

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة بادجي مختار – عنابة

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 :

**Modification Des Propriétés D'un Sol Argileux Par Ajouts  
De Déchets De Marbre**

Présenté par : *HADDAD Omar*

Encadrant : *BOUKHATEM Ghania M.C.A. Université Badji Mokhtar - ANNABA*

### Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
HACENE-CHAOUCHE A/Madjid	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Président
BOUKHATEM Ghania	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
Otmani Nadia	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénieur

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : GÉOTECHNIQUE

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

**Modification Des Propriétés D'un Sol Argileux Par Ajouts  
De Déchets De Marbre**

Présenté par : *HADDAD Omar*

Encadrant : *BOUKHATEM Ghania M.C.A. Université Badji Mokhtar - ANNABA*

**Jury de Soutenance :**

Nom et prénom	Grade	Université	Président
HACENE-CHAOUCHE A/Madjid	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Président
BOUKHATEM Ghania	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
Otmani Nadia	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

# *DEDICACE*

*Je dédie ce mémoire à :*

*Ma famille qui m'a doté d'une éducation digne, son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui.*

*Particulièrement à ma très chère mère « **FATMA** » source d'espoir et de motivation.*

*Et à mon très cher père décidé « **AHMED** » que DIEU lui accorde sa miséricordieux*

*Et l'accueille dans son vaste paradis*

*A ma femme « **IBTISSSEM** » pour son soutien moral et ses conseils précieux tout au long de mes études.*

*A mon fils « **OUSSAIM ABDERRAHMENE** »*

*A mes frères et mes sœurs*

*A mes amis pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.*

*A tous les étudiants de Génie Civil*

***HADDAD OMAR***

## ***Remerciement***

A l'issue de la réduction de cette recherche, nous sommes convaincues que cette mémoire est loin d'être travail solitaire. En effet, on aurait jamais réalisé ce travail sans l'aide et le soutien tout d'abord de **dieu** le tout puissant puis d'un certain nombre de personne dont la générosité, la bonne humeur et l'intérêt manifesté à l'égard de notre recherche nous ont permis de progresser.

En premier lieu, nous tenons à remercier chaleureusement madame **Boukhatem Ghania** maître de conférences classe A à l'université Badji Mokhtar Annaba pour son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de préparation de cette mémoire.

Merci à monsieur **HACENE CHAOUCHE Abdelmadjid** professeur à l'université d'Annaba qui nous a fait l'honneur d'accepté la présidence du jury de cette mémoire.

Merci également l'honorable jury Madame **Otmani Nadia** M.C.A à l'université d'Annaba qui a bien voulu examiner notre travail.

Un grand merci à tous les personnages du laboratoire **LTP-EST Annaba** qui ont contribué à rendre cette année mémorable, merci **ZEDIRA Nabil** chef service au laboratoire et leurs collègues.

Merci à nos parents, à nos familles à nos amis ainsi qu'à nos collègues les plus proches :

**C.Salim, T. Youb.**

Enfin, nous clôturons par remercier tous ceux qui ont de près ou de loin contribué à la réalisation de ce travail.

*Liste des figures*

Figure	Titre	Page
<b>Figure1.1</b>	Courbe granulométrique	03
<b>Figure 2.1</b>	Diagramme de Casa grande. [09]	04
<b>Figure 3.1</b>	Diagramme de la « Public Roads Administration »	04
<b>Figure 4.2</b>	Sol argileux	05
<b>Figure 5.1</b>	Propriété physico-chimique d'un sol argile	07
<b>Figure 6.1</b>	Un feuillet de Kaolinite	08
<b>Figure 7.1</b>	Structure de Kaolinite	09
<b>Figure 8.1</b>	L'argile illite	09
<b>Figure 9.1</b>	Structure d'une argile d'illite	10
<b>Figure 10.1</b>	Structure de montmorillonite	11
<b>Figure 11.1</b>	Tassement d'un sol argileux	11
<b>Figure 12.1</b>	Glissement -Philippines en février 2006	12
<b>Figure13.1</b>	Sols Affaissables	14
<b>Figure 14.1</b>	Sols gonflants	14
<b>Figure 15.1</b>	Sol de dispersion	15
<b>Figure 16.1</b>	Les sols tourbeux	16
<b>Figure 17.1</b>	Types de compactage de surface	17
<b>Figure 18.1</b>	Chantier de KAUST (Arabie Saoudite) d'un compactage dynamique	17
<b>Figure 19.1</b>	Vibrocompactage	18
<b>Figure 20.1</b>	Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements	19
<b>Figure 21.1</b>	Principe Installation des drains	20
<b>Figure 22.1</b>	Chantier utilisant la congélation du sol	21
<b>Figure 23.1</b>	Chantier de traitement d'un sol à la chaux	22
<b>Figure 24.1</b>	Chantier de traitement d'un sol par le ciment	23
<b>Figure 25.1</b>	Pneus grossièrement déchiquetés	24
<b>Figure 1.2</b>	Test d'essai au bleu de méthylène.	27
<b>Figure 2.2</b>	La courbe granulométrique par sédimentation de sol.	32
<b>Figure 3.2</b>	Différents états sont les « Limites d'Atterberg »	34
<b>Figure 4.2</b>	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (sans additives)	38

## *Les illustrations*

<b>Figure 5.2</b>	Compression simple sol sans additive	40
<b>Figure 6.2</b>	Essais de cisaillement directe sol sans additive et 20 % d'eau	43
<b>Figure 7.2</b>	Essais œdométrique sol sans additive	45
<b>Figure 8.2</b>	Essais CBR sur un sol sans additive	47
<b>Figure1-3</b>	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (avec3%chaux)	52
<b>Figure 2.3</b>	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (avec6%chaux)	53
<b>Figure 3.3</b>	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (avec 9% chaux)	54
<b>Figure 4.3</b>	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (sans et avec la chaux)	55
<b>Figure 5.3</b>	Courbe de Compression simple (sol avec 3% chaux)	56
<b>Figure 6.3</b>	Courbe de Compression simple (sol avec 6% chaux)	56
<b>Figure 7.3</b>	Courbe de Compression simple (sol avec 9% chaux)	57
<b>Figure 8.3</b>	Essais de cisaillement d'un sol avec 9% de la chaux	58
<b>Figure 9.3</b>	Essais d'œdomètre d'un sol avec 9% de la chaux	59
<b>Figure 10.3</b>	Essais de CBR d'un sol avec 3% de la chaux	61
<b>Figure 11.3</b>	Essais de CBR d'un sol avec 6% de la chaux.	62
<b>Figure 12.3</b>	Essais de CBR d'un sol avec 9% de la chaux.	63
<b>Figure 13.3</b>	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol avec 3% de Marbre	64
<b>Figure 14.3</b>	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (avec 6% de Marbre	65
<b>Figure 15.3</b>	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (avec 9% de Marbre	66
<b>Figure 16.3</b>	Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (sans et avec le Marbre)	66
<b>Figure 17.3</b>	Courbe de compression simple (sol avec 3% marbre)	67
<b>Figure 18.3</b>	Courbe de compression simple (sol avec 6% marbre)	68
<b>Figure 19.3</b>	Courbe de compression simple (sol avec 9% marbre)	69
<b>Figure 20.3</b>	Essais de cisaillement d'un sol avec 3% de marbre.	70
<b>Figure 21.3</b>	Essais d'œdomètre d'un sol avec 3% de marbre	71
<b>Figure 22.3</b>	Essais de CBR d'un sol avec 3% de marbre	72
<b>Figure 23.3</b>	Essais de CBR d'un sol avec 6% de marbre	74
<b>Figure 24.3</b>	Essais de CBR d'un sol avec 9% de marbre	75
<b>Figure 25.3</b>	Courbe de compactage Essai Proctor normal pour sol (avec 3%chaux+3% marbre)	76

## *Les illustrations*

<b>Figure 26.3</b>	Courbe de compactage Essai Proctor normal pour sol (avec 3%chaux+ 6% marbre)	77
<b>Figure 27.3</b>	Courbe de compactage Essai Proctor normal pour sol (avec 3%chaux+ 9% marbre)	78
<b>Figure 28.3</b>	Courbe de compactage Essai Proctor normal pour sol (sans et avec 3% chaux + marbre)	79
<b>Figure 29.3</b>	Courbe générale de compactage Essai Proctor normal pour sol (sans et avec ajouts)	79
<b>Figure 30.3</b>	Courbe de compression simple (sol avec 3% de la chaux et 3% marbre)	80
<b>Figure 31.3</b>	Courbe de compression simple (sol avec 3% de la chaux et 6% marbre)	81
<b>Figure 32.3</b>	Courbe de compression simple (sol avec 3% de la chaux et 9% marbre)	82
<b>Figure 33.3</b>	Essais d'odomètre d'un sol avec 6% de marbre avec 3% chaux	83
<b>Figure 34.3</b>	Essais de CBR d'un sol avec 3% de marbre avec 3% chaux	84
<b>Figure 35.3</b>	Essais de CBR d'un sol avec 3% de marbre avec 6% chaux.	86
<b>Figure 36.3</b>	Essais de CBR d'un sol avec 3% de marbre avec 9% chaux.	87
<b>Figure 1.4</b>	Graphique comparative des essais Proctor	88
<b>Figure 2.4</b>	Graphique comparative des essais de compression simple	89
<b>Figure 3.4</b>	Graphique comparative des essais cisaillements	90
<b>Figure 4.4</b>	Histogramme comparative des essais œdométriques	91
<b>Figure 5.4</b>	Histogramme comparative des essais de CBR	92

## *Liste des photos*

<b>Photo</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Photo 1.2</b>	Prélèvement de sol Bouzaroura El Bouni (profondeur 1,60 / 2,00 m)	25
<b>Photo 2.2</b>	Appareillage nécessaire pour l'essai au bleu de méthylène	26
<b>Photo 3.2</b>	Essai au bleu de méthylène	27
<b>Photo 4.2</b>	Série de tamis	28
<b>Photo 5.2</b>	Appareil Agitateur Automatique	30
<b>Photo 6.2</b>	Essai de Sédimentation au laboratoire	31

## *Les illustrations*

<b>Photo 7.2</b>	Balance électronique	32
<b>Photo 8.2</b>	Etuve	32
<b>Photo 9.2</b>	limite de liquidité à laboratoire (LTPE– Annaba)	34
<b>Photo 10.2</b>	limite de plasticité à laboratoire (LTPE-Annaba)	35
<b>Photo 11.2</b>	moule de Proctor à laboratoire (LTPE-Annaba)	37
<b>Photo 12.2</b>	l’essai Proctor pour sol sans additives dans laboratoire(LTPE.Annaba)	38
<b>Photo 13.2</b>	Les machines utilisées pour la Compression simple laboratoire (LTPE.Annaba)	39
<b>Photo 14.2</b>	préparation de l’échantillon d’essai cisaillement laboratoire LTP-Est	41
<b>Photo 15.2</b>	l’échantillon après l’essai cisaillement. Laboratoire LTP-Est	41
<b>Photo16.2</b>	Appareille cisaillement	42
<b>Photo 17.2</b>	Les œdomètres	44
<b>Photo 18.2</b>	Moule CBR	46
<b>Photo 19.2</b>	Essais CBR Sol Sans Additive +16% Eau	46
<b>Photo 1.3</b>	Poudre de la chaux	49
<b>Photo 2.3</b>	Poudre de marbre	50
<b>Photo 3.3</b>	L’essai Proctor pour sol avec la chaux laboratoire (LTPE.Annaba)	51

## *Liste des Tableaux*

<b>Tableau</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau 1.2</b>	Type de sol en fonction de la valeur de bleu de méthylène.	28
<b>Tableau 2.2</b>	Les calcule	29
<b>Tableau 3.2</b>	Types de sol selon la taille de la particule	30
<b>Tableau 4.2</b>	Les calculs d’essai sédimentation pour sol	31
<b>Tableau 5.2</b>	La Teneur en eau initial	33
<b>Tableau 6.2</b>	limite de liquidité pour sol sans additive	35
<b>Tableau 7.2</b>	Résultats et calculs limite de plasticité.	36
<b>Tableau 8.2</b>	Classification indice de plasticité et degré de plasticité	36
<b>Tableau 9.2</b>	Appareillage Proctor normal	37
<b>Tableau 10. 2</b>	Les résultats des paramètres de l’essai Proctor standard pour sol (Sans additives)	38

## *Les illustrations*

<b>Tableau 11.2</b>	Valeurs de la résistance de compression (sans additives).	39
<b>Tableau 12.2</b>	Valeurs de CBR (sans additives).	47
<b>Tableau 1.3</b>	Propriétés physiques et chimiques de l'échantillon du marbre	51
<b>Tableau 2.3</b>	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 3%Chaux).	52
<b>Tableau 3.3</b>	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 6%Chaux).	53
<b>Tableau 4.3</b>	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 9 %Chaux).	54
<b>Tableau 5.3</b>	Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux).	55
<b>Tableau 6.3</b>	Valeurs de la résistance de compression (avec6%chaux).	56
<b>Tableau 7.3</b>	Valeurs de la résistance de compression (avec 9%chaux).	57
<b>Tableau 8.3</b>	Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 3% chaux)	60
<b>Tableau 9.3</b>	Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 6% chaux)	61
<b>Tableau 10.3</b>	Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 9% chaux)	62

<b>Tableau 11.3</b>	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec3%Marbre).	63
<b>Tableau 12.3</b>	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 6 % de Marbre).	64
<b>Tableau 13.3</b>	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 9% de Marbre)	65
<b>Tableau 14.3</b>	Valeurs de la résistance de compression (avec 3% de marbre).	67
<b>Tableau 15.3</b>	Valeurs de la résistance de compression (avec 6% de marbre).	68
<b>Tableau 16.3</b>	Valeurs de la résistance de compression (avec 9% de marbre).	69
<b>Tableau 17.3</b>	Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 3% marbre)	72
<b>Tableau 18.3</b>	Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 6% marbre)	73
<b>Tableau 19.3</b>	Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 9% marbre)	75
<b>Tableau20.3</b>	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 3% de chaux + 3% marbre).	76
<b>Tableau 21.3</b>	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 3% de chaux + 6% marbre).	77
<b>Tableau 22.3</b>	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 3% de chaux + 9% marbre).	78
<b>Tableau 23.3</b>	Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux +3% marbre).	80

## *Les illustrations*

---

<b>Tableau 24.3</b>	Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux +6% marbre).	81
<b>Tableau 25.3</b>	Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux +9% marbre).	82
<b>Tableau 26.3</b>	Résultat d'essais de CBR Sol + 3% chaux + 3% marbre	84
<b>Tableau 27.3</b>	Résultat d'essais de CBR Sol + 3% chaux + 6% marbre	85
<b>Tableau 28.3</b>	Résultat d'essais de CBR Sol + 3% chaux + 9% marbre	86

## Abréviations et symboles

### Symbole et abréviation

Symbole	Abréviation
$\mu\text{m}$	Micro Millimètre
<b>C</b>	Cohésion
$\Phi$	Angle De Frottement Interne
<b>Mm</b>	Millimètre
<b>Si</b>	Silicium
<b>K</b>	Potassium
$\text{\AA}$	Angström
<b>O</b>	Oxygène
<b>Al</b>	Aluminium
<b>OH</b>	Alcool
<b>H<sub>2</sub>O</b>	Eau
<b>M</b>	Mètre
<b>G</b>	Gramme
<b>Fe</b>	Fer
<b>L</b>	Litre
<b>Tr</b>	Tour
<b>Min</b>	Minute
$\text{c}^\circ$	Température En Celsius
<b>P</b>	Pression
<b>Na</b>	Sodium
<b>Lp</b>	Indice De Plasticité
<b>Sec</b>	Second
<b>R</b>	Lecture Dosimeter
<b>Ct</b>	Correction Temperature
<b>RC</b>	Lecture Corrigée
<b>D</b>	Diamètre
<b>H</b>	Heure
<b><math>\Gamma</math>d</b>	La densité maximale
<b>WL</b>	Limite De Liquidité
<b>Wp</b>	Limite De Plasticité
<b>Ws</b>	Limite De Retrait
<b>N</b>	Nombre De Coup
<b>W</b>	Teneur En Eau
<b>Kg</b>	Kilogramme
<b>Rc</b>	Résistance De Compression
<b>F</b>	Force
<b>G</b>	Valeur Du Gonflement
<b>S</b>	La Surface De La Section De L'éprouvette
$\tau$	Contrainte De Cisaillement
$\sigma$	Contrainte Normale
<b>Cc</b>	L'indice De Compressions
<b>Cg</b>	L'indice De Décompression
<b>A'</b>	L'aire De La Section Tangentielle A La Force.
$\sigma'_c$	Pression De Pré Consolidation
<b><math>\Delta</math>h</b>	Ecart
<b>J</b>	Jour

## *Abréviations et symboles*

---

<b>H</b>	Hauteur
<b>IPI</b>	L'indice Portant Immédiat / CBR
<b>CBR</b>	California Bearing Ratiotest
<b>GTR</b>	Guide De Terrassement Routier
<b>VBS</b>	Volume total de solution injectée /masse

### ملخص

يستخدم تحسين التربة بالثبيبت الكيمياءى على نطاق واسع فى مجال تكنولوجيا الطرق الأرضية. ويعتبر الاستعاضة عن العوامل التقليدية لتحقيق الاستقرار مثل الجير والأسمنت بمنتجات جديدة أقل تكلفة ذات تأثير بيئى منخفض مسألة هامة اليوم. وفى عملنا، درسنا سلوك طين خشن من منطقة عنابة يعالج بإضافة جديدة هي مسحوق الرخام. ولقد استند نهجنا فى التعامل مع هذا العمل إلى اختبارات:

- السلوك الكيمياءى من اختبار الميثيلين الأزرق.
  - السلوك المادى القائم على محتوى المياه، وحجم الجسيمات عن طريق القص والترسيب، واطريرغ.
  - السلوك الميكانيكى الذى يتم أدائه فى المختبر (الإجهاد الذى يتم فحصه بواسطة اختبار بروكتر، والضغط البسيط، وتورم الأوستميتر، والقص الصندوقى، واختبار CBR).
- واستطعنا أن نبين من خلال الفحوص المختبرية لمختلف النسب المئوية للإضافات، أن هناك تحسينات فى الكثافة الجافة، والقوة، والرفع، وخصائص القص، وانخفاض فى إمكانية التورم.

**الكلمات المفتاحية:** طين صاف، ليمون، مسحوق رخامى، بروكتر، ضغط بسيط، تورم، قص.

### *RESUME*

L'amélioration des sols par la technique de stabilisation chimique est largement utilisée dans le domaine de la géotechnique routière.

Le remplacement des agents de stabilisation classique comme la chaux et le ciment par des nouveaux produits moins coûteux avec un impact environnemental faible est considéré d'aujourd'hui comme un enjeu important.

Dans notre travail, nous avons étudié le comportement d'une argile limoneuse de la région de Annaba traitée avec un nouveau ajout c'est la poudre de marbre.

Notre démarche de travail s'est basée sur des essais :

- Comportement chimique à partir de l'essai bleu méthylène
- Comportement physique à partir des essais teneur en eau, granulométrique par tamisage et par sédimentation, Atterberg.
- Comportement mécanique réalisés au laboratoire (compactage examiner par l'essai de Proctor, compression simple, gonflement à l'œdomètre, cisaillement à la boîte, essai de CBR).

Nous nous sommes arrivés à montrer à travers les essais de laboratoire pour les différents pourcentages des ajouts, y a des améliorations de la masse volumique sèche, la résistance, la portance et des caractéristiques de cisaillement et une diminution du potentiel de gonflement.

**Mots clés :** Argile limoneuse, la chaux, poudre de marbre, Proctor, compression simple, gonflement, cisaillement.

*Abstract*

Soil improvement by chemical stabilization is widely used in the field of road Geotechnics. The replacement of conventional stabilizing agents such as lime and cement from new, less expensive products with a low environmental impact is considered an important issue today.

In our work, we studied the behaviour of a silty clay from the Annaba region treated with a new addition is marble powder. Our approach to the work was based on tests:

- Chemical behaviour from the methylene blue test
- Physical behaviour based on water content, particle size by sieving and sedimentation, Atterberg.
- Mechanical behaviour performed in the laboratory (compaction examined by the Proctor test, simple compression, odometer swelling, box shear, CBR test).

We managed to show through laboratory tests for the different percentages of additions, there are improvements in dry density, strength, lift and shear characteristics and a decrease in swelling potential.

**Keyword:** Silty clay, lime, marble powder, Proctor, simple compression, swelling, shear.

# **Sommaire**

Table des matières	
Titre	Page
Dédicace	I
Remerciement	II
Liste des illustrations	III
Abréviation et symboles	IV
الملخص	V
Résumé	V
Abstract	V
Sommaire	VI
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Généralité sur les sols	
Partie 1	
Titre	Page
1. Introduction	02
2. Les sols	03
2.1. Définition des sols	03
2.2. Classification des sols	03
2.3. Propriété des sols	04
2.4. Les sols argileux	05
2.4.1. Définition	05
2.4.2. Origines des argiles formation des minéraux argileux	06
2.4.3. Composition des sols argileux	06
2.4.4. Les familles des argiles	07
2.4.4.1. Les kaolinites	07
2.4.4.2. L'illite	09
2.4.4.3. Montmorillonite	10
3. Les problèmes les plus souvent des sols argileux	11
3.1. Phénomène de tassement	11
3.2. Phénomène de gonflement	12
3.3. Phénomène de glissement	12
Partie 2	
Titre	Page
1. Les sols problématiques	13
2. Types des sols a problèmes	13
2.1. Sol Affaissable	13
2.2. Sol gonflante	14
2.3. Sol de desperssion	15
2.4. Les sols organiques et les sols tourbeux	15
3. Méthodes d'amélioration des sols problématiques	16
3.1. Méthodes mécaniques	16
A. Compactage de surface	16
B. Compactage dynamique	17

<b>C. Vibro compactage</b>	18
<b>3.2. Méthode hydromécanique</b>	18
<b>A. Pré-chargement ou pré-compression</b>	18
<b>B. Accélération de la consolidation par d'installation de drains verticaux.</b>	19
<b>3.3. Les méthodes thermiques</b>	20
<b>A. Déshydrations</b>	20
<b>B. Congélation</b>	20
<b>3.4. Méthode chimique</b>	21
<b>A. Utilisation de la chaux</b>	22
<b>B. Utilisation du ciment</b>	22
<b>C. Utilisation déchets des pneus</b>	23
<b>4. Conclusion</b>	24

**Chapitre 2 : Sol étudiant**

Titre	Page
<b>1. Introduction</b>	25
<b>2. Sol sans additive</b>	25
<b>2.1. Les essais effectués sur un sol sans additif</b>	25
<b>2.1.1. Les essais chimiques</b>	25
<b>A. Essai bleu de méthylène</b>	25
<b>2.1.2. Les essais physiques</b>	28
<b>A. Granulométrie</b>	28
<b>B. Granulométrie par sédimentation</b>	30
<b>C. Teneur en eau</b>	32
<b>D. Essai d'Atterberg</b>	33
<b>2.1.3. Les essais mécaniques</b>	36
<b>A. Essai de Proctor</b>	36
<b>B. Compression simple ou uniaxiale</b>	39
<b>C. Cisaillement direct non consolidé non drainé</b>	40
<b>D. Essai de gonflement à l'œdomètre</b>	44
<b>E. Essai de CBR</b>	46
<b>3. Conclusion</b>	48

**Chapitre 3 : Résultats et discussions**

Titre	Page
<b>1. Introduction</b>	49
<b>2. La chaux</b>	49
<b>A. Fabrication</b>	49
<b>B. Prise</b>	49
<b>C. Avantage</b>	49
<b>D. Conseils de mise en œuvre</b>	50
<b>3. Le marbre</b>	50
<b>A. Propriété</b>	50
<b>B. Normes</b>	50
<b>C. Propriété physico-mécanique</b>	51
<b>4. Les essais effectués sur un sol additif</b>	51
<b>4.1. Sol avec la chaux</b>	51

## *Sommaire*

4.1.1. Essai de Proctor	51
4.1.2. Essai de compression simple	55
4.1.3. Essai de cisaillement	58
4.1.4. Essai d'Œdomètre (gonflement)	59
4.1.5. Essai de CBR	60
4.2. Sol avec le marbre	63
4.2.1. Essai de Proctor	63
4.2.2. Essai de compression	67
4.2.3. Essai de cisaillement	70
4.2.4. Essai d'Œdomètre (gonflement)	71
4.2.5. Essai de CBR	72
4.3. Sol avec la chaux + marbre	76
4.3.1. Essai de Proctor	76
4.3.2. Essai de compression simple	80
4.3.3. Essai d'Œdomètre (gonflement)	83
4.3.4. Essai de CBR	84
5. Conclusion	87
<b>Chapitre 4 : Interprétation et comparaison des résultats</b>	
<b>Titre</b>	<b>Page</b>
1. Introduction	88
2. Essai de Proctor	88
3. Essai de compression simple	89
4. Essai de cisaillement	90
5. Essai d'Œdomètre (gonflement)	91
6. Essai de CBR	92
7. Conclusion	93
Conclusion générale	94
Référence bibliographique	96

# **Introduction générale**

### **Introduction générale**

La réduction des ressources des matériaux disponibles et le coût accru lié à l'utilisation des matériaux de haute qualité ont nécessité le besoin d'utiliser les sols locaux dans les travaux géotechniques.

Cependant, les propriétés géotechniques médiocres de ces sols posent des difficultés pour les projets de construction et par conséquent ils doivent être stabilisés pour améliorer leurs propriétés.

La stabilisation des sols est une technique introduite depuis de nombreuses années avec le but principal de rendre les sols capables de satisfaire les exigences des projets techniques spécifiques.

Plusieurs travaux de recherche ont été effectués sur la stabilisation des sols argileux en utilisant divers additifs tels que le ciment, la chaux, les cendres volantes, la fumée de silice etc.

La stabilisation des sols dans cette étude avec la poudre de marbre et la chaux sont appliquées du fait que ces dernières présentent une efficacité géotechnique et économique. La poudre de marbre et la chaux comme additif apporte plusieurs changements bénéfiques des propriétés géotechniques des sols traités.

L'efficacité de ces sous-produits pour la stabilisation des sols a été étudiée. D'autre part, ces ajouts sont plus efficaces que s'ils sont utilisés seuls.

La stabilisation des sols et leur comportement vis-à-vis des conditions climatiques aussi bien que la durabilité du traitement dans le temps sont devenues les considérations principales des ingénieurs ces dernières années.

Le comportement à court et/ou à long terme désigné sous le nom de durabilité peut mieux être interprété si l'influence du facteur environnemental des cycles de séchage saturation sur les propriétés géotechniques des sols traités est étudiée.

Cette étude a été effectuée pour mieux comprendre le comportement à la durabilité des sols argileux traités à la poudre de marbre et la chaux.

Plusieurs essais ont été effectués à savoir le compactage par l'essai Proctor, la résistance à la compression, le cisaillement, ainsi que l'odomètre et le CBR.

# Chapitre 1

## Généralité Sur Les Sols

# **Partie 01**

## **1. Introduction**

Tous les ouvrages tels que routes, les bâtiments, les ponts, les châteaux d'eau, les barrages... doivent passer par l'étude de fondation qui permettra de déterminer le choix de type de la fondation et les dimensions de la base de l'ouvrage.

Ce choix dépend de plusieurs facteurs tels que la nature du sol support, ces caractéristiques, ainsi que l'importance et la valeur des charges de l'ouvrage...

Réaliser un ouvrage dans l'endroit voulu, ce n'est pas toujours possible, pas mal de fois on est obligé de changer l'endroit à cause du sol d'assise médiocre. La stabilité du sol support de n'importe quel ouvrage est parmi les premiers soucis des géotechniciens et constructeurs, qui cherchent de fonder les structures sur un bon sol pour éviter tout problème de tassement, mais certaine fois on est obligé de construire sur des sols de faible portance, dans ce cas une amélioration de la portance du sol est indispensable pour protéger la structure de tout risque de tassement ou de poinçonnement. Mais, avec le mélange de la chaux avec poudre de marbre le problème peut être résolu, car avec sa résistance à la traction, il peut donner au sol un bon comportement mécanique et améliore sa portance, et les études et l'expérience ont montré l'efficacité de ces matériaux de renforcement pour les murs de soutènement, les talus, les remblais et les fondations. Le présent travail contient six chapitres :

- La premier partie de chapitre parle sur les généralités du sol, ses classifications et les sols argileux et leur problèmes plus souventes.
- La deuxième partie de chapitre parle sur les sols problème et les méthodes d'amélioration en commun.

## 2. Les sols

### 2.1. Définition des sols

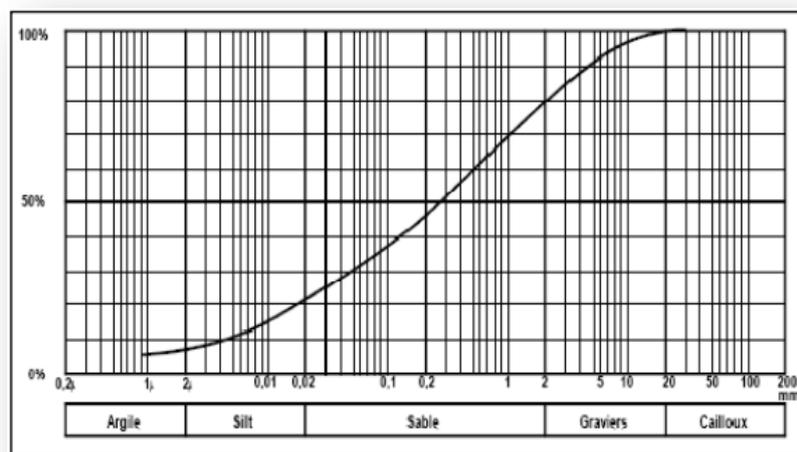
Le sol est défini par opposition au mot roche, dans sa définition géotechnique, c'est un matériau meuble. Les sols naturels sont constitués par un mélange de particules élémentaires de différentes dimensions et par suite de propriétés différentes. D'une manière générale, les propriétés d'un sol dépendront de la proportion de particules fines par rapport à la quantité des plus grosses. Pour étudier les propriétés mécaniques des sols, il est donc nécessaire d'en connaître la nature et de les classer.

### 2.2. classification des sols

La classification des sols est basée sur :

- **L'analyse granulométrique** : en utilisant la coupure granulométrique à 80  $\mu\text{m}$  pour séparer les sols grenus (constitués de plus de 50% de grains ayant un diamètre supérieur à 80  $\mu\text{m}$ ) et des sols fins (constitués de plus de 50% de grains ayant un diamètre inférieur à 80  $\mu\text{m}$ )

Figure 1.1.



**Figure1.1** : Courbe granulométrique.

-Les limites d'Atterberg : elles permettent de fournir une définition rapide d'un terrain, mais ne donne qu'une idée globale de son comportement mécanique. Casa grande a défini un diagramme dit Abaque de plasticité de Casa grande qui permet de classer les sols fins Figure 2.1.

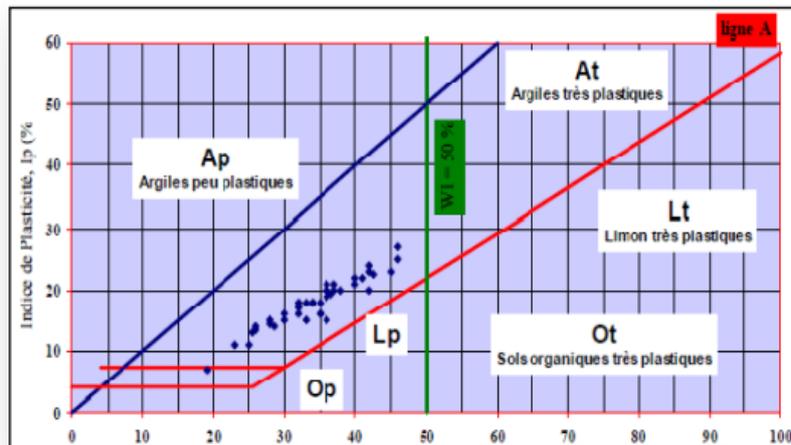


Figure 2.1 : Diagramme de Casa grande. [09]

Un autre type de classification des sols fins, mais qui n'est pas applicable aux sables et graviers habituels. Dans un échantillon de sol donné, on admet qu'il y a en proportion variable du sable, du limon, et de l'argile. On utilise alors le diagramme de la « Public Roads Administration » Figure 3.1.

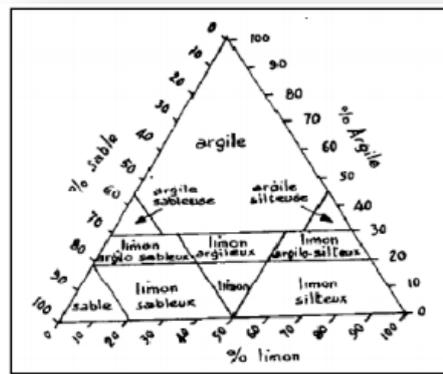


Figure 3.1 : Diagramme de la « Public Roads Administration ».

### 2.3. Propriétés des sols :

Les caractéristiques mécaniques des sols sont très variables d'un échantillon à l'autre, car elles dépendent de la structure, de la teneur en eau, de la température, etc...

Nous allons citer les propriétés de certains sols :

- **Le limon** : est un matériau peu cohérent, il a une cohésion  $C$  généralement faible et elle est inverse à sa teneur en eau  $w$ , dans le domaine plastique, par ailleurs, il a un angle de frottement interne  $\phi$  faible.

- **L'argile** : est un matériau très cohérent, qui a une cohésion plus importante que celle du limon, mais en même temps, elle a un frottement interne très faible. Les caractéristiques mécaniques de l'argile sont très variables en fonction du temps comme pour le limon.

## 2.4. Les sols argileux

### 2.4.1. Définition

On entend par le terme « argile » un ensemble d'espèces minérales, une famille de roches, une catégorie de sols ou encore une classe granulométrique.

Et par définition granulométrique, les échelles granulométriques, qui définissent les particules constitutives des roches sédimentaires selon un critère de taille, sont nombreuses, mais identifient généralement les argiles comme les particules les plus fines dont plus de 50 % du poids secs est constitué de particules de grosseur inférieure à 0,075 mm.

Leur consistance peut varier de très molle à dure. On trouve plusieurs types d'argiles, entre autre Figure ci-dessous 4.2 :

- Les argiles tendres : de consistance lâche.
- Les argiles raides : aux caractéristiques mécaniques sont très élevées



**Figure 4.2** : Sol argileux.

### 2.4.2. Origines des argiles : Formation des minéraux argileux

Depuis cinquante ans, l'origine des minéraux argileux des sols a été largement étudiée, notamment par « l'école française » et « l'école anglo-saxonne »<sup>[10]</sup>.

Ces travaux issus de la science du sol s'inscrivent tous dans le même schéma conceptuel sur les processus d'altération à l'origine des minéraux argileux : la séquence d'altération. C'est une succession de réactions transformant irréversiblement les phyllosilicates de haute température (micas, chlorite) en interstratifiés puis smaltite puis kaolinite puis gibbsite.

Cette « chaîne de réactions » décrit les grandes tendances observables à l'échelle des zones climatiques de la planète mais ne permet pas d'aborder les processus d'altération supergène ni les mécanismes de l'évolution des minéraux argileux du sol. Ces mécanismes ne sont abordables qu'en utilisant le concept de microsysteme<sup>[11]</sup>.

### 2.4.3. Composition des sols argileux

Les sols que l'on rencontre dans la nature ont des dimensions de grains très variables. Généralement ces sols, à l'état naturel, sont un mélange de sable, d'argile ainsi que d'autres minéraux tels que l'alumine, les sulfures, les oxydes et les hydroxydes, les feldspaths, les carbonates, la matière organique, etc., chacun de ces minéraux jouant un rôle non négligeable dans les propriétés physico-chimiques du sol<sup>[12]</sup>.

L'argile se forme le plus souvent par altération chimique des roches qui affleurent à la surface de l'écorce terrestre sous l'action des eaux. Le domaine privilégié de l'argile se trouve donc dans les zones superficielles, où elle est associée à des dépôts sédimentaires, provenant des roches magmatiques, métamorphiques ou sédimentaires rencontrées dans le substratum régional. Les argiles ont trois origines initiales<sup>[13]</sup>.

➤ l'héritage, c'est l'apport de minéraux formés ailleurs sur le continent et transportés soit par l'eau, soit par le vent. Au cours du transport, les argiles déjà formées ne subissent que de faibles modifications de structure et de composition. En général, elles arrivent ensuite dans la mer ou dans les bassins lacustres.

➤ la transformation, les minéraux argileux conservent certains caractères structuraux des matériaux originels, mais ils subissent au cours du transport des transformations qui peuvent être importantes et qui les font passer d'un type minéralogique à un autre par élimination de certains cations ou par fixation d'ions.

➤ les néogènes, les minéraux argileux sont dans ce cas formés par précipitation d'ions en solution ( $\text{Si}^{4+}$ ,  $\text{Al}^{3+}$  et  $\text{K}^{+}$ ) susceptibles de réagir entre eux quand ils sont mis en contact par

diffusion ou mélange. Les composés ainsi formés sont stables dans les conditions physico-chimiques du milieu où ils ont pris naissance Figure 5.1.

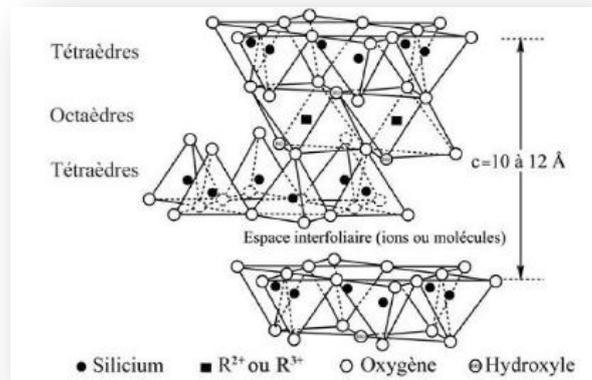


Figure 5.1 : Propriété physico-chimique d'un sol argile.

## 2.4.4. Les Familles Des Argiles

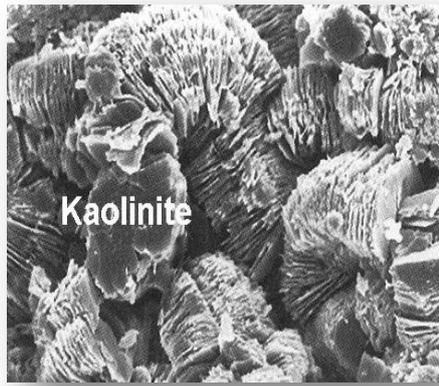
### 2.4.4.1. La Kaolinites

La kaolinite est un phyllosilicate de type 1:1 dioctaédrique qui est constitué d'un empilement régulier de feuillets composés d'une couche tétraédrique siliceuse en alternance avec une couche octaédrique alumineuse. La distance basale du feuillet élémentaire varie de 7 à 7,4 Å et la formule structurale est  $2[\text{Si}_2\text{O}_5\text{Al}_2(\text{OH})_4]$ .

Chaque tétraèdre SiO<sub>4</sub> de la couche tétraédrique est relié aux tétraèdres voisins par trois de ses sommets, le quatrième sommet étant lié à la couche octaédrique sous-jacente.

Cette dernière est formée par la superposition de deux plans anioniques qui délimitent trois types de sites octaédriques non équivalents, qui sont disposés suivant une géométrie hexagonale.

L'un de ces sites reste vacant afin d'assurer la neutralité électrique du feuillet. La position des sites vacants permet de différencier la kaolinite des autres minéraux appartenant à cette même famille. Ainsi, une kaolinite idéale est caractérisée par un empilement de feuillets où tous les sites sont libres <sup>[14]</sup> Figure 6.1.



**Figure 6.1 :** Un feuillet de Kaolinite.

Les liaisons au sein du feuillet sont de type ion covalentes, sachant que les liaisons Si-O ont un caractère covalent plus marqué que les liaisons Al-O qui sont essentiellement ioniques. D'un feuillet de kaolinite à l'autre des ions hydroxydes OH<sup>-</sup> des couches octaédriques sont en vis-à-vis d'un plan contenant des ions d'oxygène O<sup>2-</sup> de la couche tétraédrique<sup>[15]</sup>.

La composition chimique massique d'une kaolinite pure correspondant à la formule structurale est : SiO<sub>2</sub> = 46,5% ; Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> = 39,5% ; H<sub>2</sub>O = 13,9%.

Typiquement, une particule de kaolinite est constituée de l'empilement de l'ordre d'une centaine de feuillets ; elle se présente au Microscope Electronique à Balayage sous forme de plaquettes hexagonales de dimensions variables entre 3 et 10 μm de diamètre avec une épaisseur de l'ordre de 0,7 μm. Elle a une grande surface spécifique comprise entre 10 et 100 m<sup>2</sup> /g et une masse volumique ~ 10 ~ d'environ 2,6 g/cm<sup>3</sup>.

Cependant, à l'état naturel, la kaolinite se trouve associée à d'autres minéraux, notamment du quartz, des feldspaths et des micas en quantité variable ; des oxydes et hydroxydes de fer et/ou d'aluminium, des carbonates et des matières organiques sont également présents mais en faible proportion<sup>[16]</sup> Figure 7.1.

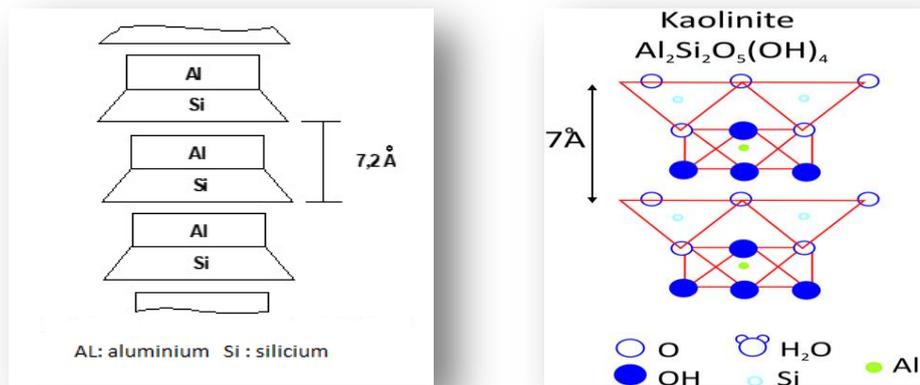


Figure 7.1 : Structure de Kaolinite.

#### 2.4.4.2. L'illite :

L'illite et la muscovite appartiennent à la famille des phyllosilicates 2:1 dioctaédriques, caractérisée par un empilement régulier de feuillets constitués d'une couche octaédrique alumineuse prise en sandwich entre deux couches tétraédriques.

Une illite est un silicate hydroxylé d'aluminium et de potassium avec un peu de silicium, de magnésium, de fer, et d'eau. Structuellement la muscovite est assez similaire à l'illite mais avec de le silicate hydroxylé d'aluminium et de potassium uniquement.

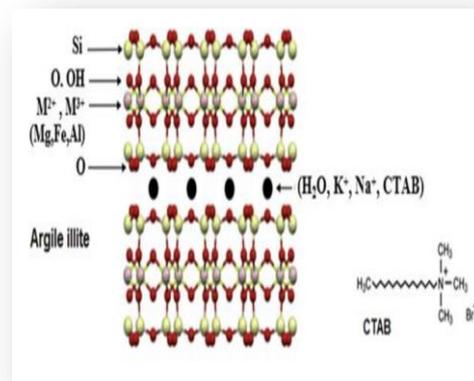
Les liaisons au sein des feuillets sont identiques au cas de la kaolinite citée plus haut alors que les liaisons inter-feuillets sont assurées par l'attraction électrostatique entre les feuillets et les ions potassium et sont de ce fait plus fortes par rapport au cas de la kaolinite Figure 8.1.



Figure 8.1 : L'argile illite.

Comme la plupart des phyllosilicates, l'illite se présente au MEB sous forme de plaquettes, ces dernières sont plus grandes que celles de la kaolinite et peuvent même atteindre un diamètre de 1,5  $\mu\text{m}$  et une épaisseur de 0,1  $\mu\text{m}$ , et chaque couche tétraédrique forme un pavage bidimensionnel constitué d'anneaux hexagonaux de six tétraèdres partageant chacun trois sommets avec les tétraèdres voisins. Les oxygènes ainsi partagés sont dits «oxygènes pontants». Le quatrième sommet de chaque tétraèdre assure la liaison avec un cation de la couche octaédrique. Ainsi, chaque octaèdre comporte deux groupements hydroxyles (OH) et quatre oxygènes apicaux <sup>[17]</sup>.

Les substitutions se font plus souvent dans ce type de phyllites contrairement au cas de la kaolinite. Dans le cas particulier de l'illite ou la muscovite, il y a une substitution partielle des ions silicium du site tétraédrique par les ions aluminium. Ce phénomène entraîne un déficit de charge du feuillet qui est compensé par la présence d'ions potassium dans l'espace inter-foliaire. Cette situation conduit à une distance basale du feuillet élémentaire comprise entre 9,9 et 10,1 Å Figure 9.1.



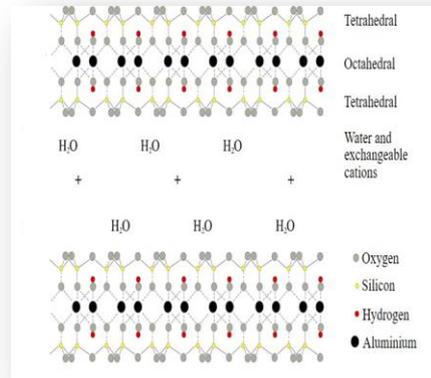
**Figure 9.1** : Structure d'une argile d'illite.

#### 2.4.4.3. Montmorillonite

La montmorillonite appartient à la famille des smectites (les phyllosilicates 2:1 gonflants). Le feuillet élémentaire est caractérisé par l'empilement de 2 couches tétraédriques séparées par une couche octaédrique. Les atomes de silicium constituent majoritairement les tétraèdres mais des cations (Al, Fe) peuvent se substituer au Si dans ces tétraèdres.

Les couches octaédriques sont quant à elles composées d'aluminium, de magnésium, de fer, etc... La montmorillonite, dont une représentation schématique est donnée à la Figure 1.10, est la smectite la plus connue et la plus étudiée.

Les minéraux smectitiques diffèrent selon que les substitutions isomorphiques sont prédominantes dans les couches tétraédriques et/ou octaédriques ainsi que selon la composition chimique de leurs couches octaédriques, autrement dit suivant que le minéral est dioctaédrique ou trioctaédrique, leurs distance inter-foliaire varie de 14 à 17Å.



**Figure 10.1 :** Structure de montmorillonite.

### 3. Les problèmes les plus souvent des sols argileux

Les sols argileux peuvent se modifier en fonction des variations d'eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de retrait. À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

De plus le glissement est l'un des problèmes des sols fins, car est un déplacement généralement lent sur une pente, le long d'une surface de rupture (cisaillement) identifiable, d'une masse de terrain cohérent, de volume et d'épaisseur variable.

#### 3.1. Phénomène de tassement

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles sous l'effet de charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par surexploitation Figure 11.1.



**Figure 11.1 :** Tassement d'un sol argileux.

### **3.2. Phénomène de gonflement**

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux comme les montmorillonites 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).

### **3.3. Phénomène de glissement**

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 Figure 12.1.



**Figure 12.1 :** Glissement -Philippines en février 2006.

# **Partie 02**

## 1. Les sols problématiques

De nombreux sols peuvent se révéler comme problématique en géotechnique, parce qu'ils se dispersent, développer, réduire, subir tassement excessif, ont un manque force ou sont solubles. Ces caractéristiques peuvent être attribuables à leur composition, la nature de leurs fluides interstitiels, leur minéralogie ou leur tissu.

Il y a beaucoup de types de sols problématiques, certains de la plus notable étant le gonflement de l'argile, les sols et les sols souples dispersifs.

## 2. Types de sols à problèmes :

Il existe deux types de sols à problèmes, les sols à problèmes chimiques et les sols à problèmes physiques :

Les sols à problèmes chimiques ; lorsque le problème dans le sol est dû à la quantité de produits chimiques en excès, il est connu comme un sol à problème chimique. Il y a les types suivants des sols à problèmes chimiques.

- Sol acide
- Sol salin
- Sol alcalin
- Sol sodique

Les sols à problèmes physiques dépendent à la qualité physique d'un sol qui est étroitement liée à sa structure, c'est à dire à la façon dont les constituants minéraux et organiques sont assemblés les uns par rapport aux autres. Sa qualité dépend en grande partie de la taille, de la forme et de la disposition des pores et des particules solides (mottes de sable, de limon et d'argile).

On va citer les principaux types des sols eux des problèmes physiques.

### 2.1. Sols Affaissables :

Les sols affaissables sont des sols métastables, à structure ouverte lâche, de nature non saturés, se trouvant sous forme de dépôts. A l'état sec, une cimentation naturelle entre les grains leur confère une importante liaison inter granulaire et peuvent supporter des charges très élevées.

Cependant, la saturation, même sans chargement supplémentaire, provoque la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un effondrement soudain des particules du sol  
Figure 13.1.



**Figure13.1 : Sols Affaissables.**

## 2.2. Sols gonflants

Les sols gonflants posent des problèmes aux constructions sur tous les continents. Pour ces sols, les variations de volume sont liées à la présence de particules argileuses, mais il existe aussi des roches gonflantes, telles l'anhydrite. Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue.

L'échelle de la géotechnique est d'abord celle des ouvrages. Le gonflement des sols interfère avec toutes les constructions et ouvrages du génie civil : les fondations, profondes et superficielles, des bâtiments et ouvrages d'art, les ouvrages de soutènement, les remblais à usage routier ou ferroviaire. Les questions sont celles de l'existence de sols gonflants, de l'amplitude de leurs déformations et de l'énergie associée, du fonctionnement des ouvrages sous l'effet du gonflement et du retrait de tout ou partie du sol, de la façon dont on peut lutter contre le gonflement ou contre ses effets Figure 14.1.



**Figure 14.1 : Sols gonflants.**

Les structures comme les bâtiments résidentiels, centres commerciaux, routes etc sont gravement endommagés en raison de l'expansion et le rétrécissement des argiles gonflantes Elles provoquent des fissures, soulèvements et dissolutions des liaisons structurelles. Le retrait-gonflement des argiles est lié aux variations de teneur en eau des terrains argileux : ils gonflent avec l'humidité et se rétractent avec la sécheresse.

Ces variations de volume induisent des tassements plus ou moins uniformes et dont l'amplitude varie suivant la configuration et l'ampleur du phénomène.

### **2.3. Sols de dispersion**

La dispersion se produit dans les sols quand les forces répulsives entre les particules d'argile dépassent les forces d'attraction, ce qui porte de la défloculation, de sorte que la présence de l'eau relativement pure encourage les particules se repoussent mutuellement pour former des suspensions colloïdales. La surface du sol se brise et s'étend de l'autre, cela est dû à la faiblesse de l'adhérence entre les particules du sol et de l'argile etc...

Cette condition se produit en raison de la hausse du pourcentage de sodium échangeable dans le sol, ou le sodium est un cation et il affaiblira le lien entre les particules du sol Figure 15.1.



**Figure 15.1 : Sol de dispersion.**

### **2.4. Les sols organiques et les sols tourbeux**

La tourbe et les sols organiques se produisent couramment comme extrêmement doux, humide, des dépôts de surface non consolidés qui sont partie intégrante de systèmes de zones humides. Ces types de sols peuvent donner lieu à des problèmes géotechniques dans le domaine de l'échantillonnage, la colonisation, la stabilité, essais in situ, la stabilisation et la construction.

Les sols tourbeux sont gorgés d'eau (90 %) et riches en matière organique (10 %). Ils se trouvent là où l'eau circule peu et où la matière organique s'accumule mais aussi et surtout dans les tourbières, présenté par la Figure 16.1 ci- dessous.



**Figure 16.1 :** Les sols tourbeux.

### **3. Méthodes d'amélioration des sols problématiques**

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 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces. Les concepts de base de l'amélioration des sols, notamment, le drainage, le compactage, la cimentation, le renforcement, le séchage et le traitement thermique sont développés depuis des centaines ou des milliers d'années et ils restent valables jusqu'à maintenant.

#### **3.1. Méthodes mécaniques**

Nous citerons trois méthodes de stabilisation mécanique :

##### **A. Compactage de surface**

Le compactage est un procédé de densification des sols en place <sup>[18]</sup>.

Ce procédé mène à une diminution des vides du sol par des moyens mécaniques aboutissant ainsi à une augmentation de la densité et de la résistance ainsi qu'une réduction de la compressibilité Figure 17.1.



**Figure 17.1 :** Types de compactage de surface.

L'application des charges sur le sol à compacter par le biais de certains rouleaux de compactage statiques ou vibratoires induisent une densification dans le sol qui sera proportionnelle à l'énergie mécanique appliquée. Le compactage de surface peut être accompli sur différents types de sites.

### **B. Compactage dynamique**

Le compactage dynamique utilisé pour une profondeur plus de 3m. C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus. Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau Figure 18.1.



**Figure 18.1 :** Chantier de KAUST (Arabie Saoudite) d'un compactage dynamique.

### C. Vibrocompactage

Le procédé de vibro-compactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m.

C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier sous l'effet de la vibration. Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé. La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative. Ce procédé de vibro-compactage est appelé aussi la vibro-flotation. Cette méthode trouve son application dans les sols granulaires particulièrement les sables propres et les sables silteux avec une teneur en fines inférieure à 20%.

Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense.



Figure 19.1 : Vibrocompactage.

## 3.2. Méthodes hydromécaniques

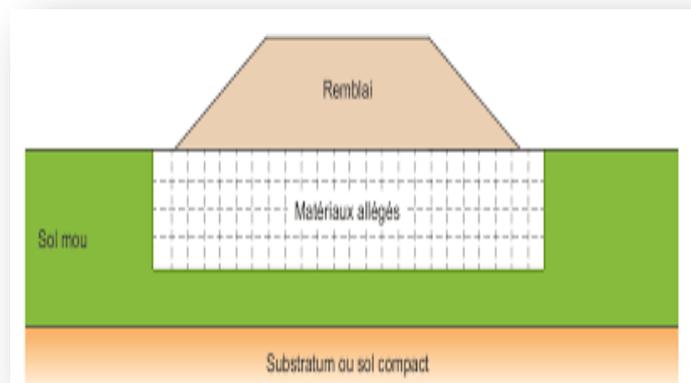
### A. Pré chargement ou Pré-compression

La pré-compression nécessite la compression du sol sous une pression appliquée avant l'application des charges. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse.

Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré-chargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir.

L'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux. La figure 20.1 présente le Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements <sup>[19]</sup>.

Les effets bénéfiques de ce procédé incluent une augmentation considérable de la capacité de portance par la réduction des pressions interstitielles excessives et de plus la réduction de la compressibilité des sols mous par l'accélération de la consolidation.

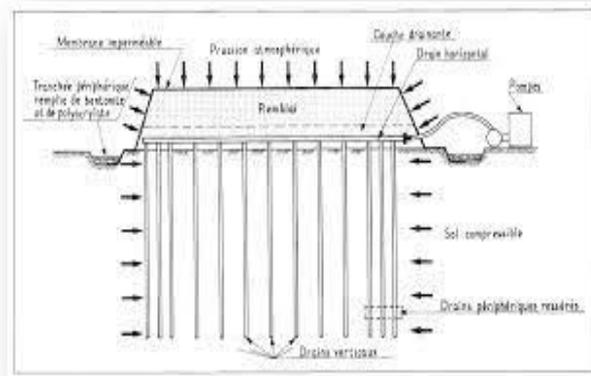


**Figure 20.1** : Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements

### **B. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux :**

Les drains verticaux peuvent donc être utilisés dans beaucoup de cas pour accélérer le taux du tassement de la consolidation primaire à l'intérieur de la zone pré-chargée avec ou sans la surcharge ajoutée. Ce procédé est inefficace dans les sols tels que les argiles très organiques et les tourbes où leur comportement de tassement est beaucoup plus dominé par la compression secondaire. Les drains verticaux permettent donc au drainage de s'effectuer horizontalement et verticalement (voir Figure 21.1).

Durant les années 1980, les drains verticaux sont constitués généralement de sable réalisés par différents procédés tels que le battage et le vibro-fonçage. A partir des années 1980, une nouvelle génération de drains qui sont les drains préfabriqués en forme de bande a fait son apparition. La part de ces drains a augmenté de façon très rapide.



**Figure 21.1** : Principe installation des drains.

### 3.3. Méthodes thermiques

#### A. 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.

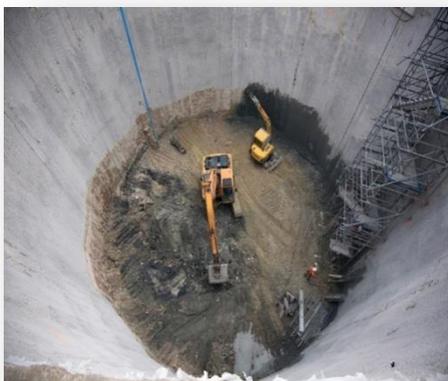
#### B. Congélation :

La congélation des terrains instables est un procédé ancien à caractère provisoire (voir figure 22.1), employé pour le creusement des fouilles de puits ou de galeries. Cette technique rend le sol étanche et résistant provisoirement. Ce procédé est généralement développé pour les sols grenus mais il peut être appliqué aux argiles molles et aux limons.

La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé.

Les techniques de congélation utilisées sont basées sur la circulation d'un fluide froid dans des tubes enfoncés dans le massif de sol. Une saturation complète du sol est souhaitée. La congélation du sol s'effectue d'habitude en deux étapes à savoir les étapes active et passive de

congélation. L'étape active est la plus importante et l'appareillage de réfrigération marche avec sa grande capacité que durant l'étape passive nécessaire pour maintenir l'épaisseur du front de gel contre le dégel.



**Figure 22.1 :** Chantier utilisant la congélation du sol.

### 3.4. Méthodes chimiques

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale.

Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles ; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme.

Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité.

Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement. L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion.

Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats.

## A. Utilisation de la chaux

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente. Dans certains cas par exemple, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurelle équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé <sup>[20]</sup>. L'utilisation de la chaux se fait par l'addition des produits calcaires calcinés de monoxyde de calcium (chaux vive, CaO) ou d'hydroxyde de calcium (chaux hydratée, Ca(OH) 2).

Généralement, la chaux vive est plus efficace que la chaux hydratée pour l'amélioration des sols. La chaux est plus efficace aux sols argileux que les sols granulaires. Par conséquent, les sols présentant des indices de plasticité au-delà de 10 sont les plus ciblés par ce procédé. La figure 23.1 ci-dessous montre un chantier de traitement d'un sol à la chaux <sup>[21]</sup>

De plus, la réussite de stabilisation à la chaux d'un sol nécessite d'une part une source de silice et/ou d'alumine et d'autre part des particules de petites dimensions susceptibles à l'échange cationique ainsi que la durée de cure.



**Figure 23.1 :** Chantier de traitement d'un sol à la chaux.

## B. Utilisation du ciment

Le ciment Portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols utilisés pour les routes et les revêtements de pistes d'aéroports. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le ciment Portland comme stabilisants, le ciment Portland fournit en plus la chaux et la source de silice. Lorsque le ciment Portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol.

A mesure que les ions de calcium sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile.

Comme indiqué ci-dessus, le processus de stabilisation initié par l'ajout du ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes à savoir l'échange cationique, la floculation et l'agglomération de l'argile, l'hydratation par cimentation et les réactions pouzzolaniques.

Le ciment Portland possède donc des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux soit celle de l'hydratation par cimentation. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine ont besoin d'un apport de ciment si les réactions pouzzolaniques sont désirées. Par conséquent, le ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux.



**Figure 24.1 :** Chantier de traitement d'un sol par le ciment.

### **C. Utilisation déchet des pneus :**

Les déchets de pneumatiques, bien que classés comme des déchets non dangereux, représentent un danger pour l'environnement et la santé publique en cas d'incendies (émissions de gaz toxiques) ou de dépôts sauvages (refuges pour les moustiques potentiellement porteurs de virus...).

Le traitement avec déchets de pneus cherche à modifier l'état d'un sol en lui faisant acquérir des propriétés nouvelles et tend à rendre utilisable un sol sur place. Pour ce faire, on mélange le déchet de pneu avec le sol, et éventuellement de l'eau jusqu'à l'obtention d'un matériau homogène. Ce traitement a pour but l'exécution des remblais et des couches de forme, pour être ensuite aptes à supporter une assise de chaussée, de parking ou de plate-forme



**Figure 25.1 :** Pneus grossièrement déchiquetés

Le traitement du sol avec déchets de pneus a deux raisons d'être, en effet, il doit améliorer des sols trop humides, qu'il s'agisse du sol en place pour permettre le déroulement du chantier, ou de sols à réutiliser en remblai; ou réaliser des plates-formes rigides et stables aux intempéries, pour la gestion de chantier et la mise en œuvre de la fondation.

#### **4. Conclusion**

Un sol se définit comme un agrégat naturel de grains minéraux résultant de la désagrégation mécanique des roches, ou chimique pour les sols les plus fins comme les marnes, les limons et les argiles. Dans ce chapitre nous avons rapporté l'essentiel des sols fins, et leurs problèmes les plus souvent rencontrés cités par des chercheurs géotechniques.

Les concepts de base de l'amélioration des sols, notamment, le drainage, la densification, la cimentation, le renforcement, le séchage et le traitement thermique sont développés depuis des centaines ou des milliers d'années et ils restent valables jusqu'à maintenant, dans le but de :

- augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement
- diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer,
- diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes. Les champs d'application des différentes techniques dépendent essentiellement de la nature et de la granulométrie des terrains que l'on désire améliorer.

# **Chapitre 2**

## **Sol étudié**

## **1. Introduction**

Le contenu de ce chapitre est une étude expérimentale des essais effectués en laboratoire LTP EST Annaba selon les modes opératoires résumées dans le chapitre 2.

L'objectif de ce chapitre est de suivre le type de sol étudié et leur caractéristique, selon les essais effectués suivant ;

- Essais chimiques (Bleu de méthylène).
- Essais physiques (Granulométrie par tamisage et par sédimentation, teneur en eau, Atterberg).
- Essais mécaniques (Proctor, compression, cisaillement et œdomètre, CBR).

## **2. Sol sans additive**

Situation géographique de sol étudié Notre étude a été effectuée sur un type de sol qui sont issus de sites de Annaba (Nord-est d'Algérie). Est une argile provenant d'un gisement des sites Bouzarora el Bouni Photo 1.2.



**Photo 1.2** : Prélèvement de sol Bouzarora El Bouni (profondeur 1,60 / 2,00 m).

### **2.1. Les essais effectués sur le sol sans additive**

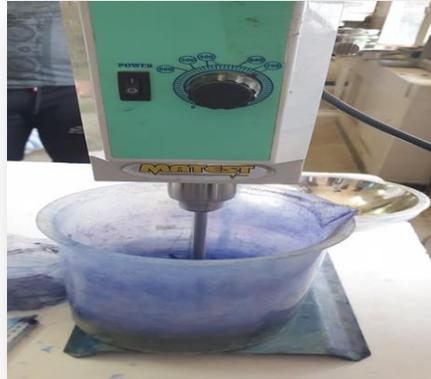
#### **2.1.1. Les essais chimiques**

##### **A. Essai bleu de méthylène NF P 94-068**

Le but de ce l'essai au bleu de méthylène est pour de révéler la présence des fines de nature argileuse et d'en détermine la concentration. L'appareillage est comme suit :

- Un dispositif de dosage avec une baguette de verre.
- Un agitateur mécanique avec récipient cylindrique.
- Papier filtre blanc.

- Tamis de maille 5mm.
- Solution de bleu de méthylène de 10g/l et Eau distillée.
- Balance et chronomètre.



**Photo 2.2 :** Appareillage nécessaire pour l'essai au bleu de méthylène.

#### **Préparation de l'échantillon :**

- Placer la masse M1 dans un bécher contenant 500ml.
- Mettre en agitateur à 700 Tr/min pendant 5min, l'ensemble : (eau + masse).
- Dégrader la vitesse de l'agitateur électrique jusqu'à 400 Tr/min pendant la durée de l'essai.
- Injecter V (ml) de solution de bleu de Méthylène à l'aide de la burette.
- Après 5min, ajouter une dose de 10 ml de solution de bleu.
- Prélever à l'aide d'une baguette de verre une goutte en suspension et déposer la, sur le papier filtre. (La goutte prélevée doit avoir un diamètre de dépôt de 8 à 12mm).

Le test est dit positif si dans la zone humide apparente autour du dépôt central, une auréole bleu clair persistant). Effectuer des tests à la tâche, chaque minute pendant 5min.

- La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide incolore : le test est négatif,
- La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide teintée de bleu ; le test est positif.

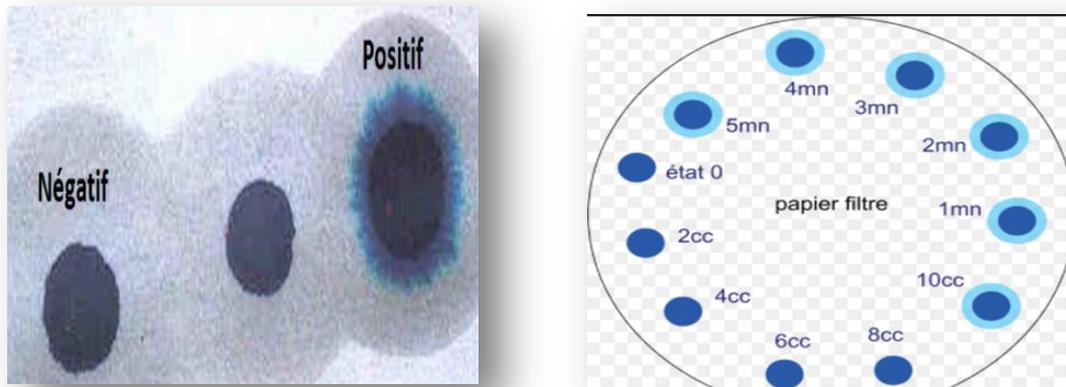


Figure 1.2 : Test d'essai au bleu de méthylène.



Photo 3.2 : Essai au bleu de méthylène.

La valeur au bleu de méthylène est exprimée en (gr) de bleu pour 1Kg de la fraction 0/2 mm, avec :

**V1** : Volume total de solution injectée (ml)=**120ML**

**M1** : masse de la prise d'essai = **30 g**.

Cas d'un matériau riche en fines :

$$\mathbf{VBS} = V1 \cdot 0,01 / M1 \cdot 100 = 120 / 30 = \mathbf{4}$$

$2,5 \leq VBS < 6$  Sol limoneux de plasticité moyenne.

**Tableau 1.2** : Type de sol en fonction de la valeur de bleu de méthylène.

Valeur de bleu de méthylène (VBS)	Catégorie de sol
$VBS < 0,1$	Sol insensible à l'eau
$0,2 \leq VBS < 1,5$	Sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1,5 \leq VBS < 2,5$	Sol sablo argileux, peu plastiques
$2,5 \leq VBS < 6$	Sol limoneux de plasticité moyenne
$6 \leq VBS < 8$	Sol argileux
$VBS > 8$	Sol très argileux

### 2.1.2. Les essais Physiques

#### A. La Granulométrie

Cet essai a pour le but ; la détermination de la granularité des granulats dont les dimensions sont comprises entre 80  $\mu\text{m}$  et 80mm.

Il consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre des tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue.

#### Mode opératoire :

#### Matériels utilisés :

- Etuve.
- Série de tamis (0.08 ; 0.2 ; 0.4 ; 1.0 ; 2.0 ; 5.0).
- Balance.



Photo 4.2 : Série de tamis

**Préparation de l'échantillon :**

- prendre une masse de poids connu après échantillonnage **Ms**.
- BH Imbibition de l'échantillon pendant plusieurs heures suivant la nature du sol.
- Lavage du matériau sur la plus petite maille de la colonne.
- Sécher à l'étuve à une température de 150c°.
- Le poids de l'échantillon à analyser est choisi en fonction de la formule  $200D < P < 600D$ .
- Pour notre essai, nous avons pris **Ms = 180gr**.

**Exécution de l'essai :**

- Tamisage : passage du matériau par les différents tamis de la colonne.
- Peser le refus du tamis ayant la plus grande maille **RI**.
- Reprendre la même opération pour la suite des tamis immédiatement inférieurs.

**Présentation des résultats :**

- Porter les différentes pesées sur la feuille d'essai.
- Calculer les différents refus de chaque tamis :

$$\text{Refus (\%)} = \frac{RI}{Ms} * 100.$$

- Calculer les différents tamisât de chaque tamis

$$\text{Tamisât (\%)} = 100 - \text{Refus.}$$

En Annexe, la feuille d'essai du Laboratoire. Cet essai est effectué en faveur du projet : Hangar des grains Bouzaaroura el Bouni. Sondage de profondeur 1,60 / 2,00 m

Tableau 2.2 : Les calculs

Parameter Tamis	5	2	1	0,4	0,2	0,08
Refus cumulées (%)	0,21	1,16	1,51	2,05	2,91	8,93
Passant (%)	99,78	98,84	98,48	97,95	97,08	91,06

<b>Total (%)</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>
------------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------

L'essai granulométrique de ce sol montre que les pourcentages des fines inférieurs à 80 µm plus de 91% ça veut dire que limons fine.

**Tableau 3.2 :** La norme française NF P18-560 utilisée notamment dans le domaine.

Types de sol selon la taille de la particule

<b>Min</b>	<b>Appellation</b>	<b>max</b>
<b>20mm</b>	<b>Cailloux</b>	<b>200mm</b>
<b>2mm</b>	<b>Graviers</b>	<b>20 mm</b>
<b>0,2mm</b>	<b>Sables grossiers</b>	<b>2mm</b>
<b>0.05mm</b>	<b>Sables fins</b>	<b>0,2 mm</b>
<b>0,02 mm</b>	<b>Limons grossiers</b>	<b>0,05 mm</b>
<b>0,002 mm</b>	<b>Limons fins</b>	<b>0,02mm</b>
	<b>Argiles</b>	<b>&lt;0,002mm</b>

**B. L'essai de granulométrie par sédimentation :**

Tamiser l'échantillon de sol par lavage (passant au tamis 0.08mm), et récupérer le tamisât, sécher l'échantillon dans une étuve jusqu' au poids constant, prendre à 80g de tamisât sec. Imbiber la prise d'essai dans une éprouvette cylindrique en verre de 2litre contenant un mélange d'eau distillée ou déminéralisée et solution à 60ml d'hexamétaphosphate de sodium (Na<sub>6</sub> (PO<sub>3</sub>)<sub>6</sub>, 10 H<sub>2</sub>O), comme le montre.



Photo 5.2 : Appareil Agitateur Automatique.

- Laisser imbiber pendant au moins 24 heures à température ambiante.
- Agiter vigoureusement la suspension au moyen d'un agitateur Automatique, retirer l'agitateur manuel et déclencher au même instant le chronomètre (début de l'essai).
- Plonger le thermomètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre; procéder à la prise des lectures du densimètre et de la température aux temps suivant (en minutes): (0.5 -1 -2 -5 - 10 -20 - 40 -80- 240- 1440 ).
- Calculer le pourcentage des tamisas et compléter la courbe granulométrique.

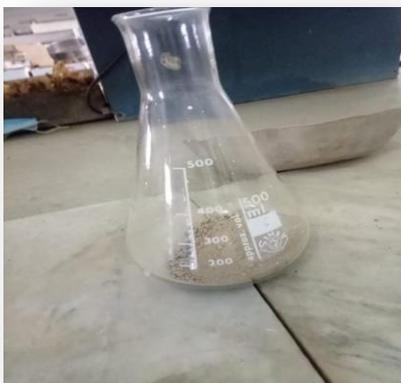


Photo 6.2 : Essai de Sédimentation au laboratoire.

Tableau 4.2 : Les calculs d'essai sédimentation pour sol.

Temps de lecture	Lecture densimètre	Temperature	Correction temperature	Lecture corrigée	%passants de l'échant	Diamètre equivalent
Sec	R	T C <sup>0</sup>	Ct	RC	P %	D mm
30	1.026	23	-0.0015	1.025	90.25	0.061752
60	1.025	23	-0.0015	1.024	86.639	0.043665
120	1.024	23	-0.0015	1.023	83.029	0.030876
300	1.023	23	-0.0015	1.022	79.419	0.020461
600	1.022	23	-0.0015	1.0155	55.955	0.014468
1200	1.015	22	-0.0015	1.014	50.540	0.010732
2400	1.014	22	-0.0015	1.013	46.930	0.007638
4800	1.012	22	-0.0015	1.011	39.710	0.00547

14400	1.011	22	-0.0015	1.01	36.100	0.003178
86400	1.007	23	-0.0015	1.006	21.660	0.001329

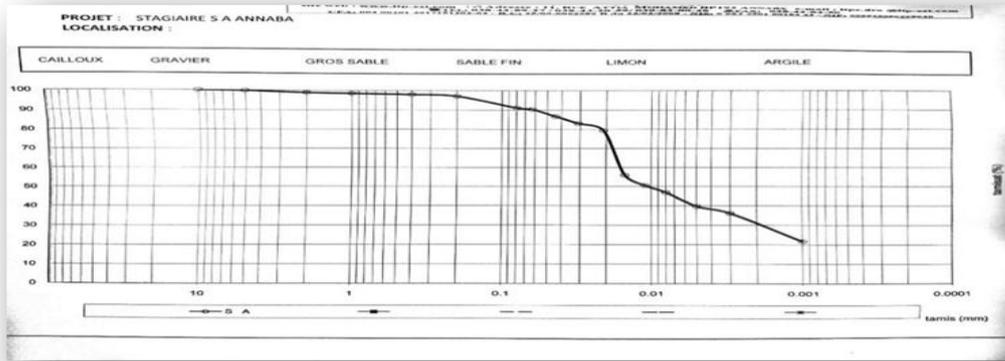


Figure 2.2 : La courbe granulométrique par sédimentation de sol.

**C. Essai teneur en eau (NF-P94-050)**

La teneur en eau d'un matériau est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau  $W$  comme le poids d'eau contenu par unité de poids de matériau sec.

Les matériaux sont séchés dans l'étuve pendant 24 heures entre 105° à 115 C avant chaque utilisation. Cet essai a pour but ; la Détermination de la teneur en eau pondérale par la méthode de l'étuvage, effectuée à partir d'un échantillon de sol intact, remanié ou reconstitué. La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

**Mode opératoire :**

**Matériels utilisés :**

- ✓ Etuve.
- ✓ Balance.
- ✓ Tare.



Photo 7.2 : Balance électronique.



Photo 8.2 : Etuve.

### Préparation de l'échantillon :

- S'assurer de la provenance et de la nature géologique du matériau (sols sensibles à la chaleur) en procédant à une identification visuelle.
- S'assurer de la température de la salle.
- Préparation de l'échantillon ; c.à.d. prendre la partie de carotte que l'on doit déterminer sa teneur en eau, la couper en quelques morceaux, les mettre dans une tare.
- Peser immédiatement le matériau dans son état naturel.
- Sécher le matériau pendant (24h étuve 105°C pour sols insensibles et 48h étuve 50°C pour sols sensibles)
- Peser le matériau sec.

Tableau 5.2 : La Teneur en eau initial

	Essai 1	Essai 1	Essai 1
<b>Sol humide (g)</b>	<b>30,0</b>	<b>44,1</b>	<b>68,1</b>
<b>Sol sèche(g)</b>	<b>25,2</b>	<b>36,2</b>	<b>57,7</b>
<b>Poids d'eau</b>	<b>4,8</b>	<b>7,9</b>	<b>10,4</b>
<b>Teneur en eau %</b>	<b>19,1</b>	<b>21,9</b>	<b>18,1</b>
<b>Teneur en eau Moyenne %</b>	<b>19,70</b>		

### D.Essais d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

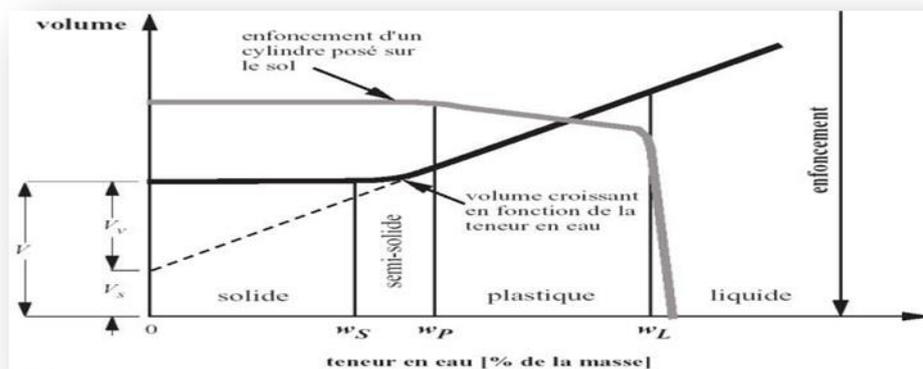
Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier

la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol. Selon sa teneur en eau, un sol sensible à l'eau peut se présenter sous trois états :

- Etat solide (état solide avec retrait et état solide sans retrait)
- Etat plastique
- Etat liquide

Dans le but déterminer les teneurs en eau remarquable les situées à la frontière entre ces différents états sont les «**Limites d'Atterberg**» :

- Limite de Liquidité : WL (frontière entre état plastique et liquide)
- Limite de Plasticité : WP (frontière entre état solide et plastique)
- Limite de Retrait : WS qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.



**Figure 3.2** : différents états sont les « Limites d'Atterberg ».

### Limite de liquidité $w_L$ :

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans lequel on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de  $v$ . On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur **1cm** on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

Si on étudie la relation qui lie le nombre de chocs  $N$  à la teneur en eau  $w$ . On constate que la courbe représentative de cette relation est une droite en coordonnées semi-logarithmiques (échelle arithmétique pour les teneurs en eau, logarithmique pour le nombre de chocs), lors quelle nombre est compris entre 15 et 35, par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à une fermeture en 25 chocs.



Photo 9.2 : limite de liquidité à laboratoire (LTPE– Annaba).

Tableau 6.2 : limite de liquidité pour sol sans additive.

N° essai	1 <sup>er</sup> Essai		2 <sup>eme</sup> Essai		3 <sup>eme</sup> Essai	
<b>Nombre de coups</b>	<b>16</b>		<b>23</b>		<b>30</b>	
<b>N° de la tare</b>	<b>T 408</b>	<b>SB</b>	<b>ABE</b>	<b>Vy</b>	<b>MA</b>	<b>MS</b>
<b>Masse de l'ensemble (échan humide +Tare) m<sub>2</sub></b>	<b>29.60</b>	<b>24.80</b>	<b>24.86</b>	<b>25.73</b>	<b>24.4</b>	<b>23.49</b>
<b>Tare m<sub>1</sub></b>	<b>21.90</b>	<b>16.40</b>	<b>16.48</b>	<b>17.80</b>	<b>16.70</b>	<b>15.88</b>
<b>Masse de l'échan humide m=m<sub>2</sub> – m<sub>1</sub> (g)</b>	<b>7.70</b>	<b>8.40</b>	<b>8.2</b>	<b>7.93</b>	<b>7.74</b>	<b>7.61</b>
<b>Masse de l'échan sec m<sub>w</sub>= m<sub>2</sub>-m<sub>3</sub></b>	<b>5.70</b>	<b>6.20</b>	<b>6.10</b>	<b>5.90</b>	<b>5.80</b>	<b>5.70</b>
<b>Masse de l'eau</b>	<b>2.0</b>	<b>2.20</b>	<b>2.10</b>	<b>2.03</b>	<b>1.94</b>	<b>1.91</b>
<b>Teneur en eau</b>	<b>35.09</b>	<b>35.48</b>	<b>34.43</b>	<b>34.41</b>	<b>33.45</b>	<b>33.50</b>
<b>Moyenne</b>	<b>35.29</b>		<b>34.42</b>		<b>33.48</b>	
<b>Wl</b>	<b>34,397</b>					

**Limite de plasticité wp :**

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans lequel on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de v. On imprime à la coupelle des

chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur *1cm* on mesure alors la teneur en eau de la pâte.



**Photo 10.2 :** limite de plasticité à laboratoire (LTPE-Annaba).

**Tableau 7.2 :** résultats et calculs limite de plasticité.

Essai limite de plasticité		
	Boitier GC	Boitier AO
P. sol humide (g)	3,1	3
P. sol sec (g)	2,9	2,7
P. eau (g)	0,2	0,3
W (%)	6,90	11,1
W moyennes (%)	9	

L'indice de plasticité :  $I_p = W_L - W_P = 25 \rightarrow 15 < I_p < 40$  : sol reconstitué d'une classe : Plastique.

**Tableau 8.2 :** classification indice de plasticité et degré de plasticité.

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique

$I_p > 40$	Très plastique
------------	----------------

### 2.1.3. Essais mécanique

#### A. L'essai Proctor :

L'essai Proctor, mis au point par l'ingénieur Ralph R. Proctor (1933), est un essai géotechnique qui permet de déterminer la teneur en eau nécessaire pour obtenir la densité sèche maximale d'un sol granulaire (ou non) par compactage à une énergie fixée (poids de dame, nombre de coups et dimensions normés). Les remblais posent à l'ingénieur routier un certain nombre de problèmes, d'où on peut citer :

- La stabilité des talus
- La résistance des talus à l'érosion.
- Le tassement et le compactage.

Le «compactage» est le procédé le plus économique toujours utilisé dans la construction des remblais pour améliorer la densité sèche du sol ( $\gamma_d$ ). Le « compactage » est une réduction pratiquement instantanée du volume du sol dû à la réduction des vides d'air. Il ne y'a aucune expulsion d'eau ce qui différencie le compactage de la consolidation.

L'étude du compactage effectuée à l'aide d'un damage normalisé connu sous le nom de l'essai Proctor pour le but l'un des essais les plus utilisés en géotechnique routière. Il a pour but de déterminer au laboratoire les conditions de compactage d'un sol donné en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage. A une énergie de compactage donnée, il s'agit de déterminer la teneur en ( $W_{opt}$ ) et la densité maximale ( $\gamma_d \max$ ) Proctor correspondante. L'échantillon nécessaire est ensuite prélevé par quartage ou de la préférence au moyen d'un échantillonneur.

**Tableau 9.2 : Appareillage Proctor normal**

Essai Proctor normal
<p><b>Poids de moule 1734,9 gr</b>  <b>Poids de la dame 2,490 kg</b>  <b>Hauteur de la chute 305 mm</b>  <b>Nombre de couches 3</b>  <b>Nombre de coups 25 (chaque couche)</b></p>



Photo 10.2 : moule de Proctor à laboratoire (LTPE-Annaba).



Photo 11.2 : l'essai Proctor pour sol sans additives dans laboratoire(LTPE. Annaba).

Tableau 10. 2 : Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (Sans additives).

Voir figure ci-dessous

Sol (sans additives)				
Pourcentage d'eau %	12	14	16	18
Masse volumique humide (g/ $cm^3$ )	1.87	1.92	2.01	2.00
Masse volumique sèche (g/ $cm^3$ )	1.67	1.69	1.73	1.70

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau .De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.73 g/cm<sup>3</sup> correspondant à une teneur en eau de 16 %.

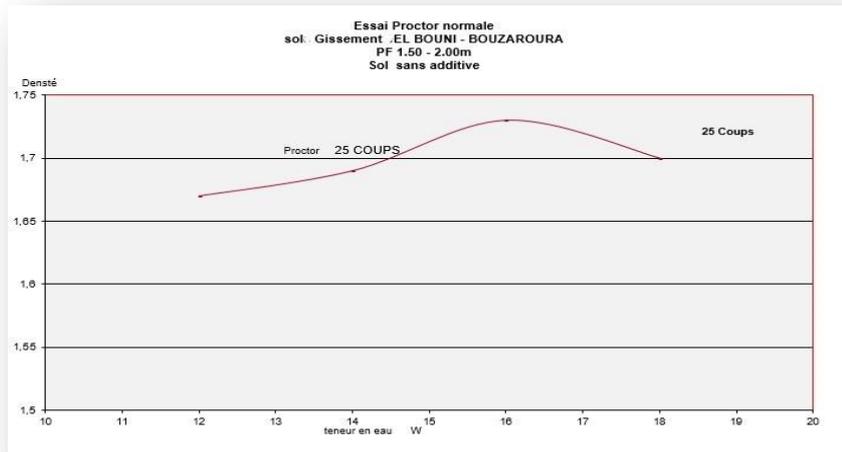


Figure 4.2 : Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (sans additives).

**B. Compression simple ou uniaxiale :**



Photo 12.2 : Les machines utilisées pour la Compression simple laboratoire (LTPE. Annaba).

Résistance en compression uniaxiale Dans cet essai, l'éprouvette, généralement cylindrique, est placée entre les plateaux d'une presse, et la force axiale est augmentée jusqu'à la rupture de l'éprouvette. La valeur maximale F de la force permet de calculer la résistance en compression uniaxiale Rc du sol :  $R_c = F/S$  avec S est la surface de la section de l'éprouvette.

Tableau 11.2 : Valeurs de la résistance de compression (sans additives).

Sol (Sans additive)					
Force de compression (kgf)	0,31	0,52	0,675	0,82	1

La résistance de compression (kgf/cm <sup>2</sup> )	0,39	0,66	0,86	1,25	1
Cohésion (kgf/cm <sup>2</sup> )	0,20	0,33	0,43	0,63	0,5

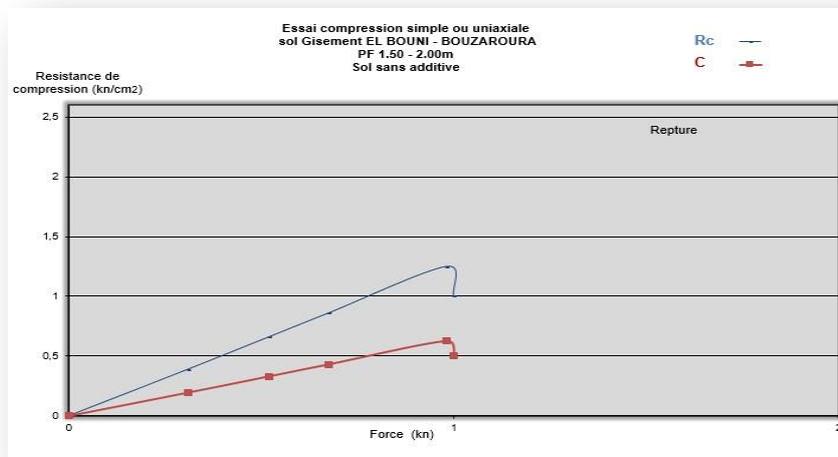


Figure 5.2 : compression simple sol sans additive.

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 1.25 \text{ kgf/cm}^2$  et leur cohésion  $C = 0.63 \text{ kgf/cm}^2$ .

**C.L’essai de cisaillement direct non consolidé non drainé UU :(NF P94-071)**

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement direct d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne  $\phi$  et sa cohésion  $C$ .

**Mise en place de l’échantillon dans la boîte**

- Les deux demi-boîtes étant verrouillées, on place successivement.
- le fond de boîte.
- une pierre poreuse.

- une plaque striée, les stries étant perpendiculaires au sens de cisaillement (les plaques perforées permettent les essais drainés, les plaques pleines sont utilisées pour les essais non drainés).
- l'échantillon de sol.
- une plaque striée identique à la première.
- une pierre poreuse.
- le piston.



Photo 13.2 : préparation de l'échantillon d'essai cisaillement laboratoire LTP-Est.



**Photo 14.2 :** l'échantillon après l'essai cisaillement. Laboratoire LTP-Est.

### Mise en place de la boîte sur la machine

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte.
- Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro.
- Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relier à la boîte et compenser les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro.
- Appliquer sur l'éprouvette la charge désirée.
- Désolidariser les deux demi -boîte en enlevant les goupilles.
- Mettre en route à la vitessirée.



**Photo15.2 :** Appareille cisaillement.

### Contrainte de cisaillement

On détermine la contrainte de cisaillement :  $\tau = T/ A'$

On trace ensuite, pour chaque essai, les courbes de contraintes en fonction des déplacements et on détermine la valeur de la contrainte de cisaillement maximale. On reporte ensuite chaque point sur un graphique ayant pour abscisse la contrainte normale  $\sigma$  et pour ordonnée la contrainte de cisaillement  $\tau$ . Tracer la courbe intrinsèque du sol étudié.

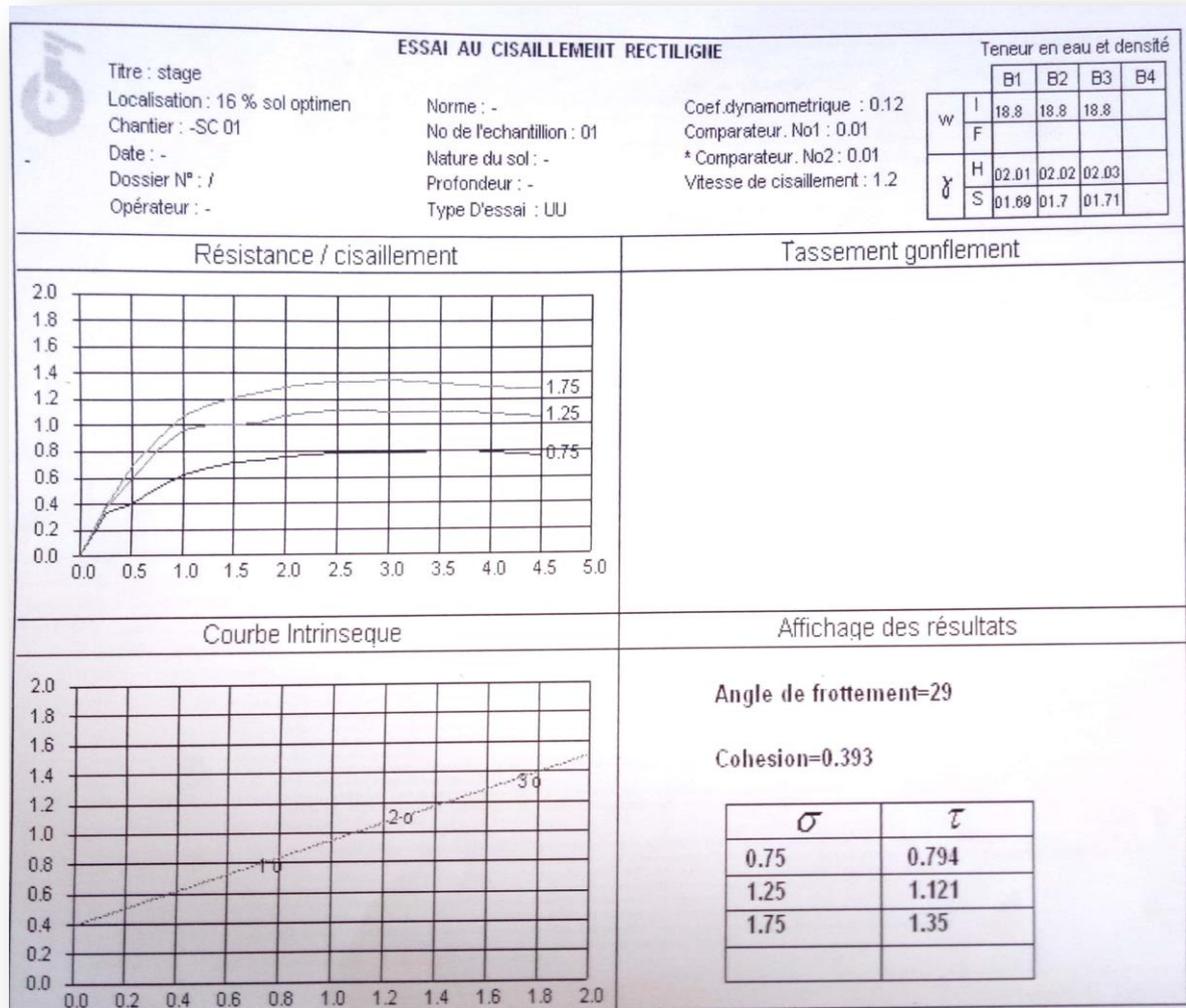


Figure6.2 : essais de cisaillement directe sol sans additive et 20 % d'eau.

De cette courbe on trouve que l'angle de frottement est  $\phi = 29^\circ$  et leur cohésion  $C = 0,393 \text{ kgf/cm}^2$ .

### D. Essai de gonflement à l'œdomètre NF P 94-91 :

La manipulation a pour but de déterminer des caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement et gonflement d'un massif de sol.



Photo 16.2 : Les œdomètres.

#### Appareillage

- Le bâti permettant d'appliquer les contraintes de chargement sur l'éprouvette.
- La cellule œdométrique.
- Le dispositif d'application de la charge.
- Le système de mesurage.

#### Mode opératoire de l'essai œdomètre

L'exécution de l'essai comporte les opérations suivantes :

- Tailler de l'éprouvette et mise en place dans l'œdomètre.

- Saturation de l'éprouvette.
- Application de la charge sur le piston par paliers de 24h et mesure du tassement au cours de temps sous chacune des charges successivement imposées à l'éprouvette.
- On applique habituellement des charges dont chacune est le double de la précédente ; au début d'essai La succession des charges Peut être différente, elle est précisée dans les modes opératoires officiels des essais.
- En fin d'essai, déchargement de l'éprouvette, pesée avant et après passage à l'étuve (pour déterminer l'indice des vides).

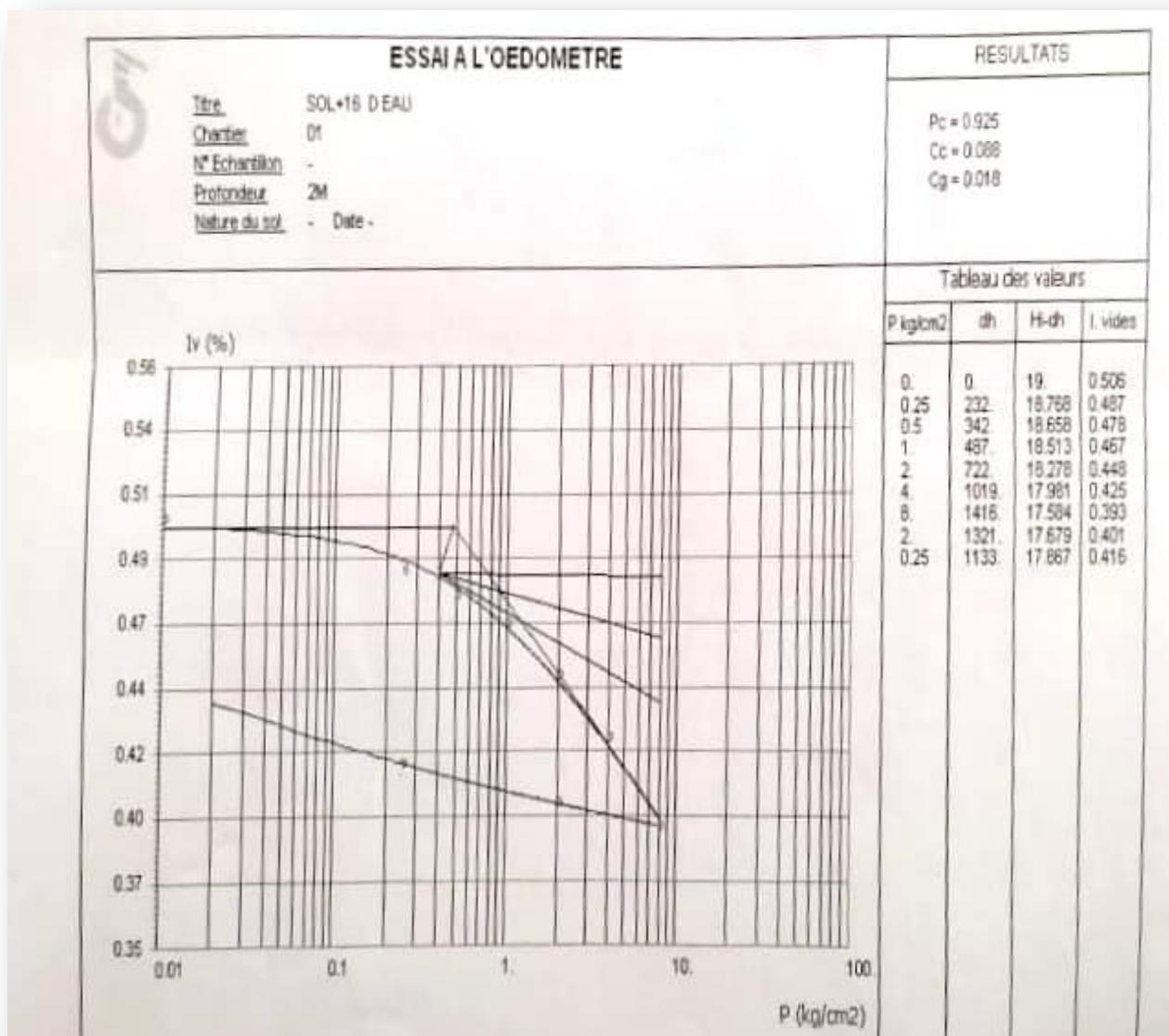


Figure 7.2 : Essais œdométrique sol sans additive.

De cette courbe on trouve que :

- L'indices de compressions  $C_c = \underline{0.088}$
- L'indice de décompression  $C_g = \underline{0.018}$
- Pression de pré consolidation  $\sigma'_c = \underline{0.925 \text{ Kg/cm}^2}$

### **E. Essai de CBR :(California Bearing Ratiotest) Norme NF P 94-07**

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais. Et des couches de formes compactées des ouvrages routiers.

Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants (IPI, CBR) qui permettent :

- d'établir une classification des sols (GTR)
- d'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI)
- déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente  $\Rightarrow$  épaisseur diminue)

Principe de l'essai est pour définir la charge apportée par le pneu sur la chaussée poinçonne le sol de fondation. Ce poinçonnement est d'autant plus petit que l'épaisseur de la chaussée est grande.

**P** : pression appliquée par le pneumatique sur le sol de fondation.

**S** : surcharge simulant l'action de la chaussée qui s'oppose au déplacement vertical du sol de fondation lors de l'action du pneu.

On peut reproduire ce phénomène en compactant le matériau dans les conditions de l'essai Proctor dans un moule CBR puis en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de ce matériau.



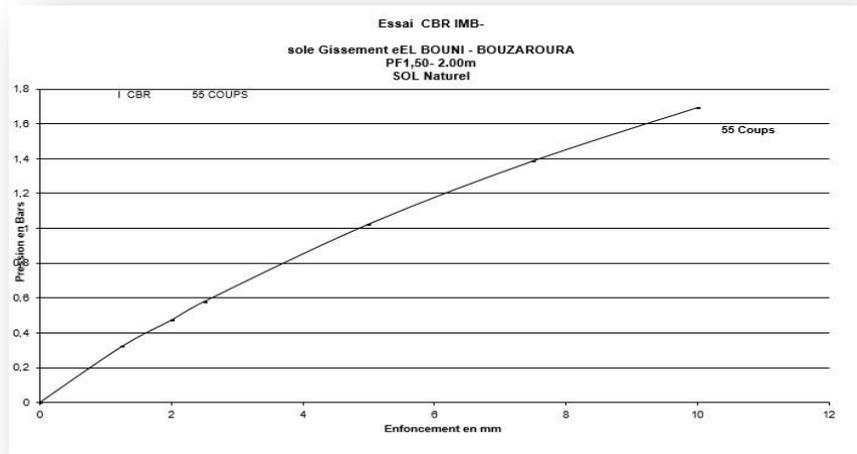
Photo 17.2 : Moule CBR.



Photo 18.2 : Essais CBR Sol Sans Additive +16% Eau.

Tableau 12.2 : Valeurs de CBR (sans additives).

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Force totale		Pression (kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l'indice portant	
		Lecture	Valeur			
1	1.25	0.322	32.20	1.66	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	4.34
1.5	2	0.473	47.30	2.44		
2	2.5	0.580	58	2.99	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	5.14
4	5	1.025	102.50	5.29		
6	7.5	1.388	138.80	7.17	L'indice Portant Immédiat / CBR max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	<u>5.14</u>
8	10	1.6695	166.95	8.62		
Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j Δh				/	Valeur du gonflement : G = 100* Δh / h h: hauteur du moule = 127 mm	/



**Figure 8.2** : Essais CBR sur un sol sans additive.

Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l'imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l'échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$
- L'indice Portant Immédiat = 5.14

### 3. Conclusion

A partir de ces expérimentations que nous avons réalisées en laboratoire sur le sol sans additive et ceci pour en connaître les propriétés physiques et mécaniques et ceci dans le but de l'améliorer et de le renforcer en ajoutant deux matériaux, à savoir (la chaux et déchet de marbre) ;

Et les résultats obtenus de ces essais :

- Bleu méthylène : VBS = 4 sol limoneux de plasticité moyenne
- Type de sol suite au l'essai granulométrique Limons fins
- Leur teneur en eau 19.70
- Indice de plasticités =25 donc plastiques
- Proctor donne une masse volumique séché 1.73 à 16% eau
- Compression simple ou uniaxial donnée une résistance de compression  $1.25 \text{ kgf/cm}^2$  et une cohésion  $0.63 \text{ kgf/cm}^2$
- Cisaillement direct non consolidé non drainé donne un angle de frottement  $29^\circ$  et une cohésion du 0.393
- L'essai odomètre donne
  - a. L'indices de compressions  $C_c = 0.088$
  - b. L'indice de décompression  $C_g = 0.018$

- c. Pression de pré consolidation  $\sigma'_c = \underline{0.925 \text{ Kg/cm}^2}$
- L'essai CBR don un L'indice Portant Immédiat = 5.14.

# **Chapitre 3**

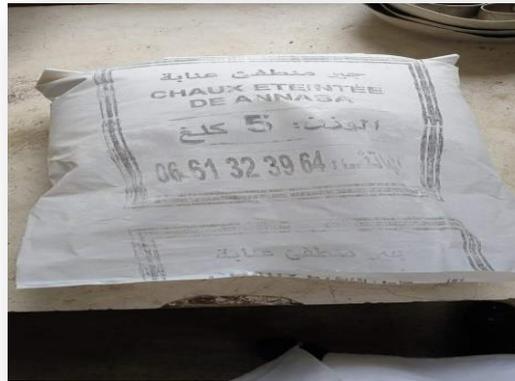
## **Résultat et discussion**

## 1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'ensemble des résultats obtenus ainsi qu'aux discussions qui en résultent d'après les essais mécanique effectués sur un sol additive ;

- Essais mécaniques (Proctor, compression, cisaillement et œdomètre, CBR) sol+ chaux.
- Essais mécaniques (Proctor, compression, cisaillement et œdomètre, CBR) sol+ marbre.
- Essais mécaniques (Proctor, compression, cisaillement et œdomètre, CBR) sol+ chaux+ marbre.

## 2. La Chaux



**Photo 1.3 :** Poudre De La chaux aérienne éteinte

### A. Fabrication :

Produit résultant de la cuisson d'un calcaire très pur à une température comprise entre 900 et 1000°C, La chaux aérienne éteinte en pâte est obtenue par hydratation de chaux vive issue d'un calcaire très pur. L'appellation conseillée par la norme NFP 15311 est CL (Calciqne Lime) suivi d'un chiffre 70, 80 ou 90 indiquant la proportion de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ).

### B. Prise :

Les chaux aériennes durcissent en se « décarbonatant » au contact du gaz carbonique de l'air. Le durcissement reconstitue en quelque sorte le calcaire d'origine.

### C. Avantage :

- Une élasticité et une faculté d'adaptation supérieure aux autres liants
- Un bon comportement au gel
- Une bonne adhérence au support

- Un aspect homogène qui ne à faîne ce pas
- Une protection correcte contre les intempéries
- Une bonne imperméabilité à l'eau de ruissellement du fait que cet enduit est peu sensible à la fissuration et que sa résistance augmente au fur et à mesure de la carbonatation imperméable à l'air
- Absence de retrait
- Bonne perméabilité à la vapeur d'eau, permettant un séchage rapide
- Un prix de revient très intéressant à l'heure actuelle
- La chaux donne des mortiers gras, onctueux, que l'on peut préparer en grande quantité car les risques de ségrégation, et la vitesse de prise est diminuée.

#### D. Conseils de mise en œuvre :

Par temps de chaleur et devient, humidifier le support et maintenir le mélange humide après le début du durcissement, Autiliserentre+5°et+30°Cambiance et support.

### 3. Le Marbre

En géologie, le marbre est une roche métamorphique dérivée du calcaire et constituée principalement de cristaux de calcite. La poudre de marbre est une charge carbonatée obtenue à partir d'une calcite pyrénéenne d'une grande pureté chimique. Elle est broyée et sélectionnée par voie sèche.



Photo 2.3 : Poudre de marbre.

#### A. Propriétés

- Produit 100% naturel.
- Extrêmement fin, il ne laisse pas de grain dans les mélanges.
- Parfaitement blanc.

## B. Normes

Normes algériennes : inexistantes à l'heure actuelle Les normes algériennes n'étant pas encore promulguées, les produits marbriers algériens sont extraits et transformés conformément aux normes européennes : italiennes et françaises en particulier.

Pour ce faire, les procédés utilisés en Algérie pour le travail du marbre sont ceux utilisés dans le monde En amont c'est la forassions et sciage des masses au fil hélicoïdal, au fil diamanté et à la haveuse pour l'abattage et le tranchage des masses brutes de marbres naturels en carrières. Et en aval c'est la transformation en produits finis : sciage des blocs au moyen de lames et disques à pastilles diamantées, débitage secondaire aux disques diamantés, ponçage-lustrage avec des pierres à poncer et lustrer.

## C. Propriétés physico-Mécaniques

Les principaux paramètres des propriétés physiques et chimiques de l'échantillon du marbre utilisé dans cette étude sont groupés dans le tableau 1.3.

**Tableau 1.3** : Propriétés physiques et chimiques de l'échantillon du marbre

Propriétés physico-Mécaniques		
Densité apparente.		2,720 Kg/m <sup>3</sup>
Porosité		1,67 %
CaCo <sub>3</sub>	Insoluble < 1	98,76 %
MgO		0,26 %
CaO		55,30 %
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>		< 0,05 %
Al <sub>3</sub>		0,22 %
SiO <sub>2</sub>		0,13 %
PC		43,78 %
HCl		< 1%

### 4. Les essais effectués sur un sol additif

#### 4.1. Sol avec la chaux

##### 4.1.1. Essais de Proctor



Photo 2.3 :L’essai Proctor pour sol avec la chaux \_laboratoire(LTPE.Annaba).

Tableau 2.3 : Les résultats des paramètres de l’essai Proctor standard pour sol (avec 3%Chaux). Voir figure ci-dessous.

Sol (Avec3%Chaux)						
Pourcentage d’eau	12	14	16	18	20	22
Masse volumique humide ( $g/cm^3$ )	1.76	1.84	1.90	1.99	2.10	2.00
Masse volumique sèche ( $g/cm^3$ )	1.58	1.62	1.64	1.69	1.75	1.64

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 2.3. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est **1.75**  $g/cm^3$  correspondant à une teneur en eau de 20%.

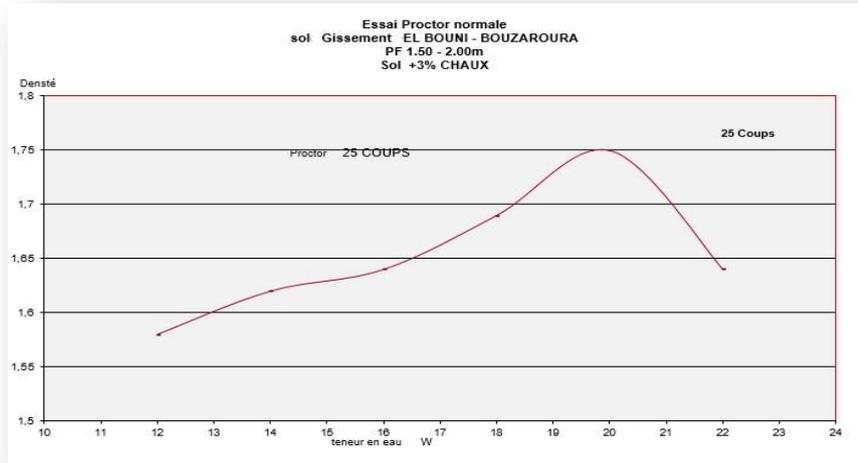


Figure1-3 : Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (avec3%chaux).

Tableau 3.3 : Les résultats des paramètres de l’essai Proctor standard pour sol (avec 6%Chaux). Voir figure ci-dessous.

Sol (avec6%Chaux)				
Pourcentage d'eau	18	20	22	24
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	1,95	2,02	1,98	1,97
Masse volumique sèche (g/cm <sup>3</sup> )	1,66	1,69	1,63	1,59

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 3.3. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.69 g/cm<sup>3</sup> correspondant à une teneur en eau de 20 %

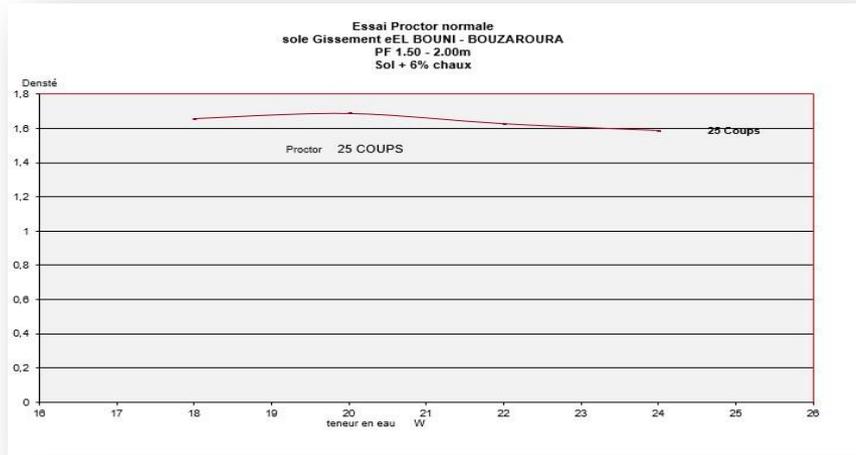


Figure 2.3 : Courbe de compactage (essai Proctor sol avec 6% la chaux).

Tableau 4.3 : Les résultats des paramètres de l’essai Proctor standard pour sol (avec 9 %Chaux). Voir figure ci-dessous.

Sol (avec9%Chaux)					
<b>Pourcentage d'eau</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>22</b>	<b>24</b>	<b>26</b>
<b>Masse volumique humide (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1.87</b>	<b>2.01</b>	<b>2.02</b>	<b>1.93</b>	<b>1.92</b>
<b>Masse volumique sèche (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1.62</b>	<b>1.68</b>	<b>1.66</b>	<b>1.56</b>	<b>1.53</b>

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 4.3. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.68 g/cm<sup>3</sup> correspondant à une teneur en eau de 20 %.

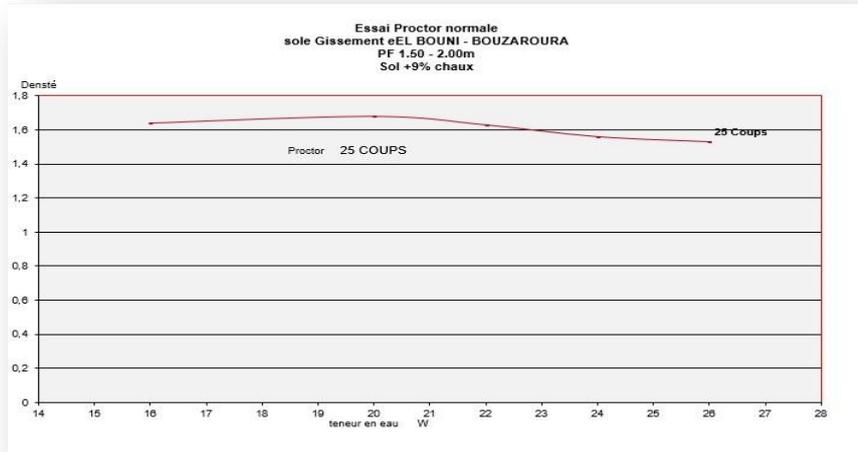


Figure 3.3 : Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (avec 9% chaux).

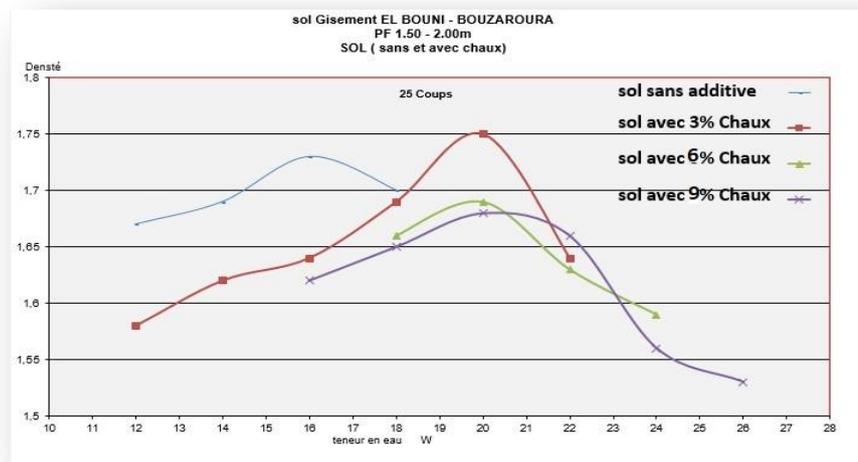


Figure 4.3 : Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (sans et avec de la chaux).

#### 4.1.2. Essais de compression simple ou uniaxial

Tableau 5.3 : Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux).

Sol (avec3%chaux)					
Force de compression (kgf)	0,735	1,002	1,124	1,14	1,20
La résistance de compression (kgf/cm <sup>2</sup> )	0,94	1,28	1,43	1,45	1,25
Cohésion	0,47	0,64	0,72	0,73	0,625

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 1.45$  et leur cohésion  $C = 0.73$ .

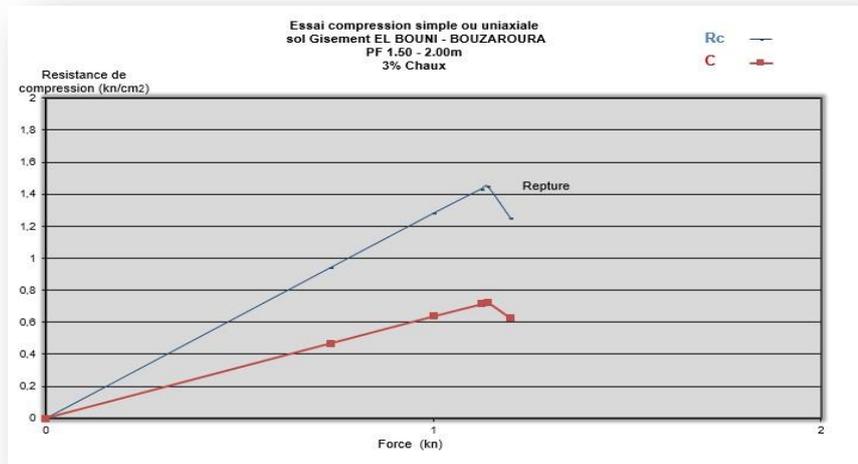


Figure 5.3 : Courbe de Compression simple (sol avec 3% chaux)

Tableau 6.3 : Valeurs de la résistance de compression (avec 6% chaux).

Sol (avec 6% chaux)				
Force de compression (kgf)	0,863	1,286	1,419	1,5
La résistance de compression (kgf/cm <sup>2</sup> )	1,1	1,64	1,81	1,5
Cohésion	0,55	0,82	0,90	0,75

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 1.81$  et leur cohésion  $C = 0.90$ .

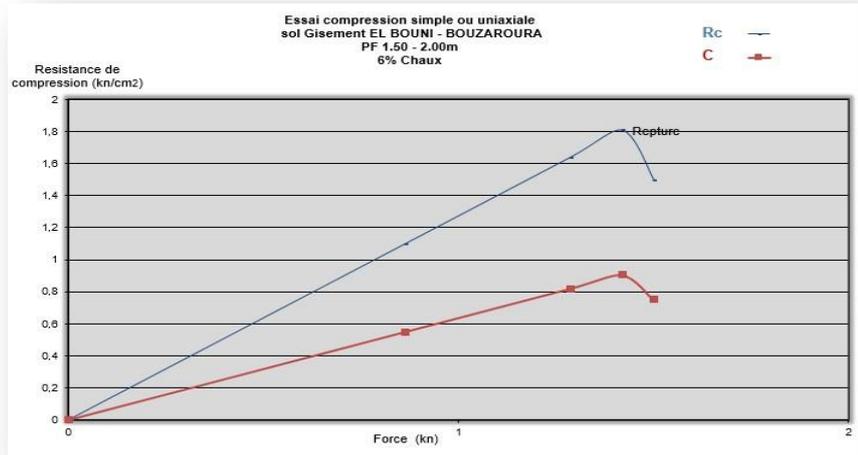


Figure 6.3 : Courbe de Compression simple (sol avec 6% chaux).

Tableau 7.3 : Valeurs de la résistance de compression (avec 9% chaux).

Sol (avec 9% chaux)					
Force de compression (kgf)	1,18	1,568	1,831	1,88	1,95
La résistance de compression (kgf/cm <sup>2</sup> )	1,50	2,00	2,33	2,39	2,05
Cohésion	0,75	1,00	1,17	1,20	1,025

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 2.39$  et leur cohésion  $C = 1.20$ .

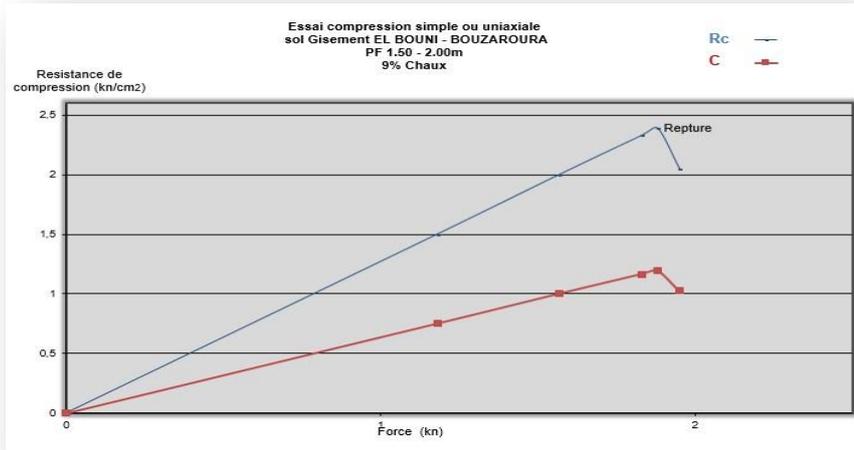
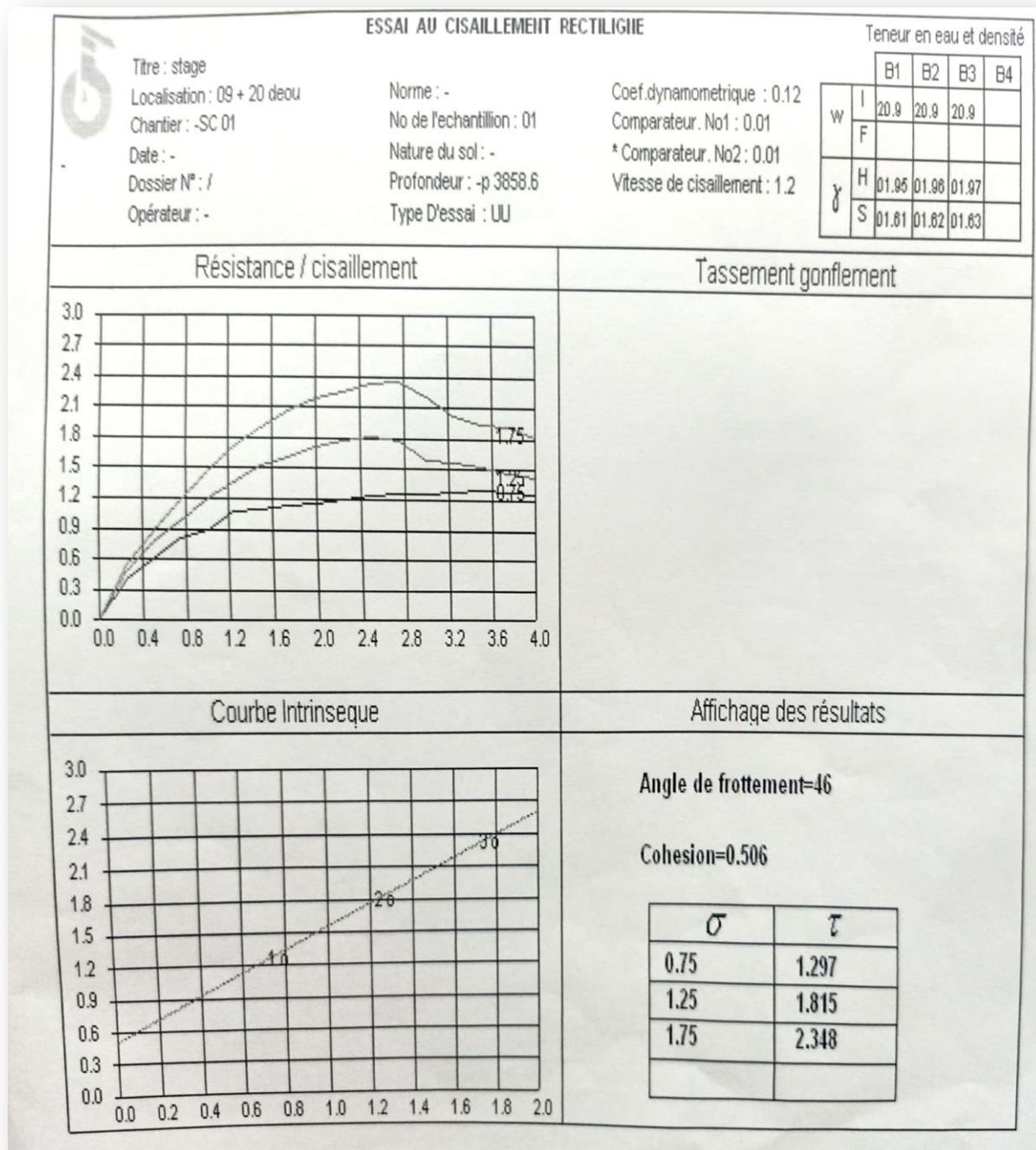


Figure 7.3 : Courbe de Compression simple (sol avec 9% chaux)

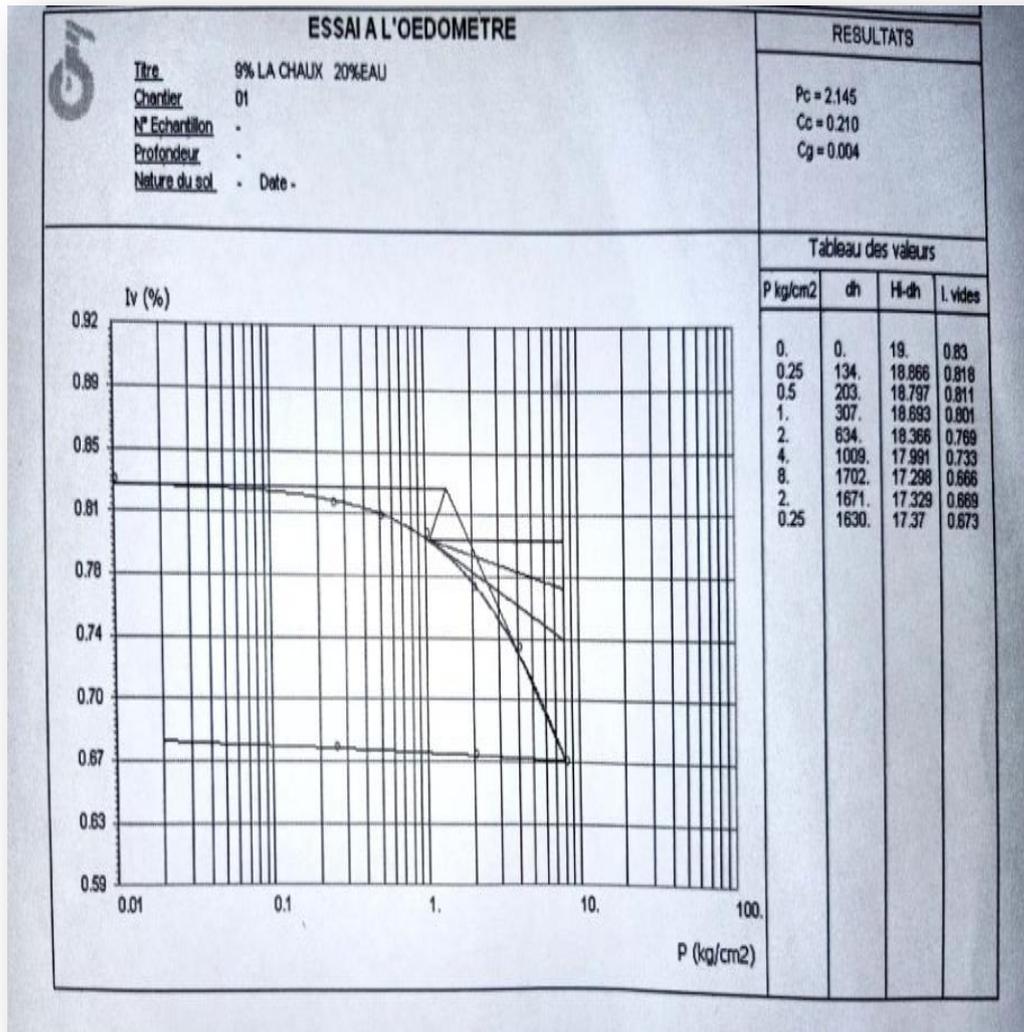
### 4.1.3. Essais de cisaillement



**Figure 8.3 :** Essais de cisaillement d'un sol avec 9% de la chaux.

De cette courbe on trouve que la contrainte de cisaillement optimal est  $\tau = 2.348$  et leur contrainte normale  $\sigma = 1.75$ .

#### 4.1.4. Essais d'odomètre



**Figure 9.3 :** Essais d'odomètre d'un sol avec 9% de la chaux.

De cette courbe on trouve que :

- L'indices de compressions  $C_c = 0.210$
- L'indice de décompression  $C_g = 0.004$
- Pression de pré consolidation  $\sigma'_c = 2.145$

#### 4.1.5. Essais de CBR immédiat

Tableau 8.3 : Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 3% chaux)

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Force totale		Pression (kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l'indice portant	
		Lecture	Valeur			
1	1.25	0.472	47.2	2.43	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	4.67
1.5	2	0.497	49.7	2.56		
2	2.5	0.624	62.4	3.22	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	5.75
4	5	1.146	114.6	5.92		
6	7.5	1.482	148.2	7.65	L'indice Portant Immédiat / CBR max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	5.75
8	10	1.756	175.6	9.07		
Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j Δh				/	Valeur du gonflement : G = 100* Δh / h	/
					H: hauteur du moule = 127 mm	

Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l'imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l'échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$
- L'indice Portant Immédiat = 5.75

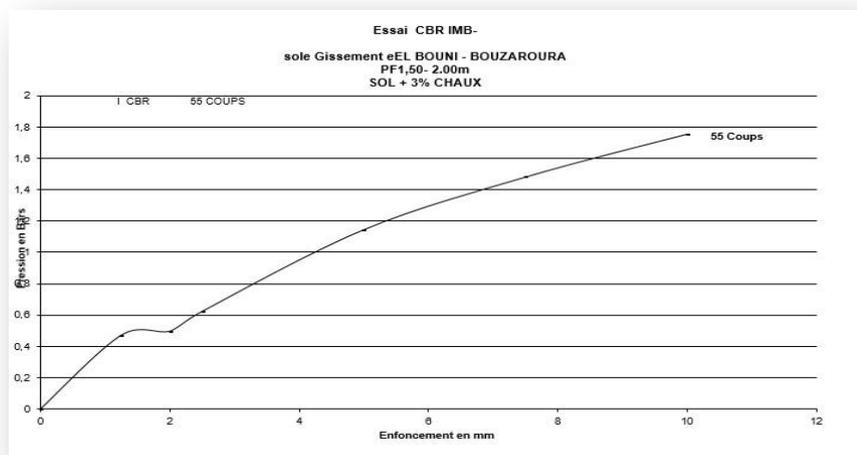


Figure 10.3 : Essais de CBR d'un sol avec 3% de la chaux.

Tableau 9.3 : Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 6% chaux)

Temps (min)	Enfoncemen t (mm)	Force totale		Pression (kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l'indice portant	
		Lecture	Valeur			
1	1.25	0.230	23	1.18	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	2.84
1.5	2	0.295	29.5	1.52		
2	2.5	0.380	38	1.96	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	4.16
4	5	0.830	83	4.28		
6	7.5	1.281	128.1	6.62	L'indice Portant Immédiat / CBR max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	4.16
8	10	1.686	168.6	8.71		
Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j Δh				/	Valeur du gonflement :G =100* Δh /h H: hauteur du moule = 127 mm	/

Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l'imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l'échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$
- L'indice Portant Immédiat = 4.16

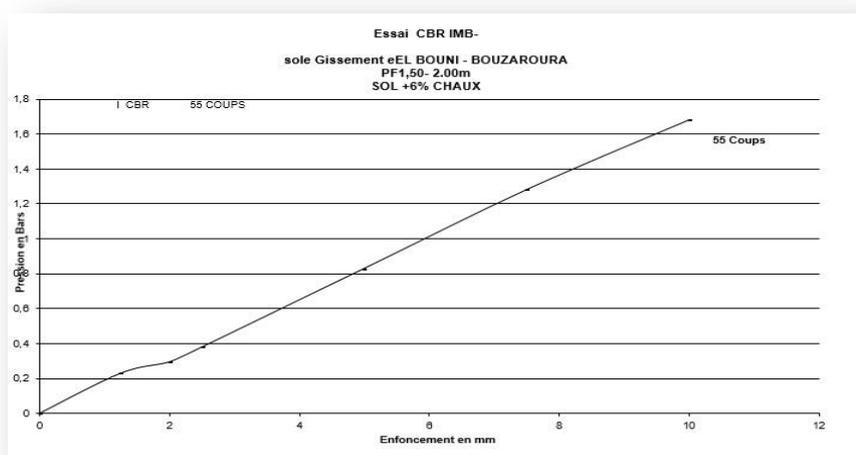


Figure 11.3 : Essais de CBR d'un sol avec 6% de la chaux.

Tableau 10.3 : Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 9% chaux)

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Force totale		Pression (kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l'indice portant	
		Lecture	valeur			
1	1.25	0.241	24.1	1.24	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	5.28
1.5	2	0.527	52.7	2.72		
2	2.5	0.705	70.5	3.64	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	8.27
4	5	1.649	164.9	8.52		
6	7.5	2.403	240.3	12.41	L'indice Portant Immédiat / CBR  max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	8.27
8	10	3.070	307	15.86		
Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j Δh				/	Valeur du gonflement : G = 100* Δh / h  H : hauteur du moule = 127 mm	/

Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l'imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l'échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$
- L'indice Portant Immédiat = 8.27.

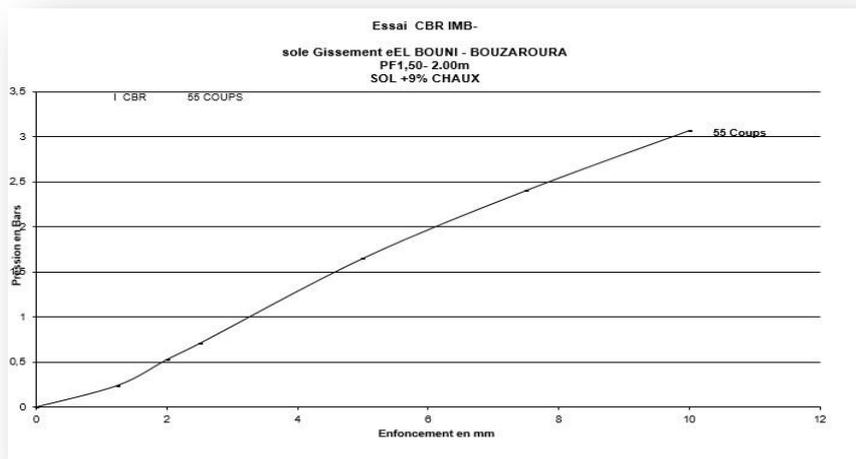


Figure 12.3 : Essais de CBR d'un sol avec 9% de la chaux.

#### 4.2. Sol avec le marbre

4.2.1. Essais de Proctor

Tableau 11.3 : Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 3% Marbre). Voir figure ci-dessous

Sol (avec 3% de MARBRE)			
Pourcentage d'eau	12	14	16
Masse volumique humide ( $g/cm^3$ )	1.98	2.05	2.07
Masse volumique sèche ( $g/cm^3$ )	1.77	1.80	1.79

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 11.3. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est  $1.80 g/cm^3$  correspondant à une teneur en eau de 14 %.

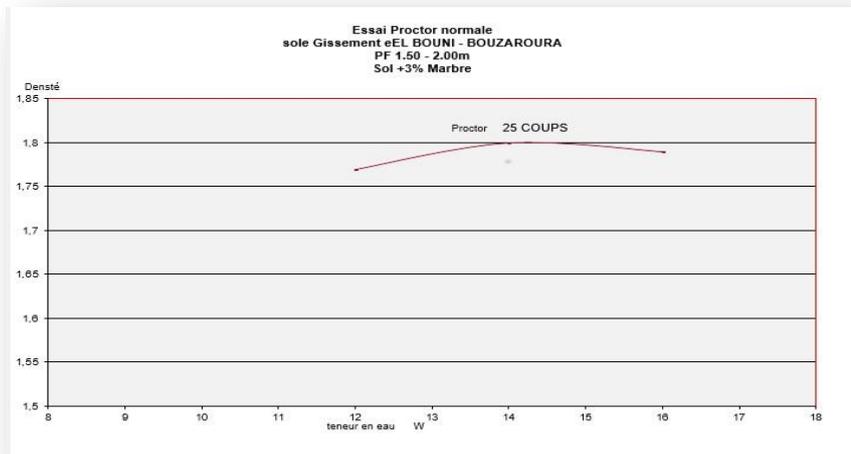


Figure 13.3 : Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol avec 3% de MARBRE

Tableau 12.3 : Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 6% de MARBRE). Voir figure ci-dessous.

Sol (avec 6% de marbre)			
Pourcentage d'eau	12	14	16
Masse volumique humide ( $g/cm^3$ )	1.98	2.05	2.07
Masse volumique sèche ( $g/cm^3$ )	1.77	1.80	1.79

<b>Masse volumique humide (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1.98</b>	<b>2.10</b>	<b>2.07</b>
<b>Masse volumique sèche (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1.77</b>	<b>1.85</b>	<b>1.79</b>

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 12.3. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.85 g/cm<sup>3</sup> correspondant à une teneur en eau de 14%.

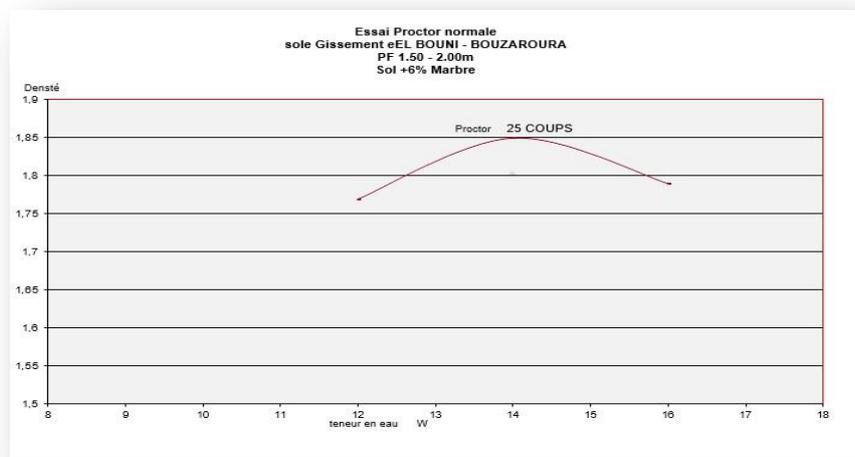


Figure 14.3 : Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (avec 6% de MARBRE)

Tableau 13.3 : Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol (avec 9% de MARBRE). Voir figure ci-dessous

Sol (avec 9% de marbre)			
Pourcentage d'eau	12	14	16
<b>Masse volumique humide (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1.96</b>	<b>2.08</b>	<b>2.07</b>
<b>Masse volumique sèche (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1.75</b>	<b>1.83</b>	<b>1.79</b>

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 13.3. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est  $1.83 \text{ g/cm}^3$  correspondant à une teneur en eau de 14 %.

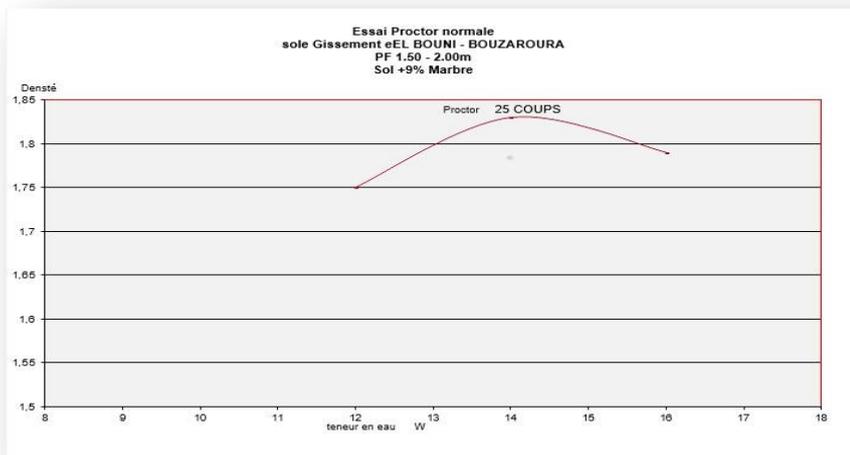


Figure 15.3 : Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (avec 9% marbre)

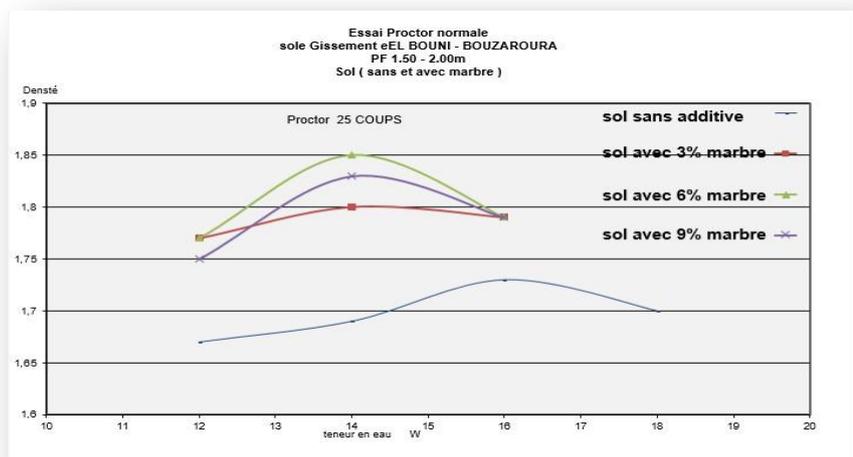


Figure 16.3 : Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol (sans et avec de marbre)

Ces courbes de compactage sont obtenues à partir d'assemblage des plusieurs essais Proctor sol + marbre dans une même courbe Par rapport au sol sans additive

4.2.2. Essais de compression

Tableau 14.3 : Valeurs de la résistance de compression (avec 3% de marbre).

Sol (avec 3%Marbre)					
Force de compression (kgf)	0,741	1,021	1,2	1,315	1,40
La résistance de compression (kgf/cm <sup>2</sup> )	0,94	1,30	1,53	1,68	1,43
Cohésion	0,47	0,65	0,76	0,84	0,715

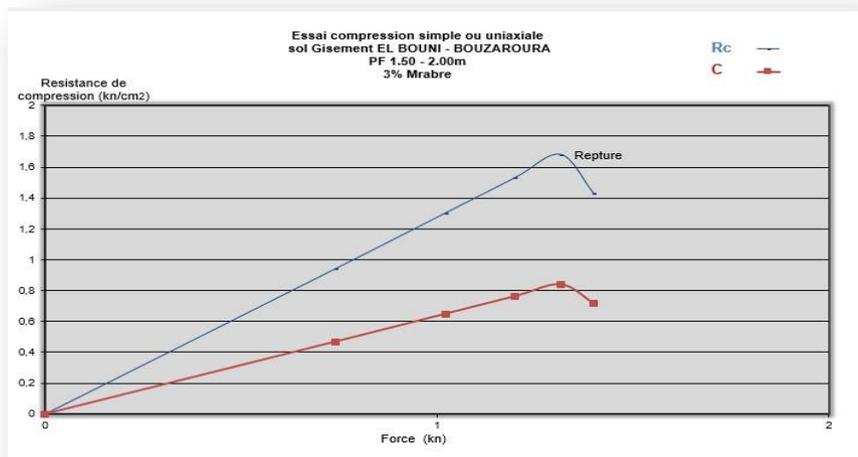


Figure 17.3 : Courbe de compression simple (sol avec 3% marbre)

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 1.68$  et leur cohésion  $C = 0.84$ .

Tableau 15.3 : Valeurs de la résistance de compression (avec 6% de marbre).

Sol (avec 6 %Marbre)					
Force de compression (kgf)	0,669	0,913	1,09	1,251	1,33
La résistance de compression (kgf/cm <sup>2</sup> )	0,85	1,16	1,39	1,59	1,15
Cohésion	0,43	0,58	0,69	0,80	0,67

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 1.59$  et leur cohésion  $C = 0.80$ .

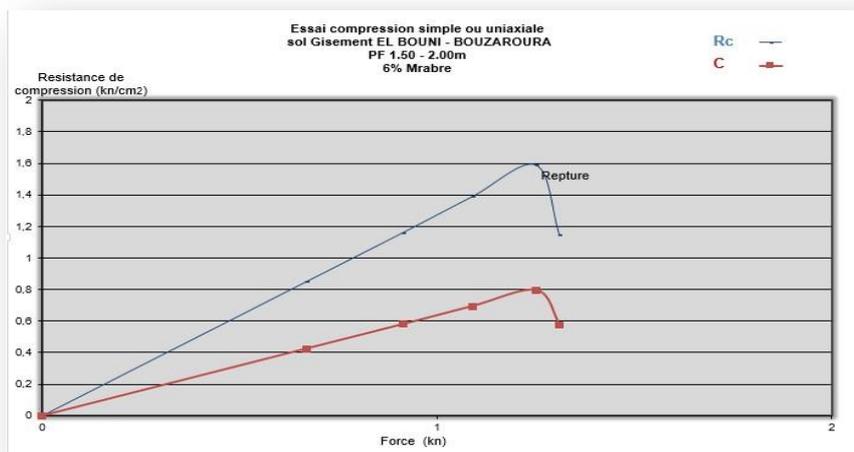


Figure 18.3 : Courbe de compression simple (sol avec 6% marbre)

Tableau 16.3 : Valeurs de la résistance de compression (avec 9% de marbre).

Sol (avec 9 %Marbre)					
Force de compression (kgf)	0,675	0,922	0,983	1,224	1,3
La résistance de compression (kgf/cm <sup>2</sup> )	0,86	1,17	1,25	1,56	1,05
Cohésion	0,43	0,59	0,63	0,78	0,53

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 1.56$  et leur cohésion  $C = 0.78$ .

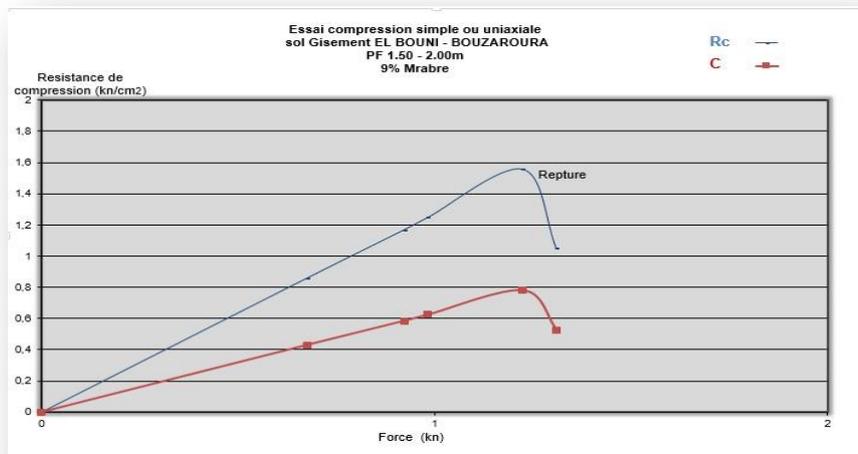


Figure 19.3 : Courbe de compression simple (sol avec 9% marbre)

4.2.3. Essais de cisaillement

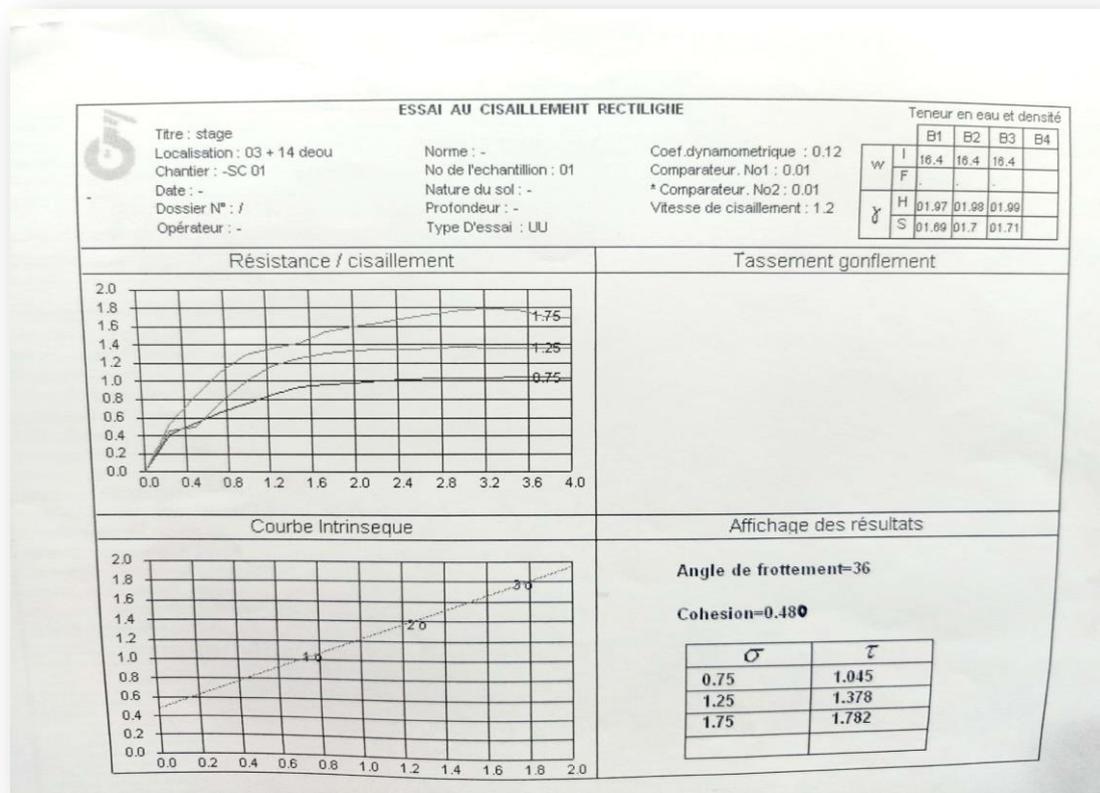


Figure 20.3 : Essais de cisaillement d'un sol avec 3% de marbre.

De cette courbe on trouve que la contrainte de cisaillement optimal est  $\tau = 1.782$  et leur contrainte normale  $\sigma = 1.75$ .

4.2.4. Essais d'odomètre

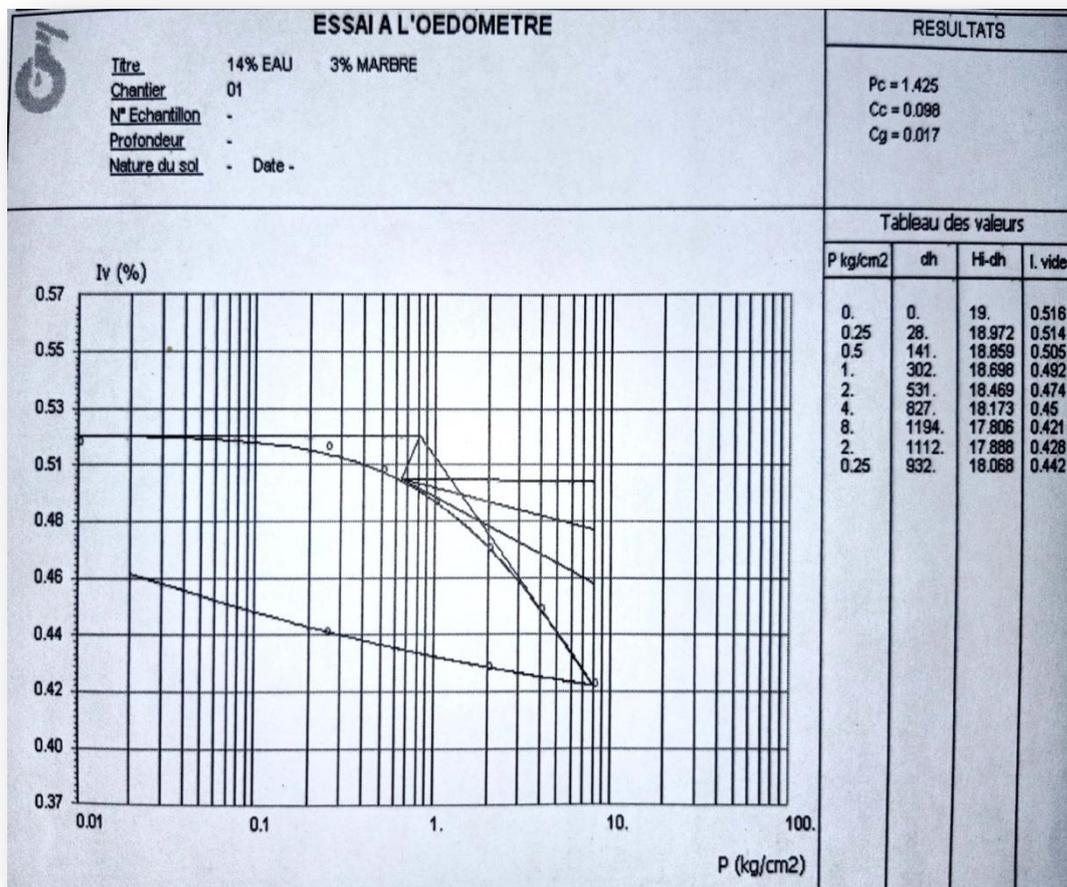


Figure 21.3 : Essais d'odomètre d'un sol avec 3% de marbre.

De cette courbe on trouve que :

- L'indices de compressions  $C_c = 0.098$

- L'indice de décompression  $C_g = 0.017$
- Pression de pré consolidation  $\sigma'_c = 1.425$

4.2.5. Essais de CBR

Tableau 17.3 : Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 3% marbre)

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Force totale		Pression (kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l'indice portant	
		Lecture	valeur			
1	1.25	0.385	38.5	1.98	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	5.73
1.5	2	0.620	62	3.20		
2	2.5	0.765	76.5	3.95	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	7.09
4	5	1.415	141.5	7.31		
6	7.5	1.975	197.5	10.20	L'indice Portant Immédiat / CBR  max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	7.09
8	10	2.475	247.5	12.79		
Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j $\Delta h$				/	Valeur du gonflement : $G = 100 * \Delta h / h$  H : hauteur du moule = 127 mm	/

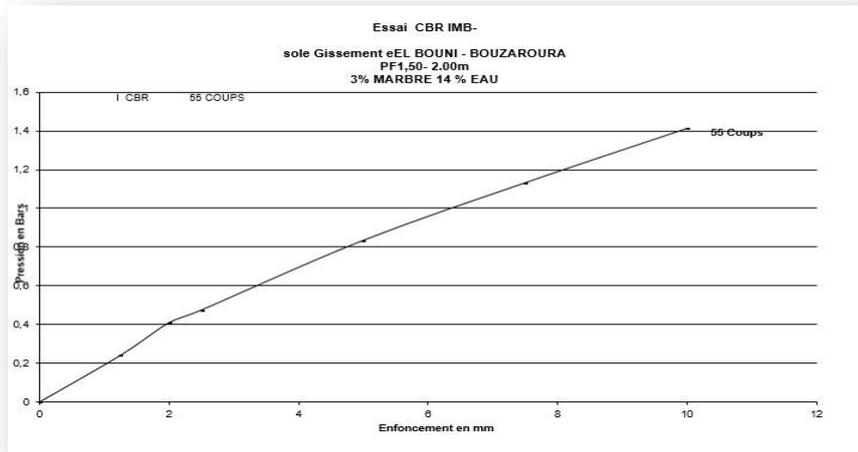


Figure 22.3 : Essais de CBR d'un sol avec 3% de marbre.

Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l'imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l'échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$   
L'indice Portant Immédiat = 7.09

Tableau 18.3 : Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 6% marbre)

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Force totale		Pression (kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l'indice portant	
		Lecture	valeur			
1	1.25	0.241	24.1	1.24	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	3.55
1.5	2	0.410	41	2.11		
2	2.5	0.475	47.5	2.45	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	4.18
4	5	0.834	83.4	4.31		
6	7.5	1.132	113.2	5.85	L'indice Portant Immédiat / CBR  max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	4.18
8	10	1.413	141.3	7.30		

<p>Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j <math>\Delta h</math></p>	<p>/</p>	<p>Valeur du gonflement : <math>G = 100 * \Delta h / h</math></p> <p>H: hauteur du moule = 127 mm</p>	<p>/</p>
---	----------	---	----------

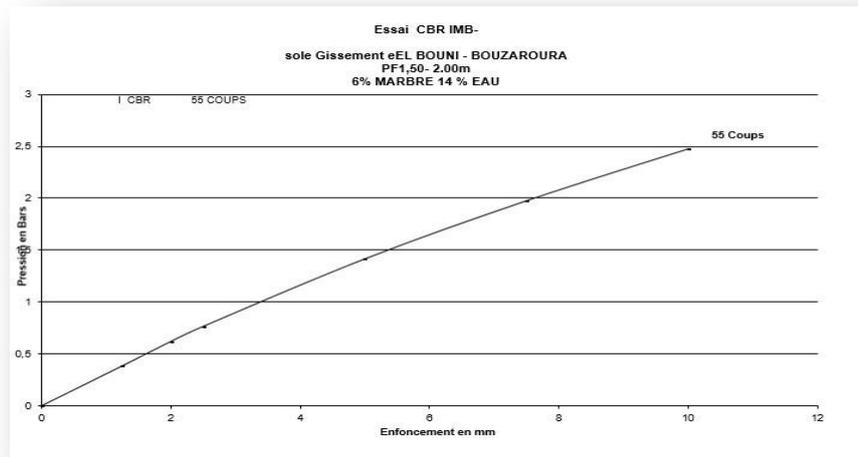


Figure 23.3 : Essais de CBR d’un sol avec 6% de marbre.

Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l’imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l’échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$

L’indice Portant Immédiat = 4.18

**Tableau 19.3 :** Les résultats de l'essai de CBR (Sol + 9% marbre)

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Force totale		Pression (kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l'indice portant	
		Lecture	valeur			
1	1.25	0.965	96.5	4.98	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	13.70
1.5	2	1.480	148	7.64		
2	2.5	1.830	183	9.45	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	15.86
4	5	3.162	316.2	16.34		
6	7.5	4.160	416	21.49	L'indice Portant Immédiat / CBR  max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	<u>15.86</u>
8	10	4.950	495	25.58		
Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j Δh				/	Valeur du gonflement :G =100* Δh /h  H: hauteur du moule = 127 mm	/

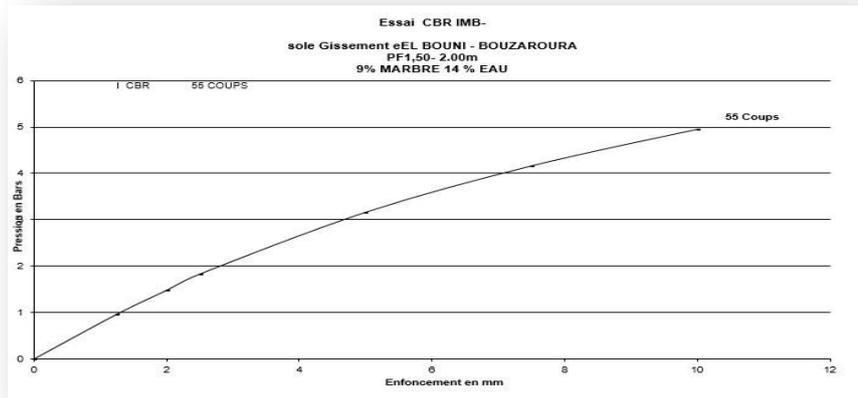


Figure 24.3 : Essais de CBR d’un sol avec 9% de marbre.

Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l’imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l’échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$

L’indice Portant Immédiat = 15.86

### 4.3. Sol avec la chaux et marbre

#### 4.3.1. Essais de Proctor

Tableau20.3 : Les résultats des paramètres de l’essai Proctor standard pour sol (avec 3% de chaux + 3% marbre).

Sol (avec 3% de chaux + 3% marbre)			
Pourcentage d’eau	12	16	20
Masse volumique humide ( $g/cm^3$ )	1.90	2.01	2.02
Masse volumique sèche ( $g/cm^3$ )	1.70	1.74	1.69

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 20.3. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.74  $g/cm^3$  correspondant à une teneur en eau de 16 %.

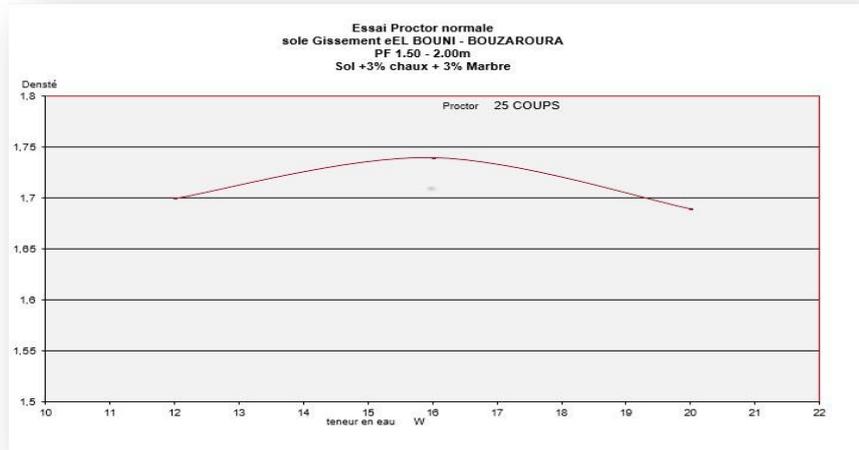


Figure 25.3 : Courbe de compactage Essai Proctor normal pour sol (avec 3%chaux+ 3% marbre)

Tableau 21.3 : Les résultats des paramètres de l’essai Proctor standard pour sol (avec 3% de chaux + 6% marbre).

Sol (avec 3% de chaux + 6% marbre)			
<b>Pourcentage d’eau</b>	<b>12</b>	<b>16</b>	<b>20</b>
<b>Masse volumique humide (g/cm³)</b>	<b>1.91</b>	<b>2.03</b>	<b>2.04</b>
<b>Masse volumique sèche (g/cm³)</b>	<b>1.71</b>	<b>1.75</b>	<b>1.70</b>

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 21.3 .De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.83 g/cm³correspondantà une teneur en eau de14 %

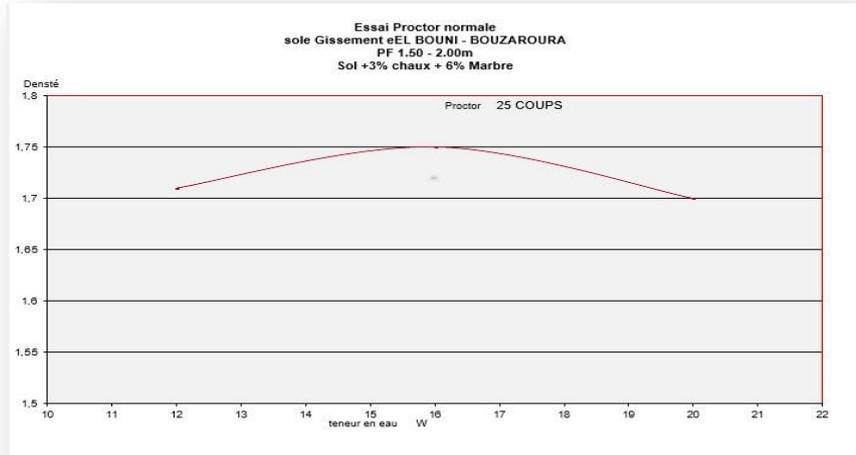


Figure 26.3 : Courbe de compactage Essai Proctor normal pour sol (avec 3%chaux+ 6% marbre)

Tableau 22.3 : Les résultats des paramètres de l’essai Proctor standard pour sol (avec 3% de chaux + 9% marbre).

Sol (avec 3% de chaux + 9% marbre)			
Pourcentage d’eau	12	16	20
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	1.88	2.01	2.05
Masse volumique sèche (g/cm <sup>3</sup> )	1.68	1.74	1.71

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau 22.3. De cette courbe, on déduit que la masse volumique sèche maximale est 1.83 g/cm<sup>3</sup> correspondant à une teneur en eau de 14 %.

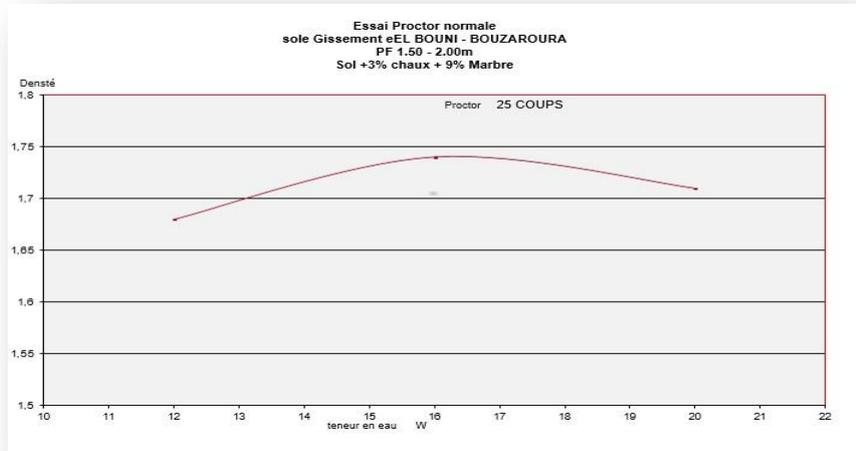


Figure 27.3 : Courbe de compactage Essai Proctor normal pour sol (avec 3%chaux+ 9% marbre)

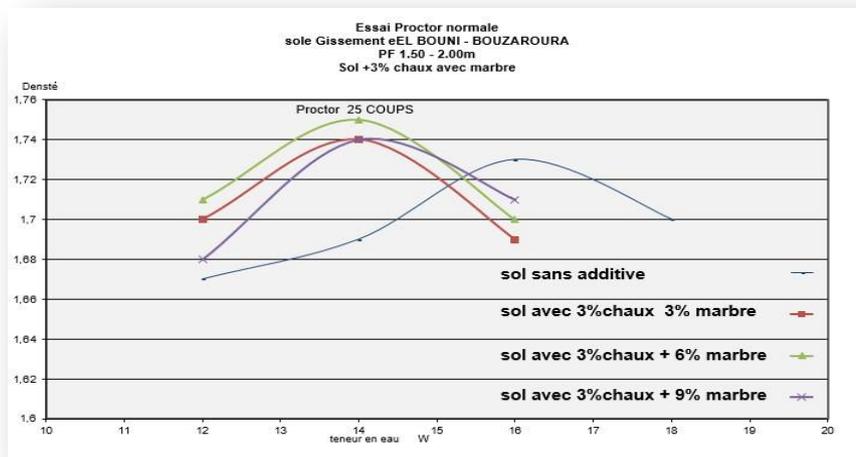


Figure 28.3 : Courbe de compactage Essai Proctor normal pour sol (sans et avec 3% chaux + 3/6/9% marbre).

Ces courbes de compactage sont obtenues à partir d'assemblage des plusieurs essais Proctor Sol +chaux + marbre dans une même courbe par rapport au sol sans additive.

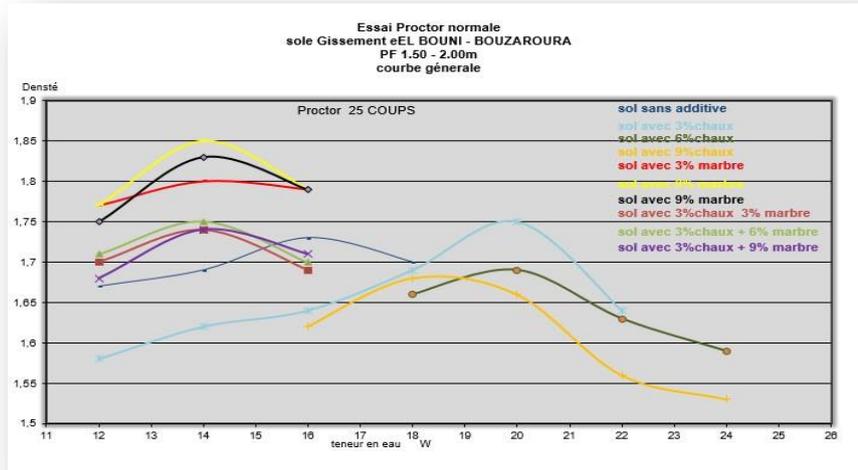


Figure 29.3 : Courbe générale de compactage Essai Proctor normal pour sol (sans et avec ajouts).

Ces courbes de compactage sont obtenues à partir d'assemblage des plusieurs essais Proctor (sol + chaux) (sol + marbre) (sol +chaux + marbre) dans une même courbe par rapport au sol sans additive.

#### 4.3.2. Essais de compression

Tableau 23.3 : Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux +3%marbre).

Sol (avec 3% chaux +3%marbre)				
Force de compression (kgf)	0,715	1,17	1,25	1,3
La résistance de compression (kgf/cm <sup>2</sup> )	0,91	1,49	1,59	1,2
Cohésion	0,46	0,75	0,80	0,6

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 1.59$  et leur cohésion  $C = 0.80$ .

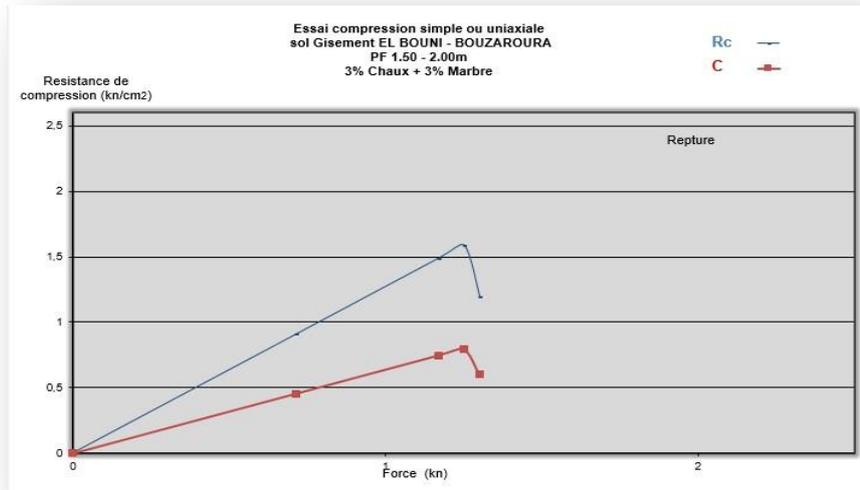


Figure 30.3 : Courbe de compression simple (sol avec 3% de la chaux et 3% marbre)

Tableau 24.3 : Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux +6%marbre).

Sol ( avec 3% chaux +6%marbre)				
Force de compression kgf)	0,81	1,241	1,361	1,5
La résistance de compression (kgf/cm <sup>2</sup> )	1,03	1,58	1,73	1,5
Cohésion	0,52	0,79	0,87	0,75

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 1.73$  et leur cohésion  $C = 0.87$ .

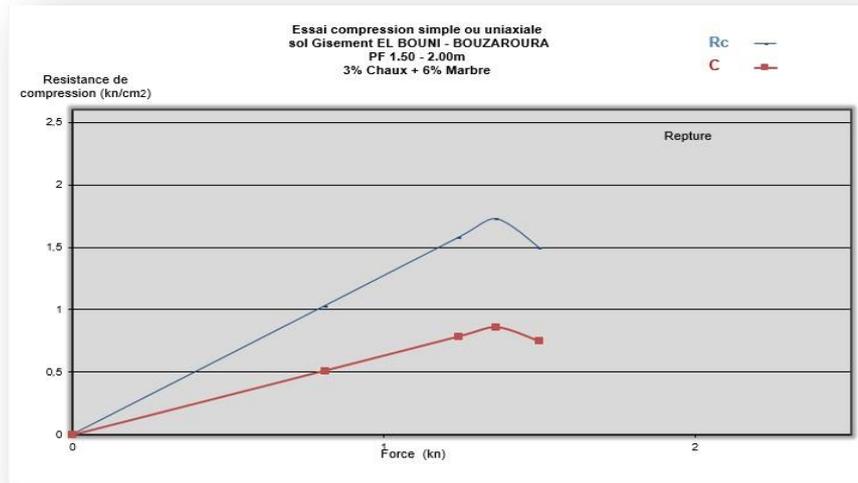


Figure 31.3 : Courbe de compression simple (sol avec 3% de la chaux et 6% marbre)

Tableau 25.3 : Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux +9%marbre).

Sol (avec 3% chaux +9%marbre)				
Force de compression (kgf)	0,861	1,165	1,197	1,3
La résistance de compression ( $\text{kgf/cm}^2$ )	1,10	1,48	1,52	1,3
Cohésion	0,55	0,74	0,76	0,65

De cette courbe on trouve que la Résistance de compression optimal est  $R_c = 1.52$  et leur cohésion  $C = 0.76$ .

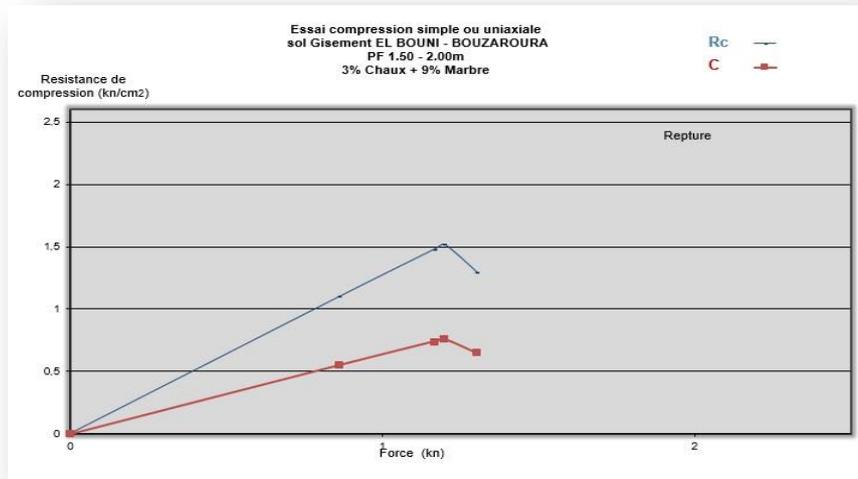
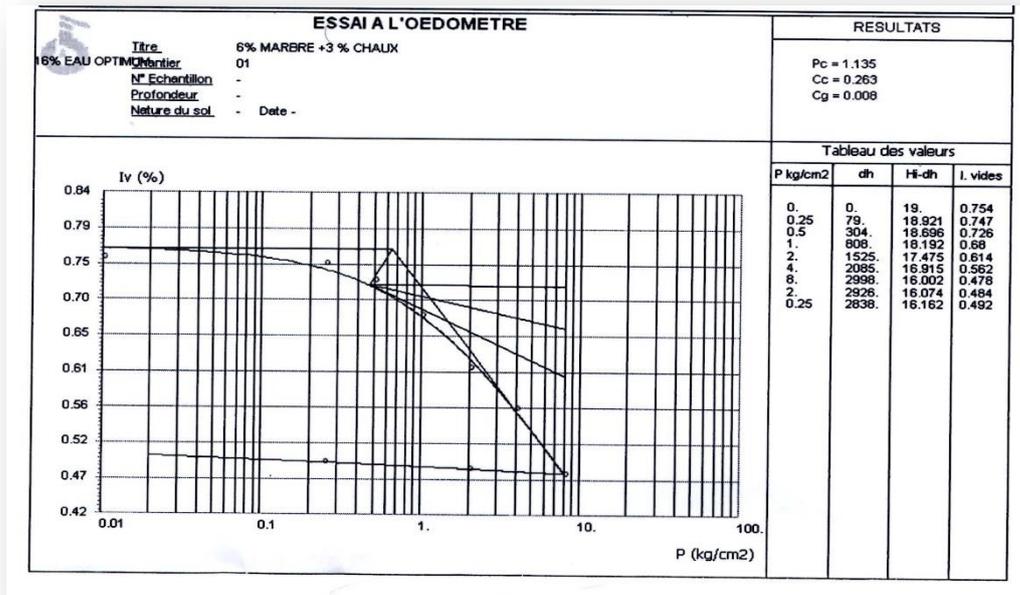


Figure 32.3 : Courbe de compression simple (sol avec 3% de la chaux et 9% marbre)

### 4.3.3. Essais d'œdomètre



**Figure 33.3 :** Essais d'œdomètre d'un sol avec 6% de marbre avec 3% chaux.

De cette courbe on trouve que :

- L'indices de compressions  $C_c = 0.263$
- L'indice de décompression  $C_g = 0.008$
- Pression de pré consolidation  $\sigma'_c = 1.135$

#### 4.3.4. Essais de CBR

Tableau 26.3 : Résultat d’essais de CBR Sol + 3% chaux + 3% marbre

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Force totale		Pression (kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l’indice portant	
		Lecture	valeur			
1	1.25	1.025	102.5	5.29	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	13.93
1.5	2	1.548	154.8	8.00		
2	2.5	1.860	186	9.61	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	16.53
4	5	3.296	329.6	17.03		
6	7.5	4.625	462.5	23.90	L’indice Portant Immédiat / CBR  max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	16.53
8	10	5.820	582	30.07		
Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j Δh				/	Valeur du gonflement :G =100* Δh /h  H: hauteur du moule = 127 mm	/

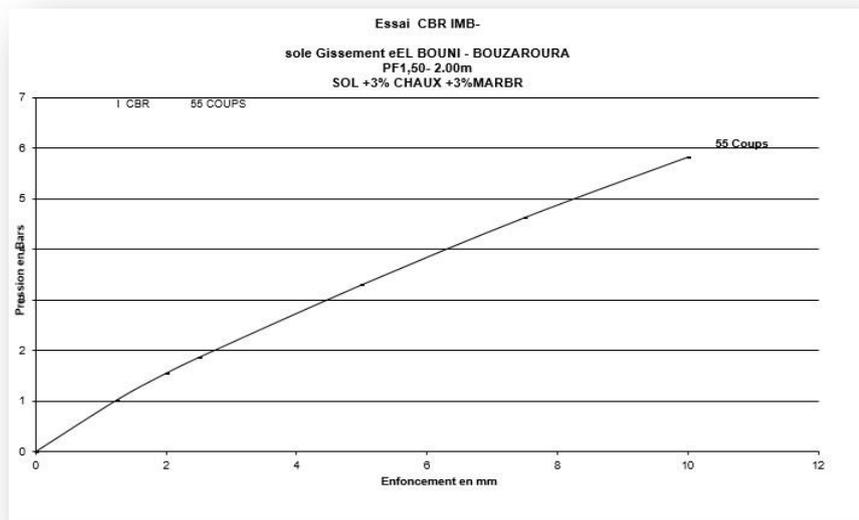


Figure 34.3 : Essais de CBR d’un sol avec 3% de marbre avec 3% chaux.

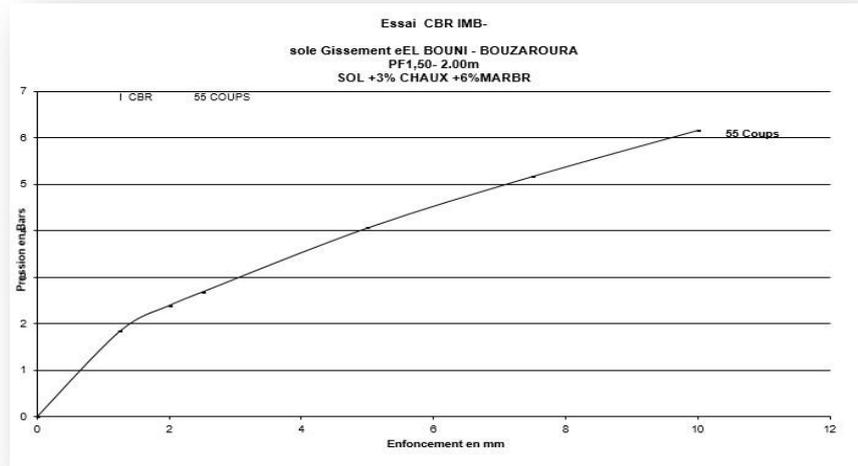
Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l'imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l'échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$

L'indice Portant Immédiat = 16.53

**Tableau 27.3 :** Résultat d'essais de CBR Sol + 3% chaux + 6% marbre

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Force totale		Pression (kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l'indice portant	
		Lecture	valeur			
1	1.25	1.84	184	9.50	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	20.11
1.5	2	2.395	239.5	12.37		
2	2.5	2.686	268.6	13.88	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	20.39
4	5	4.065	406.5	21.00		
6	7.5	5.175	517.5	26.74	L'indice Portant Immédiat / CBR max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	20.39
8	10	6.170	617	31.88		
Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j Δh				/	Valeur du gonflement : G = 100* Δh / h H: hauteur du moule = 127 mm	/



**Figure 35.3 :** Essais de CBR d'un sol avec 3% de marbre avec 6% chaux.

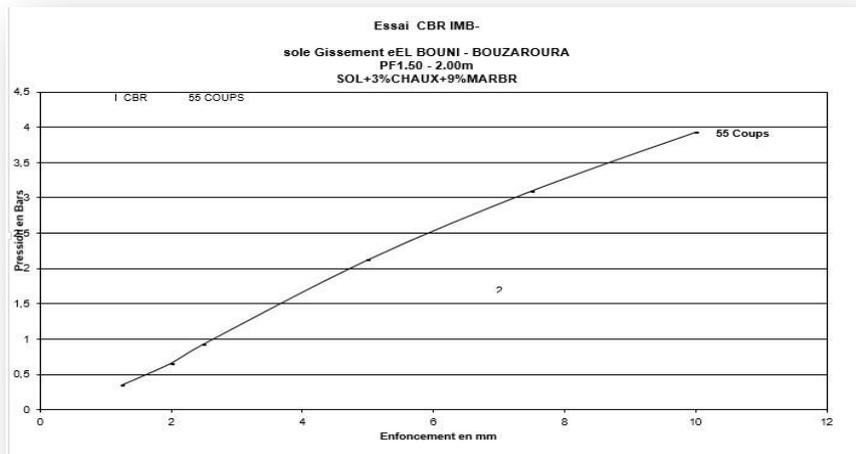
Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l'imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l'échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$

L'indice Portant Immédiat = 20.39

**Tableau 28.3 :** Résultat d'essais de CBR Sol + 3% chaux + 9% marbre

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Force totale		Pression(kg/cm <sup>2</sup> )	Calcul de l'indice portant	
		Lecture	valeur			
1	1.25	0.347	34.7	1.79	I.P. à 2.5 = 100. F 2.5/13,35	6.95
1.5	2	0.656	65.6	3.39		
2	2.5	0.929	92.9	4.80	I.P. à 5.0 = 100. F 5.0/19.93	10.63
4	5	2.119	211.9	10.95		
6	7.5	3.095	309.5	15.99	L'indice Portant Immédiat / CBR  max (IPI à 2.5 ; IPI à 5.0)	10.63
8	10	3.927	392.7	20.29		
Gonflement : Lecture du comparateur à 1/100 mm après 4 j Δh				/	Valeur du gonflement :G =100* Δh /h  H: hauteur du moule = 127 mm	/



**Figure 36.3 :** Essais de CBR d'un sol avec 3% de marbre avec 9% chaux.

Cet essai est indiqué que suite :

- Gonflement (g) pendant l'imbibition, exprimé en gonflement linéaire relatif par rapport à la hauteur initiale (h) de l'échantillon :  $g = (\Delta h/h) \times 100 = 127 \text{ mm}$   
 L'indice Portant Immédiat = 10.63

### 5. Conclusion

D'après les résultats qu'on a obtenus dans ce travail, nous avons avoir une augmentation ces derniers, avec la variation des additions que soit de la chaux ou bien de marbre, ou le mélange des deux selon les essais mécaniques, sauf dans l'essai d'œdomètre (gonflement) on eut une diminution des résultats pour le sol additive par rapport le sol uniquement.

# **Chapitre 4**

## **Interprétation et**

## **comparaison**

1. Introduction

Dans ce dernier chapitre nous allons interpréter et comparait les résultats qui ont déjà discuté dans le chapitre précédemment pour voir le meilleur résultat désiré selon de différents essais et avec variation des additions et leurs pourcentages.

2. Essai de Proctor

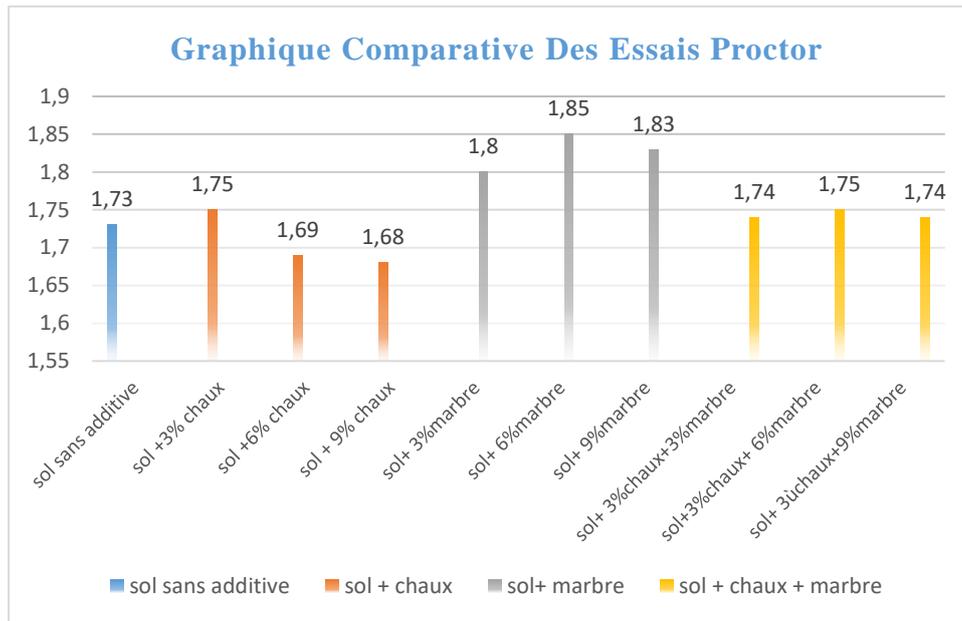


Figure 1.4 : Graphique comparative des essais Proctor.

Dans cet histogramme et d’après la comparaison par rapport à l’ajout de chaque essai on trouve que l’amélioration par le marbre a été donne des bons résultats que sol sans additive ou sol + chaux, ou bien sol + chaux et marbre.

Et le meilleur résultat de la masse volumique sèche obtenue à partir de l’essai Proctor réalisé sur sol + 6% marbre qui donne  $\gamma_{dmax} = 1.85 \text{ g/cm}^3$ ,

3. Essai de Compression simple

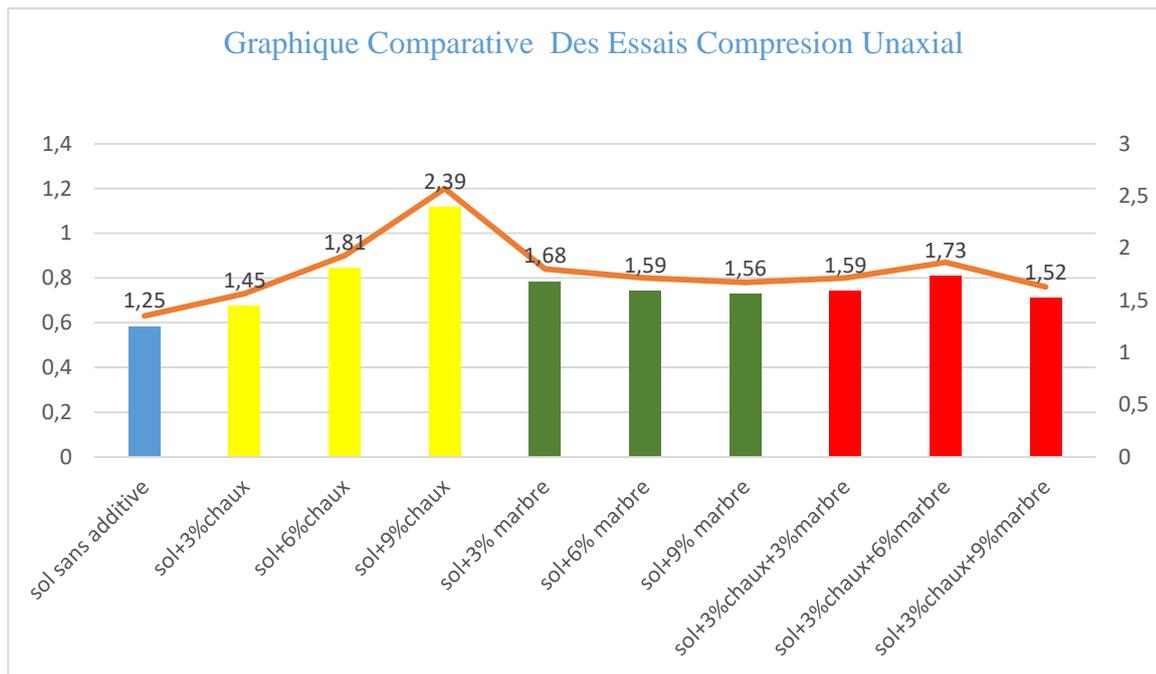


Figure 2.4 : Graphique comparative des essais de compression simple.

Dans ce graphique comparative on trouve par projection horizontale que la résistance de compression maximale = 2.39 (kgf/cm<sup>2</sup>) correspondant au sol + 9% chaux ; donc c'est l'optimum et supérieur au sol sans additive ; sol + marbre ; aussi que sol + chaux + marbre.

4. Essai de cisaillement

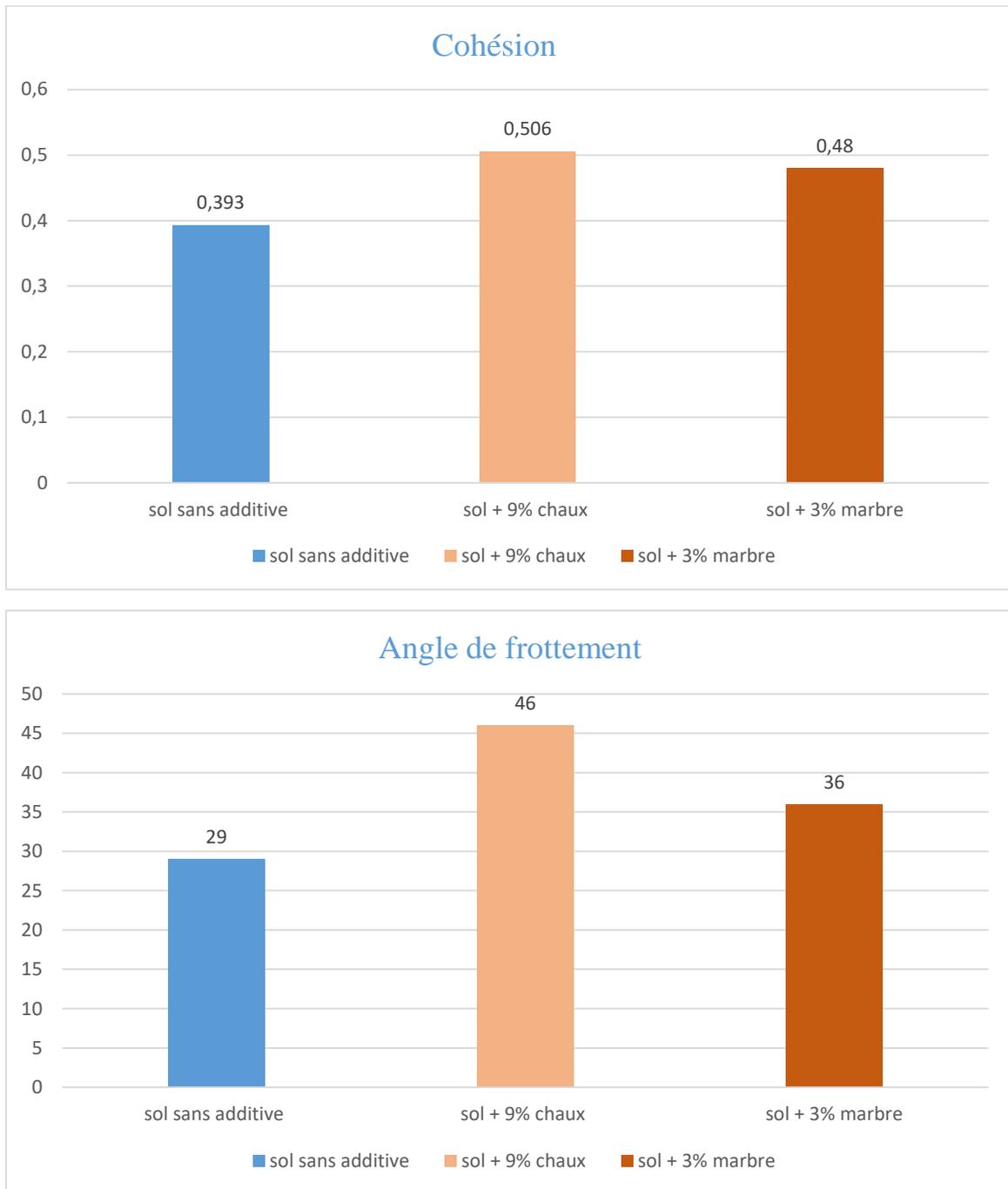


Figure 3.4 : Graphique comparative des essais de cisaillement.

Pour ces graphiques on trouve que les résultats les plus élevés de la cohésion qui était égale 0.506 et l'angle de frottement à 46° sont correspondants au sol + 9% marbre d'après la comparaison par rapport au sol sans additive et sol + 3% marbre.

5. Essai d'œdométrique

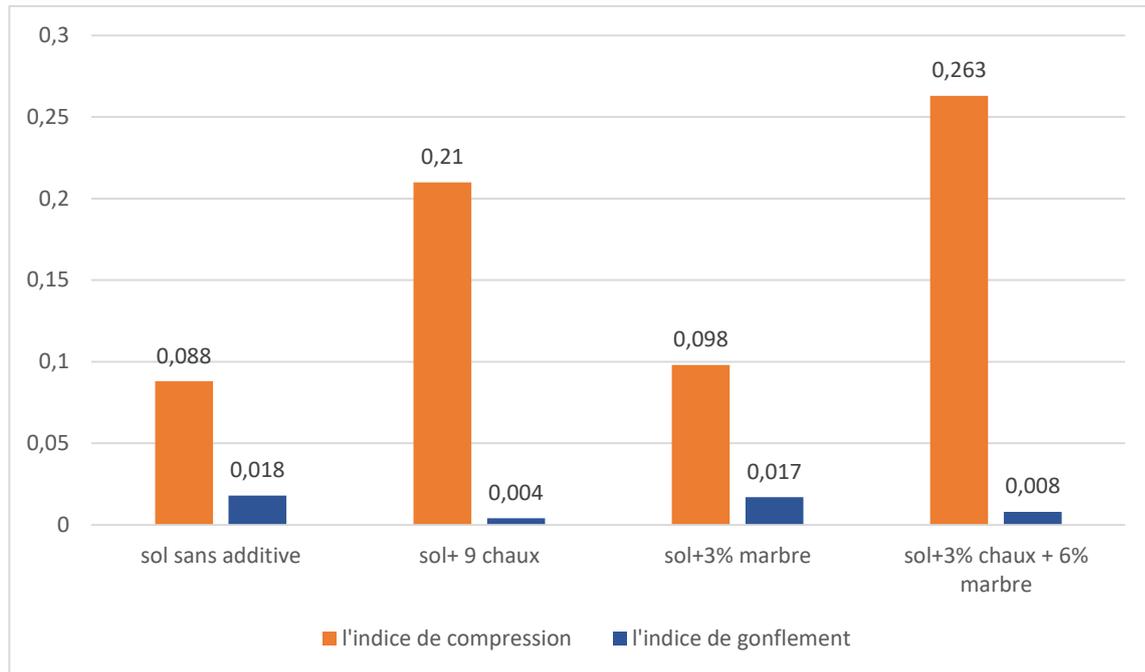


Figure 4.4 : Graphique comparative des essais œdométrique.

Les résultats obtenus d'après cet histogramme sont montre que l'optimum et le supérieur indice de compression à l'utilisation de sol +3% chaux + 6% marbre, et leur indice de gonflement c'est le moindre par rapport les autres essais effectués.

6. Essais de CBR

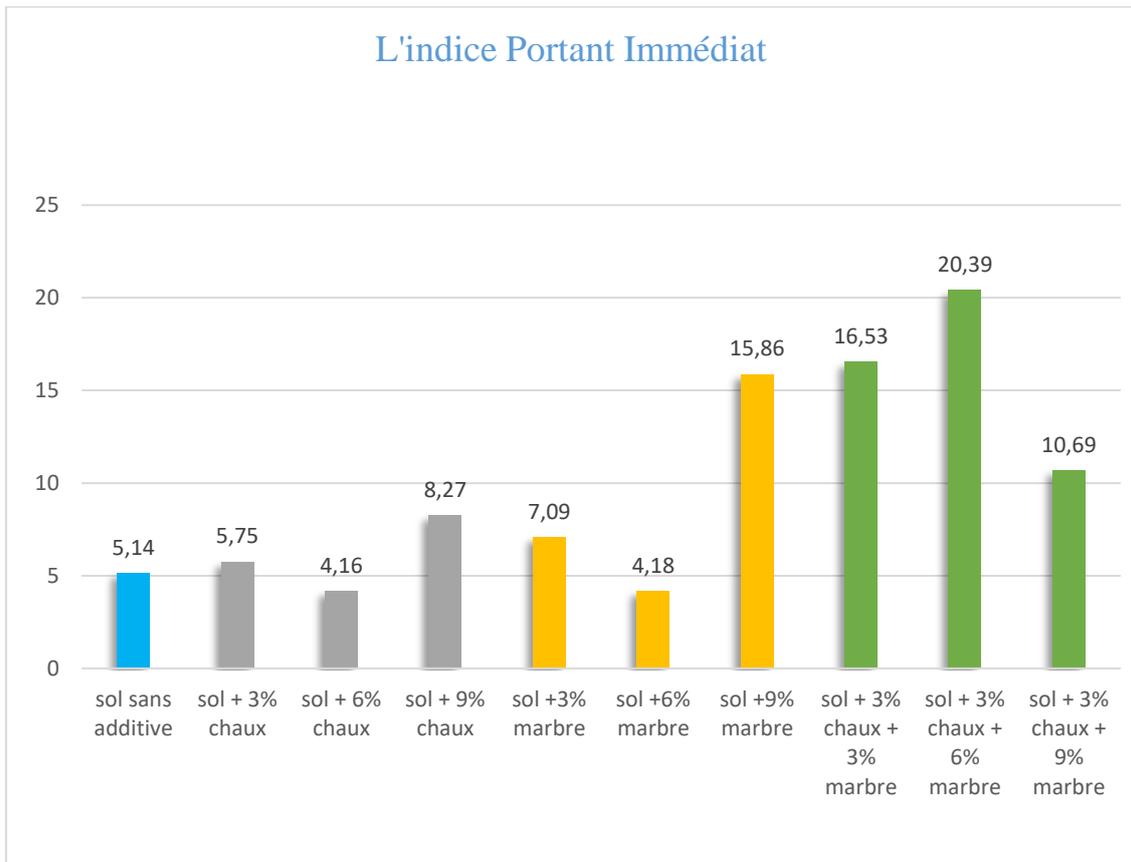


Figure 5.4 : Graphique comparative des essais CBR.

Dans cet histogramme et d'après la comparaison par rapport à l'ajout de chaque essai on trouve que l'amélioration par le 6% marbre + 3% chaux a été donnée des bons résultats que sol sans additive ou sol + chaux, ou bien sol + marbre.

Et le meilleur résultat de l'indice portant immédiat obtenu à partir de l'essai CBR réalisé sur sol + 6% marbre+3% chaux qui donne IPI = 20,39.

**7. Conclusion**

Dans ce chapitre on a fait une comparaison entre tous les résultats de chaque essai pour examiner le meilleur résultat ensuite l'amélioration de sol + marbre, sol+chaux et sol+marbre+chaux.

Et cela on trouve que l'amélioration de sol avec le marbre donne des bons résultats et la même remarque dans le mélange de sol + marbre +chaux il a donnée des résultats efficace par rapport le sol sans additive.

# **Conclusion générale**

### **Conclusion générale**

L'étude présentée dans ce travail a pour objectif d'évaluer l'efficacité du traitement à la poudre du marbre chaux et à la chaux et le mélange entre les deux pour un type de sol de la région d'Annaba. Les résultats expérimentaux sont résumés ci-dessous :

- Les résultats ont été déterminés pour le sol naturel sans additive et pour les sols traités aux trois différents pourcentages de la poudre du marbre : 3%, 6% et 9% et la chaux : 3%, 6% et 9% et le mélange 3% chaux avec différents pourcentages de la poudre du marbre 3%, 6% et 9%. Ce sont des pourcentages de la poudre du marbre et de la chaux et le mélange entre les deux utilisés pour évaluer l'influence du traitement.
- L'analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie le type de sol c'est limons fine et à partir de l'essai bleu méthylène Sol limoneux de plasticité moyenne.
- La poudre du marbre, la chaux et le mélange sont augmenté la teneur en eau optimale selon les paramètres de compactage au Proctor.
- La poudre du marbre augmente plus que la chaux et le mélange les valeurs du poids volumique sec maximal, selon les paramètres de compactage au Proctor.
- En ce qui concerne la résistance à la compression, l'augmentation dans les trois sols traités surtout pour le pourcentage 9% pour la chaux c'est le maximal, et 3% pour la poudre du marbre et 3%chaux+6% marbre pour le mélange entre les deux.
- En ce qui concerne que l'Angel de frottement et la cohésion des deux types de sol après le traitement le premier sol + 9% chaux et le deuxième sol + 3% marbre est examinée par les essais cisaillement, sont augmenté par rapport au sol sans additive et le plus élevé c'est le sol traité avec 9% chaux.
- En ce qui examine aussi par les essais odomètre :
  - Une augmentation important de l'indice de compression des deux types de sol après le traitement le premier sol + 9% chaux et le deuxième sol 3% chaux+6% marbre et une augmentation faible sol + 3% marbre mais supérieur au sol sans additive,
  - Une diminution de l'indice de gonflement des deux types de sol après le traitement le premier sol + 9% chaux et le deuxième sol 3% chaux+6% marbre et une diminution faible sol + 3% marbre mais inférieur au sol sans additive.
- La poudre du marbre, la chaux et le mélange sont augmenté l'indice portant immédiat selon les essais de CBR.

## *Conclusion générale*

---

- Le mélange de la poudre du marbre + la chaux et le marbre augmente plus que la chaux les valeurs de l'indice portant immédiat, selon les paramètres de l'essai CBR.

En résumé, la poudre du marbre et le mélange marbre + chaux sont plus efficaces que la chaux pour l'amélioration de sol traité à court terme. Cependant, des études plus longues et plus complètes sont nécessaires pour évaluer plus précisément l'efficacité à long terme du traitement à la poudre du marbre et la chaux et le mélange entre les deux. Cette étude aura mieux si on a des équipements qui nous donnent la composition chimique précise du sol naturel et du sol traité.

# Références

# Bibliographiques

## *Références Bibliographiques*

### *Références bibliographiques*

Référence	Source
[01]	K. Moussa. Analyse et Caractérisation physico-chimique des Sols d'Entreposage de la station de Pétrole, Université Abderrahmane Mira – Bejaia 2014.
[02]	M. AFES & DIDIER, Stabilisation des sols gonflants : cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie). Bull Eng Géol Env., vol. 59, pp 75–83. 1999
[03]	Jean- Pierre Magnan, Cours de mécanique des sols et des roches. Ecole nationale des ponts et chaussées, 1999-2000.
[04]	A. Asma. Analyse du comportement draine et non draine du site de ouled fadel région de Batna par l'essai triaxial et à la boîte de casagrande, Université Larbi Ben M'hidi Oum-Elbouaghi, 2018.
[05]	F.G. BELL, Lime stabilization of clay minerals and soils. Engineering Geology , vol. 42, pp 223–237. 1996
[06]	R. Ballion. , V. J., Bolivar Caldarone, B. J., Reilly, A. A., & Flaherty, L. Habituation of activity in an open field: a survey of inbred strains and F1 hybrids. Behavior genetics, 285-293.
[07]	F.H. Chen, « Foundation on Expansive Soils », Elsevier Scientific Publishing Company INC., New York, USA. 1988.
[08]	R., Dupain R. Lanchon et J.C Saint.Arroman., « GRANULATS, SOLS, CIMENTS ET BETONS » caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire”, Éducative EYROLLES 3ème édition. 2004,
[09]	P. Rossi. L. Gavois. Guy Raoul Assises des vallées compressibles - Approches géologique et géotechnique. Technique de l'ingénieur 2014.
[10]	A. Marwana et I. Muangongo. Influence de la présence de sulfates sur le traitement du sol argileux par des ajouts minéraux. Université Djilali Bouanaama de khamis miliana 2015.
[11]	D. Halima. Etude comparative de la méthode analytique et numérique en stabilité des pentes. Mémoire master, Université Mohamed Boudif –M'sila, 2016.
[12]	B. Zeineb et A.B Nehla. Etude du comportement d'une marne argileuse traitée pour valorisation dans les projets routiers, l'Université 08 Mai 1945 de Guelma 2017.
[13]	A. Fouad et M. Mohamed. Effet de la durée de cure sur la plasticité et sur les paramètres de cisaillement d'un sol fin argileux amélioré par la chaux. Mémoire master, Université Hassiba Benbouali de chlef, 2015.
[14]	A. Nesrine, B. Mohammed et O.G Malick. Traitement des sols fins en vue de leur utilisation dans les remblais routiers. Mémoire master. Université 08 mai 1945 de Guelma 2015.119
[15]	Pierre et Lodovic et Guy. Laitier de haut fourneau origine production et caractéristique. Techniques de l'ingénieur 2014.
[16]	B. Mourad sous produits industriels et développement durable réactivité rôle et durabilité des laitier d'el Hadjar dans les matériaux à matrice cimentaire thèse. Université Badji mokhtar Annaba. 2005
[17]	N. Safwan L'influence des granulats artificiels laitiers sur la résistance mécanique du béton. Université Mohamed Boudiaf M'sila 2016.
[18]	M. Grès. Mémento substance utiles matériaux de carrière Dolomie industrielles

## *Références Bibliographiques*

---

	1979.
[19]	B. RABH. Mémoire de master Etude et caractérisation physique et mécanique de plâtre recyclé. Université De M'Hamed Bougara –Boumerdes.
[20]	Y. Liang. Co-valorisation de sédiments et de sols fins par apport de liants et de fibres. Interfaces continentales, environnement. Université de Caen, 2012.
[21]	Zabia et Hidani .Extraction et caractérisation mécanique des bio fibres. Mémoire Kasdi Merbah Ouargla 2017.