 3.2 : essai de compactage

- Araser et retirer l'échantillon : Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur de 1 ou 2 centimètres en pratique, cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radicalement du centre vers la périphérie du moule, ensuite, on retire l'échantillon.

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

2.3 Limite d'Atterberg selon la norme NF P 94-051/Mars 1993

Objectif de l'essai:

Selon sa teneur en eau, un sol sensible à l'eau peut se présenter sous trois états:

- Etat solide

- Etat plastique
- Etat liquide

L'objectif de cet essai est de déterminer les « Limites d'Atterberg » :

Limite de Liquidité W_L (frontière entre état plastique et liquide).

Limite de Plasticité W_P (frontière entre état solide et plastique).

Ces limites sont déterminées sur la fraction de sol passant à travers du tamis 400µm. A partir des résultats obtenus, on détermine deux paramètres :

L'indice de plasticité (I_p) : qui définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité.

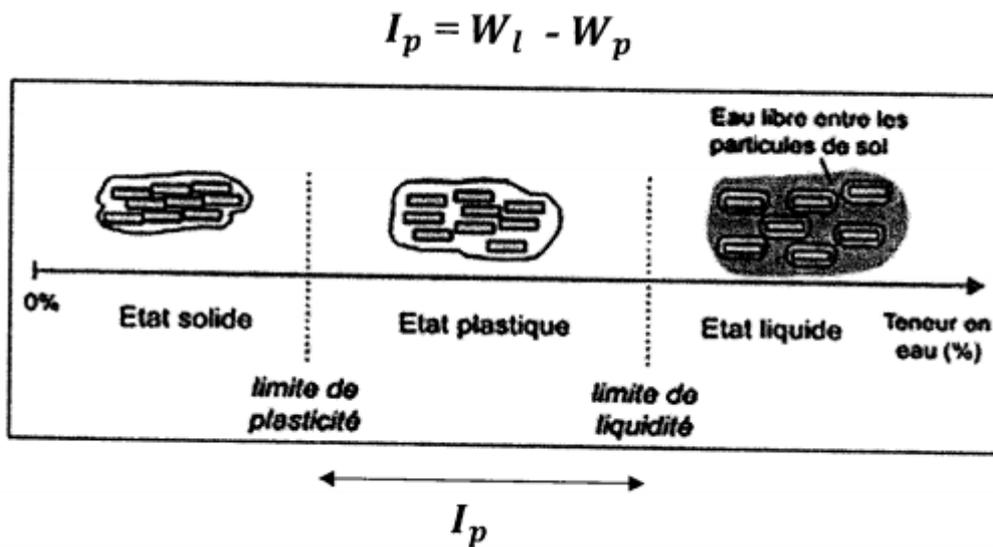


Figure 3.3 : Représentation des limites d'Atterberg.

L'indice de consistance (I_c) : prend en compte la teneur en eau W du sol à l'état naturel pour la fraction inférieure à 400µm

$$I_c = \frac{W_l - W}{I_p}$$

- W : teneur en eau à l'état naturel.
- I_p : Indice de plasticité.
- W_L : Limite de liquidité.

$$I_l = \frac{W - W_p}{I_p}$$

- W_p : Limite de plasticité.
- L'indice de liquidité I_L :

Matériel

- Pour la préparation du sol :

Tamis à mailles carrées de 400 μm d'ouverture.

Bac de manutention.

Dessiccateurs.

- **Pour la détermination de W_L**

Appareil de Casagrande avec ses accessoires.

- **Pour la détermination de W_P**

Une plaque lisse pour le malaxage du sol et la confection des rouleaux de sol.

Une règle pour l'évaluation du diamètre du rouleau de sol.

- **Pour la mesure des teneurs en eau W**

Une étuve de dessiccation pouvant être réglée à 105 °C et à 150°C.

Une balance permettant les pesées avec une incertitude maximale de 1/ 1000 de la pesée.

Des spatules, pissette, récipients.

Mode opératoire

1-Préparation de l'échantillon:

- Prendre un échantillon représentatif du sol et le mettre à imbiber dans un récipient plein d'eau pendant 24 heures
- Tamiser ce matériau imbibé par voie humide sur un tamis de 400 μm , l'ensemble du tamisât et des eaux de lavage étant en suite décanté pendant 12 heures.
- L'eau claire surnageant est siphonnée en prenant garde de ne pas entrainer de particules solides fines, l'eau excédentaire étant évaporée à l'étuve à 50°C jusqu'à obtenir un mortier mou.

L'échantillon ainsi préparés doit contenir environ 200g de particules solides.

2-Détermination de la limite de liquidité W_L

a-Contrôle du fonctionnement de l'appareil :

Avant de procéder aux essais, il faut s'assurer que la largeur de la pointe de l'outil est inférieure à 2.2mm.

La hauteur de chute de la coupelle est de 100mm (tolérance - 0.1mm, +0.5 mm).

3-Réalisation de l'essai

- Répartir avec la spatule, dans la coupelle propre et sèche, une masse d'environ 70g de pâte. Cette pâte étalée en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air, présente en fin d'opération un aspect symétrique comme indiqué la figure

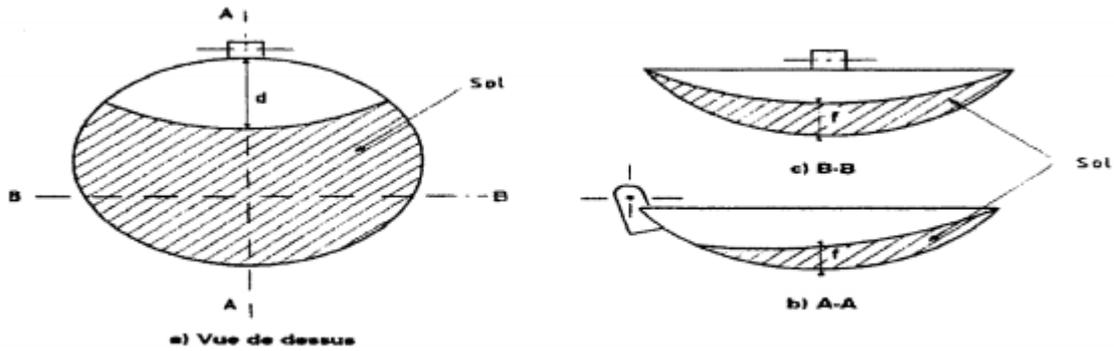


Figure 3.4 : Remplissage de la coupelle de Casagrande.

La pate recouvre le fond de la coupelle, sauf sur une partie d'environ 3cm et son épaisseur f est au centre de l'ordre de 15 à 20mm.

- Partager la pate en deux comme représenté sur la figure , au moyen de l'outil à rainurer, en le tenant perpendiculairement à la surface de la coupelle et en présentant sa partie biseautée face à la direction du mouvement.

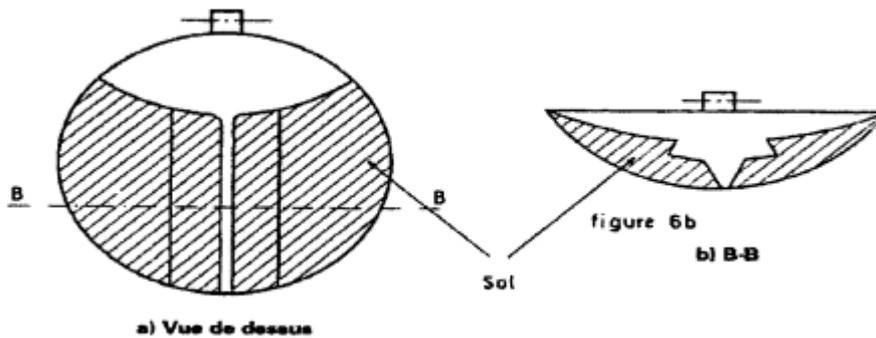


Figure 3.5 : Réalisation de la rainure.

- Fixer délicatement la coupelle sur le support métallique de l'appareil de Casagrande.
- Actionner la came de façon à soumettre la coupelle à une série de chocs à la cadence de 2 coups par seconde
- Noter le nombre N de chocs nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une largeur d'environ 1cm comme représenté sur la figure

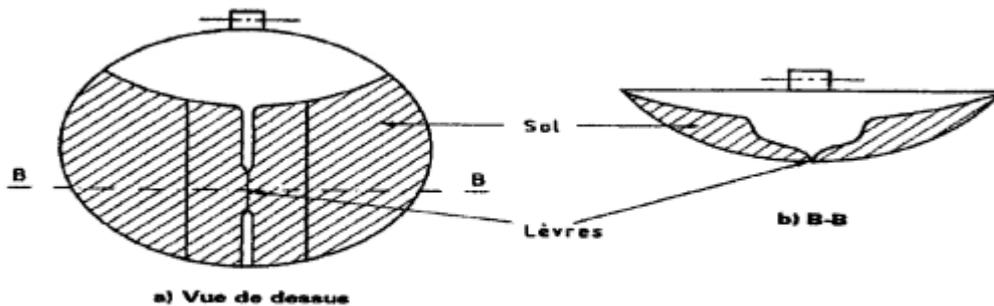


Figure 3.6 : Fermeture du raineur.

NB:

La fermeture de la rainure doit se produire par affaissement de la pâte dans sa masse et non par glissement sur la paroi de la coupelle. Si N est inférieur à 15, le processus est recommencé avec un matériau plus sec et homogénéisé à nouveau.

Si N est supérieur à 35, l'opération est renouvelée sur un prélèvement de pâte auquel a été ajouté un peu d'eau distillée ou déminéralisée.

L'essai n'est poursuivi que lorsque N est compris entre 15 et 35.

- Prélever dans la coupelle, à l'aide d'une spatule, environ 5g de pâte, de chaque côté des lèvres de la rainure et au voisinage de l'endroit où elles se sont refermées, afin d'en déterminer la teneur en eau.
- Le prélèvement est placé dans une capsule ou boîte de pétri de masse connue et pesé immédiatement avant d'être introduit dans l'étuve pour dessiccation conformément à la norme NF P 94-051/Mars 1993.



Figure 3.7 : détermination de la teneur en eau

NB:

L'opération complète est effectuée au moins quatre fois sur la même pâte, mais avec une teneur en eau différente à chaque fois.

La limite de liquidité est déterminée à partir de la représentation graphique de la teneur en eau W , mesurée à chaque essai, en fonction du logarithme du nombre des coups correspondant. La limite de liquidité est la teneur en eau lue sur le graphique pour $N = 25$ coups. Elle s'exprime en pourcentage arrondi au nombre entier le plus proche.

-Détermination de la limite de plasticité W_P :

- Former une boulette à partir de la pâte préparée.
- Rouler la boulette sur une plaque lisse, à la main, de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3mm de diamètre.

NB:

La cadence du mouvement de la main doit être régulière.

L'amincissement du rouleau se fait de manière continue et sans effectuer de coupure dans le sens de sa longueur.

Le rouleau au moment où il atteint un diamètre de $3.0 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$ doit avoir environ 10 cm de longueur et ne doit pas être creux.

- La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure, sa rupture donne des morceaux de diamètre $3 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$.

Si aucune fissure n'apparaît, le rouleau est réintégré à la boulette. La pâte est malaxée tout en étant séchée légèrement, éventuellement sous un flux d'air chaud à une température à $50 \text{ }^\circ\text{C}$.

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

4-Conclusion

Les tests d'Atterberg, faciles à effectuer, permettent de calculer des limites de plasticité et de liquidité assez précises, et très importantes pour la détermination et classification du type de sol selon l'indice de consistance :

$I_c > 1$ Sol en état solide

$0 < I_c < 1$ Sol en état plastique

$I_c < 0$ Sol en état liquide.

2.4 Cisaillement rectiligne a la boîte selon la norme NF P 94-071-1 Aout 1994

But de l'essai

Détermination des paramètres de résistance au cisaillement des sols et principalement la cohésion et l'angle de frottement dans le cas d'essai UU (non consolidé, non drainé)

Principe de la méthode

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de 2 demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des 2 demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

Cet essai consiste à appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai. Ensuite, produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort N un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan de séparation des 2 demi-boîtes en imposant un déplacement relatif de ces demi-boîtes à vitesse constante.

Mesurer l'effort T de cisaillement correspondant.

Matériel nécessaire

Le bâti

La boîte de cisaillement

- Demi-boîtes inférieure et supérieure
- Fond et couvercle
- Pierres poreuses
- Plaques striées (drainantes ou non)
- Vis de montage des demi-boîtes Le système de mesure de la force verticale (consolidation):

Le système de mise en charge est tel que si on place

Une charge de 5 kg sur le plateau, la charge sur la boîte est de 50 kg.

Le système de mesure de l'effort de cisaillement

Il s'agit d'un anneau dynamométrique dont le tableau d'étalonnage est fourni

La vitesse de déplacement de la demi-boîte inférieure est assurée par une boîte de vitesses. La vitesse choisie pour notre essai est de 0.900 mm/min



Figure 3.8 : Appareillage de l'essai de cisaillement

Mode opératoire

- Les vis de fixation de l'anneau dynamométrique doivent être desserrées.
- Assembler les 2 demi-boîtes puis placer le fond, une pierre drainante et une plaque striée.
- Prélever avec la trousse coupante un échantillon de sol, le peser. Cette pesée peut servir à calculer la masse volumique du sol.
- Placer l'échantillon dans la boîte
- Tasser légèrement l'échantillon avec le pilon (cette opération sera effectuée si le sol a été prélevé en profondeur)
- compléter le montage de la boîte avec la plaque striée supérieure, la pierre poreuse et le couvercle.

Placer la boîte dans le bâti, la demi-boîte supérieure étant solidaire de l'anneau dynamométrique de mesure de l'effort de cisaillement T .

- amener le système de mise en charge verticale au droit de la boîte vissé le doigt de mise en charge de manière à assurer le contact avec le couvercle.
- placer une charge sur le plateau

- abaisser le plateau pour libérer cette charge, alors commence la consolidation du sol.
- serrer les vis de fixation de l'anneau dynamométrique de manière à combler les jeux
- retirer les vis d'assemblage de la boîte (celles marquées d'un point rouge).
- mettre en route, l'essai commence. Il faut en général relever la valeur indiquée par l'anneau dynamométrique toutes les 25 secondes.
- l'essai peut s'arrêter automatiquement

CHAPITRE 04

PRESENTATION ET INTERPRITATION DES RESULTATS

1. Introduction

L'argile limoneuse est considérée comme un mauvais sol et ne présentent pas, par conséquent, les performances nécessaires pour supporter des charges transmises par les structures. Ce type de sol nécessite donc une certaine amélioration pour augmenter sa stabilité mécanique et améliorer ses performances.

Ce chapitre est consacré à faire une étude expérimentale qui a pour objectif principal l'évaluation des effets des ajouts du ciment sur les propriétés physiques (limites d'Atterberg) et mécaniques (compactage, cisaillement) du sol considéré (argile limoneuse), extrait de la région de Cheffia.

2. Préparation des mélanges

Le sol a été extrait à une profondeur d'environ 3 à 3,5m. Après l'extraction, le sol a été placé dans des sachets en plastique et transporté au laboratoire pour préparation et exécution des essais géotechniques d'identification et de caractérisation. Les différentes caractéristiques physiques et mécaniques (Tableau 4.1) du sol argileux utilisé ainsi que sa classification ont été déterminées suivant les normes françaises. Au laboratoire, nous avons procédé au concassage et broyage des échantillons du sol prélevé et à la détermination de sa teneur en eau.

Tableau 4.1. Caractéristiques physiques du sol considéré

Caractéristiques de base	
Couleur	Marron
Profondeur (m)	3.00 – 3.50 m
Teneur en eau naturel (%)	22.26
Densité sèche γ_d (t/m ³)	1.56

3. Essais mécaniques au laboratoire

3.1 Essai Proctor normal

Une quantité suffisante du sol considéré a été placée à l'étuve pendant 24 heures pour effectuer le séchage. Après séchage, on considère en premier lieu, le sol à l'état naturel (0% de ciment), une quantité de 6000g a été placée dans un grand récipient, ensuite divisée en trois quantités égales dont le poids de chacune est de 2000g. On ajoute de l'eau pour les trois quantités avec des pourcentages différents (14%, 16% et 18%), un bon malaxage doit être réalisé pour chaque quantité. En deuxième lieu, on répète l'opération, en employant une autre quantité de sol avec un ajout de 2% de ciment pour les trois portions de sol sec, puis on ajoute de l'eau comme précédemment, chaque quantité reçoit un pourcentage d'eau (14%, 16% et 18%). On refait l'opération en considérant les taux de ciment de 4% et 6%.



Figure 4.1: Préparation des mélanges au laboratoire.

3.1.1 Influence du pourcentage sur la teneur en eau



Figure 4.2 : Essai de compactage

Les résultats expérimentaux concernant les caractéristiques de compactage Proctor normal sont présentés dans le tableau 4.2.

Les valeurs de la densité sèche en fonction de la teneur en eau, ont été calculées en fonction de la densité humide et de la teneur en eau par la formule:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{W + 100} * 100$$

Les teneurs en eau optimales ainsi que les poids volumiques humides sont déterminés lors de l'étude expérimentale et calculés à l'aide des formules suivantes :

$$W(\%) = \frac{\text{poids de l'eau}}{\text{poids du sol sec}} * 100$$

$$\gamma_h = \frac{\text{poids humide}}{\text{volume net}}$$

Les courbes de l'essai Proctor (γ_{dmax} fonction w_{opt}) sont représentées dans les figures ci-dessous (Fig 4.3- Fig 4.6). Au laboratoire on cherche à trouver la teneur en eau optimale, cette teneur correspond à la densité sèche maximale, pour notre cas 3 pourcentages d'eau sont employés (14%, 16% et 18%) pour chaque échantillon, lors de l'essai Proctor. On constate que pour les 4 essais réalisés (0% ciment, 2% ciment, 4% ciment et 6% ciment), la valeur optimale de la teneur en eau qui correspond au poids de l'eau ajouté au mélange qui est de 320g a pris des valeurs différentes (Tableau 4.2).

Tableau 4.2 : Caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en ciment

Désignations	caractéristiques de compactage	
	Teneur en eau optimal $\omega_{opt}(\%)$	Poids volumique sec Maximal $\gamma_{dmax}(g/cm^3)$
Etat naturel	18.07	1.65
2% de ciment	18.31	1.74
4% de ciment	19.22	1.76
6% de ciment	18.67	1.70

3.1.2 Influence du taux de la teneur en eau sur la densité sèche

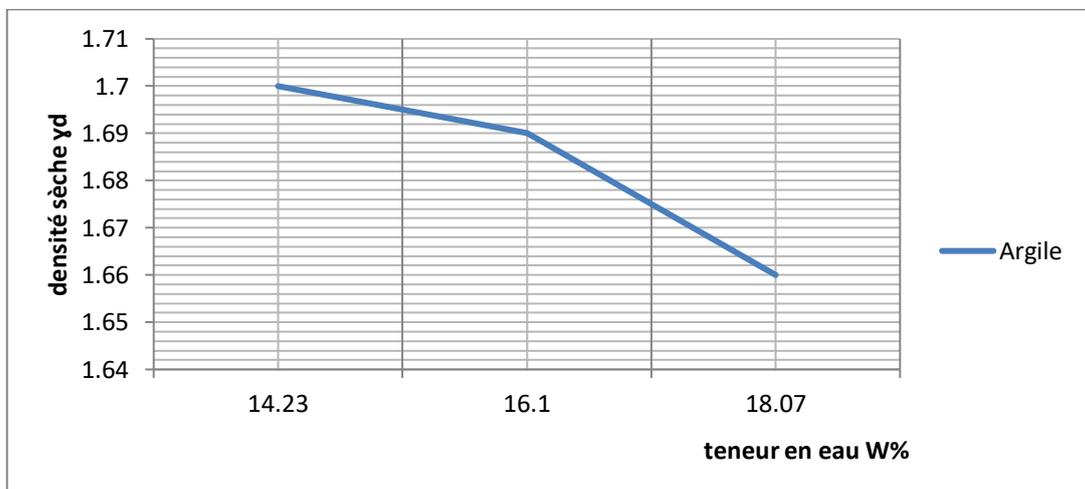


Figure 4.3 : la courbe de compactage (argile à l'état naturel)

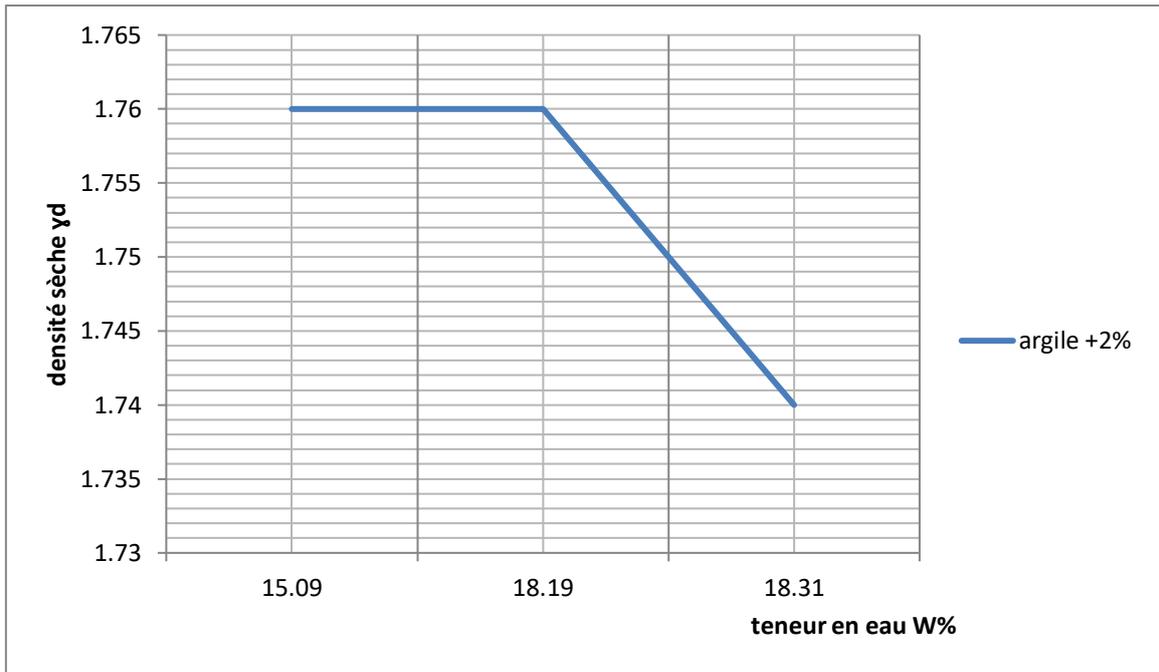


Figure 4.4 : la courbe de compactage (argile +2% ciment)

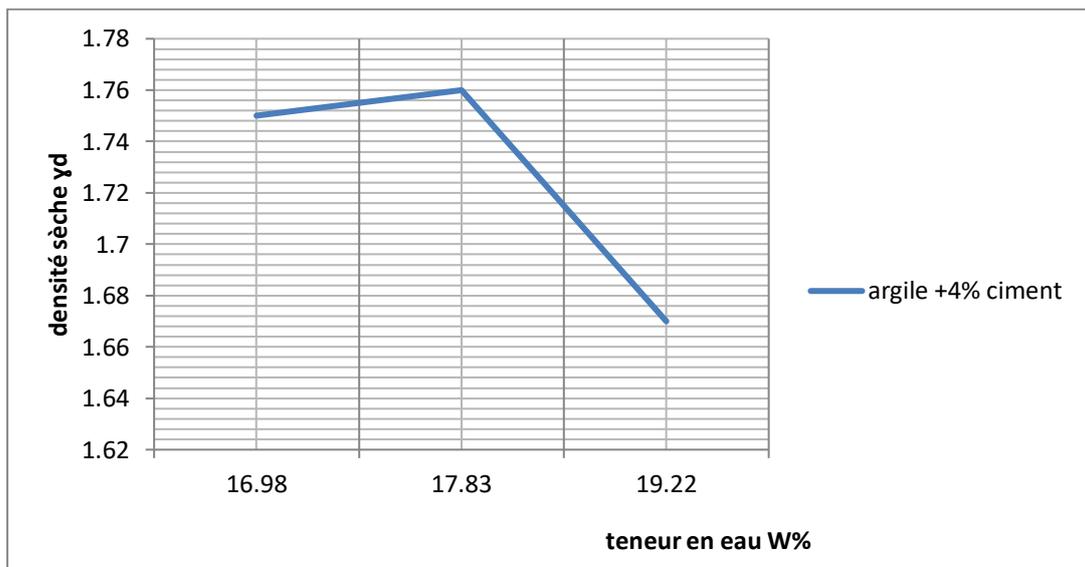


Figure 4.5 : la courbe de compactage (argile +4% ciment)

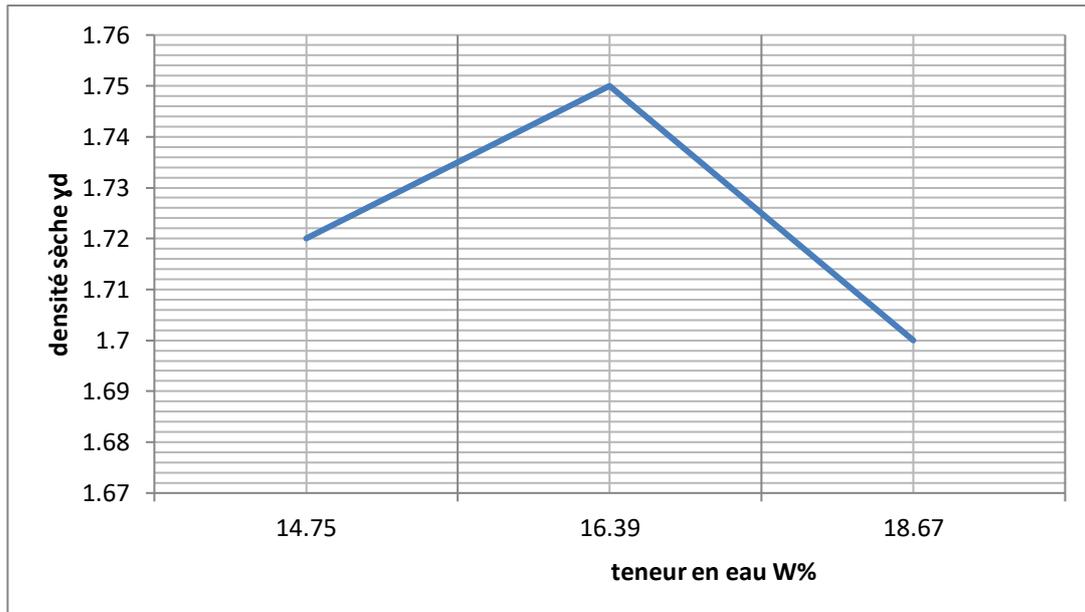


Figure 4.6 : la courbe de compactage (argile +6% ciment)

Les figures (Fig 4.3 –Fig 4.4-Fig 4.5-Fig 4.6) montrent l’influence de la teneur en sur la densité sèche du sol considéré.

3.1.3 Influence du pourcentage de ciment sur la teneur en eau et la densité sèche

La figure 4.7 montre l’évolution de la teneur en eau en fonction du pourcentage de ciment. On note que l’augmentation du pourcentage de ciment entraine l’augmentation de la teneur en eau (courbe croissante), jusqu’ la valeur 4% ce qui est en accord avec la littérature, ensuite on observe une diminution de la teneur en eau (courbe change de sens) ; pour 6% de ciment la valeur optimale est de 18.67%

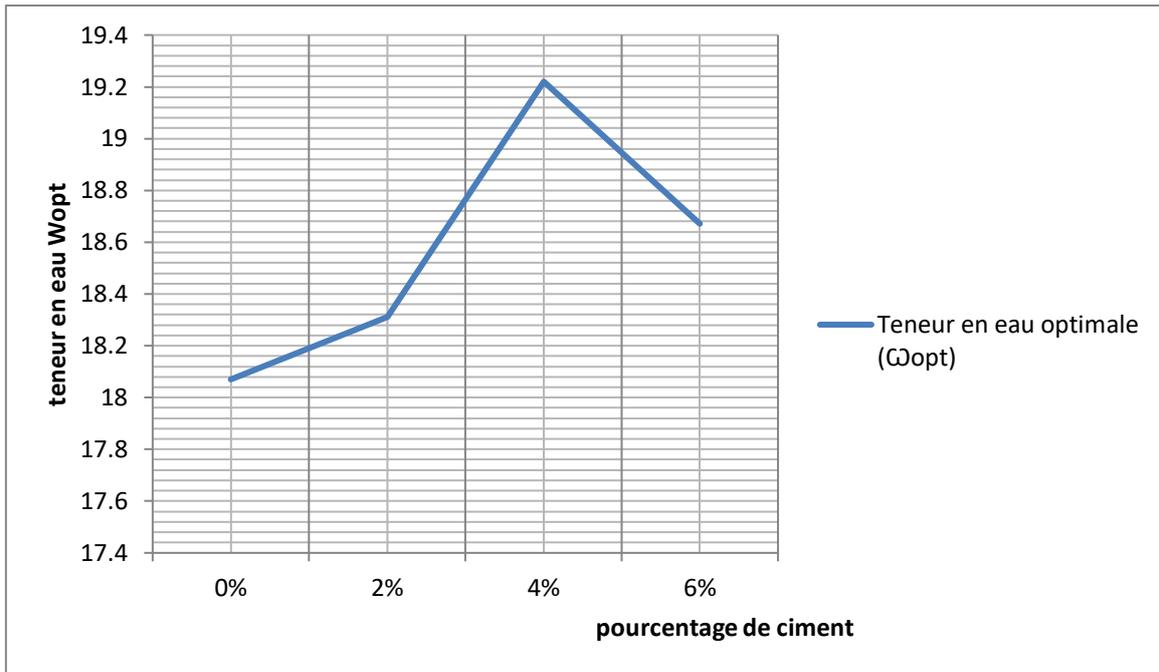


Figure 4.7 : Variation de la teneur en eau optimale (W_{opt})

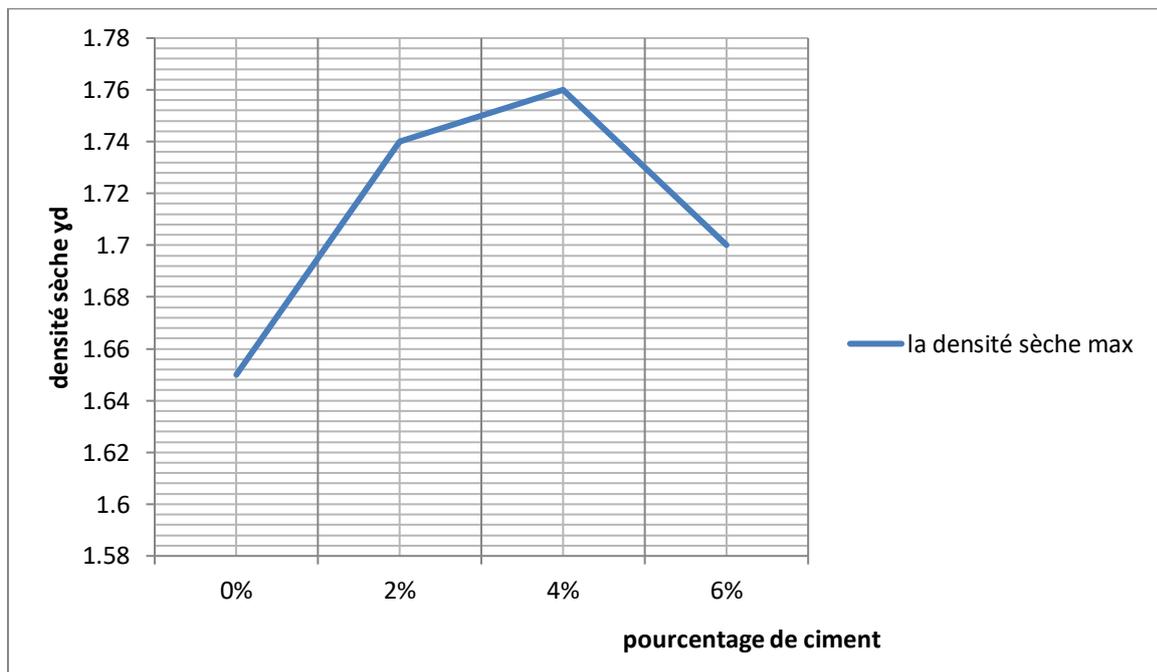


Figure 4.8 : Variation de la densité sèche max en fonction du pourcentage en ciment

La figure 4.8 montre l'évolution de la densité max sèche en fonction du taux de ciment rajouté au sol considéré, on observe que la valeur de la densité sèche à l'état naturel est de 1.65 g/cm³, cette valeur augmente progressivement, avec l'ajout d'une quantité de ciment de %,

la densité sèche devient 1.74 g/cm³. La courbe continue à croître jusqu'à 4 % d'ajout de ciment, la densité sèche prend la valeur 1.76 g/cm³, on peut dire que l'ajout du ciment en petites quantités ne dépassant pas 4% améliore la qualité du sol considéré. Au-delà de ce pourcentage de ciment ajouté la densité sèche décroît (courbe décroissante), pour 6% de ciment la valeur de la densité est de 1.70 g/cm³.

3.2 Essai de cisaillement

Le mode opératoire est indiqué dans le chapitre 3.

Tableau 4.3 Influence du pourcentage du ciment sur cisaillement

Les échantillons		Contrainte normale σ (kpa)	Contrainte de cisaillement τ (kpa)
Etat naturelle	Eprouvette 1	0.5	0.60
	Eprouvette 2	1.0	0.74
	Eprouvette 3	1.5	0.86
2% ciment	Eprouvette 1	0.5	0.38
	Eprouvette 2	1.0	0.77
	Eprouvette 3	1.5	1.34
4% ciment	Eprouvette 1	0.5	0.36
	Eprouvette 2	1.0	0.77
	Eprouvette 3	1.5	1.11
6% ciment	Eprouvette 1	0.5	0.36
	Eprouvette 2	1.0	0.75
	Eprouvette 3	1.5	1.01

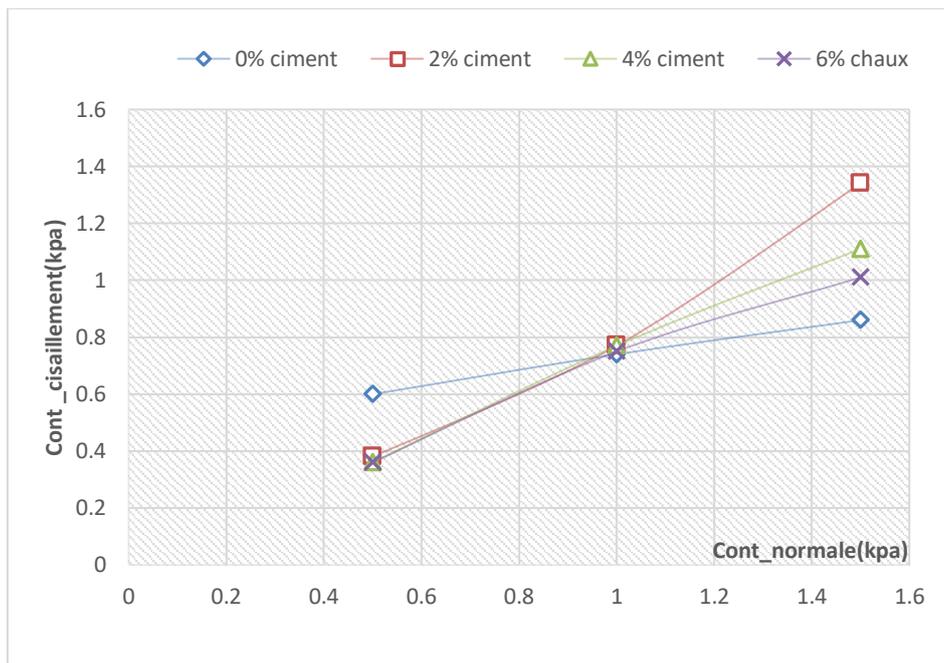


Figure 4.9 : Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale

On note d'après la figure 4.9 que les courbes tracées sont des droites, elles suivent la loi de coulomb : $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C$.

On déduit que l'angle de frottement ϕ est important pour le de ciment égal à 2%, donc la résistance au cisaillement du sol est meilleure avec un ajout de ciment qui correspond à 2%.

Tableau 4.4 : Influence du pourcentage du ciment sur cisaillement

Les échantillons	Cohésion	Angle de frottement
Etat naturelle	0.46	16.3
2% ciment	0.03	36.07
4% ciment	0.04	35.21
6% ciment	0.03	33.3

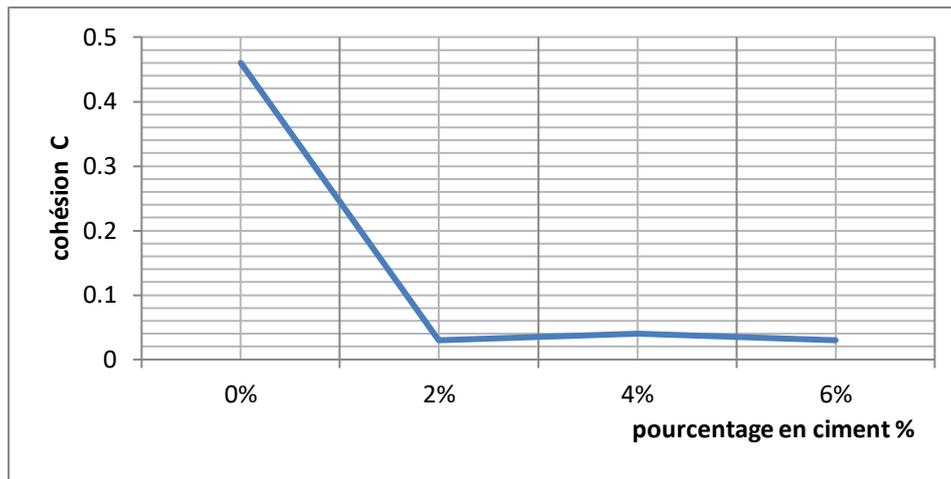


Figure 4.10 : Variation de la cohésion en fonction du pourcentage du ciment

On remarque que la courbe qui exprime la cohésion en fonction du pourcentage de ciment est décroissante jusqu'à 2% en suite elle devient stationnaire jusqu'à 6%. On peut dire que le taux de ciment 2% rajouté a donné une certaine amélioration au sol considéré au de la 2% de ciment il n y a pas de changement au niveau du mélange considéré.

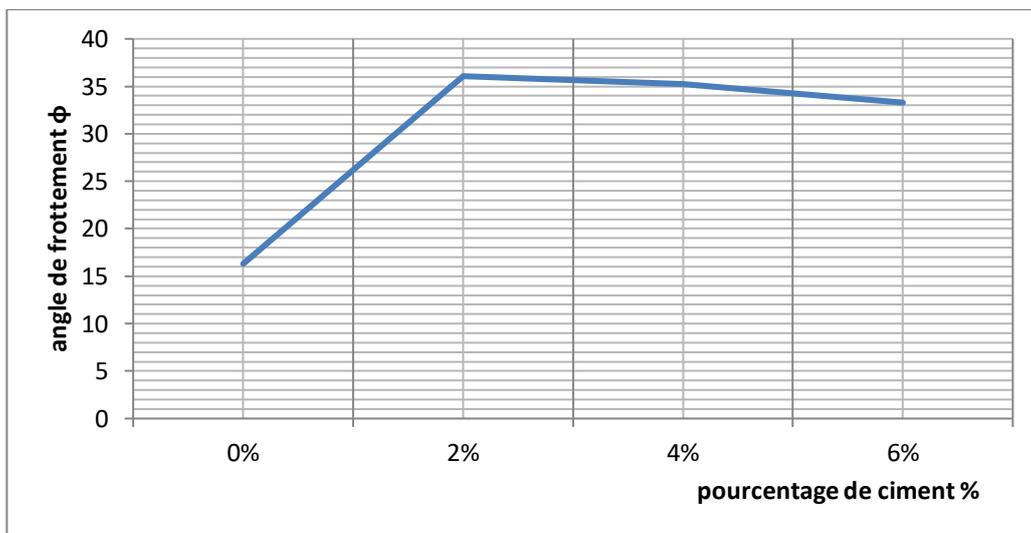


Figure 4.11 : Variation de l'angle de frottement en fonction du pourcentage du ciment

D'après la figure 4.11, on remarque que l'addition de 2% de ciment dans la préparation de mélange entraîne l'augmentation de l'angle de frottement qui été de 16.3 a atteint une valeur de 36.07. Toutefois, en continuant à augmenter le taux de ciment à 4% et 6%, on note que l'angle de frottement diminue légèrement et prend respectivement les valeurs :35.21et 33.3. On déduit que l'ajout du ciment à ce type de sol donne une amélioration.

4. Essais Physiques au laboratoire

4.1 Limites d'Atterberg

Le mélange est malaxé avec l'eau jusqu'à un bon malaxage. Puis on démarre les essais. Le mode opératoire est indiqué dans le chapitre 3.

4.1.1 Limite de liquidité

Les pourcentages de ciment ajouté sont donnés ainsi que les limites de liquidité obtenues pour chaque échantillon traité sont donnés dans le tableau 4.5

Tableau 4.5 : Valeurs des limites de liquidité pour les différents pourcentages de ciment.

(%) ciment	W _L (%)
0%	56.35 %
2%	50.38 %
4%	47.11 %
6%	46.40 %

A partir de ces valeurs la variation de la limite de liquidité en fonction des pourcentages de ciment ont été représenté sur la figure 4.12.

On remarque (Figure 4.12) que la limite de liquidité diminue avec l'augmentation de l'ajout de ciment (courbe décroissante), la valeur de la limite de liquidité à l'état naturel est de 56.35%, elle décroît progressivement jusqu'à 46.40% pour 6% de ciment.

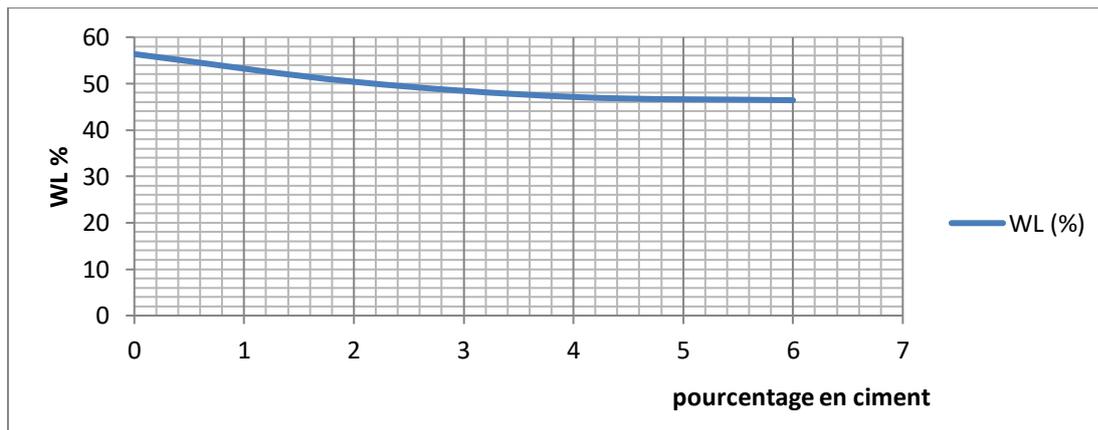


Figure 4.12 : L'influence de ciment sur la limite de liquidité.

4.1.2 Limite de plasticité

Les pourcentages de ciment ajouté sont donnés ensemble avec les limites de plasticité obtenues pour chaque échantillon traité sur le tableau 4.6

Tableau 4.6 : Valeurs de la limite de plasticité des différents pourcentages de ciment.

(%) ciment	W _P (%)
0%	31.68 %
2%	33.49 %
4%	35.26%
6%	31.79 %

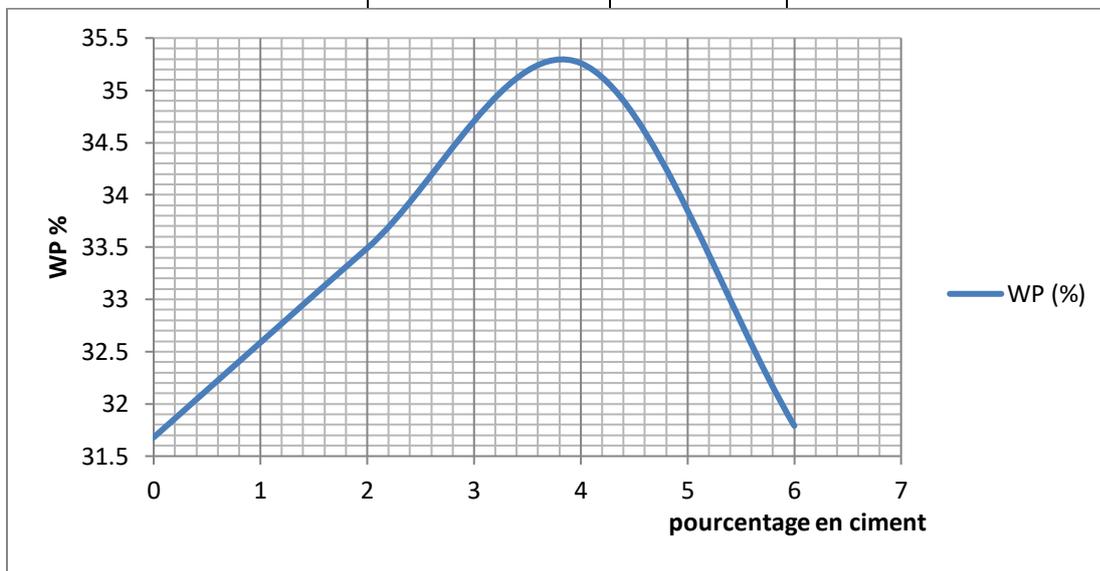


Figure4.13 : L'influence de ciment sur la limite de plasticité

La figure 4.13 montre que la limite de plasticité augmente lorsqu'on ajoute un pourcentage de ciment (courbe croissante), mais à partir de 4% de ciment la courbe change de sens devient décroissante donc la limite de plasticité diminue. Ce qui confirme que l'amélioration (diminution de la plasticité) du sol se fait pour 4% de ciment. D'après l'étude bibliographique le ciment est plutôt meilleur avec une terre sableuse.

4.1.3 L'indice de plasticité

Les valeurs obtenues après calcul de l'indice de plasticité pour les pourcentages de ciment utilisés sont données dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7: Valeurs de l'indice de plasticité des différents pourcentages de ciment.

(%) ciment	I _P (%)
0%	24.67 %
2%	16.89 %
4%	11.85 %
6%	14.61 %

La figure 4.14 représente l'influence des pourcentages de ciment ajouté au mélange sur l'indice de plasticité du sol étudié. La courbe montre une diminution de l'indice de plasticité avec l'augmentation du pourcentage de ciment jusqu'à un pourcentage de 4% qui correspond à 11.85% de l'indice de plasticité. Après ce pourcentage l'indice de plasticité augmente avec l'augmentation d'additif de ciment. Pour 6% de ciment ajouté au mélange l'indice de plasticité devient 14.61%. Ce qui a été constaté précédemment avec les résultats de la limite de plasticité (figure 4.13).

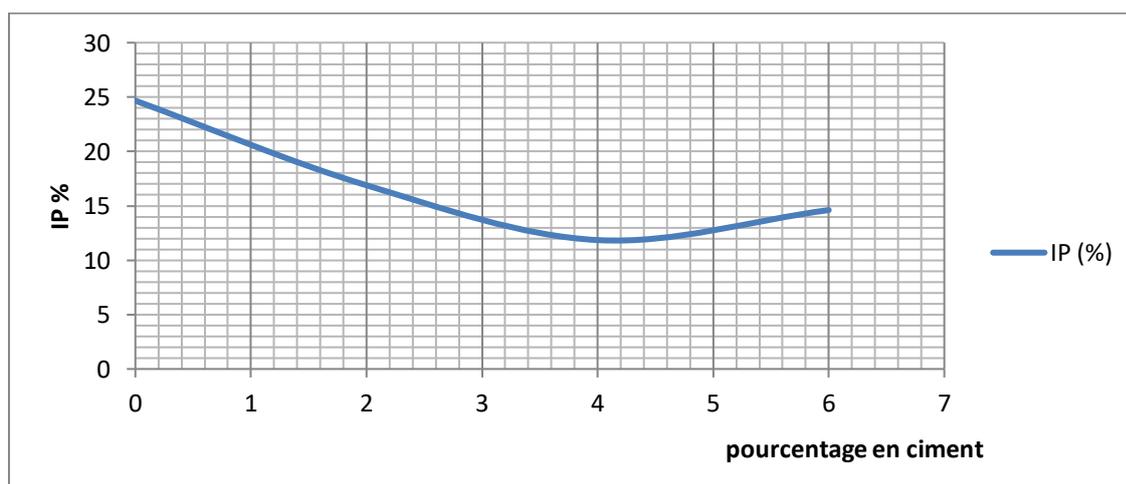


Figure 4.14 : L'influence du ciment sur l'indice de plasticité

Tableau 4.8 : Influence de ciment sur les limites d'ATTERBERG.

	0%	2%	4%	6%
W _L (%)	56.35	50.38	47.11	46.40
W _P (%)	31.68	33.49	35.26	31.79
I _P (%)	24.67	16.89	11.85	14.61

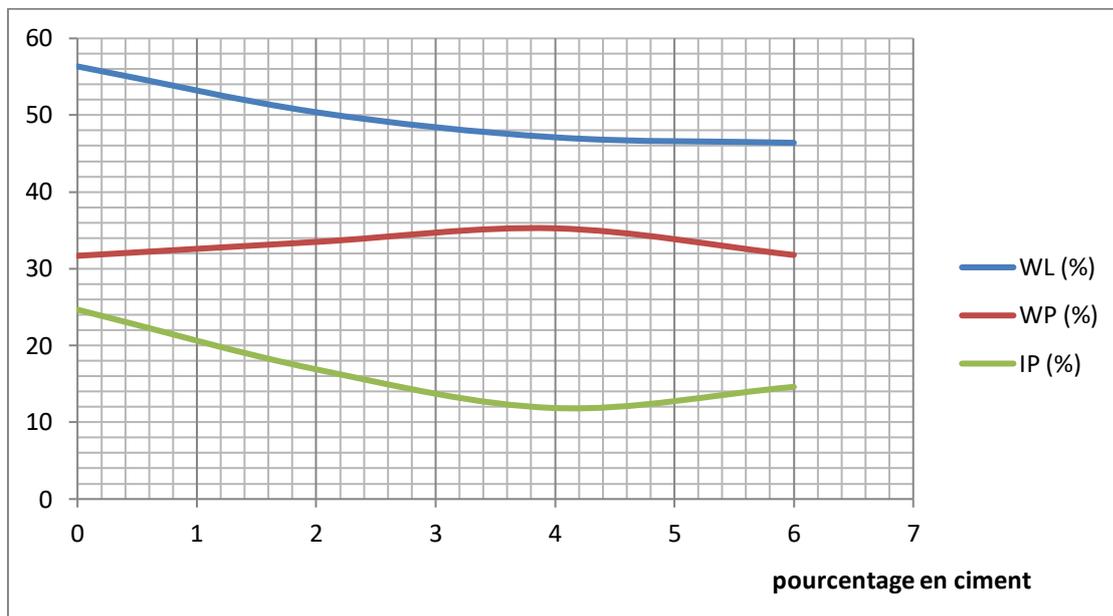


Figure 4.15 : Influence de ciment sur les limites d'ATTERBERG.

Le traitement de la stabilité de l'argile limoneuse peut se faire mais avec un taux de ciment assez faible ne dépassant 6%.

CONCLUSIONS GENERALES

Conclusions générales

L'étude expérimentale réalisée nous a permis de conclure que :

◆ D'après l'essai de compactage on déduit que l'augmentation du pourcentage de ciment entraîne l'augmentation de la teneur en eau, jusqu'à la valeur 4% ce qui est en accord avec la littérature, ensuite on observe une diminution de la teneur en eau pour 6% de ciment ;

◆ On observe que la valeur de la densité sèche à l'état naturel est de 1.7 g/cm³, cette valeur augmente progressivement, avec l'ajout d'une quantité de ciment de 2%, la densité sèche devient 1.76 g/cm³. La densité sèche continue à croître jusqu'à 4 % d'ajout de ciment, elle prend la valeur 1.85 g/cm³, on peut dire que l'ajout du ciment en petites quantités ne dépassant pas 4% améliore la qualité du sol considéré.

◆ On note d'après l'essai de cisaillement que les courbes tracées τ en fonction de σ sont des droites, elles suivent la loi de coulomb : $\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi + C$.

On déduit que l'angle de frottement ϕ est important pour un ajout de ciment égal à 2%, donc la résistance au cisaillement du sol est meilleure avec un ajout de ciment qui correspond à 2%.

◆ On remarque que la courbe qui exprime la cohésion en fonction du pourcentage de ciment est décroissante jusqu'à 2% en suite elle devient stationnaire jusqu'à 6%. On peut dire que le taux de ciment 2% rajouté a donné une certaine amélioration au sol considéré au de la 2% de ciment il n y a pas de changement au niveau du mélange considéré.

◆ On remarque que l'addition de 2% de ciment dans la préparation de mélange entraîne l'augmentation de l'angle de frottement qui été de 16.3 a atteint une valeur de 36.07. Toutefois, en continuant à augmenter le taux de ciment à 4% et 6%, on note que l'angle de frottement diminue légèrement et prend respectivement les valeurs : 35.21 et 33.3. On déduit que l'ajout du ciment à ce type de sol donne une amélioration.

◆ Les résultats de l'essai des limites d'Atterberg montrent que la limite de liquidité diminue avec l'augmentation de l'ajout de ciment, la valeur de la limite de liquidité à l'état naturel est de 56.35%, elle décroît progressivement jusqu'à 46.40% pour 6% de ciment.

◆ La limite de plasticité augmente lorsqu'on ajoute un pourcentage de ciment, mais à partir de 4% de ciment la limite de plasticité diminue. Ce qui confirme que l'amélioration (diminution de la plasticité) du sol se fait pour 4% de ciment. D'après l'étude bibliographique le ciment est plutôt meilleur avec une terre sableuse.

◆ On note également, une diminution de l'indice de plasticité avec l'augmentation du pourcentage de ciment jusqu'à un pourcentage de 4% qui correspond à 11.85% de l'indice de plasticité. Après ce pourcentage l'indice de plasticité augmente avec l'augmentation du taux de ciment. Pour 6% de ciment ajouté au mélange l'indice de plasticité devient 14.61%.

REFERENCES

[1] : Messaoudi Meriem.2018 Effet du traitement des sols limoneux par le ciment sur les caractéristiques de compactage. Université Larbi Ben M'Hidi Oum El Bouaghi

- [2] :Abidat Wafa.2019 Effet de traitement des sols argileux par la chaux et le sable sur les propriétés de portance. Université Badji Mokhtar Annaba
- [3] : Oudni Selma.2018 effet du traitement des sols limoneux par la chaux sur les caractéristiques de compactage. Université Larbi Ben M’Hidi Oum El Bouaghi
- [4] : Dr S.Zemouli.2021 Amélioration des sols problématiques
- [5] : Natacha Sertier Amélioration des sols
- [6] : Massinissa Koussaila Saadi stabilisation des sols gonflants avec la chaux. Cas de la région de Mila. Université Larbi Ben M’Hidi Oum El Bouaghi
- [7] : Amoura Fouad et Maameri Mohamed.2015 Effet de la durée de cure sur la plasticité et sur les paramètres de cisaillement d’un sol fin argileux amélioré par la chaux. Université Hassiba Benbouali de Chlef.
- [8] : Chorvikh fethi.2007 Etude physicochimique du ciment.Université de jijel
- [9] : Lwanzo Mabeka.2007 Etude de la commercialisation du ciment.Université de ce promade/Beni-Graduat.
- [10] :Mr.Z.Benghazi Technologie des géo matériaux.

ANNEXE « A » : « résultat de la teneur en eau »

Echantillons	1	2	3
N° Tare	G07	M13	T20
P.H +Tare (g)	69.88	71.12	61.22

P.S +Tare (g)	60.70	62.12	53.37
P. Tare (g)	19.12	21.57	18.95
P. Eau (g)	9.18	9.00	7.75
P. Sol sec (g)	41.58	40.55	34.42
Teneur en eau (%)	22.08	22.19	22.52

ANNEXE « B » : « Résultats de compactage »

Etat naturel

Point	1	2	3
Pourcentage d'eau ajouté	14%	16%	18%
Poids d'eau ajouté	280	320	360
Poids sol humide+moule (g)	6990	7010	
Poids du moule (g)	5162	5162	5162
Poids du sol humide (g)	1828	1848	1842
Poids du sol sec (g)	1600.28	1591.73	1560.10
Volume du moule (cm ³)	942	942	942
Densité sèche γ_d (Mg/m ³)	1.94	1.96	1.96
Densité sèche γ_d (Mg/m ³)	1.70	1.69	1.65

N° Tare	K10	P08	200	305	307	P04
Poids sol humide + Tare (g)	320	314	314	310	318	323
Poids sol sec + Tare (g)	284	282	278	272	276	281
Poids Tare (g)	44	44	44	46	44	48
Poids Eau (g)	36	32	36	38	42	42
Poids sol sec (g)	240	238	234	226	232	233
Teneur en eau W (%)	15.00	13.45	15.38	16.81	18.10	18.03
Moyenne (%)	14.23		16.10		18.07	

2% ciment

Point	1	2	3
Pourcentage d'eau ajouté	14%	16%	18%
Poids d'eau ajouté	280	320	360
Poids sol humide+moule (g)	7068	7102	7076
Poids du moule (g)	5162	5162	5162
Poids du sol humide (g)	1906	1940	1914
Poids du sol sec (g)	1656.10	1639.76	1660.31
Volume du moule (cm ³)	942	942	942
Densité sèche γ_d (Mg/m ³)	2.02	2.06	2.03
Densité sèche γ_d (Mg/m ³)	1.76	1.76	1.74

N° Tare	K10	307	P08	200	P04	305
Poids sol humide + Tare (g)	350	354	358	350	386	356
Poids sol sec + Tare (g)	310	314	308	304	340	316
Poids Tare (g)	48	46	44	44	48	46
Poids Eau (g)	40	40	50	46	46	40
Poids sol sec (g)	262	268	264	260	292	270
Teneur en eau W (%)	15.27	14.92	18.94	17.69	15.75	14.81
Moyenne (%)	15.09		18.19		18.31	

4% ciment

Point	1	2	3
Pourcentage d'eau ajouté	14%	16%	18%
Poids d'eau ajouté	280	320	360
Poids sol humide+moule (g)	7090	7116	7110

Poids du moule (g)	5162	5162	5162
Poids du sol humide (g)	1928	1954	1948
Poids du sol sec (g)	1688.71	1682.89	1642.50
Volume du moule (cm ³)	942	942	942
Densité sèche γ_d (Mg/m ³)	2.05	2.07	2.07
Densité sèche γ_d (Mg/m ³)	1.80	1.78	1.76

N° Tare	300	304	12	P08	207	P02
Poids sol humide + Tare (g)	366	400	358	380	378	394
Poids sol sec + Tare (g)	327	355	316	332	327	338
Poids Tare (g)	44	46	46	44	44	46
Poids Eau (g)	39	45	42	48	51	56
Poids sol sec (g)	283	309	270	288	283	292
Teneur en eau W (%)	13.78	14.56	15.55	16.66	18.02	19.17
Moyenne (%)	16.98		17.83		19.22	

6% ciment

Point	1	2	3
Pourcentage d'eau ajouté	14%	16%	18%
Poids d'eau ajouté	280	320	360
Poids sol humide+moule (g)	7018	7080	7066
Poids du moule (g)	5162	5162	5162
Poids du sol humide (g)	1856	1918	1904
Poids du sol sec (g)	1617.43	1647.91	1604.45
Volume du moule (cm ³)	942	942	942
Densité sèche γ_d (Mg/m ³)	1.97	2.04	2.02
Densité sèche γ_d (Mg/m ³)	1.72	1.75	1.70

N° Tare	305	307	200	K10	370	P04
Poids sol humide + Tare (g)	320	330	326	330	360	376
Poids sol sec + Tare (g)	286	292	288	2888	312	322
Poids Tare (g)	46	44	44	44	44	48
Poids Eau (g)	34	38	38	42	48	54
Poids sol sec (g)	240	248	244	244	268	278
Teneur en eau W (%)	14.17	15.32	15.57	17.21	17.91	19.42
Moyenne (%)	14.75		16.39		18.67	

ANNEXE « C » : « Résultats de cisaillement »

Etat naturel

N° échantillon	1	2	3
N° des tares	T20	F06	K10
Ph +tare (g)	70.33	71.76	72
Ps +tare (g)	60.04	62.19	62.24
poids de la tare (g)	14.02	14.47	13.46
Poids de l'eau (g)	10.29	9.57	9.76
Poids du sol sec (g)	46.02	47.72	48.78
teneur en eau (%)	22.36	20.05	20.01

N° échantillon	1	2	3
Charge verticale (bars)	0.5	1	1.5
Poids humide +moule (g)	300	300	301
Poids moule (g)	154.6	154.6	154.6
Poids humide (g)	145.4	145.4	146.4
Volume de moule (cm ³)	72	72	72
Densité humide (g/cm ³)	2.02	2.02	2.03
Densité sèche (g/cm ³)	1.65	1.68	1.69
Sr (%)	94.78	89.33	90.86

N° échantillon	1	2	3
Contrainte verticale (bars)	0.5	1	1.5
Déformation (mm/mn)	5.25	6.00	5.00
Lecture à l'anneau	132	161	190
Section modifiée S_m (cm ²)	33.01	32.59	33.23
Force nette F_n (kgf)	19.89	24.26	28.63
$\tau = \frac{F_n}{S_m}$ (bars)	0.60	0.74	0.86

2% ciment

N° échantillon	1	2	3
N° des tares	K10	200	P04
Ph +tare (g)	353	346	389
Ps +tare (g)	310	304	340
poids de la tare (g)	48	44	48
Poids de l'eau (g)	43	42	49
Poids du sol sec (g)	262	260	292
teneur en eau (%)	16.41	16.15	16.78

N° échantillon	1	2	3
Charge verticale (bars)	0.5	1	1.5
Poids humide +moule (g)	297.20	292.09	296.04
Poids moule (g)	154.6	154.6	154.6
Poids humide (g)	142.6	137.49	141.44
Volume de moule (cm ³)	72	72	72
Densité humide (g/cm ³)	1.98	1.91	1.96
Densité sèche (g/cm ³)	1.70	1.64	1.68
Sr (%)	75.21	67.35	74.51

N° échantillon	1	2	3
Contrainte verticale (bars)	0.5	1	1.5
Déformation (mm/mn)	6.00	6.00	6.00
Lecture à l'anneau	82	166	291
Section modifiée S_m (cm ²)	32.50	32.60	32.75
Force nette F_n (kgf)	12.36	25.01	43.85
$\tau = \frac{F_n}{S_m}$ (bars)	0.38	0.77	1.34

4% ciment

N° échantillon	1	2	3
N° des tares	300	12	207
Ph +tare (g)	368	358	376
Ps +tare (g)	318	310	324
poids de la tare (g)	44	46	44
Poids de l'eau (g)	50	48	52
Poids du sol sec (g)	274	264	280
teneur en eau (%)	18.25	18.18	18.57

N° échantillon	1	2	3
Charge verticale (bars)	0.5	1	1.5
Poids humide +moule (g)	299	286	287
Poids moule (g)	154.6	154.6	154.6
Poids humide (g)	144.4	131.4	132.4
Volume de moule (cm ³)	72	72	72
Densité humide (g/cm ³)	2.01	1.83	1.84
Densité sèche (g/cm ³)	1.70	1.55	1.55
Sr (%)	83.64	66.06	67.48

N° échantillon	1	2	3
Contrainte verticale (bars)	0.5	1	1.5
Déformation (mm/mn)	6.00	6.00	6.00
Lecture à l'anneau	77	166	240
Section modifiée S_m (cm ²)	32.49	32.60	32.69
Force nette F_n (kgf)	11.60	25.02	36.17
$\tau = \frac{F_n}{S_m}$ (bars)	0.36	0.77	1.11

6% ciment

N° échantillon	1	2	3
N° des tares	307	200	370
Ph +tare (g)	333	328	357
Ps +tare (g)	292	288	312
poids de la tare (g)	44	44	44
Poids de l'eau (g)	41	40	45
Poids du sol sec (g)	248	244	268
teneur en eau (%)	16.53	16.39	16.79

N° échantillon	1	2	3
Charge verticale (bars)	0.5	1	1.5
Poids humide +moule (g)	300.51	296.44	295.17
Poids moule (g)	154.6	154.6	154.6
Poids humide (g)	145.91	141.84	140.57
Volume de moule (cm ³)	72	72	72
Densité humide (g/cm ³)	2.03	1.97	1.95

Densité sèche (g/cm ³)	1.74	1.69	1.67
Sr (%)	80.75	74.03	73.38

N° échantillon	1	2	3
Contrainte verticale (bars)	0.5	1	1.5
Déformation (mm/mn)	4.50	5.50	5.75
Lecture à l'anneau	80	164	220
Section modifiée Sm (cm ²)	33.40	32.90	32.81
Force nette Fn (kgf)	12.06	24.71	33.15
$\tau = \frac{Fn}{Sm}$ (bars)	0.36	0.75	1.01

ANNEXE « D » : « Résultats des limites d'ATTERBERG »

Etat naturel

Limite de liquidité(W_L)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups						
N° de la tare	45	47	21	33	16	43
Poids total humide (g)	25.055	23.781	22.410	23.431	23.649	23.229
Poids total sec (g)	21.025	20.329	19.485	20.013	19.954	19.747
Poids de la tare (g)	13.961	14.333	14.276	13.951	13.304	13.466
Poids de l'eau (g)	4.03	3.452	2.925	3.418	3.693	3.482
Poids du sol sec (g)	7.064	5.996	5.209	6.026	6.652	6.281
Teneur en eau (%)	57.05	57.57	56.15	56.38	55.52	55.44
Moyenne (%)	57.31		56.27		55.48	
W _L (%)	56.35					

Limite de plasticité (W_p)

	1 ^{er} essai	2 ^{ème} essai	3 ^{ème} essai
N° de la tare	30	10	35
Poids total humide (g)	18.105	17.746	18.657

Poids total sec (g)	17.390	16.564	17.451
Poids de la tare (g)	13.925	12.682	13.729
Poids de l'eau (g)	1.115	1.182	1.206
Poids du sol sec (g)	3.465	3.882	3.722
Teneur en eau (%)	32.18	30.45	32.40
W _P (%)	31.68		

2% ciment

Limite de liquidité(W_L)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	16		24		32	
N° de la tare	47	32	04	16	33	13
Poids total humide (g)	28.051	26.749	27.227	26.617	27.375	24.883
Poids total sec (g)	23.386	22.541	22.691	22.171	22.920	21.241
Poids de la tare (g)	14.358	14.300	13.683	13.296	13.939	13.880
Poids de l'eau (g)	4.665	4.208	4.536	4.446	4.455	3.642
Poids du sol sec (g)	9.028	8.241	9.008	8.875	8.981	7.361
Teneur en eau (%)	51.67	51.06	50.36	50.10	49.60	49.48
Moyenne (%)	51.37		50.23		49.54	
W _L (%)	50.38					

Limite de plasticité (W_p)

	1 ^{er} essai	2 ^{ème} essai	3 ^{ème} essai
N° de la tare	07	35	30
Poids total humide (g)	17.055	18.734	19.348
Poids total sec (g)	15.852	17.446	17.998
Poids de la tare (g)	12.167	13.731	13.925
Poids de l'eau (g)	1.203	1.288	1.35
Poids du sol sec (g)	3.685	3.715	4.073
Teneur en eau (%)	32.65	34.67	33.15

W _P (%)	33.49
--------------------	-------

4% ciment

Limite de liquidité(W_L)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	17		25		33	
N° de la tare	010	41	27	03	08	011
Poids total humide (g)	21.826	26.624	25.220	26.505	26.216	23.524
Poids total sec (g)	18.907	22.518	21.634	22.662	22.348	20.015
Poids de la tare (g)	12.673	14.050	14.113	14.619	14.113	12.375
Poids de l'eau (g)	2.919	4.106	3.586	3.843	3.868	3.509
Poids du sol sec (g)	6.234	8.468	3.521	8.043	8.235	7.64
Teneur en eau (%)	46.82	48.49	47.68	47.78	46.97	45.93
Moyenne (%)	47.16		47.73		46.45	
W _L (%)	47.11					

Limite de plasticité (W_p)

	1 ^{er} essai	2 ^{ème} essai	3 ^{ème} essai
N° de la tare	23	37	41
Poids total humide (g)	19.304	18.772	18.690
Poids total sec (g)	18.109	17.590	17.482
Poids de la tare (g)	14.789	14.210	14.014
Poids de l'eau (g)	1.195	1.182	1.208
Poids du sol sec (g)	3.32	3.38	3.468
Teneur en eau (%)	35.99	34.97	34.83
W _P (%)	35.26		

6% ciment

Limite de liquidité(W_L)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	16		24		32	
N° de la tare	08	09	19	029	45	43
Poids total humide (g)	25.041	25.755	27.482	25.326	24.774	25.666
Poids total sec (g)	21.352	21.818	23.199	21.541	21.374	21.848
Poids de la tare (g)	13.465	13.615	13.945	13.318	13.956	13.461
Poids de l'eau (g)	3.689	3.937	4.283	3.785	3.4	3.818
Poids du sol sec (g)	7.887	8.203	9.254	8.223	7.418	8.387
Teneur en eau (%)	46.77	47.99	46.28	46.03	45.83	45.52
Moyenne (%)	47.38		46.15		45.68	
W _L (%)	46.40					

Limite de plasticité (Wp)

	1 ^{er} essai	2 ^{ème} essai	3 ^{ème} essai
N° de la tare	14	26	028
Poids total humide (g)	19.135	18.495	21.834
Poids total sec (g)	17.846	17.321	19.289
Poids de la tare (g)	13.758	13.503	11.621
Poids de l'eau (g)	1.289	1.174	2.545
Poids du sol sec (g)	4.088	3.818	7.668
Teneur en eau (%)	31.53	30.75	33.19
W _P (%)	31.79		