

Université 20 Août 1955-Skikda  
Faculté de Technologie  
Département : Génie civil  
Ref : D012119004D



جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة  
كلية التكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية  
المرجع : D012119004D

Thèse présentée en vue de l'obtention  
Du diplôme de  
**Doctorat en sciences**  
(Option) Géotechnique

***ATTENUATION DE L'EFFET GEOTECHNIQUE (GONFLEMENT)  
POUR UNE DURABILITE DES OUVRAGES***

Présentée par :

**DJOUIMAA Sarah**

Soutenue publiquement le 22/04/2019

**Devant le jury composé de :**

<b>Mr BELACHIA Mouloud</b>	Professeur- Président	Université de Skikda
<b>Mr SID Madani</b>	Professeur- Directeur de thèse	Université de Souk Ahras
<b>Mr HIDJEB Mustapha</b>	MCA- Co-directeur de thèse	Université de Skikda
<b>Mr BOUMAZBEUR Abderrahmane</b>	Professeur-Examineur	Université de Tébessa
<b>Mr MESSAST Salah</b>	Professeur-Examineur	Université de Skikda
<b>Mr. NOUAOURIA Med Salah</b>	Professeur-Examineur	Université de Guelma

# *Remerciements*

La réalisation de ce travail de recherche dans le cadre thèse de doctorat n'aurait pas être possible sans la contribution de quelques personnes à qui je souhaite exprimer ma gratitude.

Mes premiers remerciements vont à mon directeur de thèse, Monsieur SID Madani professeur à l'université Mohamed Cherif Messaadia Souk Ahras, qui m'a témoigné son soutien et sa confiance et qui m'a prodigué un enseignement toujours judicieux et rigoureux durant toutes les phases de la thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Un remerciement tout particulier à mon Co encadreur de thèse, Monsieur HIDJEB Mustapha, MCA à l'université 20 aout 1955 Skikda, qui m'a transmis une partie de son savoir.

Je tiens à remercier Monsieur BELACHIA Mouloud, professeur à l'université 20 aout 1955 Skikda, pour m'avoir fait l'honneur d'être Président du jury.

Mes remerciements vont également à Monsieur MESSAST Saleh, professeur à l'université 20 aout 1955 Skikda, à Monsieur NOUAOURIA Med Salah professeur à l'université de Guelma, et à Monsieur BOUMAZBEUR Abderrahmane professeur à l'université de Tébessa, qui ont accepté de juger ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère gratitude.

J'exprime mes sincères remerciements à toute l'équipe du Laboratoire LTP EST Annaba pour leur soutien au cours de toutes ces années passées ensemble.

Le soutien moral et affectif.

Merci infiniment à mes parents, mon mari , mes enfants et mes frères.

## ***RESUME***

Pendant que la construction croissait dans des régions arides et humides, les problèmes associés au gonflement et aux sols craintifs ont commencé à susciter plus d'attention, une qualité significative de recherche a commencé à se concentrer sur les sols expansifs).

L'Algérie est pleinement concernée par le problème des argiles gonflantes qui sont présentes dans les différentes régions du pays. Le phénomène de gonflement affecte chaque année divers types de structures (Bâtiments légers, chaussées, etc....) causant des désordres considérables qui imposent des réparations très coûteuses et dont la réalisation n'est souvent pas maîtrisée.

L'intérêt de notre contribution réside dans la valorisation des matériaux locaux, par une approche expérimentale de stabilisation vis à vis de gonflement. Il s'agit de mettre en évidence l'apport du ciment et de la chaux dans le domaine

Les résultats obtenus sur les échantillons provenant de M'daourouch ont permis de constater que la stabilisation par l'ajout de ciment et de chaux modifie les caractéristiques physiques du sol et la résistance à la compression, aussi au cisaillement et donne des résultats tout à fait satisfaisants en réduisant considérablement le phénomène de gonflement.

**Mots clé :** Argile, gonflement, ciment, chaux, stabilisation.

## *Abstract*

While construction grew in arid and wet areas, the problems associated with swelling and the apprehensive ground started to cause more attention, a significant quality of research started to concentrate on the high-expansion soils).

Algeria is fully concerned with the problem of inflating clays which are present in the various areas of the country. The phenomenon of swelling affects each year various types of structures (light Buildings, roadways, etc....) causing considerable disorders which impose very expensive repairs and whose realization is often not controlled.

The interest of our contribution lies in the valorization of local materials, by an experimental approach of stabilization with respect to swelling. It is a question of highlighting the contribution of cement and of lime in the field.

The results got on the samples coming from M'daourouch made it possible to note that stabilization by the lime and cement addition modifies the physics soil characteristics and the compressive strength, also to shear strength and gives completely a satisfactory results by reducing the phenomenon of swelling considerably.

**Keywords:** Clay, swelling, cement, lime, stabilization.

## ملخص

مع نمو البناء في المناطق القاحلة والرطبة، بدأت المشاكل المرتبطة بانتفاخ التربة الغير مستقرة لجذب المزيد من الاهتمام، وبدأت نوعية كبيرة من البحوث للتركيز على التربة المتغيرة الحجم، تشعر الجزائر بالقلق الكامل من مشكلة انتفاخ التربة الموجودة في مناطق مختلفة من البلاد، وتؤثر ظاهرة تغير الحجم في كل عام على أنواع مختلفة من الهياكل (المباني الخفيفة، والأرصعة، الخ...) مما يسبب اضطرابات كبيرة تتطلب إصلاحات باهظة الثمن والتي غالباً ما لا تتحقق إدراكها يكمن اهتمامنا بمساهمتنا في ترميم المواد المحلية، من خلال نهج تجريبي لتحقيق الاستقرار فيما يتعلق بانتفاخ التربة و هذا من خلال تسليط الضوء على مساهمة الأسمت والجير في استقرارها

وقد أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها من عينات تربة من منطقة مداوروش أن المعالجة من خلال إضافة الأسمت والجير يغير من الخصائص الفيزيائية للتربة وقوة الانضغاط، وكذلك خصائص القص، تؤدي الى نتائج مرضية من خلال الحد بشكل كبير من ظاهرة تغير الحجم

**الكلمات المفتاحية:** الطين، انتفاخ التربة، الأسمت، الجير، الاستقرار

## Liste des figures

<b>Figure 1.1</b> Domaine d'utilisation des argiles.....	5
<b>Figure 1.2</b> : Eléments structuraux : les tétraèdres.....	6
<b>Figure 1.3</b> : Eléments structuraux : les octaèdres.....	7
<b>Figure 1.4</b> Unités structurales de base de minéraux argileux et feuilles de silice et d'alumine .....	8
<b>Figure 1.5</b> : Représentation schématique de la structure des principaux minéraux argileux.....	8
<b>Figure 1.6</b> : Structure de la kaolinite .....	10
<b>Figure 1.7</b> : Structure de la montmorillonite .....	11
<b>Figure 1.8</b> :Structure d'illite.....	11
<b>Figure 1.9</b> :Structure cristalline du chlorite.....	12
<b>Figure 1.10</b> :Structure cristalline d'une smectite.....	13
<b>Figure 1.11</b> :Représentation d'une vermiculite.....	13
<b>Figure 1.12</b> :Distribution des ions à la surface des particules .....	14
<b>Figure 1.13</b> :Les différents types d'espaces poreux .....	16
<b>Figure 1.14</b> :Gonflement et hydratation du matériau argileux.....	18
<b>Figure 1.15</b> :Chantier de traitement d'un sol à la chaux .....	29
<b>Figure 1.16</b> :Variation des limites d'atterberg en fonction du pourcentage de chaux par poids .....	30
<b>Figure 1.17</b> : Schématisation de l'échange cationique dans l'argile.....	33
<b>Figure 1.18</b> :Floculation et agglomération du sol traité à la chaux.....	34
<b>Figure 1.19</b> :Réaction pouzzolanique .....	36
<b>Figure 1.20</b> :Chantier de traitement du sol au ciment.....	37

<b>Figure 1.21:</b> Processus de stabilisation au ciment : représentation temporelle.....	37
<b>Figure 1.22:</b> Variation de la teneur en eau optimale et de la masse volumique sèche optimale .....	38
<b>Figure 1.23 :</b> Courbes de gonflement de l'argile de Mers El Kébir en présences de différents sels minéraux à différentes concentrations .....	42
<b>Figure 2.1:</b> Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson.....	48
<b>Figure 2.2</b> Diagramme de classification du taux de gonflement en fonction de l'activité de la teneur en particules argileuses .....	49
<b>Figure 2.3</b> Classification de Dakshanamurphy et Raman.....	50
<b>Figure 2-4:</b> Essais de gonflement libre.....	55
<b>Figure 2-5:</b> Essais de gonflement en parallèle.....	56
<b>Figure 2-6:</b> Essai de gonflement à volume constant.....	57
<b>Figure 2-7: Courbe</b> de compressibilité des sols gonflants et rétractables.....	58
<b>Figure 2-8:</b> Classification du sol étudié.....	63
<b>Figure 2-9:</b> Classification du sol selon diagramme de Casagrande.....	63
<b>Figure 2.10</b> Courbes oedométriques des échantillons de l'argile.....	70
<b>Figure3.1:</b> Image satellite de M'daourouch .....	73
<b>Figure 3.2 :</b> Carte Géologique de M'daourouch .....	74
<b>Figure 3. 3 :</b> Distribution granulométriques de l'argile de M'daourouch.....	83
<b>Figure 3.4 :</b> Classification de l'argile de M'daourouch sur le diagramme de Casagrande.....	85
<b>Figure 3.5</b> Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme.....	87
<b>Figure 3.6 :</b> essai Proctor pour l'échantillon non traité.....	89
<b>Figure 3.8 :</b> Courbe contrainte -déformation de sol naturelle .....	92
<b>Figure 3.9 :</b> courbe intrinsèque.....	92
<b>Figure 3.10 :</b> Essai œdométrique.....	93
<b>Figure 3.11 :</b> Evolution du gonflement en fonction du temps .....	94

<b>Figure 3.12</b> : Essai œdométrique du sol non traité .....	95
<b>Figure 4.1</b> : Effet de la chaux sur les limites d'atterberg .....	99
<b>Figure 4.2</b> : Effet du ciment sur les limites d'atterberg .....	100
<b>Figure 4.3</b> : Classification de casagrande.....	101
<b>Figure 4.4</b> : Essai Proctor pour les différents échantillons traités aux chaux.....	103
<b>Figure 4.5</b> : Essai Proctor pour les différents échantillons traités au ciment.....	103
<b>Figure 4.6</b> : Effet du traitement au ciment sur la teneur en eau optimale.....	104
<b>Figure 4.7</b> : Effet du traitement au ciment sur la densité sèche maximale.....	104
<b>Figure 4.8</b> : Effet du traitement à la chaux sur la densité sèche maximale.....	105
<b>Figure 4.9</b> : Effet du traitement à la chaux sur la teneur en eau optimale.....	105
<b>Figure 4.10</b> : Evolution du gonflement en fonction des différents pourcentages de ciment.....	107
<b>Figure 4.11</b> : Evolution du gonflement en fonction des différents pourcentages de chaux.....	108
<b>Figure 4.12</b> : Evolution du gonflement des échantillons traités au ciment a 7 jours de cure	109
<b>Figure 4.13</b> : Evolution du gonflement des échantillons traités au ciment a 28 jours de cure.....	109
<b>Figure 4.14</b> : Evolution du gonflement des échantillons traités a la chaux a 7 jours de cure.....	110
<b>Figure 4.15</b> : Evolution du gonflement des échantillons traités à la chaux a 28 jours de cure .....	110
<b>Figure 4.16</b> : Comparaison de l'évolution du gonflement en fonction des différents additifs et périodes de cure .....	112
<b>Figure 4.17</b> : Resistance de compression unconfiné du sol traité au ciment .....	114
<b>Figure 4.18</b> : Resistance de compression unconfiné du sol traité a la chaux.....	114
<b>Figure 4.19</b> : Comparaison de la contrainte de compression du sol on fonction de la période de cure.....	116

<b>Figure 4.20 :</b> Effet de la période de cure sur la cohésion du sol traité au ciment.....	119
<b>Figure 4.21 :</b> Effet de la période de cure sur la cohésion du sol traité à la chaux.....	119
<b>Figure 4.22 :</b> Effet de la période de cure sur l'angle de frottement interne du sol traité au ciment.....	120
<b>Figure 4.23 :</b> Effet de la période de cure sur l'angle de frottement interne du sol traité à la chaux.....	120

## Liste des tableaux

<b>Tableau 1-1:</b> Classification des minéraux argileux selon la charge globale du feuillet et de la composition de sa couche octaédrique .....	15
<b>Tableau 1-2 :</b> Valeurs de la surface spécifique de quelques familles argileux.....	24
<b>Tableau 1.3</b> Surface spécifique et CEC de quelques minéraux argileux.....	34
<b>Tableau 1-4 –</b> Valeurs des résistances en compression des terres stabilisées au ciment.....	39
<b>Tableau 2-1:</b> Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité.....	46
<b>Tableau 2-2</b> Potentiel de gonflement D'après Snethen .....	46
<b>Tableau 2-3 :</b> Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE.....	46
<b>Tableau 2-4</b> Potentiel de gonflement d'après Altmeyer.....	46
<b>Tableau 2-5</b> Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana.....	47
<b>Tableau 2-6 :</b> Potentiel de gonflement.....	47
<b>Tableau 2-7:</b> Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume.....	47
<b>Tableau 2-8:</b> Classification selon l'indice de consistance.....	47
<b>Tableau 2-8:</b> Classification proposée par Dakshanamurphy et Raman.....	49
<b>Tableau 2-9:</b> valeur de bleu de quelques sols.....	52
<b>Tableau 2-10:</b> Comparaison entre certaines méthodes de classification du potentiel de gonflement.....	53
<b>Tableau 2-11:</b> Relation entre la nature du sol et le coefficient de compressibilité.....	59
<b>Tableau 2-12:</b> Classification selon la limite de liquidité .....	61
<b>Tableau 2-13:</b> Classification selon l'indice de plasticité.....	61
<b>Tableau 2-14:</b> Classification selon l'indice de consistance.....	62
<b>Tableau 2-15:</b> Classification selon Seed et al .....	64
<b>Tableau 2-16:</b> Classification Selon Komornik et David .....	65
<b>Tableau 2-17 a:</b> Classification Selon Vijayvergiya et Ghazzaly.....	66

<b>Tableau 2-18 b:</b> Classification Selon Vijayvergiya et Ghazzaly.....	67
<b>Tableau 2-19:</b> Classification Selon Komornik et David .....	68
<b>Tableau 2-20:</b> Classification selon coefficient de compressibilité.....	68
<b>Tableau 2-21:</b> Application sur sol de M'daourouch .....	69
<b>Tableau 3.1 :</b> Classification des sols suivant leur activité Ac.....	86
<b>Tableau 3.2 :</b> Activité des principales familles d'argiles.....	86
<b>Tableau 3.3 :</b> Teneur en CaCO <sub>3</sub> de quelques sols.....	88
<b>Tableau 3.4 :</b> résultats des essais d'identifications.....	89
<b>Tableau 4.1 :</b> propriété géotechniques du sol traité.....	102
<b>Tableau 4.2 :</b> Variation du pourcentage de gonflement avec les pourcentages de ciment et de chaux et fonction de la période de cure.....	111
<b>Tableau 4.3 :</b> Cohésion et angle de frottement du sol traité avec différentes périodes de cure.....	118

# Table des matières

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Table des matières

**INTRODUCTION GENERALE.....1**

## **CHAPITRE 1 : RECGERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

1.1 INTRODUCTION .....4

1.2 LES SOLS A PROBLEME.....4

1.2.1 Les argiles.....4

1.2.2 Les limons.....9

1.2.3 Les marnes.....9

1.3 Les différents types d'argiles.....10

1.3.1 Kaolinite.....10

1.3.2 Montmorillonite.....10

1.3.3 Illite.....11

1.3.4 Les chlorites .....12

1.3.5 Les smectites.....12

1.3.6 Les vermiculites.....13

1.4 STRUCTURE MOLECULAIRE DES ARGILES .....14

1.4.1 Charge globale du feuillet.....14

1.4.2 Organisation des espaces poreux.....16

1.5 DIFFERENTS TYPES D'EAU .....17

1.5.1. Eau liée .....17

1.5.2. Eau libre.....18

1.5.3. Eau cristalline.....18

1.6 THEORIE DE LA DOUBLE COUCHE .....	19
1.7 MECANISMES DU GONFLEMENT DES ARGILES .....	19
1.7.1 Le Gonflement au sens physico-chimique.....	19
1.7.2 Le Gonflement au sens mécanique .....	23
1.8 PROPRIETE DES MINERAUX ARGILEUX .....	23
1.8.1 La surface spécifique .....	23
1.8.2 La capacité de gonflement et d'adsorption d'eau .....	24
1.9 TECHNIQUES DE STABILISATION .....	25
1.9.1 Stabilisation mécanique .....	25
1.9.2 Stabilisation aux sables .....	26
1.9.3 Stabilisation avec des additifs .....	27
I.10 Conclusion.....	42

## **CHAPITRE 2 : IDENTIFICATION DU SOL ETUDIE**

2.1 INTRODUCTION .....	45
2.2 METHODES D'IDENTIFICATION .....	45
2.2.1 Méthodes indirectes d'identification .....	45
2.2.2 Définition des paramètres de gonflement et de retrait par méthodes directes .....	53
2.3 APPLICATION DES DIFFERENTES APPROCHES SUR LE SOL DE M'DAOUROUCH .....	60
2.3.1 Selon les limites d'atterberg .....	60
2.3.2 Selon les approches théoriques .....	64
2.3.3 Selon l'essai de compressibilité.....	68
2.4 CONCLUSION .....	71

### **CHAPITRE 3 : CARACTERISATION DU SOL ETUDIE**

3.1 INTRODUCTION .....	73
3.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE .....	73
3.3 ETUDE GEOLOGIQUE .....	74
3.3.1 Formation grés-gypso-argileuse à fragments de roche variée .....	76
3.3.2 crétacé supérieur .....	78
3.3.3 Maestrichtien .....	79
3.3.4 Paléogène .....	79
3.3.5 Miocène .....	80
3.3.6 Quaternaire .....	81
3.4 TECHNIQUE ET PROCEDURE EXPERIMENTALE .....	82
3.4.1 Détermination de la nature du sol .....	82
3.4.1.1 Essais d'identifications .....	82
3.4.1.2 Essai mécanique .....	88
3.5 CONCLUSION .....	95

### **CHAPITRE 4 : TRAITEMENT DU SOL ETUDIE**

4.1 INTRODUCTION .....	98
4.2 PREPARATION DES ECHANTILLON .....	98
4.3 EFFET DES ADDITIFS SUR LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU SOL....	99
4.4 EVOLUTION DES PARAMETRES DE COMPACTAGE EN FONCTION DES DIFFERENTS ADDITIFS .....	102
4.5 EFFET DU TRAITEMENT SUR LE GONFLEMENT DES ARGILES .....	106
4.6 EFFET DU TEMPS DE CURE SUR LE TRAITEMENT DU GONFLEMENT .....	108

4.7 EFFET DU TRAITEMENT SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION.....	113
4.8 EFFET DU TRAITEMENT SUR LA RESISTANCE A LA TRACTION.....	117
4.9 CONCLUSION .....	122
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>124</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>126</b>

# Introduction générale

### **Introduction générale :**

L'étude de la stabilité des ouvrages de génie civil constitue une des problématiques majeures à laquelle l'ingénieur est souvent confronté. Parmi les causes et processus naturels qui sont à l'origine de la dégradation et parfois de la destruction des ouvrages de génie civil tels que les ponts, tunnels, bâtiments et constructions diverses, on compte le phénomène de gonflement des sols de fondation qui a été longtemps négligé dans notre pays, le phénomène de retrait-gonflement du sol d'assise est sans doute le plus dangereux

Ainsi les effets du gonflement sur la durabilité et la pérennité des ouvrages de génie civil sont aussi néfastes et parfois plus spectaculaires. Les désordres se traduisent par des fissures au rythme des saisons et des variations climatiques.

Le déclenchement des fissures est tributaire au changement de l'état hydrique du sol de fondation, les problèmes de gonflement se manifestent spécialement dans les régions arides et semi-arides qui se caractérisent par de longues périodes de sécheresse suivies, par de courtes périodes pluviales. Certains sols argileux soumis aux variations de la teneur en eau, peuvent augmenter ou diminuer de volume. Ces phénomènes cycliques de gonflement retrait provoquent des contraintes parasites dans les structures et au niveau des fondations.

Si aucune mesure de traitement du sol et de confortement de l'ouvrage n'est entreprise dès l'apparition des premières fissures, leur propagation est telle qu'elles finissent par affecter la structure conduisant parfois à la ruine de l'ouvrage.

Plusieurs techniques de construction, de stabilisation et de confortement, ont été utilisées dans le domaine de génie civil afin de résoudre les problèmes vécus. Les solutions salines, l'ajout de sable et les traitements par liants hydrauliques les traitements organiques et les techniques préventives sont les techniques les plus utilisées.

En effet, le traitement limite les dégradations dues au gonflement et au tassement ou à des caractéristiques mécaniques insuffisantes des sols argileux sensibles à l'eau. De plus, élargir les possibilités de réemploi des matériaux du site grâce au traitement des sols est une

exigence du développement durable afin de limiter les dépôts de matériaux, leurs emprunts et le coût de transport associé.

Notre démarche pour accomplir l'objectif visé nous a amené à l'étude du comportement des sols gonflants. L'objet du travail est de donner une méthodologie de stabilisation aux liants qui peut constituer une solution à envisager et qui permet de valoriser les matériaux locaux.

La présentation des travaux réalisés s'organise en quatre chapitres:

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique concernant quelques notions générales sur les argiles avec l'importance et les conséquences du gonflement sur la stabilité et le comportement des ouvrages enterrés dans les matériaux argileux. Ainsi que les techniques de stabilisation des sols, nous présentons une synthèse de travaux réalisés par des chercheurs sur l'effet de la stabilisation avec la chaux et le ciment et d'autres additifs sur le comportement du sol.

Le deuxième chapitre est réservé à la caractérisation directe et indirecte du sol de M'daourouch, l'aptitude des sols argileux au gonflement est ensuite présentée, les différents essais effectués au laboratoire : mode opératoire, matériel utilisé, référence des normes. Les caractéristiques mesurées sont ensuite présentées.

Le troisième chapitre est consacré à l'identification et la caractérisation du sol de M'daourouch étudié à partir de plusieurs essais géotechniques standards.

Le quatrième chapitre a pour objet d'apprécier l'influence du traitement à la chaux et au ciment sur les caractéristiques géotechniques de l'argile. On présente d'abord le choix des dosages des différents pourcentages de ciment et de la chaux sur l'évolution de gonflement, et les caractéristiques géotechniques telles que limites d'atterberg, la cohésion, l'angle de frottement interne et la résistance à la compression dans le but de choisir un pourcentage qui nous donne une meilleure amélioration des sols.

Enfin, une conclusion générale qui rassemble les points importants tirés de ce travail.

# Chapitre 1

## Recherche bibliographique

## 1.1 INTRODUCTION:

Malgré leurs propriétés de résistance, les sols argileux naturels, lorsqu'ils sont simplement compactés, puis mis en œuvre et soumis aux conditions extérieures, sont très sensibles aux variations de température et d'hygrométrie. La stabilisation des sols argileux a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de 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.

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. Cette complexité est due principalement à la structure minéralogique de l'argile (mélange d'illites et montmorillonites).

## 1.2 LES SOLS A PROBLEME :

On peut définir un matériau évolutif comme un matériau dont les propriétés physiques et mécaniques évoluent dans le temps. Les sols qui ont un caractère évolutif sont les sols fins (limons, argiles, marne .....) qui peuvent créer dans les ouvrages, des tassements, gonflements et glissements pendant leur durée de vie.

### 1.2.1 Les argiles

Un sol argileux peut contenir certains minéraux argileux ou tout autre minéral. Les sols argileux sont généralement plastiques et cohérents. Le gonflement des sols constitue un phénomène très important en mécanique des sols.

Dans certaines régions, il est à l'origine de nombreux désordres tant pour les structures en surface que pour les ouvrages souterrains. Les sols argileux se caractérisent essentiellement par une grande influence de la teneur en eau sur leur comportement mécanique.

Par suite d'une modification de leur teneur en eau, les terrains superficiels argileux varient de volume : retrait lors d'une période d'assèchement, gonflement lorsqu'il y a apport d'eau. Cette variation de volume est accompagnée d'une modification des caractéristiques mécaniques de ces sols.

L'intérêt accordé ces dernières années à l'étude des argiles par de nombreux laboratoires dans le monde se justifie par leur abondance dans la nature, l'importance des surfaces spécifiques qu'elles développent, la présence des charges électriques sur cette surface et surtout l'échangeabilité des cations interfoliaires. Ces derniers, appelés aussi cations compensateurs, sont les principaux éléments responsables de l'hydratation, du gonflement, de la plasticité et de la thixotropie, et ils confèrent à ces argiles des propriétés hydrophiles ( Bouras, 2003).

### 1.2.1.1 Domaines d'études

Selon sa variété, l'argile se révèle être un minéral très utile. On peut faire ainsi des tuiles et briques, des poteries en jouant sur sa capacité de modelage une fois mélangé à l'eau. L'argile sert aussi à la fabrication du ciment. Les argiles apportent aux géologues des informations sur les conditions environnementales (source, condition de formation, diagenèse...).

Les ingénieurs pétroliers déduisent les conditions thermiques des gisements (degré de maturation). Les ingénieurs en génie civil s'intéressent aux propriétés des argiles en tant que matériel industriel (réfractaires, matériaux de construction). Les agronomes analysent les propriétés d'hydratation et d'adsorption des argiles pour concevoir les fertilisants (Figure 1.1).

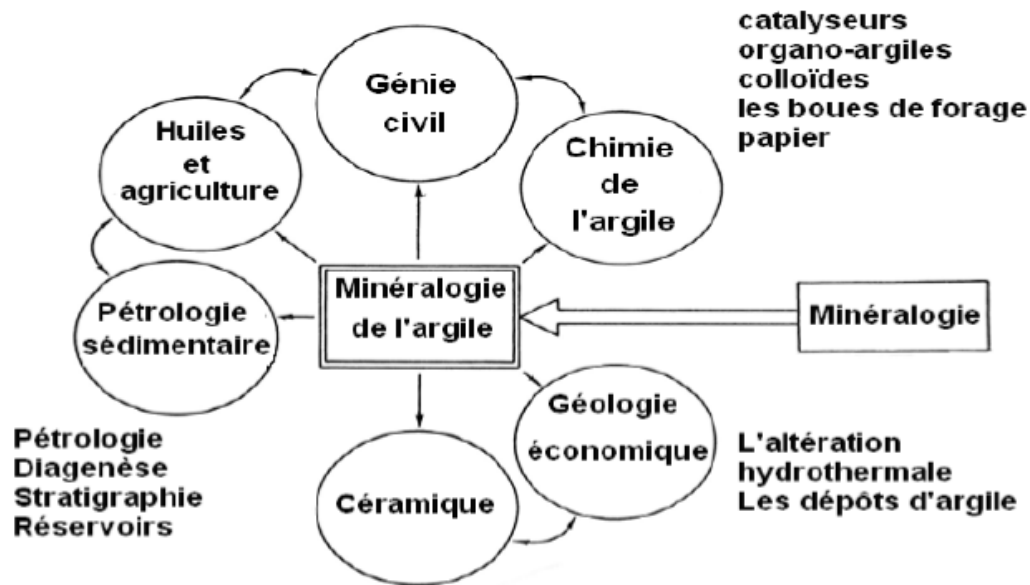


Figure 1.1 : Domaine d'utilisation des argiles.

### 1.2.1.2 Structure des argiles

Le terme d'argiles désigne non seulement une formation rocheuse et la matière première qui en résulte et dont les caractéristiques sont présentées ci-après, mais il définit aussi un domaine granulométrique comprenant des particules minérales, dont le diamètre des grains est inférieur à deux micromètres ( $< 2 \mu\text{m}$ ).

Les argiles sont très abondantes dans la nature et couvrent environ 42 % du volume de l'écorce terrestre (San L.H2000).

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium), dont la structure feuilletée les a fait se ranger dans la famille des phyllosilicates. Selon la famille de minéral argileux

considérée, les particules les plus fines peuvent être constituées d'un feuillet ou d'un assemblage de quelques feuillets, et leur taille est très faible, de l'ordre de Malgré leurs propriétés de résistance, les sols argileux naturels, lorsqu'ils sont simplement compacts, puis mis en œuvre et soumis aux conditions extérieures, sont très sensibles aux variations de température et d'hygrométrie. La stabilisation des sols argileux a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de 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.

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. Cette complexité est due principalement à la structure minéralogique de l'argile (mélange d'illites et montmorillonites).

2 à 5  $\mu\text{m}$  ; ces dimensions sont caractéristiques des particules argileuses et ne se retrouvent pas dans d'autres minéraux.

Elles peuvent être classées en deux grandes catégories :

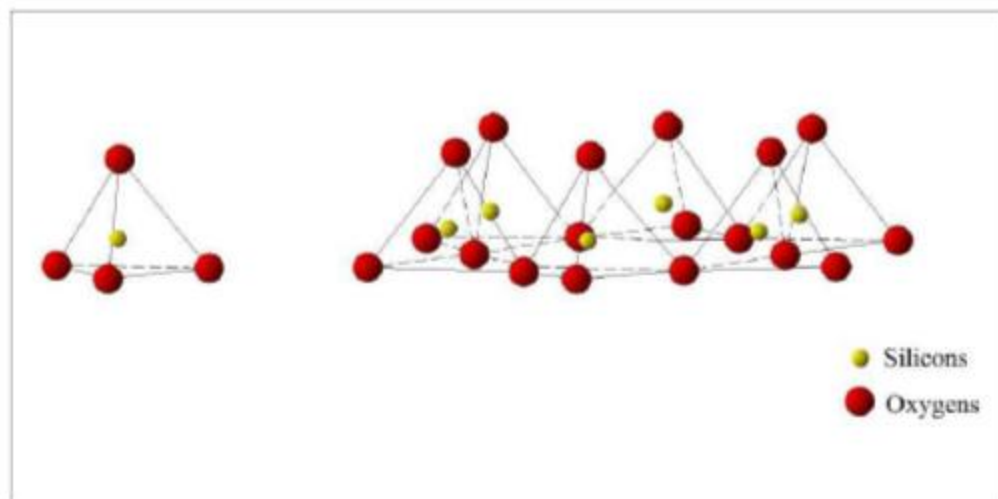
1. les argiles plastiques : elles sont tendres et très déformables,
2. les argiles raides : elles sont indurées et présentent un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite de plasticité, et ce, à cause de la présence des carbonates et du quartz.

chargées 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 (N. Aboubeker et all 2004).

### 1.2.1 .3 Structure de base

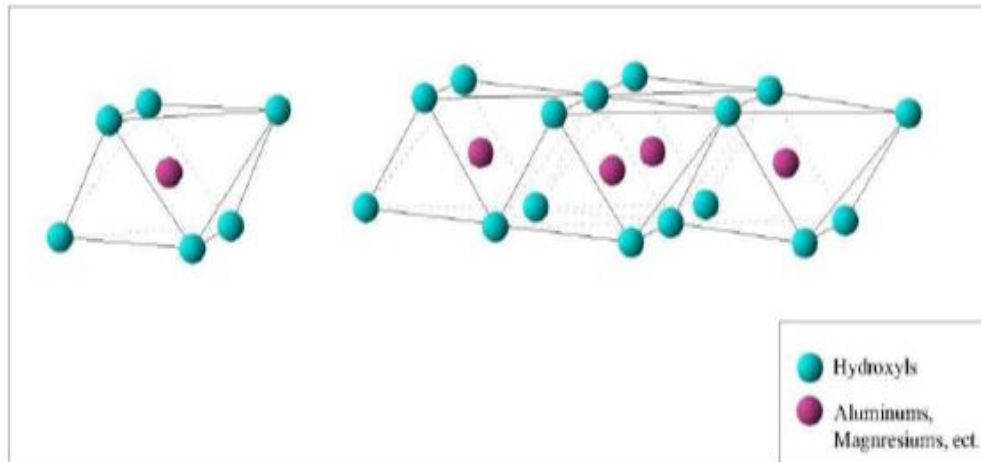
Le cristallite (ou unité structurale) est composé d'un feuillet et d'un interfeuillet. Un feuillet est formé de deux ou trois couches. Il existe deux types de couches :

- **La couche tétraédrique** principalement siliceuse, l'oxygène occupe les sommets du tétraèdre et le centre est occupé par Si (N. Jozja 2003).



**Figure 1.2** : Eléments structuraux : les tétraèdres (P. F. Luckhamet all1999).

- **La couche octaédrique** (Figure 1.3) principalement alumineuses de  $4\text{\AA}$ , les octaèdres formés par des oxygènes et le centre est occupé par un atome d'Al.

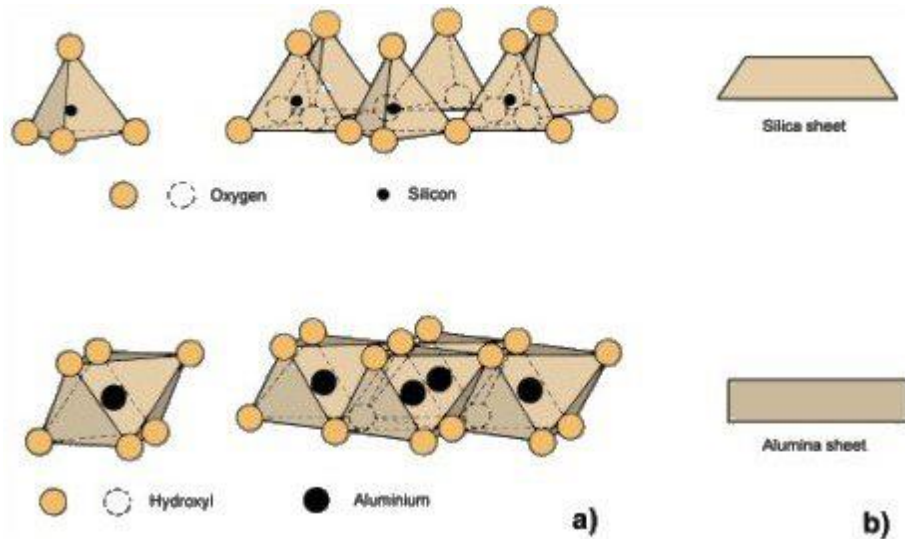


**Figure 1.3** : Eléments structuraux : les octaèdres (P. F. Luckhamet all1999).

Une distance caractéristique, appelée "espace interfoliaire" qui peut être vide ou occupé par des cations et molécules d'eau, il peut exister des substitutions dans les couches tétraédriques ( $\text{Si}^{4+}$ ,  $\text{Al}^{3+}$ ) et dans les couches octaédriques ( $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Fe}^{2+}$ ), ces substitutions entraînent un déficit de charge positive qui confère à l'ensemble du feuillet une charge négative et qui est compensée à l'extérieur du feuillet, par des cations compensateurs (S. Caillère et all1982).

Suivant l'ordre d'empilement des couches octaédriques (O) et tétraédriques (T), les minéraux argileux sont classés en deux types :

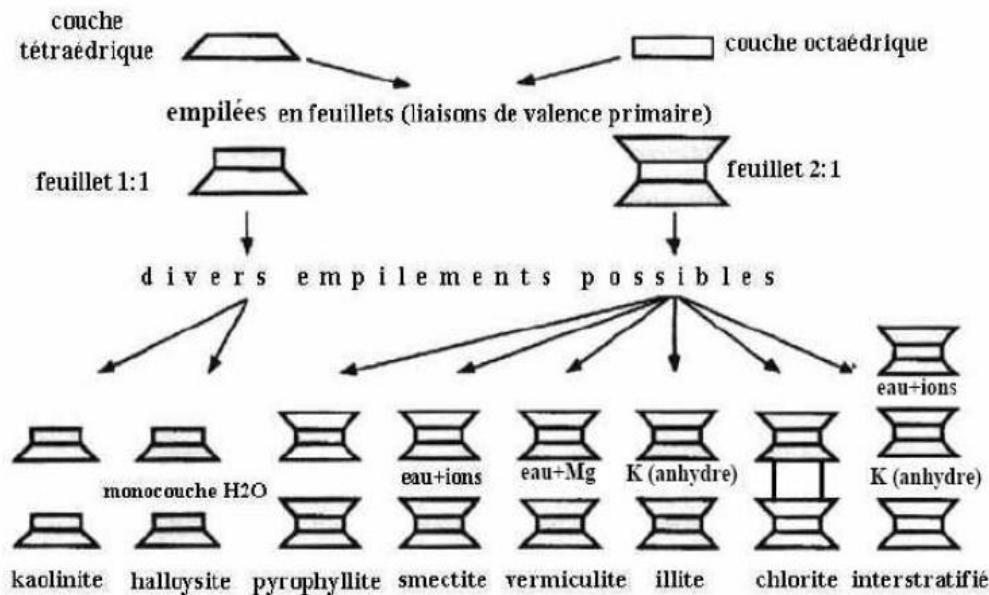
- **Le type de feuillets TO ou 1:1** formé d'une couche tétraédrique T et d'une couche octaédrique O (figure 1-4). Ces argiles, dont l'unité structurale de base est dissymétrique, sont représentées par le groupe des kaolinites et des serpentites, ces dernières étant beaucoup plus rares ;
- **Le type de feuillets TOT ou 2:1** formé d'une couche octaédrique O entourée de deux couches tétraédriques T. Ces argiles, qui présentent une unité structurale de base symétrique, comportent de nombreux groupes (illites, smectites, interstratifiés, chlorites, vermiculites) dont la structure et les propriétés sont très variables.



**Figure 1.4** Unités structurales de base de minéraux argileux et feuilles de silice et d'alumine (Mitchell et al. 1976)

Plusieurs types d'assemblages des couches tétraédriques et octaédriques permettent de définir différents feuillets élémentaires de phyllosilicates (Figure 1.5) :

- les feuillets de type *kaolinite* : constitués par une couche tétraédrique superposée à une couche octaédrique (épaisseur du feuillet : 7,2 Å),
- les feuillets type *illite* (ou mica) : constitués par une couche octaédrique disposée entre deux couches tétraédriques (épaisseur du feuillet : 10 Å),
- les feuillets de type *smectite* : constitués par deux feuillets type mica entre lesquels vient se placer une couche d'eau libre (épaisseur d'environ 10 à 14 Å).



**Figure 1.5** : Représentation schématique de la structure des principaux minéraux argileux (Millot, 1964)

Dans chacun des deux feuillets décrits précédemment, le cation peut être remplacé par un cation de taille voisine (pour « tenir » dans le site octaédrique ou tétraédrique), mais pas nécessairement de même valence. On parle de substitution isomorphe car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent alors un excès de charges négatives à la surface des feuillets.

Cette électronégativité des feuillets est une des caractéristiques fondamentales des argiles. L'électroneutralité est obtenue par adsorption de cations compensateurs à la surfaces des feuillets :

cations ( $K^+$ ,  $Na^+$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Fe^{2+}$ ...) provenant du fluide.

Par ailleurs, les bords des cristallites possèdent aussi des charges localisées car ils correspondent à des ruptures de liaisons. La charge des tranches de cristallites dépend alors du pH ,elle est négative en milieu basique, et positive en milieu acide (en raison de la fixation de protons  $H^+$  sur des ions  $O_2^-$  présents sur ces bords). Nous verrons plus loin que cela a une incidence sur l'assemblage des cristallites.

### 1.2.2 Les limons :

Les limons, constitués principalement de silt, de loess, possèdent un squelette siliceux à silicalcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles; mais sa teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles.

### 1.2.3 Les marnes :

Les marnes sont des roches relativement tendres, elles subissent une géodynamique très active à leur surface et leur fragilité les rend très vulnérables aux aléas de la nature et des hommes. Une combinaison de facteurs naturels et anthropiques a provoqué une érosion hydrique intense qui s'est manifestée par une dégradation des sols et une diminution importante de leur productivité (Horpibulsuk S et all 1991).

Les marnes sont à la fois argileuses et calcareuses. On considère, selon le taux de  $CaCO_3$ , trois grandes catégories:

- les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35% de carbonate de calcium ( $CaCO_3$ ) ;
- les marnes proprement dites contenant 35 à 65% de  $CaCO_3$  ;
- les calcaires marneux qui possèdent 65 à 95% de  $CaCO_3$ .

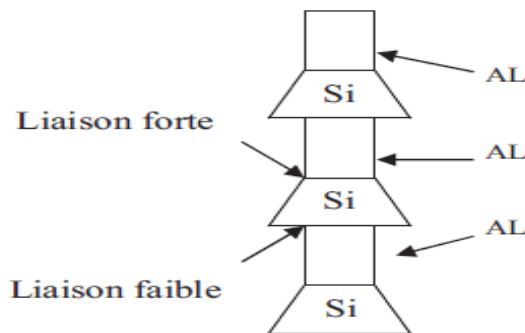
### 1.3 LES DIFFERENTS TYPES D'ARGILES :

Cette section reprend brièvement les principales caractéristiques minéralogiques des argiles car celles-ci ont une influence primordiale pour une bonne compréhension du phénomène de stabilisation.

Les types d'argiles les plus fréquents sont:

#### 1.3.1 Kaolinite :

La kaolinite est constituée d'une succession alternée de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (aluminium ou gibbsite) (Holtz, 1991). Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet en octaèdre ne forment qu'une seule et même couche (Figure 1.6).

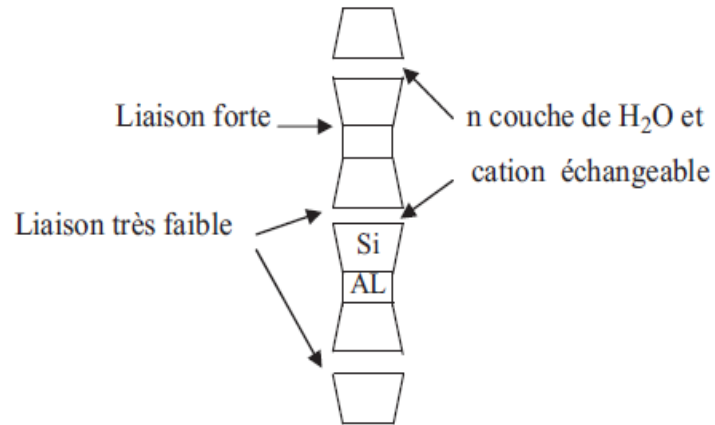


**Figure 1.6 :** Structure de la kaolinite (Craig, 1987).

#### 1.3.2 Montmorillonite :

La montmorillonite, parfois appelée Smectite, est un minéral argileux important composé de deux feuillets de Silice et d'un feuillet d'Alumine (Gibbsite). Les feuillets en octaèdres se trouvent entre deux feuillets de Silice et les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre pour ne former qu'une seule couche.

Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leur teneur en eau augmente, les pressions de gonflements qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères et pavages (Figure 1.7).

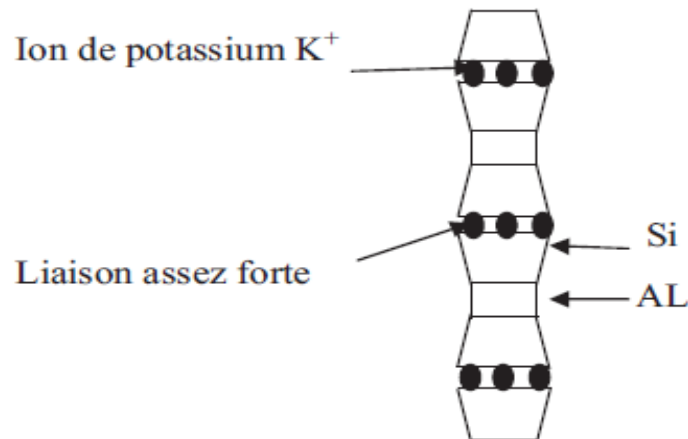


**Figure 1.7 :** Structure de la montmorillonite (Craig, 1987).

### 1.3.3 Illite :

L'illite est une autre composante importante des sols argileux, elle a une structure analogue à la montmorillonite mais il ya des ions de potassium intercalés entre les feuillets tétraédriques. Grâce à ces ions la liaison est relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement plus s'intercaler.

Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations .Ces cations dits échangeables jouent un rôle important dans le comportement des argiles (Figure 1.8)



**Figure 1.8 :** Structure d'illite (Creig, 1987).

### 1.3.4 Les chlorites :

Initialement, il s'agit d'une structure type 2:1 ou T-O-T dont l'espace interfoliaire est totalement occupé par des  $Mg^{2+}$ . Les ions hydroxyles interfeuillets des feuillets élémentaires T-O-T arrivent à se regrouper pour former une couche octaédrique supplémentaire donnant naissance à un assemblage de type TOT-O très stable, d'une épaisseur de 14 Å

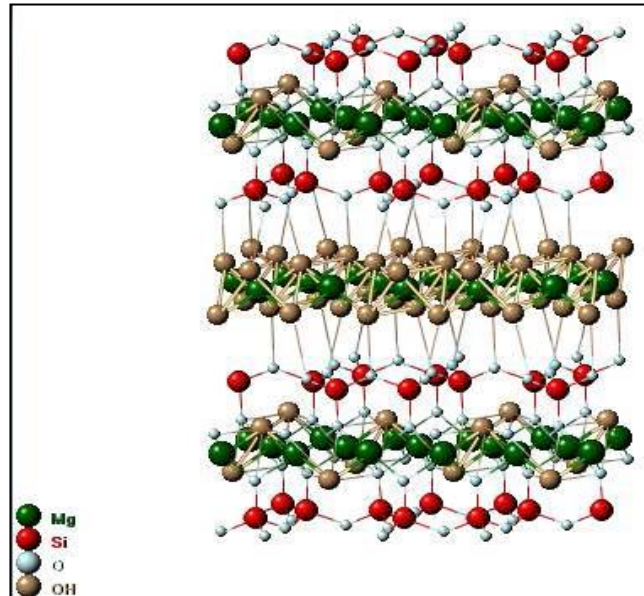
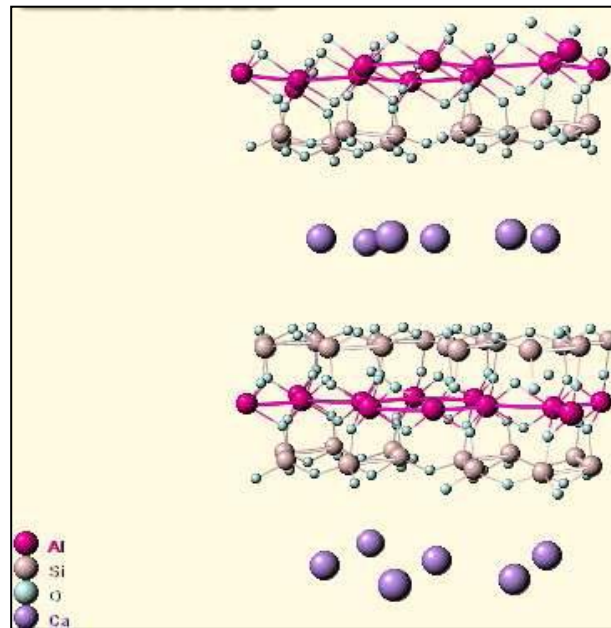


Figure 1.9: Structure cristalline du chlorite (Brown and Bailey, 1963).

### 1.3.5 Les smectites :

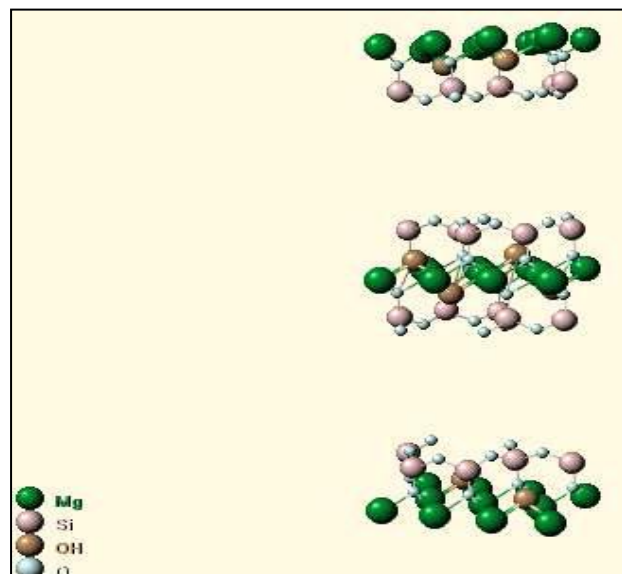
Les smectites se sont des phyllosilicates constitués des deux couches tétraédriques encadrant une couche octaédrique (phyllosilicates 2:1). Les minéraux les plus importants de cette famille sont la montmorillonite, la beidellite, l'hectorite et la saponite. La charge élevée des feuillets est due pour l'essentiel à des substitutions isomorphiques. Cette charge est donc permanente, négative et dépendante du pH. Des cations compensateurs se placent dans l'espace interfoliaire pour combler le déficit de charge. Ces argiles ont une capacité d'échange cationique élevée. Des molécules d'eau sont susceptibles de s'intercaler dans l'espace interfoliaire. Cette possibilité de gonflement. Des espaces interfoliaires conduit à désigner ces argiles par le terme d'argiles gonflantes. D'un point de vue textural, les smectites sont généralement constituées de feuillets de grande extension latérale, associés, les uns aux autres en nombres variables (Figure 1.10). Le degré d'hydratation dépend de la nature du cation hydrate et de l'humidité relative ambiante.



**Figure 1.10:**Structure cristalline d'une smectite (Viani et al.2002).

### 1.3.6 Les vermiculites :

Les vermiculites appartiennent à la famille des phyllosilicates 2:1. Elles sont majoritairement trioctaédriques. Elles constituent une famille proche de celle des smectites, mais les feuillets sont caractérisés par un déficit de charge plus important. Le déficit de charge est essentiellement dû aux substitutions tétraédriques et la compensation est assurée dans l'espace interfoliaire par des cations ( $Mg^{2+}$  principalement) et des couches d'eau (Figure 1.11).



**Figure 1.11:**Représentation d'une vermiculite (Gruner, 1934).

## 1.4 STRUCTURE MOLECULAIRE DES ARGILES :

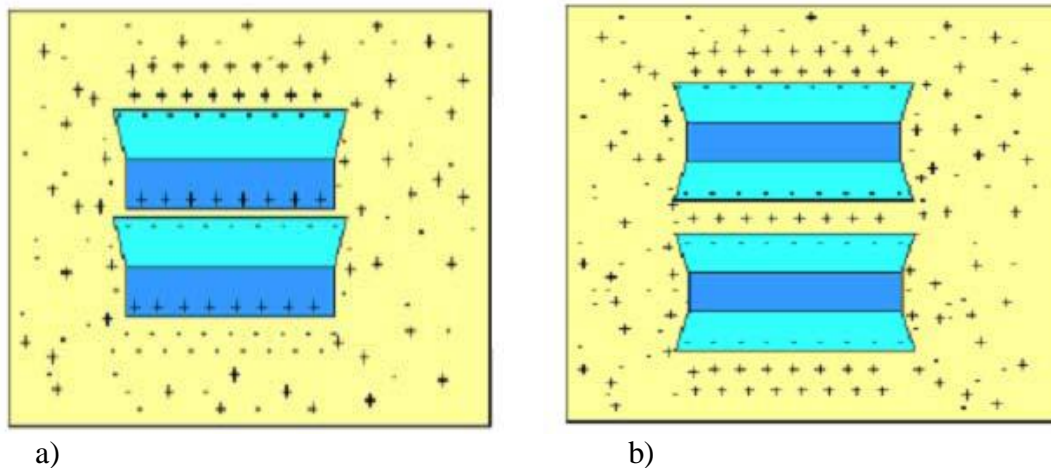
### 1.4.1 Charge globale du feuillet :

#### 1.4.1.1 Charge structurale permanente :

Le feuillet du minéral argileux, résultant de l'empilement de couches tétraédriques et octaédriques, n'est électriquement neutre que si (N. Aboubeker et all 2004):

- tous les tétraèdres de la couche tétraédrique sont occupés par les cations  $\text{Si}^{4+}$ ;
- la couche octaédrique contient soit deux cations trivalents dans deux sites octaédriques (généralement  $\text{Al}^{3+}$  ou  $\text{Fe}^{3+}$ ) avec une lacune ( $\square$ ) dans le troisième octaèdre [ $\text{R}23+(\text{OH})_6$ ] soit trois cations divalents (généralement  $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Mn}^{2+}$ ) occupant les trois sites octaédriques disponibles [ $\text{R}32+(\text{OH})_6$ ].

Or, il se trouve que des substitutions des cations  $\text{Si}^{4+}$  dans les sites tétraédriques par des cations de valence inférieure ( $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ , ...) ou des cations  $\text{Al}^{3+}$  ou  $\text{Mg}^{2+}$  dans les sites octaédriques par des cations de degré d'oxydation inférieur engendrent un excès de charges négatives du feuillet (Figure 1.12). Cette charge négative, dépendant de la composition chimique du minéral argileux, est structurale, permanente et caractéristique de celui-ci. Ainsi,



**Figure 1.12:** Distribution des ions à la surface des particules de a) phyllosilicates 1:1 et b) phyllosilicates 2:1 (A. Rachini 2007).

comme l'illustre le tableau 1-1 (R. C. McKenzie 1975), (G.W. Brindley 1966), la charge du feuillet est quasiment nulle dans les phyllosilicates de type 1/1 du fait de l'absence de substitutions isomorphiques dans les couches tétraédriques et octaédriques. En revanche, La variation de cette charge est connue pour être la caractéristique la plus importante des phyllosilicates de type 2/1. En vue d'assurer l'électroneutralité de la structure totale du minéral argileux, cette charge négative est compensée par des cations alcalins ou alcalino-terreux occupant l'espace interfoliaire.

Ces cations peuvent être échangés contre d'autres cations. Le nombre de cations monovalents ou équivalents qu'il est possible de substituer aux cations échangeables pour compenser la charge électrique de 100g de minéral calciné à 1000°C définit sa capacité d'échange cationique interne. le minéral argileux est défini comme étant un sel formé d'un macroanion (feuillelet) et de cations interfoliaires. Cette charge négative se localise sur les surfaces basales externes et internes (plan basal des couches tétraédriques dans les phyllosilicates 2/1 par exemple) à proximité des cations interfoliaires. De ce fait, cette charge est portée par les groupes –O-Si-O- et est donc indépendante des conditions du milieu (pH par exemple) (Figure 1-12) (P. Leroy et all 2004).

**1.4.1.2 Charge de bords :**

Il existe un autre mécanisme de charge des feuillet de minéraux argileux. En effet, aux bordures d'un feuillet, les valences du silicium et de l'oxygène en couche tétraédrique d'une part, de l'aluminium et de l'oxygène en couche octaédrique, d'autre part, ne sont pas saturées. Pour compenser ces valences, des molécules d'eau s'hydrolysent et il y a apparition de groupes silanol (Si-OH) ou aluminol (Al-OH) (Figure 1.12) qui en fonction du pH peuvent capter ou libérer des protons selon les réactions chimiques suivantes (P. Leroy et all 2004):



**Tableau 1-1:** Classification des minéraux argileux selon la charge globale du feuillet et de la composition de sa couche octaédrique (R. C. McKenzie 1975, G.W. Brindley 1966)

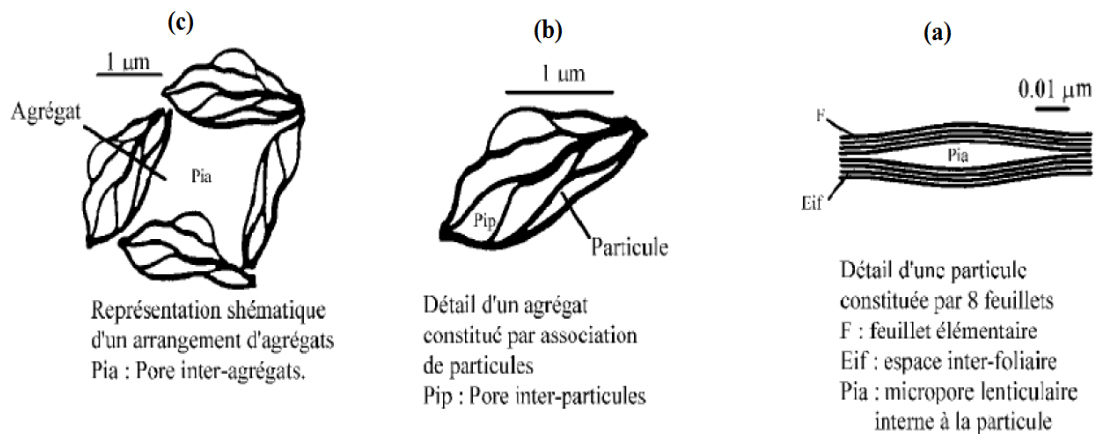
Feuillet	Charge par maille	dioctaédriques	trioctaédriques
1 : 1	0	Kaolinite (Si <sub>4</sub> )(Al <sub>4</sub> )O <sub>10</sub> (OH) <sub>8</sub>	Antigorite (Si <sub>4</sub> )(Mg <sub>3</sub> )O <sub>10</sub> (OH) <sub>8</sub>
	0		Berthierines (Si <sub>4-x</sub> Al <sub>x</sub> )(Mg <sup>2+</sup> <sub>6-x</sub> M <sup>3+</sup> <sub>x</sub> )O <sub>10</sub> (OH) <sub>8</sub>
	0	Pyrophyllite (Al <sub>4</sub> )(Si <sub>8</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>	Talc (Si <sub>8</sub> )(Mg <sub>6</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>
2 : 1	SMECTITES		
	0,4 à 1,2	Montmorillonite M <sup>+</sup> <sub>y</sub> (Si <sub>8</sub> )(Al <sub>4-y</sub> Mg <sub>y</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>	Hectorite – Stevensite M <sup>+</sup> <sub>x</sub> (Si <sub>8</sub> )(Mg <sub>6-y</sub> Li <sub>y</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>
		Beidellite / M <sup>+</sup> <sub>x</sub> (Si <sub>8-x</sub> Al <sub>x</sub> )(Al <sub>4</sub> /Fe <sub>4</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>	Saponite M <sup>+</sup> <sub>x</sub> (Si <sub>8-x</sub> Al <sub>x</sub> )(Mg <sub>6</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>
	1,2 à 1,8	Illites K <sup>+</sup> <sub>x+y</sub> (Si <sub>8-x</sub> Al <sub>x</sub> )(Al <sub>4-y</sub> M <sup>2+</sup> <sub>y</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>	Vermiculites M <sup>+</sup> <sub>x+y</sub> (Si <sub>8-x</sub> Al <sub>x</sub> )(Mg <sub>6-y</sub> M <sup>2+</sup> <sub>y</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>
		MICAS	
	2	Muscovite K <sup>+</sup> <sub>2</sub> (Si <sub>6</sub> Al <sub>2</sub> )(Al <sub>4</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>	Phlogopite K <sup>+</sup> <sub>2</sub> (Si <sub>6</sub> Al <sub>2</sub> )(Mg <sub>6</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>
4	Margarite Ca <sup>2+</sup> <sub>2</sub> (Si <sub>4</sub> Al <sub>4</sub> )(Al <sub>4</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>	Clintonite Ca <sup>2+</sup> <sub>2</sub> (Si <sub>4</sub> Al <sub>4</sub> )(Mg <sub>6</sub> )O <sub>20</sub> (OH) <sub>4</sub>	

De ce fait, suivant les conditions du milieu (acide ou basique), les bords des feuillets peuvent acquérir une charge négative, positive ou nulle (appelée Point isoélectrique (PIE) ou Point de Charge Nulle (PCN)) (Figure 1.12). Pour des valeurs de pH inférieures au PCN, le solide présente une capacité d'échange anionique de bord. En revanche, au dessus du PCN, le solide manifeste une capacité d'échange cationique de bord.

### 1.4.2 Organisation des espaces poreux :

La granulométrie du matériau argileux et le type d'association des feuillets, des particules et des agrégats aboutit à l'apparition de différents types d'espaces poreux (Figure 1.13) (O. Touret et all1990).

On distingue alors trois types de porosité :



**Figure 1.13:** Les différents types d'espaces poreux (O. Touret et all1990).

- La porosité intraparticulaire correspond au vide créé suite à une variation dans un empilement non cohérent des feuillets formant une particule primaire. (Figure 1.13-a). Cette porosité est due à l'empilement turbostratique des feuillets des argiles gonflantes.
- La porosité inter-particulaire correspond au vide entre les particules primaires formant un agrégat. Elle est susceptible de diminuer jusqu'à atteindre la valeur de l'espace interfoliaire pour les argiles fortement compactées (R. Pusch 1982). Pour la porosité inter-particulaire, la taille du pore formé est entre 2 et 50 nm (O. Touret 1988) (Figure 1.13-b).
- La porosité inter-agrégats est analogue à la porosité inter-particulaire : elle est formée par l'espace laissé libre par le rassemblement de plusieurs agrégats. La porosité inter-agrégat est généralement très proche de la porosité inter-particulaire. Quelques pores de taille plus importante peuvent cependant apparaître quand les agrégats sont éloignés les uns des autres (Figure 1.13-c).

## 1.5 DIFFERENTS TYPES D'EAU :

Le caractère dipolaire de la molécule d'eau lui confère la propriété d'être attirée par l'intermédiaire de ses extrémités positives à la surface négative des minéraux argileux. Cette attraction modifie les propriétés hydrodynamiques de l'eau et cela dépend de la distance entre les molécules d'eau et la surface argileuse (Wakim, 2005).

Trois types d'eau existant dans la matrice argileuse, peuvent être distingués.

### 1.5.1. Eau liée :

Elle est attachée à la surface des grains par le jeu de forces d'attraction moléculaire. Ces forces décroissent avec la distance entre les molécules d'eau et le grain Hueckel (1992).

Une première couche adsorbée, dont l'épaisseur est de l'ordre de quelques dizaines de molécules (environ 50 Å), correspond à :

- L'eau des arrêtes et des cassures de la surface du réseau cristallin. Les molécules d'eau y sont retenues par des liaisons de coordination avec les éléments superficiels du réseau cristallin.
- L'eau d'hydratation des cations échangeables.
- L'eau de surface interfeuille, répartie entre les différents feuillets des minéraux argileux, reliés entre eux par des liens hydrogènes existant entre les groupes OH<sup>-</sup> et O<sup>2-</sup>.

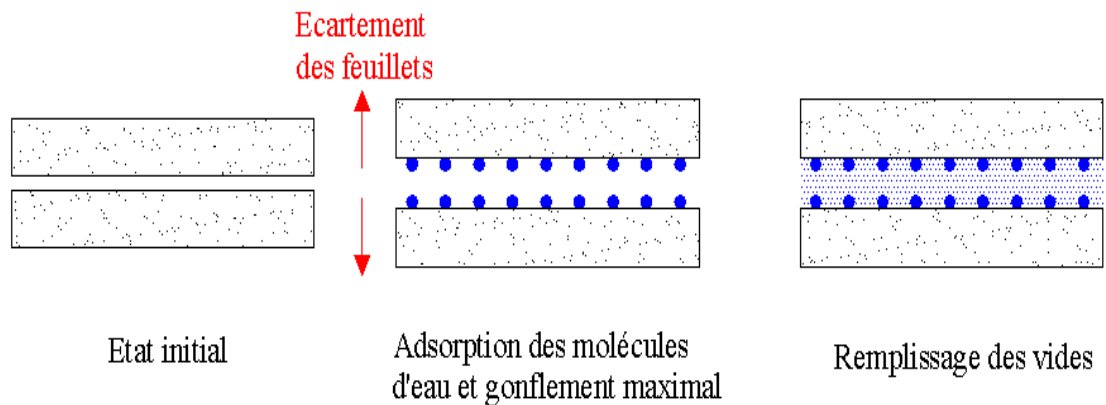
Dans cette couche adsorbée les propriétés de l'eau sont très fortement modifiées. L'eau a la structure de la glace. La viscosité peut être supérieure de quelques dizaines de fois à celle de l'eau normale. La densité varie de 1,2 à 2,4 g/cm<sup>3</sup>. L'adsorption des molécules d'eau et des ions dépend en grande partie de la surface spécifique des argiles.

Une zone de transition d'eau dite "diffuse", entre 0,005 et 0,5 µm contient des molécules d'eau fixes et qui supportent encore une attraction non négligeable.

L'eau d'hydratation des argiles gonflantes (type smectites) correspond à de l'eau adsorbée et de l'eau diffuse, ou de l'eau faiblement liée.

### 1.5.2. Eau libre :

Au delà de  $0,5 \mu\text{m}$ , l'eau n'est retenue dans l'argile que par les forces capillaires et elle est capable de se déplacer sous l'effet de la gravité ou d'un gradient hydraulique suffisant. C'est l'eau libre, appelée aussi eau interstitielle. D'une façon générale, les forces mises en jeu sur l'eau par les particules d'argiles diminuent avec la distance (Figure 1.9).



**Figure 1.14:** Gonflement et hydratation du matériau argileux.

Plus d'électrons d'un côté du noyau d'un atome que de l'autre, d'où la formation de dipôles qui se rattachent par leur côté opposé électriquement, les forces mises en jeu sont faibles mais additives (d'où leur importance) et diminuent très lentement avec la distance. Elles sont suffisamment fortes pour déterminer l'arrangement final de certains solides et elles sont une source majeure de cohésion dans les sols fins (Mitchell 1976). Les forces d'adhésion dans les sols argileux "humides" sont principalement du type Van Der Waals.

### 1.5.3. Eau cristalline :

Elle se situe au niveau des feuillets argileux et a besoin d'une température de  $550 \text{ }^\circ\text{C}$  pour être éliminée. Le changement de la teneur en eau liée et cristalline peut être le seul facteur de changement de la structure interne du matériau argileux. Ces trois types d'eau sont influencés par la nature des minéraux argileux et par le chimisme de la solution d'hydratation.

## **1.6 THEORIE DE LA DOUBLE COUCHE :**

Nous avons vu précédemment que les argiles sont composées de particules chargées négativement, contenant des cations que l'on peut qualifier d'échangeables et qui sont peu liés à la structure de l'argile. Ils peuvent être échangés par d'autres cations.

En présence d'eau, qui contient toujours des ions chargés positivement, un déséquilibre de charge se produit entre le fluide et les surfaces des particules argileuses. Il s'en suit alors un mouvement des cations dans les deux sens, de la surface des particules vers la solution et inversement, appelé échangecationique. Le résultat de ce phénomène se manifeste par la création d'une atmosphère de cations échangeables dans une zone voisine de la surface de la particule qui prend le nom de double couche diffuse (ou électrique) ou DDL (Diffuse Double Layer) (Gouy, 1910; Chapman, 1913 ; Mitchell, 1993 ; Saiyouri, 1996 ; Lambe (1960). Cette théorie de la double couche diffuse permet de prévoir la distribution des cations dissous à proximité de la surface de la particule argileuse. Le modèle de la double couche de Gouy-Chapman, cité par Velde et Meunier, 2008, repose sur l'hypothèse que la population des cations attirés par la surface pour rétablir l'électro-neutralité à son voisinage peut être séparée en deux couches. Une couche de cations immobiles liés à la surface, appelée « couche de Stern », et une deuxième couche de cations mobiles au voisinage de la surface appelée couche diffuse (Figure 1.12). La limite entre la couche de Stern et celle diffuse est appelée « plan d'Helmutz » ou plan de cisaillement.

## **1.7 MECANISMES DU GONFLEMENT DES ARGILES :**

### **1.7.1 Le Gonflement au sens physico-chimique :**

Les phénomènes physico-chimiques et mécaniques varient. Le gonflement d'un sol peut résulter de la diminution des contraintes en place à la suite d'un déchargement, après une excavation, ou par imbibition du sol. Il se traduit par une augmentation du volume du sol ou un accroissement des pressions régnant dans le milieu selon que le matériau peut se déformer ou non (Serratrice et Soyez, 1996). Il est à noter que l'augmentation de la teneur en eau lors d'une imbibition ne provoque pas toujours une augmentation de volume suivant la nature du matériau.

En effet, un sol sec essentiellement sableux ou silteux peut s'humidifier par remplacement de l'air contenu dans les vides, sans augmentation conséquente de volume. Par contre, dans le cas de sols argileux, le gonflement résulte de forces de répulsion qui s'exercent entre les particules argileuses, entraînant une augmentation de volume à mesure que la teneur en eau augmente. Le gonflement des particules argileuses, à l'échelle microscopique, est directement lié à leurs Propriétés minéralogiques, électrochimiques et à leurs surfaces spécifiques qui varient d'une famille d'argiles à l'autre, le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes :

- l'hydratation des espaces interfoliaire, entraînant une augmentation de la porosité interfoliaire (gonflement interfoliaire ou gonflement cristallin).
  
- la répulsion entre les particules, soit l'augmentation de la porosité interfoliaire et inter particulaire pouvant affecter toutes les argiles (gonflement inter particulaire ou gonflement osmotique).

#### **1.7.1.1 Hydratation des espaces inter foliaires :**

Lors de l'hydratation d'une éprouvette d'argile sèche, l'eau pénètre dans l'espace inter foliaire et s'organise en couches mono moléculaires, puis interagit avec les feuillets et les cations déjà présents. Cette hydratation favorise la création d'une pression, appelée pression de disjonction, qui a pour conséquence une augmentation de la distance inter foliaire et donc un gonflement de l'ensemble des deux feuillets, c'est le gonflement cristallin (Yong, 1999).

Ce gonflement n'est possible que lorsque les liaisons interfeuillets sont très faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace interfoliaire. C'est le cas par exemple de la montmorillonite. Le phénomène de gonflement est influencé par la nature des cations interfoliaire. Ainsi la montmorillonite sodique ( $\text{Na}^+$ ) gonfle plus qu'une montmorillonite calcique ( $\text{Ca}^{2+}$ ) (Dardaine et al, 1985; Saiyouri, 1996). En effet, le rayon ionique de  $\text{Na}^+$  est plus proche de la taille de la molécule d'eau et son interaction avec cette dernière est plus faible que pour le cation  $\text{Ca}^{2+}$ . L'eau se répartit alors plus facilement à la surface du feuillet.

Dans les argiles illitiques, le gonflement cristallin est très faible et il est quasiment inexistant dans les kaolinites.

D'après Tessier (1990), ce type de gonflement ne représente qu'environ le dixième du gonflement macroscopique total d'une argile gonflante. Il est donc nécessaire selon lui d'envisager un autre mécanisme de gonflement que celui relevant uniquement des seules variations interfoliaire.

### **1.7.1.2 Répulsion entre les particules :**

Le gonflement osmotique se produit lorsque l'énergie d'hydratation est suffisante pour franchir la barrière de potentiel due aux forces électrostatiques attractives entre feuillets. L'adsorption des cations par les particules argileuses et la formation de la double couche diffuse sont responsables de la répulsion des deux particules (Mitchell, 1993). En effet, dans une argile sèche, les cations sont fortement adsorbés à la surface des feuillets argileux. Les cations en excès, par rapport à ceux assurant l'électroneutralité des particules argileuses et des anions associés, sont présents sous forme de sels. Si l'argile sèche est placée au contact de l'eau, les sels s'y dissolvent, mais les différents ions se répartissent de manière non homogène, la concentration en cation devient plus forte au voisinage des surfaces externes des argiles, tandis que les anions ont plutôt tendance à s'éloigner des surfaces argileuses. La zone perturbée, ainsi créée par cette répartition non homogène des cations et des anions, est appelée la double couche diffuse (Bolt, 1956). Cette dernière assure l'électroneutralité du système entre la particule d'argile et la double couche diffuse du modèle de Stern. La théorie de la double couche diffuse a permis de démontrer mathématiquement que le recouvrement de deux couches diffuses de même signe est responsable de la répulsion de deux particules (Van Damme, 2002). Appliquée à la multitude de particules constituant une éprouvette d'argile, cette théorie permet d'expliquer le gonflement à l'échelle macroscopique.

Une autre approche plus fréquemment utilisée permet, selon Mitchell (1993), d'expliquer le gonflement de manière plus pratique, c'est le concept de "pression osmotique". Dans cette approche, du fait des différences de concentration au sein de la couche diffuse, des pressions osmotiques sont développées à chaque fois que les doubles couches de deux particules se chevauchent. La surface argileuse chargée négativement jouerait un rôle comparable à celui d'une membrane semi-perméable, séparant deux solutions de concentration en sel différentes (aucun cation ne vient cependant traverser la surface argileuse) (Van Damme, 2002). La différence de pression osmotique créée entre les deux particules et la solution à l'équilibre environnant les particules d'argile est appelée "**pression de répulsion inter particulaire**". On peut alors imaginer qu'à l'échelle macroscopique, ce phénomène d'origine microscopique, répété un très grand nombre de fois, se répercute par l'apparition d'un gonflement observable. Rappelons également que le gonflement d'un sol argileux dépend non seulement de la minéralogie des argiles mais aussi de la texture (Bauer- Plaindoux et al., 1998), c'est-à-dire de l'agencement du squelette et du réseau poreux de ces minéraux au sein des autres minéraux constituant le matériau. Sous certaines conditions, les minéraux argileux gonflants peuvent se retrouver piégés au sein d'une matrice siliceuse ou carbonatée, créant des complexes susceptibles d'empêcher ou d'annuler le Gonflement de ces minéraux.

En résumé, la pression osmotique joue un rôle prépondérant dans le gonflement des argiles saturées. Une diminution de contraintes effectives dans le sol se traduit au niveau macroscopique par le gonflement des argiles. La théorie de la double couche fournit une interprétation intéressante des phénomènes physico-chimiques sur le plan qualitatif, mais l'application quantitative de cette théorie aux minéraux argileux ne permet pas toutefois de caractériser au mieux la texture réelle et complexe d'un matériau argileux. De plus, lorsque les argiles ne sont plus saturées, suite à une dessiccation répétée par exemple, d'autres forces deviennent prépondérantes dans l'hydratation des argiles, comme les forces d'attraction dues aux charges électriques, les forces capillaires de Van der Waals et les forces dérivant de l'énergie d'hydratation des cations échangeables (TranNgoc Lan, 1989). L'ensemble de ces forces constitue la force de succion qui agit directement sur les molécules d'eau. Cette succion est faible à nulle pour des sols saturés et très forte pour des sols secs.

### 1.7.2 Le Gonflement au sens mécanique :

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. Un sol est constitué de 3 phases :

- phase solide (les particules solides)
- phase liquide (eau interstitielle en général)
- phase gazeuse (bulles d'air).

Le sol est saturé si la phase gazeuse disparaît, c'est-à-dire si tous les vides interparticulaires sont occupés par l'eau interstitielle. Considérons ici un élément de sol saturé à l'équilibre. Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale  $\sigma$  (géostatique ou surcharge extérieure  $\sigma_e$ ), cette dernière se décompose de la façon suivante :

$$\sigma_e = \sigma = \sigma' + u \quad (\text{Théorie de Terzaghi, 1951})$$

Où  $u$  désigne la pression interstitielle de l'eau des pores et  $\sigma'$  la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte exercée sur le squelette solide du sol.

## 1.8 PROPRIÉTÉ DES MINÉRAUX ARGILEUX :

Les minéraux argileux se caractérisent par plusieurs propriétés physico-chimiques dont les principales sont:

- La surface spécifique
- La capacité d'adsorption d'eau et de gonflement

### 1.8.1 La surface spécifique :

Malgré leur taille fine, les argiles possèdent une grande surface spécifique qui dépend de la nature du minéral argileux. La surface totale des argiles comprend une surface externe facilement accessible et une surface interne qui correspond à celle développée par l'espace interfoliaire durant son expansion. Les minéraux de la famille des smectites se caractérisent par une surface spécifique très importante par rapport à celle des autres types d'argiles due à leurs propriétés de gonflements. Elle peut atteindre les 800 m<sup>2</sup>/g si les particules sont complètement hydratés. Parmi les méthodes les plus utilisées pour déterminer la surface spécifique, on cite la volumétrie d'adsorption d'azote exploitée par la méthode Brunauer. Cette approche consiste à faire adsorber sur une surface argileuse préalablement activée par un traitement thermique, des molécules dont on connaît leur dimension et leurs possibilités d'arrangement. L'azote N<sub>2</sub> est le gaz le plus utilisé dans cette méthode car aucune

interaction spécifique n'intervient durant son mécanisme d'adsorption. Mais ce gaz inerte présente une faible affinité pour les liaisons au niveau de l'espace interfoliaire et par conséquent, il nous permet de mesurer juste la surface externe. Le tableau (1-2) résume les valeurs standards caractéristiques des surfaces de quelques familles argileuses.

**Tableau 1-2 :** Valeurs de la surface spécifique de quelques familles argileuse

Argiles	Surface interne (m <sup>2</sup> /g)	Surface externe (m <sup>2</sup> /g)	Surface total (m <sup>2</sup> /g)
Kaolinite	0	15	15
Illite	5	25	30
Smectite	750	50	800
Vermiculite	750	1	751
Chlorite	0	15	15

### 1.8.2 La capacité de gonflement et d'adsorption d'eau :

Généralement, toutes les argiles possèdent une capacité de rétention des molécules d'eau plus au moins importantes. Mais seulement quelques uns sont capables d'incorporer des quantités appréciables de molécules d'eau dans leur espace interfoliaire. Les smectites, les vermiculites et les minéraux interstatifiés sont parmi les argiles qui se caractérisent par une forte capacité d'adsorption d'eau entre les feuillets de leur structure ce qui provoque une variation de leurs volumes et provoque ainsi leur gonflement. Il est à préciser que le gonflement des argiles est tributaire aussi de sa composition puisque ces matériaux sont constituées par des minéraux argileux et d'autres minéraux associés. La texture des argiles joue aussi un rôle primordial dans ce processus d'expansion. Pour les argiles naturelles, cette propriété est liée aussi au site d'échantillonnage ce qui génère une spécificité pour chaque type d'argile selon sa genèse et son milieu de formation.

Les minéraux gonflants ont une structure de base à 10 Å. Cette distance est variable selon l'état d'hydratation. Ainsi, elle est d'environ 12,5 Å pour l'incorporation d'une couche d'eau au tour du cation interfoliaire et de 15 Å pour deux couches. Cette hydratation conduit à une augmentation du volume pouvant atteindre les 95 %. Par ailleurs, il y a des minéraux argileux contenant de l'eau adsorbée mais qui n'ont pas pour autant de propriétés de gonflement, il s'agit des argiles fibreuses.

## **1.9 TECHNIQUES DE STABILISATION :**

Il existe plusieurs techniques permettant de valoriser les terres argileuses, comme la stabilisation mécanique (densification par compactage, pressage), physique (traitement thermique, traitement par électro-osmose qui favorise un drainage de la terre, lui conférant de nouvelles qualités structurales) ou chimique (addition de chaux, de ciments ou d'adjuvants).

Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes fait appel à plusieurs facteurs tels que la nature du sol, la disponibilité du matériau ou du produit stabilisant, les délais de réalisation du projet, les considérations économiques et les conditions environnementales et de mise en œuvre.

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- La stabilisation mécanique.
- La stabilisation aux sables.
- La stabilisation par additifs.

### **1.9.1 Stabilisation mécanique :**

Nous citerons trois méthodes de stabilisation mécanique:

#### **1.9.1.1 Méthode de substitution :**

Il s'agit de remplacer le sol gonflant par un sol non évolutif.

#### **1.9.1.2 Méthode de compactage :**

Le compactage est la densification des terres par application d'énergie mécanique. Il permet l'amélioration de la résistance, la réduction de la porosité en expulsant l'air emprisonné, la diminution de la déformabilité ainsi qu'une réduction de la perméabilité. Le compactage permet aussi de limiter les variations de volumes indésirables causées, par exemple, par l'action du gel, par le gonflement et par le retrait. La densité obtenue après compactage dépend de la teneur en eau au sein de la terre. En effet, la masse volumique sèche du matériau comprimé augmente avec la teneur en eau jusqu'à un optimum, puis décroît avec l'augmentation de la teneur en eau. Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal (NF P 94-093). Le compactage est fonction de quatre paramètres : la masse volumique de la terre, la teneur en eau, le compactage (énergie et mode) et le type de terre suivant la teneur en sable et en argile. Ainsi, des auteurs (Itsvan C 1990) montrent que les terres peuvent avoir un comportement :

- sableux, s'ils contiennent plus de 90 % de sable. Dans ce cas, la densité du mélange dépend peu de la teneur en eau et l'optimum de densité est relativement faible.
- sablo-argileux, s'ils contiennent entre 80 et 70 % de sable. L'optimum de densité est mieux marqué.
- argilo-sableux, s'ils contiennent moins de 70 % de sable. Dans ce cas, la densité du mélange dépend fortement de la teneur en eau et la densité optimale est élevée.

### **1.9.1.3 Méthode de préhumidification :**

Elle consiste à augmenter la teneur en eau du sol jusqu'à saturation, nous aurons donc le maximum de gonflement, Chen (1988) , cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- le sol permet un gonflement par humidification précédant la construction.
- Le mouvement de gonflement soit stabilisé lors de la construction réalisant ainsi un état de non soulèvement. Il faut donc compter sur la permanence de la teneur en eau artificiellement créée.

### **1.9.2 Stabilisation aux sables :**

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur le gonflement.

- Didier (1972), en étudiant un mélange de montmorillonite et de sable, a montré que 10% de sable suffisent à réduire la pression de gonflement d'environ 50%, cité par (Khlifa, T. 1994).
- Suratman (1985), a trouvé qu'un pourcentage de sable de 20% permet de réduire le gonflement libre de la montmorillonite seule de 42,3% à 26% cité par (Khlifa, T. 1994).
- Rao (1987), a montré que 40% de sable comme produit stabilisant ajouté à les argiles gonflantes de l'Inde connu sous le nom Black Cotton, a donné une valeur optimale de CBR et un accroissement de la résistance à la compression, de l'angle de frottement et de la cohésion, cité par (Khlifa, T. 1994).
- Aola (1987), a montré que l'ajout de sable à une argile gonflante (Nigeria Black Cotton) permet d'augmenter la densité sèche maximale, et diminuer la teneur en eau optimale, cité par (Khlifa, T. 1994).
- Bengara et al (2004), ont étudié l'évolution du potentiel de gonflement et sa pression par l'ajout du sable à différents pourcentages et granulométrie, ils ont remarqué une réduction importante du gonflement de cette argile.

### 1.9.3 Stabilisation avec des additifs :

Les additifs permettant d'améliorer les caractéristiques des sols sont classés en deux grandes familles : Les sels et les liants.

Ce qui nous intéresse dans ce travail, c'est la stabilisation chimique des argiles pour améliorer leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

#### 1.9.3.1 Les liants :

Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques. Les principaux liants existants dans l'industrie sont :

##### 1.9.3.1.1 Définition d'un Liants organiques :

Ce sont des produits de type colle, c'est à dire des composés organiques susceptibles d'une bonne adhésion au squelette minéral. On en distingue deux sortes :

- Les mono-composants (un seul constituant) ont un caractère thermoplastique, ce sont par exemple les bitumes de pétrole, les goudrons et les brais de houille.
- Les bi-composants (deux constituants) sont à mélanger au moment de la mise en oeuvre. Le résultat est intermédiaire entre le collage thermoplastique des mono-composants et le scellement des liants hydrauliques, ce sont par exemple des polymères, des résines ou des dopes.

L'action de ces produits donne au sol des propriétés hydrophobes qui dépendent de l'enrobage des particules du sol par le liant. L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradabilité sous des climats tropicaux ( Luckham. P. F. 1999).

##### 1.9.3.1.2 Définition d'un liant hydraulique :

Il faut maintenant aborder les aspects de la composition d'un liant, pour comprendre comment se produit le développement de résistance lors du traitement. Les liants hydrauliques (S. Caillère 1982) sont les liants les plus utilisés pour la construction. Il s'agit de produits qui, en présence d'eau, s'hydratent en donnant naissance à des espèces cristallines. Ces dernières étant insolubles et résistantes, elles vont créer des liaisons chimiques et physiques avec les différents éléments granulaires du sol. Ce phénomène est appelé « prise hydraulique » ou aussi « hydratation », il donne au sol une cohésion permanente qui va dépendre de plusieurs facteurs (Also, E .E et all 1975) :

- le type de liant,
- la nature du sol (impuretés chimiques, granulométrie...),
- la quantité de liant introduite,
- la compacité atteinte à la mise en oeuvre,
- la température du milieu,

- □ l'âge du mélange.

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance. La technique de stabilisation la plus reconnue est sans doute le compactage physico-mécanique qui augmente la stabilité mécanique de n'importe quel sol (Little, 1995). Par contre, le compactage à lui seul n'est pas toujours suffisant et ceci est particulièrement vrai pour les sols à granulométrie fine.

Une autre forme de stabilisation peut se faire simplement en modifiant la courbe granulométrique du sol. Il s'agit de mélanger le sol avec des granulats de différentes dimensions pour lui donner une granulométrie étalée. Des coefficients mathématiques, tels que le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et le coefficient de courbure ( $C_c$ ), permettent de calculer l'étalement d'une courbe granulométrique donnée. Il a été démontré que les argiles plastiques ont un comportement mécanique très variable dû à leur sensibilité à l'eau.

Lorsque sèche et consolidée, une argile peut avoir une capacité portante relativement bonne. Or, lorsqu'elle est humide elle perd ses propriétés mécaniques et devient très instable. Le principe général de la stabilisation est donc simple; augmenter et maintenir la densité du sol. Pour une argile, il s'agit de l'assécher suffisamment et de la garder imperméable, lui permettant ainsi de maintenir ses propriétés mécaniques.

La stabilisation chimique (physico-chimique) est une avenue intéressante pour améliorer les propriétés mécaniques des sols argileux. En effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires. A cette époque, les pyramides de Shensi au Tibet étaient construites à partir d'un mélange de chaux et d'argile compactée (Rogers et al, 1996a). Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux États-Unis que les premières études de mélanges chaux argiles ont été effectuées en laboratoire (Rogers et al, 1996b). Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés.

#### **1.9.3.1.2.1 Utilisation de la chaux :**

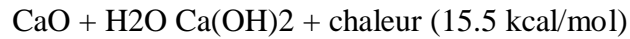
Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente. Dans certains cas par exemple, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurelle équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé (Bell, 1978).

L'utilisation de chaux dans les sols permet une calci-structuration du sol. Cela permet d'obtenir un assèchement du matériau, une floculation des argiles, et une amélioration de la portance du matériau, (Lelong, 2003).

A la suite du contact de ces constituants avec l'eau, une réaction d'hydratation commence et permet la formation d'une matrice cimentaire et, ainsi, d'un solide résistant.

En travaux publics, on utilise la chaux en stabilisation des sols et plus particulièrement dans le traitement des sols fins ayant des teneurs en argile non négligeables c'est-à-dire des sols argileux et limoneux. On constate une modification rapide des propriétés géotechniques, une floculation des argiles en quelques heures donnant au sol une structure granuleuse, stable et non collante.

La chaux vive (CaO) s'utilise dans le cas de sols argileux trop humides, pour la réaction exothermique qui entraîne une évaporation d'une partie de l'eau présente



La chaux grasse éteinte est utilisée pour des sols argileux secs. Ces solutions concernent les remblais, couches de forme voire des couches de chaussées à faible trafic.

L'utilisation de la chaux se fait par l'addition des produits calcaires calcinés de monoxyde de calcium (chaux vive, CaO) ou d'hydroxyde de calcium (chaux hydratée, Ca(OH)<sub>2</sub>). Généralement, la chaux vive est plus efficace que la chaux hydratée pour l'amélioration des sols.

La chaux est plus efficace aux sols argileux que les sols granulaires.

Par conséquent, les sols présentant des indices de plasticité au-delà de 10 sont les plus ciblés par ce procédé (Figure 1.15).

(a) Epannage



(b) Malaxage



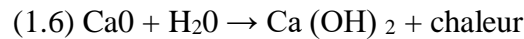
**Figure 1.15:**Chantier de traitement d'un sol à la chaux .

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

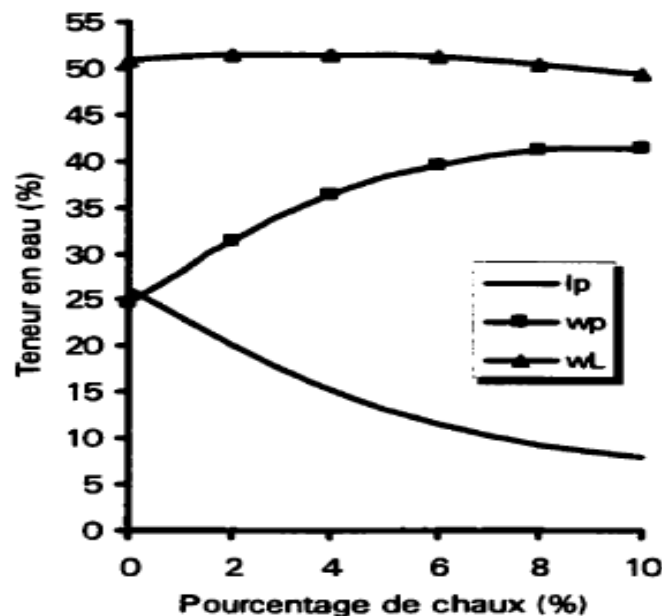
### 1.9.3.1.2.2 Processus de stabilisation à la chaux :

La chaux peut être utilisée sous deux formes soient, la chaux vive et la chaux hydratée. La chaux vive provient de la calcination de calcaire dans des fours rotatif ou verticaux à haute température ( $> 900\text{ }^{\circ}\text{C}$ ).

La calcination permet de libérer le gaz carbonique ( $\text{CO}_2$ ) afin d'obtenir l'oxyde de calcium ( $\text{CaO}$ ) qui est la chaux vive (équation 1.5). L'hydroxyde de calcium aussi appelé chaux hydratée ou chaux éteinte, est obtenu par l'ajout de 25 % d'eau en masse à la chaux vive (Chauvin et al, 1980) (équation 1 -6).



Deux phases regroupant quatre types de réactions peuvent se produire lors d'une stabilisation à la chaux; l'échange cationique, la floculation et l'agglomération des argiles, la carbonatation de la chaux et les réactions pozzolaniques entre la chaux, la silice et/ou l'alumine (Choquette, 1988; Locat et al, 1990; Prusinski, 1999; Roger et al, 1996a). Dans un premier temps, les deux premières réactions augmentent la plasticité, la maniabilité ainsi que la résistance du sol et typiquement réduisent l'indice de plasticité tel qu'illustré à la figure 1.7. Cette première phase est reconnue comme étant la période de modification (« soil modification » ou « soil improvement ») du sol.



**Figure 1.16:** Variation des limites d'atterberg en fonction du pourcentage de chaux par poids (Kézdi 1979)

La deuxième phase est celle de la stabilisation comme telle comprenant le troisième et quatrième type de réaction. Cette période entraîne une cimentation du produit qui elle augmente davantage la résistance au cisaillement, la perméabilité ainsi que la durabilité du sol. Il est reconnu qu'une température inférieure à 13 °C peut décélérer le processus de stabilisation alors qu'une température plus élevée l'accélère (Moore, 1987).

En utilisant de la chaux vive, la diminution de la teneur en eau sera plus forte en raison de la chaleur dégagée par la réaction (réaction exothermique). Quoique la chaleur dégagée par la réaction soit en grande partie responsable de l'évaporation de l'eau, le malaxage peut également provoquer une aération qui, elle aussi, est bénéfique à l'évaporation. Un apport de matériaux secs peut aussi contribuer au processus d'assèchement.

Quoique les deux types de chaux présentes puissent être utilisées, la chaux vive est plus populaire que la chaux éteinte car elle présente plusieurs avantages. Par exemple, l'assèchement obtenu est supérieur. et à poids égal, elle est plus efficace car elle ne contient pas d'eau ayant déjà servi à sa fabrication. Il est admis que l'ajout de 3 % de chaux vive a les mêmes effets que l'ajout de 4 % de chaux éteinte (Greaves, 1996; National Lime Association, 1991 ; Puiatti, 1980).

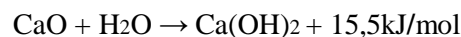
Basé sur ces constats, il est reconnu que l'utilisation de chaux vive est moins coûteuse du point de vue du stockage ainsi que du transport pour traiter une même surface. De plus, un des buts du traitement des argiles est d'abaisser le taux d'humidité. La chaux vive répond mieux à cette exigence que la chaux éteinte car elle ne contient pas d'eau au départ et la réaction exothermique contribue à évaporer une plus grande quantité d'eau.

### **1.9.3.1.2 .3 La performance des traitements à la chaux :**

La performance à long terme d'un traitement à la chaux peut susciter beaucoup d'intérêt parmi les gens oeuvrant dans le domaine. Cette partie traite brièvement de quelques études qui ont permis d'évaluer la durabilité de certains traitements.

#### **A. La performance à court terme :**

La mise en contact entre la chaux (vive ou éteinte) et l'eau dans le sol par l'incorporation de la chaux à un sol humide provoque immédiatement une consommation d'eau et une évaporation importante à cause de la réaction exothermique suivante :



La chaleur de cette réaction chimique sèche le sol humide. La réaction avec de l'eau se produit même si les sols ne contiennent pas d'importantes fractions argileuses. Lorsque les particules argileuses sont présentes, la réaction chimique de la chaux avec des argiles cause un séchage plus fort. Le séchage se passe rapidement, en quelques heures, permettant de faire le compactage du sol beaucoup plus rapidement que par nécessité d'attendre pour le sol séché par évaporation naturelle.

Le séchage du sol humide sur le chantier est un des plus applications les plus courantes de la chaux pour le traitement des sols. Cet avantage de la chaux peut être utilisé pour servir à un ou plusieurs des objectifs suivants : compactage à l'aide d'un séchage sur les zones humides ; de fournir une table de travail pour la construction ultérieure, et de rendre le sol réalisable pour autre stabilisation convenable (avec du ciment Portland ou de l'asphalte).

En général, entre 1% et 4% de chaux est suffisant pour sécher un site humide afin de permettre les travaux de construction de s'effectuer (Association et al, 2004).

L'incorporation de la chaux à un sol argileux ou limoneux non seulement provoque le séchage plus rapide, mais aussi modifie la structure du sol à court-terme par l'agglomération des particules fines en grumeaux stables (grossières et friables) en raison de leur fraction argileuse. Ce phénomène est appelé granulation ou floculation et s'explique par l'échange des cations alcalins ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ...) par des cations  $\text{Ca}^{2+}$  apportés par la chaux ; ceci développe des forces électriques conduisant à la formation des ponts  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ou  $\text{CaOH}^+$  entre les feuillets d'argile .

En raison de changements de texture causés par ces réactions dans le sol, la résistance et l'humidité de ces sols sont améliorées. Ces améliorations se traduisent par une meilleure maniabilité, par l'amélioration de la résistance immédiate et par la réduction du potentiel de gonflement.

En pratique, on observe normalement que, les limites de liquidité, la densité sèche, le potentiel de gonflement diminuent, tandis que les limite de plasticité, la teneur en eau optimale Proctor et les valeurs CBR augmentent à court-terme (Eades and Grim, 1960; Bell, 1989; Locat et al, 1990; Bell, 1996). De plus, la courbe Proctor devient plus plate que celle du sol non-traité. Ces résultats obtenus dans le laboratoire explique, en réalité, qu'un sol fin et humide traité à la chaux passe d'un état plastique à un état solide, friable, facilement travaillable et perd une partie de sa sensibilité à l'eau.

## **B. La performance a long terme :**

Prusinski (1999) stipule que peu d'études-terrain existent sur la performance a long terme des sols traités à la chaux ou au ciment. Il s'inquiète particulièrement sur la possibilité que la réaction de l'échange cationique puisse être réversible.

Si ce phénomène existe, les propriétés mécaniques atteintes suite à une stabilisation pourraient être perdues. Or, ses recherches n'ont pu prouver cette allégation.

Un suivi réalisé par l'Oklahoma département of Transportation (Prusinski, 1999) a démontré des résultats de performance prometteuse d'une route stabilisée à la chaux. En effet, des observations faites après 5 et 12 ans de service ont prouvé que la route avait conservé ses propriétés initiales.

Biczysko (1996) a évalué la performance à long terme de l'infrastructure d'une route stabilisée à la chaux. Ses études ont démontré, entre autres, un gain de l'indice de CBR après 7 ans d'une argile traitée à 3 % de chaux vive passant de 20-29 à 30-35. Dans cette même étude. des essais à la plaque permettant de catégoriser la valeur (k) d'une sous-fondation indiquent après 6 ans des gains de rigidité du simple au double. Dans ses recherches, Biczysko (1996) confirme que, même après 17 ans de service, les deux sites évalués ont maintenu leurs performances.

Selon Little (1995) le suivi-terrain le plus complet sur la performance à long terme a été réalisé par Aufmuth en 1970. En effet. Aufmuth (1 970) a effectuée la comparaison des valeurs CBR de plusieurs sols non-traités à ceux traités ayant des teneurs en chaux différentes. Il conclut que la résistance gagnée suite à une stabilisation à la chaux demeure

permanente avec l'âge. Kelley (1988) affirme également qu'une stabilisation peut devenir permanente pour des sols ayant des indices de plasticité variant de 12 à 50.

#### 1.9.3.1.2.4 Les processus physico-chimiques incités par la chaux :

L'addition de chaux à un sol conduit au développement de différents processus physico-chimiques. Trois grands processus peuvent être cités : les réactions d'échanges cationiques, la floculation/ agglomération des particules argileuses qui se produisent rapidement et apportent des changements immédiats et les réactions pouzzolaniques qui évoluent avec le temps. En plus de ces processus, un autre mécanisme non recherché peut se produire, il s'agit de la carbonatation de la chaux. Ce mécanisme n'est pas systématique et dépend des conditions dans lesquelles le traitement est réalisé.

#### A. Echange cationique :

Les cations  $Ca^{2+}$  en solution se substituent aux cations adsorbés à la surface des argiles et dans leurs espaces interfoliaires (Little, 1987). Cet échange se produit car les ions de calcium divalents peuvent remplacer facilement des cations monovalents, et des ions en plus forte concentration remplacent aisément ceux dont la concentration est moindre. Généralement, les cations de plus grande valence remplacent ceux dont la valence est plus faible, et les cations de grande taille remplacent ceux dont la taille est plus petite mais de même valence. A concentrations égales, voici l'ordre de substitution classique, où le cation de droite remplace celui de gauche:

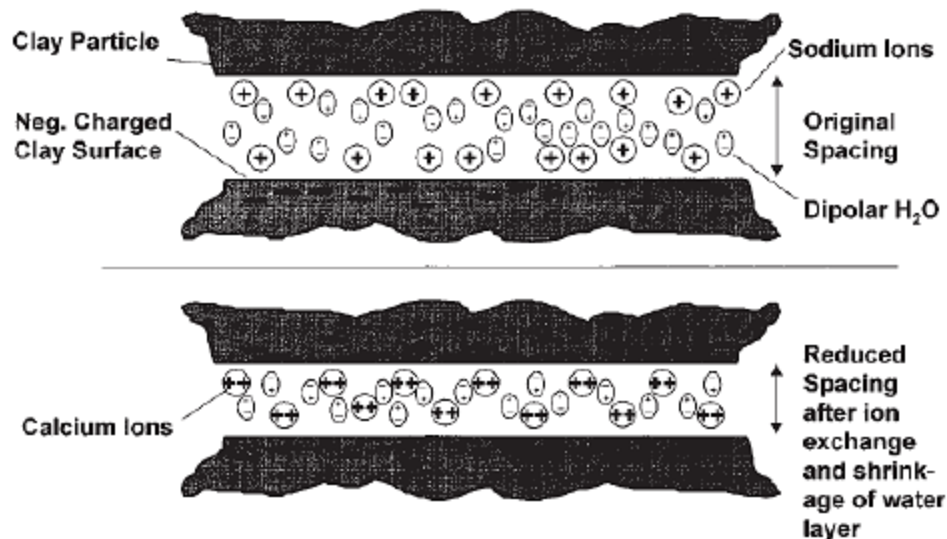


Figure 1.17 : Schématisation de l'échange cationique dans l'argile (Prusinski and Bhattachar 1999)

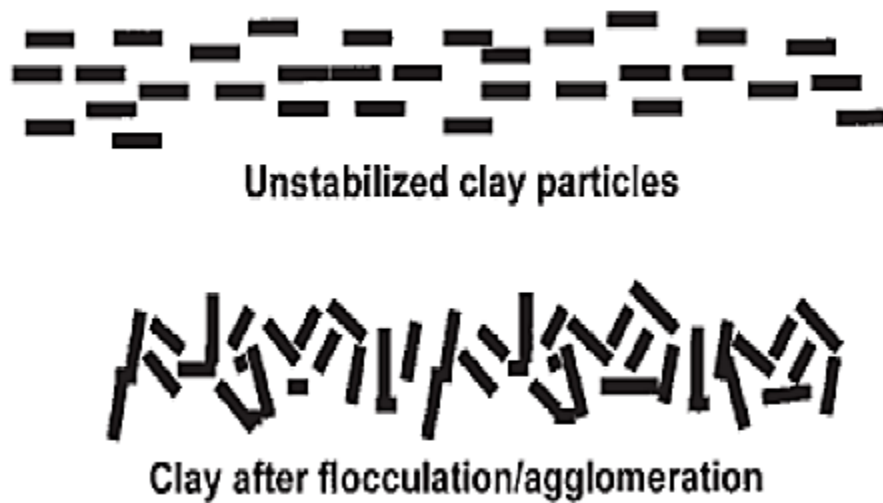
Les valeurs de CEC pour les principales familles argileuses sont reportées dans le tableau (1.3).

**Tableau 1.3** Surface spécifique et CEC de quelques minéraux argileux.

Minéral	Surface interne (m <sup>2</sup> /g)	Surface externe (m <sup>2</sup> /g)	Surface totale (m <sup>2</sup> /g)	C.E.C. (milliéquiv./100g)
kaolinite	0	10-30	10-30	5-15
illite	20-55	80-120	100-175	10-40
smectites	600-700	80	700-800	80-150
vermiculite	700	40-70	760	100-150
montmorillonite	750-800	80	880	50-150
chlorite	-	100-175	100-175	10-40

## B. Flocculation et agglomération :

La flocculation et l'agglomération sont la conséquence de l'échange cationique. Ce processus change la texture de l'argile à partir de celui d'une matière plastique et grains fins à celle d'un sol granulaire. Flocculation altère leur structure à partir d'une structure horizontale, parallèle à une orientation plus aléatoire bord-à-face. Flocculation a été attribuée à la forte teneur en électrolyte, au pH élevé et à la réduction de l'épaisseur à double couche à travers l'échange de cations (Diamond et al, 1963; Hilt and Davidson, 1960; Eades and Grim, 1960; Boardman et al., 2001).



**Figure 1.18:** Flocculation et agglomération du sol traité à la chaux (Prusinski and Bhattacharja, 1999)

L'agglomération est supposée à se produire que des particules d'argile flocculées commencent à former des liaisons faibles au niveau des interfaces bord - surface des particules d'argile à cause du dépôt de matériaux à base de ciment au niveau des interfaces des particules d'argile (Figure 1.18). L'agglomération commence la formation de plus gros agrégats à partir

des particules d'argile divisées, et améliore encore la texture du sol argileux. La taille réduite de la double couche diffuse en raison de l'échange de cations, ainsi que l'augmentation de la friction interne des particules d'argile due à la floculation et l'agglomération, ce qui entraînent la réduction de la plasticité du sol, l'augmentation de la résistance au cisaillement, et l'amélioration de la texture. (Diamond et al., 1963; Mitchell et al., 1976; Bell, 1996; Prusinski and Bhattacharja, 1999).

### C. Réaction pouzzolanique :

A une valeur de  $pH$  élevée due à l'hydratation de la chaux vive et à l'ionisation de l'hydroxyde de calcium, les silicates et aluminates présents dans le sol sont susceptibles de subir une dissolution, d'après leur diagramme de solubilité (Figure 1.19). Ces éléments dissouts peuvent réagir avec les cations  $Ca^{2+}$  substitués (Figure 1.19) pour former des aluminates de calcium hydraté (C-A-H), des silicates de calcium hydratés (C-S-H) et des silicates d'aluminate de calcium hydratés (C-A-S-H) qui précipitent, et dont une fraction se combine à l'eau présente, créant ainsi des liaisons de même nature que des produits cimentaires (Eades et Grim, 1960 ; Bell, 1996 ; Rao et Shivananda, 2001). Ces réactions sont dites réactions pouzzolaniques. La nature des produits cimentaires formés varie en fonction de la nature des minéraux argileux : une montmorillonite mènerait, contrairement à une kaolinite, à la formation de C-S-H plutôt qu'à la formation de C-A-H (Boardman et al. 2001).

Hilt et Davidson (1960), Eades et Grim (1966), Locat et al. (1990), Little (1995) ont trouvé qu'il existe un dosage en chaux minimal, nommé « Point de Fixation de la Chaux » (PFC), pour initier les réactions pouzzolaniques. Selon ces auteurs, à partir de ce dosage, la chaux devient disponible pour les réactions pouzzolaniques. La Norme ASTM D6276-99a est développée en se basant sur l'étude d'Eades et Grim (1966) pour déterminer le PFC. Selon la Norme, le PFC est le dosage en chaux correspondant à une valeur de  $pH$  de 12,4 pour le mélange de sol et chaux ( $pH$  d'une solution saturée en portlandite). Rogers et Glendinning (2000) ont mis en cause cette méthode de détermination de PFC. Ils notent une forte variabilité du PFC des sols selon le  $pH$ -mètre utilisé : le  $pH$  de la solution interstitielle de certains sols n'atteint jamais 12,4.

Leur hypothèse pour expliquer ce phénomène est la sensibilité croissante des électrodes de  $pH$  aux ions  $H^+$  et aux ions  $Na^+$  libérés au fur et à mesure des échanges cationiques. En effet, cette sensibilité fausserait les mesures de  $pH$  qui apparaîtrait plus acide qu'en réalité. Bien que cette notion doive être considérée avec prudence, elle peut être utilisée comme une première indication de la quantité de chaux à ajouter pour traiter un sol et améliorer ses performances mécaniques (Le Runigo, 2008). Un suivi des performances mécaniques du sol en dosage en chaux est nécessaire pour confirmer l'utilité de l'essai de  $pH$ .

Les réactions pouzzolaniques sont responsables du durcissement du mélange sol-chaux (Locat et al., 1990; Estéoule et Perret, 1979; Choquette, 1988). Cependant, les vitesses de solubilisation des constituants de la fraction argileuse d'un sol sont plus faibles qu'en présence des matériaux pouzzolaniques traditionnels, et donc les phénomènes de cimentation se développent lentement (plusieurs semaines, mois, voire des années dans les conditions climatiques tempérées).

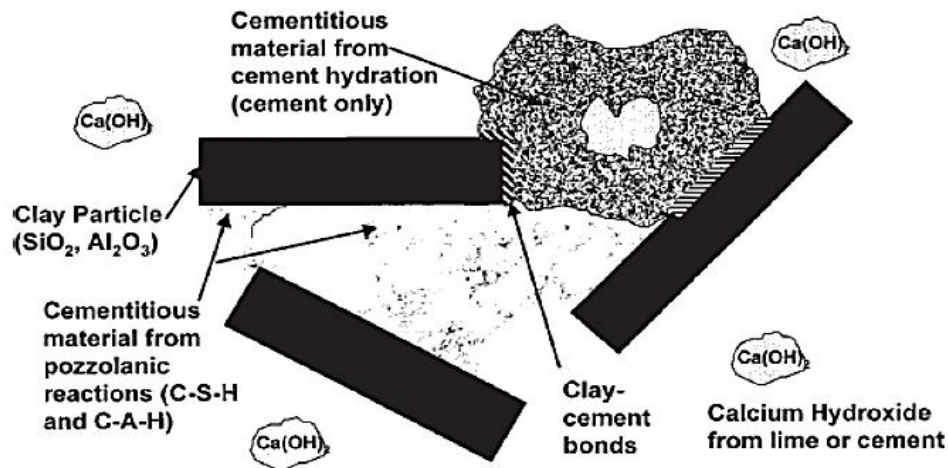


Figure 1.19: Réaction pouzzolanique (Prusinski and Bhattacharja, 1999)

#### 1.9.3.1.2.5 Ajout de ciment :

Le ciment, bien connu pour sa grande capacité d'agglomération des particules inertes, est essentiel dans le domaine du Génie Civil ; il est l'élément principal dans la fabrication des bétons. Il est aussi utilisé dans les formulations de matériaux traités pour le domaine routier, mais dans des proportions moins importantes, depuis les années 90, préférant le remplacer par des sous produits industriels tel que le laitier, ou par le bitume, pour ne plus rencontrer de problème de fissurations transversales, obtenues par le retrait du matériau.

Le ciment le plus courant est le ciment Portland artificiel (CPA), que l'on nomme CEM I, issu d'un mélange de calcaire et d'argile. Il est constitué principalement de 50 à 70 % de silicate tricalcique (3CaO SiO<sub>2</sub> ou C3S), de 10 à 25 % de silicate bicalcique (2CaO SiO<sub>2</sub> ou C2S), de 5 à 15 % d'aluminate tricalcique (3CaO Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> ou C3A), de 5 à 10 % d'alumino ferrite tétracalcique (4CaO Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> ou C4AF).

On trouve aussi, en très faibles quantités de la chaux libre (CaO) et des sulfates de sodium et de potassium (Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> et K<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>),.

Plus il y a de C3S, plus les résistances mécaniques sont bonnes, et moins il y a de C3A, plus le ciment résistera aux eaux agressives.

Les différents types de ciments sont référencés dans la norme NF EN 197-1, dans lesquels on retrouve des composants issus de procédés industriels tels que les laitiers de haut fourneau, les cendres volantes (Moszkowicz et Barna, 2001).

### 1.9.3.1.2.6 Utilisation du ciment :

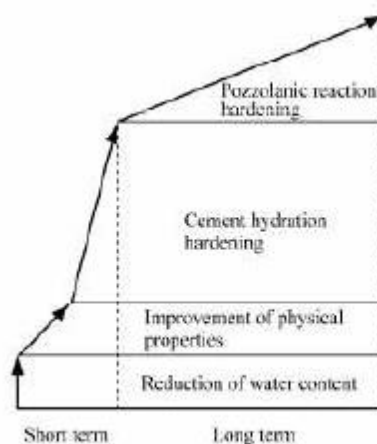
Le ciment Portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols utilisés pour les routes et les revêtements de pistes d'aéroports. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le ciment Portland comme stabilisants, le ciment Portland fournit en plus la chaux et la source de silice.

Lorsque le ciment Portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol. A mesure que les ions de calcium sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile (Figure 1.20).



**Figure 1.20:**Chantier de traitement du sol au ciment.

Comme indiqué ci-dessus, le processus de stabilisation initié par l'ajout du ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes à savoir l'échange cationique, la floculation et l'agglomération de l'argile, l'hydratation par cimentation et les réactions pouzzolaniques. Le ciment Portland possède donc des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux soit celle de l'hydratation par cimentation. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine ont besoin d'un apport de ciment si les réactions pouzzolaniques sont désirées. Par conséquent, le ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux.



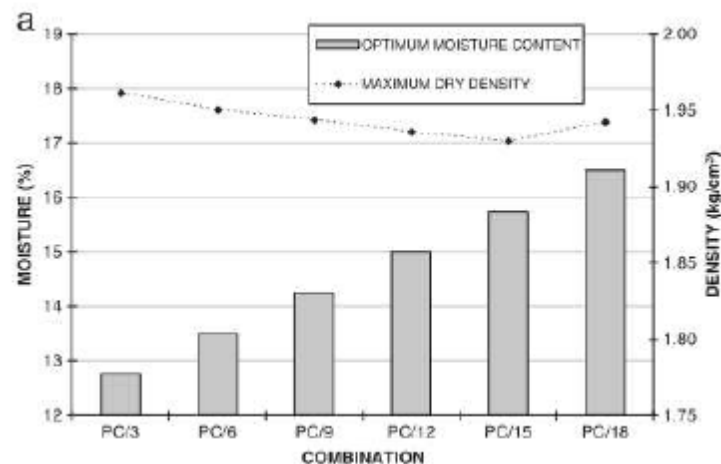
**Figure 1.21:**Processus de stabilisation au ciment : représentation temporelle (CDIT 2002)

Le laitier de haut fourneau est un sous-produit de l'industrie métallurgique. Il ne réagit pas à l'eau, au contraire du ciment, mais peut induire des réactions pouzzolaniques s'il est activé par un alcalin et est donc utilisé en combinaison avec un autre liant tel que le ciment afin d'être activé par le CH produit par celui-ci. Les réactions de ce liant sont lentes, mais sa combinaison avec un ciment donne à long terme une résistance plus élevée que pour un ciment pur (Figure 21).

### 1.9.3.1.2.7 Influence de la stabilisation au ciment sur le comportement des sols :

#### A. Modification de l'optimum Proctor par l'ajout d'un ciment Portland :

L'ajout d'une proportion de ciment dans un sol argileux modifie les conditions optimales de compressibilité. Basha a étudié la stabilisation d'un sol peu argileux et peu plastique. Il ajoute des proportions de ciment Portland de 2 à 12%. L'augmentation de la proportion de ciment provoque une diminution de la masse volumique sèche maximale obtenue à l'optimum Proctor. Cette diminution est accompagnée d'une augmentation de la teneur en eau optimale de compactage. Il explique ce phénomène par la floculation des argiles en présence de ciment Portland. Hossain et Miqueleiz remarquent ce phénomène avec respectivement un ajout de 2 et 4% de ciment et 3% à 18% de ciment sur des sols de faibles et moyennes plasticités (indice de plasticité de 19 % et 29%). (Figure 1.22).



**Figure 1.22:** Variation de la teneur en eau optimale et de la masse volumique sèche optimale .

À l'optimum Proctor en fonction de la proportion de ciment Portland (Miqueleiz Let all 2012) Reddy étudie la stabilisation avec du ciment Portland d'un sol mixé avec du sable. Les 5 mélanges étudiés sont classés parmi les sols de type SC (argile sableuse). Il remarque que la stabilisation à hauteur de 5%, 8% et 12% a très peu d'influence sur les caractéristiques à l'optimum Proctor du sol. Il attribue ce phénomène à la rapidité de l'intervalle entre le test à l'optimum Proctor et la fabrication de l'échantillon.

## B. Influence de l'ajout de ciment sur la plasticité d'un sol argileux :

L'ajout d'un ciment Portland dans un sol argileux modifie la plasticité du matériau. Les études ayant observées ces phénomènes ont permis de constater que la plasticité du sol (indice de plasticité) diminue avec l'augmentation de la proportion de ciment.

Basha considère qu'une diminution de la plasticité d'un sol argileux par l'ajout d'un ciment est un signe d'une amélioration du comportement global du sol. Il indique que 6% à 8% d'addition de ciment est la proportion idéale d'addition pour le sol composé de kaolinite (une proportion supérieure de ciment ne diminue plus la plasticité).

Cette diminution de plasticité a également été rencontrée par Al Rawas et Horpibulsuk . Ce phénomène est lié à l'interaction entre le ciment et les particules argileuses du sol. L'absorption des ions  $Ca^{2+}$  par la surface des particules argileuses augmente le contact entre les feuillets argileux ce qui augmente la limite de plasticité des argiles.

## C. L'effet de l'ajout du ciment sur La résistance à la compression :

Les études sur la stabilisation des terres mettent en évidence l'augmentation des résistances à la compression des sols argileux quelle que soit la nature minérale des argiles [Hakimi .A 1996, Bahar R 2004, Basha E a 2005– Miqueleiz L 2012, Walker P 1997– Pakbaz MS 2012] (Tableau 1-4). Les produits d'hydratation du ciment formés à travers les pores permettent de créer des ponts rigides entre les particules argileuses et sableuses.

Ces ponts rigidifient la matière et augmentent la résistance globale du sol [Bahar R 2004]. Par conséquent, l'augmentation de la proportion de ciment permet d'augmenter la résistance à la compression d'un sol.

**Tableau 1-4** – Valeurs des résistances en compression des terres stabilisées au ciment

Référence	Technique	Format d'éprouvette [cm]	Méthode de caractérisation	Elancement	% Ciment	Fc [MPa]
Walker [53]	BTC	29,5 x 14 x 12,5	Test avec frettage	0,42	5 et 10%	0,05 à 1,2
	Mortier	Cube de 5	Test avec frettage	1	5, 10,15%	0,20 à 4,73
Guettala[54]	Compression statique [15MPa]	10 x 10 x 20	RILEM	2	5 et 8%	15,4 et 18,4
Jayasingue[55]	Pisé	100 x 14 x 65	Test avec frettage	1,5	6,8 et 10%	2,06 à 3,09
						1,69 à 2,35
						1,52 à 1,92
Bahar [39]	Compression statique, dynamique et vibro-statique	Proctor normal diamètre 12 x hauteur 18	Test RILEM	1,5	0, 4, 6, 8, 10, 12,15 et 20%	1,5 à 6,5
Ngowi[56]	BTC	26 x 12 x 9	British Standard		0, 5, 7,10 et 15%	1,84 à 8,5 1,8 à 10,6
Hakimi[35]	BTC	29,5 x 14 x 9,3	RILEM	1,4	0 et 4%	1,54 à 1,8
	Statique	ø 8 x 12		1,5		2,67 à 3,93
Reddy[60]	BTC	30,5 x 14,3 x 10	Test avec frettage	0,33	6, 8,12%	3,13 à 7,19
Basha[47]	Statique	ø 5 x 10	British Standard	2	0, 2, 4, 8,12%	0,1 à 0,32
Hossain[48]	Statique	ø 3,9 x 7,8	ASTM	2	0,2 et 4%	0,1 à 0,68
Miqueleiz[49]	Statique	ø 6,5 x 3	Test sans frettage	0,46	3, 4, 9, 12,15 et 18%	5,2 à 11

Reddy a étudié la microstructure du sol stabilisé au ciment. Il montre que l'augmentation de la proportion de ciment permet de diminuer le volume de porosité des échantillons de terre par la formation d'hydrates regroupant les particules sableuses et argileuses. Horpibulsuk a étudié le développement des résistances à la compression pour une teneur en eau fixe et une variation importante de la proportion de ciment.

L'hydratation du ciment peut être divisée en 3 catégories :

- La phase active, pour des proportions en ciment faible (0 à 10%), est une phase où la résistance à la compression du sol augmente considérablement en raison de la formation importante d'hydrates.
- La phase inerte, pour des proportions de ciment allant de 10% à 30%, l'augmentation de la résistance est moins conséquente avec l'apparition d'un palier.
- La phase de détérioration pour une proportion de ciment supérieure à 30%, les résistances à la compression diminuent après atteinte de cette proportion de ciment.

La proportion d'eau dans le sol n'est pas assez conséquente pour former des hydrates. La teneur en eau, dépendante de l'optimum Proctor, est aussi un facteur déterminant pour le développement des hydrates du ciment. Une teneur en eau supérieure de 20% par rapport à l'optimum Proctor normal permet d'obtenir une production d'hydrates optimale et ainsi procure au sol de meilleures performances mécaniques et ce, malgré la porosité plus importante du sol.

Au cours du temps, la cure des échantillons stabilisés permet d'augmenter les résistances à la compression du sol. Bahar indique que 70% des résistances à la compression sont obtenues après 7 jours pour une proportion de ciment ajoutée inférieure à 10% et 50% pour une proportion de ciment supérieure à 10%. Cette observation est relatée par Meukam pour des proportions de stabilisant inférieure à 10% sur une terre latérique.

La proportion en argile d'une terre stabilisée au ciment influence les performances du matériau. Walker montre qu'une proportion grandissante d'argile diminue la résistance à la compression des BTC.

#### **1.9.3.1.2.8 Stabilisation des argiles à l'aide des cendres volantes :**

La plupart des sols peuvent être traités avec un mélange chaux-cendres volantes. L'approche générale du dosage du mélange consiste à ajouter suffisamment de cendres volantes afin de bien remplir les vides du mélange ainsi que d'y apporter une densité maximale. L'étape suivante consiste à ajouter suffisamment de chaux permettant de favoriser les réactions pouzzolaniques entre la chaux et les pouzzolanes disponibles dans les cendres volantes.

L'addition des cendres volantes à l'argile réduit considérablement sa perméabilité. Par conséquent, tout dépendant du type de sol, l'addition de cendres volantes et de chaux peut donner de meilleurs résultats qu'avec la chaux seule (Davidson et al, 1962). Ainsi, un mélange de cendres volantes et de chaux semble avoir les propriétés d'un liant hydraulique, soit d'être capable de durcir non seulement dans l'air, mais également dans l'eau (Lav et al, 1997). Avec un bon dosage, l'addition des cendres volantes peut augmenter les propriétés mécaniques d'un sol notamment sa résistance au cisaillement (Davidson et al, 1962; Hadi, 1999; Lav et al, 1997).

En conséquence, grâce à leurs propriétés pounolaniques, la chaux et les cendres volantes peuvent continuer à augmenter la résistance mécanique d'un sol pendant plusieurs années. Il est important de noter que les cendres volantes peuvent se comporter différemment en raison de leur teneur en chaux. Par exemple, les cendres silico-alumineuses possèdent peu de chaux dans leur composition chimique et ne peuvent ainsi agir comme un liant hydraulique à elles seules. Elles ont toutefois les caractéristiques d'une pouzzolane qui les rapprochent des cendres volcaniques. Il est donc nécessaire de leur ajouter de la chaux pour qu'elles fonctionnent.

Pour obtenir un vrai liant avec un mélange de cendres volantes et de chaux, il faut utiliser un ratio approprié. Le ratio chaux/cendres volantes peut varier entre 113 à 115 (Colombier et al, 1980). Contrairement aux cendres silicoalumineuses, les sulfo-calciques possèdent à elles seules les propriétés d'un liant hydraulique car elles contiennent 41 % de chaux. Elles sont donc des cendres volantes hydrauliques.

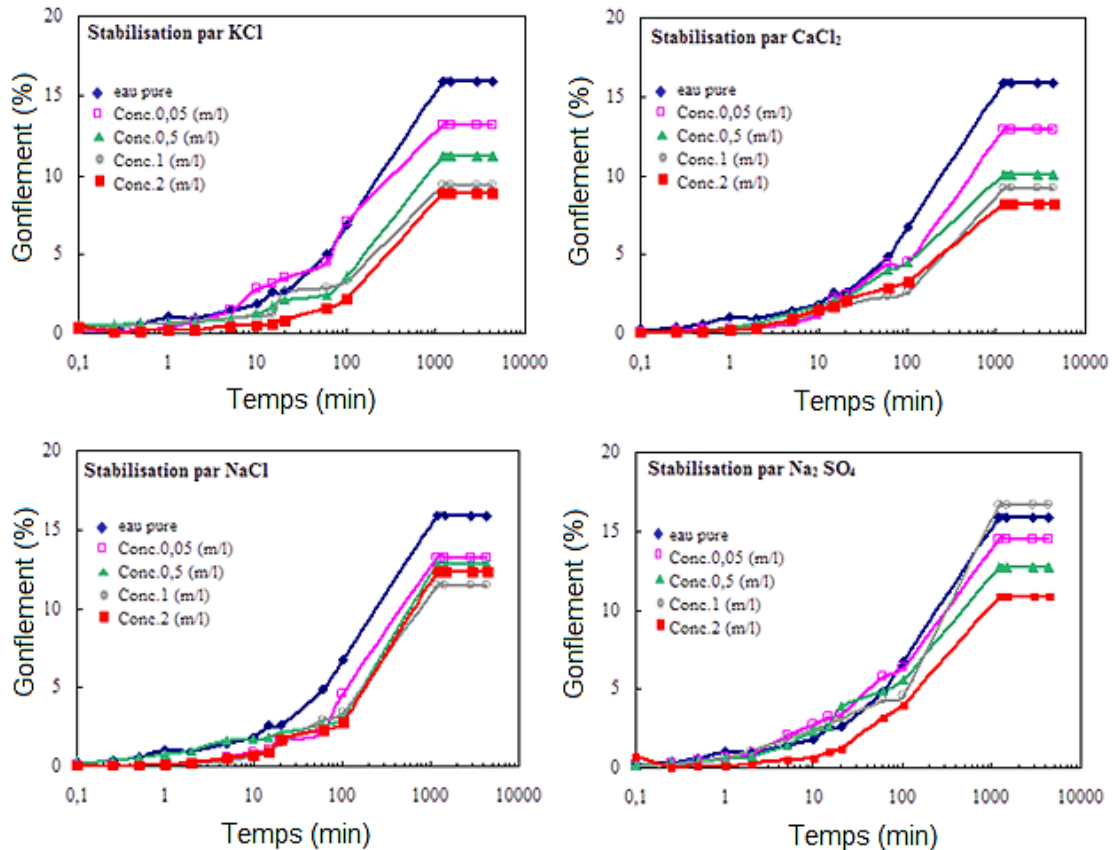
### 1.9.3.2 Les sels :

Différentes solutions salines à différentes concentrations ont été utilisées telles que le chlorure de sodium (NaCl), le chlorure de magnésium (MgCl<sub>2</sub>), le chlorure de potassium (KCl), le chlorure de calcium (CaCl<sub>2</sub>), le chlorure d'ammonium (NH<sub>4</sub>Cl), Carbonate de potassium (K<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>), le silicate de potassium (K<sub>2</sub>O SiO<sub>2</sub>), le carbonate de guanidine (C<sub>3</sub>H<sub>12</sub>N<sub>6</sub>O<sub>2</sub>)...etc.

Dans le domaine du génie civil, les sels sont habituellement utilisés pour diminuer le gonflement car ils agissent sur l'équilibre de la pression osmotique et assurent une stabilisation des sols gonflants. Selon la littérature, le principe de l'action du traitement est l'échange cationique avec la fraction argileuse dans le sol traité. L'efficacité d'un sel dans la réduction du gonflement d'une argile peut être liée à la capacité d'échange, à la valence, à la nature et à la taille des cations qui jouent un rôle majeur dans les substitutions ioniques qui se produisent à l'intérieur des feuilletts argileux (Didier 1972; Iltis 1979; Brandle 1981; Azzouz 1983; Suratman 1995; Hachichi & Fleureau 1999). On peut aussi noter que la nature et le type d'argile jouent un rôle essentiel, de même que la réduction du gonflement est plus importante avec de fortes concentrations de sel (concentration assurant un échange cationique complet).

Les problèmes liés à ce type de traitement sont principalement : la durabilité, l'influence de la composition minéralogique du sol traité et la fluctuation de l'eau souterraine qui peut modifier la concentration et même provoquer la dissolution de certains sels.

Hachichi (2006), s'est penché dans ses recherches sur l'influence des sels (KCl, NaCl, CaCl<sub>2</sub> et Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) sur le gonflement libre de l'argile de Mers el Kebir (figure 1.22). Il a constaté que la réduction est surtout observée pour la plus forte concentration, soit 2 moles/litre en chlorure de potassium, en chlorure de calcium. A cette concentration, le gonflement de l'argile de Mers El Kébir est réduit d'une valeur comprise entre 40 et 50% du gonflement à l'eau par les deux premiers sels. Le chlorure de sodium et le sulfate de sodium sont moyennement efficaces à forte concentration et peu efficace à faible concentration pour le traitement de l'argile.



**Figure 1.23 :** Courbes de gonflement de l'argile de Mers El Kébir en présence de différents sels minéraux à différentes concentrations (Hachichi 2006).

Peele 1937 cite par (Allam, 2011), a remarqué que le carbonate de calcium augmente la résistance du sol à l'érosion. Il permet d'augmenter le potentiel flocule des argiles.

Abou-Bekr Nabil et al. (2004), ont étudié l'effet des sels (KCl, Na Cl, CaCl<sub>2</sub> et (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub> SO<sub>4</sub>) sur deux argiles, la première est une argile naturelle intacte extraite du site de Mansourah (Banlieue Ouest de la ville de Tlemcen) et la deuxième est une Bentonite de Maghnia (Située à 60 km à l'Ouest de Tlemcen). Ils ont montré que les sels minéraux ont une efficacité très forte sur le gonflement. Le KCl s'avère le sel ayant le plus d'effet sur le taux de gonflement est sur les limites d'Atterberg. Une concentration en KCl de 0.5 mol/l a permis de réduire de près de 70% le taux de gonflement d'une argile de la famille des montmorillonites.

## 1.10 CONCLUSION :

Ce chapitre nous a permis de comprendre la composition minéralogique des argiles, les arrangements des deux structures, à savoir la structure tétraédrique et la structure octaédrique et la variété structurale et physique entre les familles d'argiles. Ces variétés

sont dues essentiellement à l'épaisseur des feuillets ou le mode d'empilement des minéraux le constituant.

Il a permis, aussi, de mettre en évidence la complexité du phénomène de gonflement, qui fait intervenir plusieurs mécanismes physiques, chimiques et mécaniques.

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis en œuvre, pour connaître l'influence de l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux. Quelques exemples sont cités concernant l'utilisation de produits chimiques servant à la stabilisation des sols argileux.

# Chapitre 2

## Identification du sol étudié

## 2.1 INTRODUCTION :

La quantification du phénomène de gonflement par les paramètres géotechnique est essentielle du point de vue de dimensionnement des ouvrages de génie civil. Les méthodes de classification des sols gonflants sont souvent des méthodes indirectes car elles recouvrent l'analyse minéralogique et surtout les essais mécaniques. Elles consistent plutôt à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques, comme les limites d'Atterberg, la teneur en eau et la densité sèche, et rassemblent les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Ainsi après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi des formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement de ce sol, c'est-à-dire d'estimer le gonflement ou la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variation des conditions hydriques et par conséquent si le phénomène est à prendre en compte ou pas.

## 2.2 METHODES D'IDENTIFICATION :

### 2.2.1 Méthodes indirectes d'identification :

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement  $\sigma_g$  (ou le potentiel de gonflement  $\varepsilon_g$ ) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale ( $w_i$ ), densité sèche initiale  $\gamma_d$ , limite de liquidité  $w_L$ , indice de plasticité  $IP$ , limite de retrait  $w_s$ , pourcentage des particules d'argiles  $< 2\mu m$ ,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles.

#### 2.2.1. a Selon les limites d'Atterberg :

Sur le plan microscopique, le gonflement est synthétisé par un mécanisme d'interactions physico-chimiques entre l'eau et le minéral argileux, qui est celui de la fixation des molécules d'eau pour l'hydratation des cations échangeables, et la compensation du déficit de charges électroniques du minéral. Sur le plan macroscopique, cette interaction eau-solide est régie par les limites d'Atterberg. En effet, l'indice de plasticité  $IP = w_L - w_p$ , peut s'interpréter comme la quantité relative d'eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état plastique à l'état liquide. Ce passage correspond à la saturation progressive de la capacité d'absorption. Plus le sol possède de minéraux actifs dans l'interaction avec l'eau, plus il sera nécessaire d'ajouter de l'eau au sol pour qu'il devienne liquide. Dans le cas où une grande partie de cette eau sera absorbée par les particules, le matériau passe à un état pâteux, correspondant à la phase plastique.

Quand toute la capacité d'absorption du sol sera complète, alors l'eau en excès reste à l'état libre. Ceci rejoint la définition de l'activité de Skempton  $A_c = IP / C_2$  qui rapporte l'indice de plasticité du matériau à sa teneur en particules argileuses ( $C_2$  : teneur en particules des dimensions inférieures à  $2\mu m$ ), qui sont les seules qui interagissent avec l'eau. La définition de l'indice de plasticité  $IP$  montre également que c'est un paramètre important dans les propriétés de rétention d'eau du sol et donc de gonflement. C'est la raison pour laquelle des corrélations ont été très tôt recherchées entre les limites d'Atterberg et les propriétés de gonflement des sols (Kormi, 2003)

**Tableau 2-1:** Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al. 1962).

<b>I<sub>p</sub></b>	<b><math>\varepsilon_g</math>(%)</b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
0-10	0-1,5	Faible
10-20	1,5-5	Moyen
20-35	5-25	Elevé
>35	>25	Très élevé

**Tableau 2-2** Potentiel de gonflement  
D'après Snethen (1980)

<b>IP</b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
>35	Très élevé
22-35	élevé
18-22	Moyen
<18	Faible

**Tableau 2-3 :** Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).

<b>IP (%)</b>	<b>%&lt; 2<math>\mu</math>m</b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
>35	>95	Très élevé
22- 35	60-95	Elevé
18-22	30-60	Moyen
<18	<30	Faible

**Tableau 2-4** Potentiel de gonflement d'après  
Altmeyer (1955)

<b>W<sub>R</sub> (%)</b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
<10	Fort
10-12	Critique
>12	Faible

**Tableau 2-5** Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965)

<b>I<sub>R</sub> (%)</b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
0-20	Faible
20-30	Moyen
30-60	Fort
>60	Très fort

**Tableau 2-6 :** Potentiel de gonflement (Chen, 1998).

<b>% &lt; 74 μm</b>	<b>W<sub>L</sub> (%)</b>	<b>Pression de gonflement (6 ans) MPa</b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
>95	>60	10	Très élevé
60-95	40-60	2.5 – 5	Elevé
30-60	30-40	1.5 - 2.5	Moyen
<30	<30	<0.5	Faible

**Tableau 2-7:** Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

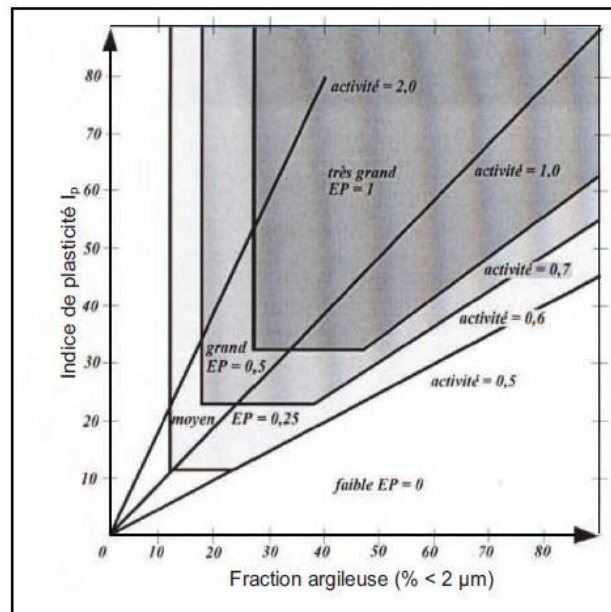
<b>IP (%)</b>	<b>% &lt; 80 μm</b>	<b>VBS</b>	<b>Susceptibilité de variation de volume du sol</b>
> 30	> 90	> 6	Fort
15 < IP < 30	> 50	2 > VBS > 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

**Tableau 2-8:** Classification selon l'indice de consistance

<b>I<sub>c</sub></b>	<b>Consistance</b>
< 0	Liquide
0 à 0.5	Pâteuse ou très molle
0.5 à 0.75	Ferme
0.75 à 1	Très ferme
> 1	Dure

Certains auteurs ont proposé l'estimation du potentiel de gonflement sous forme d'abaque : Williams et Donaldson (1980) considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité. Ce dernier est défini comme étant le rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage de la fraction argileuse.

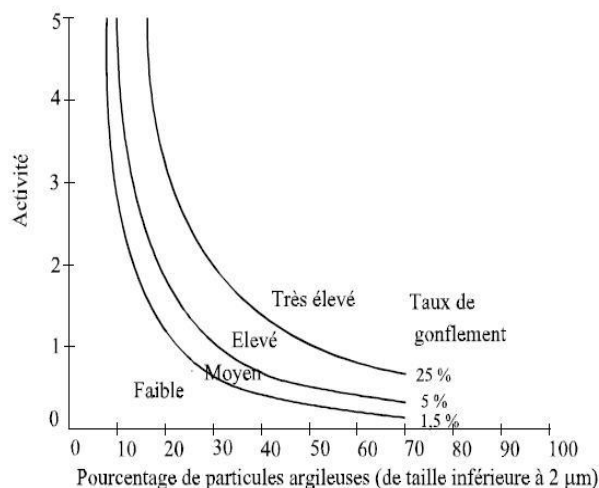
L'abaque qu'ils proposent (Figure 2.1) permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.



**Figure 2.1:** Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980)

### 2.2.1. b Selon Seed, Woodward et Ludgren :

Seed et al. (1962), ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement des sols compactés en se référant au pourcentage des particules argileuses et à l'activité du matériau Ac (Figure.2.2).



**Figure 2.2** Diagramme de classification du taux de gonflement en fonction de l'activité de la teneur en particules argileuses (Seed et al, 1962)

### 2.2.1. c Selon la limite de liquidité :

Dakshanamurthy et Raman (1973). Se sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposé par Casagrande (1948) pour fournir une classification du niveau de gonflement. Le diagramme, qui comprend la ligne A de séparation des sols gonflants, est divisé en six (06) zones le long de l'axe des abscisses comme suit

$W_L$	Classification
0-20	Non gonflant
20-35	Gonflement faible
35-50	Gonflement moyen
50-70	Gonflement élevé
70-90	Gonflement très élevé
Sup à 90	Gonflement critique

**Tableau 2-8:** Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman (1973).

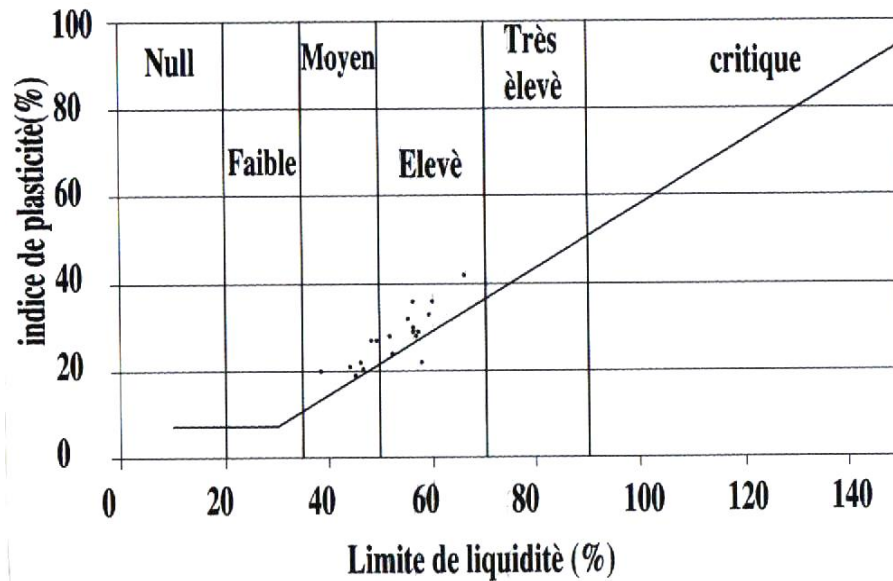


Figure 2.3 Classification de Dakshanamurphy et Raman (1973).

### 2.2.1. d Selon la teneur en eau et de la densité sèche :

Deux paramètres définissant l'état initial d'un sol paraissent intéressants à analyser : la teneur en eau  $w$  et la densité sèche. Sans être directement reliés au potentiel de gonflement,

#### A. Relation de Vijayvergiya et Ghazzaly :

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973), ont analysé un grand nombre de résultats d'essais et ont établi un abaque qui permet d'estimer le pourcentage de gonflement à partir de la teneur en eau initial. En plus, ils ont montré que, pour des sols remaniés, le taux de gonflement  $\varepsilon_g$  et la pression de gonflement  $\sigma_g$  (en kPa) d'un sol, sont des fonctions semi logarithmiques linéaires décroissantes à la teneur en eau  $w$ , et linéaires croissantes au poids volumique sec  $\gamma_d$  (kg.m<sup>-3</sup>), pour une limite de liquidité  $w_L$  donnée.

- on fonction de la teneur en eau  $W$  :

$$\text{Log } \varepsilon_g = 0.033 W_1 - 0.083 W + 0.458$$

$$\text{Log } \sigma_g = 0.033 W_1 - 0.083 W - 1.967$$

- on fonction du poids volumique sec  $\gamma_d$  :

$$\text{Log } \varepsilon_g = 0.033 W_1 + 0.00321 \gamma - 6.692$$

$$\text{Log } \sigma_g = 0.033 W_1 + 0.00321 \gamma - 5.154$$

## B. Selon Komornik et David :

Komornik et David (1969), ont réalisé des essais de gonflement sur des argiles et des marnes provenant de la Palestine en respectant le mode opératoire établi par Seed et al. (1962). Les essais ont montré qu'une simple corrélation linéaire était possible à établir entre le gonflement libre et l'indice de plasticité :

$$\begin{aligned}\varepsilon_g &= 6.7 + 2.4 I_p && \text{pour les marnes} \\ \varepsilon_g &= 0.9 + 2.1 I_p && \text{pour les argiles}\end{aligned}$$

La fourchette d'erreur obtenue est d'environ 25%. Quelques années plutôt les auteurs avaient proposé une estimation de la pression de gonflement (en kg. cm<sup>-2</sup>) en tenant compte du poids volumique sec  $\gamma_d$  (en kg.m<sup>-3</sup>) et la teneur en eau  $w$  (%) selon la relation :

$$\log \sigma_g = 0.0208W_l + 0.000665\gamma_d - 0.0269W - 2,132$$

### 2.2.1. e Selon valeur de Bleu de Méthylène et la surface spécifique de l'argile :

Il s'agit d'un essai simple, rapide à utiliser, peu onéreux et possédant une bonne corrélation avec la surface spécifique des argiles (norme NF P 94-068). L'essai consiste à injecter une certaine quantité de bleu de méthylène, qui est adsorbée préférentiellement par les particules argileuses et par les matières organiques (non négligeables). Cet essai permet ainsi de mesurer la capacité d'adsorption en eau de la surface spécifique des argiles. Plus un sol absorbe de bleu, plus le sol contient des minéraux argileux actifs développant des surfaces spécifiques internes (espace interfoliaire) et externes (espace interparticulaire) importantes.

Cette surface est très représentative du minéral argileux prépondérant dans la phase argileuse. À partir de cet essai, on obtient la valeur de bleu du sol total « VBS », qui s'expriment en g pour 100 g de sol sur la fraction 0/D max du sol, ou 0/50 mm. Les travaux de Magnan et Youssefian (1989) suggèrent d'intégrer la valeur de bleu dans la classification des sols fins et préconise la réalisation de l'essai au bleu sur la fraction granulométrique 0/400  $\mu\text{m}$  du sol.

On obtient ainsi une valeur de bleu « Vb » (sur le passant 0/400  $\mu\text{m}$ ) et à partir de cette valeur et de la teneur en particules argileuses C2 (teneur en particules de dimensions inférieures à 2  $\mu\text{m}$ ), on peut qualifier le degré d'argilosité du sol à l'aide du diagramme de sensibilité à l'eau établi par ces auteurs. Ce diagramme permet alors de différencier les sols par l'activité de leur phase argileuse vis-à-vis de leur sensibilité à l'eau.

A titre d'identification le tableau 25 représente les valeurs de bleu de quelques sols

$V_b(\%)$	Sols
0.1	Sols insensible à l'eau
0.2	Apparition de la sensibilité à l'eau
1.5	Seuil distinguant les sols sablo limoneux des sols argileux
2.5	Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne
6	Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux
>8	Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux

**Tableau 2-9:** valeur de bleu de quelques sols.

### 2.2.1. f Comparaison entre les différents potentiels de gonflement :

La définition de l'indice de plasticité ( $I_p$ ) montre qu'il est un paramètre important dans les propriétés de rétention d'eau du sol et donc de gonflement, d'où le nombre important de relations établies entre ce paramètre et le potentiel de gonflement dans la littérature. Toutefois, il faut rappeler que la limite de l'essai permettant d'obtenir  $I_p$  dépend de l'opérateur qui le réalise. En effet, suivant la personne, les limites de liquidité et de plasticité peuvent être sous-estimées et inversement.

Si l'on prend l'essai au bleu de méthylène à la tâche, cet essai utilise un simple dosage chimique et la fiabilité du résultat dépend de la façon dont l'opérateur prépare la solution de bleu et voit apparaître l'auréole turquoise lors de la saturation du sol argileux par le bleu de méthylène. L'incertitude se limite à  $\pm 5$  ml d'injection de bleu de méthylène au maximum. Plusieurs études, montrent le grand nombre de méthodes et de lois empiriques différentes pour estimer le potentiel de retrait-gonflement de façon indirecte sans essai de gonflement. Ainsi, afin de tester si ces différentes méthodes permettraient d'obtenir des résultats compatibles entre eux et avec les données de terrain, Johnson et Snethen (1978) les ont appliquées sur 20 sols différents et gonflants. Les résultats obtenus sont alors classés en trois grandes catégories (Tableau 2-10) :

- les résultats où les prévisions coïncident avec les résultats observés,
  - ceux où ils ne coïncident pas mais tendent dans le sens de la sécurité,
  - ceux où ils ne coïncident pas avec des divergences trop importantes.

Paramètres utilisés	méthode	Nombre de cas		
		Qui coïncident	Divergents mais favorables	Totalement défavorable
Ip	Seed et al. (1962)	3	13	4
Wl, Ip	Dakshnamurthy et Raman (1973).	5	13	2
Ws	Altmeyer (1955)	9	7	4
Is	Ranganatham et Satyanarayana (1965)	5	13	2
W, W <sub>l</sub>	Vijavergia et Ghazzaly (1793)	9	8	3
W, W <sub>l</sub> , $\gamma_d$	Komornik et David (1969)	2	3	15

**Tableau 2-10:** Comparaison entre certaines méthodes de classification du potentiel de gonflement d'après Johnson et Snethen (19878) et Josa et al. (1988)

On s'aperçoit que la fiabilité des méthodes présentées varie beaucoup suivant le paramètre pris en compte et les conditions initiales, mais qu'aucune ne donne de coïncidence générale entre les échantillons testés. Par exemple, il semble que celle de Komornik & David (1969) est à proscrire car elle sous-estime largement le gonflement à venir. Mais il apparaît que celles basées sur l'indice de plasticité semblent donner les valeurs les moins incohérentes.

Suite à ces résultats contradictoires, un autre auteur a tenté d'appliquer les classifications citées dans le tableau précédent pour caractériser et estimer le potentiel de retrait-gonflement de l'argile de Bavent (Duc et al., 2008). Selon ces mêmes classifications utilisées, cette argile est peu sensible à très sensible au retrait-gonflement. Cette variabilité des résultats, déjà notée par de nombreux auteurs, indique que les classifications disponibles utilisant les paramètres d'identification géotechniques ne permettent pas de prévoir de manière générale, correcte et ciblée la sensibilité d'un sol argileux au phénomène de retrait-gonflement.

## 2.2.2 Définition des paramètres de gonflement et de retrait par les méthodes directes :

### 2.2.2.a Définition des paramètres de gonflement :

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) Rendent très difficiles la caractérisation de phénomène de gonflement.

Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée. Elle distingue trois notions : le potentiel de gonflement, la pression de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne peuvent pas être considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement.

Elles sont néanmoins très largement utilisées pour caractériser l'aptitude d'un sol au gonflement.

**-le potentiel (ou taux) de gonflement  $\varepsilon_g$**  : correspond à la variation relative de volume ( $v / v_0$  ou  $.H / H_0$  en %) d'une éprouvette soumise à une surcharge nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un oedomètre) lorsqu'elle est en contact avec de l'eau à la pression atmosphérique.

**-la pression de gonflement  $\sigma_g$** , qui peut être définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée (essai à volume constant,  $.v = 0$ ) ; elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial après l'absorption d'eau (essai à gonflement libre) ; Ces définitions de la pression de gonflement sont les plus utilisées mais elles ne sont pas les seules ;

**-l'indice de gonflement  $C_g$** , qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à 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 oedométrique classique, il est comparé à l'indice de compression  $C_c$ .

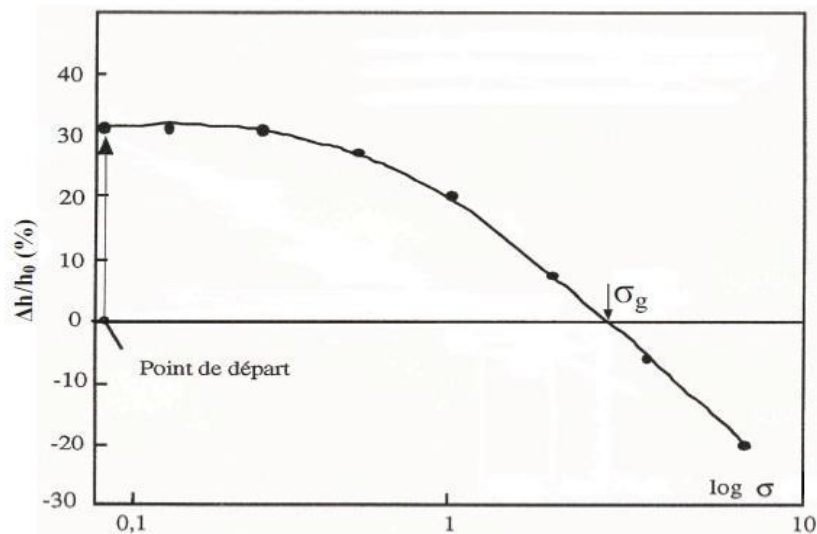
La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976; Ofer et Blight, 1985; Magnan, 1993) aient réalisé des essais in situ. Ces derniers sont coûteux et souvent très longs. C'est pour cela qu'on préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide d'appareils classiques de laboratoire. Par ailleurs, il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement au laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. Les méthodes fréquemment utilisées sont (Alonso et al., 1987) :

- la méthode de gonflement libre ;
- la méthode de gonflement sous charges constantes ;
- la méthode de gonflement à volume constant ;

Ces essais peuvent être exécutés sur des échantillons intacts ou compactés. Le choix de la méthode dépend de la problématique posée et du but recherché. Chaque méthode tente de simuler le plus possible les conditions réelles du terrain, en fonction du comportement de l'ouvrage. Les essais sont exécutés couramment dans la cellule oedométrique. Conventionnelle a chargement par poids.

#### A. Méthode de gonflement libre :

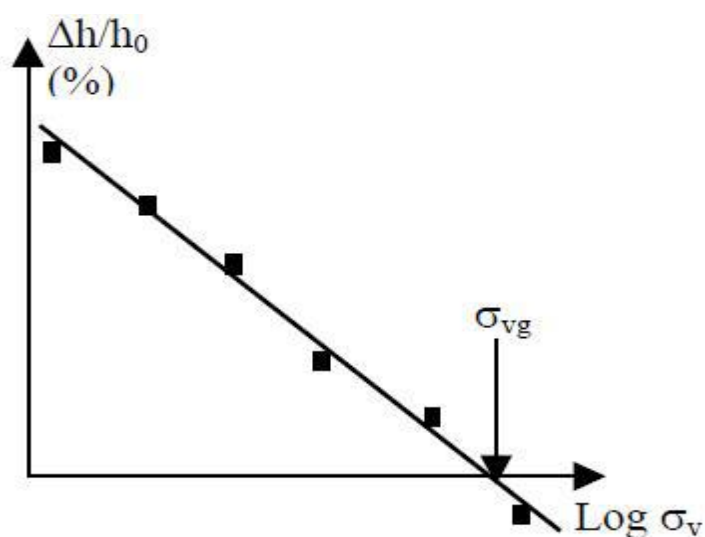
Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon est soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, et laissé en contact avec l'eau. Puis, on procède par paliers de chargement avec stabilisation des déformations pour chaque palier (figures 2.4). La pression de gonflement est définie comme la contrainte qu'il faut appliquer pour que l'échantillon retrouve sa hauteur initiale. (Hardy, 1965, Sridharan, Rao et Sivapullaiah, 1986).



**Figure 2-4:** Essais de gonflement libre.

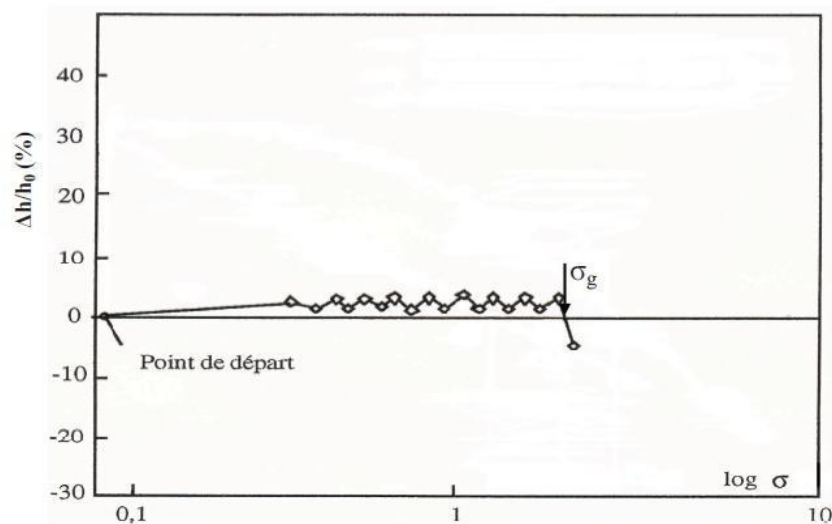
## B. Méthode de gonflement sous charges constantes :

Cette méthode est utilisée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente. On peut utiliser une méthode dite « méthode de gonflement sous charges constantes » ou « méthode de gonflement en parallèle ». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante (pression verticale à l'oedomètre ou contrainte). Selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (Figure 2.5).



**Figure 2-5:** Essais de gonflement en parallèle.

La méthode de gonflement à volume constant consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, puis à la charger par petits paliers successifs de façon à maintenir au mieux sa hauteur à une valeur constante (Figure 2.6, méthode 3). Dans ces conditions, la structure du sol est supposée ne pas trop évoluer pendant l'essai, contrairement à ce qui se passe avec la procédure du gonflement libre. Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à l'équilibre qui est atteint lorsque la charge est égale à la pression de gonflement). De plus, le matériel doit posséder une forte rigidité et le rattrapage du gonflement par des poids supplémentaires induit de petites oscillations, assimilables à des cycles de chargement-déchargement.



**Figure 2-6:** Essai de gonflement à volume constant.

### C. Essai de compressibilité à l'oedomètre :

L'essai de compression à l'oedomètre est un essai fondamental et est une application directe de la théorie de la consolidation. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des sols ainsi que leurs évolutions.

Il s'agit de l'essai de compressibilité par paliers, cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

La courbe de compressibilité qui indique le tassement de l'échantillon en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.

La courbe de compressibilité, qui indique le tassement de l'échantillon en fonction du temps appliquée sous une contrainte constante.

Dans ce qui suit, nous allons nous intéresser aux paramètres œdométriques appropriés aux sols fins à caractère gonflant, et qui sont :

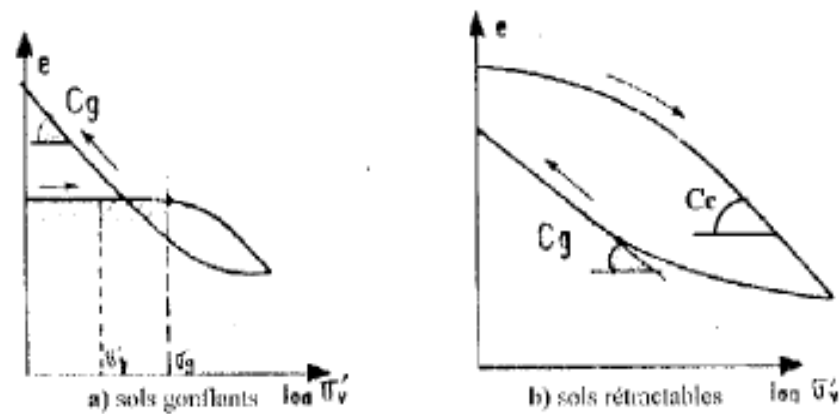
**Le coefficient de gonflants  $C_g$  :** qui est la pente de la courbe de déchargement.

**L'indice de compressibilité  $C_c$  :** qui est la pente de la tangente à la Courbe de chargement, ce coefficient permet de préciser la sensibilité du sol au Tassement le long de cette courbe.

Les sols gonflants et rétractables ont une courbe de déchargement de pente Marquée sous faible contrainte. Selon leur histoire, deux états différents peuvent être Rencontrés (Philipponnat et Hubert ; 1997) :

S'il a été nécessaire d'empêcher le gonflement en début de chargement, il s'agit d'un sol surconsolidé, éventuellement non saturé, en état s'il est soumis, de succion Élevée. Le sol, dans l'état ou il a été prélevé, est susceptible de gonfler sous faibles Contraintes, au contact de l'eau libre (Figure 2-7 a)

Si le même sol a été soumis en présence d'eau libre et laissé gonfler avant Prélèvement, son potentiel de gonflement a été déjà libéré et sa succion avoisine zéro. La courbe oedométrique aura alors l'allure de la figure (2-7 b) un tel sol est Susceptible de faire un retrait important en cas de dessiccation et de réapparition d'une succion significative.



**Figure 2-7: Courbe de compressibilité des sols gonflants et rétractables.**

Une classification est disponible, en fonction de l'indice de compressibilité et l'indice des vides initial, cette classification permet de connaître le comportement des sols vis-à-vis de la compressibilité.

Le tableau 2.11 présente les appréciations suivant Philipponnat et Hubert ; 1997

### D .Type d'argile selon l'indice de compression $C_c$ :

Type de sol	Indice de compression $C_c$
Sable	$0,01 < C_c < 0,10$
Argile raide	$0,10 < C_c < 0,25$
Argile moyenne	$0,25 < C_c < 0,80$
Argile molle	$0,80 < C_c < 2,50$

**Tableau 2-11:** Relation entre la nature du sol et le coefficient de compressibilité d'après philipponnat et Hubert ; 1997.

### E. Gonflement selon $C_g$ et $P_c$ (indice de gonflement et pression de consolidation) :

Selon Costet songlerat la plupart des sols gonflants présente deux caractéristiques :

- Une forte surconsolidation : la pression de consolidation varie de 0.1 à 0.8 Mpa
- Un indice de gonflement  $C_g$  élevé :  $0.04 < C_g < 0.25$

En plus, le diagramme œdométrique d'une argile gonflante présente une allure caractéristique : la courbe déchargement recoupe la courbe de chargement.

#### 2.2.2.b Comparaison des différentes méthodes :

La méthode de gonflement libre donne toujours des valeurs de la pression de gonflement plus élevées que les autres, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes. La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles et la méthode de gonflement empêché donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux. La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement empêché est délicate à mettre en œuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle).

Mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours) cependant, la méthode de gonflement sous charge constantes, bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide, car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun d'entre-deux.

En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement obtenues par la méthode à volume constant (empêché), soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol et al., 1987) et soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais de gonflement sous charge constantes) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des odomètres lors d'essais à gonflement libre

## **2.3 APPLICATION DES DIFFERENTES APPROCHES SUR LE SOL DE M'DAOUROUCH :**

### **2.3.1 Selon les limites d'atterberg :**

Les méthodes indirectes d'identification du potentiel de gonflement proposent de relier la pression de gonflement  $\sigma_g$  ou le taux de gonflement  $\varepsilon_g$  aux paramètres d'identification comme la teneur en eau naturelle  $w$ , le poids volumiques sec  $\gamma_d$ , la limite de liquidité  $W_L$ , la limite de retrait  $W_R$ , l'indice de retrait  $I_s$ , l'indice de plasticité  $I_p$ , la teneur en fines argileuse  $\% C_{2\mu m}$ , sous diverses formes qualitatives de Classification du sol étudié (M'daourouch) en fonction des paramètres d'identification.

La fiabilité des méthodes présentées ci-dessus dépend beaucoup des paramètres qu'elles utilisent, une comparaison de certaines d'entre elles montrent que:

-L'indice de plasticité  $I_p$  est le paramètre le plus important dans les propriétés de retentions d'eau du sol et donc du gonflement.

-Les limites de liquidité  $W_L$  et de plasticité  $W_p$  peuvent être sous-estimées ou surestimées suivant l'opération.

**Tableau 2-12:** Classification selon la limite de liquidité

<b>Prof. (m)</b>	<b>Nature apparente de l'échantillon</b>	<b>Limite de liquidité%</b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
1.00/2.00	Argile limoneuse brune à noirâtre	51	Gonflement élevé
2.00/2.50	Argile rouge	44	Gonflement moyen
2.50/3.00	Argile brune légèrement sableuse	49	Gonflement moyen
3.00/3.50	Argile rouge avec filets calcaires blanchâtres	59	Gonflement élevé
5.50/6.00	Argile sableuse rouge	46	Gonflement moyen

La figure 2.8 donnée ci-après donne cette dernière classification avec le nuage correspondant aux sols testés de la région de M'daourouch.

**Tableau 2-13:** Classification selon l'indice de plasticité

<b>Prof. (m)</b>	<b>Nature apparente de l'échantillon</b>	<b>Indice de plasticité %</b>	<b>Classification</b>
1.00/2.00	Argile limoneuse brune à noirâtre	29	Gonflement élevé
2.00/2.50	Argile beige à jaunâtre très calcaireuse	21	Gonflement moyen
2.50/3.00	Argile brune légèrement sableuse	27	Gonflement élevé
3.00/3.50	Argile rouge avec filets calcaires blanchâtres	33	Gonflement élevé
5.50/6.00	Argile sableuse rouge	22	Gonflement moyen

**Tableau 2-14:** Classification selon l'indice de consistance

<b>Prof. (m)</b>	<b>Nature apparente de l'échantillon</b>	<b>l'indice de consistance</b>	<b>consistance</b>
1.00/2.00	Argile limoneuse brune à noirâtre	1	Dure
2.00/2.50	Argile rouge	1.3	Dure
2.50/3.00	Argile brune légèrement sableuse	1	Dure
3.00/3.50	Argile rouge avec filets calcaireux blanchâtres	1.3	Dure
5.50/6.00	Argile sableuse rouge	1.2	Dure

On peut remarquer que :

- la limite de liquidité WL, varie entre 44 et 59%, avec un indice de plasticité IP, situé entre 22 et 33 %.

-Le diagramme des valeurs (WL et IP) localise le sol dans la zone des argiles peu plastiques à très plastiques, d'après le diagramme de Casagrande.

-on peut déduire que le sol étudié présente un potentiel de gonflement moyen à élevé.

-L'indice de consistance varie entre 1 et 1.3, caractérise un sol dure.

-Pour une argile ayant un  $IP > 30$ , on peut déduire que le sol possède un potentiel de gonflement élevé (29 et 33%).

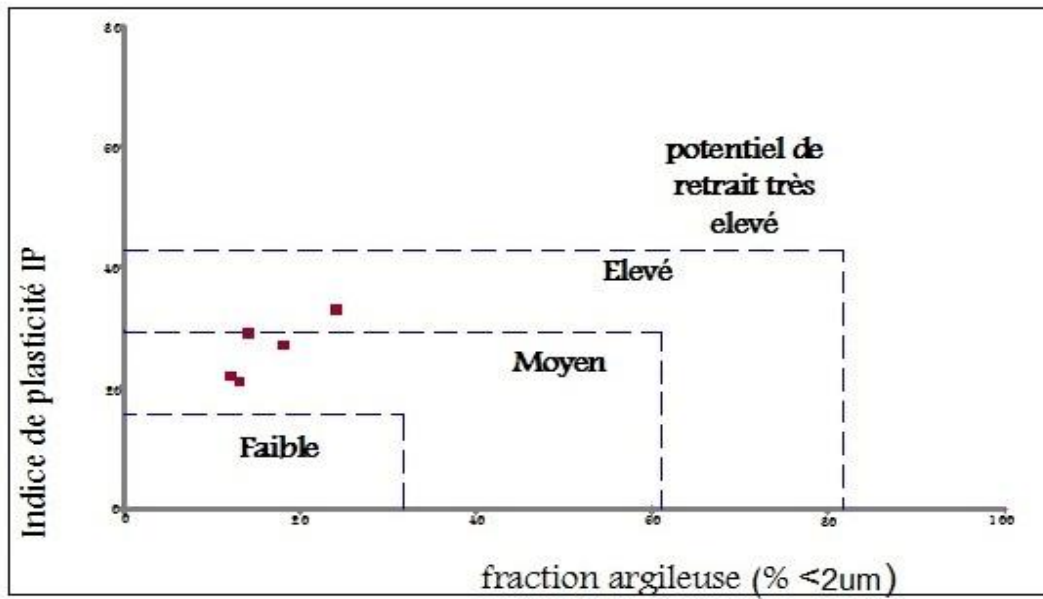


Figure 2-8: Classification du sol étudié (Building Research Establishment (1980)).

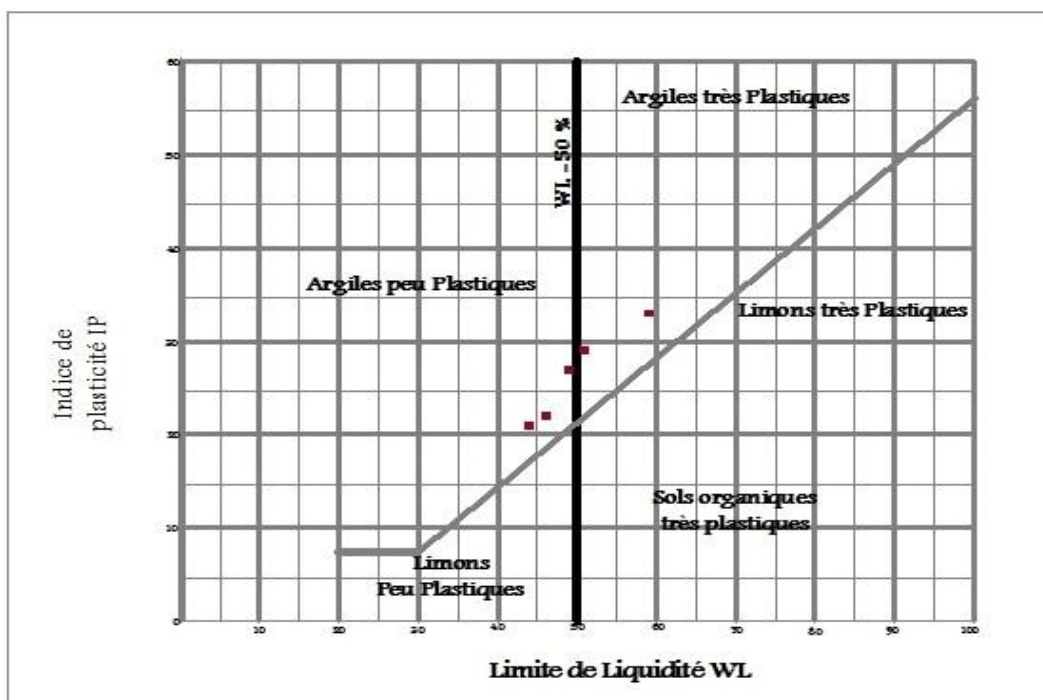


Figure 2-9: Classification du sol selon diagramme de Casagrande

On constate un bon accord entre ces classifications. Le caractère expansif du sol examiné apparait clairement a travers l'ensemble des classifications adaptées, donc l'argile de Mdaourouch est caractérisée par un potentiel de gonflement moyen à élevé. Notons que dans le cas de la méthode de B.R.E, il s'agit d'une estimation du potentiel de retrait et non de gonflement.

### 2.3.2 Selon les approches théoriques :

#### A. Selon Seed et al (1962) :

$$\varepsilon_g = 21,6.10^{-5} (I_p)^{2,44}$$

**Tableau 2-15:**Classification selon Seed et al (1962)

Profondeur	Nature apparente de l'échantillon	Ip(%)	$\varepsilon_g$ (%)
1.00/1.50	Argile limoneuse brune à noirâtre	29	0,79
2.00/2.50	Argile rouge	21	0,36
2.50/2.70	Argile brune légèrement sableuse	27	0,67
3.00/3.50	Argile rouge avec filets calcaireux blanchâtres	33	1,09
5.50/6.00	Argile sableuse rouge	22	0,40

**B. Selon Komornik et David (1969) :**

$$\varepsilon_g = 0,9 + 2,1I_p$$

**Tableau 2-16:**Classification Selon Komornik et David (1969)

Profondeur	Nature apparente de l'échantillon	Ip(%)	$\varepsilon_g$ (%)
1.00/2.00	Argile limoneuse brune à noirâtre	29	62
2.00/2.50	Argile rouge	21	45
2.50/2.70	Argile brune légèrement sableuse	27	58
3.00/3.50	Argile rouge avec filets calcaireux blanchâtres	33	70
5.50/6.00	Argile sableuse rouge	22	47

**C. Selon la densité sèche et la teneur en eau :**

Selon Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) :

$$\text{Log } \varepsilon_g = 0.033 W_1 - 0.083W + 0.458$$

$$\text{Log } \sigma_g = 0.033 W_1 - 0.083W - 1.967$$

Tableau 2-17 a: Classification Selon Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)

	<b>Profondeur</b>	<b>Wi%</b>	<b>WL%</b>	<b>Log(<math>\epsilon_g</math>)</b>	<b><math>\epsilon_g</math> %</b>	<b><math>\sigma_g</math> (kpa)</b>
Argile limoneuse brune à noirâtre	1.00/2.00	21.5	51	0,36	2,27	0,0085
Argile rouge	2.00/2.50	16.8	44	0,52	3,27	0,0123
Argile brune légèrement sableuse	2.50/2.70	20.5	49	0,37	2,36	0,0088
Argile rouge avec filets calcareux blanchâtres	3.00/3.50	15.0	59	1,16	14,45	0,054
Argile sableuse rouge	5.50/6.00	19.6	46	0,35	2,23	0,0083

$$\text{Log}(\epsilon_g) = 0.033 * \text{WL} + 0.0032 * \gamma_d - 6.692$$

$$\text{Log}(\sigma_g) = 0.033 * \text{WL} + 0.0032 * \gamma_d - 5.154$$

Tableau 2-18 b: Classification Selon Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)

	Profondeur	W <sub>L</sub> (%)	$\gamma_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	Log ( $\sigma_g$ )	Log ( $\varepsilon_g$ )	$\sigma_g$ (kpa)	$\varepsilon_g$
Argile limoneuse brune à noirâtre	1.00/2.00	51	1.89	2,57	1,04	371,5	10,39
Argile rouge	2.00/2.50	44	1.65	1,57	0,04	37,84	1,09
Argile brune légèrement sableuse	2.50/2.70	49	1.67	1,81	0,27	64,12	1,85
Argile rouge avec filets calcaireux blanchâtres	3.00/3.50	59	1.64	2,04	0,50	109,64	3,18
Argile sableuse rouge	5.50/6.00	46	1.74	1,93	0,39	85,50	2,47

Selon Komornik et David (1969) :

$$\lg(\sigma_g) = 0,0208w_L + 0,000665 \gamma_d - 0,0269w - 2,132$$

**Tableau 2-19:** Classification Selon Komornik et David (1969)

	<b>Profondeur</b>	$\gamma_d$ (Kn/m <sup>3</sup> )	<b>W (%)</b>	<b>W<sub>1</sub> (%)</b>	<b><math>\sigma_g</math></b> (Kpa)
Argile limoneuse brune à noirâtre	1.00/2.00	1.89	21.5%	51	0,40
Argile rouge	2.00/2.50	1.65	16.8 %	44	0,27
Argile brune légèrement sableuse	2.50/2.70	1.67	20.5 %	49	0,28
Argile rouge avec filets calcaireux blanchâtres	3.00/3.50	1.64	15.0 %	59	0,61
Argile sableuse rouge	5.50/6.00	1.74	19.6 %	46	0,28

### 2.3.3 Selon l'essai de compressibilité:

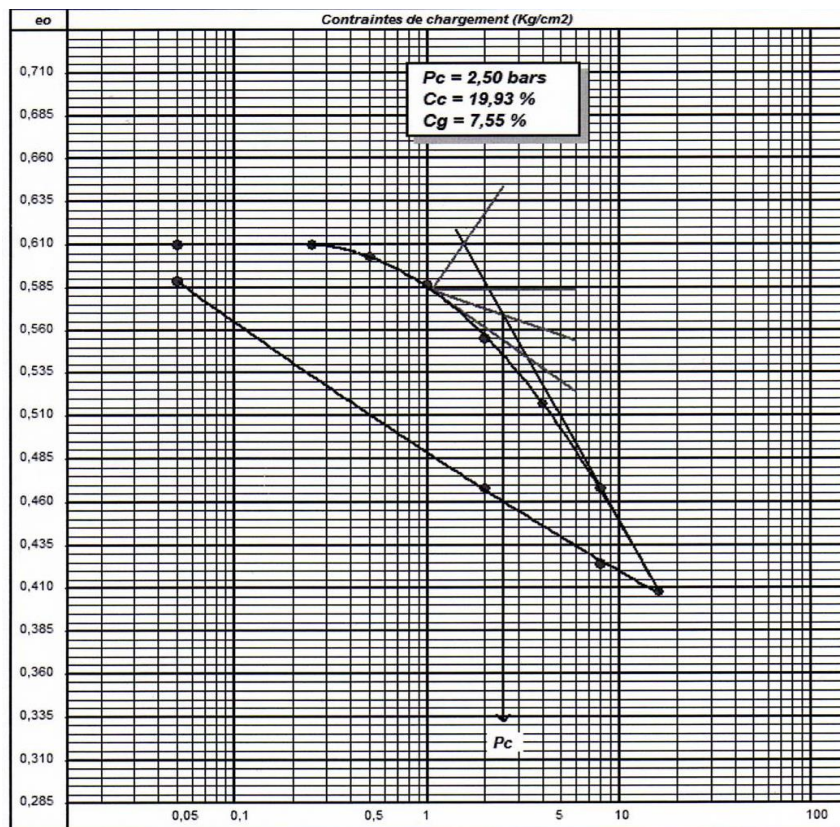
Les résultats d'un essai de compressibilité à l'oedomètre ont été effectués pour pouvoir déterminer les déformations sous les contraintes appliquées, on a trouvé :

**Tableau 2-20:** Classification selon coefficient de compressibilité

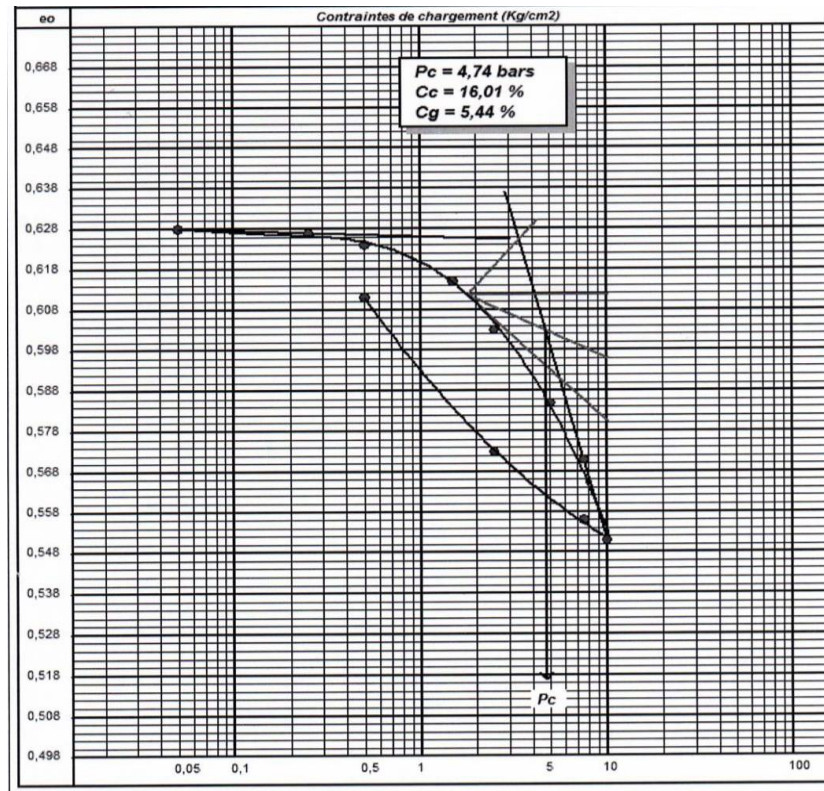
<b>PROFONDEUR</b>	<b>C<sub>c</sub></b>
1,00-2,00m	0,199
2,00-2,50m	0,169
3,00-3,50m	0,160
3,50-4,00m	0,179

Tableau 2-21: Application sur sol de M'daourouch

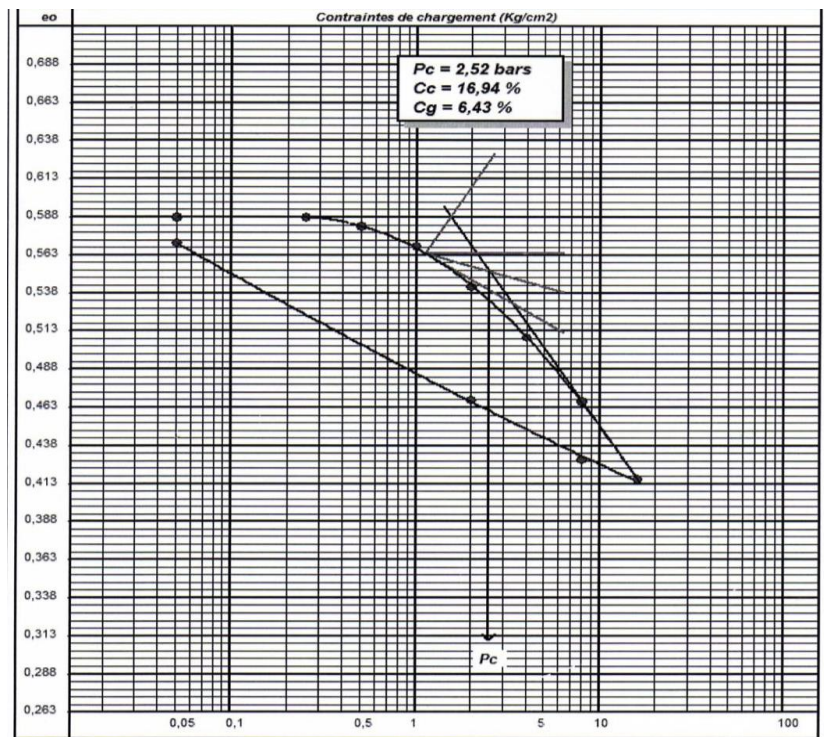
profondeur	P <sub>c</sub> (Bar)	Cg(%)	Potentiel de gonflement
1,00-2,00	2,50	7,55	Sol gonflant c <sub>g</sub> élevé
2,00-2,50	2,52	6,43	Sol gonflant c <sub>g</sub> élevé
3,00-3,50	4,74	5,44	Sol gonflant c <sub>g</sub> élevé
3,50-5,00	2,44	6,87	Sol gonflant c <sub>g</sub> élevé



(a)



(b)



(c)

Figure 2.10 Courbes oedométriques des échantillons de l'argile

-les valeurs de la pression de pré consolidation ( $P_c$  bar) varie avec la variation de la profondeur, 5 bars entre 3,00 m et 3,50m et 3 bars entre (1m-2,5m) et (3m -5m)

-la valeur du coefficient de compressibilité ( $C_c$  %) subit à son tour des variations avec la profondeur, à une hauteur de 1,00-2,00m il est de 19,9 %, et 17.9 % pour une hauteur de 3,50-4,00m de profondeur, traduisant un sol moyen compressible.

-avec une hauteur de 2m , l'indice de gonflement est élevé ( $C_g = 7,55\%$ ), et il diminue avec l'augmentation de la profondeur.

Les résultats d'essai œdométrique, montrent un sol consistant, sur consolidé, moyennement compressible et gonflant.

Les variations de ces paramètres, semblent confirmer l'hétérogénéité du terrain.

## **2.4 CONCLUSION :**

Le nombre élevé d'approches disponibles dans la littérature pour l'identification des sols gonflants ne rend pas la tâche facile aux praticiens. L'application de ces approches au même site fournirait des indications contradictoires comme il a été montré dans ce travail. C'est pourquoi la formulation dans un cadre approprié comme les directives techniques d'une démarche unifiée pour identifier ce genre de sols serait d'une grande utilité pour les praticiens. Si une telle démarche est adoptée, elle n'éliminera pas totalement les désordres mais unifiera le langage des praticiens et réduira les litiges.

# Chapitre 3

## Caractérisation du sol étudié

### 3.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différents essais que nous avons effectués en laboratoire, comme étant la partie expérimentale de notre travail.

Pour la chronologie de ces essais, nous avons établi un ordre qui prend en compte les différents paramètres et mesures à lesquels devra être soumis le sol naturel, et qui contribueront ultérieurement de façon directe dans le processus de stabilisation accompagnées des précautions expérimentales, les différentes procédures d'essais en laboratoire permettent de déterminer des paramètres du gonflement, à appliquer dans le dimensionnement d'ouvrage et d'analyser certains aspects du gonflement.

Ce chapitre regroupe l'ensemble des résultats de campagne d'essais géotechniques dans le laboratoire sur les matériaux étudiés afin de compléter leur caractérisation et de déterminer les paramètres nécessaires.

### 3.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE :

M'daourouch, appelée Montesquieu durant la période coloniale est une daïra de la wilaya de Souk Ahras.

Elle est située à 50 km au sud de la wilaya. La ville et son agglomération compte environ 27000 habitants. Elle tient son nom à l'antique ville romano-numide Madaure dont les vestiges se situent à quelques kilomètres.



**Figure3.1:** Image satellite de M'daourouch

### 3.3 ETUDE GEOLOGIQUE :

La géologie, dont le nom signifie littéralement « science de la terre », a pour but d'étudier la constitution actuelle du sol, de rechercher les causes qui peuvent modifier cette constitution, celles qui l'ont produite, et de refaire ainsi, sur des documents empruntés au globe lui même, l'histoire de sa formation.

Il est évident que la connaissance des matériaux, ou minéraux, qui entrent dans la composition du sol est nécessaire à tous ceux qui abordent l'étude de la terre ; par conséquent, la *minéralogie* se trouve à la base même des études géologiques.

L'analyse de la carte géologique a permis de définir les caractéristiques minéralogiques des formations argileuses et marneuses, et en particulier de répertorier la présence et la proportion des minéraux gonflants.

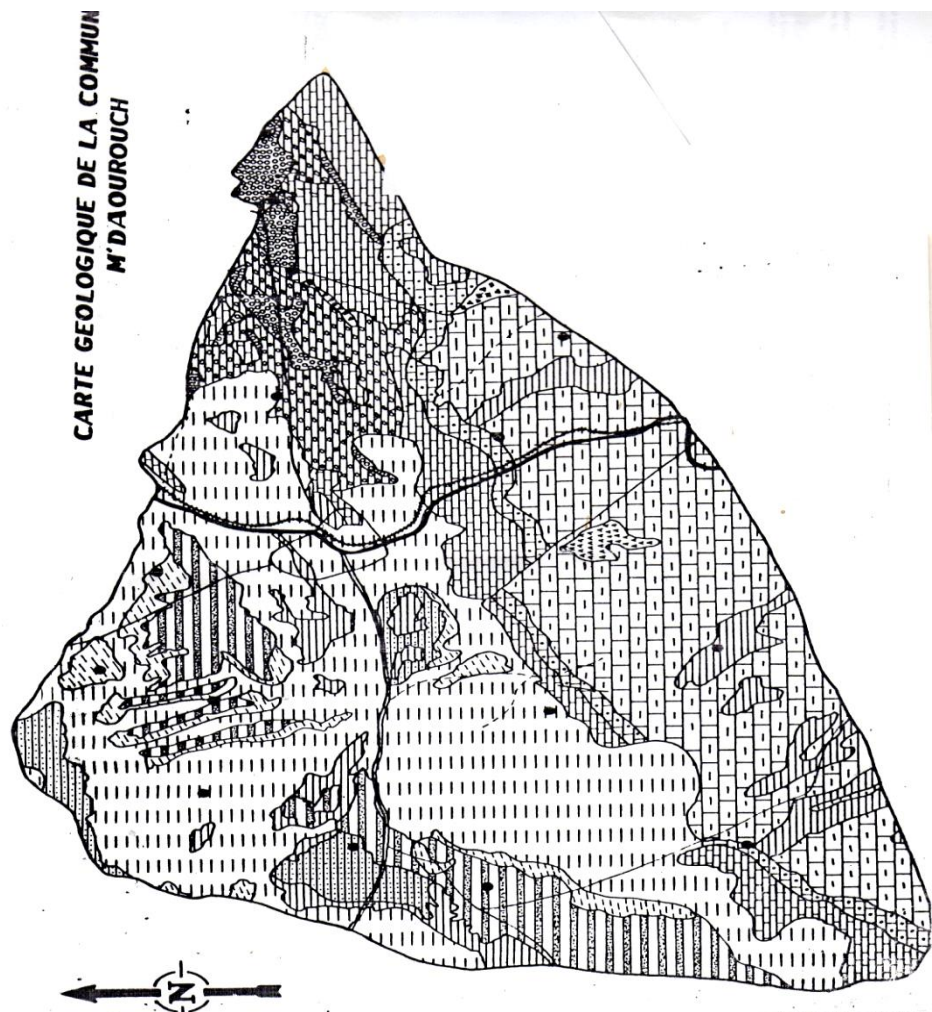













Figure 3.2 : Carte Géologique de M'daourouch

### Légende

-  Formations gravitationnelles éblouissements épandages blocs abatis sable
-  Formation délvio-proluviales sable limons
-  Formation déluviale : limon à fragment de croute calcaire
-  Croute calcaire
-  Argile rouge limons
-  Calcaire lacustre
-  Conglomérats grés argiles
-  Conglomérats gravelite grés argiles et marne
-  Conglomérats grés intercalations de gravelite de sables et de marnes
-  Marnes argileuses et calcaires marneuses calcaires à rare intercalation de marne
-  Marnes argileuses marno- calcaires calcaires à rare intercalation de marne

### 3.3.1 Formation gréso-gypso-argileuse à fragments de roche variée :

Il s'agit d'une formation plastique, représentée par un mélange chaotique de marne et d'argile bariolées, avec grés et gypse en moindre quantité, qui renferme de petits fragments de roches carbonatées ou terrigènes d'âge variée, Et quelquefois mêmes des fragments de roches d'origine plutonique.

Dans le diapir de Tifech prédominent les marnes argileuses jaunes et les marnes gréseuses verdâtre.

Les argiles et les marnes du diapir de Souk-Ahras sont colorées en tout rougeâtres, ocres et jaune.

Des efflorescences et enduits de sel gemme et de gypse finement cristallin apparaissent souvent sur la surface altérée de ces roches.

Dans les séries argilo-marneuses, les grés et le gypse forment des intercalations et des lentilles épaisses respectivement de 3 à 5m pour le grés et de 0,1 à 1, 2m pour le gypse. Les terrains envisagés présentent des fragments de petits plis et des plissements. Leur épaisseur totale est de 200m au minimum.

Des grains de pyrite oxydée et des cristaux bipyramidaux de morion et de quartz enfument aux faces corrodées,

Atteignant un centimètre de long sont observés dans les argiles, les marnes et les grès.

Des contacts anormaux caractérisent les relations de la formation argilo-gypso-gréseuse triasique avec tous les terrains d'âge antépliocène.

Extrêmement sinueux dans le plan, ils sont la plupart du temps, inclinés dans la coupe s'ennoyant sous les terrains encaissants les diapirs. Les terrains des diapirs surmontent localement la formation encaissante en pente douce, sous forme d'épanchement.

Des refoulements de masse argilo-gypseuse plastique assez fréquents s'opèrent par les zones fissurées affectant les terrains crétacés et miocènes ainsi que les gros compartiments de roches triasiques.

La plupart du temps ces phénomènes furent accompagnés par des transformations hydrothermales et métasomatiques des roches encaissantes : ferruginisation, carbonatation, silicification.

A de telles altérations ont également été soumis les petits fragments de roches carbonatées enrobées dans la masse argilo-gypseuse, avec transformation de celles-ci en cargneules.

Sur la carte géologique les grands panneaux exotiques de roches carbonatées et terrigènes, Noyés dans la masse gréso-gypso-argileuse, ont été individualisés en tant qu'unités lithologiques indépendantes.

### 3.3.1.1 Calcaires :

Les fragments et blocs de calcaires fins tabulaires de teinte grise ou noire, intercalés de marnes et de dolomies jaunes, sont omniprésents dans les diapirs.

Les plus gros d'entre eux sont constatés dans les parties marginales SE du diapir de Tifech, où il sont suivis sur une distance de 5 à 7km, sous forme de bandes de pointements discontinus.

Ailleurs, dans ce diapir et dans celui de Souk-Ahras les blocs de calcaires, affleurant sur 0.01 à 0.02 km<sup>2</sup>, Présentent généralement une forme lenticulaire, moins souvent une forme isométrique ou irrégulière.

La composition chimique des calcaires qui se présente comme suit :

45,09-56,06 cao, 0,08-4,86 MgO, 0,16-2,09 Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> et 0,23-7,16 SiO<sub>2</sub>,

Est due au pourcentage inégal du matériel dolomitique et terrigène qu'ils contiennent :

Avec 69-99 de calcite, 0,4-22 de dolomite et 0,4-8 de matériel terrigène.

### 3.3.1.2 Grès, argiles, marnes :

Des blocs isolés, jusqu'à 0,01 km<sup>2</sup>, constitués de grès micacés (psammites), intercalés d'argiles bariolées et de marnes de teinte rougeâtre ou verdâtre, sont constatés dans les diapirs.

### 3.1.3 Dolomies :

Des témoins de dolomies (0,7\*0,3km) sont observés dans le diapir de Souk-Ahras, au voisinage de sidi Bou Zarouria. Les dolomies sont généralement des roches à grain fin, légèrement poreuses et bréchifiées, quelques fois remarquablement litées.

Elles se caractérisent par la composition chimique suivante :

33,46% CaO, 18,57%MgO, 1,51%Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> et 0,28% SiO<sub>2</sub>.

Ramenées à une composition minérale normalisée, elles contiennent 85% de dolomite, 13% de calcite et 2% de matériel terrigène.

Les terrains constituant les diapirs développés sur le territoire de la feuille M'daourouch, n'ont encore jamais fournis de restes organiques.

### **3.3.2 crétacé supérieur :**

#### **3.3.2.1 Santonien supérieur – campanien inférieur : marnes à rares bancs de calcaires :**

Les terrains en question sont représentés par des marnes argileuses de teinte grise ou gris foncé, à nuances bleuâtres ou verdâtres, de compacité variable allant de tendre à très compacte, souvent à litage confus et à débit esquilleux.

La monotonie de la série est troublée tous les 30-50 m par des séquences décimétriques (0,2 m) de marnes calcaires et de calcaires argileux de teinte grise.

la puissance de cette série dépasse 250 m .la coupe du santonien supérieure-campanien inférieur est identique sur l'ensemble du territoire d'étude.

#### **3.3.2.2 CAMPANIEN SUPERIEUR :**

Les terrains du campanien supérieur sont regroupés en deux termes :

Le terme inférieur calcaire et le terme supérieur marneux qui affleurent toujours ensemble.

##### **A. Terme inférieur : calcaire, intercalations marneuses :**

Elle est constituée par une série calcaire à quelque interlis de marnes. Les calcaires (80-95%  $\text{CaCo}_3$ ) sont des roches péliothomorphes de teinte gris clair, grise, gris mauve.

Tout les 0,5-1m, la coupe des calcaires est intercalée de lits subdécimétrique de marnes grises ou gris-blanchâtre.

A la base de la série les bancs métriques (0,8-1,5 m) de calcaire alternent avec des intercalations centimétriques marneuses.

##### **B. Terme supérieur : marnes à bancs calcaires :**

A la base du terme repose un faisceau (10-15m) de marne calcaire grisâtre en lits semi-métrique (0,5-0,8 m) et de bancs décimétriques de calcaires (0,2-0,3m) de calcaires argileux. Le reste de la coupe, qui en est la partie essentielle, est représentée par des marnes franches ou argileuses de teinte gris-verdâtre

Tout les 5-10 m, parfois 2-3m, dans la coupe les marnes sont intercalées de bancs décimétriques de calcaire argileux péliothomorphes de teinte grise.

La limite inférieure de se terme est relativement nette. Elle passe au mur du faisceau basal des marnes à intercalations de calcaires argileux

### 3.3.3 Maestrichtien :

Les terrains du maestrichtien se subdivisent nettement en deux séries formant les sous-étages inférieur et supérieur.

#### **a-Maestrichtien inférieur : calcaires à rare passées de marne :**

La coupe la plus complète de cette série est représentée par des calcaires (à 82-94 % de  $\text{CaCO}_3$ ) gris clair, presque blancs, pelitiques quelquefois bioclastiques, se débitant en grosses plaquette /1-2,5 m/, compact, à joint de superposition de surface inégale .

des intercalations centimétriques (5 cm maxi )de marnes gris-verdâtre sont quelquefois constatées au sein des calcaires .des calcaires argileux et des marnes argileuses de teinte verdâtre sont notes parmi les calcaires gris clair ,à la base du sous-étage.

#### **b-Maestrichtien supérieur :marnes argileuses et calcaires marneuses :**

Le maestrichtien supérieur est représenté par une série de marnes franches ou argileuses de teinte gris fonce, mal litées, au sein desquelles, tout les 3 à 7m, reposent des bancs décimétriques /0,2-0,3m / de calcaires argileux de teinte grise , en plaquettes, lités ,quelquefois tachetés par des inclusions de matière argileuse.

Des séquences de bancs de marnes/0,3-0,5m/ et de bancs de calcaires /0,1-0,2m/, alternant plus au moins régulièrement, sont observées tous les 10 à 15m dans la coupe.

### 3.3.4 Paléogène :

Seuls les terrains du paléocène , affleurent sur le territoire d'étude

#### **-Paléogène : marne à rares bancs de calcaires**

La partie inférieure de la coupe est constituée de marnes quelquefois argileuses, intercalées de bancs décimétriques /0,1-0,3m/ de marnes calcaires et de marnes argileux de teinte grise .

La partie supérieure est formée de marne gris-foncée à rares intercalations de marnes calcaires de teinte grise ou gris- jaunâtre.

### 3.3.5 Miocène :

Elle se subdivise en termes inférieur, date du miocène inférieur-moyen, et supérieur, attribue au Miocène moyen-supérieur.

#### **a-Miocène inférieur-moyen : conglomérats, grés, argile , marne :**

la série est représentée par des grés quartzeux durs à intercalations lenticulaire de grés peu cohérents et de sables .

on note aussi quelques rares bancs métriques de marnes et de calcaires .

la coupe de la série est discontinue d'un point à l'autre du territoire.

Les intercalations marno -argileuses prédominent dans les parties centrales des pressions.

Argiles gréseuses à rares graviers.....22m

Grés moyens de teinte blanchâtre ou jaunâtre, à rares gravelles....43m

Argiles gris- verdâtre.....1m

Grés fin à rares gravelles.....24

#### **b-Miocène moyen-supérieur :argiles ,marnes, silts, grés :**

La série est représentée par une séquence dans laquelle alternent les couches pluviométriques /4-6m/ d'argile ,de marnes et de silts .

des bancs / 3-2m /de grés quartzeux ou glaucaunieux de teinte gris-jaunâtre ou brun-verdâtre sont constatés à la base de la série.

#### **c-Pliocène, conglomérats, micropoudingues, grés, argiles marne :**

La série est représentée par des terrains continentaux qui sont discordants sur les formations sous-jacentes du trias, du crétacé et du miocène.

sa partie inférieure, épaisse de 150-200m, est constituée de conglomérats, micropoudingues , grés à interlits métriques /2-3mmaxi/ d'argiles et de marnes argileuses rouges.

au sommet de la coupe/100-150m/ prédominent les argiles rubéfiées, intercalées de bancs semi-métrique /0,5m / de calcaires marneux de teinte gris clair.

### **d-Plio-quaternaire/villafranchien / : conglomérats intercales de grés et de roches argileuses :**

Ils reposent avec une légère discordance sur les dépôts pliocènes et avec une discordance plus accusée sur tous les terrains plus anciens.

Les conglomérats bigarres sont constituées par les éléments de calcaires, dolomies, marne, quelquefois grés quartzeux ou glauconieux, emballés dans un ciment greso-carbonate.

### **3.3.6 Quaternaire :**

#### **3.3.6.1 Quaternaire inférieur /ancien :**

##### **a. Calcaires lacustre :**

Dans la partie sud-ouest de la feuille, les calcaires lacustres reposent sur les argiles rubéfiées du pliocène.

La coupe débutée par une couche (1,5m) d'argile gris clair , quasiment blanches, renferment un lit décimétrique (0,3m) de galets à éléments de calcaires crétacés .

Dans le nord-ouest de la feuille, les calcaires lacustres sont lites avec une épaisseur des lits de l'ordre de 1-1,5m

##### **b. Argiles et limons de teinte rouge :**

Dans les parties nord-ouest et sud-ouest les argiles et limons sableux de teinte rouge surmontent les calcaires lacustres .

Ils sont localement recouverts par un épandage de gravier et de cailloutis.

L'épaisseur totale de ces dépôts varie de 5 à 15m

##### **c .Croute calcaire :**

Sur le territoire de la feuille les croutes calcaires sont dispersées sous forme de multiples témoins qui peuvent se trouver aussi bien sur les terrains néogènes que sur les séries du crétacés supérieur

Les croutes calcaires représentent une roche à texture terreuses, grumeleuse, pulvérulente, et, moins souvent compactes de teinte blanche jaunâtre ou rosâtre.

### 3.3.6.2 Quaternaire supérieur :

#### a. Terrains pente-dépôts torrentiels/ dépôts déluvio-proluviaux/ :

##### cailloutis, limon :

Ces terrains sont développés dans la partie ouest de la feuille ou sous forme de bande discontinue. Ils représentent un mélange de limon et de fragments de roches d'origine locale d'âge variée.

Ces fragments sont constitués de calcaires, grès et de marnes

#### b. Alluvions des terrasses médianes : cailloutis, gravier, limon :

Elles sont constituées de galets, gravier et sable, enfouis sous une couverture limoneuse peu épaisse de teinte gris-jaunâtre.

Par endroits les galets et le gravier sont pris et compactes dans un ciment argilo-gréseux. Les galets sont généralement bien roulés ou semi-émoussés.

## 3.4 TECHNIQUE ET PROCEDURE EXPERIMENTALE :

### 3.4.1 Détermination de la nature du sol :

#### 3.4.1.1 Essais d'identifications :

##### a. La teneur en eau (NF P 94-050) :

C'est le rapport de la masse de l'eau contenue dans le sol ( $m_w$ ) sur la masse des grains solides ( $m_d$ ) qui le constituent exprimé en pourcentage :  $w(\%) = m_w/m_d \times 100$

L'essai est effectué sur échantillon intact ramené directement du site.

Elle représente les espaces occupés par l'eau, contenue dans des vides intergranulaires.

La teneur en eau pour notre sol est de 22,1% ce qui présente un matériau consistant.

##### b. Les poids volumiques sec et humide (NF P 94-053) :

La masse volumique d'un sol ( $\gamma$ ) est le quotient de la masse ( $m$ ) du sol par le volume ( $V$ ) qu'il occupe (y compris les fluides interstitiels : (air + eau)). Dans ce cas, l'utilisation d'un carottier a été préconisée, qui consistait au respect des étapes de la norme.

La masse volumique d'un sol ( $\gamma_d$ ) est le quotient de la masse des grains solides ( $m_s$ ) du sol par le volume ( $v$ ) qu'il occupe. La masse volumique sèche peut être obtenue comme le rapport du poids volumique humide par l'unité plus la teneur en eau ( $\gamma_d = \gamma_h / (1 + w)$ ).

La densité sèche ( $\gamma_d$ ) caractérisant le poids d'un volume unitaire, permettant le calcul

des forces de la pesanteur et donnant une idée sur le degré de densification des éléments solides de la matrice. Elle est de l'ordre  $1,65 \text{ t/m}^3$  révèle un sol dense et à compacité assez élevée.

### c. Analyse granulométrique :

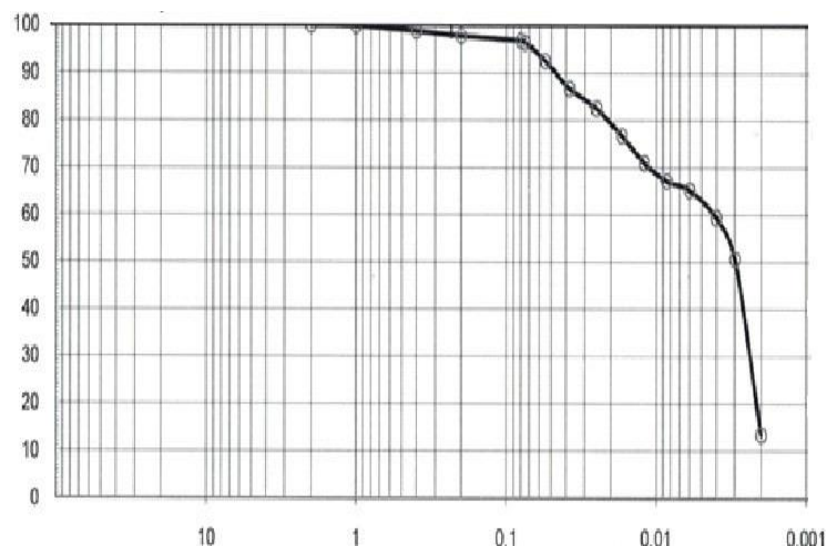
- **Granulométrie par tamisage (NF P 94-056) :**

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

- **Granulométrie par sédimentation (NF P 94-057) :**

Cette méthode s'applique aux éléments d'un sol naturel passant à travers le tamis à maille carrée de  $80 \mu\text{m}$  d'ouverture. L'analyse granulométrique par sédimentation est un essai géotechnique qui complète l'analyse granulométrique par tamisage d'un sol et qui peut être nécessaire à sa description et à sa classification.

La courbe granulométrique du sol est présentée dans la figure 3.3



**Figure 3.3 :** Distribution granulométriques de l'argile de M'daourouch

L'analyse des données granulométriques de l'argile de M'daourouch (figure 2.2), montre que l'argile présente 96,8% inférieurs à  $80 \mu\text{m}$ . De même que la proportion d'ultrafines ou « colloïdes », que l'on définit comme les éléments de dimension inférieure à  $0,2 \mu\text{m}$ , est estimée à 14 %.

**d. Etat de consistance :**

Dans le but de connaître la relation et l'évolution des caractéristiques de consistance avec les paramètres intrinsèques de la granulométrie, nous avons déterminé les caractéristiques de consistance appelées limites d'Atterberg, dont les essais sont inspirés du mode opératoire de la norme (NF P 94-051).

- **Limite de liquidité :**

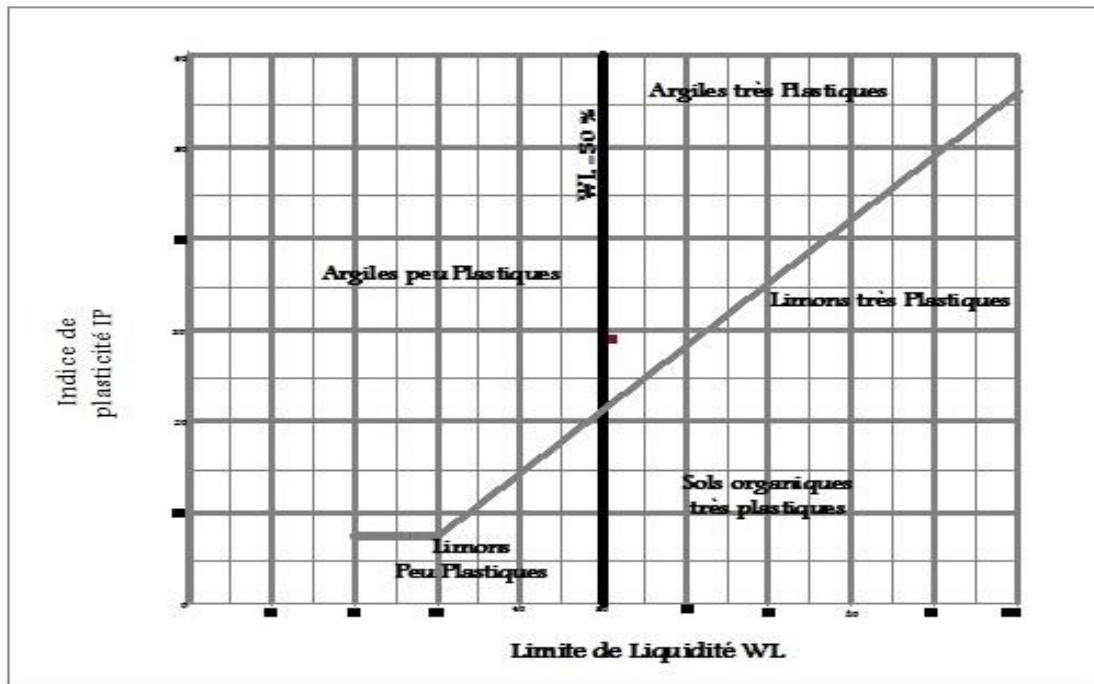
La limite de liquidité (LL) est la valeur de la teneur en eau à laquelle le sol étudié transite entre l'état plastique et l'état liquide. Expérimentalement, un sol atteint cette limite lorsque celui-ci possède une teneur en eau correspondant à la fermeture d'une rainure dans un sol remanié et homogène conformément au montage, au nombre de chocs et à la longueur mentionnée par la norme.

- **Limite de plasticité :**

La limite de plasticité ( $w_p$ ) est la teneur en eau à partir de laquelle un sol cesse d'être malléable. On la considère comme la teneur en eau à laquelle un échantillon d'un sol  $I_n$  roulé en cylindre d'un certain diamètre commence à se fragmenter. Les essais des limites d'Atterberg ont permis de déterminer les limites de consistance et les indices de consistance utiles lors de la classification du matériau.

La différence  $I_p = W_L - W_p$  qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité. L'indice de plasticité permet d'apprécier la quantité et le type d'argiles présente dans un échantillon. Il définit donc l'argilosité de l'échantillon. Il présente aussi le paramètre le plus important dans les propriétés de retentions d'eau du sol et donc du gonflement.

La limite de liquidité ( $w_L$ ) du sol de M'daourouch est de 51%. L'indice de plasticité  $I_p$  est peu élevé 29%.



**Figure 3.4 :** Classification de l'argile de M'daourouch sur le diagramme de Casagrande

Le diagramme de plasticité de Casagrande (1948) représente l'évolution de l'indice de plasticité  $I_p$  en fonction de la limite de liquidité  $w_L$ . Ce diagramme (figure 3.4) permet la classification des sols fins argileux ou limoneux en fonction de leur plasticité.

En se référant à un abaque de Casagrande de plasticité, donnant la relation ( $I_p$ ,  $W_L$ ) (figure 3.4), l'argile de M'daourouch apparaît comme une argile très plastique.

SKEMPTON a défini un paramètre qui s'appelle l'activité, qui rapporte l'indice de plasticité du matériau à sa teneur en particules argileuses ( $A_c = I_p / C_2$ ), et qui correspond à la teneur en particules de dimensions inférieures à  $2 \mu\text{m}$ .

Cette définition de l'indice de plasticité montre également que  $I_p$  est un paramètre important dans les propriétés de rétention d'eau du sol, et donc de gonflement

Une classification des argiles selon leur activité d'après Skempton est présentée dans le tableau (3.1). ce qui nous permet d'estimer d'après l'activité  $A_c$ , aussi trois principales familles d'argiles, selon le type de minéral argileux prépondérant dans la phase argileuse (tableau 3.1).

**Tableau 3.1** : Classification des sols suivant leur activité Ac (Skempton 1953).

Activité Ac	Type du Sol
0,50 - 0,75	Sol inactif
0,75 - 1,25	Sol normal
1,25 - 2,00	Sol actif
> 2,00	Sol très actif

**Tableau 3.2** : Activité des principales familles d'argiles (Skempton 1953; Mitchell 1976).

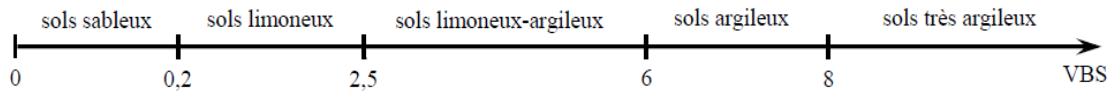
Minéral	Activité
Montmorillonite Na <sup>+</sup>	4 - 7
Montmorillonite Ca <sup>+</sup>	1,5
Illite	0,5 – 1,3
Kaolinite	0,3 – 0,5
Calcite	0,2
Quartz	0

L'activité de l'argile de M'daourouch est égale à 2.1, d'après la classification de Skempton (1953) cela indique que notre sol est très actif. le minéral prédominant dans cette argile est la montmorillonite Na<sup>+</sup>.

#### **e. L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068) :**

Il permet de mesurer la capacité d'adsorption ionique des sols et granulats à l'aide du bleu de méthylène. Il a pour but de déterminer la quantité et l'activité de la fraction argileuse d'un sol d'une façon globale. Le résultat de l'essai dépend directement à la fois de la quantité et de la nature minéralogique de cette fraction.

Le principe de l'essai consiste à introduire des quantités croissantes de bleu de méthylène jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées. Il apparaît alors un début d'excès qui marque la fin de l'essai et que l'on détecte par le test dit à la tâche. Ce test consiste à former avec une goutte de la suspension déposée sur du papier filtre normalisé, une tâche qui est un dépôt de sol coloré en bleu soutenu, entourée d'une zone humide incolore. L'excès de bleu se traduit par l'apparition dans cette dernière zone d'une auréole bleu clair. On dira alors que le test est positif.



**Figure 3.5** Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme.

### f. Surface spécifique totale :

Le but de cet essai permet ainsi la mesure de la capacité d'absorption en eau de la surface spécifique des argiles. Plus un sol absorbe de bleu, plus le sol contient des minéraux argileux actifs développant des surfaces spécifiques internes (espace interfoliaire) et externes (espace interparticulaire) importantes.

$$\text{S.S.T.} = (\text{vbs}/100) \times (\text{N}/373) \times 130 (10^{-20}) \rightarrow \text{S.S.T.} = 21 \text{ VBS (m}^2/\text{g)}$$

VBS / 100 : fraction en % du bleu (<math> < 2\mu </math>),

N : Nombre d'Avogadro =  $6.023 \times 10^{+23}$ ,

373 : Masse moléculaire du bleu de méthylène en gramme,

$130 \times 10^{-20}$  : Surface en  $\text{cm}^2$  d'une molécule d'eau.

la valeur au bleu de méthylène de l'argile de M'daourouch est égale à 5,2. Elle est classée dans le groupe des sols limoneux argileux et la valeur de la surface spécifique totale (SST) correspondante est égale à 109,2  $\text{m}^2/\text{g}$ . Cette valeur dépasse largement 100  $\text{m}^2/\text{g}$ , ce qui implique que notre argile est gonflante.

### g. Teneur en carbonate de calcium :

L'essai consiste à déterminer le volume de gaz carbonique dégagé après attaque par l'acide chlorhydrique d'un gramme de matériau sec. Elle est déterminée par l'essai de calcimètre. Cette analyse permet d'obtenir le pourcentage pondéral de carbonate et plus particulièrement de la calcite ( $\text{CaCO}_3$ ), qui est le constituant majeur des roches sédimentaires.

Le pourcentage de calcite est déterminé suivant le mode opératoire de la norme (NF P 94-048).

Le tableau suivant présente les différents types de sol en fonction de la valeur de  $\text{CaCO}_3$ .

**Tableau 3.3 :** Teneur en  $\text{CaCO}_3$  de quelques sols (cité par Bourokba, 2001)

CaCO <sub>3</sub> (%)	Dénomination
0-10	Argile ou limon
10-30	Argile calcaire
30-70	Marne
70-90	Calcaire argileux
90-100	Calcaire

La valeur de la teneur en carbonate de Calcium obtenu est de 01,86%, ce qui indique qu'on est en présence d'une argile ou limon selon la classification du tableau (3.3)

### 3.4.1.2 Essai mécanique :

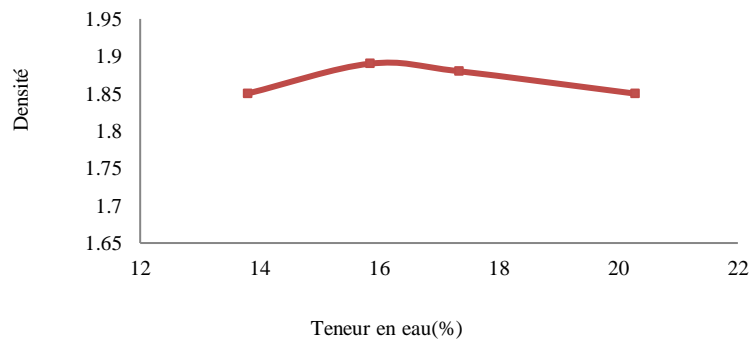
#### A. Compactage (Essai Proctor NF P 94-093) :

L'essai Proctor a pour objectif la détermination de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale pour un compactage normalisé d'intensité donnée. Il consiste à compacter de façon identique des échantillons d'un même sol avec des teneurs en eau différentes. On constate que la densité sèche  $\gamma_d$  varie et passe par un maximum pour une teneur en eau déterminée dite optimale ( $W_{\text{OPT}}$ ).

L'essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations correspondantes.

Il s'agit de compacter un échantillon de sol de manière répétitive en variant sa teneur en eau. On mesure régulièrement la teneur en eau et la masse volumique sèche du matériau, lorsqu'on reporte les différentes mesures sur un graphique, on obtient une courbe. La forme de cette dernière dépend de l'influence de la variation de la teneur en eau sur le produit compacté, s'il est sensible à cette variation, la courbe apparaît en forme de cloche, mais s'il en est peu sensible, sa courbe ressort moins recourbée (Courbe ouverte).

La courbe de compactage présentée sur figure (3.6) permet de déduire sensiblement la densité sèche maximale qu'aura le sol provenant de la zone de M'daourouch



**Figure 3.6 :** essai Proctor pour l'échantillon non traité

On se basant sur les résultats de l'essai Proctor présenté sur la figure (3.6). On a trouvé que la teneur en eau optimale obtenue est de 15,8% et la densité sèche maximale est 01,89(t/m3).

L'ensemble des résultats des essais d'identifications sont mentionnés dans le tableau (3.4).

**Tableau 3.4 :** résultats des essais d'identifications

$\Phi < 80 \mu m$	Teneur en eau (%)	VBS (g/100 g)	Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau optimale (%)	Densité	CaCo3 Sol (%)	CaCo3 ciment (%)	CaCo3 chaux (%)
96,8	21,5	5,2	51	22	29	15,8	01,89	01,86	62,2	88

**B. Essai de résistance a la compression simple ( NF P 94-077) :**

Les essais de compression simple ont été réalisés conformément à la norme NF P 94-077

Les échantillons ont été préparés à l'optimum Proctor dans un moule cylindrique spécial de 101x100 mm pour confectionner des éprouvettes.

Les éprouvettes ont été mises sur un système de compression simple avec une vitesse de mise en charge statistique. La déformation et la force appliquée sur les éprouvettes au cours d'essai sont mesurées par des capteurs. Pour chaque mesure, on a testé deux éprouvettes, la moyenne a été prise pour présenter les caractéristiques en compression simple des sols.

L'éprouvette est soumise à une charge monotonement croissante jusqu'à la rupture. La résistance à la compression est le rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette à la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale déduite de l'essai Proctor.

Les résultats obtenus montrent que le sol de M'daourouch étudié a une valeur de résistance à la compression de 311 KPA

**C. Essais de cisaillement :**

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

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale  $\sigma$  déterminée.

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement  $F$  est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure.

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.

➤ **Mise en place de l'échantillon dans la boîte :**

Les deux demi-boîtes étant verrouillées, on place successivement :

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

➤ **Mise en place de la boîte sur la machine**

Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte.

Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro.

Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relier à la boîte et compenser les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro.

Appliquer sur l'éprouvette la charge désirée, en principe :

Pour un sol pulvérulent : 100 - 200 - 300 kPa.

Pour un sol cohérent : 100 - 200 - 300 kPa.

Essai non consolidé, non drainé : 100 - 200 - 300 kPa

Essai consolidé, drainé ou non : appliquer les mêmes pressions que pour consolidation de l'éprouvette.

Désolidariser les deux demi-boîtes en enlevant les goupilles.

Mettre en route à la vitesse désirée.

Les résultats de notre essai de cisaillement du sol non consolidé non drainé UU sont donnés sur la figure ( 3.8 )

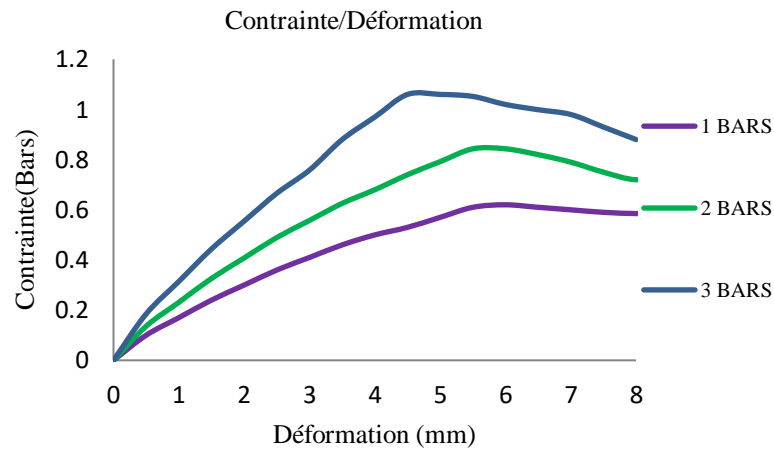


Figure 3.8 : Courbe contrainte -déformation de sol naturelle

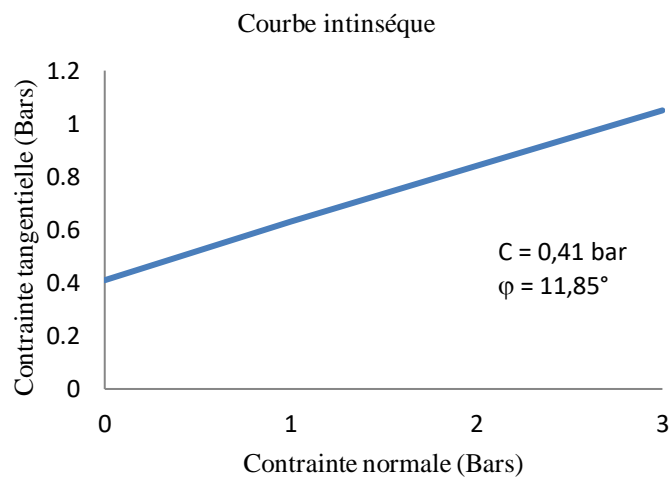


Figure 3.9 : courbe intrinsèque

L’angle de frottement et la cohésion obtenus sont de 11,85° et 41 kPa respectivement.

### D. Evolution du gonflement en fonction du temps :

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très lent, en raison de la faible perméabilité des argiles. Il est donc fondamental d'essayer de comprendre la cinétique du gonflement, c'est-à-dire la relation existant entre la déformation de gonflement et le temps. Cette relation est représentée usuellement sous la forme graphique du gonflement unidimensionnel, en fonction du logarithme du temps (figure 3.10).



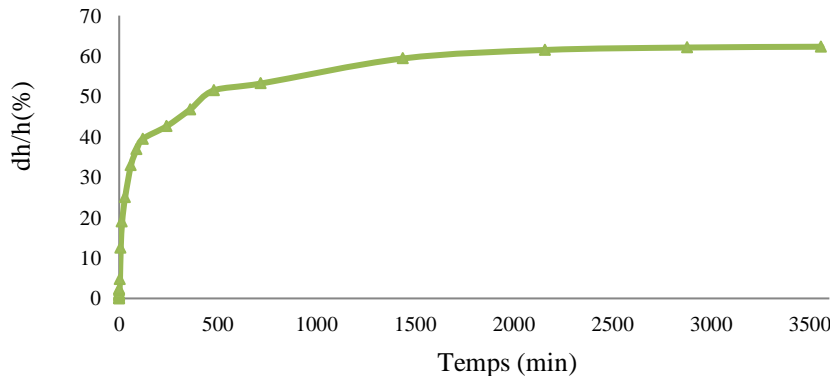
**Figure 3.10 :** Essai œdométrique.

Sur la courbe habituelle du gonflement en fonction du logarithme du temps l'essai est caractérisé par deux phases de déformations : un gonflement primaire et un gonflement secondaire (Alonso et al 1991),

La première phase est relativement « rapide » en comparaison avec la seconde et est liée au processus de diffusion ou de migration de l'eau dans les pores de l'éprouvette (Alonso et al 1989), donc le gonflement primaire est dû à la dissipation de succion dans les macros pores du sol. Il est contrôlé par le gradient de charge hydraulique et la perméabilité du sol. Il dépend de la nature du matériau, de son état de saturation, de l'état de contrainte, de la procédure d'imbibition (. La cinétique est plus ou moins lente et dure de quelques heures à quelques jours (Serratrice et soyez 1996)

La phase de gonflement secondaire est liée à l'hydratation progressive des minéraux argileux, elle correspond à un processus de cinétique lente d'après (Alonso et al, 1989-1991).

La courbe d'évolution du gonflement en fonction du temps obtenus au laboratoire est présentée sur la figure 3.11



**Figure 3.11** : Evolution du gonflement en fonction du temps

- la courbes de gonflement, représentant l'évolution du gonflement libre en fonction du temps, manifeste deux phases de gonflement successives : une phase de gonflement primaire caractérisée par une vitesse de déformation croissante et une phase de gonflement secondaire de vitesse sensiblement constante.

L'amplitude de gonflement libre supérieur à 50% correspond selon Komornik et David (1969) et Seed et al. (1962) à un potentiel de gonflement très élevé pour cette argile limoneuse.

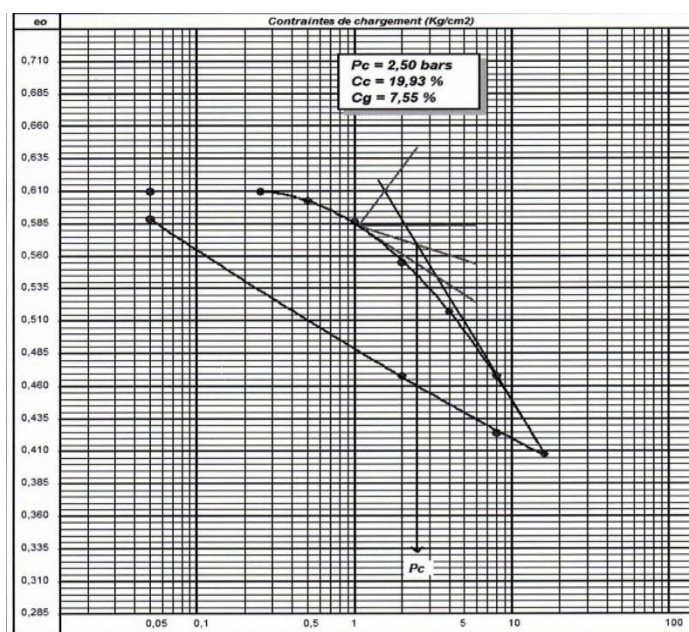
### **E. Essai oedométrique (ASTM D 2435) :**

Des essais oedométriques ont été réalisés selon la norme (ASTM D 2435), sur des échantillons de l'Argile de M'daourouch compactés à l'OPN.

L'échantillon est saturé avant d'être soumis à des paliers de charges successives et croissantes. On mesure le tassement en fonction du temps pour chacun des paliers durant une période qui est habituellement de 24 heures, qui représente le tassement total pour la charge considérée.

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes, une courbe qui définit l'évolution des tassements en fonction du temps appelée « courbe de consolidation » et l'autre courbe montre le comportement déformable du sol en fonction des contraintes appliquées appelée « courbe de compressibilité », reliant l'indice des vides en fonction de la contrainte effective.

La courbe de compressibilité de notre argile est représentée par la figure 3.12



**Figure 3.12 :** Essai œdométrique du sol non traité

La courbe de déchargement-rechargement est caractérisée par une pente très accentuées auxquelles correspond des valeurs élevées de l'indice de gonflement ( $C_g \geq 0,04$ ).

L'indice de compressibilité  $C_c$  et de gonflement  $C_g$ , sont respectivement de 0,19% et 0,07%. Par ailleurs, la contrainte de préconsolidation  $\sigma_{pc}$  est égale à 250 kpa.

### 3.5 CONCLUSION :

Le but de cette partie est de caractériser le comportement en laboratoire d'une argile expansive de la zone de M'daourouch, où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions.

-L'argile de M'daourouch est classée comme une argile limoneuse très plastique d'après le diagramme de Casagrande. Ayant une fraction fine ( $< 2\mu\text{m}$ ) de l'ordre de 14 % et une grande capacité de gonflement.

- Les caractéristiques à l'OPN de ce sol, correspondent à une densité sèche maximale de 1.89 t/m<sup>3</sup> et une teneur en eau optimale de 15.8%.
- Les essais de compressibilité effectués sur des échantillons compactés à l'OPN de l'argile de M'daourouch attestent que l'argile appartient aux sols compressibles. et les valeurs de

pression et d'amplitude de gonflement sont élevées.

- L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte (non consolidé-non drainé UU) sur l'argile compactée à l'OPN a donné un angle de frottement de  $11,85^\circ$  et une cohésion de 41 kPa.

- L'essai de résistance à la compression sur l'argile compactée à l'OPN a donné une résistance relativement faible  $R_c = 3.11$  Bars.

Les caractéristiques de gonflement montrent que cette argile limoneuse est caractérisée par des valeurs de pression et d'amplitude de gonflement très élevées.

Ces valeurs confirment les différentes classifications basées sur les paramètres physiques, mais dépendent fortement de la méthode d'essai considérée.

# Chapitre 4

Traitement du sol étudié

#### 4.1 INTRODUCTION :

L'étude des caractéristiques physiques et du comportement mécanique du sol argileux, a permis d'évaluer le comportement plastique et compressible des argiles,

Or, dans ce chapitre, l'objectif principal est d'employer, dans le cadre de la démarche d'amélioration du sol à problème, des moyens de traitement des argiles, simples et peu coûteux.

Le travail présenté porte sur le suivi de la diminution de gonflement, une méthodologie expérimentale a été développée permettant d'étudier le comportement physique et mécanique des mélanges traités par l'évaluation de l'influence d'une variété des pourcentages en chaux et en ciment (2, 4, 6 et 8%) sur les caractéristiques physiques et mécaniques du sol

La stabilisation est due à des réactions chimiques entre les minéraux argileux dans le sol et le liant utilisé (floculation et agglomération, réaction pozzolanique).

#### 4.2 PREPARATION DES ECHANTILLONS :

Les échantillons du sol ont été séchés la première fois dans l'étuve à une température de 105° C. Ensuite après avoir écrasé finement le sol on le mélange avec de l'eau d'une manière homogène.

La teneur en eau des échantillons est fixe à 15, 8% et leur densité sèche, avec 1,89 t/m<sup>3</sup> (teneur en eau optimale et densité sèche maximale), tous les échantillons de sol ont été préparés à une température de 25\_C ± 2.

Les pourcentages des chaux et du ciment sont respectivement, (2%), (4%), (6%) et (8%).

Les matériaux non traités étaient étudiés pour pouvoir les utilisés comme des points de comparaison.

Afin d'étudier l'effet des adjuvants sur le comportement et les caractéristiques du sol gonflant on réalise les essais suivants :

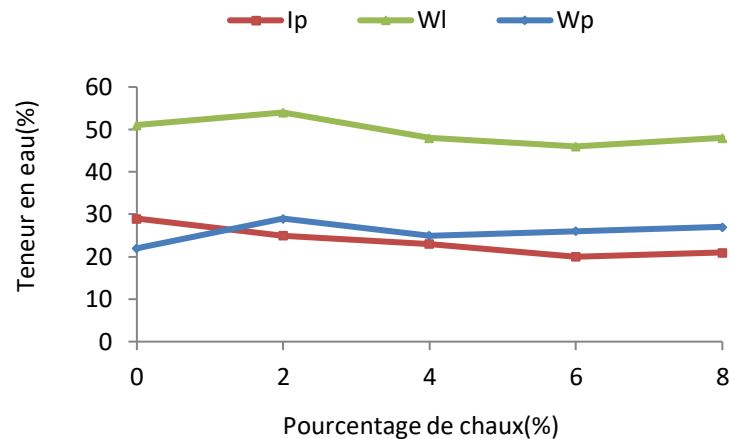
L'essai de compression non confiné, l'essai de cisaillement direct, l'essai de gonflement libre et l'essai Proctor, afin d'étudier l'effet des adjuvants sur le comportement et les caractéristiques du sol gonflant.

### 4.3 EFFET DES ADDITIFS SUR LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU SOL :

Les limites d'Atterberg sont des paramètres essentiels dans l'estimation du potentiel de gonflement des sols expansifs. Afin d'étudier l'influence de la stabilisation sur les limites de consistance de l'argile de M'daourouch, des mesures des limites de liquidité et de plasticité ont été effectuées avec la chaux à différents pourcentages.

Des essais de limite d'Atterberg ont été effectués sur les échantillons de sol, se sont mélangés avec différent pourcentages d'additives.

Les résultats des essais de limite d'Atterberg sont présentés dans le tableau 4.1 et les figures (4.1, et 4.2)



**Figure 4.1:** Effet de la chaux sur les limites d'atterberg

En se basant sur les résultats obtenus, on constate que la limite de liquidité et la limite de plasticité ont eu des changements après le traitement au ciment et à la chaux. Pour les échantillons traités à la chaux on a trouvé que la limite de liquidité a diminué légèrement avec 4% de la chaux, après, avec l'augmentation dans le contenu de l'additif, cette diminution a atteint une valeur de 6% avec 8% de chaux.

La limite de plasticité a augmenté au début du traitement à la chaux, après elle a commencé à diminuer relativement avec l'augmentation dans le pourcentage de chaux.

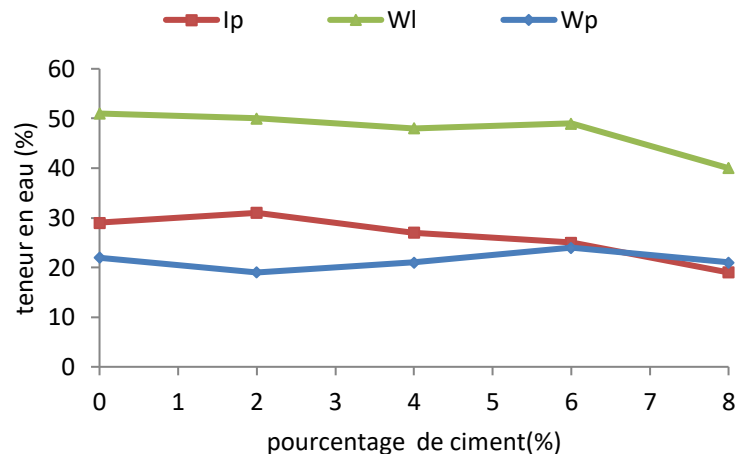
La limite de plasticité du sol augmente avec l'addition de 2% de chaux. Ensuite elle a diminué légèrement (figure 4.1). Au-dessus de l'addition de 2% de la chaux, la limite de plasticité du sol a eu une légère réduction.

En conséquence, on obtient une réduction de la plasticité (IP) avec chaque augmentation du dosage. Ce qui représente une amélioration globale de sol.

Cette réduction de la plasticité pourrait être expliquée, dans la littérature que lorsque les ions de calcium de la chaux causant une réduction dans la plasticité, les sols deviennent plus friables. La chaux agit sur les charges électriques des particules fines et modifie les champs électriques inter-particulaires, ce qui entraîne leur floculation pour former des agrégats, cela joue un rôle important en diminuant l'épaisseur de la double couche.

Très petites quantité de la chaux peuvent provoquer des changements dans la plasticité.

La figure 4.2 montre généralement la variation des limites d'atterberg avec l'ajout du ciment.



**Figure 4.2 :** Effet du ciment sur les limites d'atterberg

Le sol a subi une diminution de la limite de plasticité de 13,6% avec l'addition de 2% de ciment, après, une légère augmentation est marquée avec l'augmentation du pourcentage du ciment plus ou moins régulière ou diminue un peu jusqu'à 4,5% (figure.4.2)

La limite de liquidité après 8% du ciment donne une diminution de 22% . qui probablement résulte de l'augmentation des fines du ciment qui conduit à l'augmentation de affinité pour l'eau.

La figure 4.2 montre aussi la variation de l'indice de plasticité avec l'augmentation du pourcentage de ciment.

L'indice de plasticité augmente au début du traitement avec 2% du ciment, après l'augmentation du pourcentage du ciment l'indice de plasticité continue la diminution jusqu'à atteindre une différence de 34,5% par apport à l'état naturel avec 8% de traitement.

Les limites d'Atterberg après le traitement indiquent l'effet de l'échange ionique sur le sol provoqué par l'addition de la chaux ou de ciment. Ce qui conduit à créé une structure floclée due principalement au remplacement des ions de sodium par les ions de calcium, qui causera une diminution d'épaisseur de la double couche. Ce qui conduit à un processus de l'agrégation.

La figure 4.3 présente l'effet du traitement au ciment et à la chaux selon la classification de casagrande sur la plasticité de l'argile. On remarque un changement appréciable de la plasticité de l'argile traitée, avec un dosage de 8% de ciment et 8% de chaux.

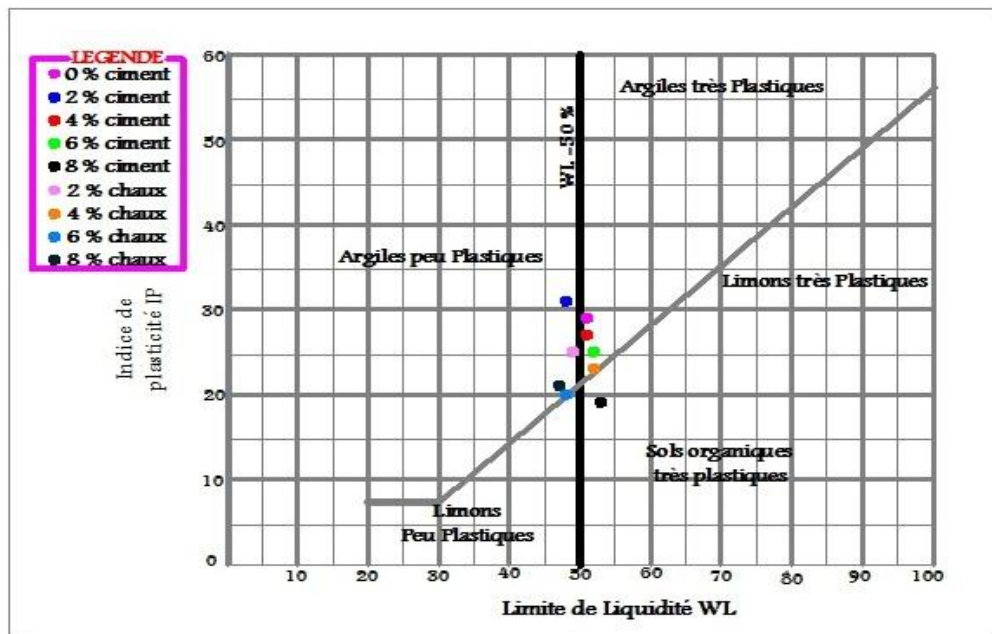


Figure 4.3 : Classification de casagrande

#### 4.4 EVOLUTION DES PARAMETRES DE COMPACTAGE EN FONCTION DES DIFFERENTS ADDITIFS :

L'essai Proctor a pour objectif la détermination de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale pour un compactage normalisé d'intensité donnée.

Il consiste à compacter de façon identique des échantillons d'un même sol avec des teneurs en eau différentes.

On constate que la densité sèche  $\gamma_d$  varie et passe par un maximum pour une teneur en eau déterminée dite optimale ( $W_{opt}$ ).

Pour le sol non traité la teneur en eau optimal obtenue est 15.8 % , la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des échantillons naturels et traités étaient déterminée à l'aide de l'essai Proctor, qui a un moule standard cylindrique, avec un diamètre de 101 millimètre et une hauteur de 100 millimètres (Figure 4.4 et 4.5).

Le tableau 4.1 présente les résultats étudiées pour les sols naturels et traités.

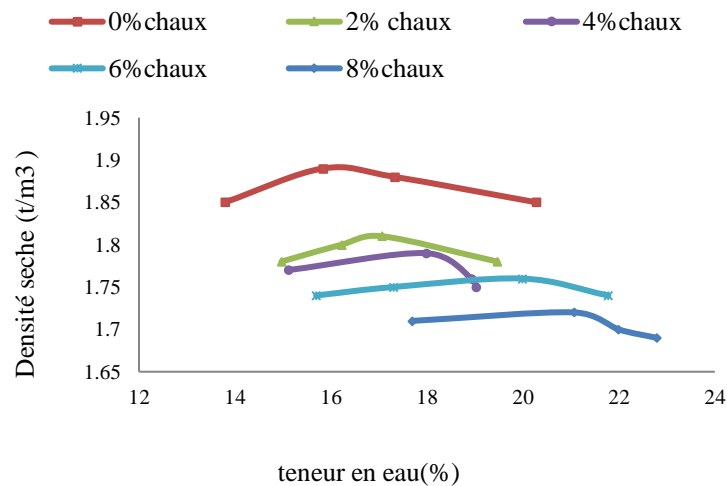
**Tableau 4.1** : propriété géotechniques du sol traité

Additives	Paramètres de compactage					
	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$W_{opt}$ (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	
Ciment (%)	0	1,89	15,8	51	22	29
	2	1,82	16,9	50	19	31
	4	1,81	17,5	48	21	27
	6	1,78	18,3	49	24	25
	8	1,77	19,5	40	21	19
Chaux (%)	0	1,89	15,8	51	22	29
	2	1,81	17,1	54	29	25
	4	1,79	17,9	48	25	23
	6	1,76	19,9	46	26	20
	8	1,72	21,1	48	27	21

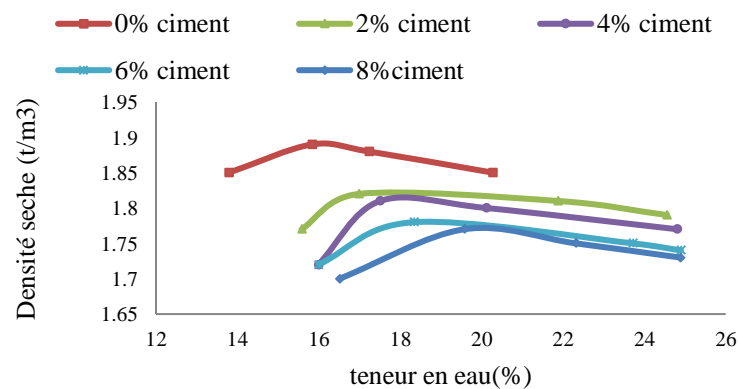
Le traitement à la chaux réduit donc la valeur de la densité sèche maximale ( $\gamma_{dmax}$ ) et augmente la valeur de la teneur en eau optimale ( $w_{opt}$ ). ce qui mène à une modification des caractéristiques de compactage de l'argile traitée

La figure 4.4 montre que la courbe Proctor d'un sol traité est déplacée vers la droite et vers le bas par rapport à la courbe du sol naturel. Ce déplacement est une preuve que le sol

réagit bien avec la chaux et le ciment, parce que un comportement similaire a été observé par différents chercheurs qui ont effectué des essais Proctor sur des sols stabilisés au ciment et/ou à la chaux (Ola 1977; George et al. 1992; Bell 1996; Gay et al. 2000; Sivapullaiah et al. 2003; Hossain et al. 2007; Kavak et al. 2007; Khattab et al. 2008).

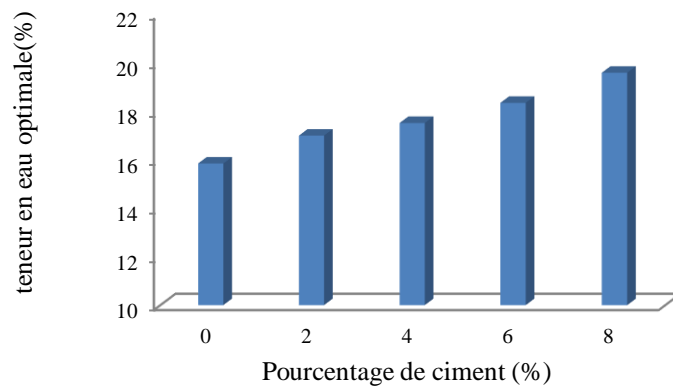


**Figure 4.4 :** Essai Proctor pour les différents échantillons traités aux chaux

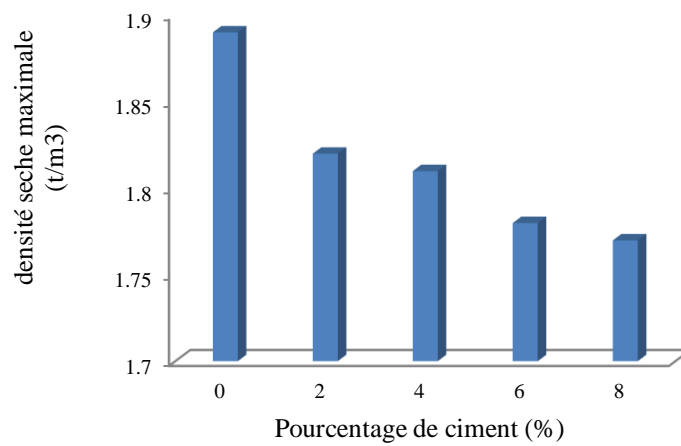


**Figure 4.5 :** Essai Proctor pour les différents échantillons traités au ciment

Pour une teneur en eau donnée, l'addition du ciment et/ou la chaux cause une diminution de la densité sèche maximale et une augmentation de la teneur en eau optimale. Ce comportement est dû à la floculation et cémentation des particules de sol.

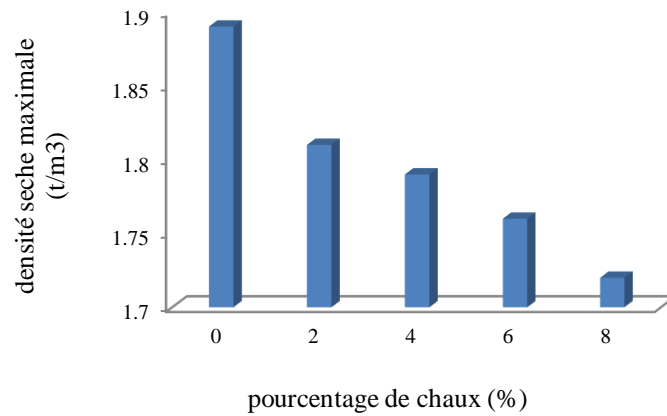


**Figure 4.6 :** Effet du traitement au ciment sur la teneur en eau optimale

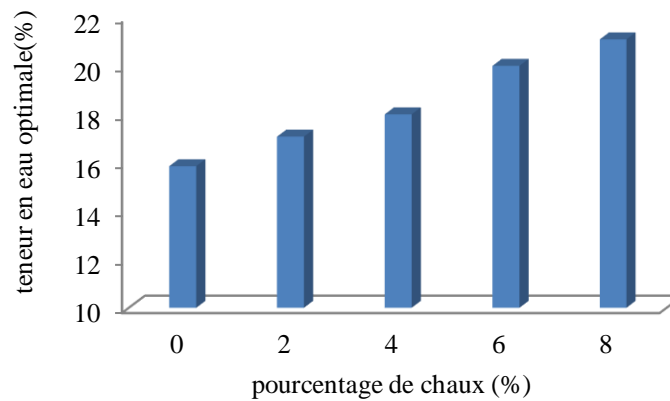


**Figure 4.7 :** Effet du traitement au ciment sur la densité sèche maximale

L'addition du ciment/de chaux a une influence en augmentant la teneur en eau optimale et en diminuant la densité sèche maximale du sol non traité.



**Figure 4.8 :** Effet du traitement à la chaux sur la densité sèche maximale



**Figure 4.9 :** Effet du traitement à la chaux sur la teneur en eau optimale

Cela explique pourquoi la chaux et/ou le ciment réduit également la sensibilité du sol à l'eau dû du fait que l'addition de la chaux ou du ciment occupe le vide interparticulaire entre les particules d'argile et absorbe l'eau qui diminue la densité sèche et que ceci peut être lié à l'effet important du ciment et de chaux sur le changement des caractéristique du sol traité, une fois comparé au sol expansif sans additif ceci peut être attribué à l'hydratation du ciment. Plus la surface est fine, plus il faut d'eau pour bien lubrifier.

En effet, l'argile n'a plus le même comportement quand les propriétés physiques changent.

Une fois compacté, le sol traité avec la chaux a une densité sèche maximale inférieure à celle du sol non traité.

Les essais de Proctor ont montrés que l'influence de la chaux sur la teneur en eau optimale est plus remarquable que celle du ciment.

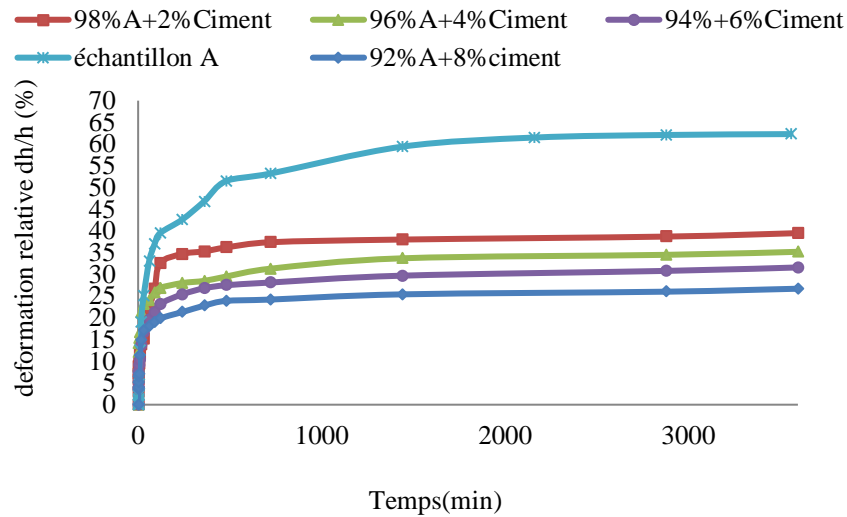
En conclusion on peut dire que le traitement par la chaux et le ciment réagit efficacement avec nos sols.

#### **4.5 EFFET DU TRAITEMENT SUR LE GONFLEMENT DES ARGILES :**

Afin d'étudier l'effet du ciment et de chaux sur le gonflement des argiles étudiées, nous avons mélangé les échantillons avec les ajouts nécessaires à différents pourcentages. Immédiatement après le malaxage de l'argile et le stabilisant on procède à la préparation des éprouvettes dans une cellule oedométrique, pour effectuer les essais de gonflement.

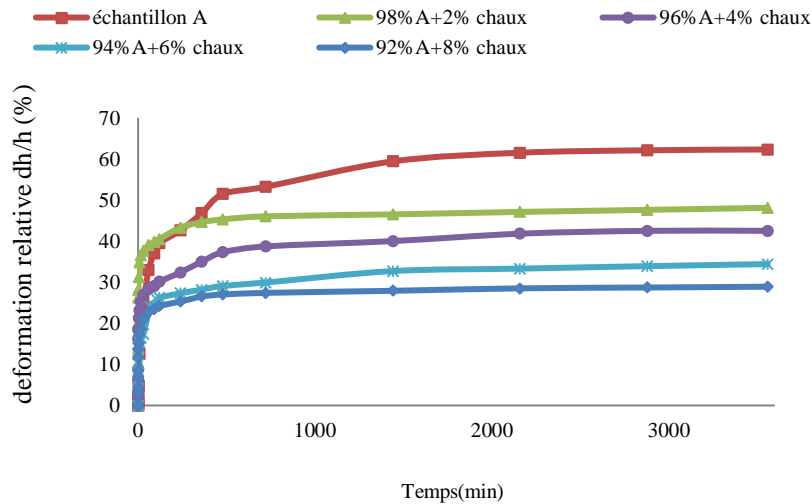
L'objectif de cette série des essais est consacré d'une part à la recherche d'un pourcentage susceptible d'empêcher le gonflement des argiles étudiées et d'autre part voir l'influence de ciment et de chaux à différents pourcentages sur l'évolution du gonflement dans le temps. Tous les résultats trouvés à partir de cet essai sont présentés sous formes de graphes ou des tableaux, dont des constatations et observations on été apportées

Les pourcentages de gonflement du sol traité avec le ciment et la chaux sont indiqués sur les figures (4.10, 4.11) afin d'étudier l'effet des divers additifs sur la réduction du pourcentage de gonflement du sol.



**Figure 4.10 :** Evolution du gonflement en fonction des différents pourcentages de ciment

L'addition de 2% de ciment cause une réduction de 36,6% sur le pourcentage de gonflement et une réduction de 22,8% avec l'addition 2% de la chaux (tableau 4.2). la réaction du sol avec le ciment/chaux réduisent les pores, alors il y a une modification dans la propriété hydraulique du sol, il y a ainsi une réduction de pourcentage de gonflement.



**Figure 4.11 :** Evolution du gonflement en fonction des différents pourcentages de chaux

D'après les résultats obtenus on remarque que l'addition de 2% du ciment a donné de meilleurs résultats dans la réduction du pourcentage de gonflement en la comparant avec l'addition de 2% chaux

#### 4.6 EFFET DU TEMPS DE CURE SUR LE GONFLEMENT :

Comme il est expliqué précédemment, la stabilisation chimique nécessite un temps de cure afin de compléter la réaction chimique.

Nous sommes en train de présenter les résultats de gonflement libre de l'argile de M'daourouch, après chaque ajout des différents dosages chaux et ciment (%).

Les courbes de gonflement à différents temps de cure se distinguent nettement et la pente de gonflement diminue au cours du temps.

Les valeurs des pentes de gonflement et l'évaluation de la sensibilité au gonflement des sols sont présentés dans les figures (4.12 , 4.13, 4.14, 4.15)

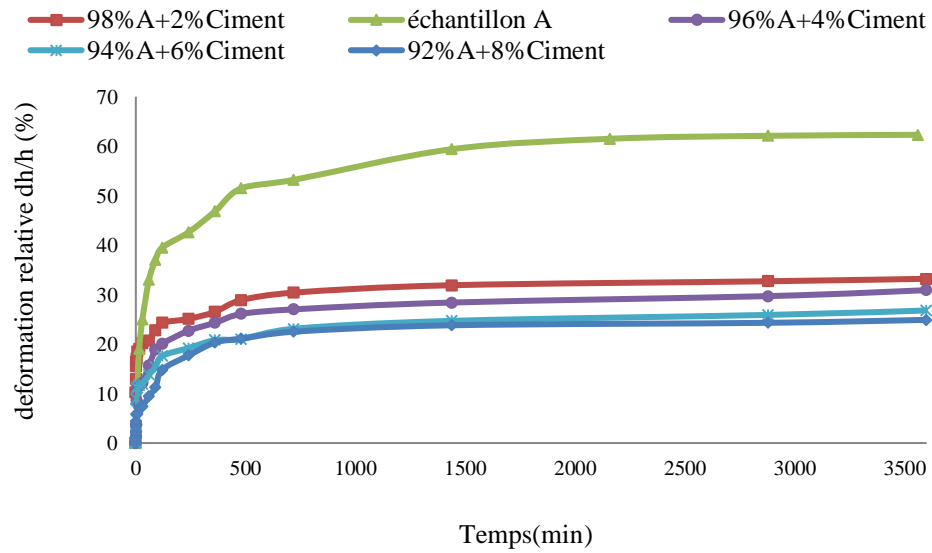


Figure 4.12 : Evolution du gonflement des échantillons traités au ciment à 7 jours de cure

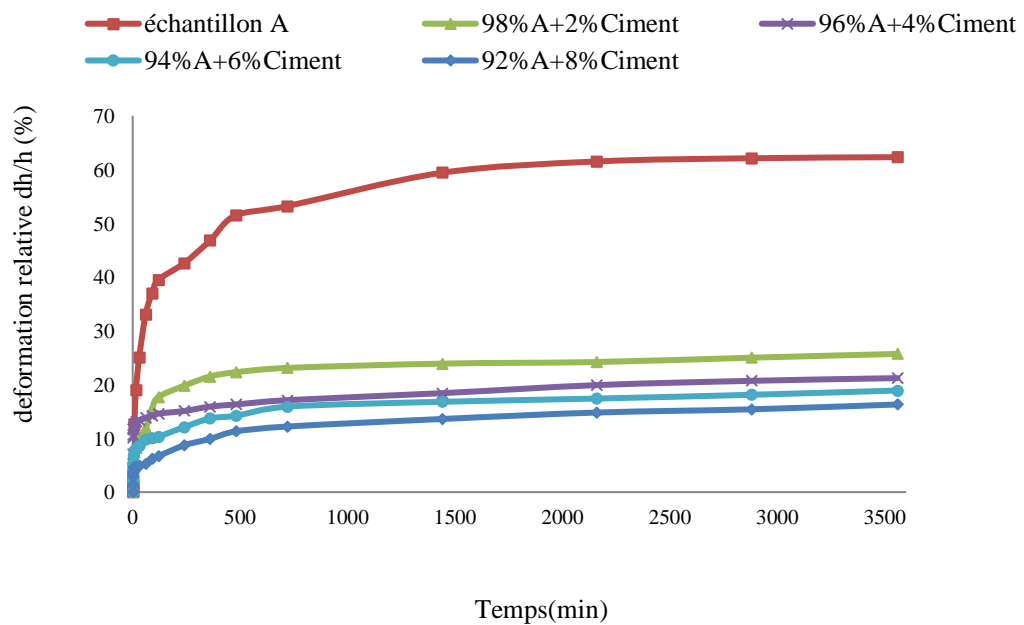


Figure 4.13 : Evolution du gonflement des échantillons traités au ciment à 28 jours de cure

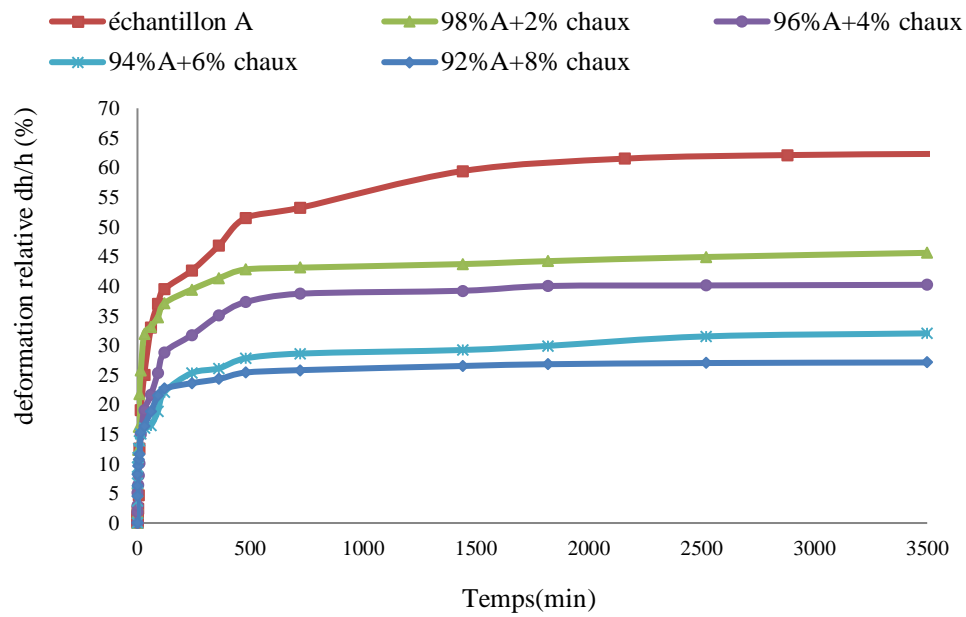


Figure 4.14 : Evolution du gonflement des échantillons traités à la chaux à 7 jours de cure

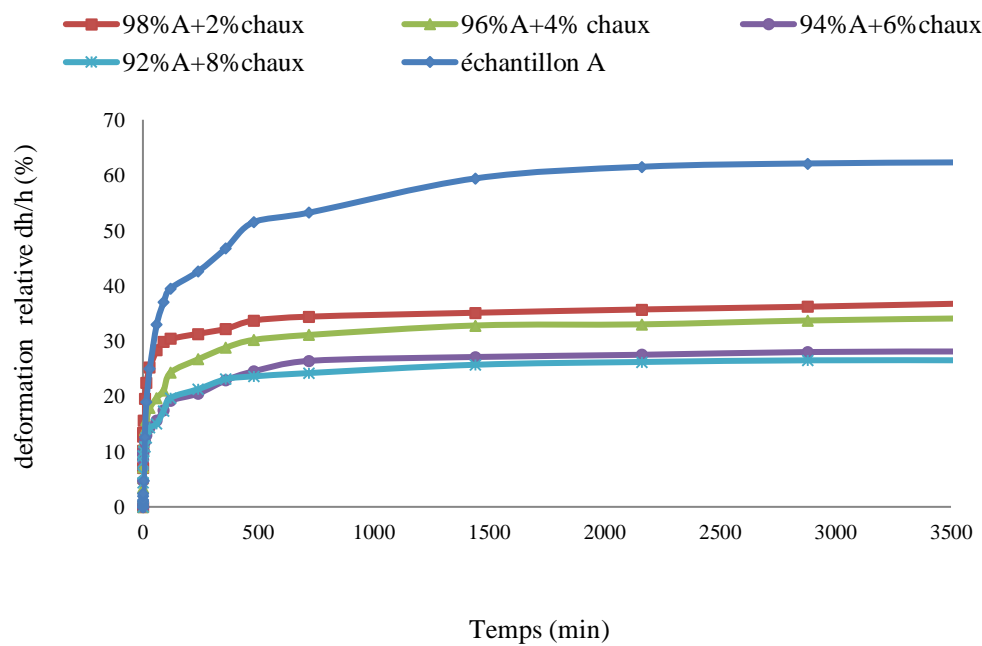


Figure 4.15 : Evolution du gonflement des échantillons traités à la chaux à 28 jours de cure

Les Figures 4.10, 4.11, 4.12, 4.13, 4.14 et 4.15 montrent la variation du pourcentage de gonflement du sol selon les différents pourcentages des additions. On a trouvé que le pourcentage de gonflement des sols traités diminue avec l'augmentation du temps de cure et aussi en fonction de la quantité des additifs.

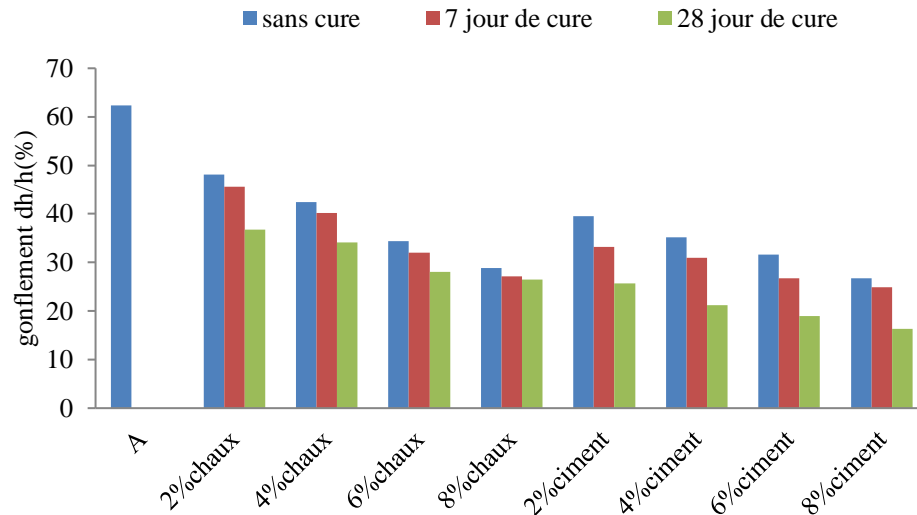
L'addition de 8% de ciment donne la plus grande réduction du pourcentage de gonflement de 57,3% de gonflement, par contre l'addition de 8% de chaux a causé une réduction de 53,6% de gonflement.

Le tableau suivant présente les différents pourcentages de diminution de gonflement après traitement à la chaux et au ciment en fonction du temps de traitement, Ceci confirme que la continuité de la réaction chaux/ciment avec l'argile dans le temps et essentiellement la réaction pouzzolanique qui à son tour modifie la matrice du sol, en lui procurant plus de rigidité.

**Tableau 4.2 :** Variation du pourcentage de gonflement avec les pourcentages de ciment et de chaux et fonction de la période de cure

Echantillons	Déformation relative dH/H(%)		
	Sans cure	7jours de cure	28jours de cure
A (sol témoin)	0,0	0,0	0,0
98% A+2% Ciment	36,6	46,7	58,8
96% A+4% Ciment	43,5	50,4	65,9
93% A+6% Ciment	49,3	56,9	69,7
90% A+8% Ciment	57,1	60,1	73,8
98% A+2% chaux	22,8	26,8	40,9
96% A+4% chaux	31,8	35,4	54,3
93% A+6% chaux	44,8	48,6	54,9
90% A+8% chaux	53,6	56,5	57,3

Pour un pourcentage de ciment de 8%, le gonflement de l'argile traité est réduit à 73,8% dans une période de cure de 28 jours et le gonflement devient négligeable. Avec une addition de 8% de chaux le pourcentage du gonflement diminue de 56,5% pendant 7 jours de cure jusqu'à une valeur de 57,3% pendant 28 jours de traitement.



**Figure 4.16 :** Comparaison de l'évolution du gonflement en fonction des différents additifs et périodes de cure

C'est dû à une réaction de substitution aussi bien qu'à une adsorption des ions non-échangés de calcium, et à la formation d'un agent qui lie les particules entre elles, et de limiter de ce fait l'augmentation du gonflement d'argiles.

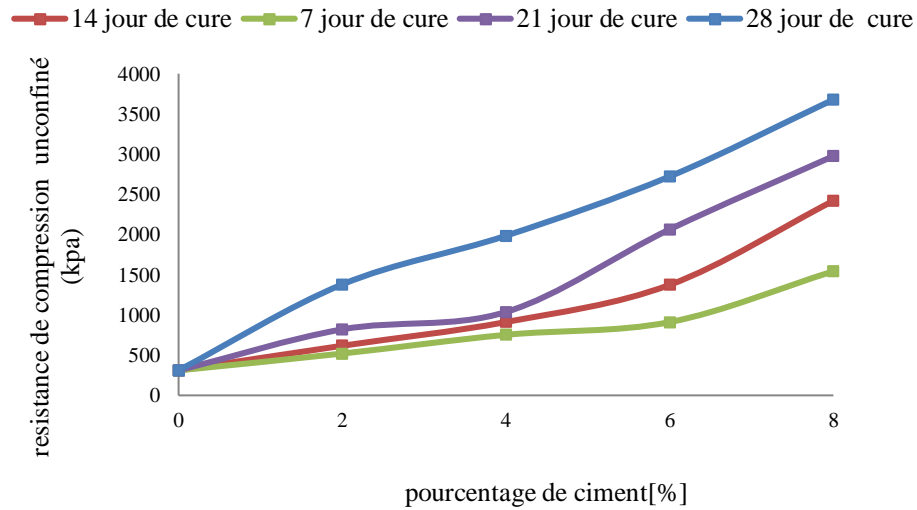
En effet, le calcium libre de la chaux s'échange avec les cations adsorbés du minéral argileux permettant aux particules d'argile de se rapprocher les unes des autres, entraînant une floculation/agglomération des particules d'argile qui transforme l'argile en un matériau plus granulaire (Basma & Tuncer 1990; Nalbantoglu & Tuncer 2001; Rajasekaran & Rao 2002; Khattab 2002; Rao & Shivananda 2005).

Avec le temps de cure, la rigidité de l'argile traitée est attribuée à la cimentation entre les particules à la suite de la formation de nouveaux hydrates (CSH et CAH) par la réaction pouzzolanique, notamment dans les échantillons traités avec le ciment.

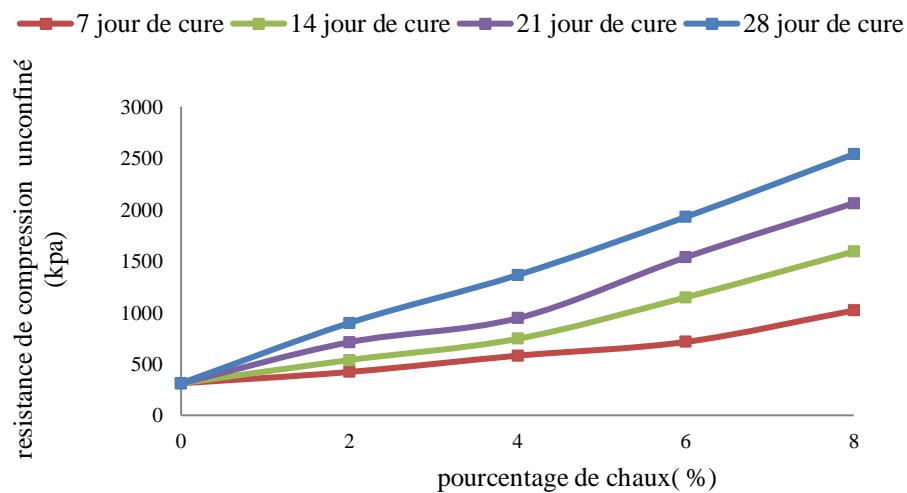
#### **4.7 EFFET DU TRAITEMENT SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION :**

Les essais de compression simple ont été réalisés conformément à la norme NF P94-077. Pour évaluer l'évolution au cours du temps de la résistance des sols traités ainsi que l'influence de la quantité de chaux ou de ciment ajoutée sur le traitement. Le gain de résistance des sols traités est le critère primordial pour évaluer l'efficacité du traitement. Les échantillons ont été préparés à l'optimum Proctor de chaque traitement dans un moule cylindrique spécial pour confectionner des éprouvettes.

Les essais ont été effectués avec les moules cylindrique de 100 millimètres de hauteur et 101 millimètres de diamètre à une vitesse constante de chargement de 0,1 mm/min. afin d'étudier l'effet du traitement sur la résistance à la compression ensuite des échantillons de sol avec et sans traitement ont été préparés avec les divers pourcentages de la chaux et du ciment respectivement 2%, 4%, 6% et 8% sont alors protégés par une paraffine avant d'être stocké avec  $20^{\circ}\text{C}\pm 1$  pendant 7, 14, 21 et 28 jours. Tous les échantillons ont été compactés avant chaque essai en utilisant un effort standard de compactage de 587 Kj/m<sup>3</sup> à une teneur en eau optimale



**Figure 4.17 :** Resistance de compression non confiné du sol traité au ciment

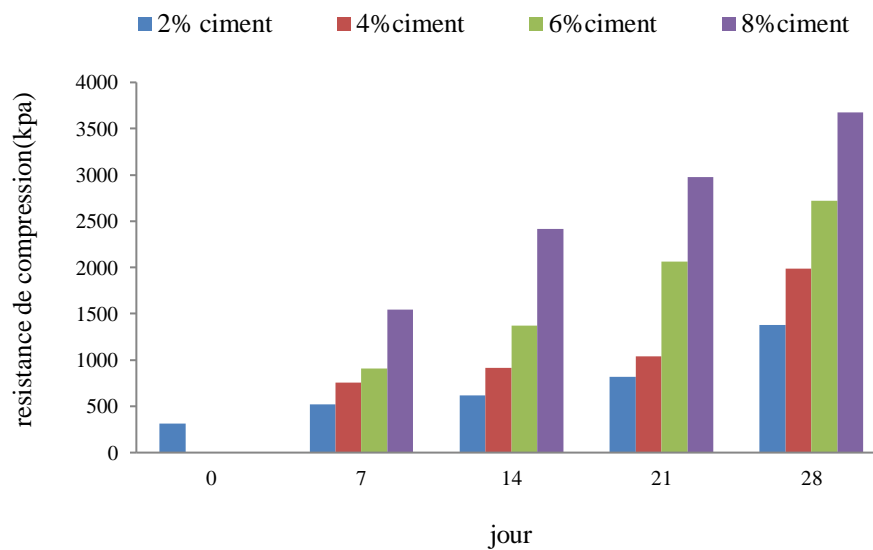


**Figure 4.18 :** Resistance de compression non confiné du sol traité à la chaux

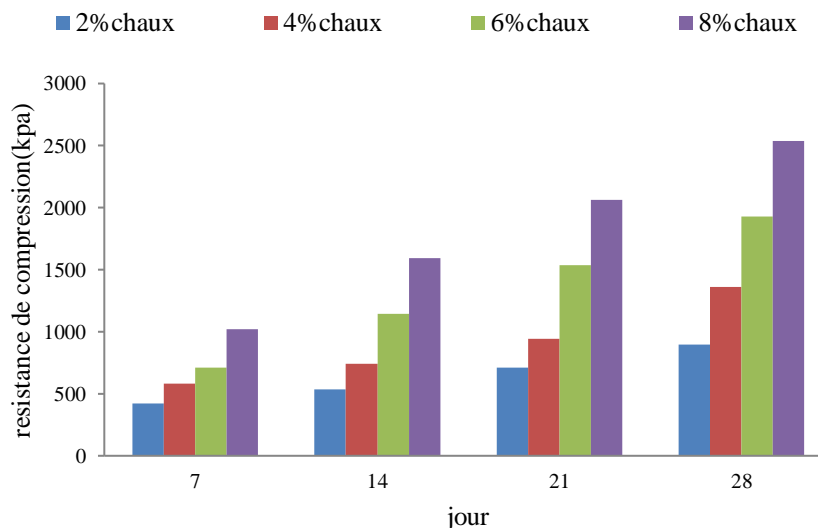
Le traitement par le ciment ou la chaux donne des meilleurs résultats sur la résistance à la compression. L'amélioration de la résistance à la compression dépend du pourcentage du ciment et de la chaux.

D'après les figures (4.17 et 4.18) on observe une augmentation de la résistance a la compression du sol traité avec l'augmentation du pourcentage de l'additif par apport au sol non traité.

Les échantillons traités avec le ciment présentent le même comportement avec ceux traité avec la chaux qui est l'amélioration du comportement du sol mais aussi les échantillons qui ont la même période de cure, il ya une différence entre la résistance des échantillons traité par le ciment qui ont montré de meilleur résultat par apport a ceux traité par la chaux



(a)



(b)

**Figure 4.19 :** Comparaison de la contrainte de compression du sol on fonction de la période de cure

(a) sol traité par le ciment (b) sol traité par la chaux

La période de cure est un facteur très important, la stabilisation chimique à besoin d'un temps de traitement afin d'accomplir la réaction chimique. La résistance à la compression en fonction du temps de cure est illustrée sur les figures (4.17, 4.18, 4.19).

Après 7 jour de cure une augmentation de La résistance à la compression du sol est marqué sur toutes les combinaisons d'une valeur de 311 kpa jusqu'aux valeurs 421kpa et 520 kpa. Ce résultat indique que la période de cure a une influence sur la résistance des échantillons traités avec la chaux ou le ciment, de sorte que l'augmentation du temps de cure augmente la résistance à la compression du sol traité.

À cause de l'influence des additifs la résistance à la compression augmente avec l'augmentation du temps de cure , ce qui permet la réaction pouzzolanique. L'augmentation de la résistance à la compression simple est due au changement de la structure et de la minéralogie à court terme et à l'augmentation de la cohésion produite avec le temps (avec la progression de la réaction pouzzolanique). En effet, certains sols peuvent produire des gains de solidité très élevés lorsqu'ils sont traités au lait de chaux. Le sol

argileux devient donc plus compacte et durcit de plus en plus .

#### **4.8 EFFET DU TRAITEMENT SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT :**

Afin d'étudier l'influence du traitement à la chaux et au ciment sur les paramètres mécaniques de la l'argile de M'daourouch, une campagne d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande de type non consolidé non drainé (essais UU). Exécutés sur échantillons non saturés après leur compactage aux conditions de l'optimum Proctor. Ces essais ont été effectués sur sol non traité (échantillon témoin) et sur sol traité à différentes teneurs en ciment ou en chaux

Cette partie d'étude présente et discute les résultats obtenus pour une argile non traitée, et les argiles traitées

Pour chaque argile trois essais de cisaillement direct ont été conduits pour des contraintes normales de 1, 2 et 3 Bars.

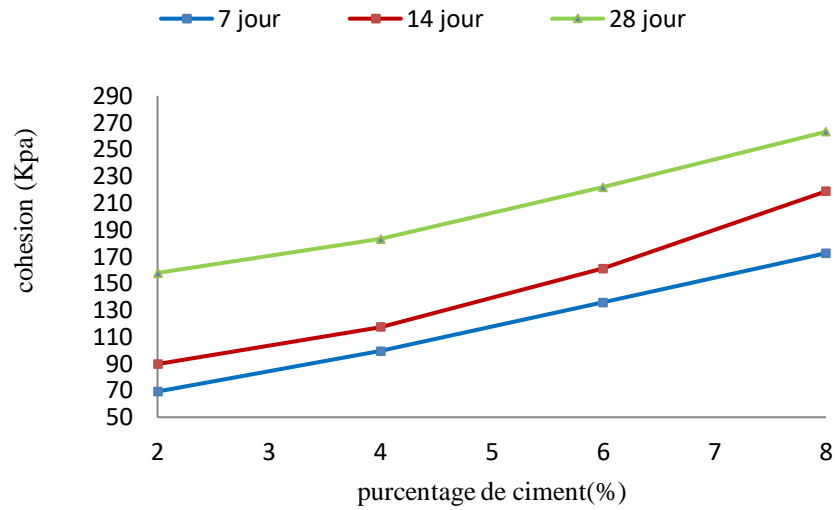
Les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne, des échantillons traités à 7 ,14 ,28 jours sont indiqués dans le tableau 4.3.

les deux stabilisateurs mène à une augmentation des paramètres de résistance au cisaillement, cette augmentation est due à la formation des composés de cémentation dépendants de l'addition des différents pourcentages du ciment et de chaux , ce qui conduit à augmenter la liaison entre les grains des argiles et par conséquent une meilleur résistance au cisaillement.

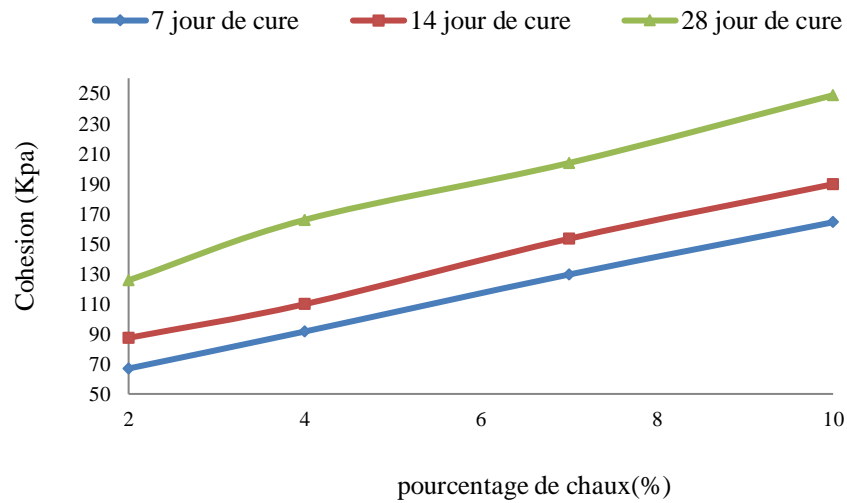
**Tableau 4.3 :** Cohésion et angle de frottement du sol traité avec différentes périodes de cure

Ciment (%)	Chaux (%)	Cohésion (kPa)			Angle de frottement interne (degré)		
		7 jour	14 jour	28 jour	7 jour	14 jour	28 jour
-	2	66,9	83,7	125,6	21,5	23,2	27,2
-	4	91,5	109,7	165,8	23,4	26,5	31,4
-	6	129,4	153,2	203,6	28,6	32	38,3
-	8	164,2	189,5	248,7	32,1	34,9	42,7
2	-	69,2	89,7	157,8	23,9	25,1	29,4
4	-	99,3	117,4	183,1	27,1	29,9	33,8
6	-	135,8	161,1	221,8	33,2	35,4	40,1
8	-	172,5	218,7	263,2	38,4	40,3	45,1

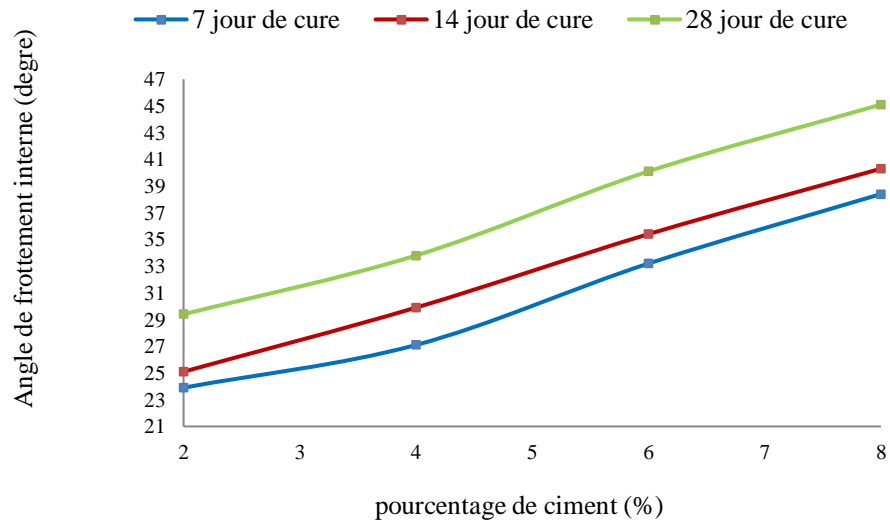
L'amélioration de ce paramètre est donc plutôt attribuée au processus de réorganisation induite par la floculation qu'à la formation ou la cristallisation des produits cimentaires au cours du temps (Brandl 1981; Balasubramamiam & Buenseco 1989; Osula 1991; Balasubramamiam et al. 2005). Quant à l'amélioration de la cohésion, ce paramètre dépend de la teneur en chaux et ciment ajoutée et aussi du temps de cure. L'augmentation de ce paramètre est associée à la cimentation du sol et donc à la formation croissante de composés cimentaires ou à la meilleure cristallisation des composés au cours du temps (Brandl 1981; Balasubramamiam & Buenseco 1989; Osula 1991; Balasubramamiam et al. 2005; Harichane 2010).



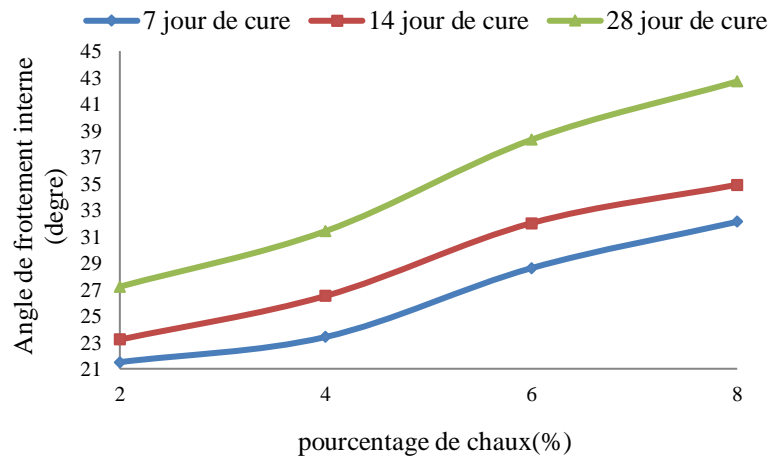
**Figure 4.20 :** Effet de la période de cure sur la cohésion du sol traité au ciment



**Figure 4.21 :** Effet de la période de cure sur la cohésion du sol traité à la chaux



**Figure 4.22 :** Effet de la période de cure sur l’angle de frottement interne du sol traité au ciment



**Figure 4.23 :** Effet de la période de cure sur l’angle de frottement interne du sol traité à la chaux

**Commentaire :**

La variation de l'angle de frottement interne et la cohésion avec le contenu de ciment et de chaux, sont illustrées dans les figures 4.20, 4.21, 4.22 ,4.23.

On observe que la valeur maximale de la cohésion est obtenue avec l'addition de 8% de ciment et 8% de chaux (Tableau 4.3) ce qui traduit une bonne adhérence entre les grains.

Une augmentation de la cohésion d'une valeur de 157 kpa à une valeur de 263 kpa à 28 jours de cure avec le traitement par le ciment (figure 4.20).

L'effet du traitement avec la chaux est tout à fait lent par rapport à celui du ciment et il ne dépasse pas 249 kpa a long terme, l'angle du frottement du sol traité avec la chaux et le ciment présente le même comportement concernant la cohésion (figures 4.22 et 4.23).

L'angle de frottement interne augmente avec le temps. Les résultats des essais de cisaillement directs présentent le même comportement soit pour la cohésion ou l'angle de frottement interne ; ils dépendent du type de traitement et de la période de traitement. Aussi l'essai de cisaillement direct prouve également que le traitement de ciment est plus efficace pour augmenter la cohésion et l'angle de frottement du sol mieux que la chaux.

Cependant, l'augmentation se produit essentiellement dans les 7 premiers jours de cure . L'augmentation de l'angle de frottement ( $\phi_u$ ) est généralement attribuée aux modifications induites par les processus d'échange cationique et de floculation, car elle reste assez stable pendant la cure (long terme). En revanche, l'amélioration de la cohésion ( $c_u$ ) peut être associée au phénomène de floculation/agrégation des particules de l'argile traitée et par conséquent le sol se comporte comme un sol grenu, fortement lié mais aussi à la cimentation du sol (réaction pouzzolanique), vue qu'il continue d'augmenter avec le temps de cure.

## 4.9 CONCLUSION :

A partir d'un ensemble d'essais qui ont été effectués pour étudier l'effet de la chaux et du ciment sur le comportement physique et mécanique de l'argile de M'daourouch les conclusions suivantes peuvent être dégagées :

-L'addition de la chaux et du ciment modifie les caractéristiques des argiles traitées, et réduit leur capacité d'adsorption.

-Le traitement ciment / chaux réduit l'indice de plasticité,

-Le traitement avec le ciment et la chaux influe sur les valeurs de la de la courbe de compactage Proctor Normal par une croissance de la teneur en eau optimale de la courbe, et une diminution de la densité sèche maximale de l'argile traitée par rapport à celle de l'argile naturelle.

-Une diminution importante dans le pourcentage de gonflement après traitement avec le ciment et la chaux, aussi le temps de cure est un facteur très important pour la stabilisation des sols gonflants

-Les paramètres de cisaillement (Cohésion  $c_u$  et l'angle de frottement  $\phi_u$ ) après traitement des échantillons d'argile à la chaux et au ciment présentent une augmentation remarquable. Cette amélioration de la résistance au cisaillement est liée au phénomène de floculation/agglomération (court terme), et à la cimentation du sol (long terme). En fonction de la quantité d'ajout et du temps de cure.

-L'addition de la chaux et du ciment améliore la résistance à la compression essentiellement à long terme, alors que le développement de la résistance à la compression à cause de la formation de produits cimentaires qui survient suite aux réactions pouzzolaniques (long terme) conduit à une augmentation de la résistance à la compression des échantillons traités.

# Conclusion générale

### Conclusion générale :

L'objectif de ce travail consistait à améliorer les propriétés physiques et mécaniques de l'argile de M'daourouch avec ajout de chaux et de ciment pour une utilisation en constructions routière, comme remblais et couche d'assise.

En se basant sur une étude expérimentale au sujet de l'effet du ciment et de la chaux sur les caractéristiques du sol argileux, les résultats expérimentaux obtenus par des essais géotechniques sont concordants avec les résultats antérieurs et cités dans la littérature, notamment en ce qui concerne l'amélioration des caractéristiques des échantillons d'argile traités à la chaux et au ciment par rapport à celles des échantillons non-traités.

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis en œuvre, pour avoir des solutions qui minimisent le phénomène de gonflement.

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 à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

Les résultats obtenus ont permis de dégager les conclusions suivantes :

-Les échantillons prélevés sur le site de M'daourouch ont été identifiés comme une argile marneuse plastique. Les différentes classifications basées sur les caractéristiques géotechniques montrent que cette argile naturelle est caractérisée par des potentiels de gonflement moyens à élevés.

-Le traitement de cette argile a été effectué en utilisant le ciment et la chaux. Les résultats d'essais obtenus permettent de conclure que le traitement conduit à une amélioration sensible des propriétés mécaniques de l'argile expansive compactée aux conditions de l'optimum Proctor normal et Proctor modifié. Ainsi il est à noter que :

-L'addition du ciment et de la chaux au sol expansif a réduit l'indice de plasticité.

-Le changement de la plasticité du sol est un bon indicateur d'amélioration.

-Les résultats de l'essai Proctor montrent une réduction de la densité sèche maximale et une augmentation de la teneur en eau optimale avec l'augmentation du pourcentage du ciment et de la chaux.

-Une augmentation de la résistance à la compression avec l'augmentation du pourcentage des additifs.

-Le temps de cure est un facteur important dans le traitement du sol.

-Les résultats de traitement après 28 jours donnent de meilleurs résultats par rapport au traitement après 7 jours de traitement.

## CONCLUSION GENERAL

---

-Le pourcentage de gonflement diminue avec l'augmentation du pourcentage des additifs, et les résultats du gonflement montrent une amélioration importante du sol traité.

-L'addition de 8 % de traitement au ciment après 28 jours de cure donne une réduction de 73,8 % dans le pourcentage de gonflement on la comparant avec le traitement à la chaux après 7 jours du traitement et qui donne une réduction de 57,1%, donc il y a une amélioration significative par l'addition du ciment ou de la chaux dans le sol traité.

-Le traitement par le ciment et la chaux a montré une augmentation de la résistance au cisaillement.

-Le traitement par le ciment est plus efficace que celui de la chaux.

# Références bibliographiques

**Aboubeker N. et Aissa Mamoune S. M , (2004) ,***Stabilisation des sols gonflants par les sels* International Conférence on Geotechnical Engineering , Geo-Beyrouth, pp. 415-422, Beyrouth, Liban.

**AFNOR (1996) Norme Française ( NF P 94-041 ) ,** *Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide*

**AFNOR (1992) Norme Française ( NF P 94-057 ) ,** *Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie*

**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 du moule.*

**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 (1999) Norme Française ( NF P 94-093 ) ,***Sols : Détermination des références de compactage d'un matériau* Essai Proctor normal , Essai Proctor modifié.

**Afmuth, R.E, (1970) ,***Strength and Durability of Stabilized Layers Under Existing Pavements*, Construction Engineering Research Lab, Report M4.

**Allam.O, (2011) ,** *Etude au laboratoire de l'influence des sels sur la pression de gonflement des marne*, mémoire de magister université de TLEMCEM, Algerie.

**Alonso E.E., Gens A., et Lloret A. (1991),** *Double structure model for the prediction of long term movements in expansive materials.* Proc. 7th Int. Conf. Comp. Methods & Adv. In Geomech., vol. 1, pp. 541-548.

**Alonso E.E., Lloret A., Gens A., et Battle F. (1989) ,** *A new approach for the prediction of long term heave ,* Proc. 12th ICMSMFE, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 571-574.

**Al-Rawas AA, Hago a. W, et Al-Sarmi H, (2005),** *Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman.* Building and Environment [Internet]. May [cited 2013 Mar 8];40(5):681–7.

**Also, E .E. et Delage.P, (1975):** *Etude en laboratoire du gonflement de l'argile de la Flandres.* Thèse de doctorat, école centrale de Lille.

**Altmeyer W.T, (1955) ,** *Discussion of engineering properties of expansive soils.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Testing and Materials, vol. 81, n° SM2, pp. 17-19.

**ASTM D-1633, (2007)**, *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive*, Annual Book of ASTM Standards, 04.08 ,Easton, PA: American Society for Testing and Materials.

**ASTM D-2216, (1998)**, *Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass*, Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08, Easton, PA: American Society for Testing and Materials.

**ASTM D-4318, (2000)** , *Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils*, Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08. Easton, PA: American Society for Testing and Materials.

**ASTM D-698, (2000)** ,*Standard test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort*, Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08. Easton, PA: American Society for Testing and Materials.

**ASTM-D2166, (1998)** , *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive Soil*.

**Azzouz S. R. (1983)** , *Contribution à l'étude de la stabilité des argiles feuilletées en cours de forages*. Thèse Doctorat, Institut National Science Application. (INSA-LYON) ; IDI 8325 France.

**Bahar R, Benazzoug. M et Kenai .S (2004)**, Performance of compacted cement-stabilised soil. *Cement and Concrete Composites* [Internet]. [cited 2013 Mar 11];26(7):811– 20.

**Basha E .a, Hashim R, Mahmud H.B et Muntohar a. S (2005)** , *Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement* ,Construction and Building Materials [Internet]. [cited 2013 Mar 5];19(6):448–53.

**Bauer-Plaindoux C., Tessier.D et Ghoreychi. M (1998)** , *Propriétés mécaniques des roches argileuses carbonatées : importance de la relation calcite-argile*. C.R. Acad. Sci. Paris, Sciences de la terre et des planètes, Earth & Planetary Sciences, 326, pp. 231-237

**Bell. F.G, (1978)** , *Méthodes de traitement des sols instables*. Editions Eyrolles, France, 240p.

**Bell, F.G., (1996)** , *Lime stabilization of clay minerals and soils* . Engineering Geology, Vol. 42, pp.223-237.

**Bengraa .H, (2004)** , *Contribution a l'étude de la stabilisation du gonflement par ajout du sable*, Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf, Oran, Algérie.

**Bergaya. F et Lagaly .G, (2006)**, chapter 1, General Introduction: Clays, *Clay Minerals, and Clay Science*, in Handbook of Clay Science, Ed Elsevier, 1-19.

**Biczysko , S.J. (1996)** , *Long-Term Performance of Lime Stabilized Road Subgrade* , pp. 5-12. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). Proceedings of the seminar

on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.

**Bigot G. et Zerhouni M.I. (2000)**, *Retrait, gonflement et tassements des sols fins*, Bull. labo, *P.et Ch.*, 229, pp. 105-114.

**Bolt G.H. (1956)** , *Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays*, *Géotechnique*, vol. 6, n°2, pp. 86-93.

**Boardman, D. I., Glendinning, S., et Rogers, C. D. (2001)**, *Development of stabilisation and solidification in lime-clay mixes*. *Géotechnique*, vol. 50, n°6, pp. , 533-543.

**Bouras.O, (2003)** , *propriétés adsorbantes d'argiles pontées organophiles : synthèse et caractérisation* , thèse de doctorat de l'université de limoges. partie i. cas des montmorillonites calciques". *clay minerals*, vol. 21, pp. 9-29.

**Bourokba, S. A, (2011)** , *Etude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajouts de liants hydrauliques de l'argile de Mers El Kébir* , these doctorat, University of Science and Technology Med Boudiaf, Oran, Algeria.

**Brandl H. (1981)** , *Alteration of soil parameters by stabilization with lime* , Comptes rendus du Xème congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Stockholm, Juin, Vol. 3, 15-19.

**BRE Building Research Establishment, (1980)** ,*The effect of a roof on a fire within a building*. IP 3/80.

**Brindley G.W, (1966)** , *Discussion and recommandations concerning the nomenclature of clay minerals and related phyllosilicates* , *Clay and Clay Minerals* , 14, 27-34.

**Brown, B. E et Bailey, S. W, (1963)**, *Chlorite polytypism: II. Crystal structure of a one-layer Cr-chlorite*, Note: variety called kammererite , *American Mineralogist*, v. 48, p. 42-61.

**Caillère.S, Hénin .S et Rautereau .M , (1982)** , *Minéralogies des argiles : Structures et propriétés physico-chimiques* , Tome 1, 2 ème édition Masson .

**CDIT (2002)** , *The Deep Mixing Method - Principle, Design and Construction*, 121 pages.

**Chapman D.L, (1913)** , *A contribution to the theory of electrocapillarity*, *Philosophical Magazine*, vol. 25, n°6, pp. 475-481.

**Chen F.H, (1988)** , *Foundations on Expansive Soil*. Elsevier Science Pub., New York.

**Choquette, M, (1988)** , *La stabilisation à la chaux des sols argileux du Quebec* , Québec: Thèse doctorat. Department of Geology, Université Laval.

**Colombier, G., Alexandre, J et Ponteville, P,(1980)** , *Assises traitées aux liants hydrauliques et pourzollaniques*. Revue générale des routes et des aérodromes, France. Guide pratique de construction routière 18. 15 p.

**Craig, R.F. (1987)** ,*Soil mechanics*, Van Nostrand Reinhold (UK) Co. Ltd., Fourth Edition, Berkshire, England. 41 0 p.

**Dakshanamurthy. V et Raman. V, (1973)**, *A simple method of identifying an expansive soil*.*Soils and Foundations*, 13, 97-104.

**Dakshanamurthy.V,(1979)**, *A stress controlled study of swelling characteristics of compacted expansive clays*. *Geotechnical Testing Journal*, 2(1), pages 57–60.

**Dakshanamurthy.V,(1978)**, *A new method to predict swelling using hyperbolic equation*, *Geotechnical engineering*, 9, pages 29–38.

**Davidson, W.H.et Mullin, E.F, (1962)**, *Use of fly ash in road construction in New South Wales*, *Proceedings*, Volume 1. Department of Main Roads, N.S.W. pp. 1085-1 104.

**Diamond, S., White, J. et Dolch, W, (1964)**, *Transformation of clay minerals by calcium hydroxide attack* . in ‘Proc., 12th National Conference of Clays and Clay Minerals’, pp. 359–369.

**Diamond, S., White, J. L. et Dolch, W. L, (1963)** , *Transformation of clay minerals by calcium hydroxide attack* , Technical paper.

**Didier G. (1972)** , *Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites sa prévision*, Thèse Doctorat, Institut National Science Application. (INSA-LYON) ; Université Claude Bernard France.

**Dardaine M et Lajudie A, (1985)** , *Gonflement et pression de gonflement d’argiles compactées*, Note technique C.E.A, SESD/85.18.

**Duc M., Cuiy.J., Tang A.M., Makkil., Serratrice J.F., Calissanoh et Bertaina . G ,(2008)**, *Caractérisation du comportement de retrait-gonflement de l’argile de Bavent*, *Symposium International Sécheresse et Construction*, ENPC, Paris, vol.1, pp. 265-272.

**Eades J.L.et Grim R. E, (1966)** , *A quick test to determine lime requirements for lime stabilization*. *Highway Research Board Bulletin*, n°139, pp. 61-72.

**Eades, J. L., et Grim, R. E, (1960)** , *Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization* . *Highway Research Board, Bulletin* 262, 51-63.

**Erol .O et Dhowian. Y, (1987)** , *Assessment of oedometer methods for heave prediction*, *Proceedings of the 6th International Conference on Expansive Soils*, New Delhi, pp. 99-103.

**Estéoule, J., et Perret, P, (1979)** , *Le traitement des sols fins par la chaux* , *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No 69, 99-118.

**Rogers .C.D.F., Glendinning, S et Dixon, N, (1996)** , *Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough* , University Civil & Building Engineering Department 25 septembre, Thomas Telford, London, England. 183 p.

**Gouy .G, (1910)** , *Sur la constitution de la charge électrique à la surface d'un électrolyte*, Annue physique, Paris, vol. 9, pp. 457-468 .

**Greaves, H. M , (1 996)** , *An Introduction to Lime Stabilization*. pp. 5-1 2.

**Gruner, J.W ,(1934)** ,*The structures of vermiculites and their collapse by dehydration* *American Mineralogist*, v. 19, p. 557-575.

**Hachichi A, (2006)** , *Etude du comportement hydromécanique et de la stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran*. Thèse de doctorat d'état, Université des Sciences et de la Technologie Med Boudiaf, Oran, Algérie.

**Hadi, S, (1 999)** , *Field and Laboratory Evaluation of the Use of Lime Fly Ash to Replace Soil Cernent as a Base Course*. pp. 270-275. Présenté au Seventh International Conference on Low-Volume Roads. 23-26 mai, 1999, Baton Rouge, Louisiana. Transportation Research Record No. 1652, Volume 1. National Academy Press, Washington, D.C. 275 p.

**Hachichi A et Fleureau J.M, (1999)** , *Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie* , *Revue Française de Géotechnique*.

**Hakimi . A, Yamani . N et Ouissi . H , ( 1996)**, *Rapport: Résultats d ' essais de résistance mécanique sur échantillon de terre comprime*. *Materials and structures*. 600–8.

**Hilt G. H.,et Davidson D. T, (1960)** , *Lime fixation on clayey soils* , *Highway Research Board Bulletin*, n°262, pp. 20-32.

**Holtz. R.D., Kovacs, W.D et Lafleur. J, (1 991)** , *introduction à la géotechnique*, Édition de l'&ole Polytechnique de Montréal. Montréal, Québec. **808** p.

**Horpibulsuk. S, Rachan . R, Chinkulkijniwat. A, Raksachon. Y et Suddeepong .A, (2010)**, *Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations*. *Construction and Building Materials* [Internet]. Elsevier Ltd .

**Hossain .K .M a, Lachemi. M et Easa .S , ( 2007)**, *Stabilized soils for construction applications incorporating natural resources of Papua new Guinea*. *Resources, Conservation and Recycling* [Internet]. [cited 2013 Mar 11];51(4):711–31.

**Hueckel. T.A., (1992)** , *Water-mineral interaction in hygromechanics of clays exposed to environmental loads: a mixture- theory approach* , *Canadian Geotechnical Journal*, 29, pages 1086–1071.

**Itsvan .C,(1990)** ,*Comportement des sables argileux ; influence du traitement à la chaux* , Thèse de doctorat CGI, ENSMP, INSA Rennes, 174.

**Iltis. M , (1979) ,** *Contribution à l'étude du traitement des argiles gonflantes en cours de forage* , Thèse Doc. ing.,Inst. Nat. Sci. Appl. (INSA-LYON) ; France.

**Johnson L.D,et Snethen D.R, (1978),** *Prediction of potential heave of swelling soils*, Geotechnical Testing Journal, vol. 1, pp. 117-124.

**Joza. N (2003) ,** *Étude de matériaux argileux Albanais. Caractérisation "multiéchelle" d'une bentonite magnésienne. Impact de l'interaction avec le nitrate de plomb sur la perméabilité*, Thèse de doctorat de l'Université d'Orléans, France.

**Josa A., Alonso E.E., Lloret A et Gens A , (1988) ,** *Stress-strain behaviour of partially saturated soils*, Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,Dublin, vol. 2, pp. 561-564.

**Kelley , C. M. (1 988),** *A Long Range Durability Study of Lime Stabilized Bases at Military Posts in the Southwest*. National Lime Association, Bulletin 328.

**Kezdi, A, (1979),** *Stabilized Earth Roads*, Developments in geotechnical engineering 19. Elsevier Scientific Publishing Company, New York, NY. 327 p.

**Khelifa, T, (1994),** *Etude de la Stabilisation des Sols Gonflants par Ajout de Sable* .Thèse de Magister, Université Houari BOUMEDIENNE, Alger.

**Khaddaj S. (1992),** *Étude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres*, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, 100 pp.

**Komornik, A. et David, D, (1969),** *Prediction of swelling pressure of clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 95, n° SM1, pp. 209-225.

**Kormi, T, (2003) ,** *Modélisation numérique du gonflement des argiles non saturées*. Thèse de Doctorat, l'école nationale des ponts et chaussées, pages. 20-57.

**Lambe T.W, (1960),***The Character and Identification of Expansive Soils*, Federal Housing Administration, Rep. 701, U.S Gov. Print. Office, Washington.

**Lav, A.H et Kenny, P.J, (1 997),** *Fly ash production and its utilisation in road construction*. Road 8 Transportation Research. Vol. 6 No 3. 7 p.

**Lelong .V, (2003) ,***Valorisation des matériaux d'excavation par traitement à la chaux*, Lhoist France S.A.S., TP tech. Paris.

**Leroy .P et Revil.A, (2004),** *A triple-layer model of the surface electrochemical properties of clay minerals*. Journal of Colloid and Interface Science, 270, 371-380.

**Le Runigo, B, (2008) ,** *Durabilité du limon de Jossigny traité à la chaux et soumis à différentes sollicitations hydriques : comportement hydraulique, microstructural et mécanique* . Thèse doctorat. École Centrale de Nantes, France.

- Little, D.N, (1995)**, *Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime*. The National Lime Association, Washington, D.C. 219 p.
- Little, D. N, (1987)** , *Fundamentals of the stabilization of soil with lime*. Bulletin of National Lime Association, 1987, 322, 17.
- Locat, J., Bérubé, M. A., et Choquette, M. (1990)** , *Laboratory investigations on the lime stabilisation of sensitive clays: shear strength development* . Canadian Geotechnical Journal, vol. 27, 294-304.
- Luckham P. F., et Rossi .S, ( 1999)**, *Colloidal and rheological properties of bentonite suspensions* Adv. Colloid Interface Sci. 82, 43-92.
- Magnan J.P et Youssefian G. (1989)** , *Essai au bleu de méthylène et classification géotechnique des sols*, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., n°159, pp. 93-104
- Magnan .D, (1993)** ,*Caractérisation in-situ des sols gonflants :l'essai expansol*, thèse, université Joseph Fourier, Grenoble 1.
- Mariotti.M (1976)** , *le gonflement des sols argileux surconsolidé(aspect du phénomène-influence sur les structures-précaution à envisager)* Mines et géologie, Rabat n 39 ,pp 13-28.
- Meukam .P, Noumowe. A et Duval Y.J.R ,(2003)**, *Caractérisation thermophysique et mécaniques de terre stabilisées en vue de l'isolation thermique de bâtiment*. Materials and structures.36(September):453–60.
- McKenzie. R. C (1975)** , *The classification of soil silicates and oxides*, In : Soil components vol. 2 ; Inorganic components. Giesecking J. E. eds. Spring-Verlag, New York, Berlin, Heidelberg ,1-25.
- Miqueleiz L, Ramirez F, Seco a., Nidzam RM, Kinuthia JM, et Tair a. A, et al, ( 2012)** *The use of stabilised Spanish clay soil for sustainable construction materials*. Engineering Geology [Internet]. Elsevier B.V.; [cited 2013 Mar 5];133-134:9–15.
- Mitchell J. K. (1976)** , *Fundamentals of soil behaviour* , John Wiley & sons. Inc; New York.422 pages.
- Millot .G, (1964)** , *Géologie des Argiles*, Masson & Cie, 499 pp.
- Mitchell J.K, (1993)** ,*Fundamentals of soil behavior*, 2ème edition, John Wiley and sons, New York, 437 pp.
- Moore. R.K , (1 987)** , *Lime Stabilization*, Prbpare par le Transportation Research Board Committee on Lime and Lime-Fly Ash Stabilization. Transportation Research Board. National Research Council, Washington. D.C. State of the art report 5.59 p.
- National Lime Association , (1991 )** , *Lime stabilization construction manual*. Arlington, VA. Bulletin 326.48 p.

**Ofer et Blight, (1985)**, *measurement of swelling pressure in the laboratory and in situ*, transportation research, record 1032; pp 15-22.

**Pakbaz. M .S et Alipour R , ( 2012) ,** *Influence of cement addition on the geotechnical properties of an Iranian clay*. Applied Clay Science [Internet]. Elsevier B.V.; [cited 2013 Mar 6];67-68:1–4

**Philipponat ,G, (1991)**, *Retrait-gonflement des argiles*, proposition de méthodologie. Revue Française de Géotechnique, n° 57, pp. 5-22 .

**philipponnat .G et Hubert B, (2002)** , *Fondations et ouvrages en terre*, Eyrolles, Paris, 499 pp.

**Prusinski . J et Bhattacharja, S ,(1999)** , Effectiveness of portland cement and lime in stabilizing clay soils , Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board 1652(-1), 215-227.

**Puiatti, D, (1980)** , *Stabilisation des sols et couches de forme*. Revue générale des routes et des aérodromes, France. Guide pratique de construction routière 15. 16 p.

**Pusch. R , (1982)**, *Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na bentonite*, Canadian Geotechnic Journal, 19, 381-387.

**Rachini .A , (2007)**, *Nanocomposites argiles-photopolymères : préparation, caractérisation et applications*. Thèse de doctorat, Université de Haute Alsace, Mulhouse, France, 210 pages.

**Ranganatham. B.Vet Satyanarayana. B, (1965)** , *A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays*, Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, vol.1, pp. 92-96.

**Rao S.M et Shivananda . P, (2001)**, *Swelling behavior of lime-stabilized specimens after multiwetting and drying cycles, workshop in clay behaviour* , chemo-mechanical coupling from nano-structure to engineering applications, vol. 2, Italy, june.

**Rao, S. M et Shivananda, P, (2005)**, *Role of curing temperature in progress of lime-soil reaction'*, Geotechnical and Geological Engineering 23(1), 79\_85.

**Rao, S. N et Rajasekaran, G, (1996)** , *Reaction products formed in lime-stabilized marine clays*, Journal of geotechnical engineering 122(5), 329\_336.

**Rogers, C.D.Fet Glendinning, S, (1996a)** , *Modification of Clay Soils Using Lime*. pp. 99-114. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.

**Rogers, C.D.F., Glendinning , S et Dixon, N, (1996b)**, *Lime Stabilisation*. Proceedings of the seminar held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.

- Saiyouri N, (1996)**, *Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées*, Thèse doctorat, Ecole Centrale Paris, 228 pp.
- San L. H, (2000)** , *Stabilization of Macau clay with lime*, M.Sc. these, Faculty of Science and Technology, University of Macau, Macau,.
- Sanglerat. G et Al, (1983)** , *Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations 1*, 2eme Edition a Paris. France.
- Seed, H.B., Woodward, R. Jet Lundgren, R, (1962)** , *Prediction of swelling potential for compacted clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 88, pp. 107-131.
- Serratrice J.F, (1996)** ) , *Les essais de gonflement*. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussée 204.
- Snethen D.R, (1980)** , *Expansive Soil in Highway Subgrades*, Report FHWA-TS-80-236.
- Sridharan, A., Sreepada Rao, A., et Sivapullaich, P.V, (1986)** , *Swelling pressure of clays*; Geotechnical Testing Journal, 9(1), pages 24–33.
- Suratman D. (1985)** , *Contribution à l'étude de la cinétique et de la stabilisation du gonflement des argiles*, Thèse Doctorat.-ing.: Inst. Natl. Sci. Appl. (INSA-Lyon) ; IDI 1 8528 France.
- Terzaghi. K, (1951)** , *Mécanique théorique des sols*, Traduit de l'anglais (*Theoretical soil Mechanics*), John Wiley and Sons, New York, 1943). Éditions Dunod, Paris.
- Tessier. D, (1990)**, *Organisation des matériaux argileux en relation avec leur comportement hydrique*, dans Decarreau A : Matériaux argileux, structure, propriétés et applications, Paris, Soc. Fr. Min. Cristall., pp. 387-445
- Touret.O, Pons .C.-H., Tessier. D et Tardy. Y, (1990)**, *Etude de la répartition de l'eau dans des argiles saturées Mg<sup>2+</sup> aux fortes teneurs en eau* , Clay Minerals, 25, 217-233.
- Touret.O, (1988)** , *Structure des argiles hydratées. Thermodynamique de la deshydratation et de la compaction des smectites*, pp. 170.
- Tran. ngoc. Lan, (1989)** , *Mise en évidence des argiles par l'essai au bleu de méthylène*, Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, vol. 159, pp. 79-92.
- Van Damme H, (2002)** , *L'eau et sa représentation*, dans O.Coussy et J.M. Fleureau (dir.), *Mécanique des sols non saturés*, Lavoisier, Paris, pp. 23-68.
- Velde B., Meunier A, (2008)** , *The origin of clay minerals in soils and weathered rocks*, Springer, 403 pp.

**Venkatarama Reddy B. Vet Gupta A ,( 2005) ,***Characteristics of soil-cement blocks using highly sandy soils.* Materials and Structures [Internet]. 2005 Mar 9 [cited 2013 Jun 3];38(280):651–8

**Viani, A., Gualtieri, A., et Artioli, G, ( 2002) ,** *The nature of disorder in montmorillonite by simulation of X-ray powder patterns,* Note: Structural simulation model American Mineralogist v. 87, p. .966-975.

**Vijayvergiya . V.N et Ghzzaly, O.I, ( 1973) ,** *Prediction of swelling potential for natural clays,* Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, vol. 1, Haïfa, pp. 227-236.

**Wakim, J, (2005) ,** *Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses,* Thèse de Doctorat, l'école Nationale Supérieure des Mines de Paris, thèse de doctorat, pages. 9-29.

**Walker. P et Stace . T, (1997) ,** *Properties of some cement stabilised compressed earth blocks and mortars ,* pp .545–51.

**Williams A.B et Donaldson G.W, (1980) ,** *Developments relating to Building on expansive soils in South Africa,* Proc. of the 4th Conf. on Expansive Soils, Denver, vol. 2, pp. 834-844.

**Yong R.N, (1999),** *Overview of modeling of clay microstructure and interactions for prediction of waste isolation barrier performance,* Engineering Geology, vol. 54, pp. 83-91.