

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique**  
**Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi**

**Bordj Bou Arréridj**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de génie civil**



## **Mémoire de Fin d'Etudes**

**PRESENTE EN VUE DE L'OBTENTION**  
**DU DIPLOME DE MASTER**

**Filière : génie civil**

**Option : Géotechnique**

## **Thème**

**Stabilisation de l'assiette d'un Equipements**

**Public à Taglait W- bordj Bou Arreridj**

**Présenté par : *Ziani Lahcene***

***Derrardja Issam***

**Encadreur : Dr Ziani Hocine**

**Encadreur : Dr Sadek Deboucha**

**Jury :**

**Président : Dr Abdemeziane Nabil**

**Examineur : Dr Mouas Ammar**

**Examineur : Dr Maafi Nabil**

**Année universitaire : 2020/2021**

## **Remerciements**

*Tout d'abord, je tiens à remercier chaleureusement mes chers parents pour m'avoir encouragé et aidé à atteindre cette étape de mes études.*

*Je tiens également à remercier tous ceux qui ont contribué à la fin de cet humble travail.*

*Mes sincères remerciements à mon promoteur Dr. **Ziani Hocine** pour m'avoir guidé dans ce travail son oublier Dr Sadek deboucha, je le remercie beaucoup pour sa présence, pour ces conseils avisés et pour son aide précieuse dans la rédaction de cette lettre.*

*Enfin, je tiens à remercier chaleureusement tous les enseignants et étudiants de la Faculté de Génie Civil à Université MOHAMED ELBACHI IBRAHIMI de Bordj Bou Arreridj qui m'ont enrichi de Connaissances et de connaissances.*

# ***Dédicaces***

*Je tiens à dédier ce modeste travail:*

*A mes parents que le bon dieu les gardes, en témoignage de leur sacrifice et*

*à titre de reconnaissance de tous ce qu'ils l'ont fait pour moi. A ma petite*

*famille et surtout les petits ( Hamza, Oussama, sara, Abbelmoumene,*

*Abderrahmane, Chaïma, Ritaje). A mon jumeau Rida et toute la famille Ziani,*

*et mes frères et sœurs.*

*A mes sœurs.*

*A Toutes mes amies sans exception.*

**Ziani lahcene**

# REMERCIEMENTS

*Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et  
la volonté.*

*J'adresse mes vifs remerciements à mon encadreur **Dr. Hocine  
ziani**. Et Dr deboucha sadek. Pour m'avoir constamment guidé  
tout long de ce projet et pour ces conseils précieux.*

*Je tiens à remercier tous les professeurs qui nous ont  
enrichis de connaissances et tout le département de génie  
civil.*

*Sans oublier les membres du LBest BBA surtout Abderahim  
Merazgia*

# *Dédicaces*

*Je tiens à dédier ce mémoire :*

*A ma très chère Mère et à mon cher Père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouements, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but.*

*A ma petite famille et surtout les petits ( Yassmine , takoua ,Aya ).*

*A toute la famille.*

*A Toutes mes amies sans exception.*

*A toutes la promotion LMD Génie Civil 2020- 2021.*

**Derrardja Issam**

## Résumé

*Le traitement à la chaux et au ciment est une technique bien connue pour améliorer les propriétés mécaniques des sols argileux dans le génie civil. De nombreuses études ont montré que le traitement à la chaux et au ciment peut améliorer les propriétés géotechniques des sols.*

*Dans ce travail, Une étude bibliographique a été menée sur les sols argileux et les principaux problèmes liés à ces sols (Surtout l'argile rouge) , ainsi que les différentes techniques pour les stabiliser. Par la suite une étude expérimentale a été faite pour un sol prélevé sur un site situé au Siège administratif de TAGLAIT Centre-ville de Taglait, où de nombreux problèmes et des dégradations au niveau de la route en face de siège administratif ont été enregistrés. Après prélèvement une étude d'identification sur le matériau utilisé (Argile rouge) qui a été effectuée par une série d'essai, y compris, l'analyse granulométrique, les limites d'ATTERBERG, la valeur de bleu de méthylène, et les essais mécaniques. Ces résultats ont indiqué que notre sol est affaissables, la valeur de l'indice portant IPI nous a permis de le classer dans l'état hydrique moyen (sous classe A2m). Les caractéristiques géotechnique du sol étudié ne satisfont pas les conditions d'utilisation des matériaux en couche de forme telles que indiquées dans le GTR, le traitement préconisé dans ce guide est le traitement à la chaux et /ou au ciment.*

**Mots clés** : argile rouge Sols .Affaissables. Essais Proctor. caillassement. Stabilisation ; Chaux .

## ABSTRACT

Lime and cement treatment is a well-known technique for improving the mechanical properties of clay soils in civil engineering. Numerous studies have shown that lime and cement treatment can improve the geotechnical properties of soils.

In this work, a bibliographic study was carried out on clay soils and the main problems associated with these soils (especially red clay), as well as the various techniques to stabilize them. Subsequently, an experimental study was made for a soil sampled from a site located at the administrative headquarters of TAGLAIT Center-ville de Taglait, where many problems and degradations at the level of the road in front of the administrative headquarters were recorded. After sampling an identification study on the material used (Red clay) which was carried out by a series of tests, including, particle size analysis, ATTERBERG limits, methylene blue value, and tests mechanical. These results indicated that our soil is sagging, the value of the index bearing IPI allowed us to classify it in the average hydric state (subclass A2m). The geotechnical characteristics of the soil studied do not meet the conditions of use of subgrade materials as indicated in the GTR, the treatment recommended in this guide is treatment with lime and / or cement.

## المخلص

تعتبر معالجة الجير والإسمنت تقنية معروفة لتحسين الخواص الميكانيكية للتربة الطينية في الهندسة المدنية. أظهرت العديد من الدراسات أن معالجة الجير والإسمنت يمكن أن تحسن الخصائص الجيوتقنية للتربة.

في هذا العمل تم إجراء دراسة ببيوغرافية على التربة الطينية والمشاكل الرئيسية المرتبطة بهذه التربة (خاصة الطين الأحمر) ، بالإضافة إلى التقنيات المختلفة لتثبيتها. بعد ذلك تم عمل دراسة تجريبية لتربة مأخوذة من الموقع يقع في المقر الإداري لمركز تفلعت - مركز بلدية تفلعت ، حيث تم تسجيل العديد من المشاكل والتدهور على مستوى الطريق أمام المقر الإداري. . بعد أخذ العينات ، تم إجراء دراسة تعريفية على المادة المستخدمة ( الطين الاحمر) بواسطة سلسلة من الاختبارات بما في ذلك تحليل حجم الجسيمات وحدود ATTERBERG وقيمة الميثيلين الأزرق والاختبارات الميكانيكية. أشارت هذه النتائج إلى أن تربتنا قابلة للانقياس ، وقد سمحت لنا ان قيمة المؤشر الذي يحمل IPI بتصنيفها في الحالة الهيدرية المتوسطة (الفئة الفرعية A2m). الخصائص الجيوتقنية للتربة المدروسة لا تفي بشروط استخدام مواد الطبقة السفلية كما هو مبين في GTR ، العلاج الموصي به في هذا الدليل هو المعالجة بالجير و / أو الإسمنت.

# SOMMAIRE

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Introduction Générale.....</b>   | <b>1</b>  |
| <b>Chapitre 1</b>   |           |
| <b>Situation Géographique et Géologique de la Zone d'Etude</b>                          |           |
| <b>1.1 Identification le Site Etudie .....</b>  | <b>3</b>  |
| <b>1.1.1 Situation Géographique de Site.....</b>  | <b>3</b>  |
| <b>1.1.2 Géologie du site.....</b>  | <b>4</b>  |
| <b>Chapitre 02</b>  |           |
| <b>Recherche Bibliographique</b>  |           |
| <b>2.1 Introduction.....</b>  | <b>5</b>  |
| <b>2.2 Minéralogie des Sols Argileux.....</b>   | <b>5</b>  |
| ➤ <b>Les</b>  |           |
| <b>Minéraux.....</b>  | <b>5</b>  |
| ➤ <b>Les argiles. ....</b>  | <b>5</b>  |
| ➤ <b>Structure minéralogique des agriles. ....</b>                                      | <b>6</b>  |
| ➤ <b>Les types des argiles. ....</b>  | <b>7</b>  |
| <b>2.3 Matière Organique. ....</b>  | <b>9</b>  |
| <b>2.4 Aperçus sur la Chaux.....</b>  | <b>9</b>  |
| ➤ <b>Origine de la chaux. ....</b>  | <b>9</b>  |
| ➤ <b>Types de chaux. ....</b>   | <b>9</b>  |
| <b>2.5 Stabilisation Chimique des Sols Argileux.....</b>                                | <b>11</b> |
| ➤ <b>Sélection des additifs pour la stabilisation.....</b>                              | <b>12</b> |
| <b>2.6 Traitement des Sols à la Chaux. ....</b>   | <b>12</b> |
| ➤ <b>Séchage. ....</b>  | <b>13</b> |
| ➤ <b>Amélioration / modification. ....</b>  | <b>13</b> |
| ➤ <b>Effets produits par la modification du sol à la chaux (Dallas Little (2006)).</b>  |           |
| .....   | <b>14</b> |
| ➤ <b>Réaction à long terme : Stabilisation. ....</b>                                    | <b>14</b> |
| ➤ <b>Effets produits par la stabilisation du soi à la chaux (Dallas Little (2006)).</b> |           |
| .....   | <b>14</b> |



|  |           |
|--|-----------|
| <b>2.7 Mécanisme De Stabilisation et Teneurs En Chaux.....</b>   | <b>14</b> |
| ➤ Réactions Pouzzolaniques. ....                                 | 16        |
| ➤ Carbonatation .....  | 16        |
| <b>2.8 Détermination Des Teneurs En Chaux. ....</b>              | <b>17</b> |
| ➤ Teneur en chaux pour modification. ....                        | 17        |
| ➤ Teneurs en chaux pour la stabilisation. ....                   | 17        |
| ➤ Méthode de Point de Fixation de Chaux. ....                    | 17        |
| ➤ Méthodes de Détermination du Pourcentage Initial de Chaux..... | 17        |
| ➤ Teneur en Chaux Optimale. ....                                 | 18        |

## Chapitre 03

### Matériaux, Matériels et Méthodes d'Essais

|   |           |
|---|-----------|
| <b>3.1 Introduction.....</b>                | <b>19</b> |
| ➤ Matériaux.....                            | 19        |
| <b>3.2.1 Le Sol (Argile rouge) .....</b>    | <b>19</b> |
| ➤ Analyses Chimiques .....                  | 19        |
| ➤ Analyse du pH.....                        | 20        |
| ➤ Bleu de méthylène (VBS) .....             | 20        |
| ➤ Teneur en Matière Organique (MO) .....    | 22        |
| ➤ Poids Spécifique (Gs) .....               | 23        |
| ➤ Analyse Granulométrique : .....           | 23        |
| ➤ Analyse Sédimentométrique.....            | 24        |
| ➤ Limite d'Atterberg (NF P 94-051) .....    | 27        |
| ➤ Essai de Compactage (Proctor Normal)..... | 31        |
| ➤ Essai de Cisaillement Direct.....         | 33        |
| ➤ Essai œdométrique.....                    | 37        |

## Chapitre 04

### Résultats et Interprétations :

|  |           |
|--|-----------|
| <b>4.1 Introduction. ....</b>  | <b>41</b> |
| <b>4.2 Influence de la Chaux sur le pH. ....</b>                       | <b>41</b> |
| <b>4.3 Influence de la Chaux sur les Paramètres de Compactage.....</b> | <b>42</b> |

|   |  |           |
|---|--|-----------|
| <b>4.4</b>                                  | <b>Influence de la Chaux sur l'Essai de Cisaillement Direct.....</b> | <b>42</b> |
| <b>4.5</b>                                  | <b>Influence de la Chaux sur l'Essai Simple œdométrique. ....</b>    | <b>51</b> |
| <b>Conclusions Générale et Perspectives</b> |  |           |
| <b>5-1</b>                                  | <b>Conclusions Générale .....</b>                                    | <b>52</b> |
| <b>5-2</b>                                  | <b>Perspectives .....</b>  | <b>53</b> |

# Listes des Figures

## Introduction Générale

|  |   |
|--|---|
| Figure.1. dégradation au niveau de la route.....           | 2 |
| Figure.2. mouvement provoqué par le la présence d'eau..... | 2 |

## Chapitre 01

|   |   |
|---|---|
| Figure 1-1: Carte de situation de la commune de Taglait.....                        | 3 |
| Figure 1-2:Situation du site ( Site Google Maps ).....                              | 3 |
| Figure 1-3: Extrait de la carte géologique d'el Aria, feuille n° 78, -WorldCat..... | 4 |

## Chapitre 02

|  |    |
|--|----|
| Figure 2-1:Représentation la Structure minéralogique des agriles .....   | 6  |
| Figure 2-2:Représentation du plan de la couche tétraédrique de silicate (Si).....  | 6  |
| Figure 2-3: Représentation le plan de la couche octaédrique d'aluminium (Al <sup>+3</sup> ) ou magnésium (Mg <sup>+3</sup> ).....                            | 7  |
| Figure 2-4 Représentation structurale d'un minéral argileux de type T-O (Poppe et al., 2001). Et structure particulière de la Kaolinite (Morel R. 1996)..... | 7  |
| Figure 2-5 Représentation structurale d'un minéral argileux de type T-O-T (Pope et al, 2001) et structure d'illite (Morel R. 1996).....                      | 8  |
| Figure 2-6 Représentation la structure de La montmorillonite(Smectites) (Morel R. 1996).....   | 9  |
| Figure 2-7 Effet de l'addition de chaux sur la plasticité de l'argile de London (Sherwood 1967).....   | 13 |
| Figure 2-8:Schématisation de l'échange cationique dans l'argile.....   | 15 |
| Figure 2-9: Floculation et agglomération du sol traité à la chaux.....   | 15 |
| Figure 2-10: Variation du pH d'une solution de Ca(OH) <sub>2</sub> dans l'eau en fonction de la quantité de chaux ajoutée .....                              | 16 |
| Figure 2-11 :Abaque pour la détermination de la teneur en chaux initiale .....   | 18 |

## Chapitre 03

|   |    |
|---|----|
| Figure 3-1:Détermination de la valeur de pH de l'argile. ....           | 20 |
| Figure 3-2:Mode opératoire d'essai bleu de méthylène.....               | 21 |
| Figure 3- 3. Ordre de classement des tamis .....                        | 23 |
| Figure . 3-4: Matériels Utilisé d'Essais Analyse Sédimentométrique..... | 25 |
| Figure . 3-5: Courbes Granulométriques des sols étudiés.....            | 27 |
| Figure 3-6.Dispositif d'essai de limite de liquidité.....               | 27 |
| Figure 3-7:Matériel utilisée dans essai limite d'Atterberg.....         | 28 |

|  |    |
|--|----|
| Figure 3-8:limite de liquidité pour l'argile non traitée.....  | 28 |
| Figure 3-9:limite de plasticité pour l'argile non traitée.....   | 29 |
| Figure 3.10.Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997).....   | 30 |
| Figure 3-11'' : compactage des sols .....  | 31 |
| Figure. 3.11: Moule Proctor Normale et la Forme de Compactage.....   | 32 |
| Figure 3-12 :Courbe de Compactage de S0 .....  | 32 |
| Figure 3-13:Matériel et appareils de cisaillement direct.....  | 34 |
| Figure 3-14:Mode opératoire de l'essai cisaillement direct.....  | 35 |
| figure 3-15:courbes contrainte de cisaillement – déformation.....  | 36 |
| Figure 3-16 : montre le diagramme de Mohr-Coulomb .....  | 36 |
| Figure.3- 17 Courbe œdométrique typique d'un sol effondrable d'après Knight et Jennings (1975). Typical oedometric curve of a collapsing soil (Knight and jennings 1975).....                                  | 37 |
| Figure 3.18 – Courbe œdométrique (a) avec déchargement ; (b) essai conduit pour éviter tout affaissement ou gonflement lors de l'application de la surcharge, d'après <u>Jennings et Knight (1956)</u> . ..... | 39 |
| figure 3.19 – Essais d'effondrement au simple œdomètre et extrapolation .....  | 40 |

## Chapitre 04

|   |    |
|---|----|
| Figure 4-1: Influence de la chaux sur pH.....   | 41 |
| Figure 4-2: Influence de la chaux sur les caractéristique de compactage .....                     | 42 |
| Figure 4-3:courbes contrainte de cisaillement – déformation S <sub>0</sub> (sol+0% chaux) .....   | 43 |
| Figure 4-4: courbe Intrinsèque pour le sol non traité S <sub>0</sub> .....                        | 43 |
| Figure 4-5:courbe de contrainte de cisaillement – déformation S <sub>1</sub> (sol+1% chaux) ..... | 44 |
| Figure 4-6: courbe Intrinsèque pour le sol non traité S <sub>1</sub> .....                        | 44 |
| Figure 4-7:courbe de contrainte de cisaillement – déformationS <sub>2</sub> (sol + 2% chaux)..... | 45 |
| Figure 4-8:courbe Intrinsèque pour le sol traité avec S <sub>2</sub> .....                        | 45 |
| Figure 4-9:courbe de contrainte de cisaillement – déformationS <sub>3</sub> (sol + 3% chaux)..... | 46 |
| Figure 4-10:courbe Intrinsèque pour le sol traité avec S <sub>3</sub> .....                       | 46 |
| Figure 4-11 : Influence de la chaux sur la cohésion.....  | 47 |
| Figure 4-12:Influence de la chaux sur l'angle de frottement.....                                  | 48 |
| Figure 4-13: Essais d'effondrement au simple œdomètre ( Sol Traité ).....                         | 48 |
| Figure 4-14:Influence de la chaux sur l'angle de frottement. ).....                               | 49 |
| Figure 4-15: Essais d'effondrement au simple œdomètre ( Sol Traité ).....                         | 50 |

# Liste des Tableaux

## Chapitre 02

|   |    |
|---|----|
| Tableau 2-1:Principales caractéristiques de la chaux..... | 11 |
|---|----|

## Chapitre 03

|   |    |
|---|----|
| Tableau 3-1: Composition chimique de l'argile TAGLAIT (LTP-Est BBA) .....   | 19 |
| Tableau 3-2: Spécifications informatives : classification des environnements agressifs :Norme : NF P 18-011 (juin 1992) : Extraction par HCL à chaud :..... | 19 |
| Tableau 3-3:specifications techniques réf / N° 83/04 DU 04/12/83.....   | 20 |
| Tableau 3-4:Qualificatif selon la teneur en carbonate.....  | 20 |
| Tableau 3-5: Masse minimale de matériau nécessaire pour l'essai.....  | 22 |
| Tableau 3-6: Qualificatif selon la teneur en matière organique.....   | 22 |
| Tableau 3-7: Les résultats d'analyse granulométrique et l'analyse sédimentaire.....   | 24 |
| Tableau 3-8: Résultats de l'analyse sédimentométrique du sol-S0-.....   | 26 |
| Tableau 3.9.Résultats de la limite de liquidité.....  | 28 |
| Tableau 3.10 Résultats de la limite de lasticité.....   | 29 |
| Tableau 3.11 Résultats de l'indice de plasticité.....   | 29 |
| Tableau 3.12. Classification de sol selon l'indice de plasticité.....   | 29 |
| Tableau 3.13. Etat du sol en fonction de l'indice de consistance (J.M. TCHOUANINANA (1999)).....  | 30 |
| Tableau 3-14: Caractéristiques géotechniques des sols d'essais. ....  | 30 |
| Tableau 3.15 : Les Déférents Types du Moule Proctor.....  | 31 |
| Tableau 3-16: Les valeurs de Compactage pour l'Argile Taglait non traitée .....   | 33 |
| Tableau 3-17: Qualificatif du sol en fonction de la cohésion non drainée. ....  | 35 |
| Tableau 3-19 Valeurs du potentiel d'effondrement selon Jennings et Knight (1975).....   | 40 |
| Tableau 3-18 : l'effet de la charge axiale Sur l'effondrement Sol S0 .....  | 40 |

## Chapitre 04

|   |    |
|---|----|
| Tableau 4-1:contrainte et déformation pour le sol non traité.....   | 43 |
| Tableau 4-2:contrainte et déformation pour le sol traité à 1% de chaux. ....                                      | 44 |
| Tableau 4-3:contrainte et déformation pour le sol traité à 2% de chaux. ....                                      | 45 |
| Tableau 4-4:contrainte et déformation pour le sol traité à 3% chaux. ....   | 46 |
| Tableau 4-5:variation de la déformation avec l'addition de la chaux. ....   | 48 |
| Tableau 4-6:variation de la cohésion avec l'addition de la chaux. ....  | 48 |
| Tableau 4-7:variation de l'angle de frottement avec l'addition de la chaux. ....                                  | 49 |
| Tableau 4-8:Influence de la Chaux sur l'Essai Simple œdométrique sol S0 0% Achaux.....                            | 49 |
| Tableau 4-9: Influence de la Chaux sur l'Essai Simple œdométrique sol S0 avec 0% -1%-2%-3% Achaux successive..... | 50 |

## Introduction Générale

Le terme "sol" est utilisé en génie civil pour désigner un matériau constitué d'un agrégat naturel de particules minérales de dimensions comprises dans des limites prédéfinies. Les sols argileux sont constitués de différents minéraux telles que les Illites, les smectites et les kaolinites, dont la sensibilité à l'eau dépend de plusieurs paramètres, entre autre leurs structures en feuillet. Quand ces sols argileux subissent des influences extérieures, à titre d'exemple variation de la teneur en eau, ils peuvent engendrer des dégâts importants difficiles à maîtriser.

Les problèmes d'instabilité de la saiette des structures fondées sur des sols argileux sont dus au l'effondrement du sol à la saturation en période pluviale et au stabiliser en période estivale. Les désordres constatés sont de plusieurs types et touchent pratiquement tout genre de structure.

Un bon nombre de solutions a été proposé afin de résoudre ces problèmes, ces solutions permettent d'améliorer les propriétés géotechniques des sols, dont on peut citer : la stabilisation mécanique (*compactage*), la stabilisation thermique (*renforcement par congélation*) , stabilisation hydraulique (*drainage* ) et stabilisation chimique (chaux, ciment, cendres volantes, les solutions salines ... ).

Actuellement, la technique de traitement des sols par déchet de plastique et à la chaux (et/ou) au ciment aussi est largement utilisée pour améliorer les propriétés mécaniques du sol. Cette méthode de traitement des sols est anciennement reconnue et de plus en plus utilisée, elle présente beaucoup d'avantages sur les trois aspects : *techniques, économiques, et environnementaux*.

### Problématique

Le sol étudié est prélevé du site situé au **Centre de la commune de Taglait** Prévu pour la construction de l'établissement de Siege administratif (Siège de la protection civile) de la commune de Taglait. Ce site a fait objet de provoqué des effondrements de terrain ce qui a suscité des craintes et des frayeurs pour les habitants du quartier. En effet des dégâts sont observés au niveau de la rue qui lie le quartier au CW42 et au niveau des constructions sur site (*Figure 1*).

Notre étude a consisté en l'étude de ce cas et de proposer une stabilisation du site.

La 1<sup>er</sup> constatation est que ce site est constitué d'une superposition de couche qui peuvent atteindre 6 m de profondeur. La présence d'eau dans la saison hivernale induit une augmentation de la teneur en eau ce qui provoque une détermination de volume du sol avec ou sans chargement, ce qui manifeste par des fissures apparentes dans les constructions avoisinantes (*Figure2*)et la route elle-même

Vue le manque des terrains domaniales dans la commune, les autorités publique ont décidé de stabiliser la zone.

Notre but, consiste a proposé une solution pour réduire le taux et la magnitude de l'effondrement

du site

Le présent travail est composé de quatre **04 Chapitres**, Le premier chapitre pour une identification géographique et géologique de la région étudiée. **Le deuxième chapitre** est une Recherche bibliographique généralement sur les sols argileux, les méthodes de stabilisation, alors que le **troisième chapitre** est consacré à la présentation expérimentale comme les essais de caractérisation géotechnique (limite d'Atterberg, Granulométrie, Proctor ....VBS ) ,et les essais principaux , œdométrique pour déterminer l'affaissement et les essais de cisaillement à la boîte Casagrande pour déterminer mécaniquement le sol affaissable ( cohésion ,  $\phi$  ), ainsi que l'effet de l'ajout de la chaux sur le potentiel d'affaissement (  $C_p$  ) du sol, **Le quatrième chapitre** présente les résultats obtenus et leurs interprétations pour le sol avant et après traitement. **En fin** une conclusion générale qui résume l'effet de la chaux sur l'effondrement et les taux à respecter pour stabiliser un sol d'argile rouge avec la chaux.



**Figure.1.** dégradation au niveau de la route



**Figure.2.** mouvement provoqué par la présence d'eau

# Chapitre 1

## Situation Géographique et Géologique de la Zone d'Etude

### 1.1 Identification du Site d'Etude

#### 1.1.1 Situation Géographique du Site

Le sol d'étude est l'assiette d'une construction publique à la commune de **TAGLAIT**, qui située dans la partie Sud de la wilaya de **Bordj Bou Arreridj**.

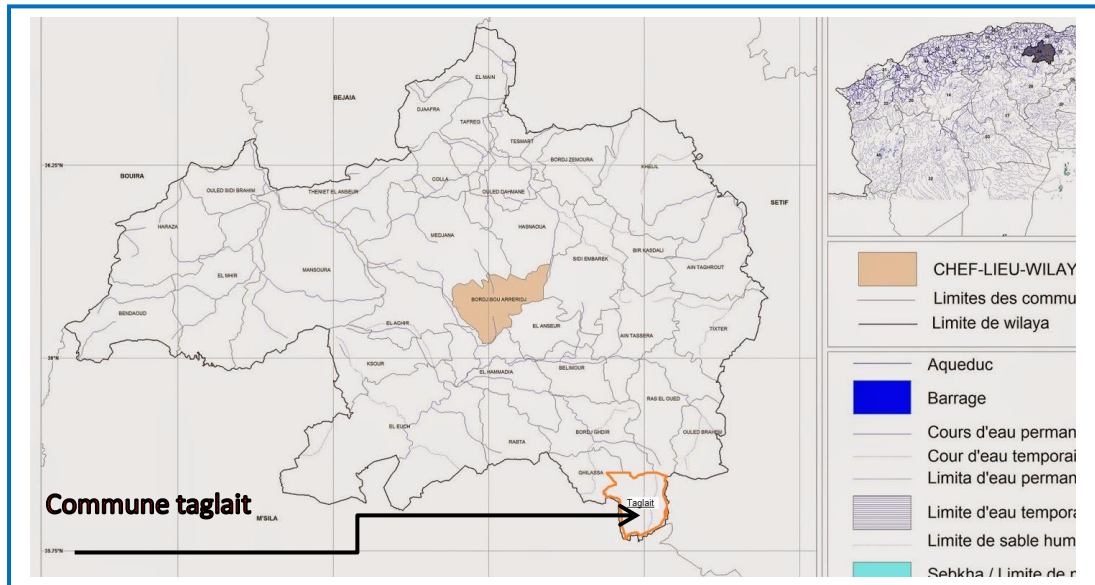


Figure 1-1: Carte de situation de la commune de Taglait.



Le site objet de l'étude est délimité par les coordonnées géographiques suivantes :  
 Latitude: 35.7716, Longitude: 4.99974 35° 46' 18" Nord, 4° 59' 59" Est

Figure 1-2: Situation du site (Site Google Maps).



1.1.2 Géologie du site.



Figure 1-3: Extrait de la carte géologique d'el Aria, feuille n° 78, (WorldCat)

Sur la base des différentes visites du site, une carte géologique a été établie sur un levé topographique à l'échelle 1/3500 dont elle montre que le site est couvert par les formations suivantes :

- ❖ Le quaternaire représenté par terre arable, formation de pente (argile rouge, avec des gros blocs de grès résultant de la détérioration des flysch numidien qui surplombe ces formations) et quaternaire indéterminé, ces formations couvre la partie avale de la nappe numidienne..
- ❖ Le Mio-Pliocène : représenté par des conglomérats et argiles sableuses rouge ; il couvre la partie Nord et Nord Est et la partie centrale.
- ❖ La nappe numidienne : représentée par alternance des argiles grises à r et des bancs de grès décimétriques de couleur jaunâtre.
- ❖ La nappe tellienne : qui se trouve en écaille au centre du site en petite affleurement.

## Chapitre 02

### Recherche Bibliographique

#### 2.1 Introduction

Ce chapitre est destiné à décrire la complexité du sol et de ses constituants et à faire le point sur les connaissances relatives aux mécanismes de stabilisation des sols à l'aide de traitements chimiques. Nous nous attacherons à présenter les actions des agents stabilisants sur les sols conduisant à un traitement réussi. Dans notre cas l'assiette est composée d'argile rouge dont la composition chimique et minéralogique et résumer dans les tableaux ci-après.

#### 2.2 Minéralogie des Sols Argileux

##### ➤ Les Minéraux

Les sols sont constitués de particules de minéraux regroupées en agrégats. Ces minéraux sont stables ou en train d'évoluer dans les conditions thermo barométriques et climatiques de la surface de la terre. Généralement composée par :

- Le quartz, Les argiles, Les feldspaths (potassiques et plagioclases), Les micas.
- Les carbonates (calcite et dolomite).
- Les oxydes et hydroxydes métalliques dont l'hématite, la goethite et la limonite pour le fer.
- Ces minéraux se présentent généralement dans les sols sous forme: de grains polygonaux plus ou moins réguliers dont la taille se situe entre quelques microns et quelques millimètres, de lamelles pour les argiles dont la plus grande dimension ne dépasse pas quelques microns, d'agrégats correspondant à des fragments de roches. Leurs formes résultent de la morphologie des minéraux les constituants.

Les propriétés physiques et mécaniques du sol dépendent de la nature des assemblages minéraux. Ainsi les minéraux granulaires (quartz, carbonates) n'ont pas de cohésion propre. Seules les argiles présentent une cohésion, qui résulte d'interactions spécifiques avec l'eau.

##### ➤ Les argiles

##### ❖ Définition des argiles.

L'argile se définit comme une terre grasse et molle contenant un ensemble de particules fines (*de taille inférieure à 2  $\mu\text{m}$* ) constituée essentiellement de minéraux à structure en feuillets. L'argile présente une plasticité à l'état humide et durcit par séchage ou par chauffage.

Les particules d'argile résultent des mécanismes de désintégration chimique ou mécanique des roches. Ces minéraux argileux appartiennent en majorité au groupe des phyllosilicates.

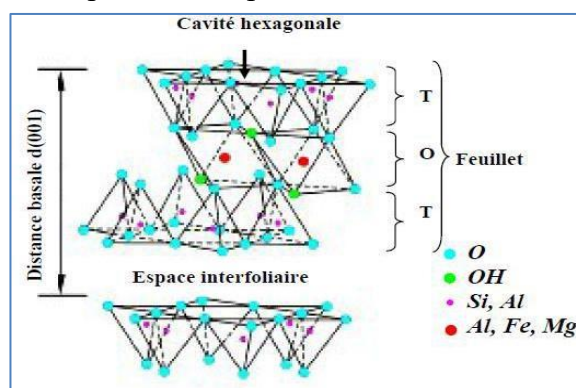
Une matière première argileuse naturelle renferme aussi des minéraux non argileux, dits accessoires, et/ou de la matière organique. Un feuillet d'argile est formé par l'association des couches tétraédriques (T) à base de tétraèdres siliciques ( $\text{SiO}_4^{4-}$ ) et de couches octaédriques (O) aluminiques et/ou magnésiques.

## ➤ Structure minéralogique des argiles

### ❖ Minéraux argileux

Les minéraux argileux sont généralement de silicates d'aluminium mais parfois de silicates de magnésium dont la structure feuilletée permet de les ranger dans la famille de phyllosilicate. La figure 2-1 explicite la terminologie utilisée pour définir la structure des argiles. On distingue quatre niveaux d'organisation :

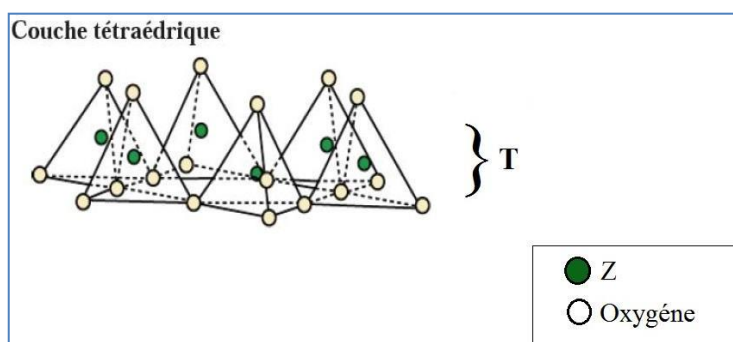
- **Les plans** : sont constitués par les atomes.
- **Les couches** : association de deux plans d'atomes d'oxygène et/ou d'hydroxyle formant des couches de tétraèdre ou des couches d'octaèdre.
- **Les feuillets** : correspondent à des combinaisons des couches.
- **L'espace inter foliaire** : c'est le vide séparant deux feuillets de même structure, il peut être occupé par des cations (éventuellement hydratés).
- **Le cristal** : résulte de l'empilement de plusieurs couches.



**Figure 2-1:** Représentation la Structure minéralogique des argiles.

### ❖ La couche du tétraèdre de silice

Dans l'élément tétraédrique, l'ion central est la silice ( $S^{+4}$ ) qui est entouré par 4 ions d'oxygène ( $O^{-2}$ ) (figure -2-2). Les tétraèdres sont liés ensemble par leurs bases en partageant un ion d'oxygène entre deux tétraèdres pour former une couche tétraédrique. La formule générale de cet ensemble est  $[(Si_2O_5)^{-2}]$ . Le plan de tétraèdres, noté T, est composé de tétraèdres d'atomes d'oxygène autour de chaque atome noté Z.

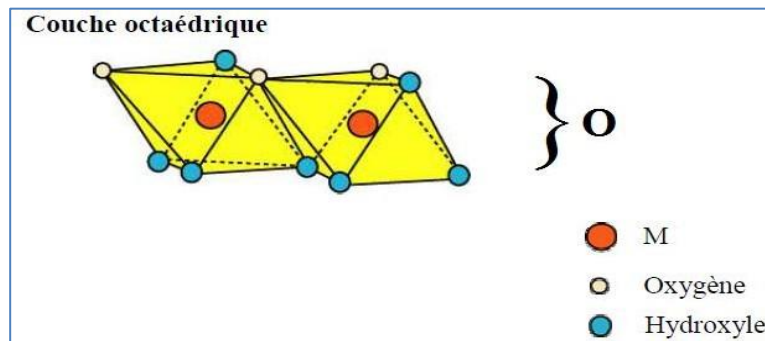


**Figure 2-2:** Représentation du plan de la couche tétraédrique de silicate (Si).

### ❖ La couche d'octaèdre d'aluminium

Dans l'élément octaédrique, l'ion central est soit un ion d'aluminium ( $Al^{+3}$ ), soit un ion de magnésium ( $Mg^{+3}$ ). Ces derniers sont entourés par six ions d'hydroxyde ( $OH^-$ ) (figure 2-3).

Les unités octaédriques sont liées ensemble de telle sorte que chaque groupement fonctionnel ( $OH^-$ ) est partagé entre 3 unités octaédriques, le plan d'octaèdres, noté **O**, est formé par des atomes d'oxygène et des groupements hydroxyles autour de chaque atome noté **M**.



**Figure 2-3:** Représentation le plan de la couche octaédrique d'aluminium ( $Al^{+3}$ ) ou magnésium ( $Mg^{+3}$ ).

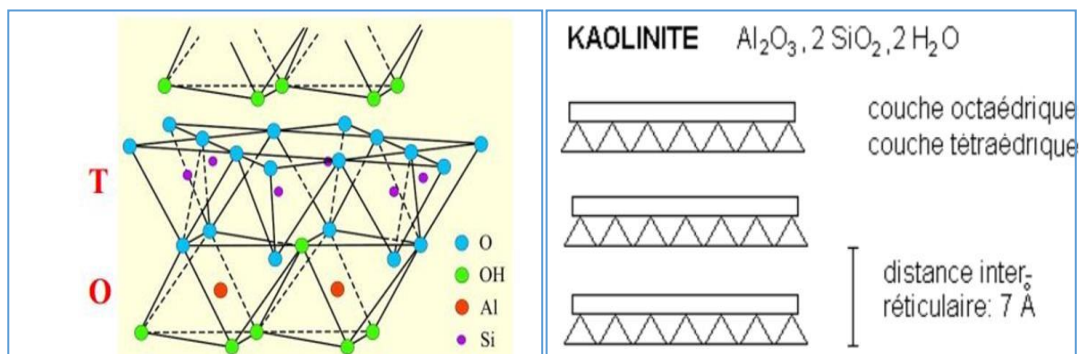
### ➤ Les types des argiles

#### ❖ La Kaolinite (type de feuillet T-O) : $(Si_4O_{10}) Al_4 (OH)_8$

Le feuillet est constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique l'équidistance caractéristique est d'environ **7,1 Å**, Ce type correspond le groupe de la kaolinite.

Le contact se fait entre un plan contenant les ions hydroxydes  $OH^-$  de l'octaèdre, et celui contenant les ions d'oxygène  $O_2^-$  du tétraèdre.

Dans ce cas, les liaisons interfoliaires résultent de l'effet, composé de liaisons hydrogène et de forces d'attraction moléculaire, ce qui se traduit par un lien assez fort. Ainsi une particule de kaolinite sera constituée, par exemple, de quelques centaines de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques dizaines de micromètres. Ces particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau.

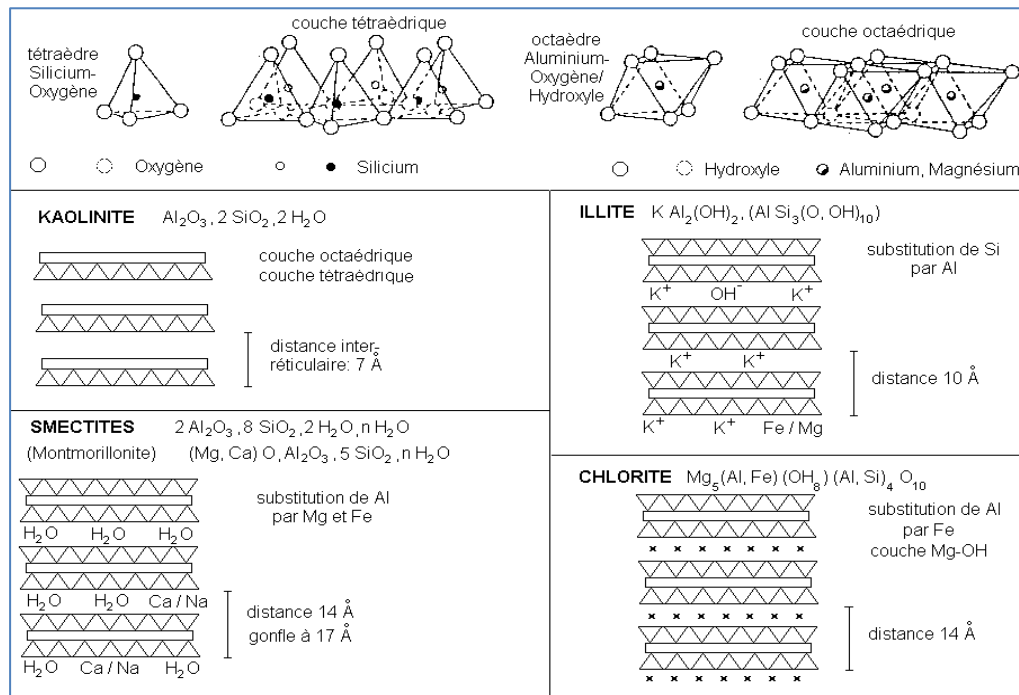


**Figure 2-4** Représentation structurale d'un minéral argileux de type T-O (Poppe et al., 2001). Et structure particulière de la Kaolinite (Morel R. 1996).

### ❖ L'illite (type de feuillet T-O-T) ( $K, H_2O$ ) $2 Si_8 (Al, Fe, Mg) 4,6 O_{20} (OH)_4$

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

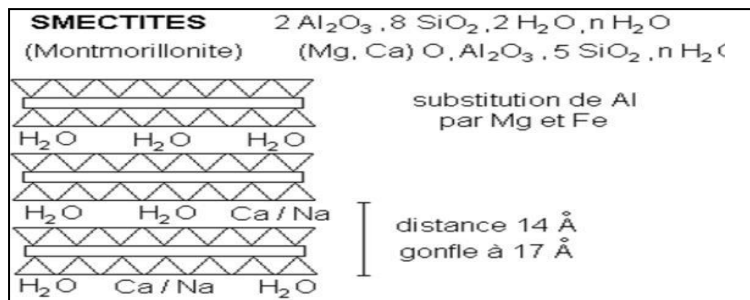
L'espace créé à l'intérieur du feuillet de silice est occupé par un ion  $K^+$  qui, par sa présence, induit un lien fort entre les couches.



**Figure 2-5** Représentation structurale d'un minéral argileux de type T-O-T (Pope et al, 2001) et structure d'illite (Morel R. 1996).

### ❖ La montmorillonite (Smectites) $(OH) 4 Si_8 (Al^{3+}10/3, Mg^{2+}/3) O_{20}, n H_2O$ .

Le feuillet élémentaire est composé, comme pour l'illite, d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Un ion  $Al^{3+}$  est remplacé par un ion  $Mg^{2+}$  dans les couches d'alumine. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des ions  $Ca^{2+}$  (**montmorillonite calcique**) ou par des ions  $Na^+$  (**montmorillonite sodique**). La valence des ions sodium étant plus faible que celles des ions calcium, c'est la montmorillonite sodique qui aura la plus grande surface spécifique. Les liaisons entre feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de gonflement. L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut- être très faible puisque, contrairement aux autres argiles, on peut isoler un feuillet élémentaire. La montmorillonite fait partie de la famille générale des smectites définies comme argiles gonflantes.



**Figure 2-6** Représentation la structure de La montmorillonite (Smectites) (Morel R. 1996).

### 2.3 Matière Organique

Dans les sols, le terme de matière organique regroupe tous les produits constitués de molécules carbonées. Cette matière organique peut avoir deux origines : une origine récente liée au développement d'un sol pédologique ou une origine ancienne dont la formation est associée à la genèse de la roche. La matière organique a un rôle important dans le comportement des sols. Si la matière organique est un peu évoluée et abondante (tourbe fraîche) sa texture retient beaucoup d'eau et est très compressible.

### 2.4 Aperçus sur la Chaux

#### ➤ Origine de la chaux

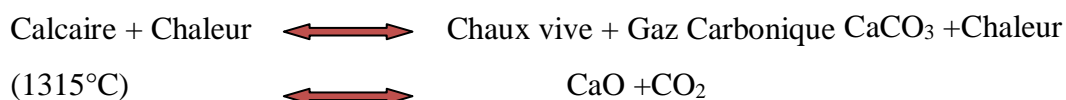
La source de production de la chaux est la roche de calcaire (carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$ ) qui se produit comme roche sédimentaire. Quand la terre est pulvérisée, le carbonate de calcium s'adresse comme chaux d'agriculture. Elle peut être utilisée pour neutraliser les sols acides. Pour le génie civil ou les applications de bâtiment, Plusieurs formes de chaux sont requises.

#### ➤ Types de chaux

Plusieurs types de chaux ont été utilisés comme agents de stabilisation pendant nombreux années avec succès. Cependant, le produit le plus utilisé étant la chaux hydratée d'une teneur plus élevée de calcium, chaux vive calcique, lait de chaux et chaux dolomitique, chacune d'entre elles présentant avec les sols des interactions spécifiques.

#### ❖ Chaux vive

Le carbonate de calcium doit être chauffé a une température très élevée (calcination ou brulage), pour former la chaux vive qui est principalement constituée de 90% d'oxyde de calcium ( $\text{CaO}$ ). Elle s'appelle aussi chaux brulée. La réaction se fait selon l'équation:



La réaction étant réversible, la chaux vive produit peut après hydratation par l'humidité ambiante se recarbonaté lentement sous l'action du  $\text{CO}_2$  atmosphérique avec formation d'une prise l'air d'où la qualification de chaux aérienne (par opposition à chaux hydraulique).

### Avantage

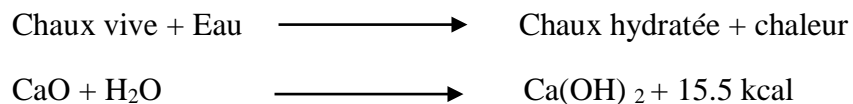
- La chaux vive est économique, car elle est un frome plus concentrée de chaux que la chaux hydratée, contenant 20 à 24% de CaO en plus,
- Un pourcentage de 3% de la chaux vive est normalement équivalent à 4% de chaux hydratée lorsque les conditions permettent une hydratation complète de la chaux vive en présence d'une quantité suffisante d'eau,
- La chaux vive est beaucoup moins poussiéreuse que la chaux hydratée,
- La chaux vive est plus dense que la chaux hydratée nécessitant moins d'espace de stockage et de transportation,
- La chaux vive produit une réduction importante de la teneur en eau due à l'hydratation et l'évaporation. Il est particulièrement bénéfique aux sols humides,

### Inconvénients

- La chaux vive exige 32% de son poids d'eau pour l'hydratation et peut y avoir d'importantes pertes d'évaporation supplémentaire due à la chaleur d'hydratation,
- Il faut veiller à l'utilisation de chaux vive pour assurer plus suffisamment d'eau, adoucissement et malaxage,

### ❖ Chaux hydratée

La chaux hydratée (aérienne ou éteinte) est créé lors de la chaux vive réagit chimiquement avec l'eau. Elle est constituée surtout d'hydroxyde de calcium (Ca(OH)<sub>2</sub> . L'hydratation se fait selon l'équation:



Elle est dite aérienne car elle régit avec le CO<sub>2</sub> da l'air. Elle réagit avec les particules d'argile et se transforme en permanence entre eux dans une matrice cimentaire forte.

### ❖ Avantage.

- Peut être appliquée plus rapidement que lait de chaux,
- La chaux hydratée sèche peut être utilisé pour le séchage d'argile, mais ce n'est pas aussi efficace que la chaux vive,

### ❖ Inconvénients

- Les particules de chaux hydratée sont fines,
- La poussière peut un problème dans les régions urbaines,

**Tableau 2-1:**Principales caractéristiques de la chaux.

| Type de chaux                                   | Chaux vive                      | Chaux éteinte            |
|---|---------------------------------|--------------------------|
| Formule   | CaO                             | Ca(OH) <sub>2</sub>      |
| Couleur   | blanche                         | blanche                  |
| Structure cristalline                           | cubique                         | système pseudo-hexagonal |
| Densité relative                                | 3,4                             | 2,2                      |
| Masse volumique apparente (g.cm <sup>-3</sup> ) | 0,80 à 1,10                     | 0,40 à 0,64              |
| Masse molaire (g.mol <sup>-1</sup> )            | 56,08                           | 74,10                    |
| Solubilité à 20°C                               | 0,125                           | 0,165                    |
| pH de la solution saturée à 25°C                | 12,45                           |                          |
| Réactivité à l'eau                              | Mesurée par l'essai NF EN 459-2 | -                        |

### 2.5 Stabilisation Chimique des Sols Argileux

Une large variété des méthodes d'amélioration et de stabilisation des mauvais sols est actuellement utilisée et les techniques les plus appropriées sont d'habitude classées comme les méthodes mécaniques, hydromécaniques, thermiques et chimiques. Les méthodes thermiques concernent surtout la stabilisation par congélation ou par chauffage.

Ce sont donc des méthodes d'amélioration temporaires, par contre les méthodes mécaniques et chimiques sont permanentes.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que. Elle se base sur l'utilisation de produits chimiques ou de liants afin d'augmenter la Concentration ionique de l'eau libre et de réduire les phénomènes d'échange indésirables. Ils sont deux types :

- Les liants organiques (goudrons, bitume, résine naturelle, polymère).
- Les liants hydrauliques (ciment, chaux, Les liants hydrauliques routiers (LHR), Cendres volantes, pouzzolane).

❖ **Liants Organiques**, les liants organiques sont des produits collants. Lors du malaxage, ils enrobent les Particules argileuses et donnent aux sols gonflants des propriétés d'hydrophobes. Ceci Entraîne une diminution de l'affinité du sol à l'eau et une modification de sa structure Microscopique.

❖ **Les liants hydrauliques**, les plus utilisés pour stabiliser les sols ou renforcer les matériaux sont, le ciment, la chaux, liants hydrauliques routiers (LHR) et les cendres volantes. Leur action résulte essentiellement de l'effet de prise et de la cristallisation de leurs constituants par hydratation.



L'emploi de ces techniques s'est développé principalement en technique routière. Ces liants ont des réactions quelque peu différentes et exigent des conditions différentes pour se réaliser, cependant les effets de leur réaction sont fortement similaires.

➤ **Sélection des additifs pour la stabilisation**

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que:

- Le type de sol,
- L'objectif pour lequel la couche stabilisée sera utilisée,
- Le type d'amélioration désirée des sols,
- La résistance nécessaire et la durabilité de la couche stabilisée,
- Le coût et les conditions environnementales,

Il peut y avoir plus d'un seul stabilisateur candidat pour un type de sol, toutefois, il existe des règles générales pour choisir les stabilisateurs souhaitables en basant sur la granulométrie et la plasticité ou la classification du sol. Le ciment Portland par exemple est utilisé avec plusieurs types de sol en évitant les matériaux les plus plastiques. Généralement, le ciment est le meilleur stabilisateur pour les matériaux granulaires bien gradués avec une quantité suffisante des fines pour produire une matrice homogène d'agrégats. La chaux réagit surtout avec les sols de plasticité moyenne à élevée pour produire une diminution de la plasticité, une augmentation de la maniabilité, une réduction du gonflement, et un accroissement dans la résistance. Elle est utilisée pour stabiliser divers matériaux, y compris les sols de fondation faibles, en les transformant en une « table de travail » ou couche de fondation, ainsi avec les matériaux marginalement granulaires constituant la couche de base, à savoir, les argiles graveleuses, graviers « sales », pour former une assise solide et de bonne qualité. Les cendres volantes sont des matériaux pouzzolaniques qui réagit avec la chaux et elles sont utilisées en combinaison avec la chaux dans les sols non ou légèrement plastiques. Elles sont souvent utilisées avec des petites quantités de ciment Portland et la chaux pour augmenter la résistance. Cette combinaison de Chaux-Ciment-Cendres volantes a été utilisée avec succès dans la stabilisation des assises de chaussée. L'asphalte et les matériaux bitumineux, les deux sont utilisés pour étancher et augmenter la résistance. Généralement, les sols appropriés à l'asphalte sont les sables limoneux ou les matériaux granulaires puisqu'il est désiré pour enrober toutes les particules de sol.

## **2.6 Traitement des Sols à la Chaux**

Le traitement à la chaux est obtenu par l'oxyde de calcium  $\text{CaO}$  (chaux vive) ou de l'hydroxyde de calcium  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (chaux éteinte). La chaux agricole est généralement du carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ). Elle est inefficace pour l'amélioration et la stabilisation des sols. L'effet stabilisateur dépend de la réaction entre la chaux et les minéraux argileux. Les principaux effets de cette réaction sont les suivantes:

- Une augmentation de la résistance au cisaillement et de la capacité portante du sol,
- Une réduction de la susceptibilité au gonflement et retrait,
- Une amélioration de la résistance au trafic et aux intempéries,
- Une réduction de la teneur en eau,
- Une amélioration de la maniabilité et les caractéristiques de compactage,

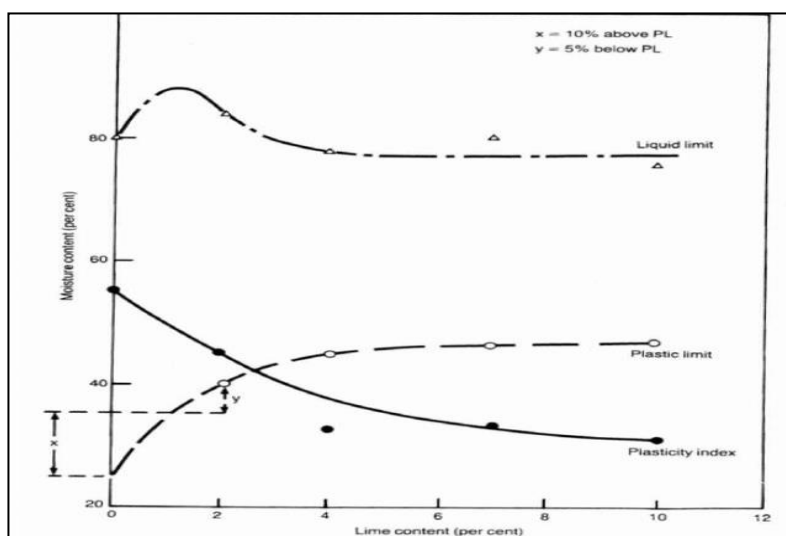
### ➤ Séchage

Si la chaux vive est utilisée pour la stabilisation plutôt que la chaux hydratée. La teneur en eau du sol naturel peut être significativement réduite. La chaux vive prendra immédiatement 32% de sa masse de l'eau environnant du sol et se délitent pour former une chaux hydratée (CDF Rogers 1996). La teneur en eau réelle du sol est, par conséquent, réduite. Ce dessèchement apparent est à cause de l'augmentation de la limite de plasticité. La réaction d'hydratation de la chaux vive est fortement exothermique et la chaleur produite provoque une perte d'eau supplémentaire due à l'évaporation. La perte d'eau par ce moyen peut être égale à la perte d'eau causée par l'hydratation de la chaux vive.

### ➤ Amélioration / modification.

Lorsque la chaux est mélangée avec un sol contenant des minéraux argileux dans la présence d'eau, un échange de cations s'effectue ce qui produit un nouveau matériau. Le sol se transforme de sa structure naturelle de forme de lamelles à une autre structure de forme d'aiguilles, Il ya donc des changements importants dans les propriétés mécaniques du sol.

L'effet de l'addition de la chaux sur la plasticité argile de Londres a été présenté par Sherwood (1967). L'augmentation importante dans la limite de plasticité et la diminution de l'indice de plasticité sont illustrés sur la *figure 2-7*



**Figure 2-7** Effet de l'addition de chaux sur la plasticité de l'argile de London (Sherwood 1967).

Sherwood (1967) indique que la limite de plasticité augmente de 24% à 43% avec un ajout de

4% de chaux. Au-delà de ce seuil, l'addition de chaux échoué de réduire la plasticité.

La valeur de cet effet peut être appréciée en prenant en considération le sol de la figure 2-7, a une teneur en eau de 35%. Puisque la limite de plasticité de ce sol est environ de 20%, il est clair qu'à une teneur en eau de 35%, le sol sera dans un état humide et collant, et par conséquent, il est impossible de compacter ce sol sur site (circulation des engins est impossible sur ce sol) L'ajout de 2% de chaux va changer la limite de plasticité à 40% alors que la teneur en eau du sol sera de 5% en dessous de la limite de plasticité ce qui améliore largement la maniabilité de ce sol, ce qui permet la circulation des engins de compactage. Perry et al (1995) ont constaté que les sols stabilisés à la chaux ont un comportement très différent et des caractéristiques de plasticité complètement différentes par rapport aux sols naturels non stabilisés.

➤ **Effets produits par la modification du sol à la chaux (Dallas Little (2006)).**

- ❖ Une réduction de la plasticité.
- ❖ Augmentation de la teneur en eau optimale.
- ❖ Diminution de la masse volumique sèche.
- ❖ Amélioration dans la compacité
- ❖ Réduction la capacité du sol au gonflement et retrait.
- ❖ Et amélioration dans la résistance et la stabilité après compactage à court terme.

Ces effets se produit généralement à court terme de 1 à 48h et ils sont bien remarqués dans les sols contenant une fraction argileuse importante, mais ils peuvent ou ne peuvent pas être permanents.

➤ **Réaction à long terme : Stabilisation**

Les minéraux argileux sont pouzzolanes naturelles et ont la capacité de réagir avec de la chaux ajoutée au sol pour produire des produits de cimentation. La chaux ajoutée au sol résulte une augmentation du pH à une valeur de plus de 12 avec une augmentation résultante de la solubilité des composants siliceux et alumineux qui réagissent avec le calcium pour former des silices de calcium hydratées (CSH) et des alumines de calcium hydratées (CAH).

Le silicate/aluminate de calcium se produit d'abord sous forme de gel pour bien enrober les particules du sol, et former une liaison, qui se cristallise finalement en silicate/aluminate de calcium hydraté. Les produits de cimentation sont largement similaires à celles de la composition de pâte de ciment. Le processus est relativement lent, car la chaux est désamorcer par la structure du sol et la cimentation initiale se produit aux sites de réaction cette réaction aboutit à un gain en résistance (CDF Rogers 1996).

La plupart, mais pas tous, les argiles dans les régions tempérées sont suffisamment réactives et pour développer une résistance importante ils doivent être stabilisés à la chaux. Toutefois, à la température ambiante la réaction est lente et les sols stabilisés peuvent continuer à gagner de résistance encore d'un certain nombre d'années.

➤ **Effets produits par la stabilisation du soi à la chaux (Dallas Little (2006))**

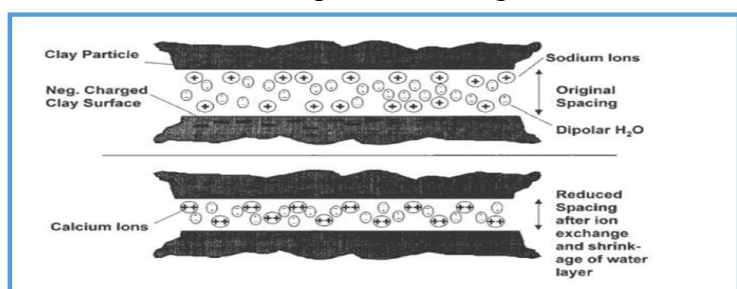
- ❖ Une réduction permanente dans le retrait, le gonflement, et la plasticité du sol.
- ❖ Une augmentation dans la résistance à long terme.

La stabilisation à la chaux se fait durant une longue période du temps de cure. Les effets de la stabilisation à la chaux sont habituellement mesurés après 28 jours ou plus, mais peut être accéléré par augmentation de la température du sol pendant le temps de cure.

### 2.7 Mécanisme de Stabilisation et Teneur de la Chaux

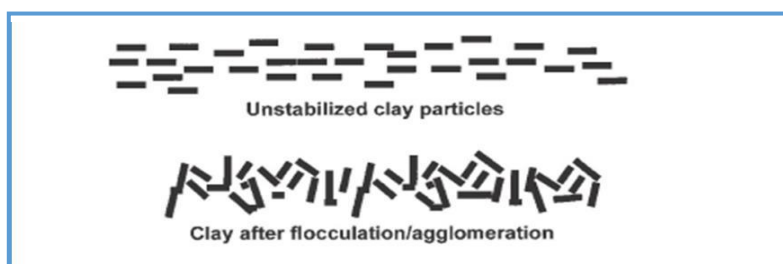
Les essais au laboratoire indiquent que la chaux réagit avec le milieu, moyennement fine, et les sols à grains fins pour produire une diminution de plasticité, accroissement de maniabilité et une augmentation de résistance (Little, 1995). Le gain en résistance est principalement dû aux réactions chimiques qui se produisent entre les particules du sol et de la chaux. Ces réactions chimiques se produisent en deux phases, avec des avantages immédiats et à long terme.

La première phase de la réaction chimique implique des changements immédiats dans la texture et les propriétés du sol, ces changements sont causés par échange cationique. Le calcium libéré de la chaux s'échange avec les cations adsorbés des minéraux argileux, ce qui résulte une réduction de l'épaisseur de la couche d'eau entourant les particules d'argile.



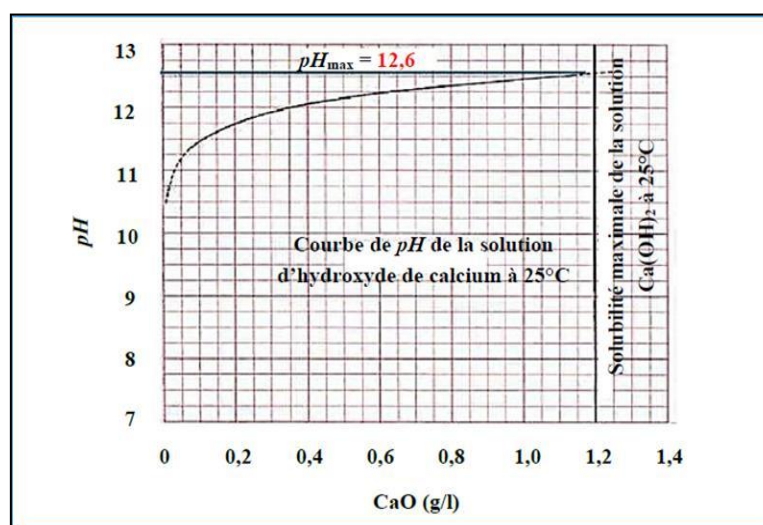
**Figure 2-8:** Schématisation de l'échange cationique dans l'argile

Cette réduction de la couche d'eau diffusée permet les particules d'argile d'entrer en contact plus étroit entre elles, provoquant ainsi une floculation/agglomération des particules d'argile, ce qui transforme l'argile en un matériau de comportement limoneux ou sableux. Dans l'ensemble, la phase floculation/agglomération de la stabilisation à la chaux se résulte dans un sol qui est plus facilement miscible, maniable et compactable. Selon Eades et Grim (1960), pratiquement tous les sols de grains fins traités à la chaux en présence d'eau subit cet échange cationique et les réactions de floculation/agglomération s'ils sont mélangés avec la chaux en présence d'eau.



**Figure 2-9:** Floculation et agglomération du sol traité à la chaux

La deuxième phase de la réaction chimique implique des réactions pouzzolaniques dans le mélange chaux-sol, entraînant un gain résistance avec le temps. Lorsque la chaux est combinée avec un sol argileux e présence d'eau, le pH du milieu augmente. Lorsque le pH atteint 12,4, la silice et l'alumine de l'argile deviennent solubles et sont libérés des minéraux argileux. À son tour, la silice et l'alumine libérés réagissent avec le calcium de la chaux pour former du ciment, ce qui renforce dans un processus graduel qui se poursuit à plusieurs années (Fades et Grim, 1960). Tant qu'il ya suffisamment de calcium (chaux) à combiner avec la silice et l'alumine solubles, la réaction pouzzolanique continuera tant que le pH reste suffisamment élevé pour maintenir la solubilité de la silice et d'alumine (Little 1995).



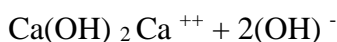
**Figure 2-10:** Variation du pH d'une solution de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  dans l'eau en fonction de la quantité de chaux ajoutée (Little 1995)

Le gain en résistance dépend aussi en grande partie de la quantité de silice et d'alumine disponibles dans l'argile elle-même : ainsi, il a été constaté que la stabilisation à la chaux est plus efficace pour les sols montmorillonitiques que pour les sols kaolininitiques (Lees et al. 1982).

### ➤ Réactions Pouzzolaniques

Cette réaction a lieu entre la chaux, l'eau et les silicates et ou des aluminates des sols argileux pour donner dans le temps, des agents cimentant qui sont essentiellement les silicates de calcium hydratés ou les aluminates de calcium hydratés, similaires à ceux produits durant l'hydratation du ciment portland, TERREL et al, (1979). Les silicates et les aluminates des sols argileux doivent pour ce faire être libérés de leurs liaisons dans les motifs cristallins octaédriques et tétraédriques des minéraux argileux. Ceci est rendu possible par l'augmentation substantielle du pH du milieu, apportée par la chaux qui autorise la dissolution des aluminates et silicates. Ces réactions de cimentation provoquent les augmentations principales de la résistance dans le mélange sol-chaux dans le temps. On observe aussi l'augmentation de la cohésion, de l'indice CBR, l'amélioration de la perméabilité des argiles, la diminution des variations volumiques pour les argiles gonflantes et le renforcement de la structure due aux phénomènes de prise et de cristallisation. La réaction pouzzolanique de base est illustrée par

les équations suivantes :



$\text{Ca}^{++} + \text{OH}^- + \text{SiO}_2$  (silicates d'argile solubles) (CSH). Silicates de Calcium Hydratés.

$\text{Ca}^{++} + \text{OH}^- + \text{Al}_2\text{O}_3$  (aluminates d'argile solubles) (CAH). Aluminates de Calcium Hydratés.

### ➤ Carbonatation

Simultanément avec la réaction pouzzolanique, la réaction de carbonatation peut aussi mener à une augmentation de résistance à long terme dans les sols stabilisés à la chaux. La carbonatation se produit quand la chaux réagit avec le dioxyde de carbone dans l'air pour produire un carbonate de calcium relativement insoluble. Cette réaction peut être avantageuse et mener à une augmentation de résistance à long terme, ARMAN et MUNFAKH, (1970) cité par CRISTOPHER, (2005).

## 2.8 Détermination des Teneurs de Chaux

Généralement, tous les sols de grains fins traités à la chaux montrent une diminution dans la plasticité, amélioration dans la maniabilité et réduction dans la déformation. Cependant, l'amélioration des caractéristiques de résistance ne se produit pas pour tous les sols. Il faut remarquer bien que les propriétés des mélanges sol-chaux dépendent de plusieurs variables :

- ❖ Le type de sol,
- ❖ Type de chaux,
- ❖ Pourcentage de chaux,
- ❖ Les conditions de conservation (temps, température, humidité),

### ➤ Teneur en chaux pour modification

La quantité de chaux requise pour améliorer la qualité d'un sol est déterminée selon la méthode dite (Trial-and-Error Method). Par exemple, s'il est désiré de réduire l'indice de plasticité (IP) du sol, quelques échantillons de mélange sol-chaux doivent être préparés aux différents pourcentages de chaux, et l'indice de plasticité pour chaque échantillon sera déterminé. La teneur en chaux minimale qui produit l'indice de plasticité désiré sera prise. La même méthode sera utilisée pour l'amélioration de la granulométrie et la réduction du gonflement en effectuant leurs essais.

### ➤ Teneurs en chaux pour la stabilisation

Les méthodes suivantes sont recommandées pour la détermination de la teneur en chaux pour la stabilisation des sols à la chaux.

### ➤ Méthode de Point de Fixation de Chaux

C'est une méthode traditionnelle où la teneur en chaux se détermine en utilisant la courbe qui montre la limite de plasticité en fonction de la teneur en chaux. Le point de fixation de chaux correspond à la valeur où l'addition de chaux ne provoque aucune variation dans la limite de plasticité (Utile 1995).

► **Méthodes de Détermination du Pourcentage Initial de Chaux**

Deux méthodes sont actuellement utilisées pour la détermination de la teneur en chaux initiale (ICL : Initial Consumption of Lime) pour assurer la stabilisation de sol.

❖ **Méthode de pH (Méthode de Eudes&Grim)**

La méthode préférée pour la détermination de la teneur en chaux initiale est celle développée par Eades et Grim et adoptée par la norme ASTM D 6276. Elle est utilisée pour déterminer le pourcentage initial de chaux qui correspond à un pH du mélange sol-chaux de 12.4 (le pH de la chaux). L'augmentation du pH du mélange sol-chaux-eau résulte une solubilité des ions ce qui permet la possibilité de développement de la réaction pouzzolanique et par conséquent la stabilisation du sol.

❖ **Méthode Alternative**

Une méthode alternative a été développée pour la détermination de la teneur en chaux initiale. Les valeurs spécifiques pour l'utilisation de cet abaque sont l'indice de plasticité (IP) et le pourcentage des passants à travers le tamis N°40 (425µm). Un exemple pour l'utilisation de cet abaque est cité sur la même figure.

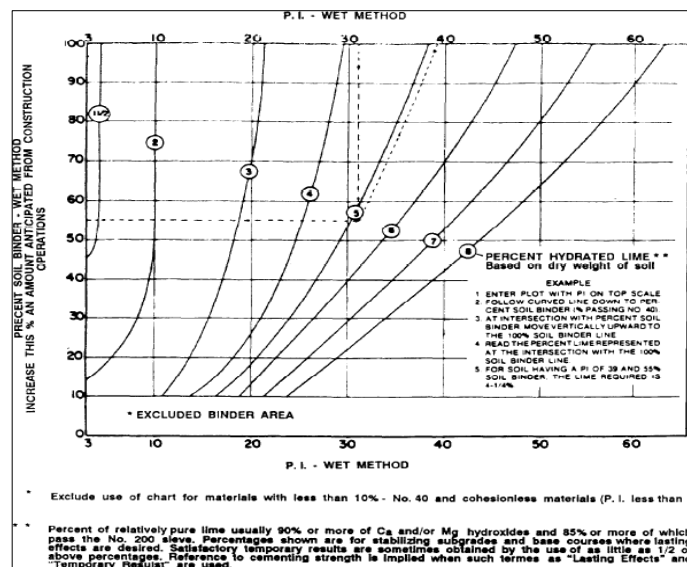


Figure 2-11 : Abaque pour la détermination de la teneur en chaux initiale

► **Teneur en Chaux Optimale**

L'obtention de la teneur en chaux initiale permet de débuté la préparation des échantillons pour l'essai de compression simple ou de CBR et déduire les valeurs des résistances obtenues pour chaque pourcentage supérieur au pourcentage initial de chaux. Le pourcentage de chaux qui résulte un gain de résistance à la compression simple de 345kPa (50psi) du sol traité par rapport au sol non traité, égal à la teneur en chaux optimale pour la stabilisation du sol (Geotechnical Manual Illinois Department of Transportation 1999).

## Chapitre 03

### Matériaux, Matériels et Méthodes d'Essais

#### 3.1 Introduction

Dans ce chapitre les différents matériaux utilisés lors de ce travail de recherche ont été identifiés et caractérisés par une campagne d'essais. L'argile rouge a été identifiée par des analyses de caractérisation chimique, mécaniques et minéralogique ainsi que la teneur en matière organique au laboratoire LTP Est agence de BBA. Cependant les essais principaux Oedométriques sont effectués au laboratoire de Génie civil de Université de BBA et le cisaillement a la boîte au laboratoire privé (ketfi Ibrahim, M'sila). Le principe consiste à déterminer le taux d'affaissement est les paramètres mécanique avant est après de l'ajout de la chaux (1%, 2% et 3%) de la quantité du poids de sol à traiter.

#### 3.2 Matériaux

##### 3.2.1 Le Sol (Argile rouge)

##### ➤ Analyses Chimiques

L'analyse chimique de sol d'étude est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau 3-1:** Composition chimique de l'argile TAGLAIT (LTP-Est BBA)

| DESIGNATION<br>DES<br>ECHANTILLONS | TENEUR EN % PAR RAPPORT AU MAT.SEC |                 |                         |   | TENEUR EN<br>ANIONS DE<br>SULFATE<br>SO <sup>4-</sup> mg/kg |
|------------------------------------|------------------------------------|-----------------|-------------------------|---|---|
|                                    | %<br>INSOLUBLE                     | %<br>CARBONATES | %<br>CHLORURE S<br>NaCl | %<br>GYPSES<br>Ca SO <sub>4</sub> 2H <sub>2</sub> O |   |
| SC1 (3.70-4.00m)                   | 53.27                              | 40.00           | -                       | NEANT   | NEANT   |

Le taux de carbonates (CaCO<sub>3</sub>) est de l'ordre de 40% ; donc moyennement calcaire. D'un point de vue chimique, le sol n'est pas agressif à l'égard du béton, placé à la classé A0, donc le béton sera confectionné avec du ciment normal.

**Tableau 3-2:** Classification des environnements agressifs :

Norme : NFP 18-011 (juin 1992) : Extraction par HCL à chaud :

| Agressivité des sols<br>en fonction<br>de la teneur en% SO <sup>-4</sup> | Environnement              | symbole        | Mesure de protection  |   |
|--|----------------------------|----------------|---|---|
| <0.24  | Nulle                      | A <sub>0</sub> | Pas de mesure particulière. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques                             | X |
| 0.24-0.6   | Faiblement<br>agressif     | A <sub>1</sub> |   |   |
| 0.6-1.2  | Moyennement<br>agressif    | A <sub>2</sub> | Adaptation de la composition et de mise en œuvre aux conditions de milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment E/C, cure adjuvants).                |   |
| 1.2-2.4  | Fortement<br>agressif      | A <sub>3</sub> | Adaptation de la composition et la mise en œuvre aux conditions du milieu avec action spécifique sur la nature et le dosage en ciment, le rapport E/C |   |
| > 2.4  | Très fortement<br>agressif | A <sub>4</sub> | Nécessite d'une protection externe (enduits, peintures) ou interne (imprégnation).  |   |



**Tableau 3-3:** Specifications techniques réf / N° 83/04 DU 04/12/83 (rapport de sol)

|          |                    |                      |
|----------|--------------------|----------------------|
| $SO_4^-$ | < 2000 mg/kg       | agressivité nulle    |
| $SO_4^-$ | 2000 à 6000 mg/kg  | agressivité faible   |
| $SO_4^-$ | 6000 à 12000 mg/kg | agressivité modérée. |
| $SO_4^-$ | > 12000 mg/kg      | agressivité forte    |

**Tableau 3-4:** Qualificatif selon la teneur en carbonate.

| Teneur en carbonates (%)  | Qualificatif                     |
|---------------------------|----------------------------------|
| $0 \leq C_{ca} < 10$      | non marneux                      |
| $10 \leq C_{ca} < 30$     | faiblement marneux               |
| $30 \leq C_{ca} < 70$     | marneux                          |
| $70 \leq C_{ca} < 90$     | calcareo-marneux                 |
| $90 \leq C_{ca} \leq 100$ | calcareux, crayeux <sup>*)</sup> |

\*) La distinction entre calcareux et crayeux se fait à partir de l'origine géologique.

➤ **Interprétation des résultats**

- La teneur en insolubles est de l'ordre de 53.27%.
- La teneur en carbonates est de l'ordre de 40%, du point de vu chimique et d'après la norme P94-048, le sol est moyennement calcaire.
- La teneur en sulfates est nulle et d'après la norme NFP 18-011 le sol est classé dans la catégorie **A<sub>0</sub>**, donc le béton sera confectionné avec du (*d'agressivité faible*) ciment normal.

➤ **Analyse du pH :** le matériel utilisé pour réaliser cet analyse est :

Balance, ph mètre, tamis 400µm, mortier avec son pilon, étuve, Des boîtes 50 ml.

La détermination de la valeur de Ph de l'argile très importante puisqu'elle permet de déterminer la solubilité des minéraux et la mobilité des ions dans le sol. Le mesure du pH a été effectuée en utilisant un pH mètre de marque HANNA instruments HI 4521 selon la norme ASTM D 6275 a laboratoire du Département de Génie des Procédés d'Université M'sila.

**Figure 3-1:** Détermination de la valeur de pH de l'argile

D'où l'essai de la valeur de pH de l'argile humidifiée est : pH = **7.45**

➤ **Bleu de Méthylène (VBS)**

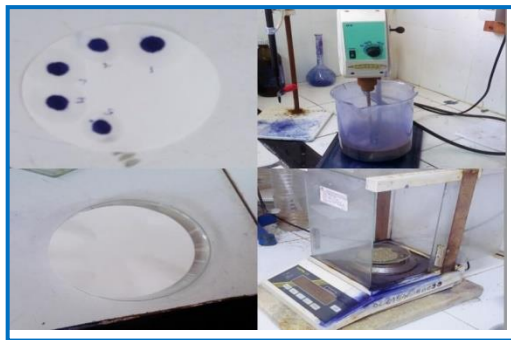
L'essai de bleu de méthylène a été effectué dans le laboratoire LNHC (Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction) selon la norme AFNOR (NF P 94-068). Le but d'essai est de

déterminer la concentration et révéler la présence des fines de nature argileuse, ainsi que le degré d'argilosité.

❖ Matériels : Bicher. Éprouvette graduée. Agitateur. Papier filtre. Tige en verre. Chronomètre. Balance. Tamis 5mm.

❖ **Mode opératoire**

- Préparé la solution de bleu de méthylène (10 g dans 1 litre d'eau distillée).
- Échantillon de l'argile de site.
- On mélange 30g d'argile sèche et 500 ml l'eau distillée par l'agitateur
- On fixe la vitesse de l'agitateur en 700 tour/min pendant 5 min.
- On injecte dans le récipient, au moyen d'un éprouvette gradué, des doses successives de bleu de méthylène qui déjà préparé.
- Chaque addition est suivie du test à la tâche, en prélevant à l'aide d'une tige en verre une goutte, la goutte est disposée sur le papier filtre.
- Il se forme une tache composée d'un dépôt centrale colorée en bleu foncé entourée d'une auréole, sur le papier filtre.
- Si au bout des 5 minutes on voit réapparaître l'auréole humide, on injecte une autre dose de solution de bleu de méthylène.
- On procède ainsi jusqu'à ce que le test devienne positif.
- Note le volume total de solution de bleu de méthylène qui a été injecté.



**Figure 3-2:**Mode opératoire d'essai bleu de méthylène

❖ **Résultats**

Donc après l'essai on a le volume de bleu de méthylène ajouté dans la solution

$$V = 50 \text{ ml.}$$

La masse de l'échantillon  $M = 30.5 \text{ g}$

$$VBS = \frac{V}{m} = 1.64$$

### ➤ Teneur en Matière Organique (MO)

La teneur en matières organiques a été effectuée dans le laboratoire LNHC (Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction du sud) selon la norme AFNOR (XP P94-047). L'essai consiste à déterminer la perte de masse d'un échantillon préalablement séché, après calcination dans un four à une température de 450 °C.

#### ❖ Appareillages et mode opératoire

- Un mortier avec son pilon ou un vibro-broyeur.
- Un four à une température comprise entre 450 °C et 500 °C.
- Un dessiccateur - Une étuve -Des bacs-Une balance-Des capsules ou creusets-Un tamis.
- Placer les creusets devant contenir les prises d'essai dans le four à une température comprise entre 450 °C et 500 °C pendant 1 h au moins, et laisser les creusets refroidir à l'intérieur d'un dessiccateur puis peser chaque creuset ( $m_0$ ).
- Prise d'essai est donnée par le tableau.

**Tableau 3-5:** Masse minimale de matériau nécessaire pour l'essai.

|                       |     |     |                    |
|-----------------------|-----|-----|--------------------|
| $d_{\max}(\text{mm})$ | 1   | 5   | $d \geq 10$        |
| $m \text{ (g)}$       | 200 | 300 | $m = 8 d_{\max}^2$ |

- Sécher la totalité du matériau à l'étuve réglée à 50 °C, et tamiser au tamis de 2 mm.
- Prélever deux prises d'essai au moins, d'environ 50 g chacune et les déposer dans un creuset différent. Peser chaque creuset et son contenu ( $m_1$ ), Et placer les creusets dans le four et élever la température progressivement.
- Chaque prise d'essai est maintenue pendant au moins 3 h dans le four dont la température est comprise entre 450 °C et 500 °C.
- Chaque creuset et son contenu sont pesés ( $m_2$ ) après refroidissement dans une enceinte avec un dessiccateur.

#### ❖ Expression des résultats

La teneur en matières organiques de la fraction granulométrique inférieure à 2 mm est la moyenne arithmétique des  $n$  prises d'essai et est exprimée en pourcentage arrondi au nombre entier.

La valeur de la teneur en matière organique a été trouvée égale à :  $T.M.O = 1 \%$

Ce qui indique que notre sol est non organique (selon la norme XP P94-011).

**Tableau 3-6:** Qualificatif selon la teneur en matière organique

| Teneur en matières organiques (%) | Qualificatif  |
|-----------------------------------|---|
| $C_{MO} \leq 3$                   | non organique   |
| $3 < C_{MO} \leq 10$              | faiblement organique  |
| $10 < C_{MO} \leq 30$             | moyennement organique<br>— à matière organique amorphe<br>— à matière organique semi-fibreuse<br>— à matière organique fibreuse |
| $C_{MO} > 30$                     | très organique<br>— à matière organique amorphe<br>— à matière organique semi-fibreuse<br>— à matière organique fibreuse        |

### ➤ Poids Spécifique (Gs)

Trois valeurs du poids spécifique des particules solides du sol ont été déterminé en plaçant un poids connu du sol séché dans l'étuve à **50°C** dans une fiole et la remplir avec de l'eau distillée. Le poids de l'eau déplacée est calculé en comparant le poids du sol et d'eau dans la fiole avec le poids de la fiole contient l'eau seulement. Le poids spécifique est calculé par une division du poids du sol sec par le poids de l'eau déplacé. La norme utilisée pour la détermination du poids spécifique est la norme ASTM D 854-98 dont la valeur trouvée est : **Gs = 2.7**

### ➤ Analyse Granulométrique

L'analyse granulométrique permet de détecter et déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon.

#### ❖ Analyse granulométrique par tamisage

Ensemble des opérations aboutissant à la séparation selon leur grosseur des éléments constituant échantillon, en employant des tamis à maille carrée afin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension nominale d'ouverture d. Où d: dimension caractéristique la maille carrée de côté



**Figure 3-3 . Ordre de classement des tamis**

La courbe granulométrique nous permet de calculer les facteurs suivants

- Facteur d'uniformité (Cu)  $Cu = d_{60} / d_{10}$
- Facteur de courbure (Cc)  $Cc = d_{30}^2 / d_{10} \cdot d_{60} = Cu (d_{60} / d_{10})^2$

#### ❖ Description de l'essai Analyse granulométrique

Le matériau séché, de masse M, est versé sur une série de tamis choisis de telle manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers haut. En partie inférieure, on dispose un tamis de 0.08mm sur montant un fond étanche afin de récupérer les éléments fins qui passant à travers cette tamis. On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de variations de la tamiseuse. Le refus du tamis ayant la plus grande maille est pesé. Soit  $R_1$  la masse de ce refus. Le refus du tamis immédiatement inférieur est pesé. Soit  $R_2$  la masse du refus deuxième refus. La somme  $R_1+R_2$

représente le refus cumulé sur le deuxième tamis. Cette opération est poursuivie pour tous les tamis pris dans l'ordre des ouvertures décroissantes. Ceci permet de connaître la masse des refus cumulés  $R_n$  aux différents niveaux de la colonne de tamis. Le tamis présent sur le fond de la colonne de tamis est également pesé. Soit  $P$  sa masse. La somme de refus cumules mesurés sur les différents tamis et du tamis sur le fond (fillets) doit coïncider avec le poids de l'échantillon introduit en tête de colonne. La perte éventuelle de matériaux pendant l'opération de tamisage ne doit pas excéder plus de 2 % du poids total de l'échantillon de départ

#### ❖ Résultat de l'Essai Analyse Granulométrique

**Tableau 3-7:** Les résultats d'analyse granulométrique et l'analyse sédimentaire

| Tamis (mm) | refus (g) | refus cumules (g) | refus cumules (%) | refus cumules (%) |
|------------|-----------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 5          | 122,59    | 122,59            | 12,26             | 87,74             |
| 2,5        | 161,16    | 283,75            | 28,38             | 71,62             |
| 1,25       | 127,26    | 411,02            | 41,10             | 58,90             |
| 0,63       | 93,01     | 504,02            | 50,40             | 49,60             |
| 0,315      | 95,73     | 599,75            | 59,98             | 40,03             |
| 0,16       | 137,44    | 737,19            | 73,72             | 26,28             |
| 0,1        | 137,04    | 874,23            | 87,42             | 12,58             |
| 0,08       | 36,76     | 910,99            | 91,10             | 8,90              |
| Fond       | 84,37     | 995,36            | 99,54             | 0,46              |

#### ❖ L'analyse de résultat de l'Analyse granulométrique

$$d_{10} = 0.1171, \quad d_{30} = 0.1789 \quad \text{et} \quad d_{60} = 0.9147$$

$Cu = d_{60}/d_{10} = 53.49 \rightarrow Cu > 12 \rightarrow C$ 'est un sol à caractère *affaissable* Selon Ayadat et Belouahri (1996)

$$Cc = d_{30}^2 / d_{10} \cdot d_{60}$$

$$Cc = Cu (d_{60} / d_{10})^2 = 2.04$$

#### ➤ Analyse Sédimentométrique

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.8mm (module AFNOR21). Les grains de diamètre différent sédimentent dans un milieu liquide au repos à vitesse différente ; la relation entre le diamètre des grains et vitesses de sédimentation est donnée par la loi **de stokes**, comme cette relation a été établie pour les grains sphériques, en l'appliquant au sol on obtiendra que " *Les diamètres équivalents*".

#### ❖ Préparation de l'échantillon

- On prend 80g de matériau sec (sol) pour une éprouvette de 2litres.

- On met à imbiber les 80 g de matériau sec dans le récipient de l'agitateur mécanique. Cette imbibition doit être faite au moins 12 h à 15 h avant la dispersion à l'agitateur mécanique en utilisant environ 500 cm<sup>3</sup> d'eau distillé additionnée de 60cm<sup>3</sup> d'héxametaphosphate de sodium concentré à 5% dont la durée de vie de la solution ne dépasse pas un mois.

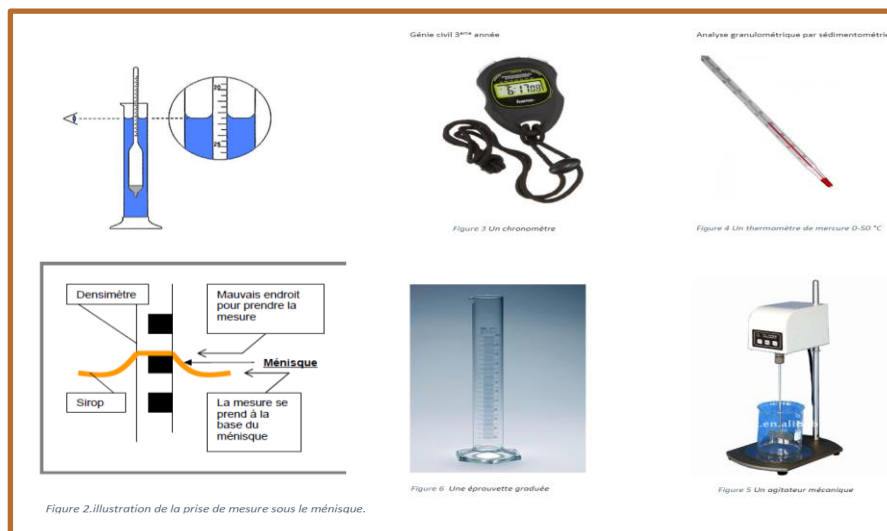
- L'agitateur mécanique qui doit séparer convenablement les grains doit être fait pendant 3 minutes à 10000 à 12000 trs /min.
- On verse la suspension dispersée dans l'éprouvette de 2litres et rincer soigneusement le récipient de l'agitateur mécanique ; compléter par l'eau distillé à 2 litres exactement

#### ❖ Exécution de l'essai

Avant de plonger le densimètre, agiter vigoureusement la suspension pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette. Retirer l'agitateur et déclencher au même moment le chronomètre ; puis plonger lentement le densimètre, faire les lectures au sommet du ménisque. Noter le nombre R lu à partir de la graduation 1000 affecté du signe (+) pour les lectures supérieures à 1000.

Les lectures sont faites à : 30s ; 1min ; 2min ; 5min ; 10min ; 20min ; 30min ; 60min ; 120min ; 240min et 1440 min soit 24h ces temps sont comptés à partir du début de l'essai.

Les trois premières lectures (à 30sec ; 1 min ; 2 min) se font sans retirer le densimètre de la suspension, après la lecture à 2 min, on relève la température de la suspension au 1 / 10 de degré près. Pour les autres lectures, plonger le densimètre 15à20 secondes avant la lecture. Noter la température après chaque lecture.



**Fig. 3-4:** Matériels Utilisé d'Essais Analyse Sédimentométrique.

#### ❖ Correction, Calculs et Présentation des Résultats

Le pourcentage **p** des grains pour les différents diamètres équivalents est :

$$\mathbf{P\% = 4 \cdot R_1}$$

Lorsque la concentration de la suspension n'est pas celle recommandée dans le présent mode opératoire (elle varie sans raison grave d'erreurs) on emploiera la formule :

$$\mathbf{P\% = (v / w) \cdot \gamma_s / (\gamma_s - 1) \cdot R_1 / 10}$$

v : volume de la suspension (2000cm<sup>3</sup>). W : poids de l'échantillon (w = 80 cm<sup>3</sup>).

$\gamma_s$  : masse spécifique de l'eau ( $\gamma_s = 2.01 \text{ g/cm}^3$  .  $\gamma_d = 1.75 \text{ g/cm}^3$  .).

$R_1$  : lecture corrigée du densimètre pris pendant l'essai.

$$R_1 = R \pm C_t + C_m - C_d$$

$C_t$  : correction de la température.  $C_t$  : correction due au ménisque.  $C_d$  : correction due au dé flocculant.

$R$  : lecture au densimètre à l'instant « t » qui doit être corrigé en tenant compte de la variation de température ( $C_t$ ), du ménisque ( $C_m$ ) et du de flocculant ( $C_d$ ). Le diamètre équivalent  $D$  des

particules est donné par :

$$D = [18\eta \cdot v / (\gamma_s - \gamma_l) \cdot g]^{1/2}$$

$v$  : vitesse de chute de la particule en cm/s.

$D$  : diamètre équivalent de la particule en cm.

$\gamma_s$  : poids spécifique du liquide en g/cm<sup>3</sup>.  $g$  : accélération de la pesanteur en cm/s<sup>2</sup>.

$\eta$  : viscosité dynamique du liquide en poises.

Pour déterminer avec précision les diamètres équivalents en fonction du poids spécifique, il est nécessaire de connaître la profondeur effective  $H_r$  du centre de poussée du densimètre.

$$H_r = H_1 + \frac{1}{2}(h - v/A)$$

$H_r$  : profondeur effective du centre de poussée.  $H_0$  : distance séparant le centre de poussée de la graduation 1000.  $H$  : distance entre le début de la tige et la graduation lue  $R$ .

$h$  : hauteur de la bulbe.  $d$  : distance séparant deux graduations successives.

Pour les trois premières lectures le densimètre reste dans la suspension et les particules sédimentent car  $(v = 0)$ .

$$H_r = H_1 + \frac{1}{2}h$$

Pour pouvoir calculer à tout moment la profondeur effective, il est commode d'utiliser la formule :

$$H = H_0 - (R_1 + C_m) \cdot d$$

$H_0$  : est déterminé une fois pour toutes pour un densimètre et une éprouvette.

$H_0 = H_r$  pour la lecture 1000 soit :  $H_0 = H_1 + 0.5(h - v/A)$

Le tableau (3-8) donnent les pourcentages en poids des particules des différents diamètres (< 80 $\mu$ m), respectivement de chaque échantillon soumis à l'analyse granulométrique par sédimentation.

**Tableau : 3-8:** Résultats de l'analyse sédimentométrique du sol-S<sub>0</sub>.

| Diamètre équivalent (mm) | Pourcentages en poids des particules $\leq 80\mu$ m |
|--------------------------|---|
|                          | Sol-S <sub>0</sub> -                                |
| 0.077                    | 21.33   |
| 0.055                    | 16.87   |
| 0.038                    | 15.44   |
| 0.017                    | 13.23   |
| 0.008                    | 11.22   |
| 0.006                    | 9.32  |
| 0.004                    | 7.12  |
| 0.003                    | 5.23  |
| 0.001                    | 3.12  |

#### ❖ Tracé des courbes granulométriques

Les résultats de l'analyse granulométrique c'est l'assemblage de ceux par tamisage pour les particules supérieures ou égales à 80 $\mu$ m et celles déduites de l'analyse par sédimentation (pour les

particules inférieures à  $80\mu\text{m}$  **Tab (3- 8)**. La courbe granulométrique complète du sol ( $S_0$ ) est tracée ci-dessous

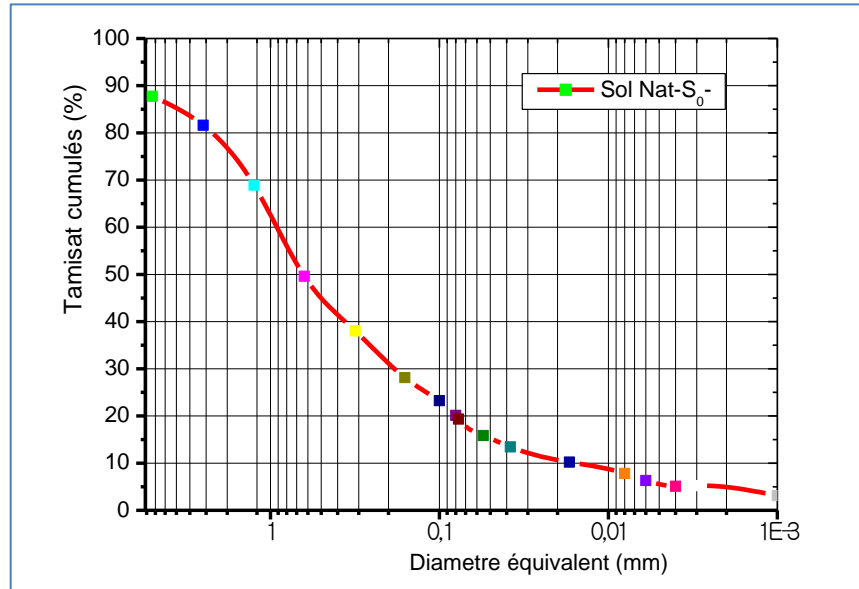


Figure. 3-5:

Courbes  
Granulométriques

de sol étudié

#### ➤ Limite d'Atterberg (NF P 94-051)

Les limites d'Atterberg sont des caractéristiques géotechniques conventionnelles d'un sol qui marquent les seuils entre :

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique : limite de liquidité ( $W_L$ ),
- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide : limite de plasticité ( $W_p$ ).

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec. La différence entre la limite de liquidité et de plasticité qui définit l'étendue du domaine plastique est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.



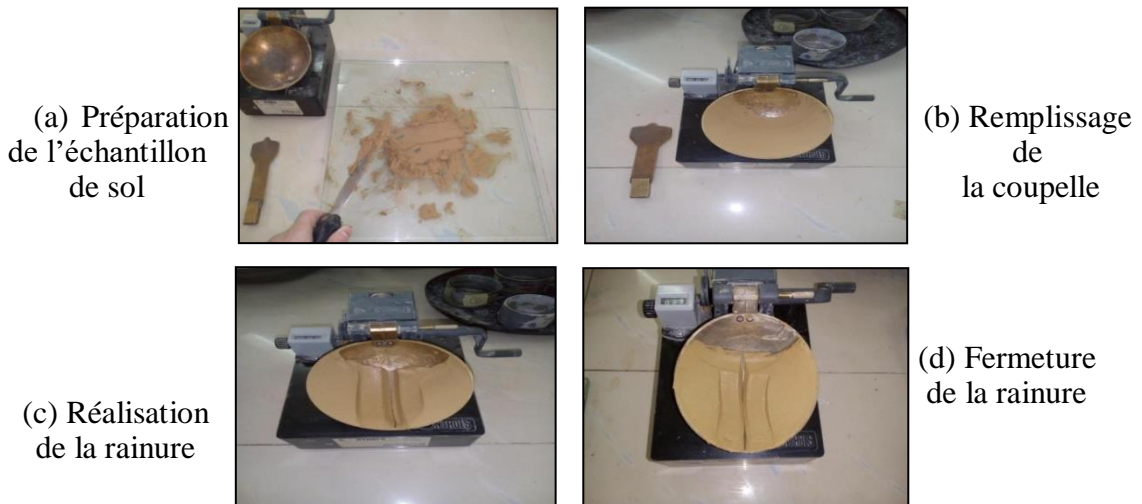
Figure 3-6. Dispositif d'essai de limite de liquidité

#### ❖ Détermination de la Limite de Liquidité ( $W_L$ )

La limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à fermeture d'un cm (1cm) des lèvres de la rainure après 25chocs. La limite de liquidité se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande qui est constitué d'une coupelle dans laquelle on met l'échantillon et d'une came mue par une manivelle qui soulève la coupelle et la laisse brusquement retomber sur un socle rigide. On étale environ 70g de sol dans la coupelle (b), puis avec l'outil à rainure on



creuse au milieu de la coupelle un sillon dans la pâte (c). On soumet alors la coupelle à un certain nombre de chocs jusqu'à ce que le sillon se referme sur 1(cm) (d).



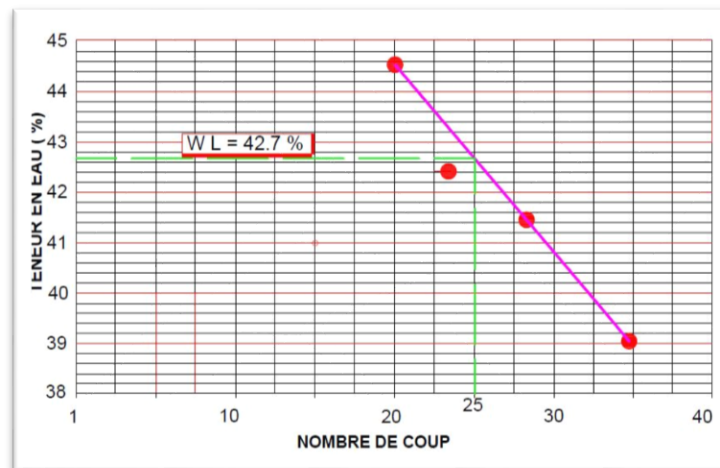
**Figure 3-7:**Matériel utilisée dans essai limite d'Atterberg.

Les résultats d'essai obtenus au laboratoire sont présentés dans le tableau 3.9

**Tableau 3.9.**Résultats de la limite de liquidité

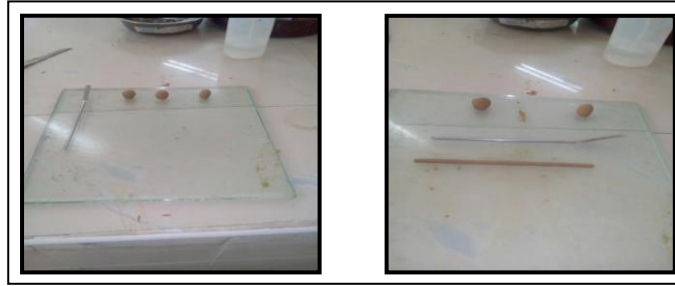
| N° de la tare | Nombre de coup | Masse de la tare | Masse humide + tare | Masse sèche+ tare | Teneur en eau (%) |
|---------------|----------------|------------------|---------------------|-------------------|-------------------|
| 1             | 20             | 17.567           | 22.402              | 20.905            | 44.84             |
| 2             | 22             | 17.845           | 26.743              | 24.062            | 43.12             |
| 3             | 29             | 20.959           | 31.864              | 28.681            | 41.21             |
| 4             | 34             | 26.945           | 33.424              | 31.587            | 39.57             |

On trace la courbe de la teneur en eau en fonction de nombre des coups, on tire  $W_L$  à 25 coups à l'échelle logarithme :



**Figure 3-8:**Limite de Liquidité pour l'argile non traité

### ❖ Détermination de la Limite de Plasticité



**Figure 3-9:** limite de plasticité pour l'argile non traitée.

On prélève une portion d'échantillon préparée auparavant afin de former une boule. Celle-ci est roulée à la main sur une plaque lisse, le but d'obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre. Au moment où il atteint 3 mm de diamètre, le rouleau doit mesurer environ 10 à 15 cm de long (Figure 3.9). La limite de plasticité est obtenue lorsque simultanément le rouleau se fissure et que son diamètre est de 3 mm  $\pm$  0.5mm. Une fois les fissures apparues, le central du rouleau est prélevé et placé dans une boîte et peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau. Effectuer un deuxième essai sur une nouvelle boulette. Les résultats d'essai obtenus au laboratoire sont présentés dans le tableau 3.10

**Tableau 3.10** Résultats de la limite de plasticité ( $W_p$ )

| N° de la tare | Masse de la tare (g) | Masse humide + tare (g) | Masse sèche+ tare(g) | $W_p$ (%) | $W_p$ (%) moyenne |
|---------------|----------------------|-------------------------|----------------------|-----------|-------------------|
| 1             | 7.20                 | 16.92                   | 15.96                | 10.96     | 16.32             |
| 2             | 22.47                | 34.31                   | 32.20                | 21.96     |                   |

### ❖ Détermination de l'indice de plasticité

L'indice de plasticité (IP) représente la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité, cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

$$I_p (\%) = W_L - W_p$$

**Tableau 3.11** Résultats de l'indice de plasticité

|                                   |        |
|-----------------------------------|--------|
| La limite de liquidité $W_L$ (%)  | 42.19% |
| La limite de plasticité $W_p$ (%) | 16.32% |
| L'indice de plasticité $I_p$      | 25.87% |

Selon le diagramme de Casagrande (Figure 3.10) et le tableau 3.12 on peut classer le sol étudié comme étant sol argileux peu plastique.

**Tableau 3.12.** Classification de sol selon l'indice de plasticité

| Indice de plasticité | Degré de plasticité      |
|----------------------|--------------------------|
| $0 < IP < 5$         | Sol non plastique        |
| $5 < IP < 30$        | <b>Sol peu plastique</b> |
| $30 < IP < 50$       | Sol plastique            |
| $50 < IP$            | Sol très plastique       |

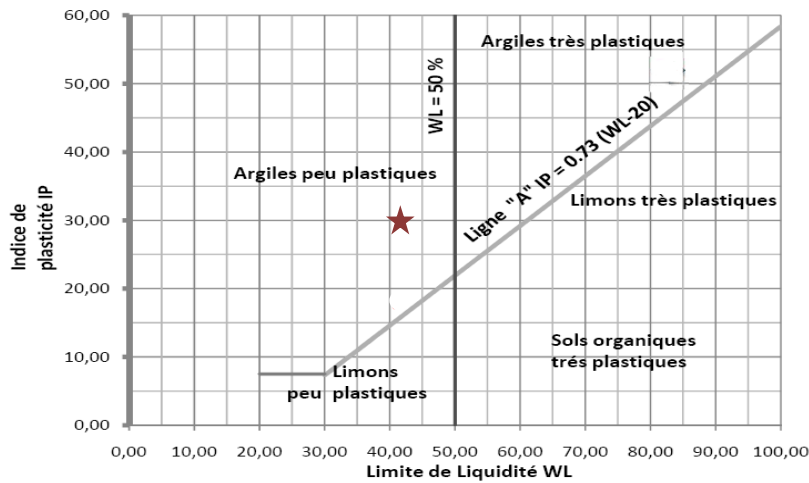


Figure 3.10. Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert. 1997).

❖ **Détermination de l'indice de consistance Ic**

L'indice de consistance permet de caractériser l'état de sol étudié, cet indice est calculé par la formule suivante :  $Ic = \frac{Wl - Wp}{Ip}$

Avec :

W : est la teneur en eau naturelle d'un sol

$$Ic = \frac{42.80 - 22.14}{18.83} = 1.09$$

Tableau 3.13. Etat du sol en fonction de l'indice de consistance (J.M. TCHOUANINANA (1999))

| Indice de consistance Ic | Etat du sol |
|--------------------------|-------------|
| $Ic > 1$                 | Solide      |
| $0 < Ic < 1$             | Plastique   |
| $Ic < 0$                 | Liquide     |

Les résultats montrent que l'état de sol étudié est solide.

❖ **Tableau récapitulatif des résultats des essais standard**

Les résultats récapitulatifs des essais Des essais normalisés ont été effectués sur le sol pour déterminer leurs caractéristiques physiques à savoir :

- Les limites d'Atterberg ( $W_L$  ;  $W_{Ps}$  ;  $I_P$ ).
- Essai Proctor normalisée ( $W_{opt}$  ;  $\gamma_{dmax}$ ).
- Pycnomètre pour déterminer ( $\gamma_s$ ).
- Analyse granulométrique ( $C_u$  ;  $C_c...$ ).

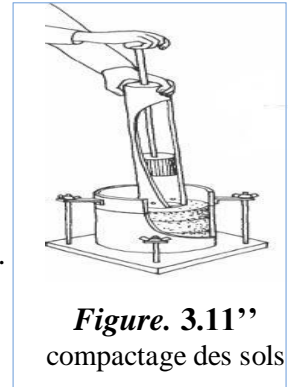
Tableau 3-14: Caractéristiques géotechniques des sols d'essais.

| Car ac<br>Sols | % P F (< 2µm) | $A_c$ | $W_L$ | $W_P$ | $I_P$ | $W_{opt}$ | $\gamma_{dmax}$<br>KN/ m <sup>3</sup> | $\gamma_s$<br>KN/m <sup>3</sup> |
|----------------|---------------|-------|-------|-------|-------|-----------|---------------------------------------|---------------------------------|
| S <sub>0</sub> | 5.29          | 1.11  | 42.19 | 16.32 | 25.87 | 8.40      | 20.10                                 | 27                              |

➤ **Essai de Compactage (Proctor Normal).**

❖ **Objectif de l'essai :** Le compactage de sol vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols. Il est fonction de quatre principales variables :

- La masse volumique de sol sec.
- La teneur en eau.
- L'énergie de compactage.
- Le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux).
- Le choix de l'intensité de compactage est fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :



**Figure. 3.11''**  
compactage des sols

- ✓ **Essai Proctor normal :** Résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé.
- ✓ **Essai Proctor modifié :** Forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière.

**Tableau 3.15 :** Différents Types du Moule Proctor

| Type    | Nb total de coups | Hauteur de chute (cm) | Masse de la dame (kg) | Diamètre Du module (cm) | Hauteur de module (cm) | Energie KN.m/m <sup>3</sup> |
|---------|-------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|------------------------|-----------------------------|
| normal  | 75                | 30,5                  | 2,490                 | 10,15                   | 11,65                  | 593                         |
| modifié | 280               | 45,7                  | 4,535                 | 15,20                   | 11,60                  | 2700                        |

❖ **Principe de l'essai :** Consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter pour chacune teneur en eau. Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir d'essais dit essais Proctor normal ou Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

❖ **Matériel Nécessaire :** Moule Proctor normal, Dame Proctor normal, Règle à araser, Disque d'espacement, Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau, Tamis 5 mm, Truelle, spatule, pinceau, Burette à huile, Eprovette graduée 150 ml environ, Petits récipients (mesures des teneurs en eau), Balance portée 20 kg et Etuve 105°C.

❖ **Préparation de l'échantillon :** Le matériau doit être mis dans l'étuve jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai. Une certaine quantité d'eau est malaxée avec le matériau ; on mélange doucement avec une pelle, après le mélange, le matériau est conservé dans une boîte ou un sac hermétique au moins de 24 heures pour être homogénéifié, le mélange du matériau constitue la phase la plus délicate de cet essai.

❖ **Solidariser le moule, l'embase et la rehausse :** Cette étape est principalement pour protéger qu'il n'y a pas de décalage entre le corps, l'embase et la rehausse du moule pendant le compactage.

❖ **Mode Opérateur**

- ✓ **Lubrifier la paroi du moule :** La paroi du moule doit être lubrifiée à huile, la pour que l'on puisse retirer l'échantillon compacté plus facilement.
- ✓ **Compactage :** Introduire alors la quantité de matériau pour que la première couche après compactage soit légèrement plus haute que le tiers de la hauteur du moule, compacter cette couche avec la dame Proctor normal en appliquant respectivement 25 coups par couche comme la fige (3-11). Répéter l'opération autant de fois pour la deuxième et la troisième couche.
- ✓ **Araser et retirer l'échantillon :** Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur de 1 ou 2 centimètres en pratique, cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radicalement du centre vers la périphérie du moule, ensuite, on retire l'échantillon.
- ✓ **Peser :** On pèse immédiatement la masse de l'échantillon compacté, et on prend une quantité de l'échantillon qui a été arasée (au milieu) pour déterminer la teneur en eau de l'échantillon.

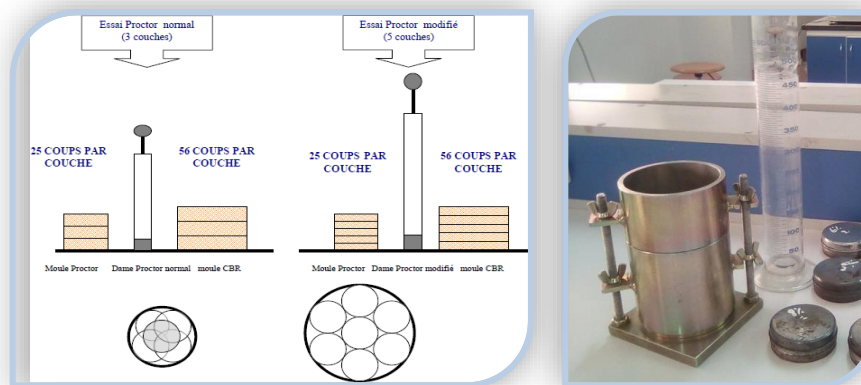


Figure. 3.11: Moule Proctor Normale et la Forme de Compactage

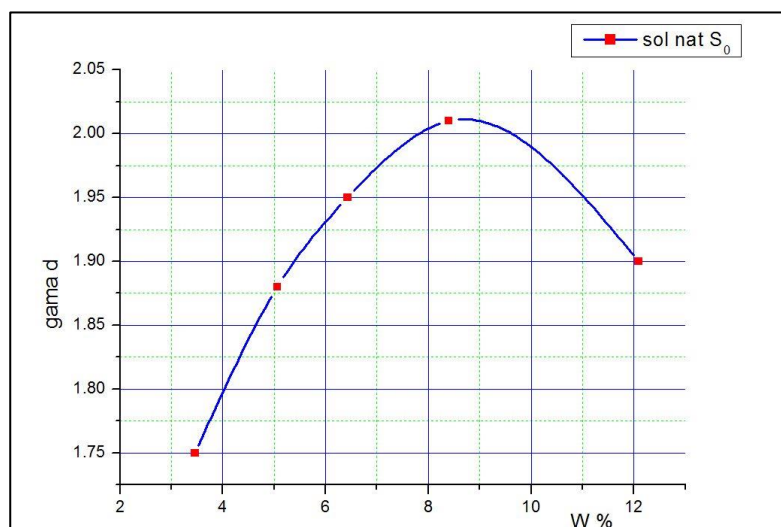


Figure 3-12 : Courbe de Compactage de S<sub>0</sub>

**Tableau 3-16:** Valeurs de Compactage pour S<sub>0</sub>

| W %     | 4%     |       | 6%     |       | 8%    |       | 10%   |       | 12%    |       |
|---------|--------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| M th    | 3420   |       | 3576   |       | 3668  |       | 3765  |       | 3716   |       |
| Mm      | 1702   |       | 1700   |       | 1701  |       | 1698  |       | 1697   |       |
| Mh      | 1718   |       | 1876   |       | 1967  |       | 2067  |       | 2019   |       |
| Vm      | 949    |       | 949    |       | 949   |       | 949   |       | 949    |       |
| n°=tare | 1      | 2     | 1      | 2     | 1     | 2     | 1     | 2     | 1      | 2     |
| m th    | 45,835 | 45,32 | 51,9   | 55,44 | 75,18 | 71,24 | 81,17 | 93,24 | 105,71 | 96,99 |
| m ts    | 45,359 | 44,8  | 51,71  | 53,34 | 71,11 | 68,94 | 74,87 | 89,96 | 97,49  | 87,97 |
| mt      | 30,835 | 30,55 | 30,835 | 30,55 | 22,19 | 18,19 | 22,17 | 22,24 | 18,54  | 22,45 |
| m e     | 0,476  | 0,52  | 0,19   | 2,1   | 4,07  | 2,3   | 6,3   | 3,28  | 8,22   | 9,02  |
| m s     | 14,524 | 14,25 | 20,875 | 22,79 | 48,92 | 50,75 | 52,7  | 67,72 | 78,95  | 65,52 |
| w %     | 3,28   | 3,65  | 0,91   | 9,21  | 8,32  | 4,53  | 11,95 | 4,84  | 10,41  | 13,77 |
| W % m   | 3,46   |       | 5,06   |       | 6,43  |       | 8,40  |       | 12,09  |       |
| M Va    | 1,81   |       | 1,98   |       | 2,07  |       | 2,18  |       | 2,13   |       |
| M Vd    | 1,75   |       | 1,88   |       | 1,95  |       | 2,01  |       | 1,90   |       |

$$\begin{aligned}
 \text{me} &= \text{mth} - \text{mts} & \text{w\%} &= (\text{me} \div \text{ms}) \times 100 & \text{MVa} &= \text{Mh} \div \text{Vm} \\
 \text{ms} &= \text{mts} - \text{mt} & & & \text{MVd} &= [\text{Mva} \div ((\text{w\%m} \div 100) + 1)]
 \end{aligned}$$

Les résultats obtenus (voir l'annexe B) donne une teneur en eau optimale de 8.40 %  
et une masse volumique sèche 2.01 t/m<sup>3</sup>.

### ➤ Essai de Cisaillement Direct

#### ❖ but de l'essai.

Détermination des paramètres de résistance au cisaillement des sols et principalement la cohésion et l'angle de frottement dans le cas d'essai.

#### ❖ principe de la méthode.

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de 2 demi-boîtes indépendantes.

#### ❖ Appareillage.

- Le bâti.
- La boîte de cisaillement.
- Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette.
- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre Ses deux demi- boîtes.
- Le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps.
- Demi-boîtes inférieure et supérieure.
- Fond et couvercle.
- Pierres poreuses.
- Plaques striées (drainantes ou non).

- Vis de montage des demi-boîtes.

Le système de mesure de la force verticale (consolidation):

- Le système de mise en charge est tel que si on place une charge de 5 kg sur le plateau, la charge sur la boîte est de 50 kg.
- Le système de mesure de l'effort de cisaillement Il s'agit d'un anneau dynamométrique dont le tableau d'étalonnage est fourni. La vitesse de déplacement de la demi-boîte inférieure est assurée par une boîte de vitesses. La vitesse choisie pour vos essais est de 1, 2 mm/min.



**Figure 3-13:**Matériel et appareils de cisaillement direct.

#### ❖ mode opératoire.

- Les vis de fixation de l'anneau dynamométrique doivent être desserrées.
- Assembler les 2 demi-boîtes puis placer le fond, une pierre drainante et une plaque striée.
- Prélever avec la trousse coupante un échantillon de sol, le peser. Cette pesée peut servir à calculer la masse volumique du sol.
- Placer l'échantillon dans la boîte.
- Tasser légèrement l'échantillon avec le pilon (cette opération sera effectuée si le sol a été prélevé en profondeur).
- Compléter le montage de la boîte avec la plaque striée supérieure, la pierre poreuse et le couvercle.
- Placer la boîte dans le bâti, la demi-boîte supérieure étant solidaire de l'anneau dynamométrique de mesure de l'effort de cisaillement T.
- Amener le système de mise en charge verticale au droit de la boîte vissé le doigt de mise en charge de manière à assurer le contact avec le couvercle.
- Placer une charge sur le plateau.
- abaisser le plateau pour libérer cette charge, alors commence la consolidation du sol.

- Serrer les vis de fixation de l'anneau dynamométrique de manière à combler les jeux.
- Retirer les vis d'assemblage de la boîte.
- Mettre en route, l'essai commence. Il faut en général relever la valeur indiquée par l'anneau dynamométrique toutes les 15 secondes.
- L'essai peut s'arrêter automatiquement.



**Figure 3-14:** Mode opératoire de l'essai cisaillement directe

#### ❖ Expression des Résultats.

On note A la surface de sol cisailé (surface de la trousse coupante)

On trace tout d'abord le graphe déplacement de la boîte (abscisse) / contrainte de cisaillement  $\tau = T/A$  On en déduit Et cela pour chaque essai).

On trace ensuite la droite intrinsèque du sol à partir des 2 points de mesure ( $\sigma_1, \tau_1$  et  $\sigma_2, \tau_2$ ) on en déduit la cohésion et l'angle de frottement du sol.

**Tableau 3-17:** Qualificatif du sol en fonction de la cohésion non drainée.

| sol                | Cohésion non drainée $C_U$ (kpa) |
|--------------------|----------------------------------|
| Liquide à très mou | < 20                             |
| Mou                | 20 à 40                          |
| Plastique          | 40 à 75                          |
| Ferme              | 75 à 150                         |
| Très ferme         | 150 à 300                        |
| Dur                | >300                             |

#### ❖ Résultats d'essai.

Afin de déterminer les paramètres de résistance de l'argile de TAGLAIT une compagnie d'essais de cisaillement direct a été conduite. Trois contraintes normales ont été sélectionnées pour les trois essais effectués *à la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale correspondante*. La figure (3.15) présente la variation de la contrainte de cisaillement  $\tau$  en fonction de la déformation pour l'argile soumise à des contraintes normales de 1, 2 et 3 bars. **(voir l'Annexe D)**



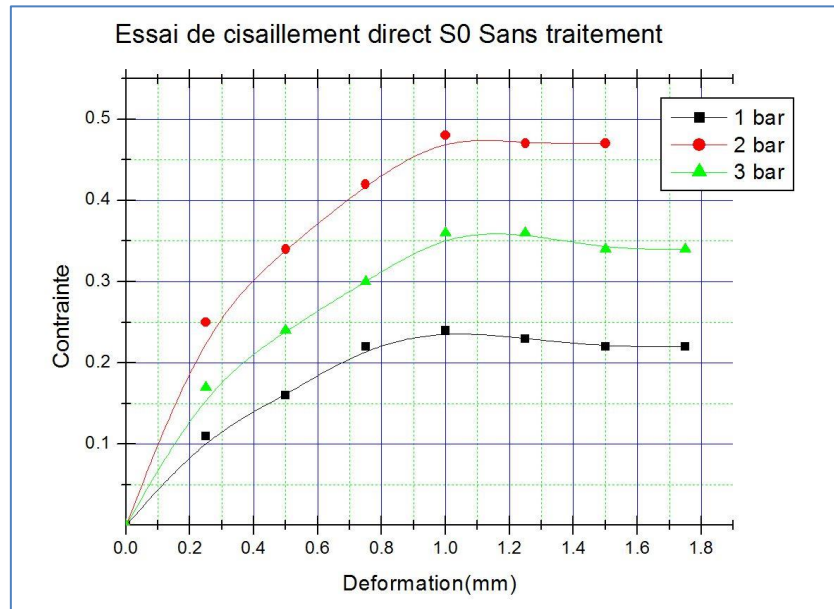


Figure 3-15: Courbes contrainte de cisaillement – déformation

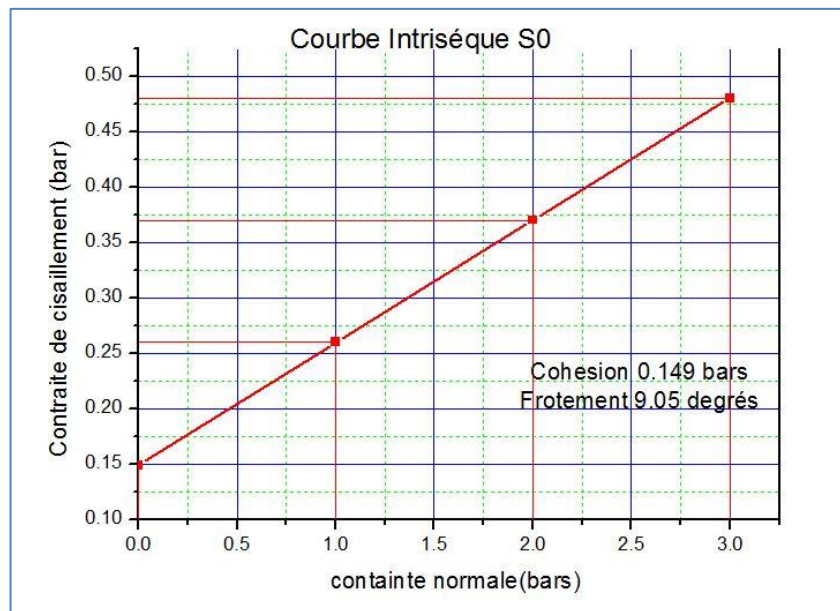


Figure 3.16 : courbe intrinsèque S<sub>0</sub>

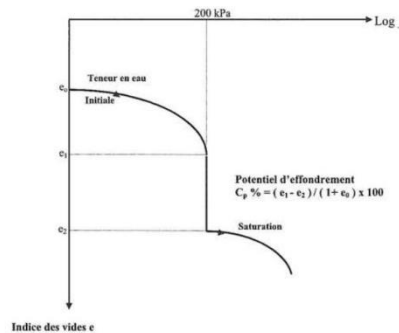
D'après l'interprétation des résultats, *le Sol de site. Est un sol mou et peu plastique.*  
 (voir tableau ANNEXE D S<sub>0</sub>).

➤ **Essai œdométrique**

Ces essais utilisent tous l'essai œdométrique pour déterminer le potentiel d'effondrement. Pour l'essai au simple œdomètre, un apport brutal d'eau est généralement opéré à chaque niveau de contrainte, alors que la différence de hauteur entre les échantillons non saturé et saturé est utilisée dans le cas de l'essai au double œdomètre. Ces essais ont l'avantage d'être simples et donnent assez rapidement des résultats. Ils ont permis de mettre en évidence les paramètres importants qui pilotent l'effondrement : le type de sol, de particule et de liaisons interarticulaires, le niveau de chargement, l'état initial (porosité, degré de saturation), la porosité inter et intra-agrégat. Cependant, plusieurs points restent

encore peu ou pas expliqués comme l'équivalence des résultats au simple et au double œdomètre, l'effet de la dynamique de mouillage, la qualité de la saturation finale et les origines physiques de l'effondrement (qui peuvent être capillaire ou physico-chimique).

Une bonne correspondance entre le simple et le double œdomètre a été vérifiée pour différents types de sols par Justo et al. (1984), Lawton et al. (1989), Miller et al. (1997), Lim et Miller (2004), Delage et al. (2005). Par exemple, Justo et al. (1984) ont étudié l'influence du chemin de chargement sur des sols naturels et compactés et ont observé que l'effondrement était indépendant de la séquence de chargement mécanique-hydraulique contrairement au gonflement pour lequel



**Figure 3-17** Courbe œdométrique typique d'un sol effondrable d'après Knight et Jennings (1975).

Le trempage a eu lieu à la pression indiquée par la flèche pointillée. L'histoire du chargement doit être prise en compte (confirmé par Lawton et al. (1989)). Aitchison (1973) estimait que dans trois cas il peut être justifié de ne pas utiliser l'œdomètre pour estimer le potentiel d'effondrement (cité par Schwartz (1985)) si l'état initial affecte l'effondrement, si le chemin de contrainte influence la procédure d'effondrement ou si le mécanisme d'effondrement est contrôlé par un paramètre autre que le cisaillement local des particules induit par la saturation en eau. Les plus grandes différences entre les simple et double œdomètre apparaissent lorsque la stabilisation du sol est obtenue à partir d'une cimentation qui varie dans le temps et avec le degré d'hydratation, comme à partir de chaux ou de ciment (Lawton et al. 1992, Schwartz 1985). Par exemple, Medero et al. (2009) montrent que l'effondrement déterminé au simple œdomètre était plus important à l'état non saturé à cause d'une plus faible hydratation du ciment. Des différences peuvent aussi exister pour des sols compactés sans présence de liant hydraulique (Delage 1989, Noorany 1992). Booth (1977) a observé une surestimation jusqu'à 10% du potentiel d'effondrement au double œdomètre (cité par Lawton *et al.* 1992). Il semble en effet difficile d'affirmer que, quelle que soit la séquence de chargement (mécanique-hydraulique ou hydraulique-mécanique), un même résultat sera obtenu en termes de microstructure. En effet, lorsqu'une charge mécanique est appliquée sur une ou plusieurs surfaces de l'échantillon, un réseau de forces se développe, alors qu'un chargement hydrique n'agit pas en surface mais directement dans la masse de l'échantillon, modifiant lui aussi les chaînes de force. Il nous paraît donc important de vérifier l'équivalence simple œdomètre double œdomètre quel que soit le matériau étudié. La figure 3.18 présente le résultat typique d'un essai d'imbibition

au simple œdomètre. Le sol est chargé jusqu'à une certaine contrainte verticale (pour mesurer l'indice d'effondrement, cette contrainte doit être égale à 200 kPa d'après Jennings et Knight (1975) et ASTM (1996)) puis est imbibé sous cette charge mécanique. La variation d'indice des vides ( $\Delta e_c$ ) est ensuite utilisée pour calculer le potentiel d'effondrement ou "collapse potentiel" ( $C_p$ ) en anglais :

$$e = \frac{H_1 - H_s}{H_s} = 0.0401$$

$$\Rightarrow H_1 = 0.401 \times H_s + H_s \rightarrow H_1 = 1.401 \times H_s$$

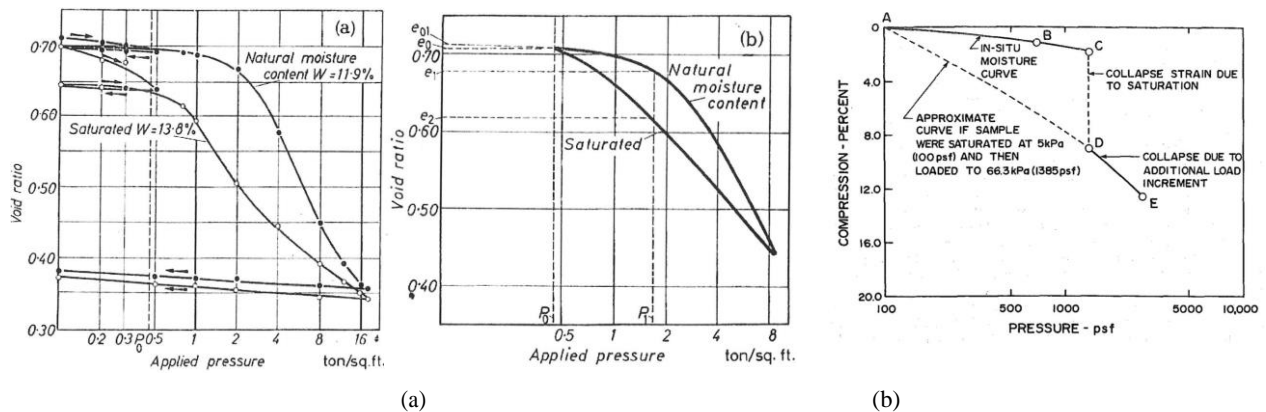
$$C_p = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} = \frac{\Delta H_c}{H_0}$$

$$C_p = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} = \frac{\Delta H_c}{H_0} = \frac{e_{sec200} - e_{sat200}}{1 + e_0}$$

Avec  $e_0$  et  $H_0$  respectivement l'indice des vides et la hauteur initiaux, et  $\Delta e_c$  et  $\Delta H_c$  respectivement la variation d'indice des vides et de hauteur de l'échantillon dus à l'imbibition. La définition du terme "initial" n'est pas univoque dans la littérature. Il décrit soit l'état in situ (Murthy 2002, Clemence et Finbarr 1981), soit l'état sous une contrainte nulle (Abbeche et al. 2007, Ayadat et Hanna 2007, Vilar et Rodrigues 2011) ou proche de zéro (5 kPa d'après ASTM (1996), Basma et Tuncer (1992), Houston et al. (1988)), soit encore l'état juste avant la saturation (Al-Rawas (2000), Rodrigues et Vilar (2006), Sun et al. (2007), Nouaouria et al. (2008)). Avec ces trois définitions, un même essai donne trois potentiels d'effondrement différents. Il faut tout de même noter que l'état in situ est souvent privilégié pour les sols intacts. Dans la thèse, nous choisissons d'exprimer le potentiel d'effondrement à partir de l'état qui précède la saturation. A partir de l'état in situ, Jennings et Knight (1975) proposent une méthode pour exploiter l'essai au double œdomètre. En effet, il est rare que deux éprouvettes du même sol aient la même densité à deux états différents de saturation et sous la même contrainte mécanique in situ (c.f. figure 3.7(a) à la contrainte  $p_0$ ). Pourtant, cette condition est vérifiée sur le terrain lorsque le sol a déjà été inondé sous cette contrainte in situ : aucun effondrement n'est donc attendu. Ce problème peut venir du remaniement des éprouvettes lors de leur carottage et de leur déconfinement (Jennings et Knight 1975). Pour corriger partiellement ce problème, un cycle de chargement-déchargement est réalisé jusqu'à la contrainte in situ sur l'éprouvette non saturée. Si le cycle n'est pas réversible le comportement du sol n'est pas élastique dans cette plage de contrainte inférieure à  $p_0$  et le remaniement de l'éprouvette est confirmé. La même opération est réalisée pour l'éprouvette qui a été préalablement saturée. Puis deux essais œdométriques standards sont réalisés en parallèle sur les éprouvettes saturée et non saturée (c.f. figure 3.18(a)). Il reste alors à manipuler les courbes pour imposer un effondrement nul sous la contrainte  $p_0$ . Jennings et Knight (1957) préconisent de tracer une droite parallèle aux courbes de décharge qui passe par l'état initial  $e_{01}$  sur la figure 3.18(b). Le point appartenant à cette droite et d'abscisse  $p_0$  correspond à l'état probable du sol sans remaniement. Les courbes des sols saturé et non saturé sont alors déplacées verticalement pour passer par ce point ( $e_0$ ,

$p_0$ ). Cette procédure de traitement revient à corriger la figure 3.18(a) afin d'obtenir la figure 3.18(b). Cette figure 3.18(b) permet finalement d'estimer l'effondrement pour n'importe quelle contrainte supérieure à la contrainte in situ car elle fournit  $\Delta e_n = e_0 - e_1$  (la variation d'indice des vides à l'état non saturé due à un incrément de contrainte) et  $\Delta e_c = e_1 - e_2$  (la variation d'indice des vides due à l'imbibition). Toutefois, cette procédure n'est pas adaptée pour les sols naturellement instables qui peuvent s'effondrer sans surcharge (Schwartz 1985).

Houston et al. (1988) proposent une troisième méthode d'essai qui utilise un seul essai au simple œdomètre pour estimer le potentiel d'effondrement à différentes contraintes mécaniques plus faibles que celle imposée lors de l'essai d'effondrement. Dans cette méthode, l'échantillon est saturé (chemin CD de la figure 3.19) à une contrainte verticale plus grande que la contrainte attendue sous l'ouvrage, et le comportement du sol saturé est ensuite caractérisé en augmentant la charge appliquée (chemin DE). La méthode propose d'estimer le comportement du sol saturé en reliant le point de départ de l'essai (point A, état non saturé sous une contrainte de 5 kPa) et la courbe expérimentale du sol saturé (chemin DE, voir figure 3.19). L'écart entre les courbes AC et AD donne le potentiel d'effondrement. Cependant, lorsque la contrainte de saturation est grande, l'effondrement est quasiment nul (par exemple pour une valeur de 8 ton/sq. ft. dans la figure 3.18(b)) et le comportement mesuré au-delà de cette contrainte est indépendant de l'état de saturation de l'éprouvette. Il paraît donc difficile d'extrapoler correctement le comportement du sol saturé, ce qui peut expliquer pourquoi cette méthode est rarement utilisée.



**Figure 3.18** : Courbe œdométrique : (a) avec déchargement ; (b) essai conduit pour éviter tout affaissement ou gonflement lors de l'application de la surcharge, d'après Jennings et Knight (1956).

Essais d'effondrement au simple œdomètre et extrapolation du comportement du sol saturé entre les points A et D, d'après Murthy (2002). Le terme d'effondrement entre le chemin D et E n'est sans doute pas approprié. En résumé, plusieurs types d'essais œdométrique sont utilisés au laboratoire. Seul l'essai au simple œdomètre mesure directement un effondrement, mais nécessite de réaliser plusieurs essais pour évaluer, par exemple, l'effet de la charge axiale sur l'effondrement.

Dans ce qui précède, les contraintes exprimées représentent des contraintes inter granulaires.

**Tableau 3-18 : l'effet de la charge axiale Sur l'effondrement Sol S<sub>0</sub>**

| Pression ( Kpa ) | Δ H ( Cm ) | H 1 = H 0 - Δ H ( mm ) | $e = \frac{H1 - Hs}{Hs}$ | Cp % |
|------------------|------------|------------------------|--------------------------|------|
| 0                | -          | -                      | 0.401                    | 4.24 |
| 25               | 0.148      | 19.842                 | 0.399                    |      |
| 50               | 0.296      | 19.704                 | 0.396                    |      |
| 100              | 0.602      | 19.398                 | 0.375                    |      |
| 200              | 0.716      | 19.284                 | 0.366                    |      |
| 200              | 1.576      | 18.576                 | 0.306                    |      |
| 400              | 1.885      | 18.115                 | 0.284                    |      |

**Hs = 14.112**

$e = \frac{H1-Hs}{Hs} = 0.401$

⇒ H1 = 0.401 Hs + Hs

⇒ H1 = 1.401 Hs

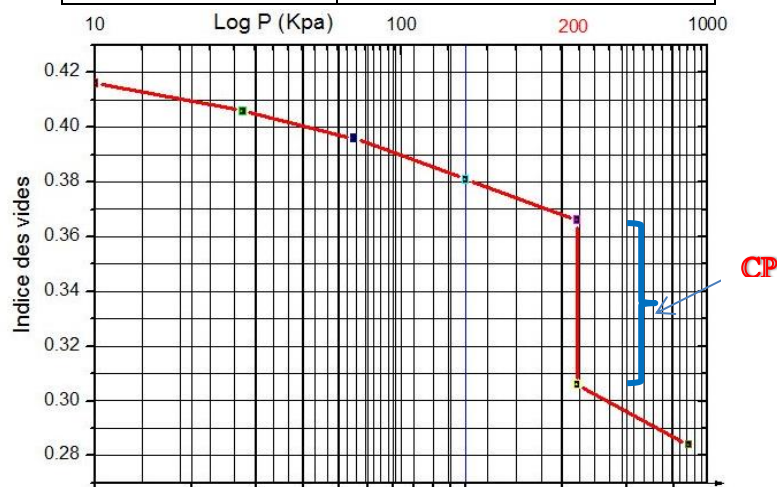
⇒ Hs = H1 / 1.401 = 19.863/1.401 = 14.049

⇒  $\frac{0.366-0.306}{1+0.401} = 0.0424 \times 100 = 4.24 > 1 \rightarrow$  le Sol est à caractère affaissables, il est classé dans

la zone des **Troubles modérés** selon Jennings & Knight. Et par conséquent sa stabilisation semble justifie

**Tableau 3-19** Valeurs du potentiel d'effondrement selon Jennings et Knight (1975)..

| Cp          | Évaluation du risque    |
|-------------|-------------------------|
| 0 % à 1 %   | Pas de risque           |
| 1 % à 5 %   | <b>Troubles modérés</b> |
| 5 % à 10 %  | Troubles.               |
| 10 % à 20 % | Troubles sévères        |
| > 20 %      | Troubles très sévères   |



**FIGURE 3.19** – Essais d'effondrement au simple œdomètre

## Chapitre 04

### Résultats et Interprétations

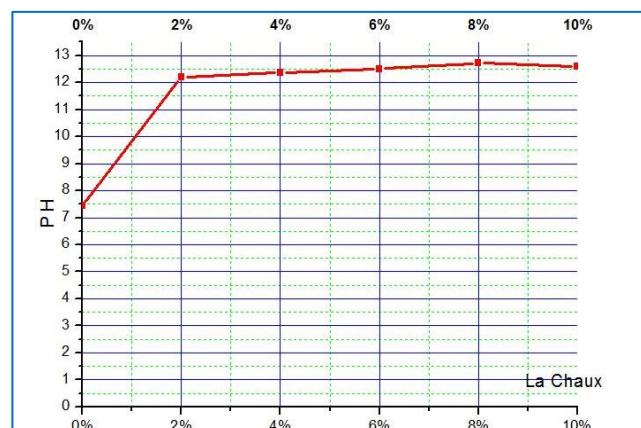
#### 4.1 Introduction

Le présent chapitre présente et interprète les différents résultats obtenus lors des essais conduits en laboratoire sur l'argile rouge de Site Taglait traitée à la chaux éteinte. La première partie donne une synthèse des résultats obtenus pour suivre l'influence d'ajout de la chaux sur la valeur du pH, et les paramètres des essais de compactage à Proctor Normal, avec leurs interprétations. La deuxième partie contient le détail des résultats et interprétations des essais mécaniques (Cisaillement Direct et Oedométriques), afin de suivre l'influence de l'ajout de différents pourcentages de la chaux sur ces paramètres mécaniques.

**NB :** Les échantillons préparés pour les essais mécaniques (Cisaillement direct et Oedomètre) ont été préparés aux conditions des essais de Compactage au Proctor Normal.

#### 4.2 Influence de la Chaux sur le pH.

L'étude de l'influence des pourcentages de la chaux sur le pH de l'argile est très importante pour la détermination de la teneur en chaux initiale pour assurer la modification de l'argile traitée. Les valeurs du pH pour l'argile non traitée et traitée à 0 %, 1 %, 2 %, 3% de chaux. (Vois Annexe C).



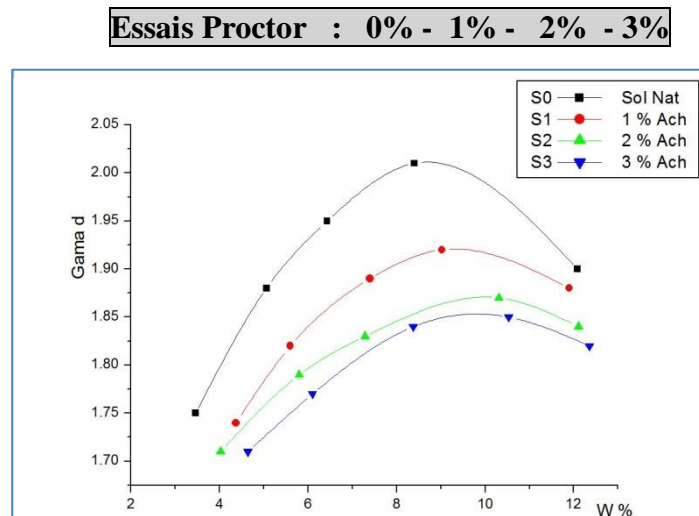
**Figure 4-1:** Influence de la chaux sur le pH

La figure représentée l'évolution du pH suivant la fonction du pourcentage de chaux ajouté. On remarque que la valeur de pH d'argile rouge de Site Taglait de est équivalente ou égale 7.4, mais après ajoutée la chaux on observée l'augmentation de la valeur de pH jusqu'à la valeur 12.4 correspond à 3% de chaux ajoutée, mais après 3% nous remarquons que l'augmentation est faible jusqu'à ce qu'elle se stabilisée entre les valeurs 1% ,2% et 3%.

Après ça et selon la méthode (Eades&Grim) 4% est la quantité suffisante pour activer la réaction pouzzolanique correspond la valeur de pH = 12.42.

### 4.3 Influence de la Chaux sur les Paramètres de Compactage.

L'essai Proctor normal a été conduit sur des échantillons non traités et des échantillons traités à 1, 2, et 3% de chaux après un temps de maturation de 24h comme recommandé dans le guide technique réalisé par Pr. Dallas Little (2006). Les résultats obtenus sont présentés sur la figure synthèse des courbes suivantes :



**Figure 4-2:** Influence de la chaux sur les caractéristiques de compactage

La comparaison des courbes de compactages obtenues pour les différents pourcentages de chaux ajoutée est donnée sur la figure précédente. Le graphe montre qu'avec l'accroissement du pourcentage de chaux la courbe de compactage devient étalée, la masse volumique sèche diminue et la teneur en eau optimale augmente. Ces changements dans les propriétés de compactage Proctor normal à cause de les réactions chimique échanges cationiques et floculation. Ces observations semblent être très bénéfiques pour l'argile rouge de Site Taglait. Ainsi sur site, la teneur en eau optimale peut être mieux contrôlée puisque il s'agit d'une plage où la teneur en eau optimale peut varier. La diminution de la densité sèche entraîne une augmentation du coefficient de sécurité et par conséquent une meilleure stabilité de l'ouvrage. Ces variations de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale ont été faites par plusieurs chercheurs.

### 4.4 Influence de la Chaux sur l'Essai de Cisaillement Direct

Afin d'étudier l'influence du traitement à la chaux sur les paramètres de résistance de la argile de Site Taglait, une campagne d'essais au cisaillement direct à la boîte de Casagrande a été conduite pour une argile non traitée, et les argiles traitées à 1, 2 et 3% de chaux à leurs teneurs en eau optimales et leurs densités sèches max respectives obtenues lors des essais de compactage au Proctor normal. Pour chaque argile trois essais de cisaillement direct ont été conduits pour des contraintes normales de 1, 2 et 3 bars, valeurs généralement considérées pour la géotechnique routière. La figure 4.3 présente la variation de la contrainte de cisaillement T en fonction de la déformation pour l'argile non traitée soumise à des contraintes normales de 1, 2 et

3 bars.

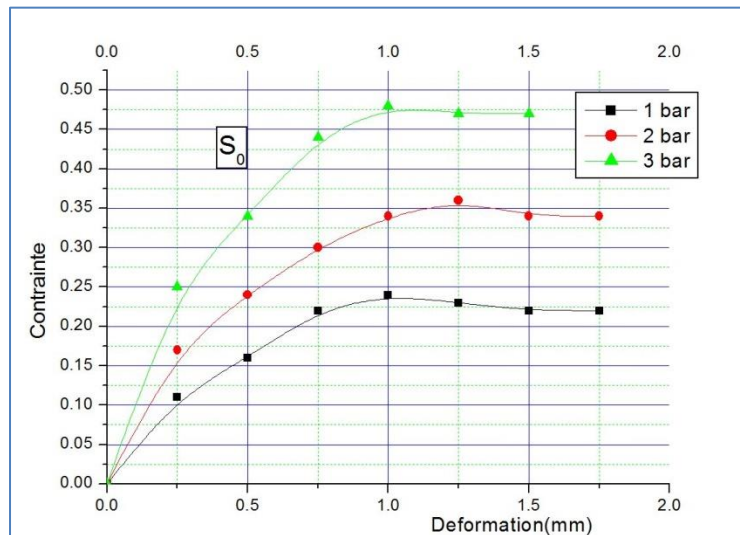


Figure 4-3: Courbes contrainte de cisaillement – déformation

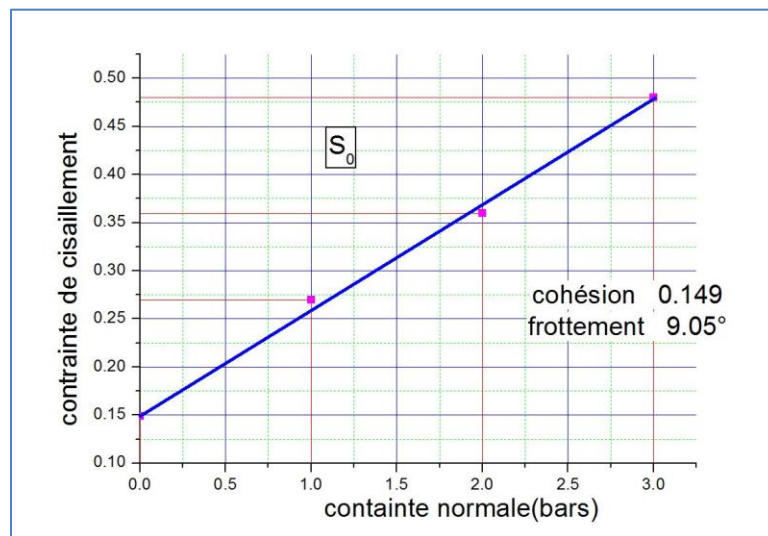


Figure 4-4: Courbe Intrinsèque pour  $S_0$

Les courbes obtenues montrent un accroissement de la contrainte au cisaillement et la déformation linéaire à la rupture lorsque la contrainte normale augmente. Ces valeurs sont données sur le Tableau 4.1. Ce tableau montre les contraintes de cisaillement max respectives 0.27, 0.37 et 0.48 bars ainsi que les déplacements linéaires de 0.95, 1.24 et 1.00 mm pour les contraintes normales appliquées. Les essais ont été conduits jusqu'à la rupture des spécimens.

Tableau 4-1: Contrainte et déformation pour  $S_0$

| 0% chaux                               | 1 bars | 2 bars | 3 bars |
|--|--------|--------|--------|
| contraintes de cisaillement max (bars) | 0.27   | 0.37   | 0.48   |
| Déformations (mm)                      | 0.95   | 1.24   | 1.00   |

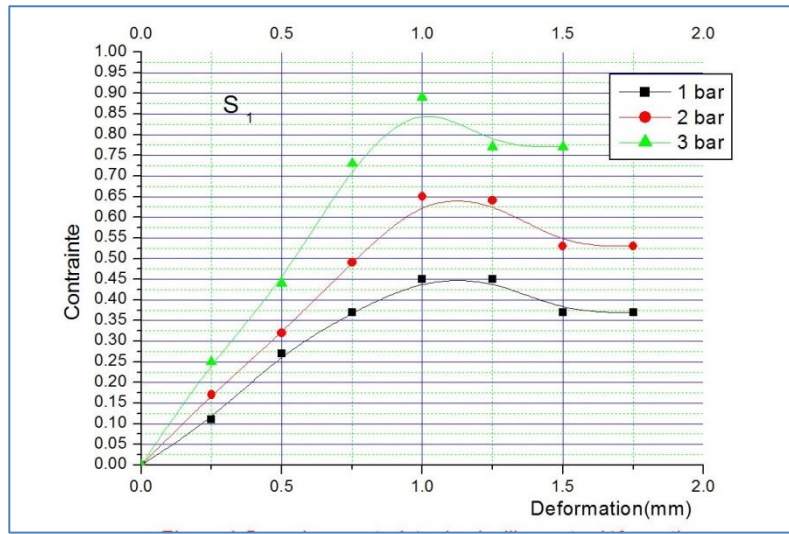
Les contraintes normales et de cisaillement à la rupture ont permis de tracer l'enveloppe de Mohr-Coulomb et déduire les paramètres de résistance de l'argile. Celle-ci est donnée sur la figure 4.4 où la cohésion obtenue est de l'ordre de 0.149 bars et l'angle de frottement interne



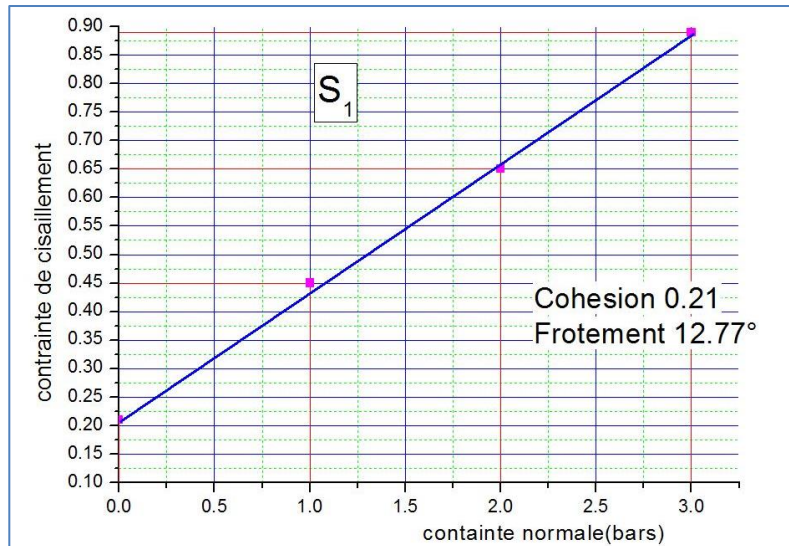
égale à  $9.05^\circ$ .

Après la classification du résultat de la cohésion, *le sol est faiblement cohérent*.

Lorsque l'argile est stabilisée à 1% de chaux les courbes de cisaillement obtenues sont données sur la figure 4.5



**Figure 4-5:** courbe de contrainte de cisaillement – déformation  $S_1$



**Figure 4-6 :** Courbe Intrinsèque pour  $S_1$

Celle-ci montre aussi que l'augmentation de la contrainte normale résulte en l'augmentation de la contrainte tangentielle et la déformation linéaire à la rupture. En effet la contrainte de cisaillement max passe de 0.89 bars et une déformation de 1.04 mm,

**Tableau 4-2:** Contrainte - déformation  $S_1$

| 1 % chaux                              | 1 bars | 2 bars | 3 bars |
|--|--------|--------|--------|
| contraintes de cisaillement max (bars) | 0.45   | 0.65   | 0.89   |
| Déformations (mm)                      | 1.25   | 1.05   | 1.04   |

La représentation de l'enveloppe de Mohr-Coulomb sur un repère cartésien tracée sur La figure 4.6 a donné une cohésion de 0.21 bars et l'angle de frottement interne de  $12.77^\circ$ .

Le cisaillement de l'argile stabilisée à 2% de chaux donnée sur la figure 4.7 montre une

augmentation de la contrainte de cisaillement max. de 0.48 bars à 1.32 bars et La déformation à la rupture de constante légèrement de 1.25 mm pour une contrainte normale de 1 et 2 bars et à diminue légèrement de 1.04 mm pour une contrainte normale de 3 bars.

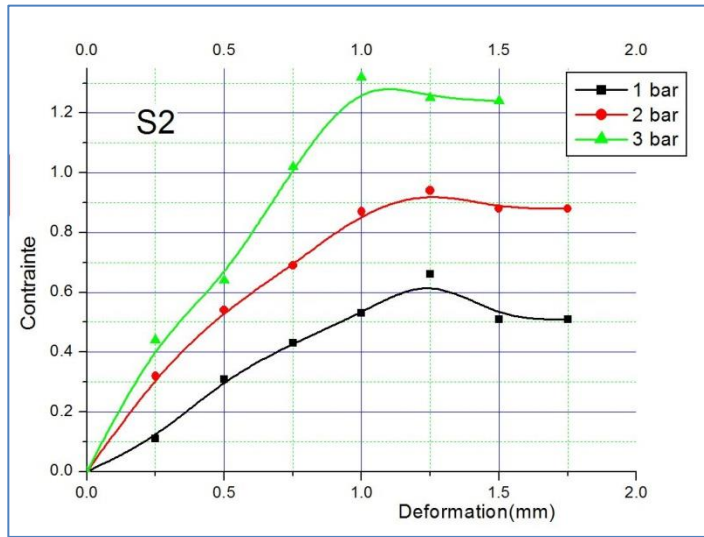


Figure 4-7: Courbe contrainte de cisaillement – déformation  $S_2$

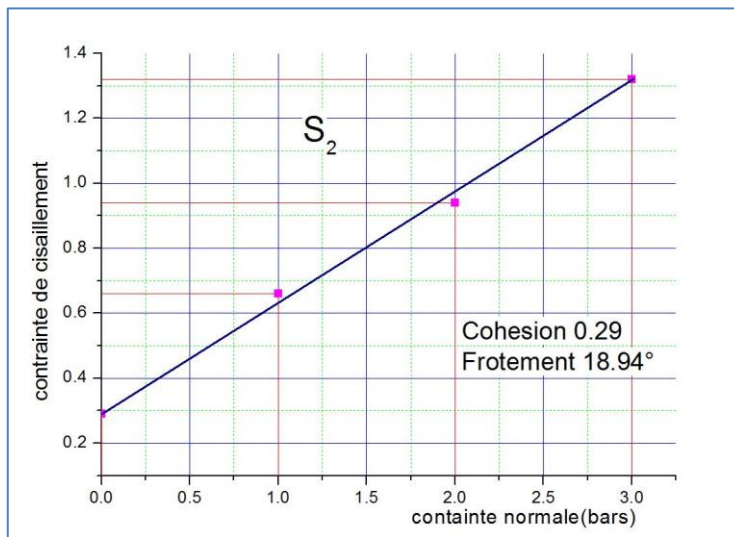


Figure 4-8 : Courbe Intrinsèque pour  $S_2$

Celle-ci montre aussi que l'augmentation de la contrainte normale résulte en l'augmentation de la contrainte tangentielle et la déformation linéaire à la rupture. En effet la contrainte de cisaillement max passe de 1.32 bars et une déformation de 1.10 mm sont donnés sur le tableau 4.2.

Tableau 4-3: contrainte et déformation pour le sol traité à 2% de chaux.

| 2% chaux                               | 1 bars | 2 bars | 3 bars |
|--|--------|--------|--------|
| contraintes de cisaillement max (bars) | 0.66   | 0.94   | 1.32   |
| Déformations (mm)                      | 1.25   | 1.20   | 1.10   |

La représentation de l'enveloppe de Mohr-Coulomb sur un repère cartésien tracée sur La

figure 4.6 a donné une cohésion de 0.29 bars et l'angle de frottement interne de 18.94°.

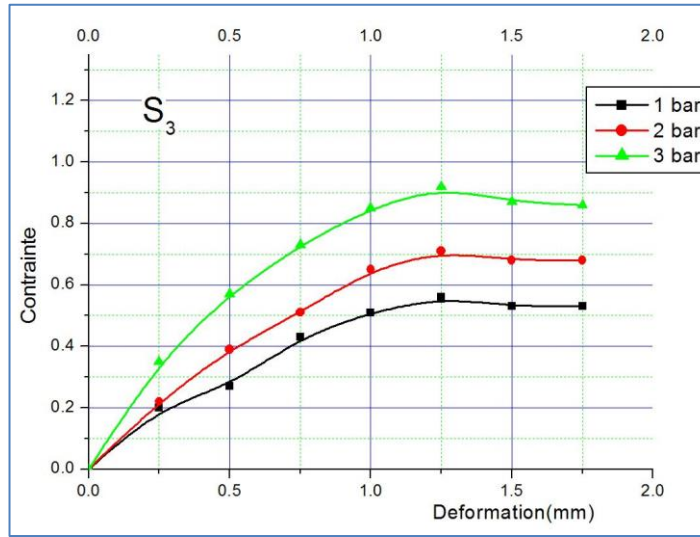


Figure 4-9: Courbe contrainte de cisaillement – déformation  $S_3$

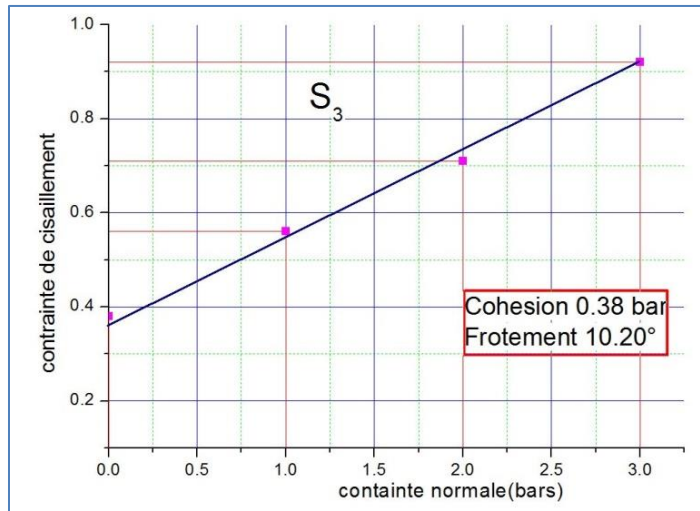


Figure 4-10: Courbes Intrinsèques pour  $S_3$

Le cisaillement de l'argile stabilisée à 3% de chaux donnée sur la figure 4.10 montre une augmentation de la contrainte de cisaillement max. de 0.92 bars et une réduction de l'angle de frottement de 18.94° à 10.20°.

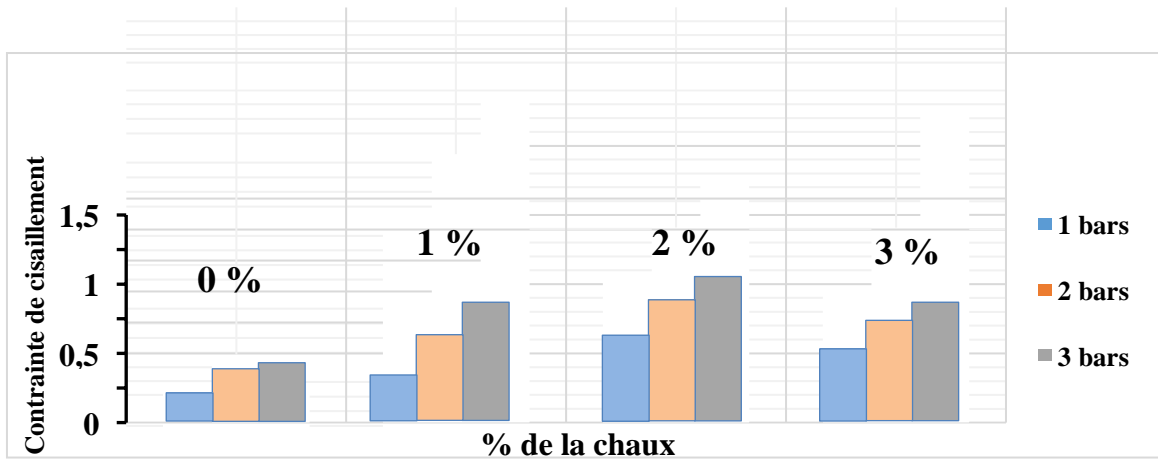
Les valeurs commentées ci-dessus sont bien spécifiées sur le tableau 4.3.

Tableau 4-4: contrainte et déformation pour le sol traité à 3% chaux.

| 3% chaux                               | 1 bars | 2 bars | 3 bars |
|--|--------|--------|--------|
| contraintes de cisaillement max (bars) | 0.56   | 0.71   | 0.92   |
| Déformations (mm)                      | 1.50   | 1.52   | 1.45   |

L'enveloppe de Mohr-Coulomb obtenue sur la figure 4.8 montre une cohésion de 0.38 bars et un angle de frottement interne de 10.20°.

Le traitement à 3% de chaux de l'argile de Notre Site semble montrer d'une manière plus claire le pic des courbes de cisaillement pour les contraintes normales de 1, 2 et 3 bars. Ces courbes données sur la figure 4.11 montrent les contraintes de cisaillement de 0.56 , 0.71 et 0.92 bars pour des déformation respectives à la rupture de 1.52 mm et 1.45 mm pour les contraintes normales appliquées dans un ordre croissant.

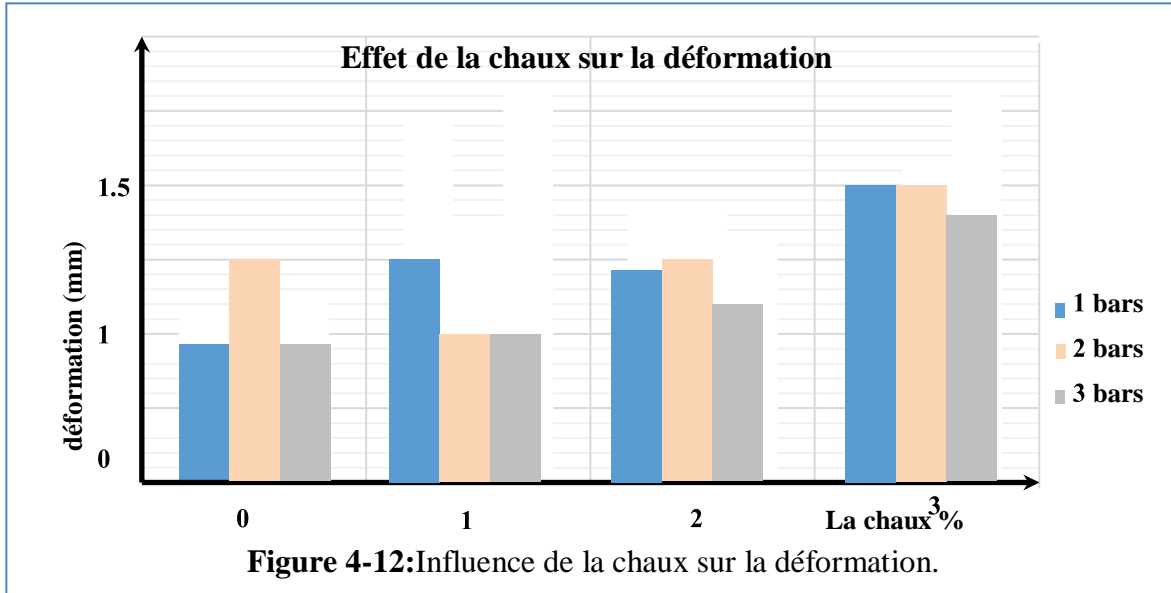


**Figure 4-11:** Influence de la chaux sur la contrainte de cisaillement

La figure 4.11 montre l'évolution de la contrainte de cisaillement à la rupture pour les trois contraintes normales appliquées lors de l'essai de cisaillement direct en fonction du pourcentage d'ajout de chaux. La figure montre que pour un même pourcentage de chaux la contrainte de cisaillement à la rupture augmente avec l'accroissement de la contrainte normale. L'augmentation du pourcentage de chaux engendre une augmentation appréciable de la contrainte de cisaillement à la rupture lorsque celle-ci passe de 0 à 3%. Au-delà de 1% de chaux la quantité de chaux ajoutée semble ne pas avoir une grande influence sur cette contrainte et par conséquent demeure constante. La variation de la déformation à la rupture pour les différents pourcentages d'ajouts de chaux est présentée par les histogrammes de la figure 4.11 et le tableau (4.4). L'augmentation du pourcentage de chaux à la même contrainte normale appliquée augmente la déformation. A un même pourcentage de chaux la déformation semble très variable. Ceci est probablement dû au non uniformité de la réaction pouzzolanique dans la nouvelle matrice.

**Tableau 4-5:** Variation de la déformation avec l'addition de la chaux.

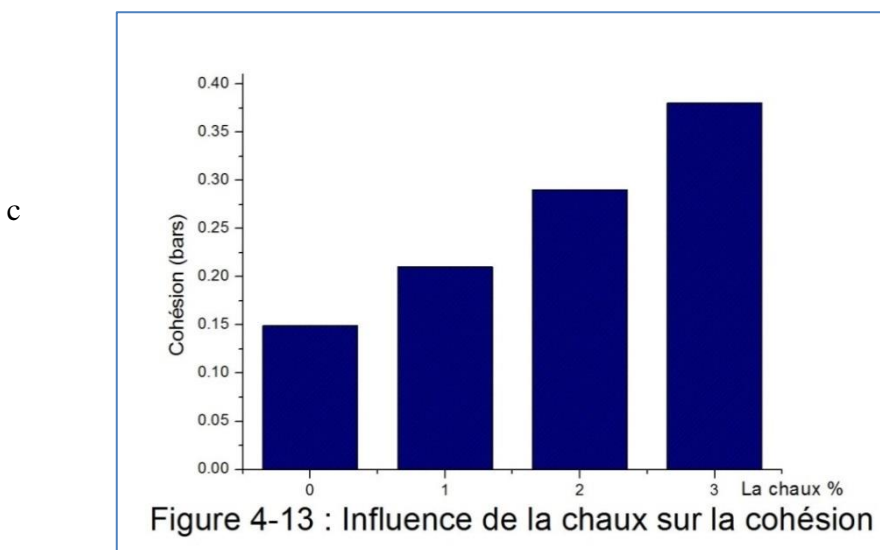
|         | 1 bars           | 2 bars           | 3 bars           |
|---------|------------------|------------------|------------------|
| % chaux | Déformation (mm) | Déformation (mm) | Déformation (mm) |
| 0       | 0.95             | 1.24             | 1.00             |
| 1       | 1.25             | 1.05             | 1.04             |
| 2       | 1.25             | 1.20             | 1.10             |
| 3       | 1.50             | 1.52             | 1.45             |



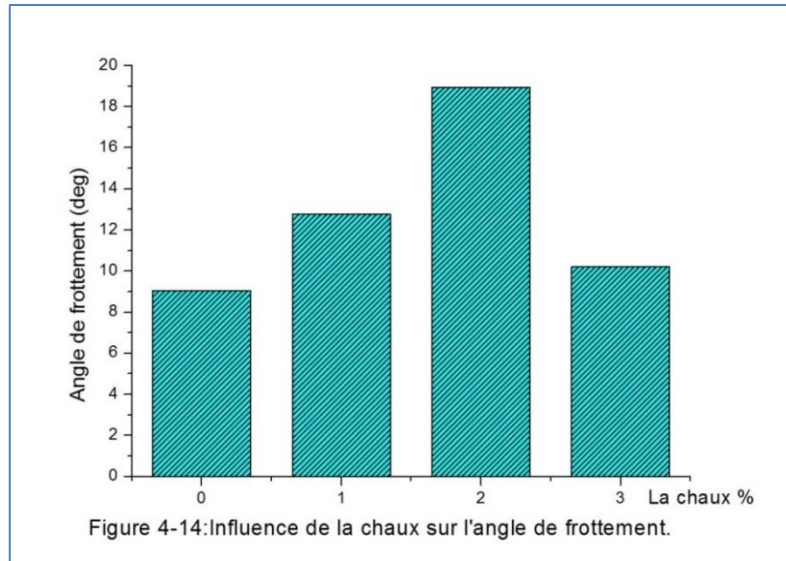
Les histogrammes de la figure 4.12 et le tableau 4.6 donnent la variation de la cohésion en fonction du pourcentage d’ajout de chaux. Ces derniers montrent *une amélioration de la cohésion lorsque le pourcentage d’ajout augmente jusqu’à 3%*.

**Tableau 4-6:** Variation de la cohésion avec l'addition de la chaux.

| La chaux %      | 0     | 1    | 2    | 3    |
|-----------------|-------|------|------|------|
| Cohésion (bars) | 0.149 | 0.21 | 0.29 | 0.38 |



Le tableau 4.7 ainsi que la figure 4.14 donnent la variation de l'angle de frottement interne en fonction de l'accroissement du pourcentage, l'ajout de la chaux entre [1,2%], engendre une augmentation appréciable dans l'angle de frottement interne  $\phi$ , cependant pour un taux de 3% de chaux on observe une réduction de l'angle de frottement interne  $\phi$ .



**Tableau 4-7:** Variation de l'angle de frottement avec l'addition de la chaux.

| La chaux (%)         | 0    | 1     | 2     | 3     |
|----------------------|------|-------|-------|-------|
| Frottement en degrés | 9.05 | 12.77 | 18.94 | 10.20 |

**4.5 Influence de la Chaux sur l'Essai Simple œdométrique.**

La figure 4.15, montre la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale appliquée des sols. La valeur maximale de  $C_p$  est de 4,24% pour  $S_0$ . l'ajout de la chaux réduit le  $C_p$  du sol au fur et à mesure que le taux de la chaux augmente où il atteint 0.85% pour 3%.

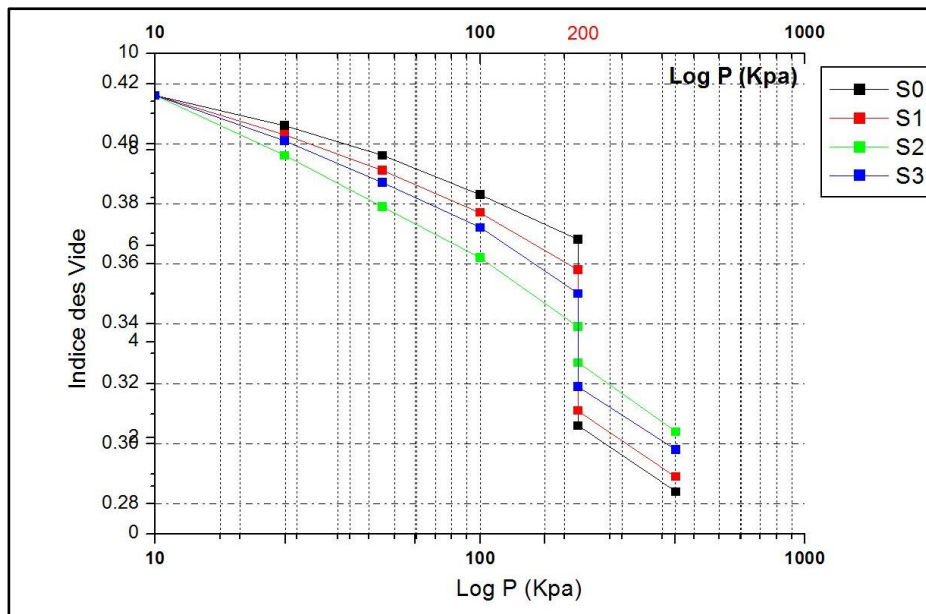
D'après les résultats obtenues il est claire qu'à partir de 3% de chaux le sol commence à se stabiliser et cela se manifeste par une augmentation de  $C$  et une réduction de l'angle de frottement interne.

**Tableau 4-8 :** Résultats de l'essai de compressibilité de  $S_0$

| Pression ( Kpa) | $\Delta H$ ( Cm) | $H_1=H_0-\Delta H$ | $e=(H_1-H_0)/H_s$ | CP   |
|-----------------|------------------|--------------------|-------------------|------|
| 10              | -                | -                  | 0.416             | 4.24 |
| 25              | 0.148            | 19.842             | 0.406             |      |
| 50              | 0.296            | 19.704             | 0.396             |      |
| 100             | 0.602            | 19.398             | 0.381             |      |
| 200             | 0.716            | 19.284             | 0.366             |      |
| 200             | 1.576            | 18.576             | 0.306             |      |
| 400             | 1.885            | 18.115             | 0.284             |      |

**Tableau 4-9** : Résultats de l'essai de compressibilité des sols traités

| Pression( Kpa) | S <sub>1</sub> |      | S <sub>2</sub> |      | S <sub>3</sub> |      |
|----------------|----------------|------|----------------|------|----------------|------|
|                | $e=(H1-Hs)/Hs$ | Cp   | $e=(H1-Hs)/Hs$ | Cp   | $e=(H1-Hs)/Hs$ | Cp   |
| 10             | 0.416          | 3.32 | 0.416          | 2.19 | 0.416          | 0.85 |
| 25             | 0.403          |      | 0.401          |      | 0.396          |      |
| 50             | 0.391          |      | 0.387          |      | 0.379          |      |
| 100            | 0.377          |      | 0.372          |      | 0.362          |      |
| 200            | 0.358          |      | 0.35           |      | 0.339          |      |
| 200            | 0.311          |      | 0.319          |      | 0.327          |      |
| 400            | 0.289          |      | 0.298          |      | 0.304          |      |



**Figure 4-15:** Essais de compressibilité à l'œdomètre

En remarque que l'ajout de 1 % de chaux au sol (argile rouge), réduit le Cp (collapse potentiel) de (4.24% à 3.32%) après chargement et humidification à 200 Kpa. Il s'avère que le sol demeure toujours affaissables, l'augmentation de la teneur de la chaux a 2 % diminue le Cp jusqu'au 2.19 % ce qui explique que le risque persiste toujours, cependant lorsque le taux est de 3% on remarque une nette régression du Cp qui est de 0.84 % inférieure à 1 et par conséquent le sol de l'assiette devient constructive.

Donc ce pourcentage (3% de chaux), rend la valeur de Cp inférieure à 1, selon la classification de Jennings & Knight, le risque d'affaissement est écarté car le sol est stable.

Le traitement avec le liant Hydraulique la chaux Vive est très efficace pour la correction des caractéristiques géotechniques, mécanique et la nature du sol de troubles modérés à pas de risque.

## Conclusions Générale et Perspectives

### 1- Conclusions Générale

La présente étude consiste à stabiliser un terrain à risque choisi pour la conception d'un édifié public de la commune de Taglait. La campagne d'investigation est les essais sur des échantillons des sols de site relevés à des profondeurs entre 1.5-3.70 m montre son aptitude à l'effondrement brusque des que le sol sera inondé, les essais au laboratoire ont donnés des indices sur son aspect affaissables comme l'indique le coefficient de conformité (  $C_u$  ) et l'essais au simple œdomètre où le potentiel d'effondrement  $C_p$  (Collapse Potential ).

- Les analyses chimiques du sol de site Taglait indique qu'il est un sol affaissables et d'agressivité faible.
- La valeur du pH de la solution d'argile (argile + eau) a été trouvée égale à 7.45 supérieure à 7, ce qui indique que cette solution d'argile est de forme *basique*.
- La valeur de VBS est égale 1.63, une valeur  $1,5 \leq V_{BS} < 2,5$ , Donc c'est un *sol sablo argileux, peu plastiques et Non Organique ce résultat est confirmé par les limites d'Atterberg*.
- Les résultats des analyses granulométriques, ont montré que notre sol est constitué de plus de 85% d'éléments inférieurs à  $80\mu m$ . Donc c'est un *sol à matrice grenue, avec  $C_u = 53.49 > 12$  donc le sol a un caractère affaissables*
- Les résultats d'essai Proctor normal obtenus pour l'argile de notre Site sont : une teneur en eau optimale de 8.40 % et une masse volumique sèche  $2.01 t/m^3$ .
- Selon la méthode de Sélection des additifs. Le meilleur additif candidat pour le traitement et la stabilisation du sol de notre site est *la chaux*.
- Pour toutes ces motifs est le manque de terrain domaniale dans la commune, il demeure nécessaire de procéder a une stabilisation chimique par l'ajout des quantités faible de chaux.
- La valeur du pH de l'argile taglait est égale à 7.45, mais après l'addition de la chaux fait augmenter le pH des Sol il attient 12.4 Pour un taux d'ajout de 3% de chaux, cette quantité st suffisante pour activer les réactions pouzzolaniques
- L'addition de la chaux au sol, provoque un aplatissement de la courbe de Proctor, suivi par une réduction de la densité sèche maximale et une augmentation de la teneur en eau cela peut être expliqué par l'affinité de la chaux à l'eau (lient hydraulique).
- L'augmentation du pourcentage de la chaux diminue le  $C_p$  .L'agile rouge du site est



affaissables car son  $C_p > 1$ , l'amélioration en utilisant des taux de chaux variant de 1-2-3% du poids du sol, montre une nette réduction du  $C_p$  jusqu'au  $0.85 < 1$  pour 3% de chaux, ce qui demeure acceptable, et le sol devient constructible.

- L'ajout de la chaux entre [1, 2%], engendre une augmentation appréciable dans l'angle de frottement interne  $\phi$ , la cohésion  $c$  et de même la contrainte de cisaillement à la rupture  $\tau_r$ , cependant pour un taux de 3% de chaux on observe un accroissement de la cohésion  $c$  et une réduction de l'angle de frottement interne  $\phi$  ce qui induit une réduction de la contrainte de cisaillement  $\tau$ .

Finalement, d'après tous les résultats précédents, on peut conclure que le pourcentage de la chaux qui peut corriger les caractéristiques physiques et mécaniques de notre sol correspond à un taux supérieur à l'égal à 3%.

## **2- Perspectives**

Cette étude n'est qu'une étude préliminaire du sol selon les essais menés par le laboratoire LTP Est agence de BBA qui stipule que le sol est à risque, mais n'a pas précisé sa nature. Alors que les tests sur ce même sol ont caractérisé ce problème qui est l'affaissement brusque après humidification, et que le risque sera épargné au-delà d'une addition de 3% de chaux. Cette valeur représente le minima pour stabiliser ce type de sol, il reste à déterminer le maxima du taux de chaux à ajouter et de même faire des essais de cisaillement au triaxiale. Il est fortement recommandé de faire des analyses au MEB aux échantillons du sol avant et après traitement.

## Références bibliographique :

- **BEKKOUCHE A., AissaMAMOUNE S. M. et DJEDID A., (2002)**, “Techniques de stabilisation des sols expansifs”, Journées d’Études sur les Sols Gonflants(JÉSG),Université de AboubakrBelkaïd, Tlemcen.
- **BELABBACI Zeyneb.** STABILISATION DES SOLS GONFLANTS. Thèse De Doctorat Lmd Formation Doctorale : Sols Et Structures. Université aboubeker belkaid tlemcen
- **BENSALEM Ahmed.**caractérisation et exploitation de l’argile de benazzouz dans la construction routière. Thèse pour l'obtention du Diplôme de Magister Option Géotechnique. université badjimokhtar-annaba. année 2010
- **BENMASSOUD ahmed,**Types de solutions de construction sur sols gonflants Thèse pour l'obtention du Diplôme de Master Spécialité : Construction Civil et Industrielle, université kasdimerbahouargla.2016/2017
- **Bultel Frédéric, (2001)**; «Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels». Thèse Doctorat l’école nationale des ponts et chaussées
- **CAILLERE, SIMONNE.** « Minéralogie des argiles.1 structures et propriétés physicochimiques», Paris, Masson, 1982
- **CEFOR Lyss.**centre pour le génie forestier Argiles, limons et stabilisation des sols.2016
- **DJAANI Mabrouka, BENMANSOUR Samah Farah.** Stabilisation des sols gonflants de la région d'In-Aménas par ajouts des liants hydrauliques (Chaux et Ciment). Université kasdi merbah ouargla.2010/2011
- **FERRAH Ferrah (2006)** - Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des fondations superficielles Thèse pour l'obtention du diplôme de MAGISTER Spécialité : Génie Civil Option : Mécanique des sols - Université ElHadj Lakhedar Batna.
- **GADOURI Hamid.**Influence de la présence des sulfates sur le traitement des sols argileux par des ajouts minéraux .Université Yahia Farès – Médéa – 2017

- **GUILLAUD, Hugo Houben & HUBERT. 1989.** Traité de construction en terre. Marseille
- **Houssine EJJAAOUANI 9 juillet 2008-** Interactions Des Fondations Et Des Sols Gonflants : Pathologie, Calculs Et Etudes Expérimentales - Thèse d'obtention du diplôme de docteur de l'école nationale des ponts et chaussées spécialité : géotechnique.
- **Hossein nowamooz.** Institut national polytechnique de lorraine retrait/gonflement des sols argileux Compactes et naturels 19 décembre 2007
- **Holtz, W. G et Gibbs, H.J. (1991).** " Introduction à la géotechnique ". Traduit par Lafleur, J, édition de l'école de polytechnique de Montréal, Canada, 794p.
- **LEGERE, Glen. 2001.** Etude technico-économique de la stabilisation à la chaux des sols argileux en voirie forestières. Montréal : Ecole de technologie supérieure université du Québec
- **LEONARDS.G.A. 1967.** Traduction adaptée de l'ouvrage publié en langue anglaise sous-titre foundation engineering. Lafayette, Indiana : par McGraw-Hill Book Company, INC.
- **NEDJAH A. RAOUF Et DJOUDI ABDELKRIM.** Stabilisation des sols gonflants. Université Mohamed Chérif Mesaadia kuoS-Ahras. 2015
- **TRAN Van Duy.** Étude de l'amélioration des sols par traitement à la chaux Travail de \_n d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de master en Ingénieur Civil des Constructions. 2012/2013
- **Vincent ROBITAILLE, Denis TREMBLAY.** « Mécanique des sols (théorie et pratique) »
- **Walid ZOUBIR.** Effet des résidus minéraux sur l'amélioration des sols fins argileux. Université Hassiba Ben Bouali de Chlef le 22/11/2012
- **Youdjari Djonkamla.** « caractérisation et simulation et simulation numérique du comportement volumétrique de sols argileux gonflants de N'djaména », Mémoire présenté à la Faculté des études supérieures de l'Université Laval dans le cadre du programme de Maîtrise en Génie Civil pour l'obtention du grade de Maître ès Sciences (M.Sc); Québec , 2010
- **Zadjaoui Abdeldjalil,** Effet de la chaux sur la stabilité et la portance dans les travaux de Terrassement. Université Abou Bakr Belkaid de Tlemcen mai 2017

- **ZENKHRI Abderrezak (2009)** - Solutions de construction sur sol potentiellement gonflant- Application à la région d'In-Aménas Thèse MAGISTER ANNÉE 2009/2010
- **ZOUBIR valid(2012)** Effet des résidus minéraux sur l'amélioration des sols fins argileux Thèse pour l'obtention du Diplôme de Magister Option: Géomatériaux. Université Hassiba Ben Bouali de Chlef.
- <http://www.depechedekabylie.com/evenement/106375-panique-a-azazga.html>
- [https://www.dzairnews.com/articles/elwatan-glisement-de-terrain-a-azazga-neuf-familles-evacuees\]](https://www.dzairnews.com/articles/elwatan-glisement-de-terrain-a-azazga-neuf-familles-evacuees)
- Norme AFNOR (NF P 94-049-1)
- Norme AFNOR (NF P 94-054)
- Norme AFNOR (NF P 94-053)
- Norme AFNOR (NF P 94-051)
- Norme AFNOR (NF P 94-057)
- Norme AFNOR (NF P 94-068)
- Norme AFNOR (NF P 94-093)
- Norme AFNOR (NF P 94- 078)
- Norme AFNOR ( NF P 94-068 )

# Annexes

## Annexe A: Limites d'Atterberg

### I. Sol naturel :

#### ➤ Détermination de limite de liquidité $W_L$ :

| $W_L$                   |               |               |               |               |
|-------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Nombre de coupe         | 20            | 22            | 29            | 34            |
| Nombre de la tare       | 1             | 2             | 3             | 4             |
| P. sol humide +tare (g) | 22.402        | 26.743        | 31.864        | 33.424        |
| P. sol sec + tare (g)   | 20.905        | 24.062        | 28.681        | 31.587        |
| P. de la tare (g)       | 17.567        | 17.845        | 20.959        | 26.945        |
| P. de l'eau (g)         | 1.497         | 2.681         | 3.183         | 1.837         |
| P. de sol sec (g)       | 3.338         | 6.217         | 7.722         | 4.642         |
| Teneur en eau           | 44.84         | 43.12         | 41.21         | 39.57         |
| $W(\%)$                 | <b>44.84%</b> | <b>43.12%</b> | <b>41.21%</b> | <b>39.57%</b> |
| $W_L =$                 | <b>42.19%</b> |               |               |               |

#### Détermination de la limite de plasticité $W_P$ : [2]

| $W_P$                   |               |          |
|-------------------------|---------------|----------|
| Nombre de essai         | Essai 01      | Essai 02 |
| Nombre de la tare       | 1             | 2        |
| P. sol humide +tare (g) | 16.92         | 34.31    |
| P. sol sec + tare (g)   | 15.96         | 32.2     |
| P. de la tare (g)       | 7.2           | 22.47    |
| P. de l'eau (g)         | 0.96          | 2.11     |
| P. de sol sec (g)       | 8.76          | 9.73     |
| Teneur en eau (%)       | 10.91         | 21.82    |
| $W_p(\%)$               | <b>16.365</b> |          |

# Annexe B :Essai de Proctor Normal

## I. Sol naturel :

### ➤ Détermination de la Densité sèche $\gamma_d$ :

**Tableau 3-8:** Les valeurs de Compactage pour l'Argile Taglait non traitée

| W %     | 4%     |       | 6%     |       | 8%    |       | 10%   |       | 12%    |       |
|---------|--------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| M th    | 3420   |       | 3576   |       | 3668  |       | 3765  |       | 3716   |       |
| Mm      | 1702   |       | 1700   |       | 1701  |       | 1698  |       | 1697   |       |
| Mh      | 1718   |       | 1876   |       | 1967  |       | 2067  |       | 2019   |       |
| Vm      | 949    |       | 949    |       | 949   |       | 949   |       | 949    |       |
| n°=tare | 1      | 2     | 1      | 2     | 1     | 2     | 1     | 2     | 1      | 2     |
| m th    | 45,835 | 45,32 | 51,9   | 55,44 | 75,18 | 71,24 | 81,17 | 93,24 | 105,71 | 96,99 |
| m ts    | 45,359 | 44,8  | 51,71  | 53,34 | 71,11 | 68,94 | 74,87 | 89,96 | 97,49  | 87,97 |
| mt      | 30,835 | 30,55 | 30,835 | 30,55 | 22,19 | 18,19 | 22,17 | 22,24 | 18,54  | 22,45 |
| m e     | 0,476  | 0,52  | 0,19   | 2,1   | 4,07  | 2,3   | 6,3   | 3,28  | 8,22   | 9,02  |
| m s     | 14,524 | 14,25 | 20,875 | 22,79 | 48,92 | 50,75 | 52,7  | 67,72 | 78,95  | 65,52 |
| w %     | 3,28   | 3,65  | 0,91   | 9,21  | 8,32  | 4,53  | 11,95 | 4,84  | 10,41  | 13,77 |
| W % m   | 3,46   |       | 5,06   |       | 6,43  |       | 8,40  |       | 12,09  |       |
| M Va    | 1,81   |       | 1,98   |       | 2,07  |       | 2,18  |       | 2,13   |       |
| M Vd    | 1,75   |       | 1,88   |       | 1,95  |       | 2,01  |       | 1,90   |       |

### ➤ Les résultats :

|                          |      |      |      |      |       |
|--------------------------|------|------|------|------|-------|
| Teneur en eau W          | 3,46 | 5,06 | 6,43 | 8,40 | 12,09 |
| Densité sèche $\gamma_d$ | 1,75 | 1,88 | 1,95 | 2,01 | 1,90  |

# Annexe C:Analyse du pH

pH (Eades et Grim)

ASTM D 6276

|                         |   |
|-------------------------|---|
| Ph de l'eau distillée : | 8 |
|-------------------------|---|

|                                      |      |
|--------------------------------------|------|
| Ph de l'eau distillée + argile sec : | 7.45 |
|--------------------------------------|------|

|                                    |       |
|------------------------------------|-------|
| Ph de l'eau distillée + la chaux : | 12.20 |
|------------------------------------|-------|

|  | % de la chaux | Ph    |
|--|---------------|-------|
| Ph de l'eau distillée+ argile<br>+la chaux | 0%            | 7.45  |
|  | 1%            | 12.2  |
|  | 2%            | 12.37 |
|  | 3%            | 12.5  |

Le volume de l'eau ajouté : 50 ml

T = 21 C°

La masse de l'argile : 12.5 (g)

La masse de la chaux ajoutée :

| 0%    | 2%       | 4%     | 6%      | 8%   | 10%     |
|-------|----------|--------|---------|------|---------|
| 0 (g) | 0.25 (g) | 0.5(g) | 0.75(g) | 1(g) | 1.25(g) |

# Annexe D : Essai de cisaillement direct

## 1. Sol naturel :

La section modifiée = la section de l'échantillon – la section de rupture.

La section de l'échantillon = 36 cm<sup>2</sup>; La vitesse de cisaillement = 0.9 mm/mn

La section de rupture = (temps de déformation \* la vitesse de cisaillement \*60) /100

Contrainte = (Lecture / Section modifiée)

### 1. Sol Non traité à 0% de Chaux : S<sub>0</sub>

; La vitesse de cisaillement = 0.9 mm/mn

| Deformation mm | Lecture à l'anneau |       |       | Section echant | temps de déformation | vitesse de cisaillement | Section modifiée | Section de rupture | Contrainte |       |       |
|----------------|--------------------|-------|-------|----------------|----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|------------|-------|-------|
|                | 1bars              | 2bars | 3bars |                |                      |                         |                  |                    | 1bars      | 2bars | 3bars |
| 0.25           | 3.96               | 6.12  | 9     | 36             | 0.26                 | 0.9                     | 35.86            | 0.14               | 0.11       | 0.17  | 0.25  |
| 0.5            | 5.76               | 8.64  | 12.2  | 36             | 0.5                  | 0.9                     | 35.73            | 0.27               | 0.16       | 0.24  | 0.34  |
| 0.75           | 7.92               | 10.8  | 15.1  | 36             | 0.76                 | 0.9                     | 35.59            | 0.41               | 0.22       | 0.30  | 0.42  |
| 1              | 8.64               | 13    | 17.3  | 36             | 1                    | 0.9                     | 35.46            | 0.54               | 0.24       | 0.36  | 0.48  |
| 1.25           | 8.28               | 13    | 16.9  | 36             | 1.26                 | 0.9                     | 35.32            | 0.68               | 0.23       | 0.36  | 0.47  |
| 1.5            | 7.92               | 12.2  | 16.9  | 36             | 1.5                  | 0.9                     | 35.19            | 0.81               | 0.22       | 0.34  | 0.47  |
| 1.75           | 7.92               | 12.2  | -     | 36             | 1.76                 | 0.9                     | 35.05            | 0.95               | 0.22       | 0.34  | -     |

### 2. Sol traité à 1% de Chaux : S<sub>1</sub>

; La vitesse de cisaillement = 0.7 mm/mn

| Deformation mm | Lecture à l'anneau |       |       | Section echant | temps de déformation | vitesse de cisaillement | Section modifiée | Section de rupture | Contrainte |       |       |
|----------------|--------------------|-------|-------|----------------|----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|------------|-------|-------|
|                | 1bars              | 2bars | 3bars |                |                      |                         |                  |                    | 1bars      | 2bars | 3bars |
| 0.5            | 3.96               | 9     | 9     | 36             | 0.5                  | 0.7                     | 35.79            | 0.21               | 0.11       | 0.17  | 0.25  |
| 1              | 26.5               | 33.5  | 40.5  | 36             | 1                    | 0.7                     | 35.58            | 0.42               | 0.27       | 0.32  | 0.44  |
| 2              | 38.5               | 54.5  | 65.5  | 36             | 2                    | 0.7                     | 35.16            | 0.84               | 0.37       | 0.49  | 0.73  |
| 3              | 43                 | 63    | 70.5  | 36             | 3                    | 0.7                     | 34.74            | 1.26               | 0.45       | 0.65  | 0.89  |
| 4              | 46.5               | 64.5  | 75    | 36             | 4                    | 0.7                     | 34.32            | 1.68               | 0.45       | 0.64  | 0.77  |
| 4.75           | 47.5               |       | 76.5  | 36             | 5                    | 0.7                     | 33.90            | 2.10               | 0.37       | 0.53  | 0.77  |
| 5              | 48                 |       | 76.5  | 36             | 5.5                  | 0.7                     | 33.69            | 2.31               | 0.37       | 0.53  | -     |

### 3. Sol traité à 2% de Chaux : S<sub>2</sub>

La vitesse de cisaillement = 0.7 mm/mn

| Deformation mm | Lecture à l'anneau |       |       | Section echant | temps de déformation | vitesse de cisaillement | Section modifiée | Section de rupture | Contrainte |       |       |
|----------------|--------------------|-------|-------|----------------|----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|------------|-------|-------|
|                | 1bars              | 2bars | 3bars |                |                      |                         |                  |                    | 1bars      | 2bars | 3bars |
| 0.5            | 15                 | 18    | 17    | 36             | 0.21                 | 0.7                     | 35.91            | 0.09               | 0.11       | 0.32  | 0.44  |
| 1              | 21                 | 29    | 27    | 36             | 0.42                 | 0.7                     | 35.82            | 0.18               | 0.31       | 0.54  | 0.64  |
| 2              | 33                 | 39.5  | 47    | 36             | 0.84                 | 0.7                     | 35.65            | 0.35               | 0.43       | 0.69  | 1.02  |
| 3              | 35                 | 45    | 58.5  | 36             | 1.26                 | 0.7                     | 35.47            | 0.53               | 0.53       | 0.87  | 1.32  |
| 4              | 36.5               | 47    |       | 36             | 1.68                 | 0.7                     | 35.29            | 0.71               | 0.66       | 0.94  | 1.25  |
| 4.25           | 36.5               | 47    |       | 36             | 1.78                 | 0.7                     | 35.25            | 0.75               | 0.51       | 0.88  | 1.24  |
| 4.25           | 36.5               | 47    |       | 36             | 1.78                 | 0.7                     | 35.25            | 0.75               | 0.51       | 0.88  | --    |



#### 4. Sol traité à 3% de Chaux : S<sub>3</sub>

La vitesse de cisaillement 0.7 mm/mn

| Deforma-<br>tion mm | Lecture à<br>l'anneau |       |       | Section<br>echant | temps de<br>déformation | vitesse de<br>cisaillement | Section<br>modifiée | Section<br>de<br>rupture | Contrainte |       |       |
|---------------------|-----------------------|-------|-------|-------------------|-------------------------|----------------------------|---------------------|--------------------------|------------|-------|-------|
|                     | 1bars                 | 2bars | 3bars |                   |                         |                            |                     |                          | 1bars      | 2bars | 3bars |
| 0.5                 | 14                    | 17    | 18    | 36                | 0.21                    | 0.7                        | 35.91               | 0.09                     | 0.20       | 0.22  | 0.35  |
| 1                   | 21.5                  | 27    | 26    | 36                | 0.42                    | 0.7                        | 35.82               | 0.18                     | 0.27       | 0.39  | 0.57  |
| 2                   | 26.5                  | 37    | 50    | 36                | 0.84                    | 0.7                        | 35.65               | 0.35                     | 0.43       | 0.51  | 0.73  |
| 3                   | 29                    | 45    | 63    | 36                | 1.26                    | 0.7                        | 35.47               | 0.53                     | 0.51       | 0.65  | 0.85  |
| 4                   | 31                    | 49    | 70    | 36                | 1.68                    | 0.7                        | 35.29               | 0.71                     | 0.56       | 0.71  | 0.92  |
| 4.25                | 31                    | 49    | 71    | 36                | 1.78                    | 0.7                        | 35.25               | 0.75                     | 0.53       | 0.68  | 0.87  |
| 5.25                |                       |       | 72.5  | 36                | 2.21                    | 0.7                        | 35.07               | 0.93                     | 0.53       | 0.68  | 0.86  |

# Annexe E :Essai Simple d'oedomètre

## 1. Sol naturel sans traitement :

| Pression( Kpa) | $\Delta H$ ( Cm) | $H1=H0-\Delta H$ | $e=(H1-Hs)/Hs$ | CP   |
|----------------|------------------|------------------|----------------|------|
| 10             | -                | -                | 0.416          | 4.24 |
| 25             | 0.148            | 19.842           | 0.406          |      |
| 50             | 0.296            | 19.704           | 0.396          |      |
| 100            | 0.602            | 19.398           | 0.381          |      |
| 200            | 0.716            | 19.284           | 0.366          |      |
| 200            | 1.576            | 18.576           | 0.306          |      |
| 400            | 1.885            | 18.115           | 0.284          |      |

$$H = 1.9\text{cm}, H_p = W_s / (\gamma_s * S), e = (H - H_s) / H_s$$

## 2. Sol avec traitement par l'Achaux 1%-2%-3% successive :

| Pression( Kpa) | S0 1% Achaux   |      | S0 2% Achaux   |      | S0 3% Achaux   |      |
|----------------|----------------|------|----------------|------|----------------|------|
|                | $e=(H1-Hs)/Hs$ | CP   | $e=(H1-Hs)/Hs$ | CP   | $e=(H1-Hs)/Hs$ | CP   |
| 10             | 0.416          | 3.32 | 0.416          | 2.19 | 0.416          | 0.85 |
| 25             | 0.403          |      | 0.401          |      | 0.396          |      |
| 50             | 0.391          |      | 0.387          |      | 0.379          |      |
| 100            | 0.377          |      | 0.372          |      | 0.362          |      |
| 200            | 0.358          |      | 0.35           |      | 0.339          |      |
| 200            | 0.311          |      | 0.319          |      | 0.327          |      |
| 400            | 0.289          |      | 0.298          |      | 0.304          |      |

# Annexe F : Classification selon l'USCS :

## ➤ Tableau de classification des sols :

| Criteria for Assigning Group Symbols and Group Names Using Laboratory Tests <sup>A</sup> |  |   |   | Soil Classification                      |                                   |  |
|--|--|---|---|--|-----------------------------------|--|
|  |  |   |   | Group Symbol                             | Group Name <sup>B</sup>           |  |
| COARSE-GRAINED SOILS   | Gravels<br>(More than 50 % of coarse fraction retained on No. 4 sieve) | Clean Gravels<br>(Less than 5 % fines <sup>C</sup> )          | $Cu \geq 4$ and $1 \leq Cc \leq 3^D$  | GW                                       | Well-graded gravel <sup>E</sup>   |  |
|  |  |   | $Cu < 4$ and/or $[Cc < 1$ or $Cc > 3]^D$  | GP                                       | Poorly graded gravel <sup>E</sup> |  |
|  | More than 50 % retained on No. 200 sieve                               | Gravels with Fines<br>(More than 12 % fines <sup>C</sup> )    | Fines classify as ML or MH  |  | GM                                | Silty gravel <sup>E,F,G</sup>                                      |
|  |  |   | Fines classify as CL or CH  |  | GC                                | Clayey gravel <sup>E,F,G</sup>                                     |
|  |  | Sands<br>(50 % or more of coarse fraction passes No. 4 sieve) | Clean Sands<br>(Less than 5 % fines <sup>H</sup> )  | $Cu \geq 6$ and $1 \leq Cc \leq 3^D$     | SW                                | Well-graded sand <sup>I</sup>                                      |
|  |  |   |   | $Cu < 6$ and/or $[Cc < 1$ or $Cc > 3]^D$ | SP                                | Poorly graded sand <sup>I</sup>                                    |
| Sands with Fines<br>(More than 12 % fines <sup>H</sup> )                                 | Fines classify as ML or MH   |   | SM  | Silty sand <sup>F,G,I</sup>              |                                   |  |
|  | Fines classify as CL or CH   |   | SC  | Clayey sand <sup>F,G,I</sup>             |                                   |  |
| FINE-GRAINED SOILS   | Silts and Clays<br><br>Liquid limit less than 50                       | inorganic   | $PI > 7$ and plots on or above "A" line <sup>J</sup>  | CL                                       | Lean clay <sup>K,L,M</sup>        |  |
|  |  |   | $PI < 4$ or plots below "A" line <sup>J</sup>   | ML                                       | Silt <sup>K,L,M</sup>             |  |
|  | 50 % or more passes the No. 200 sieve                                  | organic   | $\frac{\text{Liquid limit} - \text{oven dried}}{\text{Liquid limit} - \text{not dried}} < 0.75$ |  | OL                                | Organic clay <sup>K,L,M,N</sup><br>Organic silt <sup>K,L,M,O</sup> |
|  |  |   | Silts and Clays<br><br>Liquid limit 50 or more  | inorganic                                | PI plots on or above "A" line     | CH   |
|  |  | PI plots below "A" line                                       |   |  | MH                                | Elastic silt <sup>K,L,M</sup>                                      |
|  |  | organic   | $\frac{\text{Liquid limit} - \text{oven dried}}{\text{Liquid limit} - \text{not dried}} < 0.75$ |  | OH                                | Organic clay <sup>K,L,M,P</sup><br>Organic silt <sup>K,L,M,Q</sup> |
| HIGHLY ORGANIC SOILS   | Primarily organic matter, dark in color, and organic odor              |   |   | PT                                       | Peat                              |  |