



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République algérienne démocratique et populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
جامعة العربي التبسي - تبسة  
Université Larbi Tebessi – Tébessa  
معهد المناجم  
Institut des mines  
قسم المناجم والجيوتكنولوجيا  
Département des mines et de la géotechnologie



## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

# Etude de comportement géotechnique d'une argile stabilisée par des stériles miniers

Présenté et soutenu par

ZERKANE Chaima

Devant le jury:

		Grade	Etablissement
Président :	MEBROUK Faouzi	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	DJELLALI Adel	MCA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineurs :	AMRANI Dounia	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineurs :	BRAHMI Serhane	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2021-2022



## REMERCIEMENTS

*Tout d'abord, je remercie Allah qui m'a donné la force et la patience nécessaires pour accomplir ce travail.*

*J'exprime ma profonde gratitude et sincère remerciement à mon encadreur **Dr. DJELLALI Adel** pour sa confiance, son appui et compréhension, ses sens d'appréciation scientifique.*

*Nos sincères remerciements vont vers les membres du jury de ma soutenance de mémoire :*

*- **M. MEBROUK Faouzi** enseignant à l'université Larbi Tebessi de Tébessa, qui m'a fait le grand honneur d'être le président de jury*

*- **Mme. AMRANI Dounia**, enseignante à l'université Larbi Tebessi de Tébessa, de m'a avoir fait l'honneur d'examiner mon travail de mémoire.*

*Je remercie tous les enseignants de département des Mines et de géotechnologie spécialement **Dr. Berrah Yacine** ; **M. Hamdane Ali** ; **M. Brahmi Serhane** et **Dr. Benghazi Zied**.*

*Enfin, je voudrais remercier ma mère pour tous ses sacrifices, que Dieu là protège ; mon père pour l'encourager et mon frère **Taher** et mes sœurs **Souhaila** ; **Wafa**, et surtout ma chérie **Ibtissem**, et tous mes amis qui m'ont toujours encouragé lors de la réalisation de ce mémoire.*

***Shaima***



# SOMMAIRE

Remerciement	
Résumé	VI
Liste des figures	VII
Liste des tableaux	IX
Liste des notations	X
Introduction générale	01

## Chapitre I

I.1 Introduction	03
I.2 Les argiles	03
I.2.1 Définition	03
I.2.3 Formation des minéraux argileux	04
I.2.3.1 Héritage et altération	04
I.2.3.2 Transformation des minéraux argileux par dégradation et aggradation	04
I.2.3.3 Contexte de formation des sols argileux	04
I.2.4 Minéralogie et structure des minéraux argileux	05
I.2.4.1 Minéralogie des argiles	05
I.2.4.1.1 Structures octaédriques	06
I.2.4.1.2 Structures tétraédriques	06
I.2.4.2 classification des minéraux argileux	06
I.2.5 Nature et les différents types des minéraux argileux	07
I.2.5.1 Nature des minéraux argileux	08
I.2.5.2 Différents types des minéraux argileux	08
I.2.5.2.1 Kaolinite	08
I.2.5.2.2 Montmorillonite	09
I.2.5.2.3 L'illite	10
I.2.6 Principales caractéristiques des minéraux argileux	11
I.2.6.1 Densité de charge spécifique	12
I.2.6.2 Capacité d'échange cationique (CEC)	12
I.2.6.3 Surface spécifique	13
I.3 phénomène du gonflement	13
I.3.1 Définitions des sols gonflent	14
I.3.2 Type de gonflement	14
I.3.3 Paramètre du gonflement des sols	15
I.3.4 Principales causes de gonflement de sols	15

I.3.5 Facteurs qui affectent le gonflement	17
I.3.6 Mécanisme du gonflement des sols argileux	17
I.3.6.1 Gonflement interfoliaire et Interparticulaire	17
I.3.6.2 Gonflement au sens physico-chimique	18
I.3.6.3 Gonflement au sens mécanique	18
I.3.7 Théorie de la double couche	19
I.3.8 Relation entre la texture et le gonflement des sols	20
I.4 conclusion	21

## **Chapitre II**

II.1 Introduction	23
II.2 But de la stabilisation	23
II.3 Différentes techniques de stabilisation	24
II.3.1 Stabilisation mécanique	24
II.3.1.1 Compactage	24
II.3.1.2 Drainage	24
II.3.1.3 Substitution	25
II.3.1.4 Application de fortes pressions	25
II.3.1.5 Préhumidification	25
II.3.1.6 Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux	26
II.3.2 Stabilisation thermique	26
II.3.2.1 Effet d'une stabilisation thermique sur les des argiles	26
II.3.3 Stabilisation chimique	26
II.3.3.1 Stabilisation par les liants hydrauliques (Chaux, Ciment)	26
II.3.3.1.1 Stabilisation par l'ajoute de la chaux	27
II.3.3.1.1.1 Définition	27
II.3.3.1.1.2 Différents types de la chaux	27
II.3.3.1.1.3 Mécanismes de stabilisation à la chaux	27
II.3.3.1.2 stabilisation des sols au ciment	28
II.3.3.1.2.1 Type de ciment	28
II.3.3.1.3 Stabilisation par polymères	29
II.3.3.1.4 Stabilisation par les cendres volantes	30
II.3.3.2 Stabilisation par ajout du sable	31
II.3.3.3 Stabilisation par solutions salines	32
II.4 Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation	32
II.5 Conclusion	34

## Chapitre III

III.1 Introduction	36
III.2 Localisation des échantillons	36
III.3 Géologiques de la région	37
III.4 Lithostratigraphie de la région de Tébessa	38
III.5 Formation superficielle locale	40
III.6 Climat de la région	41
III.6.1 Données hydroclimatiques	41
III.7 Hydrogéologique de la région	42
III.8 Programme expérimental	43
III.9 Poids volumique des grains solides $\gamma_s$ (méthode au pycnomètre à eau)	44
III.10 Détermination de la granulométrie par laser	45
III.11 Teneur en eau	46
III.12 Valeur de bleu de méthylène du sol	47
III.13 Détermination des limites d'Atterberg	48
III.14 Classification des sols selon <i>GTR</i> 2000	49
III.14.1 Selon la granularité	50
III.14.2 Classification selon l'abaque de Casagrande	51
III.14.3 Classification selon <i>Dakshanamurthy</i> et Raman	52
III.15 Essai de Proctor	52
III.16 Détermination des caractéristiques de cisaillement du sol	54
III.17 Détermination des caractéristiques de compressibilité du sol	55
III.18 Essais œdométrique de gonflement libre	57
III.19 Essai de compression simple son confinement	57
III.20 Conclusion	58

## Chapitre VI

VI.1 Introduction	60
VI.2 Invariants de contrainte et de déformation	60

VI.2.1	Contrainte moyenne	61
VI.2.2	Contrainte Déviatorique ou de cisaillement	61
VI.2.3	Déformation volumétrique	61
VI.2.4	Déviatorique ou Distorsionnelle ou Déformation de Cisaillement	62
VI.2.5	Condition axisymétrique	62
VI.2.6	Déformation plane	64
VI.2.7	Loi de Hook utilisant les invariants de contrainte et de déformation	64
VI.3	Modèles de matériaux Cam Clay et Cam Clay modifiés	64
VI.3.1	Ligne de consolidation vierge et ligne de gonflement	64
VI.3.2	Ligne d'état critique	65
VI.3.3	Fonctions de rendement	65
VI.3.4	constantes de matériau élastique pour Cam-Clay et Cam-Clay modifié	65
VI.3.5	Le rapport de surconsolidation et l'état initial	66
VI.3.6	Comportement de durcissement et de ramollissement	66
VI.4	Simulation selon le modèle Cam Clay modifié	67
VI.4.1	Rapport de surconsolidation (OCR)	67
VI.4.2	Pente M de la ligne d'état critique	68
VI.4.3	Contrainte moyenne de préconsolidation et la contrainte effective moyenne actuelle	68
VI.5	Comportement d'argile traité par stérile de minerai de fer	68
VI.5.1	Effet de stérile de minerai de fer sur les limites d'Atterberg	72
VI.5.2	Effet des stériles de minerais de fer sur les caractéristiques du compactage	72
VI.5.3	Effet des stériles de minerais de fer sur la résistance au cisaillement	73

VI.5.4 Effet des stériles de minerai de fer sur la résistance maximale à la compression	74
VI.5.5 Effet des stériles de minerai de fer sur la caractéristique de compressibilité à l'œdomètre et pression de gonflement	75
VI.6 Conclusion	76
Conclusion générale	78
Références Bibliographiques	79

## Résumé

L'objectif de ce travail est de mieux comprendre le phénomène de gonflement et de stabiliser les argiles gonflantes d'El Doukkane dans la ville de Tébessa, où ces sols représentent un fort potentiel de gonflement. En les mélangeant avec des déchets de minerai de fer extraits de la mine de Boukhadra. Ce travail a été réalisé pour savoir si ces ajouts de stériles de minerai de fer à 8, 10 et 12 % peuvent stabiliser le gonflement. Cela a nécessité un programme expérimental colossal mené en laboratoire. Selon les résultats expérimentaux, les résidus de fer ont stabilisé ces argiles gonflantes en réduisant leur plasticité, leur taux de gonflement et leur pression. Dans une seconde partie, une étude du comportement de ces sols a été réalisée selon le modèle Cam Clay modifié ; il a été constaté que le domaine élastique augmente avec l'augmentation de la teneur en déchets de minerai de fer.

**Mots clés :** Argile, pression de gonflement, potentiel de gonflement, stabilisation, model de Cam Clay modifié.

## Abstract

The aim of this work is to better understand the swelling phenomenon and to stabilize the swelling clays of El Doukkane in the city of Tébessa, where those soils represent a high swelling potential. By mixing them with iron ore wastes extracted from the Boukhadra mine. This work was carried out to know if these additions of iron ore waste at 8, 10, and 12% can stabilize the swelling. This required a colossal experimental program carried out in the laboratory. According to the experimental results, iron tailings stabilized these swelling clays by reducing their plasticity, swelling rate, and pressure. In the second part, a study of the behavior of these soils was carried out according to the modified Cam Clay model; it was found that the elastic domain increases with the increase in the content of iron ore wastes.

**Keywords:** Clay, plasticity index, optimum density of dry, swelling, swelling pressure, swelling potential, stabilization, Compression shear strength.

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو فهم ظاهرة الانتفاخ بشكل أفضل وتثبيت طين الدكان المنتفخ في مدينة تبسة ، حيث تمثل هذه التربة نسبة انتفاخ عالية، فقد قمنا بخلطها مع نفايات خام الحديد المستخرج من منجم بوخضرة لتحسينها. وقد تم إجراء هذا العمل لمعرفة ما إذا كانت هذه الإضافات من 8 و 10 و 12 ٪ من مخلفات خام الحديد يمكن أن تثبت انتفاخ التربة. تطلب هذا برنامجًا تجريبيًا هائلًا تم تنفيذه في المختبر. وفقًا للنتائج التجريبية عملت بقايا الحديد الخام لتقليل اللدونة ومعدل الانتفاخ والضغط لطين. وفي الجزء الثاني ، أجريت دراسة لسلوك هذه التربة وفقًا لنموذج Cam Clay المعدل ؛ و قد وجد أن المجال المرن يزداد مع زيادة محتوى نفايات خام الحديد.

**الكلمات المفتاحية:** الطين ، مؤشر اللدونة ، الكثافة المثلى للجفاف ، الانتفاخ ، ضغط الانتفاخ ، جهد الانتفاخ ، الثبات ، قوة القص الانضغاطية.

## LISTE DE FIGURES

- Figure I.1** Structure en couche à base d'octaèdre (Grim., 1962).
- Figure I.2** Schéma d'une couche de tétraèdre avec arrangement hexagonal (Holtz et al, 1991).
- Figure I.3** Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles Mitchell (1976) cité par Huidi et al (2006).
- Figure I.4** Schéma de la particule de kaolinite.
- Figure I.5** Structure de Famille de la montmorillonite.
- Figure I.6** Structure de famille de l'illite.
- Figure I.7** Structure des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992).
- Figure I.8** types de gonflements. (Benaissa. M, 2011).
- Figure I.9** Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse.
- Figure I.10** Evolution de texture des sols au cours du gonflement (Bultel, 2001).
- Figure II.1** Microstructure de texture d'argile comme affecté par la composition en solution, (Tessier, 1990).
- Figure III. 1** Localisation de la zone d'échantillonnage (Google earth).
- Figure III.2** Carte géologique de la zone d'étude (ANRH, 2009)
- Figure III.3** Description tectonique et structurale de la région de Tébessa
- Figure III.4** Extrait de la carte des sols de la ville de Tébessa à échelle : 1 / 50.000
- Figure III.5** Répartition de la précipitation annuelle à la ville de Tébessa
- Figure III.6** Répartition de la température moyenne annuelle à la ville de Tébessa
- Figure III.7** Carte piézométrique de la Nappe de Tébessa (Fahdi et al., 2014)
- Figure III.8** l'essai de poids volumique par pycnomètre.
- Figure III.9** la courbe de granulométrie par laser du sol étudié.
- Figure III.10** Valeur de VBS en fonction de pourcentage de stérile minière de fer 8% ; 10% et 12%.
- Figure III.11** Classification des matériaux selon leur nature (GTR, 2000).
- Figure III.12** Classification des sols non traité et traité par 8%,10%,12% de stérile minière selon l'abaque de Casagrande.
- Figure III.13** Classification du sol de la zone d'étude non traitée et traité et le stérile minière de fer sur la base sur *Dakshanamurthy* et Raman (1973).
- Figure III.14** Courbes Proctor normales de sol non traité et traité par 8%,10% et 12% de stérile minière de fer.
- Figure III.15** Courbes Proctor modifier de sol non traité et traité par 8%,10% et 12% de stérile minière de fer.
- Figure III.16** Contrainte de cisaillement en fonction de contrainte normale de sol non traité et traité par de stérile minière de fer 8%,10% et 12%.

- Figure III.17** Courbe de compressibilité œdometrique de sol non traité et sol traité par 8%,10% et 12% de stérile minière de fer.
- Figure III.18** Courbes de compression simple de contrainte en fonction de déformation d'un sol non traité et traité par 8%,10% et 12% de stérile minière de fer.
- Figure VI.1** Contraintes moyennes et Déviatorique.
- Figure VI.2** Comportement typique des argiles en essai de consolidation (œdomètre)
- Figure VI.3** Ligne d'état critique typique et ligne de compression vierge des argiles.
- Figure VI.4** Surfaces élastiques des modèles Cam Clay et Cam Clay modifiés dans le plan p-q
- Figure VI.5** Surfaces élastiques des sols étudiés selon le modèle Cam Clay modifié dans le plan p-q.
- Figure VI.6** Effet des stériles de fer sur les limites d'Atterberg.
- Figure VI.7** Effet des stériles de fer sur la teneur en eau optimale et sur la densité sèche optimale.
- Figure IV.8** Effet des stériles de fer sur les paramètres de cisaillement.
- Figure IV.9** Variation de la résistance à la compression simple des mélanges en fonction du pourcentage de stérile de fer et pour les délais de préparation.
- Figure IV.10** Variation du module d'Young des mélanges en fonction du pourcentage de stérile de fer et pour les délais de préparation.
- Figure IV.11** Influence des pourcentages de la stérile de fer sur les caractéristiques œdometrique.
- Figure IV.12** Influence des pourcentages de la stérile de fer sur les taux de gonflement et pression de gonflement.

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1</b>	Occurrence des minéraux argileux dans les sols en fonction du climat (Armin 2006).
<b>Tableau I.2</b>	Schéma simplifié montrant la classification des principaux de minéraux argileux et de leurs espèces. (Jasmund et Lagaly, 1992)
<b>Tableau I.3</b>	Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux (Bekhouche, H, 2019).
<b>Tableau I.4</b>	Capacité d'échange cationique (CEC) de quelques minéraux. (LEPLUART, 2002 et Cabane ,2004)
<b>Tableau I.5</b>	Surface spécifique de quelques minéraux argileux, (Lepluart, 2002 et Cabane ,2004).
<b>Tableau I.6</b>	Différente Facteurs qui affecte le gonflement.
<b>Tableau I.7</b>	Caractéristiques microscopiques des principales argiles (Mrad, 2005).
<b>Tableau II.1</b>	Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées (Bekkouche et al, 2001).
<b>Tableau III.1</b>	Programme expérimental de l'étude.
<b>Tableau III.2</b>	résultat l'essai de Poids spécifique de sol.
<b>Tableau III.3</b>	Résultats de l'essai de teneur en eau naturel.
<b>Tableau III.4</b>	Résultats de l'essai valeur de bleu de méthylène.
<b>Tableau III.5</b>	Résultats de l'essai valeur de limite d'atterberg.
<b>Tableau III.6</b>	Résultats de l'essai valeur de Proctor normal et modifié
<b>Tableau III.7</b>	Résultats de l'essai de cisaillement direct.
<b>Tableau III.8</b>	Résultats de l'essai de compressibilité à l'œdomètre.
<b>Tableau III.9</b>	Résultat de gonflement libre à l'oedomètre.
<b>Tableau III.10</b>	Résultats de l'essai de compression simple.
<b>Tableau III.11</b>	Résultats de l'essai de compression simple.
<b>Tableau VI.1</b>	Paramètre de module Cam Clay pour sol étudiant.

## Liste des notations

$c$	Cohésion du sol
$C_c$	Indice de compressibilité
$C_C$	Coefficient de courbure
$C_g$	Indice de gonflement
$C_s$	Coefficient de gonflement
$C_u$	Coefficient d'uniformité
$CC$	Cam-clay
$CCM$	Cam-Clay modifié
$CEC$	Capacité d'échange cationique
$CSL$	Ligne d'état critique
$d$	Diamètre des éprouvettes
$D_{60}$	Diamètre des particules correspondant à 60 % du passant
$D_{30}$	Diamètre des particules correspondant à 30 % du passant
$D_{10}$	Diamètre des particules correspondant à 10 % du passant
$e$	Indice des vides
$E$	Module d'young
$e_0$	Indice des vides initial
$E'$	Module d'Young effectif
$F_c$	Les fonctions de rendement
$G$	Module de cisaillement
$GTR$	Guide de terrassement routier
$h$	Hauteur des éprouvettes
$i$	Indice CBR
$I_p$	Indice de plasticité
$k$	Pente du déchargement-rechargement
$K'$	Module de compressibilité effectif
$M$	Pente de la courbe d'état critique
$OCR$	Rapport de surconsolidation
$q'$	Contrainte déviatorique
$q$	Pression de contact du pneu
$P'$	Contraintes effectives moyennes
$P_c$	Contrainte de préconsolidation
$P_g$	Pression de gonflement
$p'_0$	Contrainte effective moyenne actuelle
$P_c'$	Contrainte moyenne de préconsolidation
$R_c$	Résistance en compression
$S$	Surface spécifique
$S_r$	Degré de saturation du sol,
$V_B$	Valeur du bleu Méthylène de la phase argileuse
$VBS$	Valeur du bleu de méthylène

$w$	Teneur en eau
$w_L$	Limites de liquidité
$w_{opt}$	Teneur en eau optimale
$\gamma$	Poids volumique du sol
$\gamma_{d, opt}$	Poids volumique de l'optimum Proctor
$\gamma_d$	Densité sèche du sol
$\gamma_h$	Poids volumique humide
$\gamma_s$	Coefficient d'activité moyen
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\varepsilon_g$	Taux de gonflement
$\varepsilon_p$	Déformation volumétrique
$\varepsilon_q$	Déformation de cisaillement
$\varepsilon_v$	Déformation volumétrique
$\varepsilon_{xx}$	Déformations verticale
$\varepsilon_{zz}, \varepsilon_{yy}$	Déformation horizontal
$\varepsilon_1 \varepsilon_2 \varepsilon_3$	Déformation principales
$\varepsilon_p^e$	Invariants de contrainte et de déformation
$\varepsilon_v^p$	Déformation volumétrique plastique
$\sigma$	Densité de charge spécifique
$\sigma$ ou $p$	Contrainte moyenne totale
$\sigma_{xx}$	Contrainte verticale
$\sigma_{yy}, \sigma_{zz}$	Contrainte horizontale
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Contraintes principales
$\sigma'$ ou $p'$	Contrainte effectif
$\sigma'_o$	Contrainte effective du sol,
$\sigma'_c$	Contrainte de consolidation du sol,
$\tau$	Contrainte tangentielle (en coordonnées polaires),
$\tau_{xy}$	Contrainte tangentielle dans plan XY
$\tau_{yz}$	Contrainte tangentielle dans plan YZ
$\tau_{zx}$	Contrainte tangentielle dans plan ZX
$\nu$	Le coefficient de poisson
$\nu'$	Le coefficient de poisson effectif
$\varphi'$	Angle de frottement effectif du sol
$\lambda$	Pentes de la consolidation normale
$\Gamma$	Volume spécifique du CSL à la pression unitaire
$\Delta u$	Pressions interstitielles



---

INTRODUCTION

GÉNÉRALE



## Introduction Générale

Le phénomène de gonflement du sol est un phénomène connu depuis longtemps, considéré comme une caractéristique des sols argileux où l'on trouve ces sols, à l'exception de ses effets négatifs. Le gonflement et le changement de la forme de ces derniers entraînant de graves dommages dans divers domaines, tant au niveau des installations urbaines ou des routes, etc. Un grand nombre de scientifiques et de chercheurs (Mard, 2005 ; Azzouz, 2006 ; Cabane, 2004) ont étudié ce phénomène et ses effets néfastes dans le domaine géotechnique, ils ont trouvé des solutions et des moyens pour réduire les problèmes de ce phénomène, ces solutions variant en fonction des matériaux utilisés et le domaine d'application de chaque méthode. Dans notre étude, nous étudierons l'effet de l'ajout des stériles miniers sur le phénomène de gonflement, et nous étudierons par la suite le comportement de ces sols traité par le modèle de comportement de Cam Clay modifier.

L'étude a été effectuée sur une argile connue par son gonflement qu'il a été prélevé de la zone de Doukkan (Tébessa), les stériles miniers utilisés sont de stérile de Fer qu'ils ont été prélevés au niveau de la mine de Boukhadra. Notre mémoire est répartie sur quatre chapitres :

Dans le **premier chapitre** nous avons mené une étude bibliographique pour recueillir le maximum d'informations sur ce qui concerne les argiles et le phénomène de gonflement.

Le **deuxième chapitre** aborde un recensement des méthodes et solutions utilisées et appliquées pour limiter ou réduire les problèmes causés par le gonflement sur les ouvrages et les structures.

Dans le **troisième chapitre** nous avons mené une étude expérimentale sur l'effet des stériles de Fer sur le sol étudié. Cette étude vise à déterminer les propriétés géotechniques du sol vierge et amélioré par des stériles de Fer à différents pourcentages (8%, 10% et 12%), par la réalisation des différents essais physico-mécaniques.

Enfin, dans le **quatrième chapitre**, une étude a été menée sur le comportement du sol de la zone considérée et sur sol traité avec des pourcentages de résidus de minerai de fer, selon le modèle Cam Clay modifier. Et nous avons abordé l'effet de l'ajout de ces stériles de Fer sur le comportement de ces sols gonflants.



**CHAPITRE I :**  
**GÉNÉRALITÉS SUR**  
**LES ARGILES ET LE**  
**GONFLEMENT**



## **Chapitre I : Généralités sur les argiles et le gonflement**

### **I.1 Introduction**

L'analyse de nombreuses argiles par des méthodes aux rayons X, optiques, chimiques et de déshydratation montre que les argiles sont généralement des agrégats d'une ou plusieurs particules cristallines très fines d'un ou plusieurs petits groupes de minéraux appelés minéraux argileux. Il existe trois principaux types de minéraux argileux : la kaolinite, l'illite et la montmorillonite. Les structures optiques, chimiques, d'échange de bases, de déshydratation et de réseau des minéraux argileux sont considérées. Le phénomène de gonflement des sols est connu depuis presque aussi longtemps qu'il est pratiqué dans le domaine de la géotechnique. Avec l'augmentation de la construction dans les zones humides et sèches, les problèmes liés à l'expansion et à la contraction du sol ont commencé à recevoir plus d'attention, et de nombreuses études ont commencé à se concentrer sur l'expansion du sol.

### **I.2 Les argiles**

#### **I.2.1 Définition**

L'argile se rapporte à la terre grasse et molle contenant un ensemble de particules fines dont la taille supérieure est fixée à  $2\mu\text{m}$ . Chargée négativement comme la smectite, l'illite et la kaolinite. La présence de tels minéraux rend l'argile fortement sensible aux molécules polaires d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques. Les argiles sont très abondantes dans la nature et couvrent environ 42 % du volume de l'écorce terrestre (Wakim, 2005).

A l'heure actuelle, les argiles sont des minéraux dont les domaines d'applications sont multiples (l'industrie pharmaceutique, la poterie, la céramique industriel.) et qui en fait l'une des « matières premières » couramment utilisée par l'homme due à certaines caractéristiques comme : l'abondance dans la nature, la grande surface spécifique et la capacité d'échange cationique.

Les argiles peuvent être classées en deux grandes catégories :

- Les argiles plastiques : elles sont tendres et très déformables ;
- Les argiles raides : elles sont indurées et présentent un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite d'élasticité, et cela à cause de la présence des carbonates et du quartz.

### **I.2.3 Formation des minéraux argileux**

Les sols argileux se forment par un processus lent d'altération sous l'action du climat, suivi de phénomènes « érosion, de transport et de sédimentation. 90 % des minéraux argileux sont d'origine détritique, l'altération peut être physique (désagrégation des minéraux primaires) ou chimique par transformation des minéraux). Certains minéraux argileux précipitent à partir d'une solution (minéraux néoformés).

Il existe donc trois processus de formation des minéraux argileux (Belabbaci, 2014).

#### **I.2.3.1 Héritage et altération**

L'une des origines des minéraux argileux est liée à l'altération physique des roches, En fonction des roches mères et du climat, les minéraux argileux résultant seront différents. En climat froid, l'altération est faible, les minéraux argileux sont identiques ou peu différents des minéraux de la roche (illite et chlorite), ils sont hérités de la roche d'origine. En climat chaud et humide, l'hydrolyse est poussée et donne de la kaolinite en milieu drainé et des smectites en milieu confiné. En climat tempéré et humide, l'altération est modérée, il apparaît des inters stratifiés, des illites, des chlorites dégradées et des vermiculites (Belabbaci, 2014).

#### **I.2.3.2 Transformation des minéraux argileux par dégradation et aggradation**

La transformation des minéraux argileux consiste en une modification du minéral argileux tout en conservant son type de structure.

On distingue les transformations par dégradation (sous traction d'ions) et par aggradation (fixation d'ions supplémentaires). Ces transformations ont lieu aussi bien au cours de l'altération que pendant la sédimentation et la diagenèse (Belabbaci, 2014).

#### **I.2.3.3 Contexte de formation des sols argileux**

La sédimentation océanique argileuse est directement liée au type d'altération régnant sur les continents voisins et dépend donc de la latitude et de la nature de la roche mère, mais aussi de l'éloignement des sources ainsi que des conditions physico-chimiques régnant dans la zone de sédimentation (Belabbaci, 2014).

**Tableau I.1** : Occurrence des minéraux argileux dans les sols en fonction du climat  
(Armines, 2006).

Climat	Origine des argiles	Minéraux fréquents
Glaciaire	Héritage	Illite, chlorite, ....
Boréal tempéré	Héritage, transformation	Vermiculite, interstratifiés, illite, Chlorite, smectites, ...
Méditerranéen Subtropical	Héritage, transformation, Néoformation	Smectites, ...
Desertique	Héritage	Illite, chlorite, ...
Equatorial	Néoformation	Gibbsite, kaolinite...

La nature minéralogique des argiles dépend aussi de la roche mère :

- La kaolinite provient de l'altération des roches magmatiques grenues et acides (feldspaths principalement) ;
- L'illite de l'altération des roches magmatiques et métamorphiques ;
- Les smectites de l'altération des roches volcaniques ;
- Les attapulgites et sépiolites (argiles fibreuses) sont associés à des dépôts lagunaires.

Ces différentes familles d'argile, associées à d'autres minéraux d'origine détritique (quartz essentiellement) et/ou chimique (calcite, dolomite essentiellement) et à des minéraux accessoires sont les constituants principaux des sols argileux. Leurs caractéristiques mécaniques et géotechniques sont directement liées à la nature des minéraux argileux et aux transformations diagenétiques subies par la suite.

Les marnes sont des matériaux d'origine chimique, biochimique ou détritiques dont la quantité en carbonates est comprise entre 35 et 65 %. Le terme d'argile calcaire est utilisé pour un pourcentage en carbonates compris entre 5 et 35 % (Belabbaci, 2014).

## **I.2.4 Minéralogie et structure des minéraux argileux**

### **I.2.4.1 Minéralogie des argiles**

Les argiles sont les produits de décomposition des roches siliceuses par désagrégation physique et mécanique puis par altération chimique. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Les minéraux argileux sont assimilés à des colloïdes, ce qui signifie qu'ils sont capables de fixer facilement de grandes quantités de phase liquide continue (Caillère et al, 1982).

### I.2.4.2 Structure cristallographique des minéraux argileux

Chaque minéral argileux est formé par l'empilement de cristaux microscopiques, qui portent habituellement le nom de couche en raison de leur apparence similaire à celle d'une lamelle ou d'une couche extrêmement mince. Ces couches sont eux –mêmes constituées d'unités cristallines que l'on appelle structures fondamentales. Celle-ci se juxtapose dans un seul plan, et c'est pourquoi les couches ont une surface très grande par rapport à l'épaisseur. On évalue l'épaisseur des couches et des structures fondamentales à environ 0.5 nm ( $5 \cdot 10^{-7}$  mm) (Bekhouché, 2019).

Les chercheurs ont observé qu'il n'existait que deux structures fondamentales

- les structures fondamentales tétraédriques ;
- les structures fondamentales octaédriques.

#### I.2.4.2.1 Structures octaédriques

L'octaèdre d'alumine est constitué de 6 hydroxyles entourant un atome d'aluminium ou de magnésium équidistant de chacun d'eux. Ces octaèdres se combinent entre eux pour former une couche plane. Ces derniers sont entourés par des groupements hydroxyles (OH) comme il est montré dans la (figure I.1).

Les unités octaédriques sont liées ensemble de telle sorte que chaque groupement fonctionnel (OH) est partagé entre 3 unités octaédriques. La formule générale de ce groupement est  $n [Al_2(OH)_6]$  ou  $n [(Mg_3(OH)_6)]$  (Bekhouché, 2019).

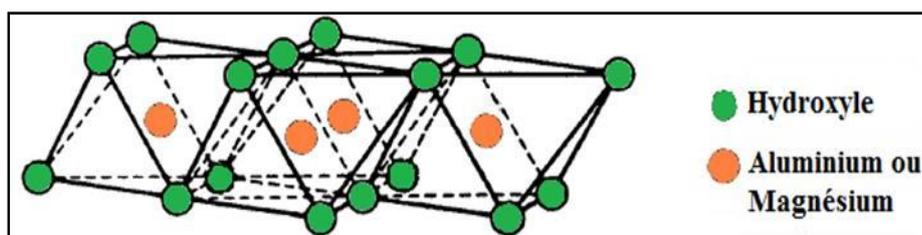


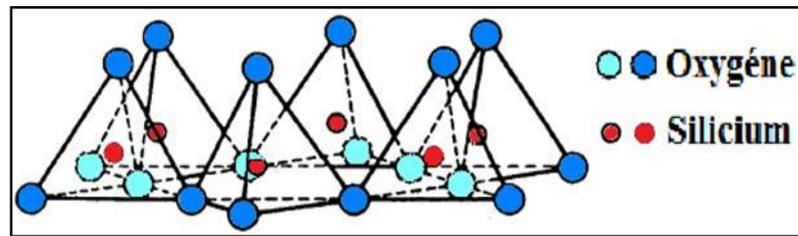
Figure I.1 : Structure d'une couche à base d'octaèdre (Grim, 1962).

#### I.2.4.1.2 Structures tétraédriques

Le tétraèdre de silice est formé de 4 atomes d'oxygène entourant un atome de silicium équidistant de chacun d'eux. Ces tétraèdres se combinent selon un arrangement plan hexagonal, les atomes d'oxygènes étant dans un même plan et chacun d'eux étant commun à deux tétraèdres. Un des atomes d'oxygène possède une valence libre et peut être mis en commun avec un autre feuillet.

Les tétraèdres sont liés ensemble par leurs bases en partageant un atome d'oxygène entre

deux tétraèdres pour former une couche tétraédrique (figure I.2). La formule générale de cet ensemble est  $n[(Si_2O_5)^{2-}]$  (Bekhouché, H, 2019).



**Figure I.2 :** Schéma d'une couche de tétraèdre avec arrangement hexagonal (Holtz et al, 1991).

#### I.2.4.2 Classification des minéraux argileux

Différentes classifications des phyllosilicates ont été proposées. La première, établie par l'AIPEA (Association Internationale Pour l'Etude des Argiles, 1966-1972), se base uniquement sur la charge du feuillet et sur le nombre d'atomes métalliques en couche octaédrique. La deuxième, établie par Mering et Pedro (1969) prend en compte la localisation des substituants, leurs distributions et le type des cations compensateurs. La classification la plus classique est basée sur l'épaisseur et la structure du feuillet. On distingue ainsi 4 groupes :

**Minéraux à 7 Å :** Le feuillet est constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique. Il est qualifié de T : O ou de type 1 : 1. Son épaisseur est d'environ 7 Å.

**Minéraux à 10 Å :** Le feuillet est constitué de deux couches tétraédriques et d'une couche Octaédrique. Il est qualifié de T : O : T ou de type 2 : 1. Son épaisseur est d'environ 10 Å.

**Minéraux à 14 Å :** Le feuillet est constitué de l'alternance de feuillets T : O : T et de couches octaédriques interfoliaires.

**Minéraux interstratifiés :** L'épaisseur du feuillet est variable. Ces minéraux résultent du mélange régulier ou irrégulier d'argiles appartenant aux groupes ci-dessus.

Les groupes d'argiles les plus importants sont les kaolinites, les illites, les chlorites, les smectites et les vermiculites (El Ouahabi, 2013).

**Tableau I.2 :** Schéma simplifié montrant la classification des principaux de minéraux argileux et de leurs espèces (Jasmund ; Lagaly, 1992).

Groupe de minéraux argileux	Espèce minérale	Structure
Kaolinites	Kaolinite, Halloysite, Diskite	Minéraux à deux couches T-O T-O
Smectites	Montmorillonite, Saponite, Beidellite, Nontronite.	Minéraux à trois couches T-O-T T-O-T
Illites, Vermiculites, Micas.	Illite, Vermiculite, Muscovite  , Biotite.	H <sub>2</sub> O cations
Chlorites	Chlorite	Minéraux à quatre couches T-O-T-O T-O-T-O
Sépiolites, Palygorskites.	Sépiolite, (écume de mer),  Attapulgite.	Minéraux en lattes <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px;">T-O-T</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px;">T-O-T</div> </div>

## I.2.5 Nature et les différents types des minéraux argileux

### I.2.5.1 Nature des minéraux argileux

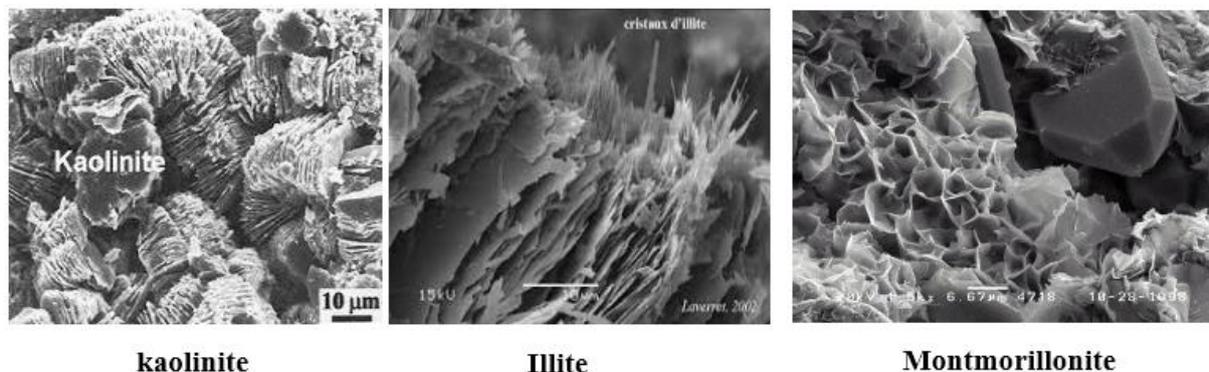
Selon le climat, l'origine des minéraux est variable :

- Héritage : à partir de la roche – mère ;
- Transformation : à partir d'autres minéraux argileux ;
- Néof ormation : formée à partir des ions transportés par l'eau du sol ;
- L'altération d'une roche acide, comme le granite, donne plutôt de la kaolinite ;
- L'altération d'une roche basique, comme le basalte, donne plutôt des smectites (Bertrand, J.P.1969).

### I.2.5.2 Différents types des minéraux argileux

Les particules d'argile sont des mélanges de particules élémentaires de nature, de taille, de forme et de propriétés de surface variables. Le terme "particule élémentaire" fait référence au produit de la transformation physique ou chimique des roches en minéraux isolés ou fragments de minéraux, monocristaux ou assemblages amorphes.

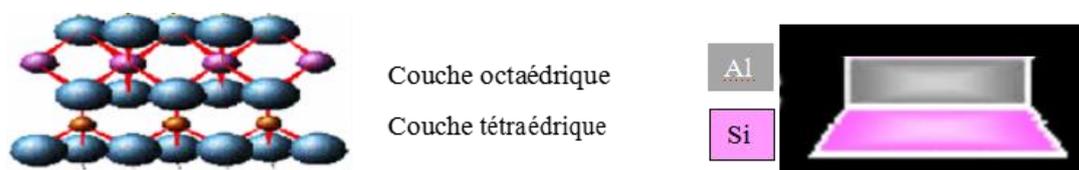
Les particules de base peuvent être subdivisées en différents minéraux : kaolinite, illite, montmorillonite, etc. Les types d'argiles les plus courants sont : la kaolinite, la montmorillonite et l'illite (Figure I.3). Ces différents types d'argile se comportent différemment vis-à-vis de l'eau.



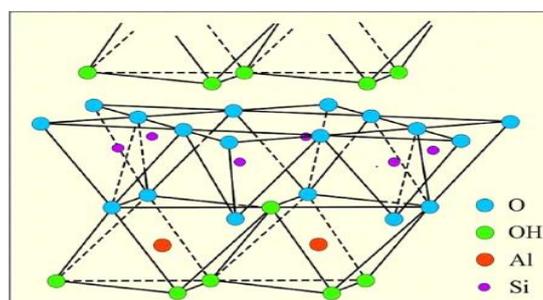
**Figure I.3 :** Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976).

### I.2.5.2.1 Kaolinite

Chaque feuillet de cette famille résulte de l'assemblage d'un feuillet tétraédrique  $\text{SiO}_4$  avec un feuillet octaédrique  $\text{AlO}_2(\text{OH})_4$  (Figure I.4). Les argiles de cette famille sont dites argiles T-O



#### A. Schéma de la structure élémentaire de la kaolinite Lambe (1953).



#### B. Structure élémentaire du réseau cristallin de kaolinite (JASMUND et LAGALY, 1992).

**Figure I.4 :** Schéma de la particule de kaolinite.

Les couches de base successives sont maintenues par les liens d'hydrogène entre les hydroxydes du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygène du feuillet en tétraèdre. Ces liaisons considérées comme très forte, empêchent l'hydratation entre les feuillets élémentaires permettant un empilement relativement important de couches et la formation d'un cristal d'assez grande dimension. L'espace inter-foliaire de cette famille est de 7.2 Å. La kaolinite est une argile stable, non-gonflante et sa structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau et ne peut être détruite que par chauffage à 450°C. La formule générale d'un feuillet de kaolinite est donnée par la formule suivante (Hafsi, 1993).

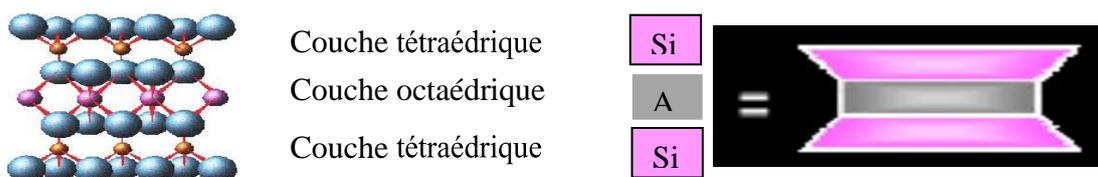


### I.2.5.2.2 Montmorillonite

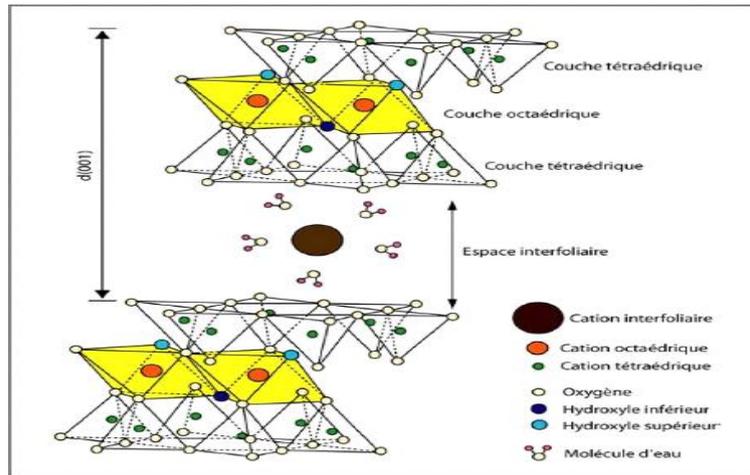
Ces minéraux sont également formés de feuillets à trois couches et sont des argiles **T-O-T**. L'épaisseur d'un feuillet est de 10Å, il est constitué par l'association de deux couches tétraédriques de type  $TO_4(OH)_2$ . T pouvant être  $Al^{3+}$ ,  $Fe^{3+}$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $K^+$ ... (Figure I.2). La formule générale de la montmorillonite est la suivante (Hafsi, 1993).



Les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles et l'eau pénètre facilement entre les feuillets. Pour cette raison, les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La faiblesse de ces liaisons leur confère de grandes surfaces spécifiques et de forts potentiels de gonflement. L'argile contenant un fort pourcentage de montmorillonite est considérée comme une argile de nature gonflante. (Hafsi, 1993).



### A. Schéma de la structure élémentaire de la montmorillonite (Lambe, 1953)

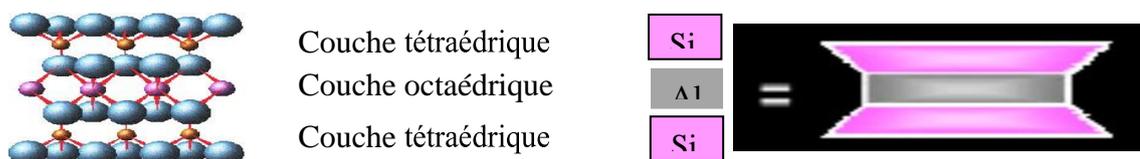


**b. Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite** Low, (1973) ;  
Chen (1975) ; Filliat et al. (1981) ; Katti (1988)

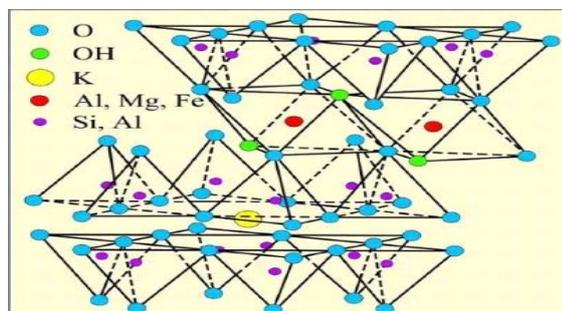
**Figure I.5** : Structure de Famille de la montmorillonite.

**I.2.5.2.3. L'illite**

Ces argiles sont donc aussi appelées argiles **T-O-T**. La structure de l'illite est analogue à celle de la montmorillonite, mais la présence d'ions potassium  $K^+$  dans la structure (figure I.5) rééquilibre et renforce la liaison entre les feuilles, rendant ainsi l'argile moins sensible aux phénomènes de retrait-gonflement. L'illite a un comportement intermédiaire (les latérites font partie de cette famille d'argile) (Hafsi, 1993).



**A. Schéma de la structure élémentaire de l'illite** Lambe (1953)



**A. Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite** (Jasmund et Lagaly, 1992)

**Figure I.6** : Structure de famille de l'illite.

**Tableau I.3 :** Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux (Bekhouche, 2019).

Minéraux argileux	Type et qualité des liens entre les couches élémentaires	Substitutions isomorphes	Activité électrochimique	Gonflements
Illite	Liens assurés par des atomes de potassium (k) moins forts que ceux de la kaolinite, mais plus que ceux de la montmorillonite	Plus nombreuses que celles de la kaolinite, mais moins nombreuses que celles de la montmorillonite	Supérieure à celle de la kaolinite, mais inférieure à celle de la montmorillonite	Faibles à moyens
Kaolinite	Liens d'hydrogènes parmi les plus forts chez les minéraux argileux	Peu nombreuses	Une des plus faibles chez les minéraux argileux	Assez faibles
Montmorillonite	Liens assurés par des molécules d'eau, parmi les plus faibles chez les minéraux argileux	Très nombreuses	Une des plus fortes chez les minéraux argileux	Importants

### I.2.6. Principales caractéristiques des minéraux argileux

Les principales caractéristiques des minéraux argileux qui influencent le gonflement sont les suivantes :

#### I.2.6.1. Densité de charge spécifique

$\sigma$  est égale au rapport entre la capacité d'échange cationique, CEC et la surface spécifique S de la particule argileuse :

$$\sigma \text{ (meq/m}^2\text{)} = \frac{CEC}{S} \quad (1)$$

Deux types de charge existent dans les milieux argileux :

- Une charge permanente ou structurelle liée aux substitutions ioniques ( $Al^{3+}$  pour  $Si^{4+}$  dans la couche tétraédrique ;  $Mg^{2+}$  ou  $Fe^{2+}$  pour  $Al^{3+}$  dans la couche octaédrique) ;
- Une charge de surface variable selon le PH du milieu liée aux réactions chimiques qui se produisent à la surface des minéraux.

La densité de charge spécifique renseigne sur le pouvoir de la particule à repousser les autres, cette répulsion étant la capacité de gonflement des minéraux argileux. L'augmentation de la densité de charge spécifique réduit le gonflement ou la pression de gonflement des matériaux argileux. Cette augmentation entraîne l'attraction des ions, ce qui va provoquer une condensation de la double couche, donc une diminution de son épaisseur.

Lefebvre et Lajudie, 1999, ont effectués des essais de gonflement libre pour différentes argiles de densité de charges différentes et ont montré une baisse du potentiel de gonflement avec l'augmentation de la densité de charge (Belabbaci, 2014).

### I.2.6.2. Capacité d'échange cationique (CEC)

La capacité d'échange cationique joue un rôle important dans le phénomène de gonflement des minéraux argileux, car plus les feuillets possèdent des sites compensables, plus ils peuvent adsorber des ions. Cependant, lorsque la densité du site est trop élevée, comme pour la vermiculite, les feuillets sont liés par de trop fortes interactions pour pouvoir gonfler, et donc pour être échangés. La capacité de l'argile échangeuse de cations est mesurée en millilitres Équivalent pour 100 grammes d'argile et varie dans le même sens que la densité de charge surface. Par conséquent, pour les argiles avec des valeurs CEC élevées, elles ont tendance à avoir peu gonflé (Belabbaci, 2014).

**Tableau I.4 :** Capacité d'échange cationique (CEC) de quelques minéraux. (Lepluart, 2002 ; Cabane ,2004)

Minéraux	CEC (meq/100g)
Kaolinite	3-15
Illite	30-40
Montmorillonite	80-150

### I.2.6.3. Surface spécifique

Les argiles sont composées de la surface externe comprise entre les particules et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique donne un pouvoir de gonflement plus important et par conséquent un potentiel de gonflement plus élevée. (Belabbaci, 2014).

**Tableau I.5** : Surface spécifique de quelques minéraux argileux, (Lepluart, 2002 ; Cabane ,2004).

<b>Minéraux</b>	<b>Surface interne (m<sup>2</sup>/g)</b>	<b>Surface externe (m<sup>2</sup>/g)</b>	<b>Surface totale (m<sup>2</sup>/g)</b>
Kaolinite	0	10-30	10-30
Montmorillonite	600-700	80	700-800
Illite	20-55	80-120	100-175

Les principales caractéristiques des trois types d'argiles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau I.6** : Caractéristiques microscopiques des principales argiles (Mrad, 2005).

<b>Argile</b>	<b>Kaolinite</b>	<b>Illite</b>	<b>Montmorillonite</b>
<b>Type de feuillet (A°)</b>	1 :1	2 :1	2 :1
<b>Épaisseur de feuillet (A°)</b>	7	10	9,6
<b>Nombre de feuillet par particule</b>	10-150	5-20	1-10 (montmorillonite sodique) 10-40 (montmorillonite calcique)
<b>CEC (méq/100 g)</b>	5-15	10-40	80-150
<b>Surface spécifique (m<sup>2</sup> /g)</b>	10-45	80-100	700-900
<b>Matériau interfoliaire</b>	--	K <sup>+</sup>	H <sub>2</sub> O, Na <sup>+</sup> , Ca <sup>2+</sup> , ...
<b>Comportement dans l'eau</b>	non-gonflant	Peu-gonflant	Gonflant

### I.3. phénomène du gonflement

#### I.3.1. Définitions des sols gonflent

Le gonflement des sols naturels est spécifique à certains sols argileux. Il est principalement lié aux variations de la teneur en eau. A une teneur en eau constante, il n'y a

pas, ou il y a peu, de variation de volume. Au contraire, indépendamment des variations des contraintes extérieures :

- Lorsque la teneur en eau augmente, on observe un phénomène de gonflement ;
- Lorsque la teneur en eau diminue, on observe un phénomène de retrait-tassement.

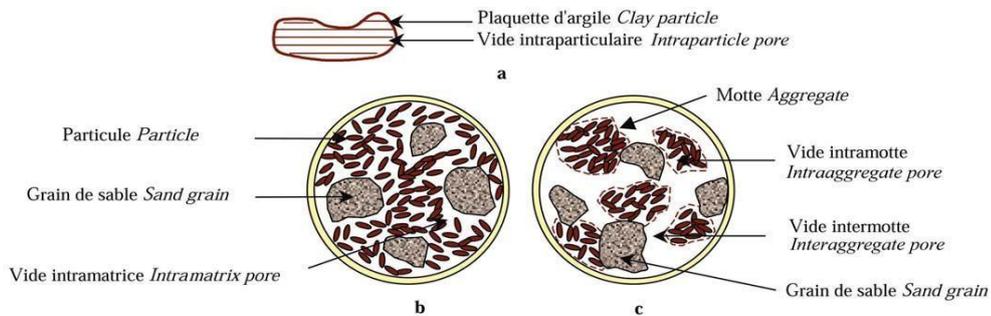


Figure I.7 : Structure des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992).

### I.3.2. Type de gonflement

Mise en suspension aqueuse, l'argile peut fixer une quantité notable d'eau (c'est plus particulièrement le cas de la montmorillonite). On a deux types de gonflement

- Gonflement interfoliaire** L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono-moléculaires.
- Gonflement interparticulaire** L'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Le degré d'hydratation dépend de la charge du réseau cristallin de la nature des contres ions, des énergies d'hydratation, la mise en jeu de la force ionique du milieu environnant et de la quantité d'eau totale (Frédéric, 2003).

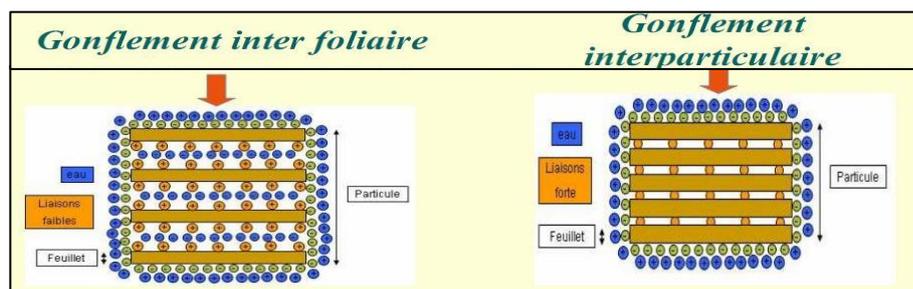


Figure I.8 : types de gonflements. (Benaissa, 2011).

### I.3.3. Paramètre du gonflement des sols

L'examen des procédures d'essais pour la mesure du potentiel de gonflement insiste à considérer notamment les diverses définitions et nomenclatures des paramètres de gonflement :

Plusieurs méthodes de mesure du potentiel de gonflement des sols expansifs existent. La grande majorité d'entre-elles utilise l'appareil œdométrique comme outil principal d'essai.

- **Pourcentage (ou taux) de gonflement** : défini comme étant la variation relative du volume d'un échantillon de sol en passant d'un état sec à un état inondé.
- **Indice de gonflement (C<sub>g</sub>)**, qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport un état de contraintes donné, il est défini par la pente de la courbe  $e = f(\log \sigma)$  obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique, il est comparé à l'indice de compression (C<sub>c</sub>).
- **Pression de gonflement** : définie de plusieurs façons dont :
  - La pression nécessaire pour maintenir un échantillon de sol à un volume constant lorsque celui-ci est soumis à humidification.
  - La pression nécessaire pour ramener un échantillon de sol, soumis à humidification et ayant complètement gonflé, à son volume avant gonflement (Belabbaci, 2014).

La définition du pourcentage de gonflement est assez précise dans son volet théorique. Néanmoins, les aspects expérimentalement ci-dessous sont à soulever :

**a) Volume initial** de l'échantillon de sol, ce paramètre est usuellement référé à l'état de contrainte sur site. L'état de porosité et la teneur naturelle en eau influent, dans une large mesure, le gonflement mesuré.

**b) Durée** allouée à l'essai de gonflement. Comme le tassement, le gonflement des sols expansifs est un phénomène reconnu infini dans le temps. Combien de temps faudra-il, donc, attendre pour noter le volume gonflé de l'échantillon testé 24 heures est une durée souvent recommandée dans les normes. Cependant elle n'implique nullement l'achèvement du gonflement. Elle satisfait, toutes simplement, deux principales conventions :

- Développement, relativement, poussé du mécanisme de gonflement ;
- Critère de comparaison entre différents sols ou, même, diverses méthodes.

Il n'y a pas de proportionnalité entre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement. Ainsi, certains matériaux possèdent une pression de gonflement très élevée puis un potentiel de gonflement très faible, pour d'autres matériaux c'est l'inverse. Il faut donc connaître ces deux paramètres pour caractériser le gonflement (Belabbaci, 2014).

### I.3.4. Principales causes de gonflement de sols

La recherche bibliographique a permis de mettre en évidence quatre principaux phénomènes expliquant les causes du gonflement :

- Hydratation par adsorption ;
- Hydratation par osmose ;
- Hydratation par capillarité ;
- Transformations chimiques (Belabbaci, 2014).

### I.3.5. Facteurs qui affectent le gonflement

Les résultats de nombreuses études ont montré que l'amplitude du gonflement dépend de deux types de facteurs :

- Les facteurs intrinsèques ;
- Les facteurs externes. (Belabbaci, 2014)

**Tableau I.7** : Différente Facteurs qui affecte le gonflement.

<b>Facteurs intrinsèques</b>	<b>Facteurs externes</b>
-La composition minéralogique -Le type de cations compensateur -La Capacité d'échange en actions (CEC) -La Surface spécifique -La structure du sol -La quantité de minéraux non argileux	-Les conditions de compactage (statique ou dynamique) -L'énergie de compactage - La teneur en eau initiale - La densité sèche - L'effet d'échelle - Le régime de contraintes - Le frottement latéral - Les cycles retrait-gonflement - La durée des essais et la température

### I.3.6. Mécanisme du gonflement des sols argileux

Les matériaux susceptibles de gonfler sous l'action de l'apport d'eau sont les sols argileux naturels, les marnes, les roches argileuses. Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Il dépend aussi de la texture du matériau, c'est-à-dire de l'organisation des plaquettes entre elles.

### **I.3.6.1. Gonflement interfoliaire et Interparticulagire**

L'analyse minéralogique citée dans le premier parie, montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuille sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de smectites telles que la montmorillonite). L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono-moléculaires, il s'agit alors d'un gonflement Interparticulaire ou interfoliaire (Didier, 1972). Il intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

En dehors de ce cas particulier, qui définit les argiles dites "gonflantes", le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles (Mekki, 2018).

### **I.3.6.2. Gonflement au sens physico-chimique**

Il existe d'importantes interactions physico-chimiques entre une particule argileuse et l'eau, généralement illustrées par le modèle de la double couche. Cette théorie permet de quantifier le phénomène de gonflement des sols en fonction des différents paramètres de l'eau et la particule argileuse (Frédéric, 2003).

### **I.3.6.3. Gonflement au sens mécanique**

Le gonflement comme le tassement peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau.

Un sol est un système constitué de 3 phases : une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. Si la phase gazeuse disparaît le sol sera saturé, c.à.d. tous les vides interparticulaire seront occupés par l'eau interstitielle. Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale  $\sigma_e$  (géostatique ou surcharge extérieure), l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte  $\sigma$  sera reprise par l'eau dès  $t=0$  et on a :

$$u_w = \delta_e$$

$$\delta' = 0$$

Avec  $u_w$  désigne la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau dans les pores et  $\sigma'$  la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide.

Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de la contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes :

$$u_w = 0$$

$$\delta' = \delta_e$$

Si la contrainte  $\sigma_e$  est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse, et immédiatement :

$$u_w = -\delta_e$$

$$\delta' = 0$$

La pression interstitielle devient négative et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'adsorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final :

$$u_w = 0$$

$$\delta' = 0$$

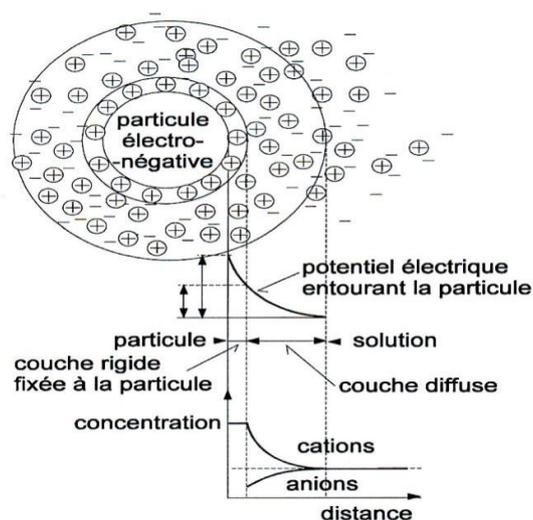
Il est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime quant à lui la diminution de la succion ( $-u_w$ ) jusqu'à son annulation (Mred, 2005).

### **I.3.7 Théorie de la double couche**

Les particules d'argile présentent généralement une charge négative nette due à la substitution isostructurale sur la feuille. En présence d'eau, qui contient toujours des ions chargés positivement, un déséquilibre de charge se produit entre le fluide et la surface des particules d'argile. Ensuite, il y a le mouvement des cations dans les deux sens, de la surface des particules vers la solution et vice versa, appelé échange de cations.

Le résultat de ce phénomène se manifeste par la création d'une atmosphère de cations échangeables dans la région proche de la surface des particules, appelée double couche diffusives (ou électrique). Un modèle bicouche diffusives prédit la distribution des ions à proximité de la surface des particules d'argile.

Il a été développé pour les surfaces planes ou sphériques. La surface de la particule d'argile est assimilée à un plan uniforme chargé négativement, et à mesure que l'on s'éloigne de la surface de la particule, le nombre de cations diminue de façon exponentielle, et inversement, le nombre d'anions augmente. Ces deux nombres sont égaux dans la solution interparticulaire (Mekki, 2018).

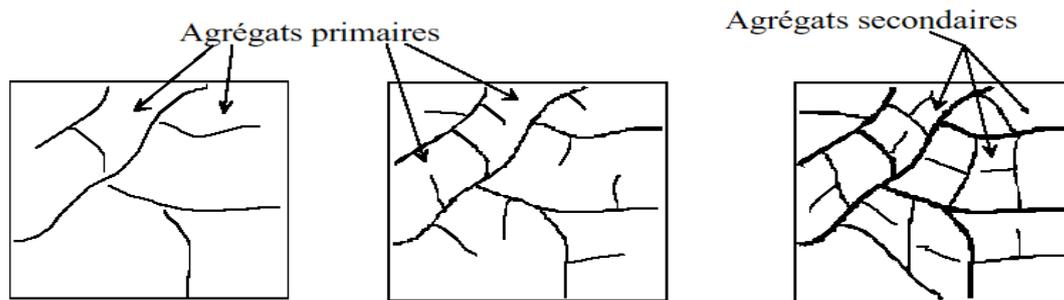


**Figure I.9 :** Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse (Mekki, 2018).

### I.3.8 Relation entre la texture et le gonflement des sols

Le gonflement, dont on constate les effets macroscopiques, se développe en fait à l'échelle microscopique. Il consiste en une réorganisation du squelette solide et du réseau poreux constituant la texture du terrain. Pour analyser le développement microscopique du gonflement, on s'attache à décrire l'évolution de sa texture au cours du gonflement (Mekki, 2018).

La variation de texture des sols au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques complémentaires, la microscopie électronique à balayage et la porosimétrie par injection de mercure. La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayons de pores, de tailles de particules, détermination de certains minéraux, etc.). La porosimétrie par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique (Mekki, 2018).



**Figure I.10** : Evolution de texture des sols au cours du gonflement (Bultel, 2001).

#### **I.4 Conclusion**

L'analyse générale des structures argileuses illustre leur complexité du comportement du sol. Ces dernières années, de nombreux comportements des argiles ont été clarifiés. Cependant, de nombreux phénomènes sont encore à l'étude, tel que le retrait, et les conséquences pathologiques et dommages structurels. Les matériaux qui gonflent facilement sous l'action de l'eau sont les argiles naturelles (selon leur composition minérale, leur saturation et leur hydrochimie), les argiles compactées, les marnes, les roches argileuses et les argiles composées d'anhydrite. Le sol peut être dû à la réduction des contraintes in situ après l'excavation ou le déchargement ou à l'absorption du sol dans un état de contrainte constant.



**CHAPITRE II :**  
**MÉTHODES DE**  
**STABILISATION DES**  
**ARGILES**  
**GONFLANTES**



## **Chapitre II : Méthodes de stabilisation des argiles gonflantes**

### **II.1 Introduction**

D'après les conséquences des sols expansifs, plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs. Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Le gonflement des particules argileuses est directement lié à leurs propriétés électrochimiques et à leur surface spécifique. Il varie d'une famille à l'autre. Les argiles les plus gonflantes sont les smectites qui ont une surface spécifique nettement supérieure aux autres argiles ; puis viennent les illites et enfin la kaolinite. Malgré ses propriétés de résistance, lorsque le sol naturel est simplement compacté, puis mis en œuvre et soumis aux conditions extérieures il devient très sensible aux variations de températures et d'hygrométrie. La stabilisation du sol a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de sa teneur en eau et de l'empêcher, à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité.

### **II.2 But de la stabilisation**

- Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité) ;
- Colmater les vides que l'on peut supprimer ;
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).

Ces trois objectifs permettent d'améliorer la résistance mécanique, et de diminuer la sensibilité à l'eau (Belabbaci, 2014).

### **II.3 Différentes techniques de stabilisation**

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Un bon nombre de solutions a été proposé afin de résoudre ce problème, il existe plusieurs techniques de stabilisation, parmi elles, on peut citer deux méthodes principales :

- Stabilisation mécanique (compactage, substitution ; pré humidification, ajout de sable etc....).
- Stabilisation thermique (Traitement par feu).
- Stabilisation chimique (par ajout de matériaux comme les sels, le ciment, la chaux, cendres volantes, etc...) (Benaissa, 2011).

### II.3.1 Stabilisation mécanique

#### II.3.1.1 Compactage

Le compactage est une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné. Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal.

Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur optimale en eau ( $W_{opt}$ ) permettant l'obtention de la densité sèche du sol la plus élevée ( $\rho_{opt}$ ) est utilisée lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier.

La granulométrie, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et la teneur en argile ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité. Le comportement du sol dépend de la teneur en argile.

Dans le cas des sols fins, un simple compactage ne permet pas de garantir les caractéristiques de la couche de forme. La cohésion est avant tout liée à la présence d'eau : c'est un phénomène de tension superficielle qui lie les particules du sol. Les caractéristiques de la couche de forme sont donc tributaires de la teneur en eau du sol. Cette cohésion ne crée pas de liaison suffisamment solide entre les particules pour s'opposer au gonflement des argiles. L'utilisation d'agents chimiques permettant une stabilisation irréversible est donc nécessaire. Plusieurs produits existent et sont couramment employés (Belabbaci, 2014).

#### II.3.1.2 Drainage

C'est la technique la plus classique qui est mise en œuvre. Plusieurs procédés sont utilisés ; comme les tranchées drainantes, drains de carton, drains de sables verticaux (Belabbaci, 2014).

#### II.3.1.3 Substitution

C'est la suppression de la couche du sol gonflant. C'est la solution la plus évidente. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. Elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sables, ou autres matériaux graveleux. C'est une solution très coûteuse (Belabbaci, 2014).

#### **II.3.1.4 Application de fortes pressions**

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. Il s'agit de pression de gonflement réelle, c'est-à-dire correspondant à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, in situ, cette pression peut être appliquée soit par l'édifice lui-même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais des sols non gonflants (Mouroux, 1969).

#### **II.3.1.5 Préhumidification**

On crée ainsi un gonflement avant construction et si une forte teneur en eau est maintenue. Le volume restera sensiblement constant par la suite. Deux techniques sont utilisées:

- Simple arrosage par jet ;
- Création de bassins au-dessus du sol gonflant, et c'est beaucoup plus utilisé (Azzouz, 2006).

#### **II.3.1.6 Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux**

Elles sont utilisées, soit pour réduire le gonflement, soit pour dissiper les pressions du gonflement. L'étude la plus intéressante était faite par Jennings et Evans.

Elle donne, en effet, plusieurs types de construction suivant le soulèvement estimé.

Des renforcements en acier des murs pour assurer une plus grande rigidité ;

- Des « constructions Split », c'est-à-dire, conçues pour assurer le déplacement sans dommage d'une partie de l'édifice ;
- Des reports de charges sur des semelles isolées ;
- Des pieux fondés sur une couche peu gonflante.

Par ailleurs, on peut placer un tapis graveleux entre l'argile et la construction pour amortir l'effet du gonflement. (Mouroux, 1969).

### **II.3.2 Stabilisation thermique**

La résistance des argiles peut être progressée et ceci se fait par une augmentation de la température et une réduction de la répulsion électrique entre les particules. Avec l'effet de la chaleur, un écoulement d'eau interstitielle qui est due au gradient thermique appliqué se provoque (Belabbaci, 2014).

#### **3.3.2.1 Déshydratation**

La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage (Messaoudi, 2018).

#### **3.3.2.2 Congélation**

La congélation des terrains instables est un procédé ancien à caractère provisoire, employé pour le creusement des fouilles de puits ou de galeries. Cette technique rend le sol étanche et résistant provisoirement. Ce procédé 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 (Messaoudi, 2018).

### **II.3.3 Stabilisation chimique**

#### **II.3.3.1 Sabilisation par les liants hydrauliques (Chaux, Ciment)**

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

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

Ces réactions se traduisent par :

- Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par flocculation et échange cationique.
- Une réaction lente produisant les matériaux cimentant. C'est la réaction pouzzolanique. (Bekhouche, 2019).

### II.3.3.1.1 Stabilisation par l'ajoute de la chaux

La stabilisation du sol à la chaux trouve son application dans la construction de routes et chemins de toutes natures. Effectuée dans la zone supérieure de la couche de base ou de la sous couche, cette stabilisation à la chaux utilisée comme technique de construction pour protéger les routes contre les actions du gel ou du dégel (Gheddache, 2012).

#### II.3.3.1.1.1 Définition

La chaux est un produit naturel et biologique, qui respecte l'environnement, la chaux est une matière, généralement, poudreuse et de couleur blanche, obtenue par décomposition thermique du calcaire. Elle est utilisée depuis l'antiquité, notamment dans la construction. Elle trouve une place privilégiée dans le secteur du traitement des sols, et sa qualité a une influence directe sur l'efficacité du traitement des sols. Certaines propriétés de la chaux présentent des avantages particuliers pour les traitements de sols (Gheddache, H, 2012).

#### II.3.3.1.1.2 Différents types de la chaux

sont obtenus par calcination d'un calcaire (celui-ci représente 20% de la couche terrestre), selon la nature du calcaire utilisé, la cuisson permet la fabrication de plusieurs types de chaux :

- Chaux aérienne provenant d'un calcaire pur ;
- Chaux magnésienne provenant d'un mélange de calcaire et de carbonate de magnésium ;
- Chaux hydraulique provenant d'un calcaire argileux. Les chaux utilisées en technique routière sont essentiellement les chaux aériennes elles se présentent sous deux formes :
- Chaux vive : elle est principalement constituée d'oxyde de calcium  $\text{CaO}$

Chaux éteinte (ou hydraté) : elle est principalement constituée d'hydroxyde de calcium  $\text{CO(OH)}_2$ . elle est fabriquée par hydratation (extinction) de la chaux vive. La réaction d'hydratation est une réaction fortement exothermique (Gheddache, 2012).

#### II.3.3.1.1.3 Mécanismes de stabilisation à la chaux

Les théories de stabilisation à la chaux suggèrent cinq mécanismes de base :

- **Absorption d'eau** : En présence d'eau, dans une terre humide, la chaux vive subit une réaction d'hydratation qui s'accompagne d'un important dégagement de chaleur : environ 300kcal/kg de chaux vive.
- **Echange cationique** : Lorsque l'on ajoute de la chaux à une terre humidifiée, celle-ci est saturée d'ions de calcium. Apparaît alors un phénomène d'échange de cations : les ions

de calcium se substituent aux cations échangeables du complexe de la terre tels que magnésium, sodium, potassium et hydrogène. L'importance de cet échange cationique dépend de la quantité de cations échangeables présents dans la capacité totale d'échange cationique de la terre.

- **Floculation et agglomération** : Du fait de l'échange de cations et l'augmentation de la quantité d'électrolytes dans l'eau interstitielle, les particules de la terre flocculent et s'agglomèrent ; il y a augmentation de la taille des agrégats de la fraction fine. La texture et la structure changent.
- **Carbonatation** : La chaux ajoutée à la terre réagit avec le dioxyde de carbone de l'air pour former des ciments carbonatés médiocres. Cette réaction consomme une partie de la chaux disponible pour les réactions pouzzolaniques.
- **Réaction pouzzolanique** : c'est de loin le mécanisme le plus important qui influence principalement la stabilisation à la chaux les propriétés de résistance du matériau résultent pour l'essentiel d'une dissolution des minéraux argileux dans un environnement alcalin produit par la chaux et de la recombinaison de la silice et de l'alumine des argiles avec le calcium pour former des silicates complexes d'aluminium et de calcium qui cimentent les grains entre eux. La chaux doit être ajoutée à la terre en quantité suffisante afin de produire et de maintenir un pH élevé nécessaire à la dissolution des minéraux argileux, et pour une période suffisante qui permettra une réaction de stabilisation effective (Hugo ; Hubert, 1995).

#### II.3.3.1.2 stabilisation des sols au ciment

La stabilisation de sols au ciment trouve son application tant pour les couches que pour la zone supérieure de la couche de fondation ou de la sous couche de fondation ou de la sous couche de route et chemins de toute nature. On l'utilise également pour d'autres surfaces de circulation. L'action, de stabilisation par les ciments, est complexe et dépend de la nature du sol, de la teneur en ciment, de la teneur en eau et des conditions de température (Johnson, 1960).

##### II.3.3.1.2.2 Type de ciment

Les ciments selon la norme européenne doivent au moins être désignés par leur type, complété du nombre 32.5, 42.5 ou 52.5 qui désigne la classe de résistance. La classe de résistance à jeune âge est fixée par l'ajout de la lettre N ou R On distingue cinq types de ciments courants :

- CEM I :Ciment Portland ;
- CEM II :Ciment Portland composé ;
- CEM III:Ciment de haut-fourneau ;
- CEM IV : Cimentpouzzolanique ;
- CEM V: Ciment composé. (Messaoudi, 2018)

#### **II.3.3.1.3 Stabilisation par polymères**

Les polymères sont attirés par la surface des argiles quand ils portent des charges positives, et par les extrémités des feuillets quand les charges qu'ils portent sont négatives. La grande taille de ces molécules permet une sorte d'encapsulage qui limite l'hydratation ultérieure de l'argile (Belabbaci, 2014).

Hachichi et al., 2005, ont traité des argiles de Sidi Chahmi et de Mers El Kébir en présence des Polymères ils ont conclu qu' une forte concentration en polymères à pour effet de diminuer le gonflement final.

Les polymères utilisés à différentes concentrations sont en nombre de quatre :

- Carboxyl methyl cellulose low viscosity : CMC LV (2, 4, 6, 8 g /l);
- Carboxyl methyl cellulose low viscosity treated : CMC LVT (2, 4, 6, 8 g /l);
- Carboxyl methyl cellulose high viscosity : CMC LVT (1,3, 4.5 g /l);
- Hydroxyle éthyle cellulose : NATRASOL HEC (1, 2,4 g/l).

#### **II.3.3.1.4 Stabilisation par cendres volantes**

Les cendres volantes, produites dans la combustion des charbons bitumineux, présentent des caractéristiques de cimentage et peuvent être utilisées dans une large gamme des applications de stabilisation.

Le traitement de cendres volantes peut efficacement réduire le potentiel de gonflement des argiles fortement plastique et empêcher le gonflement sous les pressions plus petites de base.

Zalihe, 2004, a étudié la stabilisation des argiles gonflantes par les volantes. Les résultats d'essai en laboratoire sur ces sols indiquent que ces cendres volantes sont efficaces à l'amélioration de la texture et la plasticité des sols traités.

Elles permettent de réduire l'indice de plasticité et le potentiel de gonflement. La réduction en valeurs de la pression de gonflement des deux sols indique que le gonflement des sols est empêché pour de petites valeurs de pression.

Le traitement par les cendres volantes change la minéralogie du sol traité et produit de nouveaux minéraux secondaires.

L'utilisation des cendres volantes comme matériaux de stabilisation pour le sol semble être une solution intéressante. Cette utilisation aurait des avantages, en plus de la stabilisation environnementale (Belabbaci, 2014).

### **II.3.3.2 Stabilisation par ajout du sable**

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur le gonflement. Nous citerons certaines d'entre elles :

Satyanarayana, 1969, a étudié le comportement de l'argile de black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec le sable, et sous forme de couches. Il a constaté que la pression du gonflement est réduite par le simple ajout de faibles pourcentages de sable. Plus le pourcentage de sable augmente, plus la réduction de la pression diminue (différence marquée à partir 50% de sable). L'insertion de couches de sables (différentes positions avec l'argile), réduit la pression du gonflement en proportion appréciable due principalement à la capacité du sable à absorber le gonflement de l'argile. Cette capacité du sable dépend de la facilité de la couche de sable avec laquelle elle se déforme par compression ou par mouvement latéral.

Komornik et livneh, 1969, ont étudié l'influence de la granularité des constituants sur les caractéristiques des argiles gonflantes. Pour cela, ils ont utilisé des mélanges argile - sable et argile- marbre à différents pourcentages. Il a été constaté que la diminution du taux du gonflement des différents mélanges est due à la faible densité de l'argile et à l'augmentation du matériau inerte dans les mélanges. Ainsi, ils ont constaté qu'il y a une influence du taux de l'humidité de l'argile sur la valeur de la pression du gonflement.

Morau, 1969 a montré dans sa thèse que, si la couche gonflante est d'une grande épaisseur, de manière à ne pas pouvoir l'excaver complètement alors, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis, remblayer pour rétablir les conditions de pression initiale. Pour cela, souvent c'est le sable qui est utilisé. Le bas du remblai est faiblement compacté, et ce pour deux raisons :

- Le haut du sol gonflant serait très compact, et par conséquent son potentiel de gonflement est élevé.
- Le bas du remblai peut alors «encaisser » un gonflement éventuel.

Bengeraa, 2004 ont tenté de réduire le gonflement des argiles de la région d'Oran, par l'ajout de sable de carrière à différents granulométries et pourcentages (10 et 40%).ils ont constaté que le sable de carrière est un bon réducteur des limites de consistance par

conséquent du potentiel de gonflement. Plus le sable ajouté est grossier, plus la réduction du gonflement est importante (Allam, 2011).

### **II.3.3.3 Stabilisation par solutions salines**

De nombreux travaux ont montré que la stabilisation par sels pouvait réduire considérablement le gonflement des argiles. Nous citerons quelques exemples de ces travaux.

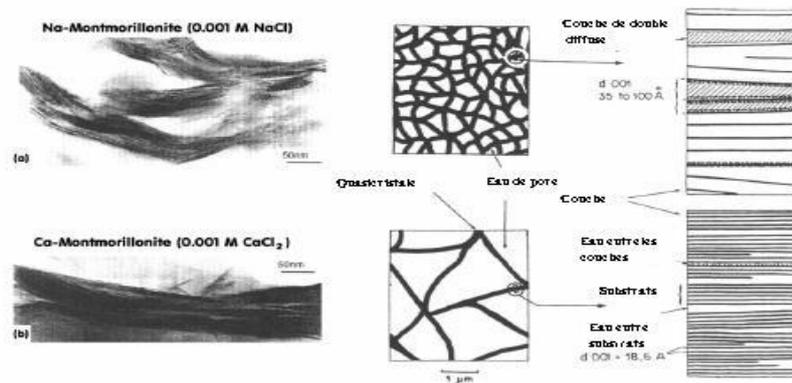
Peele, 1937, a remarqué que le carbonate de calcium augmente la résistance du sol à l'érosion. Il permet d'augmenter le potentiel flocculé des argiles.

Haxaire, 1956, a déterminé la quantité de la molécule organique pouvant se fixer sur la montmorillonite en essayant de relier cette fixation avec la structure, la nature et l'ionisation de ces molécules. Des familles de molécules organiques ont été ainsi étudiées. Il a montré aussi que certaines molécules telles que la guanidine et la benzine se fixent irréversiblement en quantités supérieures à la capacité d'échange de base sur la montmorillonite (Allam, 2011).

Waller et Lawler, 1976, ont étudié l'influence des sels sur un échantillon d'argile reconstituée à partir de déblai de forage. Les meilleurs résultats sont obtenus à l'aide des solutions qui associent le KCl avec un polymère.

Ittis, 1979 a étudié plusieurs types de gonflement en présence de plusieurs types de sels. Cette étude a mis en évidence deux agents stabilisants, le chlorure de potassium et le chlorhydrate de guanidine (Azzouz, 2011).

Komine et Ogata, 1992, Mrad, 2005 ont étudié l'efficacité d'un sel à partir du concept de l'épaisseur de la double couche diffuse. Même si certaines recherches plus récentes ont montré qu'il ne s'agissait que d'un aspect très partiel du phénomène. Le degré de saturation, étant fixé et la composition chimique du sol argile-silice sec ont été analysés par l'ajout d'un taux de sodium dans un échantillon et un taux du calcium dans un autre. Cette expérience a montré que le potentiel de gonflement est plus important dans des échantillons riches en sodium par rapport aux échantillons riches en calcium ; c.-à-d. le sodium est un facteur chimique favorable pour le gonflement du sol (Allam, 2011).



**Figure II.1 :** Microstructure de texture d'argile comme affectée par la composition en solution (Tessier, 1990).

Azzouz, 2006 a étudié la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen, ils ont observé que l'effet de la diversité de concentration saline n'influe pas sur la pression de gonflement, aussi l'influence de valence sur l'amplitude de gonflement à un effet très prononcé par rapport à l'effet de la concentration saline, ils ont constaté qu'un fort pourcentage des concentrations salines peut de réduire le temps de la stabilisation (Mrad, 2005).

#### II.4 Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation

Dans le tableau II.1 suivant, on donne les principaux avantages et inconvénients de chaque procédé.

**Tableau II.1 :** Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées (Bekkouche et al., 2001).

Techniques	Procédés	Avantages	Inconvénients
Stabilisation chimique (Par ajout de matériaux)	Les sels	<ul style="list-style-type: none"> <li>Augmenter la concentration ionique de l'eau libre.</li> <li>Réduire le phénomène d'échange.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Le choix d'un type, de dosage et de la méthode d'addition d'un produit. (Valence et rayon du cation).</li> </ul>
	Le Ciment	<ul style="list-style-type: none"> <li>Augmenter la résistance.</li> <li>Diminuer la plasticité.</li> <li>Réduire le potentiel de variation de volume.</li> <li>Augmenter la limite de retrait.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Utilisation d'un dosage important.</li> </ul>
	La chaux	<ul style="list-style-type: none"> <li>Diminuer la plasticité, la densité sèche.</li> <li>et la pression du gonflement.</li> <li>Augmenter la résistance et wopt.</li> <li>Utilisation d'un faible dosage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Carbonatation de la chaux.</li> </ul>
Stabilisation mécanique	Compactage	<ul style="list-style-type: none"> <li>Le compactage est le plus économique</li> <li>Réduire le potentiel expansif</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Il faut une grande quantité d'eau. (compacter au-dessus de l'optimum avec une <math>w_n</math> élevée).</li> </ul>
	Substitution	/	<ul style="list-style-type: none"> <li>L'épaisseur de la couche.</li> <li>Disponibilité du matériau.</li> </ul>
	Pré humidification	/	<ul style="list-style-type: none"> <li>Le temps de l'opération. La distribution uniforme de <math>w_n</math>.</li> </ul>
Stabilisation thermique	Chauffage	<ul style="list-style-type: none"> <li>Réduire la répulsion électrique entre les particules.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Très coûteuse.</li> </ul>
Amélioration par congélation	Refroidissement	<ul style="list-style-type: none"> <li>Lorsqu' aucune solution n'est possible.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La réalisée le plus rapidement possible.</li> <li>Il faut tenir compte de la déstabilisation du massif de sols au dégel.</li> </ul>

## **II.5. Conclusion**

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Plusieurs méthodes et appareillages ont été mis au point pour connaître l'influence et l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux.

Le choix des techniques de stabilisation les plus utilisées dépend de plusieurs paramètres tels que; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux utiliser ainsi que les conditions d'environnement.



---

**CHAPITRE III :**  
**ANALYSES**  
**EXPÉRIMENTALES ET**  
**RÉCOLTÉES DES DONNÉES**

---



## **Chapitre III : Analyses expérimentales et récoltées des données**

### **III.1 Introduction**

Après avoir mentionné les propriétés de l'argile et quelques détails dans le domaine du gonflement des argiles, nous avons évoqué précédemment les méthodes et les solutions les plus couramment utilisées pour stabiliser le gonflement et de limiter ou réduire l'impact et le risque de gonflement structurel. Le but de ce chapitre c'est d'identifier les matériaux de la zone d'étude par un programme expérimental suivi pour caractériser les argiles avant et après traitement. Nous caractérisons en premier lieu les matériaux de notre étude, par la suite la manière de stabilisation adoptée. Les stériles de minerais utilisées pour la stabilisation sont des stériles de minerai de fer provenant de la mine de Boukhadra (Tébessa). Les sols utilisés dans l'étude ont été prélevés sur la zone de Doukkane (Tébessa). Un ensemble des essais en laboratoire pour étudier l'effet des stériles de minerais de fer sur le gonflement et la résistance à la compression du sol ont été effectués.

### **III.2 Localisation des échantillons**

Les échantillons de stérile miniers ont été prélevés à partir des terrils de la mine de Boukhadra. Les échantillons prélevés sont des stériles de minerais de fer. Les échantillons d'argile ont été prélevés depuis la zone de Doukkane est située à 3 km sud-ouest de la ville de Tébessa connue par sa grande pression de gonflement. Les échantillons de la zone d'étude ont été prélevés à l'aide d'une pelle et une main époque et transportés au laboratoire de génie civil de l'université Larbi Tébissi Tébessa dans des sacs. L'emplacement des zones d'échantillonnage sont représentées dans la figure ci-dessous.

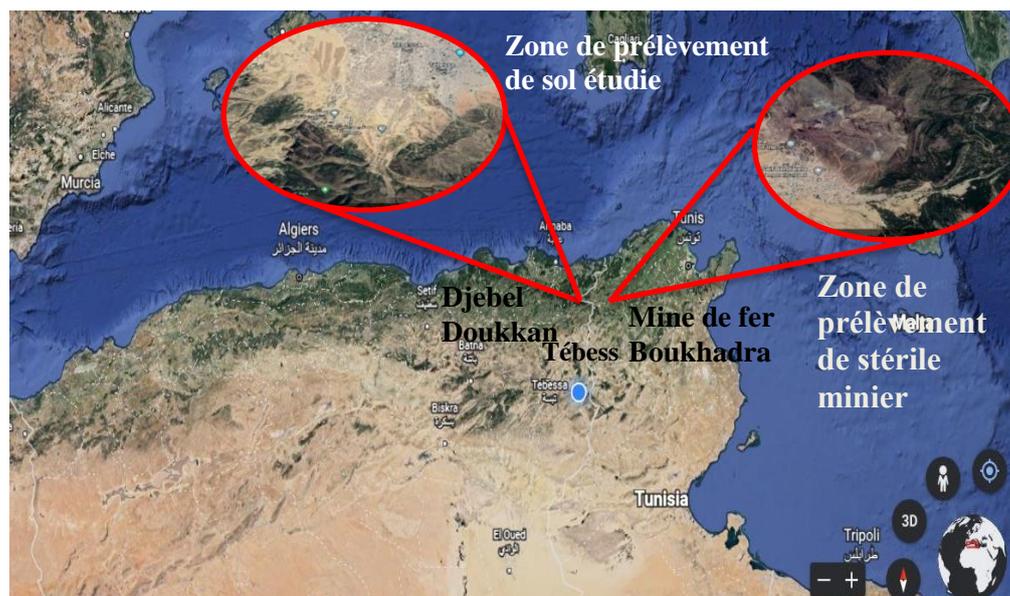


Figure III.1 Localisation de la zone d'échantillonnage (Google earth).

### III.3 Géologiques de la région

L'étude géologique est indispensable si on veut déterminer la nature et la distribution des formations de la zone d'étude. La région est formée essentiellement en surface par des tufs calcaires et aussi par des argiles et des marnes qui sont les principaux matériaux affectés par le phénomène de retrait-gonflement. Pour les géologues, les argiles apportent des informations sur les conditions environnementales (sources, conditions de formation et diagenèse...). Dans le cycle géologique, les minéraux argileux sont restreints aux couches externes et sont principalement formés à partir de minéraux préexistants, par réactions de la croûte terrestre au contact de l'hydrosphère ou de l'atmosphère. Les argiles sont généralement absentes dans les roches magmatiques et métamorphiques, par contre elles sont abondantes dans les sols et les roches sédimentaires ainsi que dans les zones d'altération hydrothermale.

La figure III.2 représente la carte géologique avec la distribution et la structure des différentes formations dans la région. Cette dernière fait partie d'un bassin d'effondrement contourné par une série de montagnes, composée essentiellement par les formations suivantes :

- Marnes et gypses ;
- Argiles ;
- Dolomies et calcaires.

La dégradation des formations argileuses et marneuses donne directement des sols fins plastiques susceptibles de changer de volume suite au changement de leurs états hydriques.

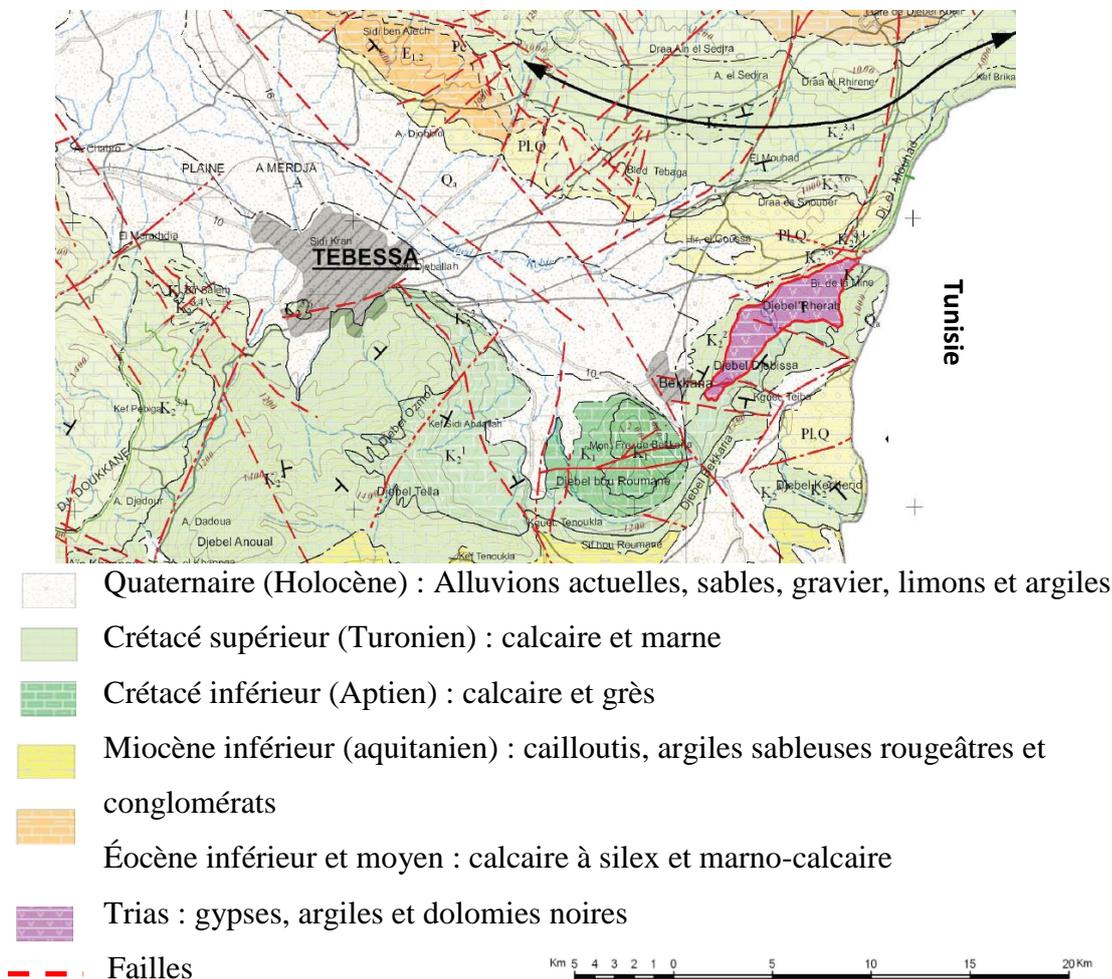
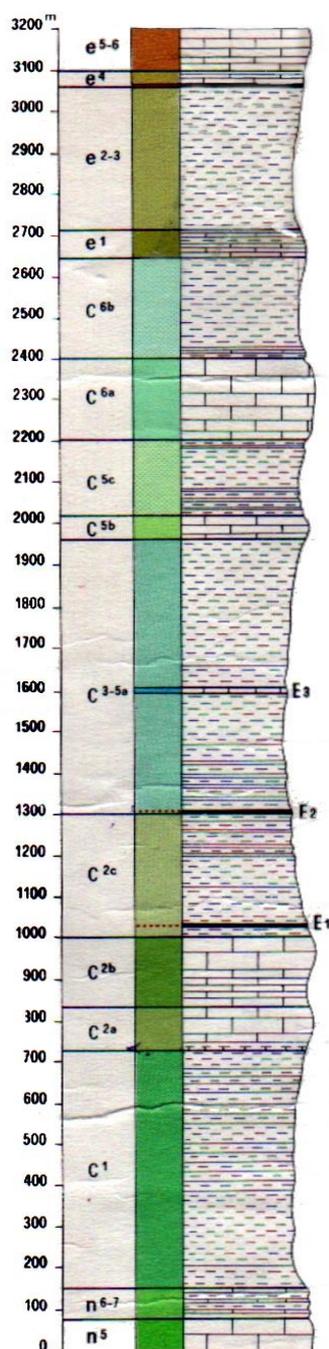


Figure III.2 Carte géologique de la zone d'étude (ANRH, 2009)

### III.4 Lithostratigraphie de la région de Tébessa

L'étude stratigraphique de la région de Tébessa est essentiellement basée sur les travaux de recherches de plusieurs auteurs (Blés et Fleury, 1970 et J. M. Vila, 1980 et 1994).  
Figure III.3.

**COLONNE LITHOLOGIQUE**  
(De l'Aptien au Lutétien)



**LUTETIEN INFÉRIEUR-YPRESIEN** : Calcaires massifs Nummulitiques, Silex à lumachelles siliceuses. (150 m environ)

**PALEOCENE SUP** : Calcaires argileux clairs, en petits bancs, à silex noirs. (20m en moyenne).

**PALEOCENE** : Marnes grises (200m en moyenne).

**DANIEN** : Calcaires argileux clairs, à passées de marnes grises. (75à100m)

- **MAESTRICHTIEN SUP** : Marnes grises. (150 m en moyenne).

**MAESTRICHTIEN INF** : Calcaires massifs grisâtres, en gros bancs. (200m).

**CAMPANIEN SUP** : Gris clair. (170m).

**CAMPANIEN MOY** : Calcaires crayeux clairs, en gros bancs. (75m).

**CAMPANIEN INF** : Marnes sombres à lumachelles à base. (600m).

**TURONIEN SUPÉRIEUR (ANGOUMIEN)** : Marnes sombres à intercalations de calcaires lumachelliques dans la moitié supérieure. (300 m)

**LIGERIEN SUP** : Calcaires massifs alternant avec des niveaux plus argileux en petits bancs. (200 m)

**LIGERIEN INF** : Même faciès que C<sup>2b</sup> avec des niveaux marno-calcaire à débit « en plaquettes ». (100 m)

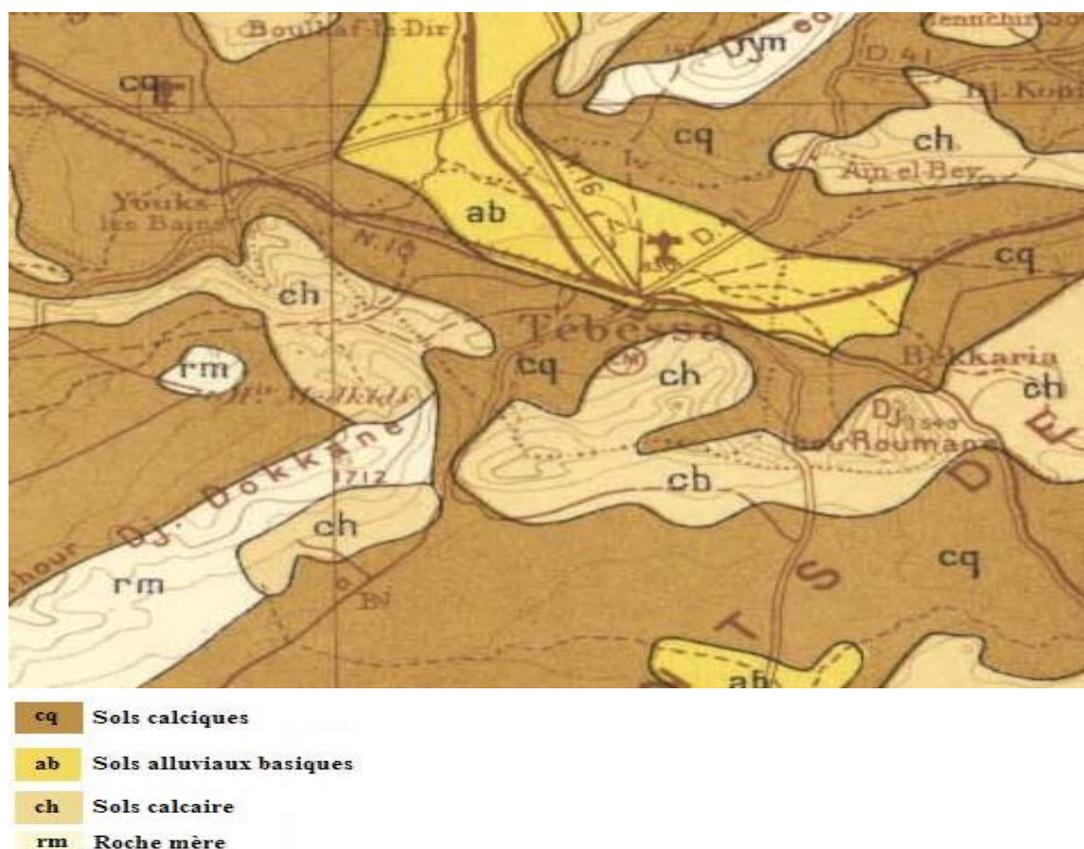
**Figure III.3** Description tectonique et structurale de la région de Tébessa

(Berrah, 2017).

### III.5 Formation superficielle locale

La figure III.4, extraite de la carte des sols permet de décrire les formations superficielles (sols) locales. On peut distinguer trois grandes classes:

1. Les sols calciques qui sont en général des marnes et des marno-calcaires, ou des argiles marneuses,
2. Les calcaires marquent leur présence avec une répartition dans toute la région ;
3. Les alluvions qui sont des formations détritiques pulvérulentes où la proportion des éléments fins agit sur leurs comportements mécaniques.



**Figure III.4** Extrait de la carte des sols de la ville de Tébessa à échelle : 1 / 50.000  
(Durand,1948)

Un aperçu sur les différentes formations géologiques de la région d'étude permet de déterminer des zones dont les formations principales sont des argiles et des marnes à partir d'une description lithostratigraphique des âges existant dans la région. Parmi ces formations nous citons : le Mæstrichtien inférieur, qui est formé essentiellement par des marnes grises et des marno-calcaires, le Paléogène qui présente des formations d'argile et de gypse,

le Pliocène caractérisé par l'abondance des argiles rouges. Les formations alluvionnaires sont marquées par la présence des argiles, des argiles caillouteuses, des dépôts de sable et limons.

Ainsi, la consultation des cartes et coupes géologiques issues des sondages carottés réalisés au niveau de la région étudiée affirme l'existence exclusive des formations argileuses et argilo-marneuses à faibles profondeurs qui, malgré leur hétérogénéité à l'échelle métrique, peuvent être considérées comme homogènes à l'échelle de la région d'étude, d'où on considère une seule unité lithologique dans notre secteur considéré et c'est plutôt la composition minéralogique qui devra servir de discrimination d'une formation ou de l'autre.

### **III.6 Climat de la région**

Le phénomène de retrait-gonflement d'un sol argileux ne peut être étudié sans la prise en compte des données hydroclimatiques de la région. Dans un contexte méthodologique classique, notre étude hydroclimatique se base sur des observations ponctuelles et des mesures in situ des différents paramètres climatiques relevés sur une longue période d'observation au niveau des stations climatiques. Nous utiliserons les données climatiques de la station météorologique de Tébessa pendant 10 ans de 2009 à 2019.

#### **III.6.1 Données hydroclimatiques**

La ville de Tébessa, comme toutes celles de la région des hauts plateaux de l'Algérie, se distingue par deux saisons : la saison sèche et chaude (avril à aout) avec des précipitations presque nulles, et la saison moyennement pluvieuse et froide (septembre à mars) avec des précipitations plus au moins importantes. La figure III.5 montre la répartition de la précipitation annuelle. Selon cette figure, le cumul de la précipitation annuelle maximale est de 106 mm en 2009. La variation climatique due principalement à la variation de la précipitation, mais aussi à la variation de la température moyenne qui varie de 9.8 à 36.9°C met les sols dans des états instables (figure III.6).

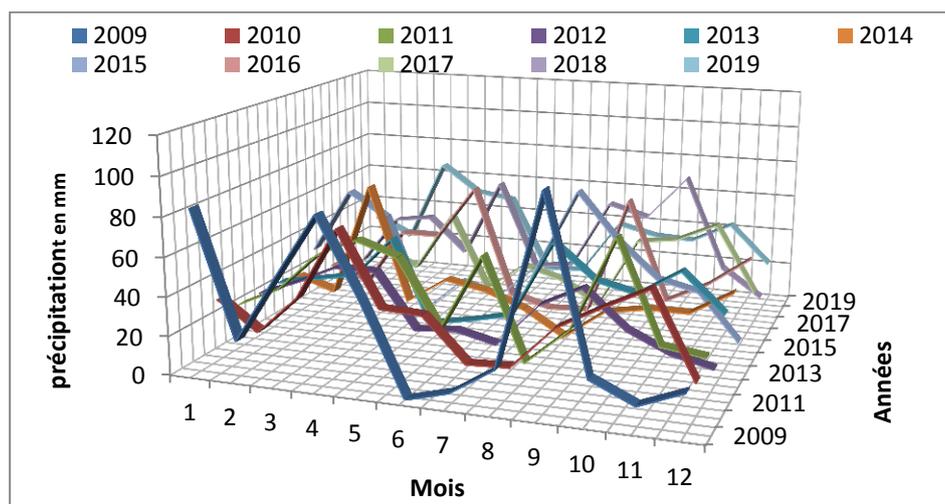


Figure III.5 Répartition de la précipitation annuelle à la ville de Tébessa

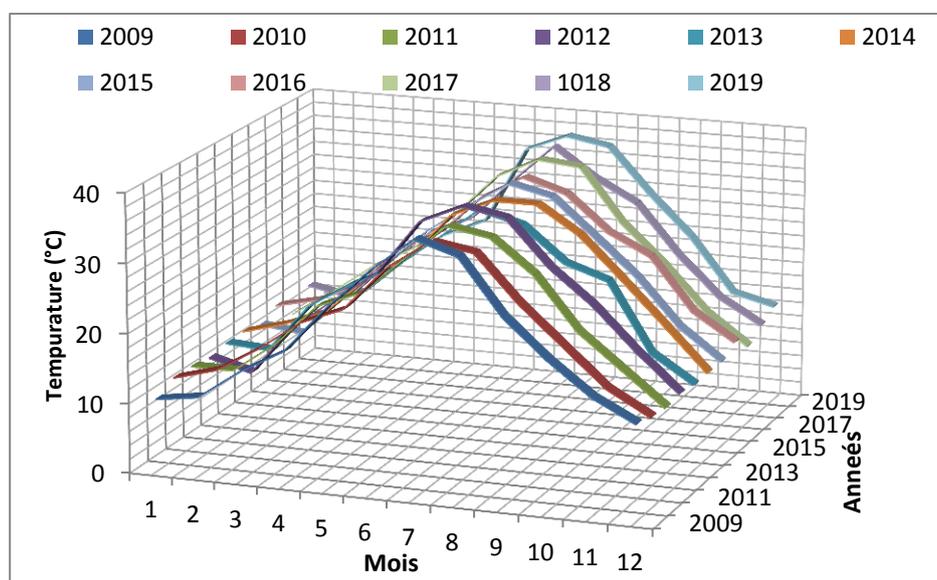
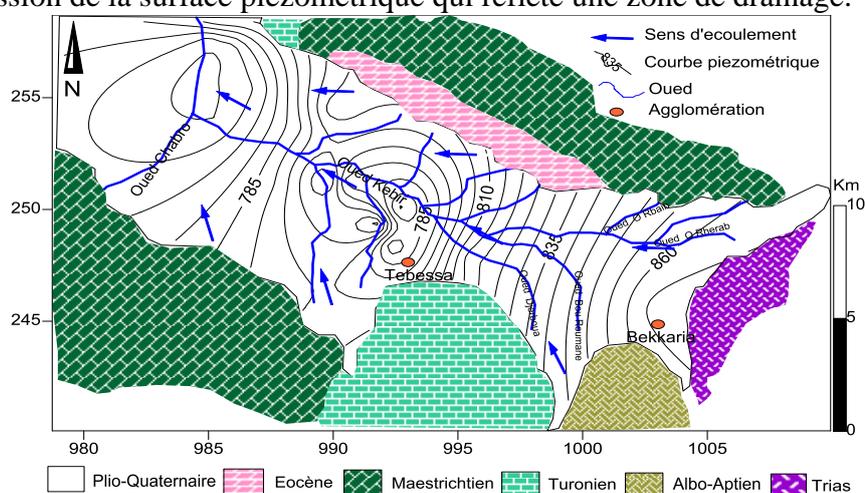


Figure III.6 Répartition de la température moyenne annuelle à la ville de Tébessa

### III.7 Hydrogéologique de la région

La plaine de Tébessa recèle trois niveaux d'eau (P1, P2 et P3) qui sont captés soit par des puits domestiques, cas du niveau *P1*, soit par des forages pour les deux restants. L'observation de la carte de la figure III.7 montre une surface piézométrique irrégulière, la morphologie des courbes indique un écoulement de direction Sud-Est Nord-Ouest. Elle permet également d'identifier trois secteurs distincts:

- A l'Est, secteur de Bekkaria, l'espacement des courbes est presque régulier, avec des lignes de courant de direction Est-Ouest. L'alimentation de cette zone se fait par les bordures de la plaine. Le gradient hydraulique varie entre 0.003 et 0.005
- Au niveau de la zone de Tébessa la morphologie des courbes est assez régulière, due probablement au pompage des puits et des forages. L'espacement est plus important au Nord par rapport au Sud. Les gradients hydrauliques varient de 0.005 au nord à 0.1 au sud. On remarque une certaine alimentation de la nappe par les apports des bordures calcaires situées au sud de Tébessa.
- La région d'Ain Chabro, située à l'ouest de la zone d'étude, est caractérisée par une dépression de la surface piézométrique qui reflète une zone de drainage.



**Figure III.7** Carte piézométrique de la Nappe de Tébessa (Fehdi et al., 2016)

La nappe phréatique fluctue autour de 25 à 30 m, et on peut dire qu'elle est près de la surface où les sols seront quasiment non saturés, ce qui va causer des dégradations des ouvrages et les structures routières.

### III.8 Programme expérimental

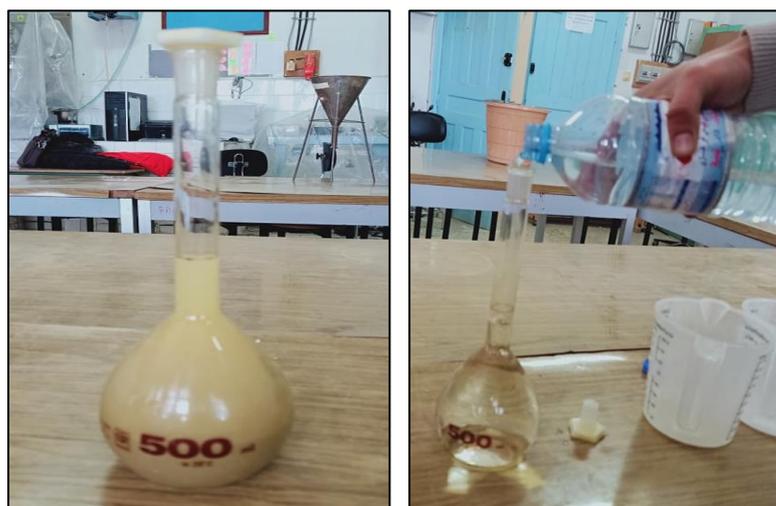
Afin d'étudier l'efficacité des stériles de minerais pour la stabilisation des sols argileux, nous avons mis en œuvre un programme expérimental basé sur une série d'essais géotechniques en laboratoire (Tableau III.1). Les essais géotechniques ont été effectués au sein du laboratoire de génie civil de l'université.

**Tableau III.1 : Programme expérimental de l'étude.**

<b>Traitement du sol reconstitué avec 8%, 10% et 12% de stérile minier</b>		
<b>Essais géotechniques</b>	<b>Propriétés géotechniques</b>	<b>Notation (Unité)</b>
Propriétés physiques	Poids volumique des grains solides	$\gamma_s(kN/m^3)$
	Analyse granulométrique	(%)
	Teneur en eau Natural	(%)
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité	$W_L$ (%)
	Limite de plasticité	$W_P$ (%)
	Indice de plasticité	$IP$ (%)
Bleu de méthylène	Valeur de VBS	VBS
Essai de compactage Proctor	Teneur en eau optimale	$W_{opt}$ (%)
	Densité sèche maximale	$\gamma_d$ ( $t/m^3$ )
Essai de cisaillement direct	Cohésion	$C$ (kPa)
	Angle de frottement interne	$\varphi$ (°)
Essai de compressibilité	Indice de compressibilité	$C_c$ (kPa)
	Indice de gonflement	$C_s$ (kPa)
	Contrainte de Préconsolidation	$\sigma_p$ (kPa)
Essai gonflement liber à l'œdometr	Pression de gonflement	$P_g$ (kPa)
	Taux de gonflement	$\varepsilon$ (%)
Essai de compression simple son confinement	Module d'Young	$E$ (MPa)
	Maximum de la résistance	$R_{max}$ (kPa)

### III.9 Poids volumique des grains solides $\gamma_s$ (méthode au pycnomètre à eau NF P 94-054)

La norme (NF P 94-054) s'applique à tout échantillon de sol intact ou remanié dont la dimension des plus gros éléments est inférieure à 2 mm. L'essai a pour but de déterminer la masse volumique moyenne d'un échantillon composé de particules, parfois de nature différente. La masse volumique des particules solides d'un sol est utilisée pour connaître l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité. Le Tableau III.2 présente le poids volumique des grains solides  $\gamma_s$  mesuré pour le sol étudié.



**Figure III.8** l'essai de poids volumique par pycnomètre.

La formule utilisée pour calculer la Masse volumique et poids volumique est :

$$\rho_s = [(M_1 - M_0) * M_{\text{eau}}] / (M_3 + M_1 - M_0 - M_2) \quad (01)$$

$$\gamma_s = \rho_s \times g \quad (02)$$

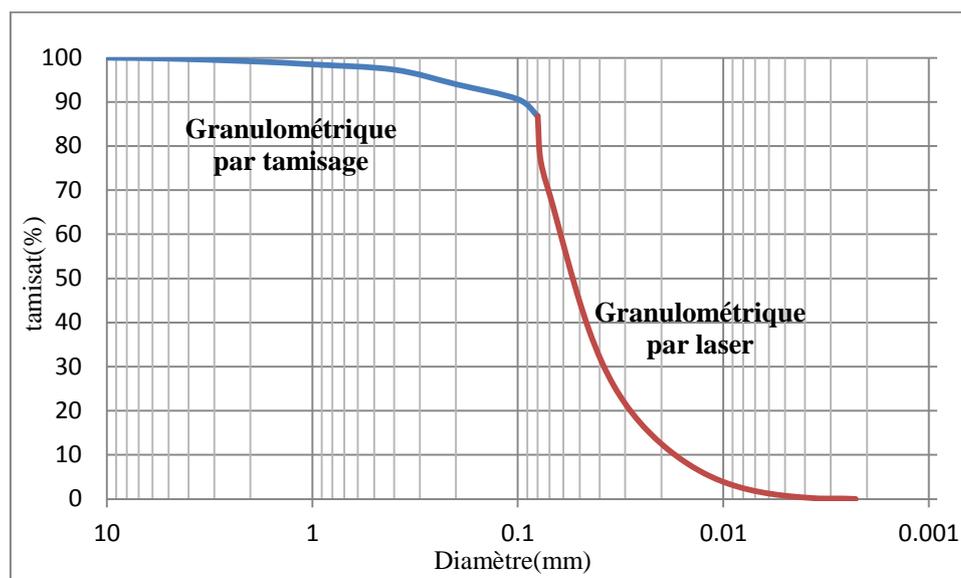
**Tableau III.2:** résultat l'essai de Poids spécifique de sol.

Essais	Résultat
Masse de pycnomètre $M_0$ (g)	170,14
Masse du pycnomètre et l'échantillon $M_1$ (g)	310
Masse du pycnomètre et l'échantillon et de l'eau $M_2$ (g)	757
Masse du pycnomètre et de l'eau $M_3$ (g)	670
Masse volumique d'eau $M_{\text{eau}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	1000
La force gravitationnelle de la Terre (m/s <sup>2</sup> )	9.81
Masse volumique(kg/m <sup>3</sup> )	<b>2645,86</b>
Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	<b>25.95</b>

### III.10 Détermination de la granulométrie par tamisage et laser (NF P 94-056)

L'analyse granulométrique par tamisage par voie humide qui fournit la répartition des grains qui ont un diamètre supérieur à 80  $\mu$  m.

La granulométrie laser est une technique permettant une mesure de la distribution des tailles des particules par le calcul des rayons et de la fréquence statistique en classes de taille. C'est une technique de mesure indirecte couramment utilisée et donne accès à la mesure de tailles généralement inférieurs à 80  $\mu$ m.



**Figure III.9** : la courbe de granulométrie du sol étudié.

Avec  $D_{60}$  le diamètre des particules correspondant à 60 % du passant,  $D_{30}$  le diamètre des particules correspondant à 30 % du passant et  $D_{10}$  le diamètre des particules correspondant à 10 % du passant. Le coefficient d'uniformité  $C_u$  de courbure  $C_c$  est calculé comme suit :

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad (03)$$

$$C_c = (D_{30} \times D_{30}) / (D_{10} \times D_{60}) \quad (04)$$

Le coefficient d'uniformité  $C_u$  de sol étudié est de 3,1 et, et le coefficient de courbure  $C_c$  de 1,8, Donc le sol étudié à une granulométrie continuité bien répartie et étalée.

### III.11 Teneur en eau (NF P 94-050)

La teneur en eau est un paramètre d'états qui renseigne à la fois sur la compacité et la consistance d'un sol fin. Elle constitue une propriété de base des sols. La teneur en eau d'un sol est déterminée par séchage en étuve. Elle représente le rapport entre la masse d'eau (différence entre la masse humide et la masse sèche) et la masse des particules solides du sol (masse sèche). Dans son état initial, l'argile de zone étudiée possède une teneur en eau égale à **23.6 %**.

**Tableau III.3** : Résultats de l'essai de teneur en eau naturel.

	<b>Essai 01</b>	<b>Essai 02</b>	<b>Essai 03</b>
<b>poids de sol humide (g)</b>	60.8	56.64	60.93
<b>Poids de sol sec (g)</b>	50.22	46.72	50.19
<b>Poids d'eau (g)</b>	10.58	9.92	10.74
<b>Teneur en eau (%)</b>	21.06	21.23	21.39
<b>Teneur en eau moyenne (%)</b>	<b>21.23</b>		

### III.12 Valeur de bleu de méthylène du sol (NF P 94-068)

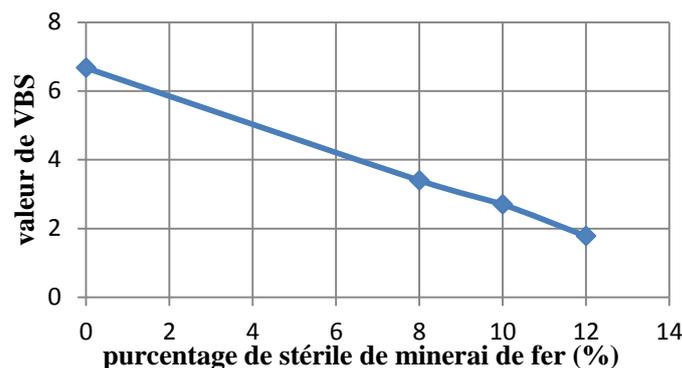
L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol, et les différents types d'argiles qu'il contient. Le bleu de méthylène est en effet adsorbé préférentiellement par les argiles du type montmorillonites (argiles gonflantes) et les matières organiques. Les autres argiles (Illites et Kaolinites) sont peu sensibles au bleu.

Il consiste à introduire dans un échantillon des quantités croissantes de bleu de méthylène, par doses successives jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées. Le sol adsorbera d'autant plus de bleu de méthylène que :

- la quantité d'argile qu'il contient est importante ;
- cette argile est active, c'est-à-dire qu'elle développe une surface spécifique élevée et qu'elle est abondamment chargée.

**Tableau III.4** : Résultats de l'essai valeur de bleu de méthylène.

	<b>Sol vierge</b>	<b>S.V+8% de stérile minier de fer</b>	<b>S.V+10% de stérile minier de fer</b>	<b>S.V+12% de stérile minier de fer</b>
<b>VBS (%)</b>	6.67	3.4	2.7	1.78
<b>Catégorie de sol</b>	Sol argileux.	Sol limoneux de plasticité moyenne.	sol sablo argileux, peu plastiques	sol sablo argileux, peu plastique



**Figure III.10** Valeur de VBS en fonction de pourcentage de stérile de minerai de fer 8% ; 10% et 12%.

La figure III.10 indique l'évolution de la valeur au bleu méthylène en fonction du pourcentage de stérile de minerai de fer additionné dans le mélange. D'après la courbe, on remarque que la valeur au bleu méthylène diminue quasi proportionnellement avec augmentation de stérile de minerai de fer. Aussi selon le tableau III.4 on observe que le sol traité a été transformé de catégorie de sol argileux au sol sablo argileux, peu plastique.

### III.13 Détermination des limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Selon la norme française (NF P 94-051), l'essai a pour but de déterminer la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque la coupelle et son contenu sont soumis à des chocs répétés (c'est la limite de liquidité). Ensuite, la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionnée manuellement, se fissure (c'est la limite de plasticité). En outre, cet essai, permet de prévoir le comportement des sols qui passe de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide, en particulier sous l'action de la teneur en eau, il se fait uniquement sur les éléments fins du sol.

Les résultats des limites d'Atterberg réalisées sur les échantillons de sol de référence et d'autres échantillons de sol traités avec 8%, 10% et 12% de stérile de minerai de fer sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.5:** Résultats de l'essai valeur de limite d'atterberg.

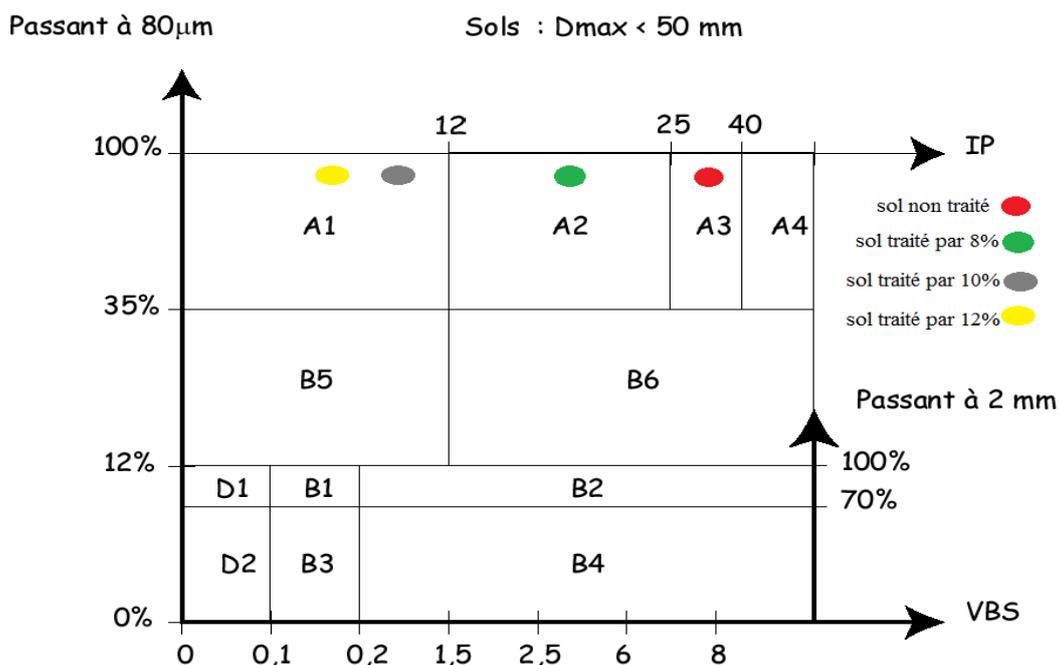
	Sol non traité	sol traité avec 8% de stérile de minerai	sol traité avec 10% de stérile de minerai	sol traité avec 12% de stérile de minerai	stérile de minerai de fer
<b>Limite de liquidité</b>	55	45.1	43.14	44.2	18.22
<b>Limite de plasticité</b>	26.6	29.31	32.36	35.42	15.57
<b>Indice de plasticité</b>	28.4	15.79	10.78	8.78	2.65

### III.14 Classification des sols selon *GTR* 2000 (NF P 11-300)

Le guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme (*GTR*) a été utilisé pour tester et classer les échantillons du sol support où les essais sont : fraction des particules inférieure de 0,080 mm ; teneur en eau ; densité sèche, limites Atterberg ; valeurs du bleu de méthylène et la teneur en carbonate (*GTR*, 2000).

#### III.14.1 Selon la granularité (NF P 94-056)

La granularité est la détermination de la dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol. Ce paramètre est déterminant pour préjuger les ateliers de terrassements utilisables et notamment pour évaluer l'épaisseur des couches élémentaires et les conditions de malaxage éventuel avec un liant. C'est également un paramètre important à connaître pour apprécier la représentativité des essais de laboratoire. Toutefois la détermination de ce paramètre peut tolérer une certaine imprécision et en règle générale une estimation visuelle est suffisante.



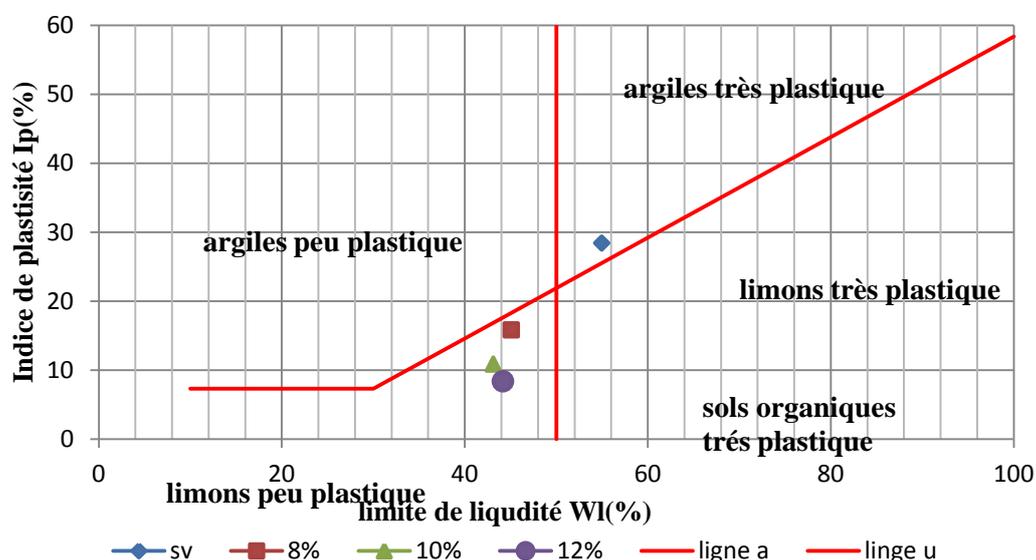
**Figure III.11** Classification des matériaux selon leur nature (*GTR*, 2000).

Les résultats des analyses granulométriques montrent que 86,8 % des sols analysés disposent des éléments de dimensions inférieurs à 80 µm. Selon la méthode *GTR*, les sols non traités sont classés A<sub>3</sub>, ce qui signifie que ce sont des argiles et des argiles marneuses. Le sol traité par 8% de stérile de minerai de fer sont classés A<sub>2</sub>, ce qui signifie que ce sont des argiles et

marnes peu plastiques, et par 10% et 12% de stérile de minerai de fer sont classés A<sub>1</sub> ce qui signifie que ces sols sont devenus des limons peu plastiques.

### III.14.2 Classification selon l'abaque de Casagrande

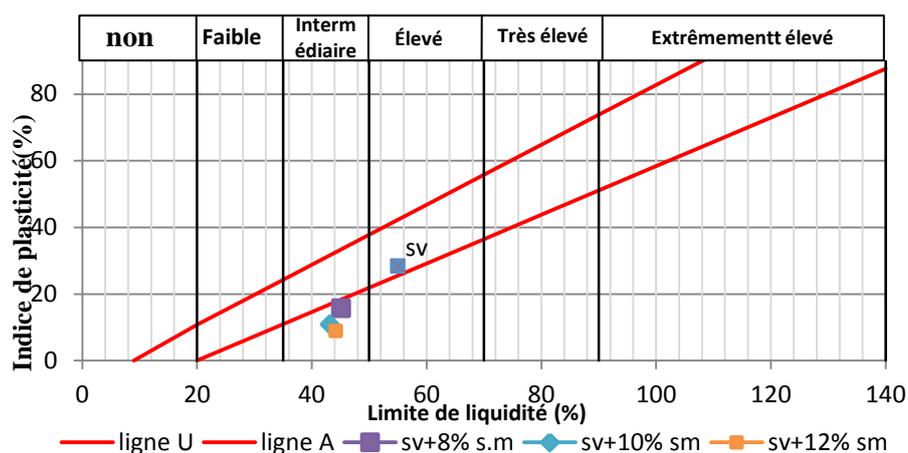
La limite de liquidité  $w_L$  et l'indice de plasticité  $I_P$  sont utilisés non seulement pour déterminer la nature plastique des sols, mais également pour donner une idée sur le potentiel de gonflement, par le biais de l'abaque de Casagrande. L'examen graphique de points de la figure III.12 montre que les sols vierges sont des argiles très plastiques, et après traitement par 8, 10 et 12% de stérile de minerai de fer sont devenues des limons organiques peu plastiques.



**Figure III.12.** Classification des sols non traité et traité par 8%,10%,12% de stérile de minerai de fer selon l'abaque de Casagrande.

### III.14.3 Classification selon Dakshanamurthy et Raman

Dakshanamurthy et Raman (1973) se sont inspirés du diagramme de plasticité de Casagrande (1948) pour fournir une classification du potentiel de gonflement. L'examen graphique des points de la figure III.13, montre que les sols naturels ont un potentiel de gonflement élevé, et après traitement du sol par 8, 10 et 12% de stérile de minerai de fer ont changé leurs potentiels de gonflement à intermédiaire.



**Figure III.13** Classification du sol de la zone d'étude sur la base sur Dakshanamurthy et Raman.

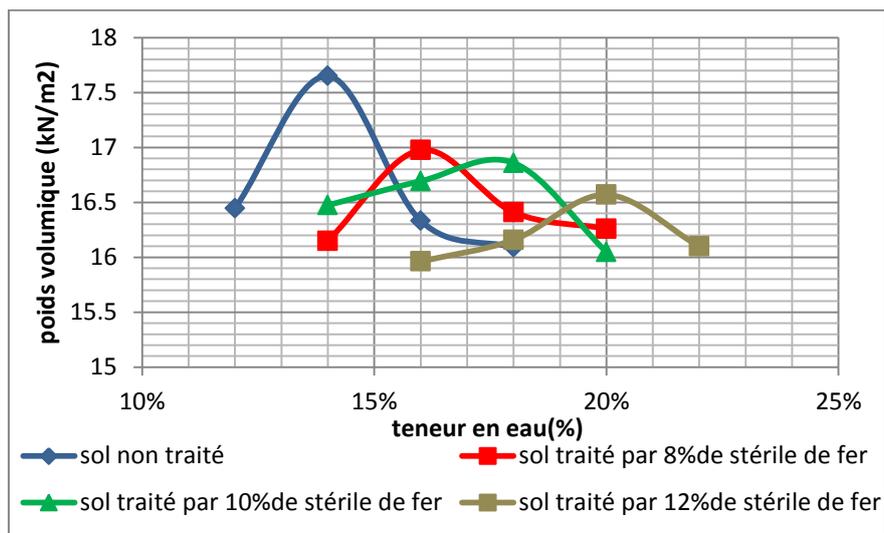
### III.15 Essai de Proctor (NF P 94-093)

Cet essai consiste à compacter le sol dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame, à énergie constante, et à déterminer la densité sèche  $\rho_d$  selon la teneur en eau  $w$ . L'optimum représente le sommet de la courbe  $\gamma_d / w$  obtenue par l'essai. Pour les terrassements, on utilise en général l'essai Proctor Normal ; le compactage a alors pour but de limiter les tassements ultérieurs. Pour une couche de chaussée, on utilise l'essai Proctor Modifié; le compactage effectué avec une énergie supérieure de celle Proctor normale vise une augmentation de la résistance mécanique du sol.

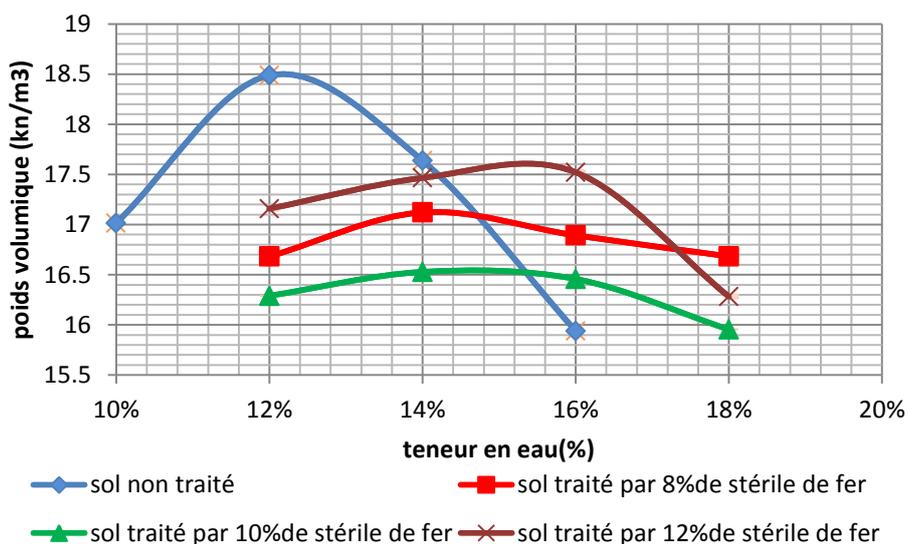
Les résultats des essais Proctor normal et modifié effectués sur les échantillons de référence ainsi que sur les autres échantillons de sol traités avec 8%, 10% et 12% de stérile de minerai de fer sont présentés dans les Tableaux et Figures ci-dessous .

**Tableau III.6:** Résultats de l'essai valeur de Proctor normal et modifié.

	paramètre	Sol non traité	Sol traité par 8%	Sol traité par 10%	Sol traité par 12%
Normal	$\gamma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	17.6	16.9	16.8	16.6
	W (%)	14	16	18	20
Modifié	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	18.5	16.9	16.5	17.5
	W (%)	12	16	14	16



**Figure III.14:** Courbes Proctor normales de sol non traité et traité par 8%, 10% et 12% de stérile de minerai de fer.



**Figure III.15** Courbes Proctor modifier de sol non traité et traité par 8%, 10% et 12% de stériles de minerais de fer.

En résumé que l'augmentation de la teneur en eau optimale et l'aplatissement de la courbe Proctor indiquent que le matériau traité sera plus facile à compacter efficacement, car acceptant plus d'humidité et rendu moins sensible aux variations de teneur en eau. Ceci contrebalance largement la relative perte de densité du mélange.

### III.16 Détermination des caractéristiques de cisaillement du sol (NF P94-071-1)

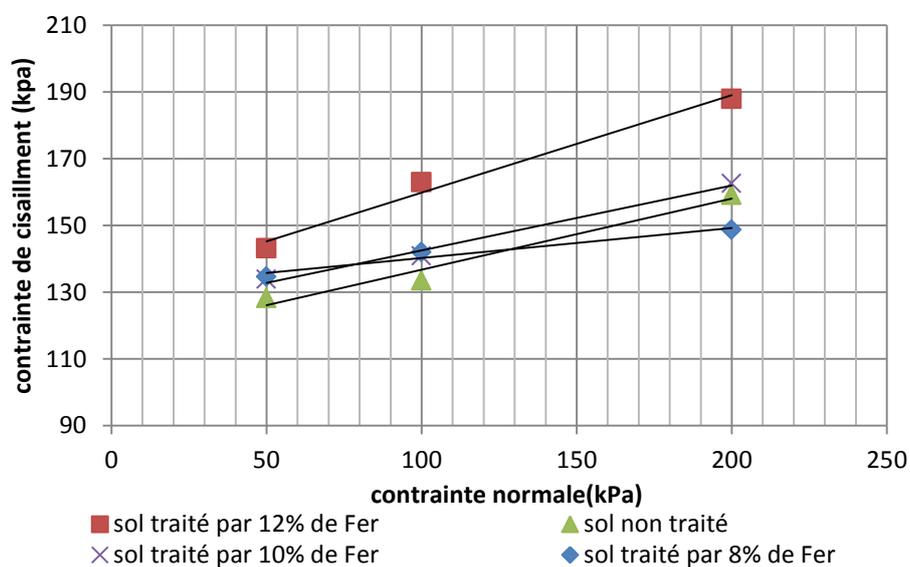
L'essai a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante. En vitesse lente et conditions drainées peuvent être déduites les valeurs de l'angle de frottement

effectif  $\varphi'$  et la cohésion effective  $C'$ .

Dans notre étude chaque essai de cisaillement direct été réalisés avec un minimum de trois (3) éprouvettes en augmentant à chaque fois la contrainte normale appliquée. Les résultats des essais de cisaillements effectués sur les échantillons de sol de référence ainsi que sur les autres échantillons de sol traités avec 8,10,et 12% de stérile de minerai de fer sont présentés dans les Tableaux et Figures ci-dessous :

**Tableau III.7** Résultats de l'essai de cisaillement direct.

sol non traité	l'angle de frottement $\varphi^\circ$	16
	la cohésion $C$ (kPa)	90.3
sol traité avec <b>8%</b> de stériles de minerais de fer	l'angle de frottement $\varphi^\circ$	19
	la cohésion $C$ (kPa)	122
sol traité avec <b>10%</b> de stériles de minerais de fer	l'angle de frottement $\varphi^\circ$	21
	la cohésion $C$ (kPa)	129
sol traité avec <b>12%</b> de stériles de minerais de fer	l'angle de frottement $\varphi^\circ$	25
	la cohésion $C$ (kPa)	132



**Figure III.16** Contrainte de cisaillement en fonction de contrainte normale de sol non traité et traité par de stériles de minerais de fer 8%,10% et 12%.

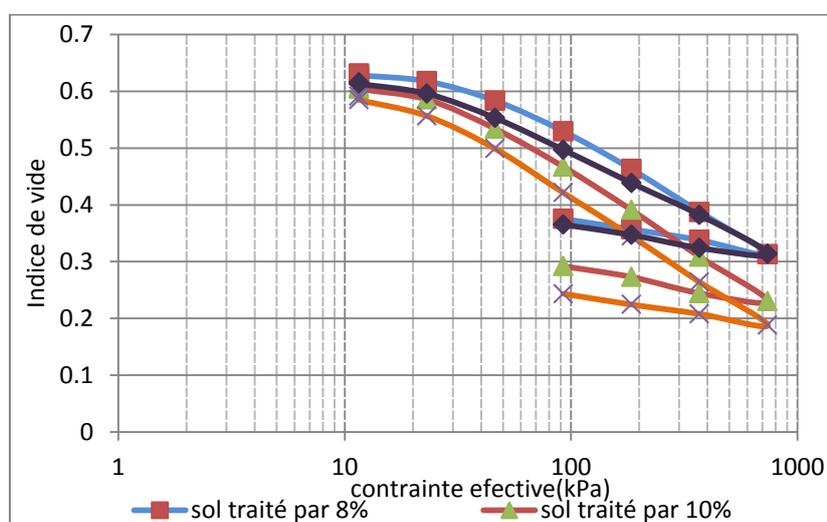
### III.17 Détermination des caractéristiques de compressibilité du sol (XP P 94-090-1)

Les essais de consolidation et de compressibilité permettent d'apprécier la déformation verticale des sols. Le but est de mesurer le tassement au cours du temps d'une éprouvette

cylindrique (intacte) type galette placée dans une enceinte sans déformation latérale possible au fur et à mesure de l'application de différentes charges verticales constantes.

**Tableau III.8** Résultats de l'essai de compressibilité à l'œdomètre.

sol non traité	Indice de compressibilité $C_c$	0.19
	Indice de gonflement $C_g$	0.076
	Contrainte de préconsolidation $\sigma_p$ (kPa)	89.12
sol traité avec 8% de stérile de minerai de fer	Indice de compressibilité $C_c$	0.22
	Indice de gonflement $C_g$	0.063
	Contrainte de préconsolidation $\sigma_p$ (kPa)	79.43
sol traité avec 10% de stérile de minerai de fer	Indice de compressibilité $C_c$	0.25
	Indice de gonflement $C_g$	0.054
	Contrainte de préconsolidation $\sigma_p$ (kPa)	57.54
sol traité avec 12% de stérile de minerai de fer	Indice de compressibilité $C_c$	0.26
	Indice de gonflement $C_g$	0.034
	Contrainte de préconsolidation $\sigma_p$ (kPa)	38.9



**Figure III.17** courbe de compressibilité œdométrique de sol non traité et sol traité par 8%,10% et 12% de stérile de minerai de fer.

### III.18 Essais œdométrique de gonflement libre (XP P 94-090)

Après compactage l'éprouvette à l'optimum Proctor normale, en place l'échantillon dans la cellule œdométrique entre deux pierres poreuses sèches et sous un piston léger. La cellule est placée sur un bâti. Elle est mise en imbibition avec de l'eau du robinet préalablement

désaérée et le déplacement axial  $\Delta h$  est enregistré en fonction du temps à l'aide d'un capteur de déplacement axial. Dans cet essai, la bague latérale s'oppose au gonflement radial.

**Tableau III.9** : Résultat de gonflement libre à l'odomètre.

Paramètres	Sol non traité	Sol traité par 8 % de stérile de minerai de fer	Sol traité par 10 % de stérile de minerai de fer	Sol traité par 12 % de stérile de minerai de fer
Taux de gonflement $\epsilon_g$ (%)	15	9.8	6.98	4.2
Pression de gonflement $P_g$ (kPa)	260	120	86	74

### III.19 Essai de compression simple sans confinement (NF P 94-077)

Il s'agit de la compression d'un cylindre entre deux plateaux ; la carotte de matériau traité est soumise à une sollicitation en compression par l'intermédiaire d'une presse jusqu'à rupture.

La contrainte appliquée et la déformation observée servent à déterminer la résistance et le module élastique. La résistance en compression, notée  $R_c$ , est égale à la contrainte atteinte au moment de la rupture, et s'effectue à plusieurs âges du matériau (1, 7, 14 et 28 jours). Les éprouvettes ayant été obtenues avec un rapport diamètre/hauteur de 1:2 ( $d = 50$  mm et  $h = 105$  mm) (Figure III.18.c). Le compactage a été effectué à l'aide d'une presse hydraulique à une charge de compactage de 50 kN (Figure III.18.a), ce qui a permis d'atteindre la densité apparente ciblée. Après démoulage des éprouvettes (Figure 2c), on a mesuré de leur poids, leur hauteur et de leur diamètre. Les éprouvettes sont conservées dans une chambre climatique à une humidité relative supérieure à 95 % et à une température de 21 °C (Figure III.18.b).



**Figure III.18** : Appareils utilisés pour préparer et réaliser l'essai en compression simple sans confinement.

**Tableau III.10 :** Résultats de l'essai de compression simple sans confinement.

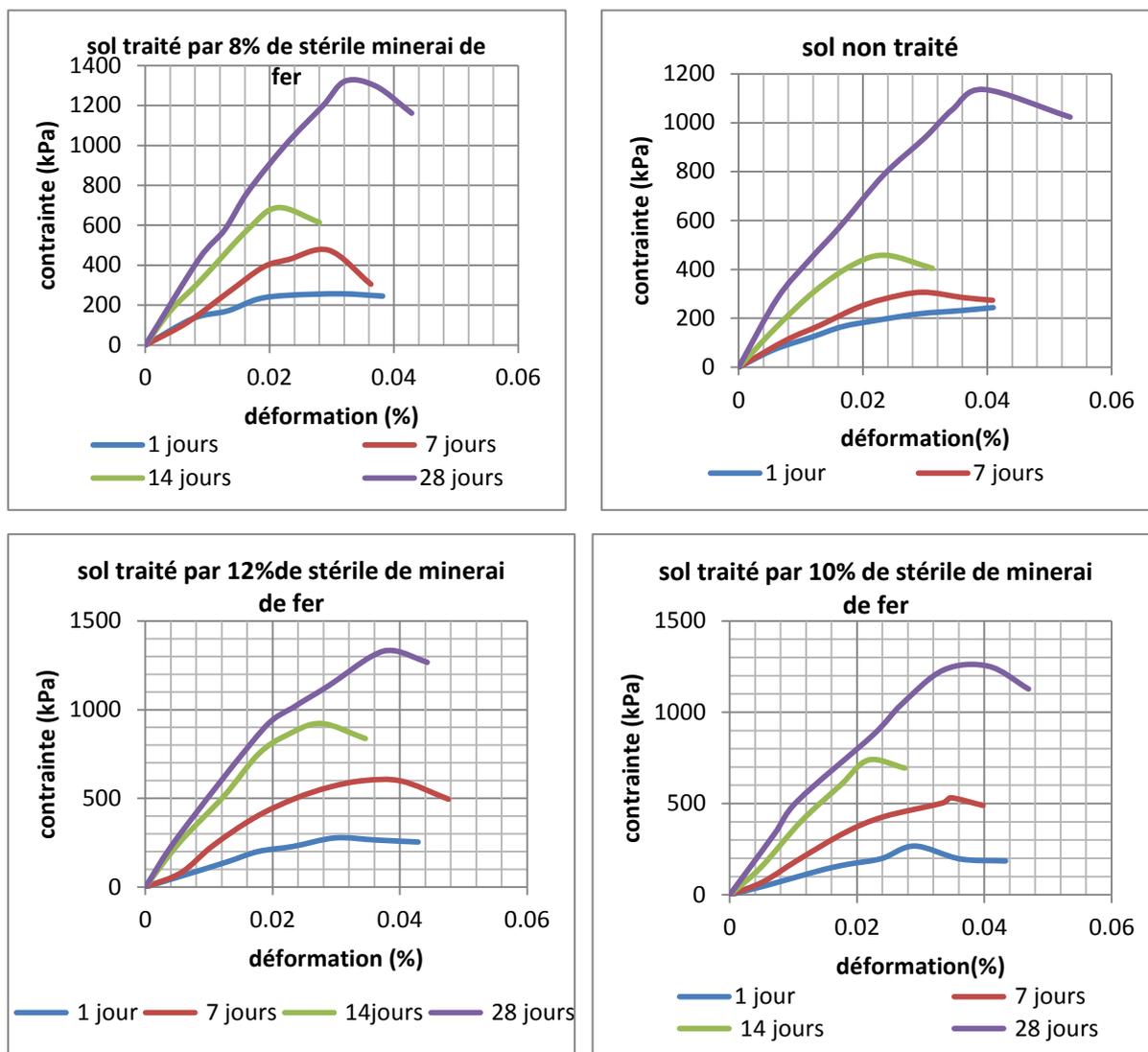
Temps(jour)	Maximum de la résistance à la compression simple (kPa)			
	sol non traité	sol traité par 8% de stérile de minerai de fer	sol traité par 10% de stérile de minerai de fer	sol traité par 12% de stérile de minerai de fer
1	218.57	256.77	267.29	277
7	306.81	474.98	531.74	600.58
14	485.41	688.56	738.12	922.12
28	1053.58	1198.52	1252.16	1332.68

**Tableau III.11 :** Résultats de l'essai de compression simple sans confinement.

Temps (jour)	Module d'Young (MPa)			
	sol non traité	sol traité par 8% de stérile de minerai de fer	sol traité par 10% de stérile de minerai de fer	sol traité par 12% de stérile de minerai de fer
1	1.21	6.90	9.81	11.14
7	11.16	15.84	21.84	24.16
14	23.87	31.45	39.95	37.26
28	30.55	35.19	49.73	45.34

Afin d'évaluer la résistance à la compression de l'argile non traitée et traitée à différents teneurs en de stérile de minerai de fer, des essais de compression simple ont été réalisés au bout de 1 ; 7 ; 14 ; 28 jours après le compactage des éprouvettes. Les courbes contrainte-déformation obtenues pendant les essais de compression simple sans confinement sont présentées graphiquement dans la figure III.18.

Ces essais montrent que les courbes présentent une allure similaire. Les contraintes augmentent rapidement, indiquant une assez grande rigidité initiale. La contrainte de rupture s'obtient pour des déformations axiales.



**Figure III.19** Courbes de contrainte en fonction de déformation d'un sol non traité et traité par 8%,10% et 12% de stérile de minéral de fer.

Les figures III.19, montrent les résistances des courbes contraintes- déformation après 1, 7, 14, et 28 jours de mélangé avec de pourcentage de stérile de minéral de fer. On constate que la résistance à compression simple augmente avec l'ajout de proportion de stérile de minéral de fer.

### III.20 Conclusion

Sur la base des résultats obtenus sur nos argiles et à la lumière des interprétations de ces résultats, plusieurs points ont été retenus :

- D'après la courbe d'analyse granulométrique, les sols étudiés ont un  $C_u = 3,1$  et  $C_c = 1,8$ . Donc ce sol à une granulométrie continuité bien répartie et étalée ;
- L'argile de la zone d'étude à une teneur en eau naturelle de 23.6% ;

- L'abaque de Casagrande indique que les argiles de la zone d'étude sont classées des argiles très plastiques, et les sols traités par 8, 10 et 12% de stérile de minerai de fer sont devenus des limons organiques peu plastiques ;
- D'après les essais de valeur de bleu de méthylène, les argiles de la zone d'étude sont classées Sols limono argileux. Après le traitement, ils sont devenus sol sablo argileux, peu plastique ;
- Les résultats des limites d'Atterberg indiquent que lorsque le pourcentage de stériles de minerais de fer augmente, la limite de liquide (WL) diminue, tandis que la limite de plastique (WP) augmente pour un ajout de 8 ; 10% et 12%. Cependant, l'indice de plasticité (IP) du sol traité diminue avec l'augmentation du pourcentage de de stérile de minerai de fer ;
- l'effet de l'ajout de stériles de minerais de fer sur les caractéristiques de compactage du sol argileux, indique que la valeur de densité sèche maximale diminue par l'addition de stérile de minerai de fer. Et entraîne une augmentation de teneur en eau ;
- Nous avons constaté une augmentation de la résistance au cisaillement et à la compression simple, et une augmente du module d'élasticité avec l'addition des stériles de minerais de fer;
- le taux et pression de gonflement diminue avec l'ajout de stériles de minerais de fer.



**CHAPITRE VI :**  
**ÉTUDE DE COMPORTEMENT**  
**GÉO-MÉCANIQUE D'UNE**  
**ARGILE STABILISÉ PAR**  
**STÉRILE MINIER.**



## Chapitre VI : étude de comportement géo-mécanique d'une argile stabilisé par stérile minier.

### VI.1 Introduction

Les modèles de comportement, qui existent dans la littérature, concernent la partie élastique ou Plastiquent Ils essaient de renforcer la résistance à la compression, le module de Young et le coefficient du Poisson à la teneur en eau, au degré de saturation ou à la succion. Ces modèles ne fument pas en compte les réactions physico-chimiques qui se gènèrent au niveau des feuillets argileux et supposant que :

- la saturation dégrade le matériau argileux,
- la désaturation rigidifie le matériau argileux.

Dans notre étude nous avons utilisé le modèle de Cam Clay modifier pour étudier le comportement des argiles vierge et stabilisé avec les stériles de minerai de fer à 8, 10 et 12% .et nous présentez les résultats de l'effet du stérile de minerai de fer sur les propriétés géotechniques d'un sol argileux instable telle que La consistance et les paramètres de compactage et les paramètres mécanique.

### VI.2 Invariants de contrainte et de déformation

Les invariants de contrainte et de déformation sont des mesures indépendantes du système d'axes. Nous définirons des invariants de contrainte qui fournissent des mesures de (1) la contrainte moyenne et (2) des contraintes Déviatorique ou de distorsion ou de cisaillement, et des invariants de déformation qui fournissent des mesures de (1) des déformations volumétriques et (2) des déformations Déviatorique ou de distorsion ou de cisaillement (Budhu, 2020).

#### VI.2.1 Contrainte moyenne

La contrainte moyenne est définie comme suit :

$$P = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (\text{VI.1})$$

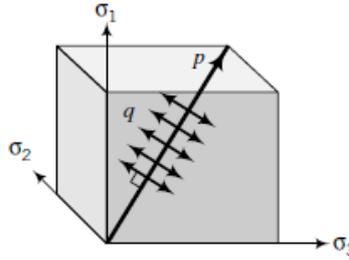
Sur un graphe avec des axes de contrainte principaux orthogonaux  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ , la contrainte moyenne est la diagonale de l'espace (Figure VI.1).

La contrainte moyenne provoque des changements de volume.

### VI.2.2 Contrainte Déviatorique ou de cisaillement

La contrainte Déviatorique ou de cisaillement est définie comme suit :

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2} \quad (VI.2)$$



**Figure VI.1** Contraintes moyennes et Déviatorique. (Budhu.M, 2020)

La ligne normale à la contrainte moyenne, comme illustré à la figure VI.1, représente la contrainte Déviatorique. La contrainte Déviatorique provoque des déformations ou un cisaillement d'un massif de sol. L'équation (VI.2) peut être écrite en termes de contraintes normales et de cisaillement comme : (Budhu, 2020)

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \{[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2] + 6\tau_{xy}^2 + 6\tau_{yz}^2 + 6\tau_{zx}^2\}^{1/2} \quad (VI.3)$$

### VI.2.3 Déformation volumétrique

La déformation volumétrique est définie comme suit :

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (VI.4)$$

### VI.2.4 Déviatorique ou Distorsionnelle ou Déformation de Cisaillement

La déformation de cisaillement est définie comme suit :

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]^{1/2} \quad (VI.5)$$

### VI.2.5 Condition axisymétrique, $\sigma'_2 = \sigma'_3$ ou $\sigma_2 = \sigma_3$ ; $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$

$$p = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad \text{et} \quad p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (VI.6)$$

$$p' = p - u \quad (VI.7)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 ; q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma_1 - \Delta u) - (\sigma_3 - \Delta u) = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{VI.8})$$

Par conséquent,  $q = q'$  ; le cisaillement n'est pas affecté par les pressions interstitielles.

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (\text{VI.9})$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (\text{VI.10})$$

### VI.2.6 Déformation plane, $\varepsilon_2 = 0$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + 2\sigma'_3}{3} \quad \text{et} \quad p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (\text{VI.11})$$

$$p' = p - u \quad (\text{VI.12})$$

$$q' = q = \frac{1}{\sqrt{2}} [(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2]^{1/2} \quad (\text{VI.13})$$

$$q' = q = \frac{1}{\sqrt{2}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2} \quad (\text{VI.14})$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + \varepsilon_3 \quad (\text{VI.15})$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1^2 + \varepsilon_3^2 - \varepsilon_1\varepsilon_3)^{1/2} \quad (\text{VI.16})$$

### VI.2.7 Loi de Hook utilisant les invariants de contrainte et de déformation

Les invariants de contrainte et de déformation pour un matériau élastique sont liés comme suit :

$$\varepsilon_p^e = \frac{1}{K'} p' \quad (\text{VI.17})$$

Où

$$K' = \frac{p'}{\varepsilon_p^e} = \frac{E'}{3(1-2\nu')} \quad (\text{VI.18})$$

Est le module de compressibilité effectif et l'exposant e désigne l'élasticité.

$$\varepsilon_p^e = \frac{1}{3G} q \quad (\text{VI.19})$$

Où

$$G = G' = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (\text{VI.20})$$

Est appelé module de cisaillement. La loi de Hooke en termes d'invariants de contrainte et de déformation est

$$\begin{pmatrix} p' \\ q \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K' & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_p^e \\ \varepsilon_q^e \end{pmatrix} \quad (\text{VI.21})$$

L'équation (VI.21) révèle que pour un matériau linéaire, isotrope et élastique, les contraintes de cisaillement ne provoquent pas les changements et les contraintes effectives moyennes, et ne provoquent pas de déformation par cisaillement (Budhu, 2020).

Nous pouvons générer un coefficient de Poisson généralisé en éliminant  $E'$  des équations (VI.18) et (VI.20), comme suit:

$$\text{Équation (VI.18) : } E' = 3K' (1 - 2\nu')$$

$$\text{Équation (VI.20) : } E' = 2G (1 + \nu')$$

$$\frac{3K' (1 - 2\nu')}{2G (1 + \nu')} = 1$$

Et

$$\nu' = \frac{3K' - 2G}{2G + 6K'} \quad (\text{VI.22})$$

### VI.3 Modèles de matériaux Cam Clay et Cam Clay modifiés

Les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifiés sont des modèles d'écrouissage en plastique élastique basés sur la théorie de l'état critique et l'hypothèse de base selon laquelle il existe une relation logarithmique entre la moyenne contrainte et l'indice des vides. Les premiers modèles d'état critique pour décrire le comportement des sols mous tels que l'argile, la Cam-Clay (CC) et la Cam-Clay modifiée (MCC) ont été formulées par des chercheurs de Cambridge Université. Les deux modèles décrivent trois aspects importants du comportement du sol, résistance, compression ou la dilatance (le changement de volume qui se produit avec le cisaillement) et l'état critique auquel les éléments du sol peuvent faire l'expérience d'une distorsion illimitée sans aucun changement de stress ou de volume (Helwany, 2007).

Une grande partie du volume occupé par une masse de sol est constituée de vides qui peuvent être remplis par des fluides (essentiellement air et eau). De ce fait, les déformations du sol s'accompagnent d'importants, et souvent irréversibles, changements de volumes. Un

avantage majeur des modèles de plasticité des bouchons, une classe à laquelle appartiennent les CC et MCC appartiennent, est leur capacité à modéliser les changements de volume de manière plus réaliste. Les principales hypothèses des modèles CC et MCC sont décrites ci-après. En mécanique des états critiques, l'état d'un échantillon de sol est caractérisé par trois paramètres, contrainte moyenne, contrainte Déviatorique), et le volume. Le volume spécifique est défini comme  $v = 1 + e$ , où  $e$  est le taux de vide (Helwany, 2007).

### VI.3.1 Ligne de consolidation vierge et ligne de gonflement

Les modèles supposent que lorsqu'un échantillon de sol mou est lentement comprimé dans des conditions de contraintes isotropes, et dans des conditions parfaitement drainées, la relation entre le volume spécifique et la contrainte moyenne consiste d'une ligne de consolidation vierge droite (également appelée ligne de compression normale) et d'un ensemble de lignes droites lignes de gonflement. Les lignes de gonflement sont également appelées lignes de déchargement-rechargement (Helwany.S, 2007).

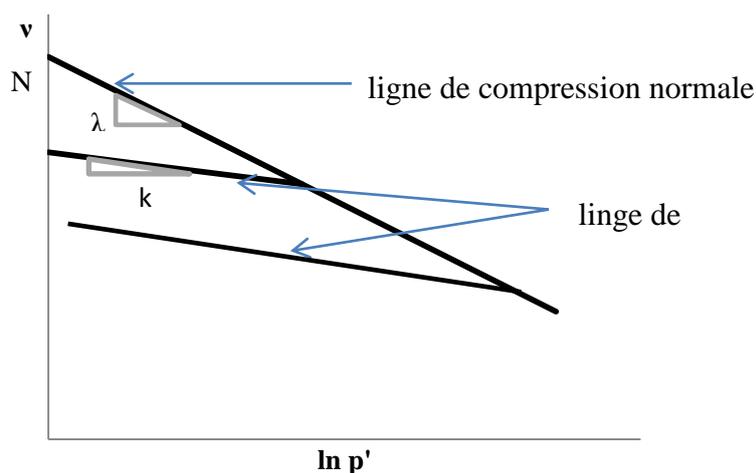
La droite de consolidation vierge de la figure VI.3 est définie par l'équation

$$v = N - \lambda (-p) \quad (\text{VI.23})$$

Tandis que l'équation d'une ligne de gonflement a la forme

$$v = v_s - \kappa (-p) \quad (\text{VI.24})$$

Les valeurs  $\lambda$ ,  $\kappa$  et  $N$  sont des propriétés caractéristiques d'un sol particulier.  $\lambda$  est la pente de la normale ligne de compression (consolidation vierge) sur le plan  $v - \ln p$ , tandis que  $k$  est la pente de la ligne de gonflement.  $N$  est connue comme le volume spécifique de la ligne de compression normale à la pression unitaire, et dépend des unités de la mesure.  $v_s$  diffère pour chaque ligne de gonflement, et dépend du chargement histoire d'un sol (Helwany, 2007).



**Figure VI.2.** Comportement typique des argiles en essai de consolidation (œdomètre)

Si l'état actuel d'un sol se situe sur la ligne de consolidation vierge, le sol est décrit comme étant normalement consolidé. Si l'état de contrainte est inférieur à la ligne, il devient surconsolidé. En général, le sol n'existe pas en dehors de la ligne de consolidation vierge ; quand il le fait, cet état est instable. Le comportement d'écroutissement des modèles CC et MCC est formulé sur la base de la ligne de consolidation vierge, tandis que la ligne de gonflement est utilisée dans les calculs des propriétés élastiques (Helwany, 2007).

### VI.3.2 Ligne d'état critique

Le cisaillement soutenu d'un échantillon de sol conduit finalement à un état dans lequel un cisaillement supplémentaire peut se produire sans aucun changement de contrainte ou de volume. Cela signifie qu'à cette condition, connue sous le nom d'état critique, le sol se déforme à un état de contrainte constant sans changement de volume. Cet état est appelé l'état critique et caractérisé par la ligne d'état critique (CSL). Dans le plan  $p'-q$ , la CSL est une droite passant par l'origine avec une pente égale à  $M$ , l'une des caractéristiques du matériau qui est le paramètre principal dans la définition de la surface d'écoulement (Helwany, 2007).

L'emplacement de cette ligne par rapport à la ligne de compression normale est indiqué sur la figure VI.4. Comme on le voit sur l'image, le CSL est parallèle à la droite de consolidation vierge dans l'espace  $v-\ln p$ . Le paramètre  $\Gamma$  est le volume spécifique du CSL à la pression unitaire. Comme  $N$ , la valeur de  $\Gamma$  dépend des unités de mesure.

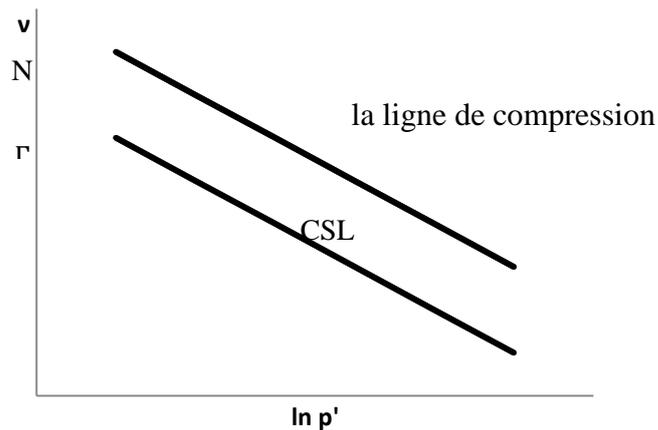
Il existe une relation entre le paramètre  $N$  de la droite de compression normale et  $\Gamma$ . Pour le modèle Cam-Clay, les deux paramètres sont liés par l'équation

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \quad (\text{VI.25})$$

Tandis que pour le modèle Cam-Clay modifié, la relation est

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 \quad (\text{VI.26})$$

En raison de cette relation entre  $N$  et  $\Gamma$ , un seul d'entre eux doit être spécifié lors de la description d'un matériau Cam-Clay ou Cam-Clay modifié (Helwany, 2007).



**Figure VI.3 :** Ligne d'état critique typique et ligne de compression vierge des argiles.

### VI.3.3 Fonctions de rendement

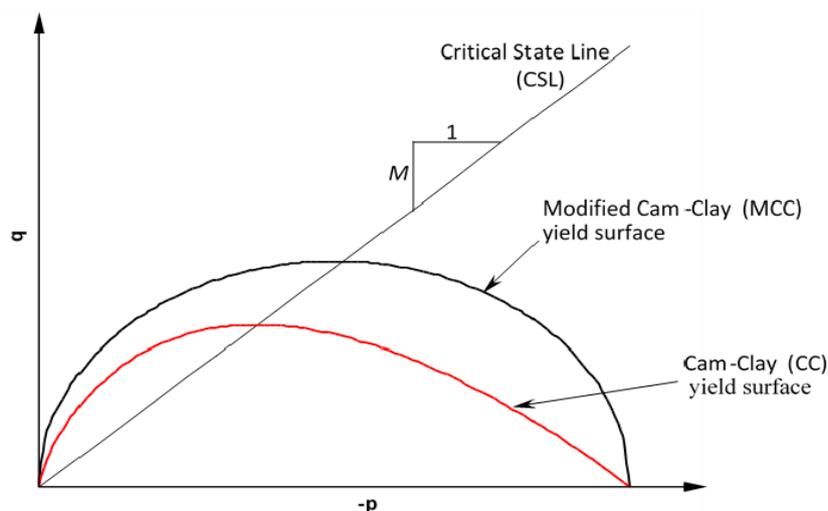
Les fonctions de rendement du modèle Cam-Clay sont

$$F_c = q + Mp \ln\left(\frac{-p}{pc}\right) = 0 \quad (\text{VI.27})$$

Et la fonction de rendement pour Cam-Clay modifié

$$F_c = q^2 + M^2(p + pc) = 0 \quad (\text{VI.28})$$

Dans l'espace  $p$ - $q$ , la surface d'écoulement CC est une courbe logarithmique tandis que la surface d'écoulement MCC trace une courbe elliptique (figure VI.5). Le paramètre  $pc$  (appelé limite d'élasticité ou pression de préconsolidation) contrôle la taille de la surface d'élasticité. Le paramètre  $M$  est la pente de la CSL dans l'espace  $p$ - $q$ . Une caractéristique clé du CSL est qu'il coupe la courbe des taux au point où la valeur maximale de  $q$  est atteinte (Helwany, 2007).



**Figure VI.4** Surfaces élastiques des modèles Cam Clay et Cam Clay modifiés dans le plan p-q (Helwany, 2007).

### VI.3.4 constantes de matériau élastique pour Cam-Clay et Cam-Clay modifié

Pour les sols Cam-Clay et Cam-Clay modifiés, le module de compressibilité n'est pas constant. Cela dépend de la contrainte moyenne, volume spécifique, et la pente de la ligne de gonflement.

$$K = -vp/\kappa \quad (\text{VI.29})$$

Les formulations Cam-Clay et Cam-Clay modifiées nécessitent la spécification du module de cisaillement  $G$  ou Coefficient de Poisson  $\nu$  (Helwany, 2007).

### VI.3.5 Le rapport de surconsolidation et l'état initial

L'état actuel d'un sol peut être décrit par son état de contrainte ( $p'$ ), son volume spécifique  $v$  et sa limite d'élasticité  $pc$  (également connue sous le nom de pression de préconsolidation est une mesure du niveau de contrainte le plus élevé que le sol ait jamais connu). Le rapport de la pression de préconsolidation à la pression actuelle est appelé rapport de surconsolidation (OCR).

La distribution in situ de la pression de préconsolidation pour un matériau Cam-Clay ou Cam-Clay modifié peut être générée à l'aide de l'OCR. Une valeur OCR de 1 représente un état de consolidation normal ; un état dans lequel le niveau de contrainte maximal précédemment subi par un matériau n'est pas supérieur au niveau de contrainte actuelle. OCR

$> 1$  décrit un état surconsolidé indiquant que le niveau de contrainte maximal subi par le matériau est supérieur au niveau de contrainte actuel (Helwany, 2007).

Si un état de contrainte actuel se situe complètement dans une surface de rendement spécifiée, le sol répondra initialement de manière élastique au chargement. Cela implique qu'il est surconsolidé. Si, cependant, l'état de contrainte initial est situé sur la surface d'écoulement, le sol répondra de manière élasto-plastique lors du chargement, indiquant qu'il est normalement consolidé. (Helwany, 2007)

Étant donné que les états de contrainte initiaux situés à l'extérieur des surfaces de rupture n'ont aucune signification physique pour les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifiés, les programmes réajusteront la pression de préconsolidation pour s'adapter au niveau de contrainte actuelle (Helwany, 2007).

### VI.3.6 Comportement de durcissement et de ramollissement

Le durcissement du matériau est attribué à la déformation volumétrique plastique ou au compactage du matériau, ce qui équivaut en termes à une réduction du taux de vide et du volume spécifique. En considérant un incrément de charge de l'étape  $n$  à  $n+1$ , l'expansion de la surface d'écoulement est définie par l'augmentation de la pression de préconsolidation

$$(p_c)_{n+1} = (p_c)_n \exp\left(\frac{v_n \Delta \varepsilon_v^p}{\lambda - \kappa}\right) \quad (\text{VI.30})$$

Si la plastification se produit à droite du point où le CSL croise une surface de plastification, un comportement de durcissement, accompagné d'une compression, est présenté. Ce côté de la surface élastique est appelé côté humide ou sous-critique (Helwany, 2007).

Si la plastification se produit à gauche de l'intersection du CSL et de la surface de plastification (appelée côté sec ou supercritique), le matériau du sol présente un comportement de ramollissement, qui s'accompagne d'une dilatance (augmentation de volume). Dans le régime d'adoucissement, la courbe de limite d'élasticité diminue après que l'état de contrainte touche l'enveloppe initiale (Helwany, 2007).

## VI.4 Simulation selon le modèle Cam Clay modifié

### VI.4.1 Rapport de surconsolidation (OCR)

L'état de contrainte d'un sol peut être décrit par sa contrainte effective à laquelle était soumis le sol  $\sigma'_{v0}$ , indice de vide  $e$  et limite d'élasticité  $\sigma'_p$  (pression de préconsolidation). Le rapport de la pression de préconsolidation à la contrainte effective moyenne actuelle est le taux de surconsolidation (OCR):

$$\text{OCR} = \sigma'_p / \sigma'_{v0} \quad (\text{VI.31})$$

- OCR = 1 indique un état normalement consolidé (NC); un état dans lequel le maximum la contrainte effective moyenne subie antérieurement par le sol est égale à la signifie stress effectif.
- OCR > 1 indique un état de contrainte surconsolidé (SC) où la pression de préconsolidation est supérieure à la pression effective moyenne actuelle (Helwany, 2007).

#### VI.4.2 Pente M de la ligne d'état critique

La pente M de la CSL dans le  $p'$ - $q$  plan peut être calculée à partir de l'angle de frottement interne  $\varphi'$  obtenu à partir d'essai de cisaillement :

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (\text{VI.32})$$

Alternativement, les contraintes à la rupture des résultats des essais de cisaillement peuvent être tracées dans le plan  $p'$ - $q$ . Les points de données peuvent être mieux ajustés avec une ligne droite dont la pente est M. et pentes de la consolidation normale et du déchargement-rechargement les lignes dans le plan  $e$ - $\ln p'$  sont liées à l'indice de compression  $C_c$  et à l'indice de gonflement  $C_g$  obtenu à partir d'un essai de consolidation isotrope : (Helwany, 2007)

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} = \frac{C_c}{2.303} \quad (\text{VI.33})$$

$$k = \frac{C_g}{\ln 10} = \frac{C_g}{2.303} \quad (\text{VI.34})$$

#### VI.4.3 Contrainte moyenne de préconsolidation et la contrainte effective moyenne actuelle

Toutes les contraintes verticales doivent être converties en leurs contraintes moyennes équivalentes si nous approchons  $k_0$  comme  $(1 - \sin \varphi') OCR^{0.5}$  alors nous pouvons estimer la contrainte moyenne de préconsolidation  $p'_c$  pour un chargement axisymétrique comme

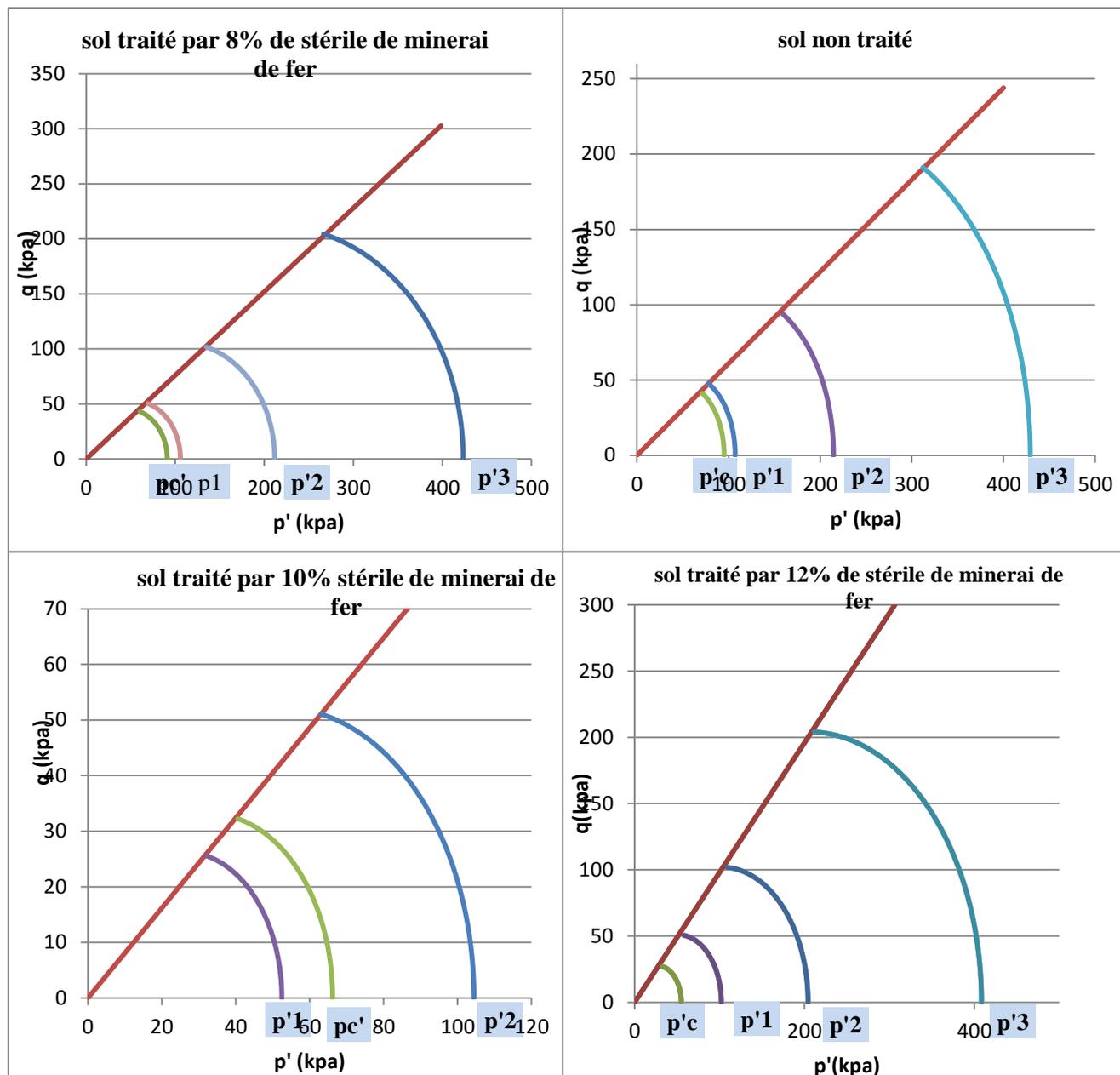
$$p'_c = \frac{1}{3} \left[ (3 - \sin \varphi') - \frac{(3 - \sin \varphi')^2}{4(2 \sin \varphi' - 3)} \right] \sigma'_{v0} \quad (VI.35)$$

De même, la contrainte effective actuelle  $\sigma'_{v0}$  doit être convertie en sa contrainte moyenne correspondante  $p'_0$  (charge axisymétrique) comme

$$p'_0 = \frac{1}{3} [1 + 2(1 - \sin \varphi') OCR^{0.5}] \sigma'_{v0} \quad (VI.36)$$

**Tableau VI.1:** Paramètre de module Cam Clay pour sol étudiant.

Paramètre de module Cam Clay	sol étudié non traité	Sol traité par 8% de fer	Sol traité par 10% de fer	Sol traité par 12% de fer
Angle de frottement $\varphi'$ (°)	16	19	21	25
pentés de la consolidation normale $\lambda$ (°)	0.083	0.096	0.10	0.11
pentés du déchargement-rechargement $k$ (°)	0.033	0.027	0.023	0.015
contrainte effective initial $\sigma'_{v0}$ (kPa)	56.7	56.7	56.7	56.7
Contrainte de préconsolidation $\sigma'_c$ (kPa)	89.12	79.43	57.54	49.2
Contrainte moyenne de préconsolidation $P'_c$ (kPa)	95.25	91.06	88.32	96.2
contrainte effective moyenne actuelle $P'_0$ (kPa)	53.21	56.63	52.32	51
Rapport de surconsolidation <b>OCR</b>	1.57	1.4	1.01	0.87
Etat de contrainte avec <b>OCR</b>	surconsolidé	surconsolidé	surconsolidé	sous consolidé
Pente M de la ligne d'état critique	0.61	0.76	0.81	0.98



**Figure VI.5** Surfaces élastiques des sols étudiés selon le modèle Cam Clay modifié dans le plan p-q.

Selon la figure VI.5 qui décrit les surfaces de charge des argiles vierges et traitées par les stériles des minerais de fer à 8, 10 et 12 %. On peut voir que le domaine élastique augmente en fonction de l'ajout des stériles de minerais de fer et cela est dû probablement au changement de la nature de l'argile stabilisée (incorporation d'un matériau grenu) qui a influencé considérablement le comportement de l'argile.

## VI.5 Comportement d'argile traité par stérile de minerai de fer

### VI.5.1 Effet de stérile de minerai de fer sur les limites d'Atterberg

La Figure VI.6 montre l'effet du stérile de minerai de fer sur les limites d'Atterberg du sol traité. Le traitement par stérile de minerai de fer des sols argileux entraîne une légère modification des valeurs des limites d'Atterberg. Les résultats obtenus indiquent que lorsque le pourcentage des stériles miniera de fer augmente, la limite de liquide ( $W_L$ ) du sol traité diminue, tandis que la limite deplastique ( $W_P$ ) augmente pour un ajout de 8 ; 10% et 12%. Cependant, l'indice de plasticité ( $I_P$ ) du sol traité diminue avec l'augmentation du pourcentage de stérile de minerai de fer.

D'autre part, sur l'abaque de Casagrande le point caractéristique se déplace de la gauche (argile très plastique) vers la droite (limon peu plastique) de la ligne A en fonction de l'augmentation du pourcentage de l'ajout des stériles de fer. C'est l'effet de la substitution d'une partie des fines particules par des particules plus grandes qui sont les stériles des minerais de fer.

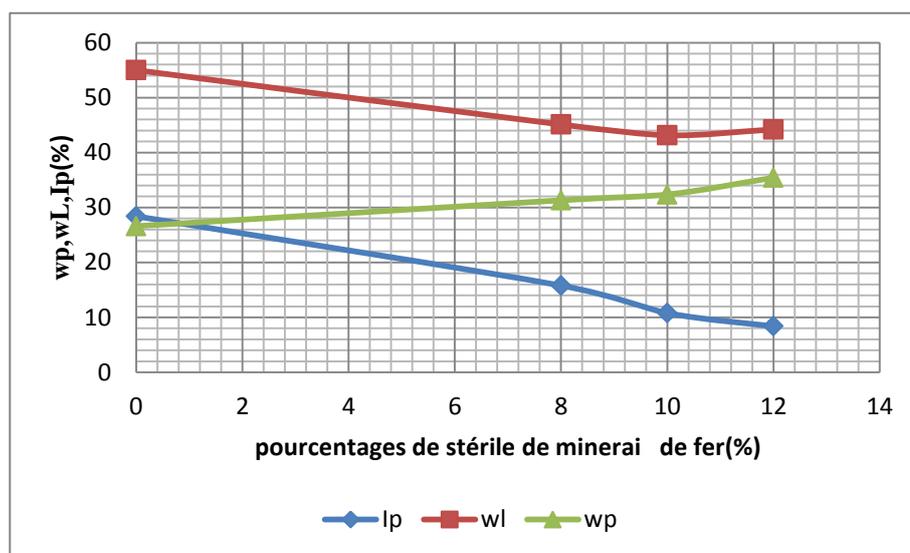
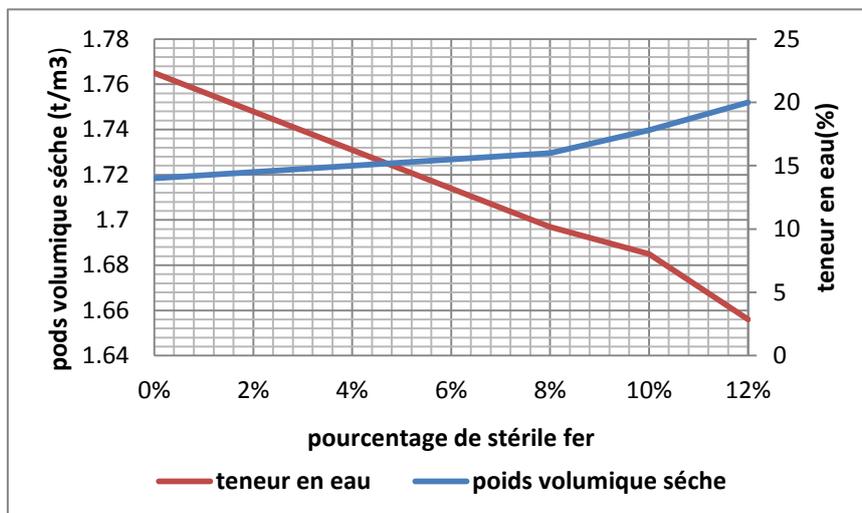


Figure VI.6 Effet de la stérile de minerai de fer sur les limites d'Atterberg.

### VI.5.2 Effet de la stérile de minerai de fer sur les caractéristiques du compactage

Figure VI.7 montrent l'effet de la stérile de minerai de fer sur les caractéristiques de compactage du sol argileux étudié, et indique l'ajout de pourcentages plus élevés entraîne une augmentation des valeurs de la teneur en eau optimale. Cette augmentation est due à l'ajout de stérile de minerai de fer qui remplace une partie des fines particules du sol traité, ce qui nécessite plus d'eau pour compacter le mélange sol-stérile de minerai de fer. La densité sèche

maximale des sols stabilisés à stérile de minerai de fer diminue avec l'augmentation de la teneur en stérile minierai de fer.

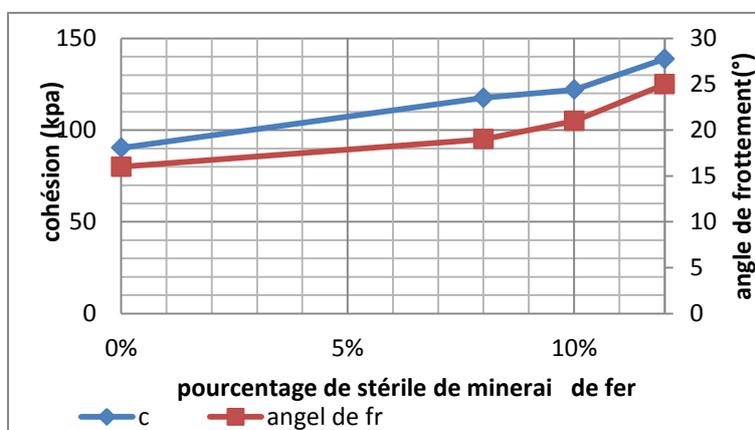


**Figure VI.7** Effet de la stérile de minerai de fer sur la teneur en eau optimale et sur la densité sèche optimale.

La courbe Proctor (normal et modifiée) du sol traité est déplacée vers la gauche et vers le bas par rapport à la courbe du sol non traitée (naturelle), c'est-à-dire : Le traitement à la stérile de minerai de fer réduit la valeur maximale de la masse volumique sèche, La diminution de la teneur en eau est due à la diminution de la surface spécifique des particules argileuses des mélanges traités par les grains fins de la stérile de minerai de fer.

### VI.5.3 Effet des stériles minerais de fer sur la résistance au cisaillement

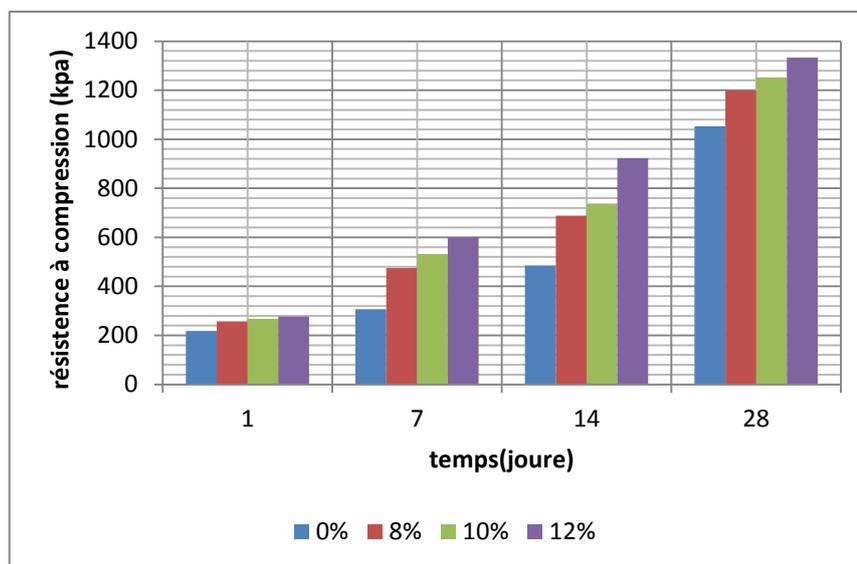
Sur la base des essais de cisaillement direct sur les échantillons de sol traité avec 8, 10 et 12% de stérile de minerai de fer, Nous avons constaté une augmentation de la cohésion et une augmentation relative de l'angle de frottement avec l'ajout de stérile de minerai de fer.



**Figure IV.8** Effet de la stérile de minerai de fer sur les paramètres de cisaillement.

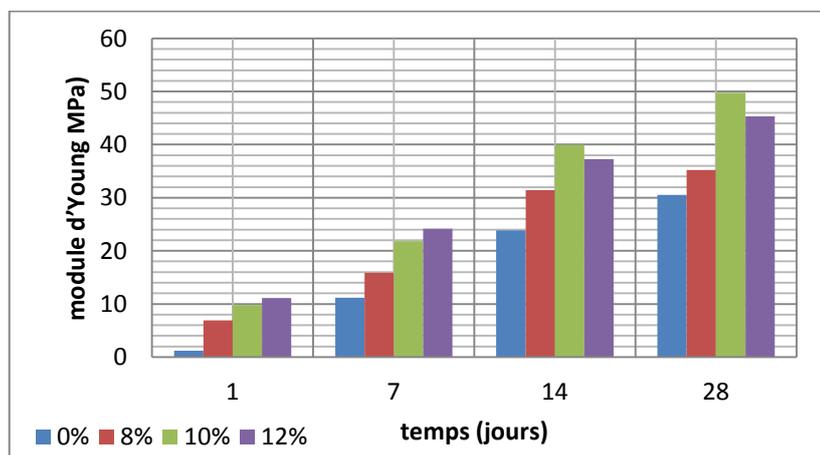
#### VI.5.4 Effet de la stérile de minerai de fer sur la résistance maximale à la compression

La résistance de compression a été nettement améliorée à 1 ; 7 ; 14 ; 28 jours avec l'ajout de la stérile de minerai de fer pour but d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. L'augmentation de la résistance à la compression est due au changement structurel, et minéralogique à court terme comme présenté sur la figure IV.9.



**Figure IV.9 :** Variation de la résistance à la compression simple des mélanges

en fonction du pourcentage de stérile de minerai de fer et pour les délais de préparation.



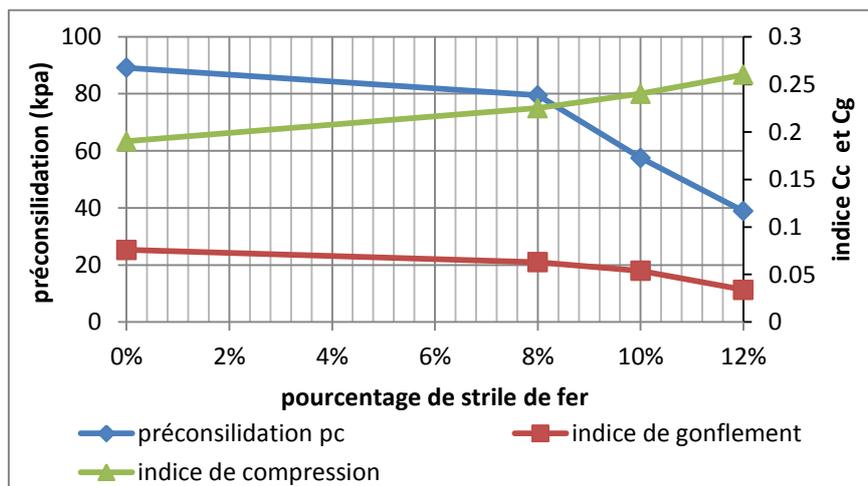
**Figure IV.10 :** Variation du module d'Young des mélanges en fonction du pourcentage de la stérile de minerai de fer et pour les délais de préparation.

D'autre part, les modules d'Young ont été identifiés à partir des pentes de la zone élastique au début des courbes contrainte-déformation des figures III.19 dans chapitre III. Ces modules sont représentés sur la figure IV.10. L'analyse de cette figure révèle que

l'incorporation de stérile de minerai de fer dans l'argile en améliorant le module d'élasticité du sol traité.

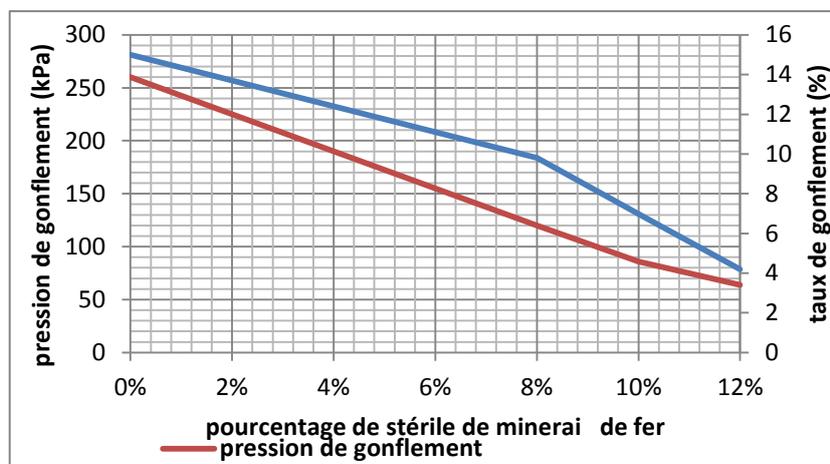
Enfin, Cette augmentation de la résistance à la compression est attribuée à la réaction pozzoulanique de la stérile de minerai de fer avec les particules du sol argileux ce qui se traduit par la formation d'agents de cimentation liant ainsi les particules du sol entre elles.

### VI.5.5 Effet des stériles des minerais de fer sur la caractéristique de compressibilité à l'œdomètre et pression de gonflement



**Figure IV.11** Influence des pourcentages de la stérile de minerai de fer sur les caractéristiques eodométriques.

La figure IV.11 représente l'influence des pourcentages de la stérile de minerai de fer sur caractéristique de compressibilité de sol étudié. La courbe montre une diminution de l'indice de gonflement et la valeur de préconsolidation avec l'augmentation du pourcentage de stérile de minerai de fer avec légère augmentation d'indice de compression.



**Figure IV.12** Influence des pourcentages de la stérile de minerai de fer sur les taux de gonflement et pression de gonflement.

La figure IV.12 représente l'influence des pourcentages du stérile minierai de fer sur la déformation et pression de gonflement du sol étudié. La courbe montre une diminution de pression et le taux de gonflement avec l'augmentation du pourcentage de stérile de minierai de fer, On en extrait que les stérile minierai de fer diminué le gonflement de sol étudié.

## **VI.6 Conclusion**

On utilisant le modèle de Cam Clay modifier, on a constaté, que le domaine élasticité augmente avec l'augmentation de la teneur des stériles de minerais de fer. Et à partir des résultats obtenus durant cette étude on peut conclure que les limites d'Atterberg du sol peuvent changer considérablement par l'addition du stérile de minierai de fer. On a observé une augmentation des limites de liquidité et de plasticité. Par conséquent, une diminution significative de l'indice de plasticité a été constatée, L'utilisation du stérile de minierai de fer change la classification du sol. Le sol argileux de classe A<sub>3</sub> a été transformé en un sol argileux de classe A<sub>2</sub> et A<sub>1</sub> (La modification de la texture du sol). La densité sèche maximale des sols stabilisés à stérile de minierai de fer diminue avec l'augmentation de la teneur en stérile de minierai de fer, D'autre part, la teneur en eau optimale des sols stabilisés au stérile minierai de fer a augmenté avec l'augmentation de la teneur en stérile minierai de fer. L'augmentation de la résistance à la compression simple basée sur le pourcentage d'ajout du stérile minierai de fer et sur l'augmentation de la période de durcissement qui se compose à des réactions de court et long terme. Nous avons constaté une diminution de pression et taux de gonflement avec l'augmentation du pourcentage de stérile minierai de fer, On en extrait que les stérile minierai de fer diminué le gonflement de sol étudié.



---

**CONCLUSION  
GÉNÉRALE**

---



## Conclusion Générale

Notre travail repose sur l'idée de valoriser le stérile miniers à travers leurs réutilisations dans le domaine de la stabilisation des sols argileux, pour cette raison nous avons proposé d'utiliser les stériles de Fer, qui sont des stériles miniers abandonner dans la mine de Fer Boukhadra, afin d'améliorer les caractéristiques physico-mécaniques des sols argileux. La stabilisation a été réalisée avec trois différents pourcentages des stériles miniers de fer (8%, 10% et 12%) partir de cela, on conclure les résultats suivants :

- D'après la courbe d'analyse granulométrique, les sols étudiés ont un  $C_u = 3,1$  et  $C_c = 1,8$ . Donc ce sol à une granulométrie continuité bien répartie et étalée.
- L'argile de la zone d'étude à une teneur en eau naturelle de 23.6% ;
- L'abaque de Casagrande indique que les argiles de la zone d'étude sont classées des argiles très plastiques, et les sols traités par 8, 10 et 12% de stérile de fer sont devenus des limons organiques peu plastiques
- D'après les essais de valeur de bleu de méthylène, les argiles de la zone d'étude sont classées Sols limono argileux. Après le traitement, ils sont devenus sol sablo argileux, peu plastique.
- Les résultats des limites d'Atterberg indiquent que lorsque le pourcentage des stériles de fer augmente, la limite de liquide (WL) diminue, tandis que la limite deplastique (WP) augmente pour un ajout de 8 ; 10% et 12%. Cependant, l'indice de plasticité (IP) du sol traité diminue avec l'augmentation du pourcentage de stérile de fer.
- l'effet de l'ajout des stériles de Fer sur les caractéristiques de compactage du sol argileux, indique que la valeur de densité sèche maximale diminue par l'addition de stérile de fer. Et entraîne une augmentation de teneur en eau.
- Nous avons constaté une augmentation de la résistance au cisaillement et à la compression simple, et une augmente du module d'élasticité avec l'addition des stériles de Fer ;
- le taux et pression de gonflement diminue avec l'ajout des stériles de Fer.
- On utilisant le modèle de Cam Clay modifier, on a constaté, que le domaine élasticité augmente avec l'augmentation de la teneur des stériles de Fer.
- On conclue que le stérile de fer est un bon stabilisant des argiles de la zone d'étude.

## Références bibliographiques

- AFNOR (1995) Norme XP P 94-091** : Sols : Reconnaissance et essais - *Essai de gonflement à l'oedomètre - Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes.*
- AFNOR (1995) Norme XP P 94-091** : Sols : Reconnaissance et essais - *Essai de compressibilité sur matériaux fin quasi saturés avec chargement par paliers.*
- AFNOR (1991) Norme Française** : NF P 94-050 : Sols : *Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des sols – Méthode par étuvage.*
- AFNOR (1991) Norme Française** : NF P 94-053 : Sols : *Reconnaissance et Essais – Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire – Méthode de la trousse coupante et de l'immersion dans l'eau.*
- AFNOR (1993) Norme Française** : NF P 94-051 : Sols : *Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.*
- AFNOR (1993) Norme Française** : NF P 94-068 Sols : *Reconnaissance et Essais – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche.*
- AFNOR NF P 94-093**, (1999) "*Sols: Reconnaissance et essais Détermination des références de compactage d'un matériau, Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié*".
- AFNOR standard NF P94-071-1**, (1994) "*sols: Reconnaissance et essais Essai de cisaillement rectiligne à la boîte, Partie 1 : cisaillement direct.*
- AFNOR standard NF NF P 94-077**, (1997) "*sols: Reconnaissance et essais Essai de compression simple.*
- Allam.O, (2011).** «*Etude au laboratoire de l'influence des sels sur la pression de gonflement des marne*», mémoire de magister université de TLEMCCEN, Algérie.
- ARMINES, C, (2006).** «*Aléa et risque sécheresse et sécheresse géotechnique et bâti*», Projet de recherche réalisé par Mines ParisTech -Centre de Géosciences, France.
- Azzouz, F. Z. (2006).** *Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen. Mémoire de magister*, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen-Algérie.
- Berrah, Y., 2017.** *Etude mécanique et minéralogique des sols gonflants de la région de Tébessa N.E Algérie.* Thèse de Doctorat. Faculté des sciences de la terre, Département de géologie. Université Badji Mokhtar – Annaba.
- Bekhouche, H. (2019).** *Traitement par le ciment des sols gonflants non saturés (Cas de la région des Aurès)* (Doctoral dissertation, Université de Batna 2).
- Belabbaci, (2014).** *Stabilisation Des Sols Gonflants*, Thèse De Doctorat Lmd Formation Doctorale, Sols Et Structures
- Benaissa, M. (2011).** *Etude expérimentale sur la stabilisation des sols gonflants de la région de Mostaganem et de Relizane* (Doctoral dissertation, Université de Mostaganem-Abdelhamid Ibn Badis).
- Budhu, M. (2020).** *Soil mechanics and foundations* (No. 1, pp. 1-xvi). Wiley.
- Cabane, N. (2004).** *Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation* (Doctoral dissertation, Université Jean Monnet-Saint-Etienne).

**Caillère S. and Henin S. Rautureau M. (1982).** *Minéralogie des argiles. I. Classification et nomenclature*, INRA, *Actualités scientifiques et agronomiques*, 9, Ed, Masson, Paris, 2ème édition, 189p.

**Dakshanamurthy V, Raman V. (1973)** *A simple method of identifying an expansive soil.* *Soils Found* ; 13 : 97–104.

**Didier G. (1972)** *Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites sa prévision.* Thèse de docteur ingénieur Univ C Bernard Lyon.

**Fehdi, C., Rouabhia, A., Mechai, A., Debabza, M., Abla, K., & Voudouris, K. (2014).** *Hydrochemical and microbiological quality of groundwater in the Merdja area*, Tébessa,

**Gens A. (1995).** *Constitutive modelling : application to compacted soils.* *Unsaturated Clays*;3:1179–200.

**Gens, A., & Alonso, E. E. (1992).** *A framework for the behavior of unsaturated expansive clays.* *Canadian Geotechnical Journal*, 29(6), 1013-1032.

**Gheddache, H. (2012).** *Stabilisation des sols à la chaux et à chaud* (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri TiziOuzou).

**Grim R.E. (1962).** *Clay mineralogy in relation to the Engineering properties of clay materials.* Mc Craw Hill, pp.204-277.

**GTR, (1992),** Guide technique : « *Réalisation des remblais et des couches de forme* », LCPC-SETRA Paris-Bagneux.

**Hachichi, A., & Fleureau, J. M. (1999).** *Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie.* *Revue française de géotechnique*, (86), 37-51.

**Hafsi, A (1993).** « *Théories de la double couche et gonflement des argiles non saturées* » Euromech colloquium N°209: Mechanics of swelling, Rhodos, Greece, August 23- 27 .1993. **Helwany, S. (2007).** *Applied soil mechanics with ABAQUS applications.* John Wiley & Sons.

**Holtz R.D, Covacs W.D. (1991).** *Introduction à la géotechnique. Edition de l'école polytechnique de Montreal* , 808 pages.

**Hugo H, Hubert G.** « *Traité de construction en terre* », Parenthèses, Juin 1995.

**Ifsttar et Armines -** *Retrait et gonflement des argiles - Caractériser un site pour la construction*, guide 1. Juillet 2017.

**Johnson.L.D, (1960).** «*Horizontal and vertical swell pressures from triaxial test* »: feasibility study. *Geotechnical Testing Journal*, 12(3), pp(117–124).

**Lefevre I. & Lajudie A. (1987).** "*Détermination des capacités d'échange des argiles. Corrélation avec certaines propriétés physico-chimiques*". Note technique C.E.A., SESD/87.11.

**LCPC-SETRA. (2000).** *Guide des terrassements routiers : Réalisation des remblais et des couches de forme.* Guide technique, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Bagneux, France.

- Mehdi, D. O. U. A. K. H. A. (2020).** *Remédiation des argiles gonflantes*, univ-GUELMA. Dz.
- Mekki, L. (2018).** *Comportement d'une argile expansive fortement surconsolidée* (Doctoral dissertation, Université de M'sila).
- Messaoudi, M. (2018).** *Effet du traitement des sols limoneux par le ciment sur les caractéristiques de compactage*. Université Larbi Ben M'hidi OEB.dz.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005).** *Fundamentals of soil behavior* (Vol. 3, p. USA). New York: John Wiley & Sons.
- Mouroux, P., Margron, P., & Pinte, J. C. (1988).** La construction économique sur sols gonflants. *Manuels et méthodes-Bureau de recherches géologiques et minières*, (14).
- Mrad, M. (2005).** *Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés* (Doctoral dissertation, Institut National Polytechnique de Lorraine-INPL).
- Saiyouri, N. (1996).** *Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées* (Doctoral dissertation, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris).
- Serratrice, J. F., & Soyez, B. (1996).** *Les essais de gonflement*. BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES, 65-86.
- Tessier, D. (1990).** *Matériaux argileux: Structure, Propriétés et Applications*. (ed. A. Decarreau), Vol. 1, 387–445. Paris: Société Française de Minéralogie et Cristallographie.
- Wetshondo Osomba, D. (2012).** *Caractérisation et valorisation des matériaux argileux de la Province de Kinshasa (RD Congo)* (Doctoral dissertation, Université de Liège, Liège, Belgique).
- Wakim, J. (2005).** *Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses*. France, Thèse de doctorat, Ecole nationale supérieure des mines de Paris.