

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة الجيلالي بونعامة خميس مليانة  
Université Djilali Bounaâma Khemis Miliana



**Faculté des Sciences de la nature et de la vie et des  
sciences de la terre**

**Sciences de la Terre et l'Univers**

**MÉMOIRE**

**Présenté pour l'obtention du diplôme de**

**MASTER**

**FILIERE :**

**GEOTECHNIQUE**

**OPTION :**

**GEOTECHNIQUE**

**PAR : M.ZOUHEIR BENDRISS**

**MODELISATION DES ESSAIS AU LABORATOIRE  
- ÉTUDE DE CAS D'UN TERRAIN RENFORCE PAR  
GEOTEXTILE DANS LA VILLE DE BOUINAN -**

Soutenu publiquement le :04/07/2018devant le jury composé de :

**Président :** Mme. FILALI M. /U. de Khemis Miliana  
**Examineurs:**  
Mme. MELLAL. / U. de Khemis Miliana  
Mme. BEN HANI L. /U. de Khemis Miliana  
M. YAMANI A.E. /U. de Khemis Miliana  
**Rapporteur :** Mme. BELHADJ F.Z. /U. de Khemis Miliana

**Année universitaire : 2017/2018**



## *Dédicace*

*« Je dédie ce modeste travail :*

*à toute la famille, mon père, ma mère, et mes frères et sœurs,*

*à toute les amis et proches et*

*à tous personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin. »*

---

## **Remerciements**

*Tout d'abord, je remercie le Bon Dieu tout puissant de m'avoir donné la volonté et le courage pour accomplir ce travail.*

*Mes remerciements s'adressent tout particulièrement à **Mme. Belhadj fatima zahraqui** a encadré ce travail, me faisant ainsi profiter de ses compétences et de sa rigueur scientifique; qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance pour le temps qu'il a bien consacré à cette étude.*

*Je souhaite exprimer ma forte reconnaissance et ma sincère gratitude au **M. Leonardo Leonetti**, Professeur a département d'ingénierie informatique, modélisation, électronique et ingénierie des systèmes (DIMES) de Calabria, Italie et **M. Muhammed Rawaz Dlarwar**, Professeur a l'École nationale des ponts et chaussées de Paris, France. qui m'a beaucoup aidé.*

*Je souhaite exprimer toute ma reconnaissance et ma gratitude à **Mme. Filali Mira** chef département à U. de Khemis Miliana, qui m'a honoré en présidant mon jury.*

*Je remercie également, **Mme. Mellal**. l'U.de Khemis Miliana, **Mme. Ben Hani.L** l'U. de Khemis Miliana et **M. Yamani A.E.** l'U. de Khemis Miliana de m'avoir fait l'honneur d'accepter de rapporter ce mémoire.*

*Je remercie l'ensemble du personnel du laboratoire de l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics qui était très agréable avec nous pendant notre formation au sein du laboratoire (**M. Besbes. KH, M. Hadjiedj. M, M. Maiza. H, Mme. Berkat. S, Mme. Deraiss. F.Z**).*

*Je ne saurai oublier mes collègues de la promotion et du laboratoire dont l'ambiance et le soutien moral ont accompagné l'évolution de ce travail de recherche.*

*Enfin je remercie toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin à ce travail.*

## *Résumé*

---

Actuellement les méthodes de renforcement en géotechnique sont limitées à la densification du sol par compactage, vibro-flotation, drainage vertical, au renforcement par colonnes ballastées, inclusions rigides et par amélioration des caractéristiques du sol. L'utilisation des géosynthétiques comme matériaux de renforcement a connu ces dernières décennies une croissance énorme notamment pour la stabilisation des talus et des remblais.

Le travail de mémoire porte sur une étude expérimentale du comportement des sols renforcés (par nappe géosynthétique) et sur une étude numérique consiste à modéliser le comportement mécanique en utilisant le code commercial de calcul par les éléments fini ABAQUS, selon une loi élasto-plastique de type Mohr-Coulomb. L'application de cette simulation a été effectuée sur les deux cas de sol renforcé et no renforcé. Une étude comparative basée sur le calcul du coefficient de sécurité et les paramètres plastiques des cas traités a été mise en œuvre.

*Mots-clés* : Renforcement des sols; Expérimentation, Modélisation; MEF; Interaction sol/géosynthétique; Abaqus; Mohr-Coulomb; Argile limoneuse.

## *Abstract*

---

Currently, geotechnical reinforcement methods are limited to soil densification by compaction, vibro-flotation, and vertical drainage, reinforcement by ballasted columns, rigid inclusions and improvement of soil characteristics. In recent decades, the use of geosynthetics as reinforcing materials has led to tremendous growth, especially for the stabilization of slopes and embankments.

The thesis work deals with an experimental study of the behavior of reinforced soils (by geosynthetic sheet) and a numerical study consists in modeling the mechanical behavior using the commercial code of computation by the finite elements ABAQUS. according to an elasto-plastic law of Mohr-Coulomb type. The application of this simulation was carried out on the two cases of reinforced and unreinforced soil. A comparative study based on the calculation of the safety coefficient and the plastic parameters of the treated cases has been implemented.

*Keywords* : soil reinforcement; Experimentation; Numerical modeling; finite element method  
Interaction soil/geosynthetic; abaqus; mohr-coulomb; Silty clay.

## خلاصة

---

حاليًا ، تقتصر طرق التعزيز الجيوتقني على تكثيف التربة عن طريق الضغط ، التعويم بالبخار ، والتصريف العمودي ، والتعزيز من خلال الأعمدة الصابورة ، والشوائب الصلبة وتحسين خصائص التربة. في العقود الأخيرة، أدى استخدام المواد الجيوتكستائل كمواد معززة إلى نمو هائل لا سيما من أجل تثبيت المنحدرات والسدود. يتناول بحث الأطروحة دراسة تجريبية لسلوك التربة المعززة (عن طريق صفيحة من الجيوتكستائل) وغير المعززة، كما يتناول دراسية رقمية من خلال نمذجة و محاكاة السلوك الميكانيكي للتربة المعززة و غير معززة و ذلك باستخدام الشفرة الحسابية اباكوس بواسطة طريقة العناصر المنتهية،وفقا لقانون البلاستيك المرن من نوع مور-كولون،وقد تم تطبيق هذه المحاكاة على الحالتين التربة المعززة و التربة غير معززة. ثم تم تنفيذ دراسة مقارنة تستند إلى حساب معامل السلامة والمعايير البلاستيكية للحالات المعالجة.

### الكلمات المفتاح

تقوية التربة، تجريب، المحاكاة العددية، طريقة العناصر المنتهية، التفاعلية تربة/الجيوتكستائل، اباكوس، مور-كولون، الطين الغريني.

# Table des matières

|                             |   |
|-----------------------------|---|
| INTRODUCTION GENERALE ..... | 1 |
|-----------------------------|---|

## CHAPITRE I : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

|  |    |
|--|----|
| I.1. Les sols cohérents.....   | 3  |
| I.1.1. Les argiles.....  | 3  |
| I.1.2. Comportement des sols cohérents .....                                       | 4  |
| <i>Etat liquide</i> : .....  | 4  |
| <i>Etat plastique</i> : .....  | 4  |
| <i>Etat solide avec retrait</i> : .....  | 4  |
| <i>Etat solide sans retrait</i> : .....  | 4  |
| I.2. TASSEMENT DES SOLS SATURES - PHENOMENE DE CONSOLIDATION .....                 | 5  |
| I.2.1. La consolidation : Analogie mécanique .....                                 | 5  |
| I.2.2. Consolidation primaire, consolidation secondaire.....                       | 6  |
| I.3. RESISTANCE AU CISAILLEMENT.....   | 7  |
| I.3.1. Relations entre contraintes et déformations.....                            | 7  |
| I.3.2. Définition de la rupture du sol.....  | 7  |
| I.3.3. Comportement drainé et non drainé d'un sol .....                            | 8  |
| <i>Comportement drainé</i> .....   | 8  |
| <i>Comportement non drainé</i> .....   | 9  |
| I.4. Essais de cisaillement direct à la boîte de types consolidé-drainé.....       | 9  |
| I.4.1. Appareillage .....  | 10 |
| I.4.2. Courbes « effort-déformation » .....  | 11 |
| I.4.3. Courbe intrinsèque.....   | 11 |
| I.5. Choix des paramètres .....  | 12 |
| I.6. Renforcement des sols.....  | 12 |
| I.6.1. Comportement des sols fins et problèmes typiques.....                       | 12 |
| I.6.2. Concept de sol renforcé.....  | 13 |
| I.6.3. Types de renforcement .....   | 14 |
| I.6.4. Renforcement par géosynthétiques.....                                       | 14 |
| I.6.5. Quelques ouvrages expérimentaux en sols renforcés par géosynthétiques ..... | 16 |
| I.6.6. Mur en limons marneux, renforcé par des géotextiles.....                    | 16 |
| I.6.7. Modèle continu équivalent : méthode d'homogénéisation.....                  | 17 |

|         |   |    |
|---------|---|----|
| I.6.8.  | Choix des géotextiles.....  | 18 |
| I.6.9.  | Comportement mécanique des sols renforcés par nappes de géotextile..... | 18 |
| I.6.10. | Durabilité et comportement à long terme .....                           | 19 |
| I.7.    | Conclusion.....   | 20 |

## **CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET CHIMIQUES DES MATERIAUX**

|         |   |    |
|---------|---|----|
| II.1.   | Présentation du cadre général de l'aire d'étude.....                    | 20 |
| II.1.1. | Situation géographique.....   | 20 |
| II.1.2. | Description du site.....  | 20 |
| II.1.3. | Contexte géotechnique .....   | 21 |
| II.2.   | Matériaux utilisés .....  | 22 |
| II.3.   | Caractéristiques physiques .....  | 23 |
| II.3.1. | Teneur en eau .....   | 23 |
| II.3.2. | Masse volumique des grains solides.....                                 | 23 |
| II.3.3. | Masse volumique sèche.....  | 23 |
| II.3.4. | Indice des vides .....  | 23 |
| II.3.5. | Porosité.....   | 24 |
| II.3.6. | Degrés de saturation .....  | 24 |
| II.4.   | Analyse granulométrique.....  | 25 |
| II.4.1. | Méthode par tamisage.....   | 25 |
| II.4.2. | Méthode par sédimentation .....   | 26 |
| II.5.   | Analyse de l'argilosité.....  | 28 |
| II.5.1. | Consistance des sols fins (limites d'Atterberg) .....                   | 29 |
|         | <i>Limites de plasticité.....</i>                                       | 29 |
|         | <i>Limite de liquidité.....</i>   | 30 |
| II.5.2. | Activité argileuse : Valeur de bleu VBS .....                           | 31 |
| II.5.3. | Conclusion.....   | 32 |
| II.6.   | Analyses chimiques.....   | 33 |
| II.6.1. | Teneur en carbonates.....   | 33 |
| II.6.2. | La teneur des sulfates .....  | 33 |
| II.7.   | Essais de caractérisation du comportement mécanique du sol étudié ..... | 33 |
| II.8.   | II.8.1. Essai Proctor modifié.....                                      | 34 |
| II.8.1. | Présentation des résultats.....   | 34 |
| II.8.2. | Essai CBR (California Bearing Ratiotest).....                           | 35 |
| II.9.   | Classification des sols .....   | 36 |

|         |   |    |
|---------|---|----|
| II.9.1. | Classification des sols selon la norme (NF P 11-300 ou GTR 1992)..... | 36 |
| II.10.  | Conclusion.....   | 36 |

### **CHAPITRE III : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS NON RENFORCES ET RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES**

|            |  |    |
|------------|--|----|
| III.1.     | Type de géotextile utilisé.....  | 38 |
| III.1.1.   | Essai de Résistance à la traction.....                                   | 39 |
| III.2.     | Essai de compressibilité a l'œdomètre.....                               | 41 |
| III.2.1.   | Essai sur des échantillons non renforcés.....                            | 42 |
| III.2.1.1. | Préparation des échantillons.....  | 42 |
| III.2.1.2. | Principe et mode d'opérateur.....  | 42 |
| III.2.1.3. | Caractéristiques obtenues à l'essai de compressibilité à l'œdomètre..... | 43 |
| III.2.1.4. | Présentation des résultats.....  | 44 |
| III.2.1.5. | Interprétation des résultats.....  | 46 |
| III.2.2.   | Essais sur des échantillons renforcés.....                               | 46 |
| III.2.2.1. | Préparation de l'échantillon.....  | 46 |
| III.2.2.2. | Présentation des résultats.....  | 47 |
| III.2.2.3. | Interprétation des résultats.....  | 48 |
| III.3.     | Essai de gonflement libre à l'œdomètre.....                              | 48 |
| III.3.1.   | Essai sur des échantillons non renforcés.....                            | 49 |
| III.3.1.1. | Principe et mode d'opérateur.....  | 49 |
| III.3.1.2. | Présentation des résultats.....  | 50 |
| III.3.1.3. | Interprétation des résultats.....  | 51 |
| III.3.2.   | Essai sur des échantillons renforcés.....                                | 51 |
| III.3.2.1. | Mise en place des sols.....  | 51 |
| III.3.2.2. | Présentation des résultats.....  | 51 |
| III.3.2.3. | Interprétation des résultats.....  | 52 |
| III.4.     | Essais de cisaillement direct à la boîte.....                            | 53 |
| III.4.1.   | Essai sur des échantillons non renforcés.....                            | 53 |
| III.4.1.1. | Mise en place des sols.....  | 53 |
| III.4.1.2. | Appareillage.....  | 53 |
| III.4.1.3. | Mode opératoire.....   | 54 |
| a)         | <i>Consolidation et saturation des échantillons</i> .....                | 54 |
| b)         | <i>Cisaillement des échantillons</i> .....                               | 54 |
| III.4.1.4. | Présentation des résultats.....  | 55 |
| a)         | Courbes $\tau = f(\Delta L)$ .....                                       | 55 |
| b)         | Droites Intrinsèques : $\tau = f(\sigma)$ .....                          | 56 |

|            |   |    |
|------------|---|----|
| III.4.2.   | Essai sur des échantillons renforcés .....      | 56 |
| III.4.2.1. | Mise en place de géotextile dans le sol.....    | 56 |
| III.4.2.2. | Présentation des résultats.....                 | 57 |
| a)         | Courbes $\tau = f(\Delta L)$ .....              | 57 |
| b)         | Droites Intrinsèques : $\tau = f(\sigma)$ ..... | 57 |
| III.4.2.3. | Interprétation .....                            | 58 |
| III.5.     | Conclusion.....                                 | 59 |

## CHAPITRE IV : MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

|         |   |    |
|---------|---|----|
| IV.1.   | Concepts de base de MEF .....   | 60 |
| IV.1.1. | Définitions .....   | 60 |
| IV.1.2. | Calculs par la MEF.....   | 61 |
| IV.1.3. | Présentation d'ABAQUS.....  | 61 |
| IV.1.4. | Les modèles de comportement utilisés dans ABAQUS .....                  | 63 |
| IV.2.   | Modèle de Mohr-Coulomb .....  | 64 |
| IV.2.1. | Module d'Young : .....  | 65 |
| IV.2.2. | Coefficient de Poisson : .....  | 66 |
| IV.2.3. | Angle de frottement : .....   | 66 |
| IV.2.4. | Cohésion.....   | 66 |
| IV.2.5. | Angle de dilatance : .....  | 66 |
| IV.3.   | Définition des données .....  | 67 |
| IV.3.1. | La géométrie du modèle .....  | 67 |
| IV.3.2. | Caractéristiques des matériaux .....                                    | 67 |
| IV.3.3. | Génération du maillage.....   | 68 |
| IV.3.4. | Chargement et conditions aux limites .....                              | 68 |
| IV.4.   | Les principaux résultats.....   | 69 |
| IV.4.1. | Déformations plastiques .....   | 69 |
|         | Interprétation .....  | 69 |
| IV.4.2. | Déplacement total.....  | 70 |
|         | Interprétation .....  | 70 |
| IV.4.3. | Facteur de sécurité.....  | 71 |
|         | Interprétation .....  | 71 |
| IV.5.   | Comparaison et validation des résultats de la simulation numérique..... | 71 |
| IV.5.1. | Les résultats obtenus sous le logiciel Plaxis.....                      | 72 |
|         | La surface de rupture .....   | 72 |
|         | .....   | 72 |

|  |           |
|--|-----------|
| Déplacement total.....                                       | 72        |
| Facteur de sécurité.....                                     | 73        |
| IV.5.2. Les résultats obtenus sous le logiciel Optum G2..... | 74        |
| La surface de rupture et le Facteur de sécurité .....        | 74        |
| IV.5.3. Les résultats obtenus par la méthode de Bishop.....  | 74        |
| IV.6. Conclusion.....  | 76        |
| <b>CONCLUSION GENERALE .....</b>                             | <b>77</b> |
| <b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>                                   | <b>79</b> |
| <b>ANNEXES.....</b>  | <b>84</b> |

## Liste des figures

### Chapitre I

|  |    |
|--|----|
| Figure I-1: Modèle rhéologique de la consolidation d'après [CALL, 04].....   | 5  |
| Figure I-2: Contraintes et déformations dans le temps en un point donné [CALL, 04] .....   | 6  |
| Figure I-3: Courbe de consolidation d'un sol fin [MAGN, 90].....   | 6  |
| Figure I-4: Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement [JEAN, 03].  | 8  |
| Figure I-5: Boîte de cisaillement .....  | 11 |
| Figure I-6: Courbes « effort-déformation » d'un sol dans un essai de cisaillement [MAGN2, 96] .....  | 11 |
| Figure I-7: Courbe intrinsèque d'un sol (représentation de Mohr) [MAGN2, 96].....  | 12 |
| Figure I-8: Critère de rupture d'un sable sans et avec renforcement [SCHL, 74].....  | 13 |
| Figure I-9: Types de géotextiles : (a) tissé; (b) Non-tissé; (c) tricoté [BELL, 13] .....  | 15 |
| Figure I-10: Mécanisme de base impliqué dans la fonction de renforcement des talus [BELL, 13] ....   | 16 |
| Figure I-11: Champ de déformation dans un massif en limon marneux renforcé par géosynthétiques, chargé localement en tête [WICH, 86] ..... | 17 |
| Figure I-12: Apport de cohésion par renforcement géocellulaire [JOUL, 06] .....  | 17 |
| Figure I-13: Détails du test de cisaillement direct du sol renforcé (interaction Sol-géotextile).....                                      | 19 |

### Chapitre II

|   |    |
|---|----|
| Figure II-1: Localisation de la commune de Bouinan dans la wilaya de Blida.....                             | 20 |
| Figure II-2: Plan de masse du projet, sur fond de photo satellite .....                                     | 20 |
| Figure II-3: Photo du talus sud du quartier prioritaire.....  | 21 |
| Figure II-4: Plan d'implantation des sondages carottés [LNHC, 17] .....                                     | 21 |
| Figure II-5: Lieu d'échantillonnage de sol .....  | 22 |
| Figure II-6: Refus dans les différents tamis .....  | 25 |
| Figure II-7: La courbe granulométrique de Diamètre supérieur à 80µm .....                                   | 26 |
| Figure II-8: La courbe granulométrique (tamisage et sedimentometrique).....                                 | 27 |
| Figure II-9: Courbe sédimentométrique de la fraction argileuse.....   | 27 |
| Figure II-10: États d'un sol en fonction de sa teneur en eau [GUET, 15].....                                | 29 |
| Figure II-11: Limite de liquidité du sol étudié .....   | 30 |
| Figure II-12: Couple (WL, IP) du sol placé dans le diagramme de plasticité de Casagrande.....               | 31 |
| Figure II-13: Essai au bleu de méthylène .....  | 32 |
| Figure II-14: Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée -Essai Proctor modifié- .<br>..... | 34 |
| Figure II-15: Courbe de de portance de CBR.....   | 35 |

### Chapitre III

|  |    |
|--|----|
| Figure III-1: Renforcement des ziggourats par des tissés de paille [BRIA, 06].....                                 | 37 |
| Figure III-2: Schématisation d'une interface.....  | 38 |
| Figure III-3: Le géotextile utilisé dans cette étude (Stabilenka) .....  | 39 |
| Figure III-4: Photo d'une mise en place des bandes de géotextile dans les mâchoires de la machine de traction..... | 40 |
| Figure III-5: La courbe de traction de la surface longitudinale de géotextile utilisé.....                         | 40 |
| Figure III-6: La courbe de traction de la surface transversale de géotextile utilisé.....                          | 41 |
| Figure III-7: Confection des éprouvettes par compactage statique .....   | 42 |
| Figure III-8: Coupe schématisée d'un moule œdométrique.....  | 43 |

|  |    |
|--|----|
| Figure III-9: Schématisation de la courbe de compressibilité à l'œdomètre .....  | 45 |
| Figure III-10: Coupe de schématisation d'un moule œdométrique, interaction (Sol-géotextile) .....                          | 46 |
| Figure III-11: Schématisation de La Courbe de compressibilité a l'œdomètre de l'échantillon renforcé .....                 | 48 |
| Figure III-12: Coupe schématisée d'un moule œdométrique pour l'essai de gonflement libre .....                             | 49 |
| Figure III-13: Schématisation de la courbe de gonflement libre à l'œdomètre (sol).....                                     | 50 |
| Figure III-14: Coupe de schématisation d'un moule œdométrique pour l'essai de gonflement interaction (Sol-géotextile)..... | 51 |
| Figure III-15: Schématisation de la courbe de gonflement libre à l'œdomètre (sol-géotextile).....                          | 52 |
| Figure III-16: matériau compacté dans la boîte de cisaillement.....  | 53 |
| Figure III-17: Schéma de la boîte de cisaillement .....  | 54 |
| Figure III-18: Courbes Contraintes – Déformations sous les contraintes de compression.....                                 | 55 |
| Figure III-19: Droite Intrinsèque .....  | 56 |
| Figure III-20: Position de la de géotextiles dans les échantillons .....   | 56 |
| Figure III-21: Photos après essais des échantillons renforcés .....  | 57 |
| Figure III-22: Courbes Contraintes – Déformations sous les contraintes de compression.....                                 | 57 |
| Figure III-23: Droite Intrinsèque .....  | 58 |
| Figure III-24: Effet de renforcement sur le comportement mécanique des sols.....   | 58 |

## Chapitre IV

|  |    |
|--|----|
| Figure IV-1: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb .....                                  | 64 |
| Figure IV-2: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ .....                                    | 65 |
| Figure IV-3: Échantillon soumis à un cisaillement direct .....                                   | 66 |
| Figure IV-4: Vue en coupe de Talus .....   | 67 |
| Figure IV-5: Modèle géométrique du projet .....  | 67 |
| Figure IV-6: Maillage de talus .....   | 68 |
| Figure IV-7: La distribution de déformation plastique dans le talus non renforcé.....            | 69 |
| Figure IV-8: La distribution de déformation plastique dans le talus renforcé par géotextile..... | 69 |
| Figure IV-9: La forme de déplacement pour le sol naturel .....                                   | 70 |
| Figure IV-10: La forme de déplacement pour le sol renforcé .....                                 | 70 |
| Figure IV-11: Le facteur de sécurité pour le sol naturel.....                                    | 71 |
| Figure IV-12: Le facteur de sécurité pour le sol renforcé .....                                  | 71 |
| Figure IV-13: Mécanisme plastique obtenu sous Plaxis d'un sol non renforcé .....                 | 72 |
| Figure IV-14: Mécanisme plastique obtenu sous Plaxis d'un sol renforcé .....                     | 72 |
| Figure IV-15: Déplacement sol de non renforcé .....  | 72 |
| Figure IV-16: Déplacement de sol renforcé .....  | 73 |
| Figure IV-17: facteur de sécurité de sol renforcé.....   | 73 |
| Figure IV-18: facteur de sécurité de sol renforcé.....   | 73 |
| Figure IV-19: Mécanisme plastique obtenu sous Optum G2 (Sol non renforcé).....                   | 74 |
| Figure IV-20: Mécanisme plastique obtenu sous Optum G2 (Sol renforcé).....                       | 74 |
| Figure IV-21: Limite de la surface du sol non renforcé par la méthode de Bishop .....            | 75 |
| Figure IV-22: Limite de la surface du sol renforcé par la méthode de Bishop .....                | 75 |
| Figure IV-23: Limite de la surface du sol renforcé par ABAQUS.....                               | 75 |
| Figure IV-24: Limite de la surface du sol non renforcé par ABAQUS.....                           | 76 |

## Liste des tableaux

### Chapitre I

|  |    |
|--|----|
| Tableau I-1: Calculs de stabilité en mécanique des sols [JEAN, 03] .....   | 9  |
| Tableau I-2: Choix des caractéristiques de cisaillement des sols [JEAN, 03].....   | 12 |
| Tableau I-3: Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés [SCHL, 91]..... | 14 |

### Chapitre II

|  |    |
|--|----|
| TableauII-1: Les caractéristiques physiques et mécanique [LNHC, 17]..... | 22 |
| Tableau II-2: Les caractéristiques physiques de sol étudié .....         | 24 |
| Tableau II-3: L'analyse granulométrique.....                             | 25 |
| Tableau II-4: L'analyse sédimentométrique de la fraction argileuse ..... | 26 |
| Tableau II-5: Détermination de la limite de plasticité.....              | 29 |
| TableauII-6: Les caractéristiques d'identification de sol étudié.....    | 31 |
| Tableau II-7: Les caractéristiques d'identification de sol étudié.....   | 36 |

### Chapitre III

|  |    |
|--|----|
| Tableau III-1: Les caractéristiques physiques et mécaniques du géotextile utilisé .....                            | 41 |
| Tableau III-2: Les dimensions de l'éprouvette de sol. ....   | 43 |
| Tableau III-3: Les Paramètres d'identification de l'essai de compressibilité à l'œdomètre .....                    | 44 |
| Tableau III-4: Variation de l'indice des vides ( $\Delta e$ ) en fonction.....                                     | 44 |
| TableauIII-5: Les paramètres obtenus par la courbe de compressibilité à l'œdomètre .....                           | 46 |
| Table III-6: Les dimensions de la couche du géotextile utilisée .....  | 47 |
| TableauIII-7: Les dimensions de l'éprouvette du sol .....  | 47 |
| TableauIII-8: Variation de l'indice des vides ( $\Delta e$ ) en fonction $\Delta h$ .....                          | 47 |
| TableauIII-9: Les paramètres obtenus par la courbe de compressibilité à l'œdomètre de l'échantillons renforcé..... | 48 |
| TableauIII-10: Les dimensions de l'éprouvette de sol .....   | 49 |
| Tableau III-11: Variation de l'indice des vides ( $e$ ) en fonction de contraintes appliquée ( $\sigma'v$ ) .....  | 50 |
| TableauIII-12: Les paramètres obtenus par la courbe de gonflement à l'œdomètre .....                               | 50 |
| TableauIII-13: Les dimensions de la couche du géotextile utilisée.....   | 51 |
| TableauIII-14: Les dimensions de l'éprouvette de sol .....   | 51 |
| Table III-15: Variation de l'indice des vides ( $e$ ) en fonction de contraintes appliquée ( $\sigma'v$ ).....     | 52 |
| Table III-16: Les paramètres obtenus par la courbe de gonflement à l'œdomètre .....                                | 52 |

### Chapitre IV

|  |    |
|--|----|
| TableauIV-1: Propriétés de sol renforcé et sol non renforcé.....             | 68 |
| TableauIV-2: Résultats obtenus par les différents techniques d'analyse ..... | 76 |

---

# **Introduction Générale**

---

## Introduction générale

L'Algérie a connu ces dernières années une vaste campagne de croissance urbaine et d'extension des villes au détriment des zones potentiellement inondables et à haute risque de glissement, ce qui a constitué un défi majeur pour les bureaux des études urbaines et pour les autorités civiles. Par conséquent, le recours aux différentes techniques et solutions de renforcement de sol est devenue nécessairement indispensable afin d'améliorer la stabilité et la sécurité des terrains. Une des solutions les plus utilisées dans ce contexte, on trouve le renforcement par des nappes géosynthétiques qui consistent à superposer des couches de sol compacté et des géosynthétiques. Cette technique a été largement approuvée et adoptée, vu l'efficacité du soutènement fourni et la simplicité de sa mise en œuvre.

Sous cette optique, la problématique traitée dans ce travail consiste à étudier le comportement mécanique des sols non renforcés et renforcés par géosynthétiques, afin de déterminer les mécanismes induisant leurs performances et de pouvoir les comparer d'une manière quantitative. L'étude du comportement nécessite un passage obligatoire par une phase de détermination des caractéristiques mécaniques à l'interface sol/sol et sol/géosynthétique à travers des essais mécaniques. Le sol (argile limoneuse) étudié dans le cadre de cette étude a été présumé homogène monocouche, renforcé ou non par des inclusions géosynthétiques.

Les travaux de caractérisation expérimentales effectués au cours de ce travail comprennent notamment :

- Des essais de caractérisation physico-chimiques et de comportement mécanique du sol étudié (argile limoneuse) de la région de Bouinan, et de matériau synthétique utilisé comme renforcement (nappes géotextiles) ;
- Des Essais de compressibilité à l'œdomètre sur des échantillons de sol étudié (argile limoneuse) non renforcés et renforcés par une nappe de géotextile.
- Des Essais de gonflement à l'œdomètre sur des échantillons de sol étudié (argile limoneuse) non renforcés et renforcés par des une nappe de géotextile.
- Des essais de cisaillement direct sur des échantillons d'argile limoneuse de la région de Bouinan non renforcés et renforcés par des une nappe de géotextile.

Avec le développement de l'outil informatique, les méthodes de simulation numérique sont devenues des outils de travail indispensables. Afin de consolider notre étude et appréhender davantage le comportement mécanique, une étude de simulation numérique a été menée en utilisant le code commercial de calcul par les éléments fini ABAQUS.

La simulation numérique effectuée par l'utilisation de la méthode des éléments finis a été basée sur les paramètres mécaniques réels obtenus par les essais mécaniques de sol non renforcé et renforcé par géotextile, ce qui améliore davantage la qualité et la pertinence des résultats numériques.

Le travail présenté dans ce manuscrit s'articule autour de quatre chapitres :

Dans le premier chapitre, une étude bibliographique a été présentée sur les différents concepts rhéologiques des matériaux granulaires, les méthodes d'analyse et les techniques de renforcement des sols. Un regard particulier a été porté sur les différentes approches analytiques liées au renforcement des sols par géosynthétiques;

Le deuxième chapitre a été consacré à la classification et l'identification du matériau d'étude (argile limoneuse). Une présentation des résultats d'un certain nombre d'essais fondamentaux d'identification effectués sur le sol étudié a été donnée.

Le troisième chapitre a été dédié à l'étude paramétrique et expérimentale du comportement mécanique des sols granulaires non renforcés et renforcés par matériau géosynthétique. Les résultats sur sols renforcés ont été comparés avec ceux obtenus sur les sols granulaires non renforcés.

Enfin, le quatrième et le dernier chapitre a été consacré à la mise en œuvre de l'approche numérique à savoir la modélisation et la simulation du comportement des matériaux granulaires non renforcés et renforcés par géotextile.

Il est à noter que les chapitres finissent par des conclusions intermédiaires et à la fin du document, une conclusion générale sur ce travail a été donnée et des perspectives de développement et de travaux futurs ont été dégagées.

---

**Chapitre I :**

**Revue bibliographique**

---

# CHAPITRE I : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

De nombreuses études expérimentales ont été menées pour analyser et comprendre les phénomènes fondamentaux qui gouvernent le comportement des sols. Ceux-ci sont exposés dans ce chapitre au travers d'exemples concrets issus du domaine de la recherche scientifique. Parmi les solutions proposées ayant pour but de réduire les dommages sur les structures elles-mêmes et minimiser l'impact sur les populations, on distingue en particulier le renforcement des sols par *géosynthétiques*. En général, les sols ont tendance à se propager latéralement à cause de la poussée des terres. Ces pressions des terres provoquent à la base des ouvrages ou des murs de soutènement des contraintes de cisaillement horizontales qui doivent être reprises par le sol de fondation. Si le sol ne dispose pas d'une résistance au cisaillement suffisante, ce qui pourrait engendrer des défaillances de l'ouvrage, il est souhaitable de mettre en place des nappes de renforcement horizontales de type géotextile ou géo-grille à haute résistance.

On présente tout d'abord les concepts fondamentaux concernant la rhéologie des sols fin, tels que l'état critique, l'état caractéristique et l'état stable. On donne par la suite les différentes techniques concernant l'amélioration des sols et de renforcement par inclusions, et finalement une synthèse sur les inclusions géosynthétiques et leurs contributions d'une manière générale au comportement global des sols renforcés.

## I.1. Les sols cohérents

Les matériaux cohérents sont toujours constitués d'éléments fins et se caractérisent par une perméabilité très faible par rapport aux matériaux granulaires.

### I.1.1. Les argiles

On peut les définir granulométriquement comme une roche dont les particules sont comprises entre 0.2 et 2  $\mu\text{m}$ . C'est une roche sédimentaire terreuse faisant pâte avec l'eau. Elle est donc plastique. La plasticité d'un matériau est caractérisée par le fait qu'il peut être déformé d'une façon permanente, à volume constant, sans perdre sa cohésion interne.

### **I.1.2. Comportement des sols cohérents**

Les sols cohérents (par exemple la plupart des argiles et des limons) ont des comportements relativement distincts. Il ne s'agit pas seulement d'un ordre de grandeur différent des caractéristiques de déformabilité et de résistance, mais bien d'un comportement différent du matériau, dû à sa formation au cours des temps géologiques et à l'histoire des chargements qu'il a subis ultérieurement, les lois sont beaucoup plus complexes et ne sont pas uniques, les chargements sont à plusieurs paramètres, les contraintes dans le sol étant multiaxiales.

Le comportement d'un sols cohérents (sol fin) est avant tout fonction :

- De sa composition minéralogique,
- De sa teneur en eau,
- De sa structure, c'est-à-dire de la manière dont les particules sont disposées et orientées les unes par rapport aux autres.

En particulier la consistance d'un sol fin varie beaucoup suivant sa teneur en eau. Plus précisément, en opérant à teneur en eau décroissante, on rencontre les quatre états/comportements suivants :

#### ***Etat liquide :***

Le sol n'a qu'une cohésion très faible. Il a l'aspect d'un fluide. Il tend à s'étaler si on le pose sur une surface horizontale.

#### ***Etat plastique :***

Le sol a une cohésion plus importante. Posé sur une surface horizontale, il n'a pas tendance à s'étaler mais n'offre aucune résistance à l'action de charges même très faibles.

#### ***Etat solide avec retrait :***

La déformabilité du corps est beaucoup plus faible. Soumis à la dessiccation, il perd une partie de son eau interstitielle tout en se contractant d'une valeur appréciable.

#### ***Etat solide sans retrait :***

La rigidité du sol augmente et son volume ne change pas quand sa teneur en eau diminue. Le passage d'un état à l'autre s'effectue évidemment d'une façon progressive.

## I.2. TASSEMENT DES SOLS SATURES - PHENOMENE DE CONSOLIDATION

### I.2.1. La consolidation : Analogie mécanique

Dans un milieu parfaitement saturé, au début c'est l'eau qui prend tout l'effort. Celle-ci se met alors en mouvement conformément à la loi de DARCY ( $V = K.i$ ) et s'écoule à une vitesse qui est fonction de la perméabilité du milieu. Progressivement, les grains solides se substituent à l'eau pour la transmission des charges. Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle ayant repris, en chaque point, la pression initiale telle qu'elle existait avant la mise en charge du milieu. On dit alors que le milieu est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées.

La Figure I-1 rend bien compte du phénomène de consolidation. Considérons un cylindre rempli d'eau sous un piston muni d'un petit orifice O et reposant sur un ressort R prenant appui sur le fond du cylindre. En exerçant maintenant une force N sur le piston. Cette charge est tout d'abord reprise par l'eau du cylindre. Cette dernière s'évacue lentement par l'ouverture O. Le ressort est comprimé progressivement et il arrive un moment où ce ressort équilibre la force F: L'eau est à nouveau à la pression atmosphérique et son évacuation par l'orifice O s'arrête. Le système prend ainsi son équilibre final. On voit l'analogie de cet appareil avec un sol saturé soumis à des charges : le ressort représente les grains solides qui, peu à peu, prennent en compte les charges extérieures à la place de l'eau ambiante [CHIK, 11].

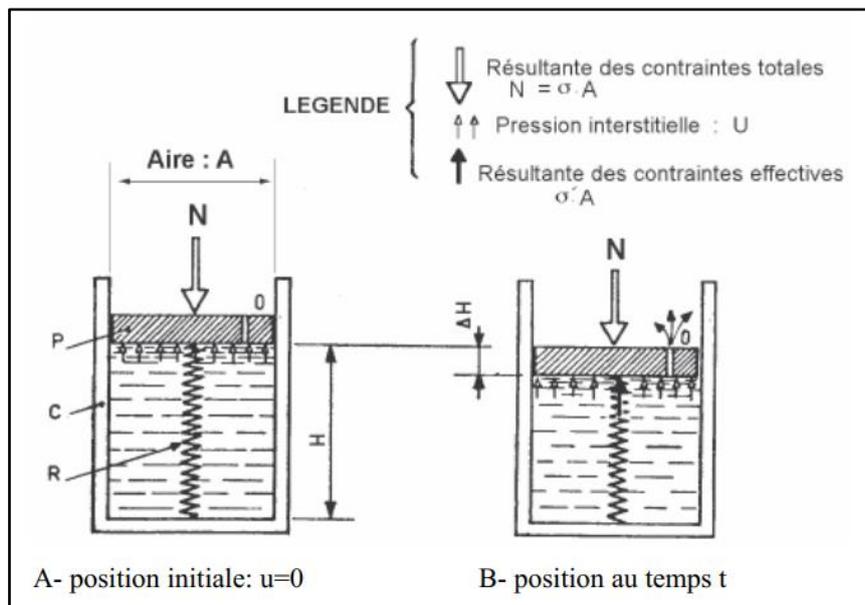


Figure I-1: Modèle rhéologique de la consolidation d'après [CALL, 04]

Cette dernière s'évacue plus ou moins lentement par les interstices entre les grains représentés schématiquement par l'orifice O. L'équilibre final, en milieu saturé, se produit au

bout d'un temps qui peut varier pratiquement de quelques minutes, dans les milieux sablo-graveleux très perméables, à plusieurs années ou dizaines d'années, dans les argiles très peu perméables. Les sols fins sont donc très sensibles au phénomène de consolidation (Figure I-2).

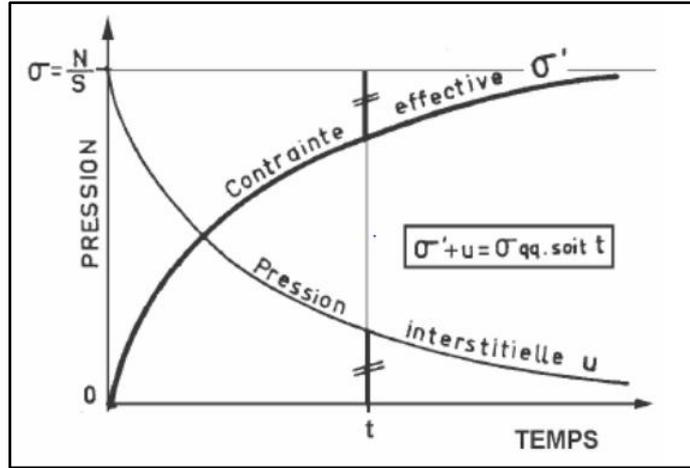


Figure I-2: Contraintes et déformations dans le temps en un point donné [CALL, 04]

### I.2.2. Consolidation primaire, consolidation secondaire

La courbe sur la Figure I-3 présente d'abord un palier sensiblement horizontal AB, une partie BI décroissante, à concavité tournée vers le bas, puis, au-delà du point d'inflexion I, une partie IC à concavité tournée vers le haut. La pression interstitielle est considérée comme dissipée au temps, noté  $t_{100}$ , correspondant au point d'intersection J de la tangente à la courbe au point d'inflexion I, et de l'asymptote à la partie IC de la courbe. On note la valeur du tassement correspondant  $s_{100}$ , ainsi que celle du tassement en fin d'essai  $s_f$ .

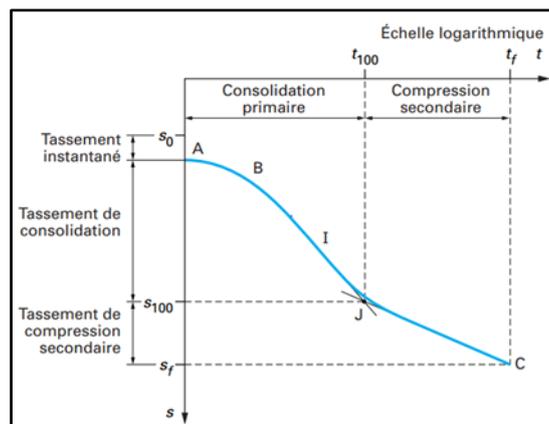


Figure I-3: Courbe de consolidation d'un sol fin [MAGN, 90]

### **I.3. RESISTANCE AU CISAILLEMENT**

#### **I.3.1. Relations entre contraintes et déformations**

La description du comportement d'un milieu continu sollicité par des forces de volume ou de surface suppose la connaissance :

- De la loi de comportement, qui relie à tout instant  $t$  et en tout point du milieu le tenseur des contraintes et celui des déformations ;
- Des conditions initiales et aux limites sur les contraintes et les déformations.

Dans le cas des sols, la loi de comportement est particulièrement complexe. Dans les calculs courants, par souci de simplification, on ne cherche pas à déterminer les déformations des sols jusqu'à la rupture, mais on sépare le problème des déformations de celui de la stabilité. Pour les calculs de déformations, on utilise notamment les méthodes de Compressibilité. Consolidation. Tassement de cette rubrique. Pour les études de stabilité, on recourt au concept de critère de plasticité ou, plus exactement, de rupture, en admettant que les déformations du sol avant la rupture ont un effet négligeable sur les conditions de rupture[JEAN, 03].

La plupart des méthodes de calcul de stabilité classiques en mécanique des sols reposent sur la théorie de la plasticité. Dans cette théorie, on admet que les déformations restent petites et réversibles tant que l'on reste, dans l'espace des contraintes, à l'intérieur d'un certain domaine. La frontière de ce domaine est appelée frontière (ou surface) d'écoulement. Dès que l'état de contraintes en un point du milieu atteint cette frontière, des déformations plastiques irréversibles apparaissent.

#### **I.3.2. Définition de la rupture du sol**

La rupture dans un sol ne pose pas seulement un problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également définir à quel moment se produit la rupture (Figure I-4) dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement résistance au cisaillement. Cinq types d'essais sont utilisés pour déterminer en laboratoire la résistance au cisaillement des sols[BLIV, 90]:

- Les essais à l'appareil triaxial de révolution ;
- Les essais de compression simple ;
- Les essais de cisaillement direct à la boîte ;

- Les essais de cisaillement direct alterné à la boîte ;
- Les essais au scissomètre de laboratoire

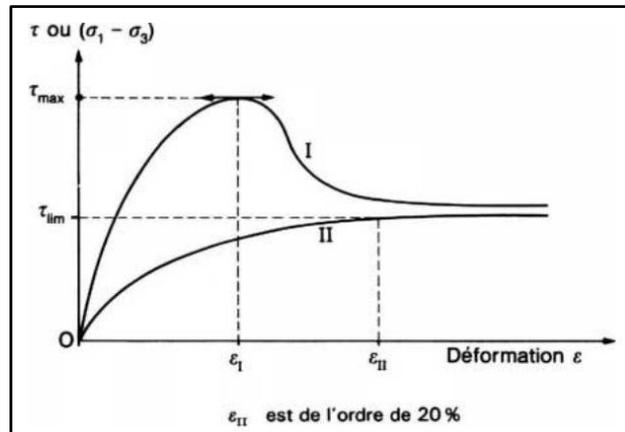


Figure I-4: Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement [JEAN, 03].

### I.3.3. Comportement drainé et non drainé d'un sol

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués. Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement. On distingue, de ce point de vue, deux grands types de comportement du sol :

- Le comportement drainé ;
- Le comportement non drainé.

#### *Comportement drainé*

En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé. Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement. Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont appelées caractéristiques drainées. Elles sont représentatives du comportement du squelette solide.

Les caractéristiques drainées des sols fins cohérents sont déterminées dans les types d'essais suivants :

- Les essais de référence sont les essais triaxiaux, réalisés en compression et de types consolidé-drainé (CD) et consolidé-non drainé (CU) avec mesure de la pression interstitielle  $u$  ;
- On peut utiliser également les essais de cisaillement direct à la boîte de type consolidé-drainé (essais lents) pour déterminer la courbe intrinsèque du sol.

### *Comportement non drainé*

En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide, sans modification notable des contraintes normales effectives dans le squelette. Les caractéristiques de cisaillement du sol dans un comportement non drainé sont dites caractéristiques non drainées. Elles traduisent le comportement global des deux phases solide et liquide et n'ont de signification que tant que la proportion de ces deux phases n'est pas modifiée, c'est-à-dire tant qu'il n'y a pas de drainage.

Les caractéristiques non drainées sont déterminées en laboratoire, au moyen d'essais triaxiaux consolidés non drainés, ou en place au scissomètre de chantier. Sont également utilisés, les essais non consolidés non drainés à l'appareil triaxial, les essais de compression simple et les essais en place au pénétromètre statique et au pressiomètre autoforeur. [AMAR, 80]

Tableau I-1: Calculs de stabilité en mécanique des sols [JEAN, 03]

| Type de sol              | Perméabilité         | Type de calcul            | Caractéristiques | Contraintes induites | Pression interstitielle induite | Drainage            |
|--------------------------|----------------------|---------------------------|------------------|----------------------|---------------------------------|---------------------|
| Sol pulvérulent ou grenu | Forte à moyenne      | Long terme                | Drainées         | Effectives           | $u = 0$                         | Autorisé            |
|                          | Faible               | Long terme et court terme | Drainées         | Effectives           | $u = 0$                         | Autorisé            |
| Sol fin                  | Faible à très faible |                           | Non drainées     | Totales              | $u \neq 0$                      | Autorisé ou empêché |

## **I.4. Essais de cisaillement direct à la boîte de types consolidé-drainé**

Les essais de cisaillement sur des surfaces de rupture prédéfinies sont les plus anciens des essais de cisaillement utilisés en mécanique des sols, comporte les phases suivantes :

- On laisse d'abord l'éprouvette se consolider sous la contrainte normale  $\sigma$  appliquée ;
- On lance ensuite le cisaillement à faible vitesse.

#### I.4.1. Appareillage

L'appareil utilisé pour l'essai, appelé boîte de cisaillement (Figure I-5) ou boîte de Casagrande, est constitué de deux châssis métalliques indépendants, séparés par le plan de cisaillement :

- Un bâti supérieur fixe ;
- Un bâti inférieur mobile, entraîné par la force de cisaillement.

L'éprouvette de sol, de forme carrée (6 cm de côté sur 1.9 cm d'épaisseur dans les modèles couramment utilisés, mais on utilise des boîtes de cisaillement de dimension métrique pour les matériaux grossiers) ou cylindrique, est placée à l'intérieur des châssis métalliques et repose, à sa partie inférieure, sur une pierre poreuse dont la perméabilité est grande vis-à-vis de celle du sol de l'éprouvette et par laquelle le sol reste en contact permanent avec l'eau. On place sur la face supérieure de l'éprouvette un piston métallique muni également d'une pierre poreuse. Dans le cas des essais sur milieux granulaires secs, les pierres poreuses peuvent être supprimées.

On applique à l'éprouvette :

- Une force normale constante  $N$  sur sa face supérieure au moyen d'un système de poids et de leviers (ou au moyen d'un vérin) et par l'intermédiaire du piston ;
- Une force de cisaillement horizontale  $T$ .

L'essai est en général effectué en imposant le déplacement relatif des deux demi-boîtes :

- Un dispositif mécanique approprié entraîne à vitesse constante le châssis inférieur et la force de cisaillement est mesurée sur le châssis supérieur au moyen d'un anneau dynamométrique.
- Il existe également des dispositifs de chargement à contrainte imposée, où l'on fixe la loi de croissance de l'effort de cisaillement  $T$ .

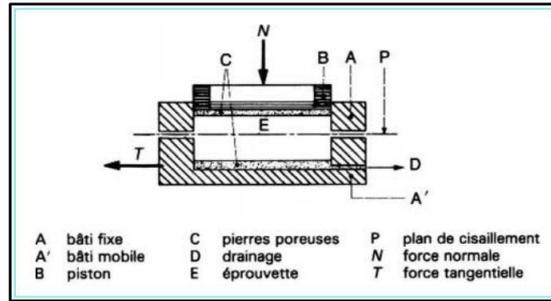


Figure I-5: Boîte de cisaillement

#### I.4.2. Courbes « effort-déformation »

La courbe de variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif des demi-boîtes à une allure analogue à celle obtenue dans le cas des sols pulvérulents (courbe avec pic ou croissance asymptotique, (Figure I-6). La rupture ou l'état limite conventionnel sont définis de la même façon. [MAGN2, 96]

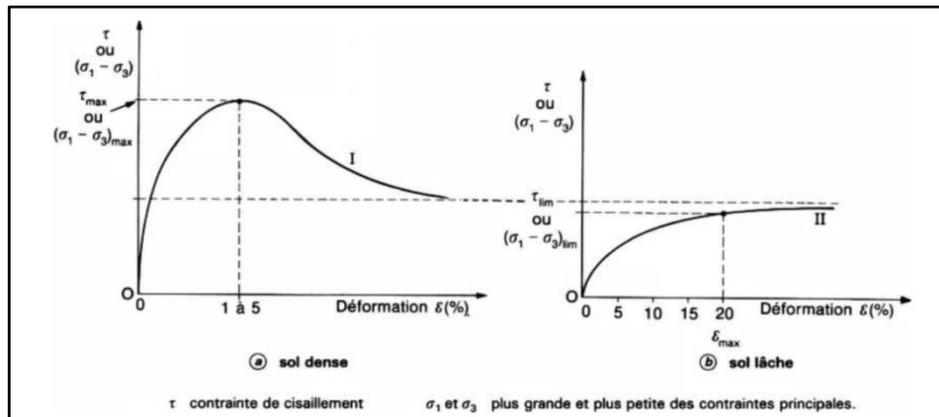


Figure I-6: Courbes « effort-déformation » d'un sol dans un essai de cisaillement [MAGN2, 96]

#### I.4.3. Courbe intrinsèque

En répétant l'essai pour différentes valeurs de la contrainte normale, on peut déterminer la courbe intrinsèque du sol, qui passe par les points représentant les états de contraintes ( $\sigma' = \sigma\tau$ ) au moment de la rupture. La courbe intrinsèque est en général une droite d'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$$

Dans certains cas, il est indispensable de distinguer plusieurs parties dans la courbe intrinsèque, comme déjà indiqué pour les autres essais. Les valeurs de la cohésion effective  $c'$  et de l'angle de frottement interne  $\phi'$  déterminées à la boîte de cisaillement ne sont pas sensiblement différentes de celles déduites des essais triaxiaux.

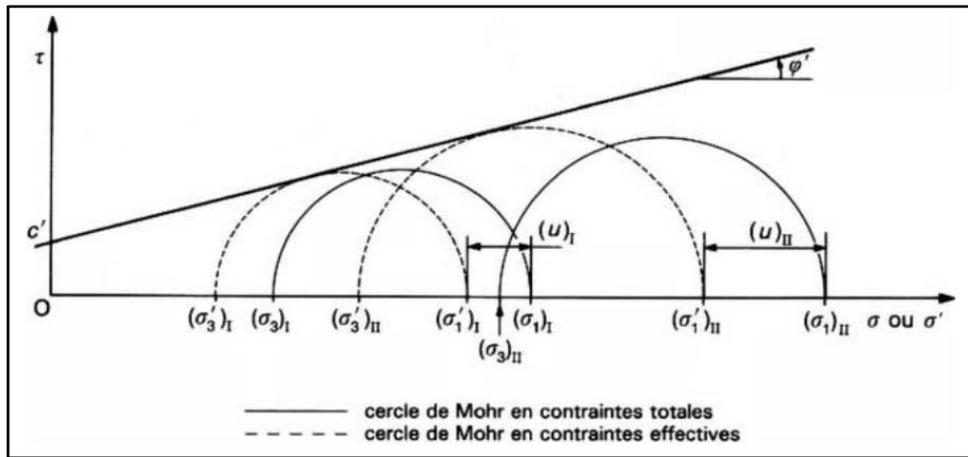


Figure I-7: Courbe intrinsèque d'un sol (représentation de Mohr) [MAGN2, 96]

### I.5. Choix des paramètres

Dans la plupart des calculs courants, on suppose que le sol est isotrope et l'on se contente de déterminer une valeur des paramètres  $c$  et  $\phi$ . Le choix du mode de représentation de la résistance au cisaillement en vue des calculs est une étape essentielle dans l'analyse du comportement des sols, comme indiqué dans le Tableau I-2. Le choix du mode de représentation de la résistance au cisaillement en vue des calculs est une étape essentielle dans l'analyse du comportement des sols.

Tableau I-2: Choix des caractéristiques de cisaillement des sols [JEAN, 03]

| Type de sol         | Type de calcul            | Type de comportement | Caractéristiques | Types d'essai               | Paramètres              | Formule  | Appareillage  |
|---------------------|---------------------------|----------------------|------------------|-----------------------------|-------------------------|--|---|
| Cohérent saturé     | Court terme               | Non drainé           | Non drainées     | UU<br>CU                    | $c_u$<br>$\lambda_{cu}$ | $\tau = c_u$<br>$\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_p$ | Appareil triaxial (Boîte de cisaillement)<br>Scissomètre, pressiomètre autoforeur   |
| Cohérent non saturé | Court terme               | Non drainé           | Non drainées     | UU                          | $c_{uu}, \phi_{uu}$     | $\tau = c_{uu} + \sigma \tan \phi_{uu}$                      | Appareil triaxial (Boîte de cisaillement)   |
| Cohérent            | Long terme                | Drainé               | Drainées         | CD<br>CU avec mesure de $u$ | $c', \phi'$             | $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$                             | Appareil triaxial ou boîte de cisaillement pour les essais CD<br>Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de $u$ |
| Pulvérulent         | Long terme ou court terme | Drainé               | Drainées         | CD                          | $c', \phi'$             | $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$                             | Appareil triaxial ou boîte de cisaillement  |

### I.6. Renforcement des sols

#### I.6.1. Comportement des sols fins et problèmes typiques

Les dépôts de sols fins mous et compressibles (argiles, vases) sont fréquents dans les vallées et en bordure des côtes. Ces zones ont été longtemps considérées comme peu propices à la construction, mais on y construit maintenant fréquemment tous les types d'ouvrages (routes, bâtiments, réservoirs, piscines, usines, etc.), au prix d'un traitement préalable des sols de fondation [QUEY, 85].



éléments, il est le plus souvent nécessaire d'installer un parement, dont la rigidité doit être compatible avec l'extensibilité des renforcements.

### I.6.3. Types de renforcement

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle ou tridimensionnelle [UNTE, 91]. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc. Il est à noter que les renforcements bidimensionnels et tridimensionnels, du fait de leur géométrie, ne peuvent être utilisés qu'avec des sols rapportés. Le Tableau I-1 donne une classification des principales techniques de sol renforcé en fonction de la géométrie des renforcements et du type de sol (sol rapporté ou en place).

Tableau I-3: Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés [SCHL, 91]

| Type de sols   | Techniques de renforcement des sols                             |  |   |
|----------------|---|--|---|
|                | Renforcements unidimensionnels (linéaires)                      | Renforcements bidimensionnels                                      | Renforcements tridimensionnels              |
| Sols rapportés | Terre Armée (armatures métalliques)                             | treillis métalliques horizontaux                                   | microrenforcements (disquettes, plaquettes) |
|                | procédé Freyssisol (armatures en matière synthétique : Paraweb) | mur Tervoile (treillis verticaux)                                  | fibres (métalliques, géosynthétiques)       |
|                | mur VSL (bandes de treillis métalliques)                        | nappes en géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géocomposites) | Texsol (fil continu)                        |
|                |   | procédés utilisant des pneus (Pneusol, Arma-Pneusol, Pneu-TEX)     |   |
| Sols en place  | micropieux (groupes ou réseaux)                                 |  |   |
|                | clouage en soutènement et en pente                              |  |   |

### I.6.4. Renforcement par géosynthétiques

L'utilisation des géosynthétiques pour élaborer des massifs en sol renforcé est apparue dans les années 1970. C'est une variante de la « terre armée » datant des années 1950. Le principe de la terre armée est de superposer des couches de sol compacté et des lames métalliques reliées à des éléments de parements (écailles en béton armé, cages métalliques confinant des granulats...) pour construire un massif en remblai dont la fonction la plus courante est le soutènement. Les efforts de poussée des terres ainsi appliqués au parement sont repris par ancrage des lames métalliques dans le remblai arrière. Un ouvrage de soutènement utilisant des géosynthétiques suit la même logique de conception, ces derniers remplaçant les lames métalliques de la terre armée.

Les géosynthétiques possèdent plusieurs fonctions mécaniques et/ou hydrauliques. Ils servent ainsi comme séparation de différentes couches de sols, pour drainer ou filtrer de l'eau

ou des gaz présents dans le milieu ou pour renforcer des sols par inclusions selon un principe comparable à l'armement du béton. Les différentes fonctions de géosynthétiques sont résumées ci-dessous. Dans le cadre d'une utilisation en renforcement, les caractéristiques mécaniques du sol renforcé sont augmentées. Les gains dépendent des caractéristiques morphologiques et mécaniques des géosynthétiques utilisés.

Les géosynthétiques de renforcement (géotextiles ou géogrilles) se présentent généralement sous la forme de nappe constituée de fibres qui peuvent être tissées entre elles, aiguilletées, thermoliées ou tricotées. Les géogrilles sont, par opposition aux géotextiles, ajourées ce qui permet une meilleure imbrication du renfort avec le matériau constitutif du remblai renforcé. Les raideurs en traction des géogrilles sont, dans la plupart des cas, supérieures à celles des géotextiles.

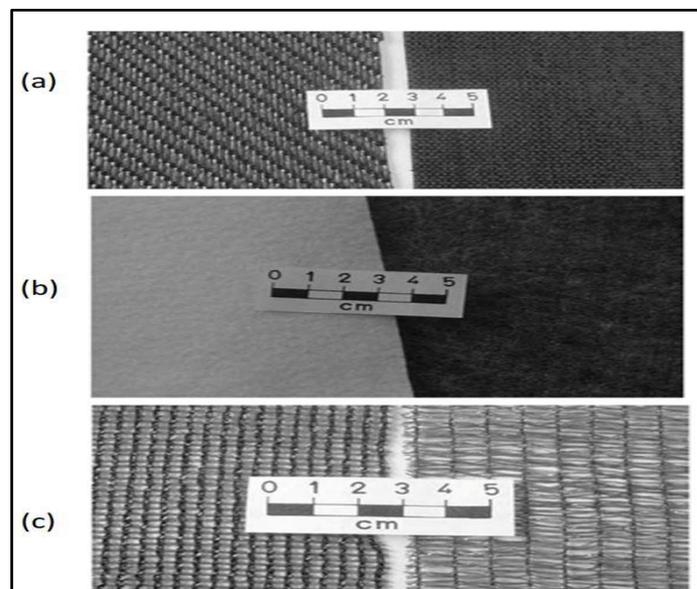


Figure I-9: Types de géotextiles : (a) tissé; (b) Non-tissé; (c) tricoté [BELL, 13]

Les géotextiles font partie de la famille des géosynthétiques, et sont définis par la norme *NF EN ISO 10318* comme une matière textile plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique) pouvant être non tissée, tricotée ou tissée (Figure I-9), et utilisée en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Un géotextile utilisé comme renforcement présentera des différences importantes comparativement à la terre armée :

- Le géotextile est utilisé en nappes continues et non pas en bandes étroites.
- Le géotextile est beaucoup plus souple (faible raideur en flexion) et beaucoup plus déformable (faible rigidité en traction).

Cependant le principe du comportement mécanique de la terre armée [SCHL, 84] est extrapolable au cas des géotextiles.

### I.6.5. Quelques ouvrages expérimentaux en sols renforcés par géosynthétiques

La construction des pentes renforcées peut mettre en évidence certains des avantages. Ci-dessus applications suivantes:

- Réparation de pentes ratées ;
- Construction de nouveaux remblais ;
- Élargissement des remblais existants ;

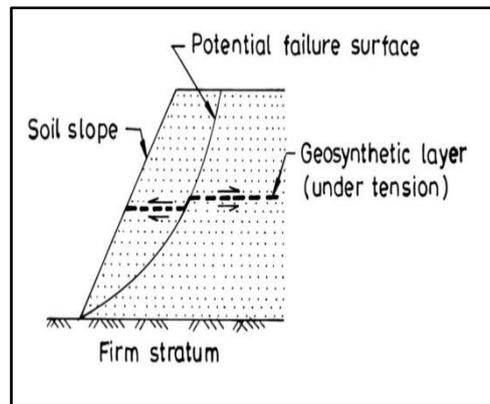


Figure I-10: Mécanisme de base impliqué dans la fonction de renforcement des talus [BELL, 13]

### I.6.6. Mur en limons marneux, renforcé par des géotextiles

En 1986, [WICH, 86] s'intéressent au comportement d'un massif en limonmarneux, renforcé par des géosynthétiques *Stabilenka 200* (de tension maximale à la rupture  $Tr = 210$  kN/m, de déformation maximale à la rupture  $\epsilon_r = 9\%$ ), chargé localement en tête. L'ouvrage expérimental (Figure I-11), de 4,50 m de hauteur, est renforcé par cinq géosynthétiques s'étendant à l'intérieur du massif jusqu'à 3,25 m depuis le pied du parement. Une dalle de largeur  $B = 1,20$  m, posée sur la zone renforcée du mur est surmontée par un vérin. Elle sollicite localement le massif par 10 paliers successifs jusqu'à 500 kN/m.

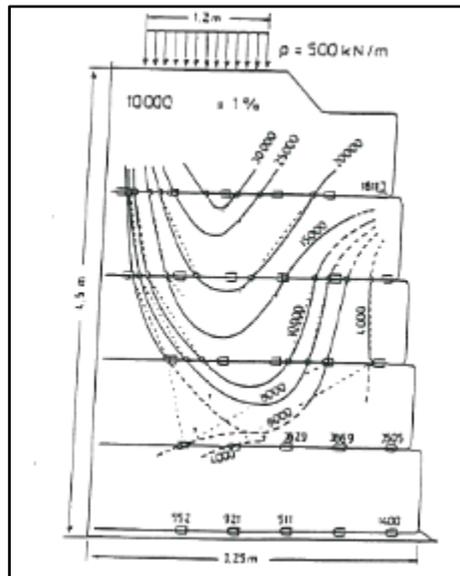


Figure I-11: Champ de déformation dans un massif en limon marneux renforcé par géosynthétiques, chargé localement en tête [WICH, 86]

### I.6.7. Modèle continu équivalent : méthode d'homogénéisation

Dans le cas du renforcement des sols par des structures alvéolaires, il est possible de considérer le complexe {sol - géocellule} comme un matériau homogène à l'échelle macroscopique. Pour permettre l'utilisation de ce type de renforcement pour les ouvrages de soutènement, plusieurs études numériques et expérimentations ont été effectuées afin d'en déterminer ses caractéristiques principales, [REIF, 96].

Il en est ressorti de ces travaux que le renforcement par géocellules apportait au sol une cohésion apparente, que l'on peut déduire en fonction de la contrainte de confinement, elle-même déterminée expérimentalement. Le matériau homogénéisé est anisotrope en raison de l'orientation privilégiée des inclusions de renforcement. La Figure I-12 illustre cet apport de cohésion apparente dans la représentation du critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

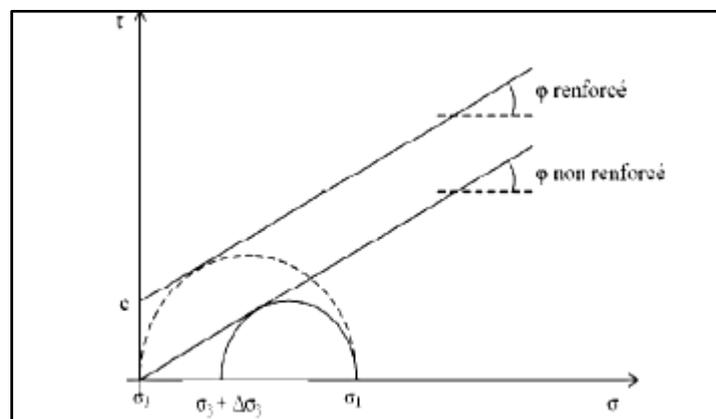


Figure I-12: Apport de cohésion par renforcement géocellulaire [JOUL, 06]

### **I.6.8. Choix des géotextiles**

Les facteurs suivants peuvent être une préoccupation majeure lors du choix du géotextile pour fonctionner comme renforcement:

- Résistance à la traction et rigidité ;
- Caractéristiques d'interaction sol-géotextile ;
- Caractéristiques de fluage ;
- Résistance géotextile aux dommages mécaniques ;
- Durabilité.

Parmi les facteurs ci-dessus, l'interaction sol- géotextile est de la plus haute importance pour la conception et la performance des structures de sol renforcées et cette interaction peut être très complexe, en fonction de la nature et des propriétés du renfort. Certains géotextiles utilisés comme matériaux de renforcement peuvent ajouter à la complexité du problème en raison de leur caractéristique géométrique ou de leur comportement dépendant du temps et de la vitesse de déformation.

Par conséquent, différents types de tests et d'analyses théoriques ont été développés au cours des dernières décennies afin d'améliorer la compréhension de l'interaction sol-géotextile, avec une référence particulière à l'utilisation de matériaux géotextile.

### **I.6.9. Comportement mécanique des sols renforcés par nappes de géotextile**

La stabilité des sols dans les projets géotechniques est une condition indispensable ; leurs propriétés peuvent être améliorées par les techniques du renforcement. Ces dernières années, les géotextiles ont largement été utilisés dans le domaine de l'ingénierie géotechnique pour améliorer les sols à faibles résistances (stabilisation des talus, renforcement des remblais et des murs de soutènement en terre) et aussi pour les infrastructures comme les routes et les chemins de fer. La conception des structures enterrées à l'aide de géotextile nécessite une bonne compréhension de l'interaction entre le géotextile et le sol au cours du processus de déformation. Des recherches approfondies ont été menées pour comprendre les effets bénéfiques d'un renforcement plan du sol. Parmi les renforts efficaces, les géosynthétiques ont reçu plus d'attention en raison de leur large utilisation ce qui explique que la majorité des recherches se soit concentrée principalement sur les sols renforcés par inclusions horizontales planes [RICH, 1992],[HAER, 2000]et[MORA, 2006]. Afin d'étudier l'effet du renforcement par géogrille sur les sols; [CHEN, 2014] font mention dans leurs travaux d'essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) et consolidés drainés (CD) réalisés sur

undispositif de grande dimension. Ils ont constaté notamment que le coefficient de renforcement par géogridde augmente avec l'augmentation du nombre de couches de géogridde. Des essais de compression sur le sable sec renforcé avec différents types de géotextiles ont été réalisés par [GRAY, 1986]. Ils montrent que les inclusions de géotextile augmentent la résistance du sol et ont observé une réduction de la résistance au cisaillement après le pic du déviateur de contrainte. [ATHA, 1993] a étudié par des essais de cisaillement direct l'influence de la taille des grains sur le comportement mécanique d'un sable renforcé avec des géogriddes.

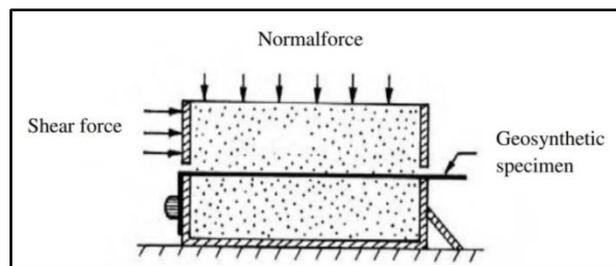


Figure I-13: Détails du test de cisaillement direct du sol renforcé (interaction Sol-géotextile)

#### I.6.10. Durabilité et comportement à long terme

Les ouvrages en sol renforcé sont classés en trois catégories : ouvrages provisoires, temporaires et permanents, suivant leur durée de service. Les limites entre ces catégories varient suivant le règlement et le type de renforcement. À titre d'exemple, pour le clouage des sols, la durée de service d'un ouvrage provisoire est inférieure à 18 mois, celle d'un ouvrage temporaire est inférieure à 30 ans, tandis que les ouvrages permanents sont calculés pour 100 ans. Des problèmes de durabilité et de comportement à long terme se posent pour les ouvrages temporaires et permanents. La résistance d'un renforcement, mesurée à court terme avant la mise en place, peut évoluer au cours du temps sous les effets suivants :

- Agressions mécaniques pendant la mise en place sous l'effet du compactage ;
- Diminution de la section, le plus souvent non uniformément, sous l'effet de la corrosion pour les armatures métalliques ;
- Diminution de la résistance mécanique, indépendamment de la variation de section, sous l'effet de l'hydrolyse pour les renforcements en polyester et sous l'effet de l'oxydation pour les renforcements en polyéthylène ;
- Diminution de la résistance sous l'effet du fluage du matériau constitutif du renforcement.

## **I.7. Conclusion**

Ce premier chapitre a permis de présenter les techniques de renforcement des sols vis-à-vis des recherches antérieures et des méthodes actuelles, et plus particulièrement les techniques de renforcement des sols par des inclusions géosynthétiques telles que les nappes de géotextile. Ce procédé permet la réalisation d'ouvrages tels que des murs de soutènements sous chaussée, la stabilisation de pentes, des murs de protection antibruit ou des cuvelages de centres d'enfouissement techniques. Généralement un parement est réalisé en face amont des ouvrages pour des raisons esthétiques et pour protéger les géosynthétiques contre les attaques des *UV*.

---

## **Chapitre II :**

# **Caractéristiques physiques et chimiques des matériaux**

---

## CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET CHIMIQUES DES MATERIAUX

### II.1. Présentation du cadre général de l'aire d'étude

#### II.1.1. Situation géographique

La commune de Bouinan est située au centre de la wilaya de Blida (Figure II-1), à environ 16 km au Nord-Est de Blida et à environ 34 km au Sud d'Alger et à environ 45 km au Nord-Est de Médéa.



Figure II-1: Localisation de la commune de Bouinan dans la wilaya de Blida

#### II.1.2. Description du site

Le terrain de la commune de Bouinan qui est destiné à recevoir la future ville (Figure II-2), s'étant sur une surface d'environ 1885 hectare, le site présente un dénivelé total important plus de 100 mètre, qui correspond aux cotés topographiques (altitudes) varient entre 75.90 mètre et 184.40 mètre.



Figure II-2: Plan de masse du projet, sur fond de photo satellite

Dans la nécessité des travaux de construction des futures infrastructures (routes, ponts ..). Les travaux de terrassement sur place provoquant des glissements de terrain qui affectant

les talus, ces phénomènes surviennent à la suite d'un évènement naturel séisme ou forte pluie ou travaux de terrassement. La longueur du talus sud du quartier prioritaire, sujet de cette étude est estimée à environ 1000 mètre, atteignant une hauteur maximum d'environ 20 mètre (Figure II-3).



Figure II-3: Photo du talus sud du quartier prioritaire

### II.1.3. Contexte géotechnique

Dans la zone alentour du talus concerné par cette étude, la campagne de reconnaissance géotechnique menée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC), se contient :

- Plusieurs sondages carottés (
- Figure II-4) sur une profondeur variant de 25.0 à 30.0 mètre.
- Une panoplie d'essais en laboratoire de type physico-mécanique exécutés sur des échantillons paraffines prélevés des sondages carottés.

Les coupes des sondages ont mis en évidence une lithologie homogène, forme essentiellement par une couche d'argile limoneuse beige jusqu'à 20 mètre de profondeur, suivi par une couche d'argile d'aspect schisteux jusqu'à 30 mètre et devant dure à partir de 30 m de profondeur. [LNHC, 17].



Figure II-4: Plan d'implantation des sondages carottés [LNHC, 17]

TableauII-1: Les caractéristiques physiques et mécanique [LNHC, 17]

|                         |                                | Nouvelle ville Bouinan |       |       |       |       |     |
|-------------------------|--------------------------------|------------------------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Sondage/Puits           |                                | SC-3                   | SC-4  | SC-5  | SC-7  | SC-8  |     |
| Densité sèche           | $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1.67                   | 1.73  | 1.75  | 1.65  | 1.67  |     |
| Teneur en eau pondérale | $W$ (%)                        | 22                     | 19    | 18    | 23    | 24    |     |
| Degrés de saturation    | $S_r$ (%)                      | 97                     | 90    | 93    | 97    | 100   |     |
| Densité humide          | $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> ) | 2.04                   | 2.05  | 2.07  | 2.03  | 2.06  |     |
| Passants (%)            | Granulométrie                  | 5 mm                   | 100   | 99    | 100   | 100   | 100 |
|                         |                                | 2 mm                   | 99    | 98    | 98    | 100   | 100 |
|                         |                                | 0.08 mm                | 93    | 92    | 84    | 98    | 99  |
|                         | Sédimentométrie                | 20 $\mu$ m             | 76    | 77    | 69    | 81    | 84  |
|                         |                                | 2 $\mu$ m              | 34    | 36    | 31    | 37    | 45  |
| Limites d'Atterberg     | $W_L$                          | 52                     | 52    | 52    | 56    | 58    |     |
|                         | $I_p$                          | 26                     | 26    | 21    | 28    | 29    |     |
| Résultats œdométriques  | $P_c$ (kPa)                    | 343                    | 323   | 400   | 415   | 343   |     |
|                         | $C_c$                          | 0.153                  | 0.15  | 0.149 | 0.158 | 0.149 |     |
|                         | $C_g$                          | 0.057                  | 0.022 | 0.062 | 0.053 | 0.062 |     |
| Cisaillement a la boite | Type d'essai                   | CD                     | CD    | CD    | CD    | CD    |     |
|                         | $C$ (kPa)                      | 48                     | 49    | 51    | 44    | 46    |     |
|                         |                                | 15                     | 16    | 17    | 16    | 15    |     |

## II.2. Matériaux utilisés

L'échantillon sélectionné pour cette étude est un sol provenant d'un site localisé sur le pieds de talus concerné par l'étude (Figure 5.II) , a une latitude de 36.5269° Nord et une longitude de 2.960486° Est (36° 31' 36.84" N, 2° 57' 37.75" E), à proximité du projet 'Ville Nouvelle de Bouinan'.



Figure II-5: Lieu d'échantillonnage de sol

### II.3. Caractéristiques physiques

Pour identifier le sol étudié, des essais de caractérisation ont été réalisés pour la détermination des caractéristiques physiques et chimiques du sol.

#### II.3.1. Teneur en eau

La norme [NF P94-050] a pour objet la détermination de la teneur en eau à l'étuve. La teneur en eau ( $w$ ) d'un matériau est le rapport du poids de l'eau ( $P_w$ ) contenue dans ce matériau par le poids du même matériau sec ( $P_s$ ):

$$w = \frac{P_w}{P_s}$$

#### II.3.2. Masse volumique des grains solides

La norme [NF P94-054] a pour objet la détermination, au pycnomètre à eau de la masse volumique des grains solides  $\rho_s$  ( $g/cm^3$ ) de sol, appelée aussi masse réelle. La masse volumique des particules solides est le quotient de la masse des particules solides ( $m_s$ ) par leur volume ( $V_s$ )

$$\rho_s = m_s / V_s$$

#### II.3.3. Masse volumique sèche

La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) est le quotient de la masse des particules de sol sec ( $\rho_s$ ) par le volume total de la même masse de sol ( $V_t$ ), y compris le volume des vides :

$$\rho_d = \rho_s / V_t$$

#### II.3.4. Indice des vides

L'indice des vides ( $e$ ), est le rapport du volume des vides ( $V_v$ ) au volume des grains solides ( $V_s$ ). L'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés ( $\rho_s$  et  $\rho_d$ ) selon la formule :

$$e = \rho_s / \rho_d - 1$$

### II.3.5. Porosité

La Porosité ( $n$ ), est le rapport du volume des vides (volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides simultanément) au volume total du sol. La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule :

$$n = e / (e + 1)$$

### II.3.6. Degrés de saturation

Le degré de saturation est le rapport du volume de vides remplis d'eau ( $V_e$ ) au volume total de vides ( $V_v$ ) est donné par :

$$S_r = V_e / V_v$$

Les résultats obtenus à partir des essais d'identification de matériau sont représentés sur le Tableau II-2.

**Tableau II-2: Les caractéristiques physiques de sol étudié**

| <b>Caractéristiques déterminées</b>                        | <b>Moyenne</b> |
|--|----------------|
| Teneur en eau : $w$ (%)                                    | <b>22.07</b>   |
| Masse volumique des grains solides : $\rho_s$ ( $g/cm^3$ ) | <b>2,7</b>     |
| Masse volumique sèche : $\rho_d$ ( $g/cm^3$ )              | <b>1.65</b>    |
| Masse volumique humide : $\rho_h$ ( $g/cm^3$ )             | <b>2.01</b>    |
| Indice des vides : $e$                                     | <b>0.636</b>   |
| Porosité : $n$   | <b>0.388</b>   |
| Degrés de saturation : $S_r$                               | <b>0.93</b>    |
| Teneur en eau de Sat : $W_s$ (%)                           | <b>23.65</b>   |

## II.4. Analyse granulométrique

### II.4.1. Méthode par tamisage

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à 80 $\mu\text{m}$  [NF P94-056] et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80 $\mu\text{m}$  [NF P94-057]. L'analyse granulométrique du sol jusqu'au diamètre de 80  $\mu\text{m}$  se fait en utilisant une série de tamis. (Figure II-6)



Figure II-6: Refus dans les différents tamis

La granulométrie s'applique notamment, pour déterminer les paramètres tels que : le diamètre maximal des grains, le coefficient d'uniformité et le pourcentage de fines. L'analyse granulométrique a été réalisée selon la norme [NF P94-056], sur la fraction supérieure à 80 $\mu\text{m}$ . Ces résultats sont représentés sur le Tableau II-3.

Tableau II-3: L'analyse granulométrique

|             |     |    |      |    |    |    |    |    |     |     |     |       |
|-------------|-----|----|------|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-------|
| $\phi$ (mm) | 80  | 50 | 31.5 | 20 | 10 | 5  | 2  | 1  | 0.4 | 0.2 | 0.1 | 0.08  |
| $T_c$ (%)   | 100 | 96 | 94   | 92 | 87 | 83 | 80 | 78 | 73  | 71  | 68  | 67.92 |

$\phi$  : diamètre des articles et  $T_c$  : tamisât cumulé.

Les résultats obtenus sont représentés sous forme de courbes semi-logarithmiques cumulatives, exprimant le pourcentage en poids des passants cumulés, en fonction des diamètres des grains.

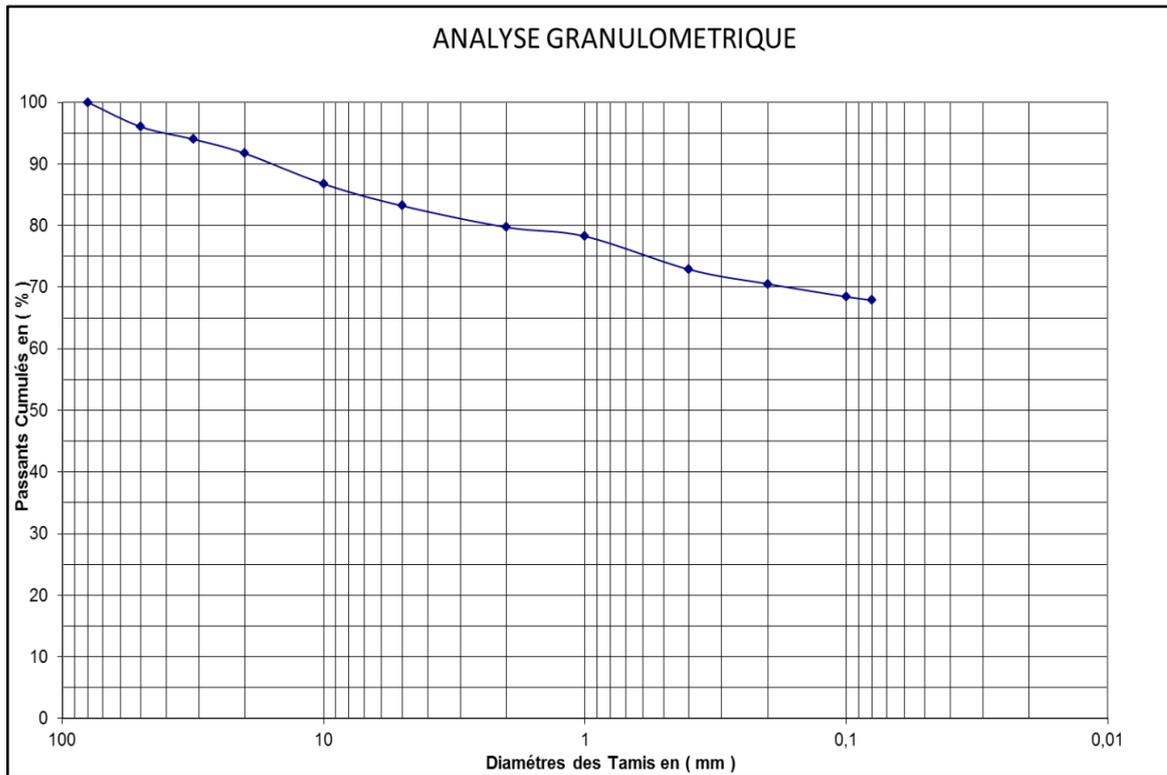


Figure II-7: La courbe granulométrique de Diamètre supérieur à 80µm

**II.4.2. Méthode par sédimentation**

L'analyse granulométrique du sol pour les particules de sol inférieures ou égales à 80 µm se fait par sédimentation. La granulométrie présente un intérêt majeur pour les sols argileux, car elle permet de déterminer le pourcentage de particules de diamètre < 2µm, ce qui caractérise et différencie les éléments argileux des autres composants du sol. Ce pourcentage (éléments < 2µm) influe d'une manière directe, sur le développement des phénomènes physico-chimiques. C'est ainsi que plusieurs auteurs [MITCH, 1976] ont relié ce pourcentage aux différents comportements du sol: gonflement, compressibilité et résistance au cisaillement. Signalons que les argiles étudiées, sont essentiellement constituées de particules poussiéreuses (0.05 à 0.005 mm), dont la moyenne pour le gisement s'élève à 71.79% [ALSH,02].

L'analyse sédimentométrique de l'argile a été réalisée selon la norme [NF P94-057], sur la fraction 80µm. Ces résultats sont représentés sur le Tableau II-4.

Tableau II-4: L'analyse sédimentométrique de la fraction argileuse

|             |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |
|-------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| $\phi$ (mm) | 80 | 75 | 55 | 38 | 25 | 17 | 12 | 8  | 6  | 4  | 3  |
| $T_c$ (%)   | 67 | 66 | 63 | 62 | 59 | 56 | 55 | 51 | 46 | 42 | 39 |

Les résultats de l'analyse représentés sous forme d'une courbe semi-logarithmique sont illustré sur lesFigure II-8,9.

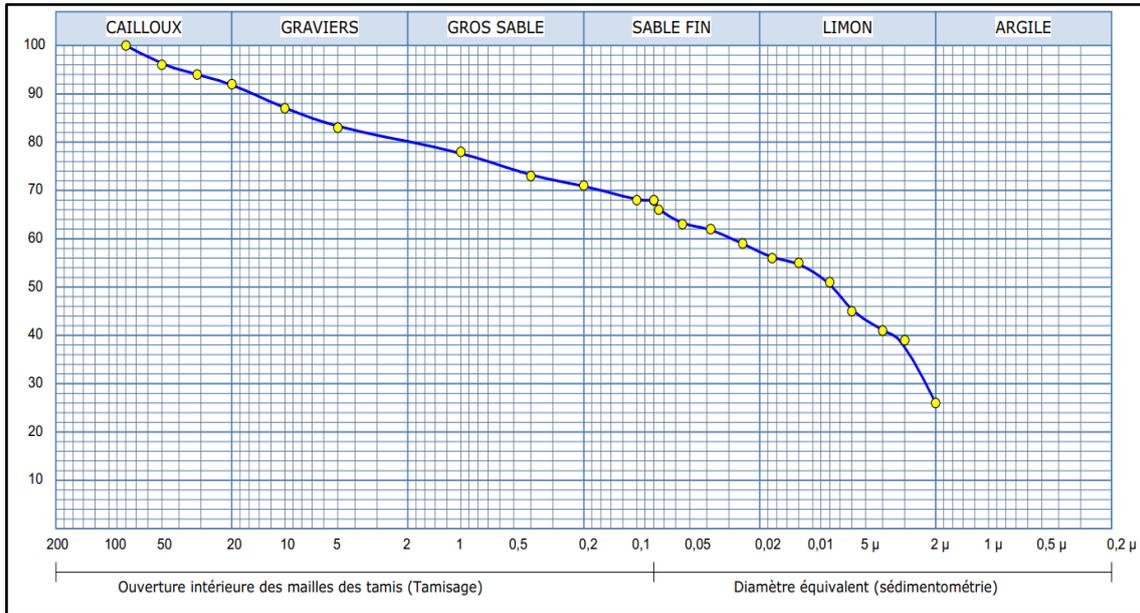


Figure II-8: La courbe granulométrique (tamisage et sedimentometrique)

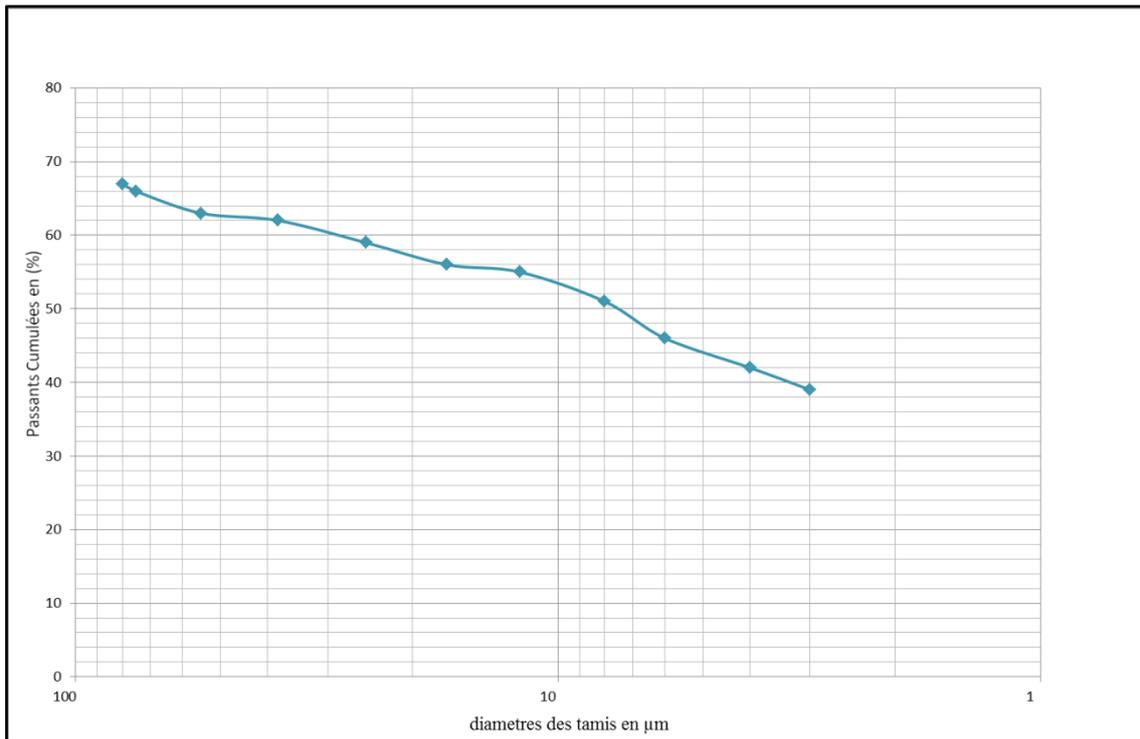


Figure II-9: Courbe sédimentométrique de la fraction argileuse

Afin de connaître l'étalement granulométrique de la fraction étudiée et pouvoir la classer,deux paramètres sont utilisés.

Le paramètre de forme de la courbe, appelé coefficient d'uniformité ( $C_u$ ), dit coefficient deHazen, donné par la relation:

$$C_u = d_{60}/d_{10}$$

Le paramètre de courbure, appelé coefficient de courbure ( $C_c$ ), donné par la relation:

$$C_c = (d_{30})^2 / (d_{10} \cdot d_{60})$$

$d_{10}$ ,  $d_{30}$  et  $d_{60}$  représentent les diamètres correspondant respectivement 10, 30 et 60% dutamisât cumulé.

Par définition, un sol est dit à granulométrie étalée, lorsque celui-ci est constitué de particules dont les diamètres forment une gamme étendue et présente une courbe régulière et légèrement concave vers le haut. Contrairement, un sol peu étalé est celui qui affiche un excès ou un déficit de particules d'un diamètre donné [KOVA, 91].

Les coefficients  $C_u$  et  $C_c$  ont été évalués par application des relations précédentes. Leurs valeurs sont:  $C_u = 1.13$  et  $C_c = 1.04$ .

$C_u < 2$  et  $1 < C_c < 3$  la granulométrie est dite uniforme ou mal gradué.

Plus la granulométrie est serrée plus la pente de la partie médiane de la courbe est prononcée. Les sols mal gradués constituent des dépôts naturellement légers avec une capacité portante plus faible. Ils peuvent former des pentes instables [KOVA, 91].

## II.5. Analyse de l'argilosité

Pour identifier la fraction argileuse des essais simples ont été développés :

- Les limites d'Atterberg qui caractérisent la consistance des sols fins : solide, plastique, liquide.
- L'essai au bleu VBS, essai nouveau, utilisable pour les sols grenus et les sols fins, mesure l'argilosité globale du sol.

L'influence de l'argile sur le comportement des sols dépend de sa proportion dans l'échantillon mais aussi de sa nature minéralogique. Un bon essai doit répondre à ces deux critères :

- La grandeur mesurée doit être proportionnelle à la quantité d'argile du sol ;
- La grandeur mesurée, pour une quantité d'argile donnée, doit caractériser la nature des argiles.

### II.5.1. Consistance des sols fins (limites d'Atterberg)

La présence des couches d'eau adsorbées autour des particules d'argile, confère au matériau la faculté de former des pâtes, dans lesquelles chaque particule reliée aux autres par des forces de cohésion. Il en résulte le phénomène de consistance, la consistance d'un sol fin varie avec sa teneur en eau, la limite de liquidité  $W_L$  (teneur en eau pondérale) sépare l'état liquide de l'état plastique, la limite de plasticité  $W_p$  (teneur en eau pondérale) sépare l'état plastique de l'état solide. Des résultats concordants ont été trouvés par [SANG, 1983]. En effet, trois états du sol argileux sont à distinguer, en fonction de sa teneur en eau: état liquide, plastique et solide.

La transition d'un état à l'autre est progressive. En pratique, les teneurs en eau limites (limites de liquidité et plasticité) sont fixées conventionnellement entre les différents états, en les mesurant en laboratoire, par l'intermédiaire d'essais normalisés sur la fraction 400 $\mu$ m. [NF P94-051]

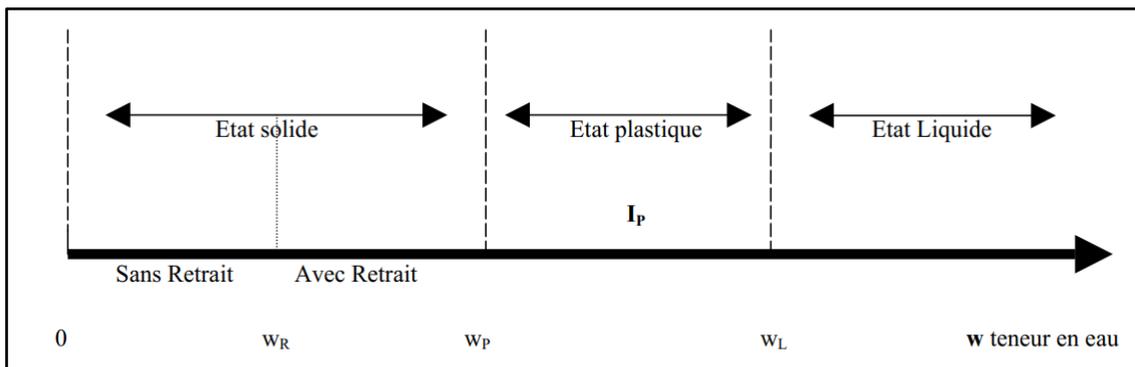


Figure II-10: États d'un sol en fonction de sa teneur en eau [GUET, 15]

#### Limites de plasticité

Par définition, la limite de plasticité ( $W_p$ ) correspond à la teneur en eau suffisante, pour permettre une liberté de déplacement relatif des particules, mais trop faible pour les éloigner, de façon à réduire considérablement les forces de liaisons entre-elles. Elle est déterminée par la méthode du rouleau.

Tableau II-5: Détermination de la limite de plasticité

| Numéro de l'échantillon | W (%) |
|-------------------------|-------|
| 1                       | 25.08 |
| 2                       | 25.93 |
| 3                       | 25.79 |

$$W_p = 25.60 \%$$

### Limite de liquidité

La limite de liquidité ( $W_L$ ), peut être considérée comme la mesure de la quantité d'eau qui éloigne suffisamment les particules, les unes des autres, de façon à annuler pratiquement les forces inter-particulaires. La limite de liquidité déterminée à la coupelle de Casagrande  $W_L$  est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle l'entaille pratiquée dans l'échantillon se referme de 10mm sous  $N$  coups appliqués à une vitesse normalisée [SANG,83]. On détermine graphiquement que la limite de liquidité  $W_L$ , correspondant à un nombre de coup égal à 25.

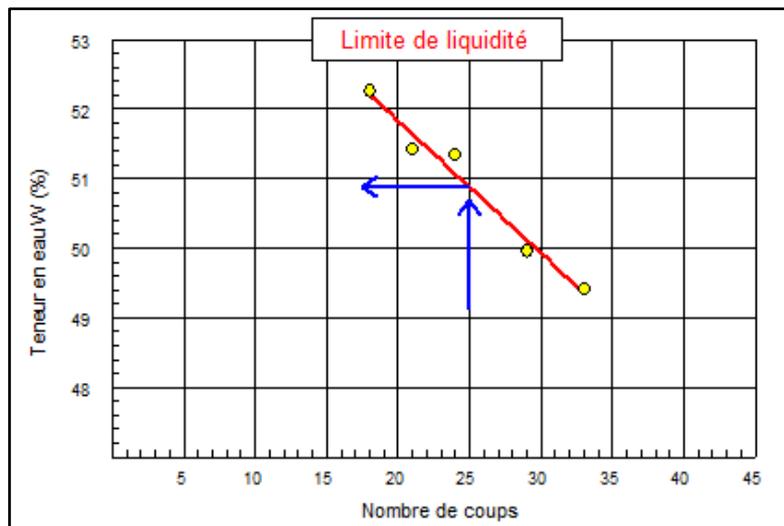


Figure II-11: Limite de liquidité du sol étudié

La limite de liquidité est la teneur en eau (exprimée en %)  $W_L = 50.91 \%$ .

A partir de ces définitions, nous introduisons d'autres paramètres :

- L'indice de plasticité est défini donc par la relation :

$$I_p = W_L - W_p$$

- L'indice de liquidité :

$$I_L = (W - W_p) / (W_L - W_p)$$

- L'indice de consistance :

$$I_C = (W_L - W_N) / I_p$$

Les valeurs obtenues sont:

TableauII-6: Les caractéristiques d'identification de sol étudié

| Paramètre                              | Valeurs |
|--|---------|
| Teneur en eau naturel du sol $W_N$ (%) | 22.07   |
| Limite de Plasticité $W_p$ (%)         | 25.60   |
| Limite de Liquidité $W_L$ (%)          | 50.91   |
| Indice de Plasticité $I_p$             | 25.60   |
| Indice de consistance $I_c$            | 1.13    |

Par utilisation des résultats obtenus à la coupelle de Casagrande, on pourra classer le sol à l'aide du diagramme de plasticité de Casagrande (Figure II-12) dans la catégorie des sols argileux plastiques.

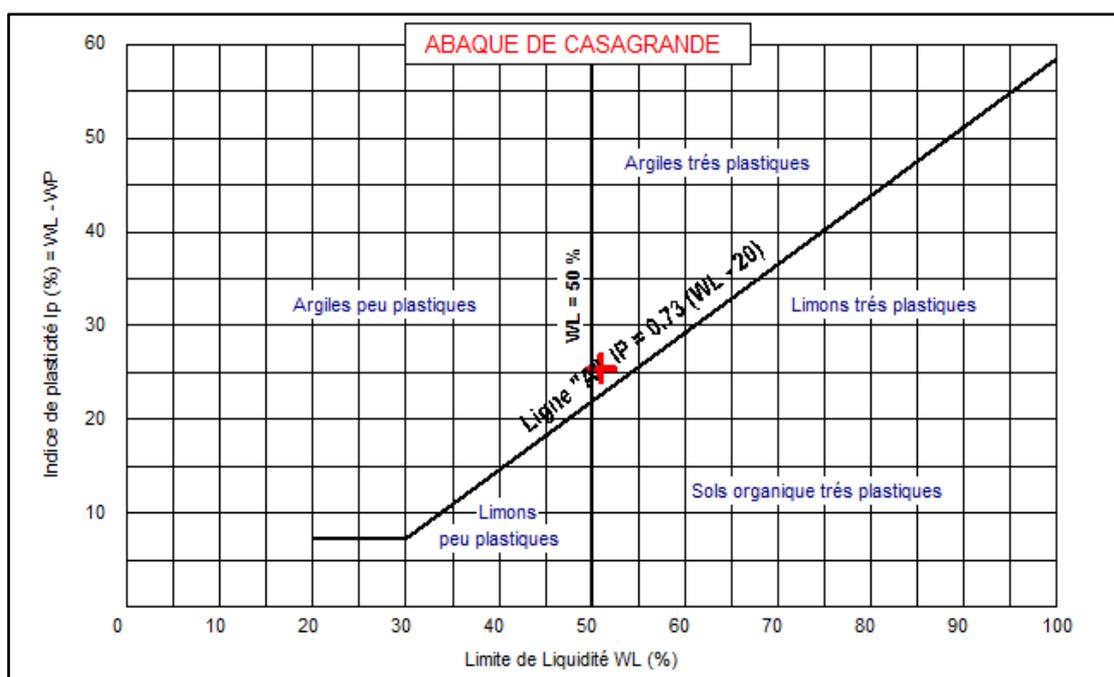


Figure II-12: Couple (WL, IP) du sol placé dans le diagramme de plasticité de Casagrande

### II.5.2. Activité argileuse : Valeur de bleu VBS

La valeur de bleu de méthylène **VBS** représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules de sol. Etant donné que dans un sol c'est avant tout, la surface spécifique des particules argileuses qui détermine sa surface spécifique totale, on peut considérer que la VBS exprime globalement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans ce sol.

La VBS se détermine à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur la fraction 0/5 mm. Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène. A chaque ajout on contrôle l'adsorption en prélevant une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre normalisé pour faire une tache. L'adsorption maximale est atteinte quand une auréole bleu clair se produit à la périphérie de la tache. [NF P 94-068].

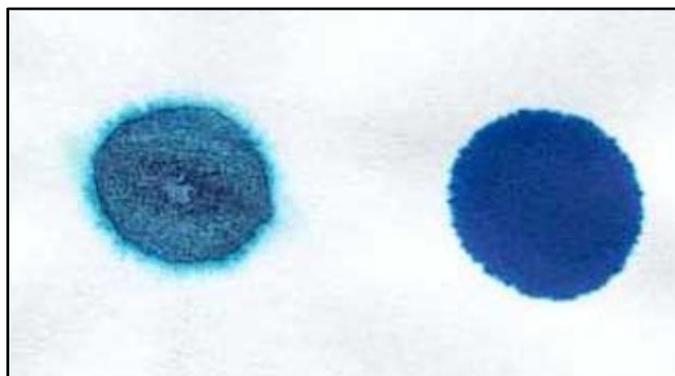


Figure II-13: Essai au bleu de méthylène

La valeur trouvée est alors rapportée à la fraction 0/5 mm par une règle de proportionnalité. C'est cette dernière valeur qui est appelée valeur au bleu de méthylène du sol. La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 30 g de sol.

Les calculs à exécutés sont :

- Masse sèche de la prise d'essai de la fraction 0/5mm en (grammes) :

$$\mathbf{M_0 = 30 \text{ grs}}$$

- Quantité totale de la solution de colorant ajoutée (ml) :

$$\mathbf{V = 105 \text{ ml}}$$

- Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) :

$$\mathbf{B = V * 0.01 = 1.05}$$

- La VBS exprimée en grammes de bleu pour 100g de matériau sec. (Matériau D max ≤ 5mm)

$$\mathbf{VBS = (B/M_0) * 100 = 3.5}$$

Des essais réalisés sur le sol étudié ont donné une valeur VBS moyenne de **3.5 g** de bleu de méthylène pour 30g de fines.

### II.5.3. Conclusion

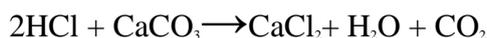
$I_p$  et la VBS étant tous deux des paramètres mesurant l'argilosité, il est utile de préciser les domaines respectifs d'application de chacun d'eux. La VBS s'applique à tous les sols

puisque c'est une grandeur qui exprime globalement et linéairement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans l'échantillon de sol. Toutefois, l' $I_p$  présente dans le cas des sols moyennement à très argileux quelques avantages sur la VBS; il est plus sensible que la VBS pour les sols vraiment argileux et surtout c'est un paramètre à la fois d'identification et de comportement puisque l' $I_p$  détermine la plage de teneur en eau dans laquelle le sol reste plastique.

## II.6. Analyses chimiques

### II.6.1. Teneur en carbonates

Cette analyse a été réalisée au calcimètre Dietrich-Fruhling suivant les principes de la norme [NF P 94-048]. La détermination se fait par dissolution du carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) contenu dans le sol avec l'acide chlorhydrique. L'acide étant en excès dans la réaction, le volume de gaz carbonique ( $\text{CO}_2$ ) dégagé est proportionnel à la quantité de  $\text{CaCO}_3$  contenu dans l'échantillon.



Le pourcentage de  $\text{CaCO}_3$  est égal à **6%**.

D'une autre part, et selon la norme [NF P 94-048], l'échantillon analysé est qualifié de non calcaires (non marneux)  $\text{CaCO}_3 < 20\%$ .

### II.6.2. La teneur des sulfates

L'essai est réalisé à la base de la norme [NF EN 196-2], le taux de sulfate dans un sol est déterminé par la méthode gravimétrique selon laquelle on ajoute du chlorure de baryum à l'eau ou l'extrait acide de sol, puis on assèche et on pèse le précipité de sulfate de baryum.

On calcule alors le taux à partir de la masse du matériau utilisé dans l'analyse et de la masse de sulfates de baryum précipité.

La valeur de  $\text{SO}_4$  est 5015.0004 mg/kg.

Cette valeur est comprise entre (3000 et 12000) mg/kg donc on est dans un environnement d'une agressivité chimique modérée.

## II.7. Essais de caractérisation du comportement mécanique du sol étudié

Les essais caractérisant le comportement mécanique sont les essais liés à la fonction même du matériau, celle de résistance, de portance, et de non déformabilité sous charges pesantes, ou sous

charge hydrique (l'eau). À cet effet, deux essais sont réalisés, il s'agit en premier de l'essai Proctor, déterminant l'aptitude au compactage, en deuxième, c'est l'essai CBR, déterminant l'importance du matériau avec, ou sans l'influence de l'eau.

## II.8. II.8.1. Essai Proctor modifié

L'essai de Proctor est réalisé selon la norme [NF P 94-093]. Nous allons donner ci-dessous une description simplifiée de l'essai. L'essai Proctor a pour objet la détermination de la teneur en eau optimale et la densité maximale d'un matériau soumis à un compactage normalisé d'intensité donnée. Il est utilisé dans le domaine de la géotechnique routière, et dans le contrôle de la mise en œuvre des matériaux de remblais.

Un même sol est humidifié à plusieurs teneurs en eau croissantes et compacté dans un volume fixé selon un procédé et une énergie identiques et normalisés. Pour chacune des teneurs en eau, la densité sèche obtenue après compactage est déterminée. Les résultats sont alors reportés dans un graphe (Densité sèche en fonction de teneur en eau) présentant un maximum  $\gamma_d$  pour une teneur en eau  $W_{opt}$ .

### II.8.1. Présentation des résultats

Si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variation de  $\gamma_d$  en fonction de  $W$ , on obtient une courbe en cloche qui présente un point haut que l'on appelle optimum Proctor (Figure II-14).

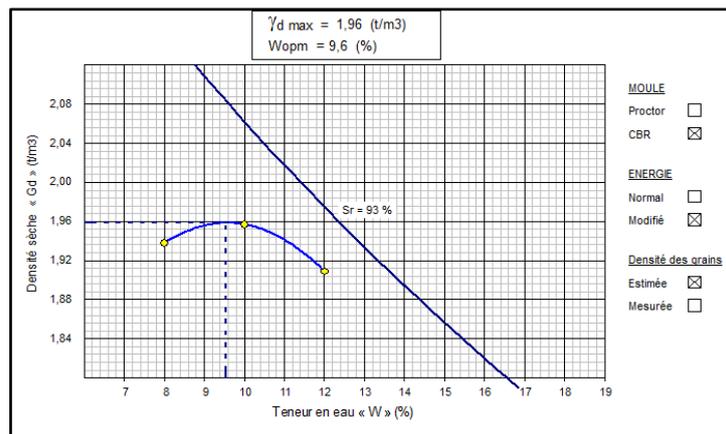


Figure II-14: Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée -Essai Proctor modifié- .

Ce phénomène s'explique facilement : lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profit, de plus elle prend la place

de grains solides ; par contre, lorsque la teneur en eau est faible, l'eau a un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente avec la teneur en eau.

Sur le versant gauche de la courbe, appelé versant sec, le volume des vides est occupé par de l'eau et de l'air. Sur le versant droit, appelé versant mouillé l'eau occupe pratiquement tous les vides.

### II.8.2. Essai CBR (California Bearing Ratiotest)

L'essai CBR a pour objet la détermination de la portance d'un matériau compacté à la teneur en eau de l'optimum Proctor. Son principe est basé sur la comparaison de l'enfoncement d'un poinçon dans le matériau testé et dans un matériau type. Il utilise pour cela, un moule dit " moule CBR", une machine de chargement, un poinçon, et un système de mesure. La fraction du matériau utilisée est celle inférieure à 20 mm, le matériau est imbibé dans l'eau pendant une période (4 jours) [NF P 94-078].

#### Présentation des résultats

Le résultat est obtenu en mesurant l'enfoncement en fonction de la charge.

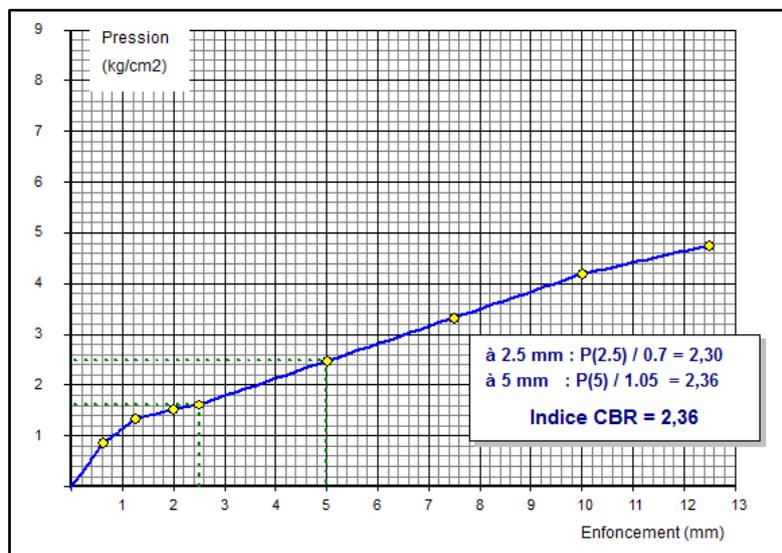


Figure II-15: Courbe de de portance de CBR

Le coefficient de CBR est donc : **CBR = 2.36 %**. La valeur d'indice portant CBR est faible après confection, donc l'indice de portant du matériau est jugé très faible.

Le gonflement pendant l'imbibition « G » : on l'exprime en « gonflement linéaire relatif », par rapport à la hauteur initiale h de l'échantillon : **G = h/h\*100**

$$G = ((114.4 - 108.12) / (108.12)) * 100 = 5.81\%$$

Le gonflement linéaire relatif est égal à 5.81% donc le matériau est sensible à l'eau

## II.9. Classification des sols

La classification d'un sol consiste à regrouper les sols qui ont une nature, un état, un comportement similaire par rapport à une application géotechnique particulière : géotechnique routière, fondations, génie parasismique.

### II.9.1. Classification des sols selon la norme (NF P 11-300 ou GTR 1992)

Elle est basée sur l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, la VBS.

Tableau II-7: Les caractéristiques d'identification de sol étudié

| Composition                                | Sol étudié |
|--|------------|
| Tamisé à 80µm (%)                          | 70         |
| Taille des grains moyenne, $D_{50}$ mm (%) | 98         |
| Indice de Plasticité $I_p$ (%)             | 25         |
| Valeur de bleu VBS (g)                     | 3.5        |
| Teneur en carbonates (%)                   | 6          |

Le sol est classé d'après les valeurs de tableaux 6.II dans la classe A (Sol fin) et sous classe  $A_2$  (Argile limoneuse plastique).

## II.10. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification, afin de mieux présenter les aspects physico-chimiques des matériaux étudiés et pour faire une classification générale de sol étudié. Cette étude n'intervient pas de façon explicite dans la caractérisation du comportement mécanique de ces matériaux. Ils présentent par contre une grande importance pour l'étude expérimentale par exemple la préparation des échantillons pour les essais mécaniques.

---

## **Chapitre III :**

# **Comportement mécanique des sols non renforcés et renforcés par des géotextiles**

---

## CHAPITRE III : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS NON RENFORCES ET RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES

Le renforcement des sols n'est pas une technique nouvelle puisque déjà en -2100, en Mésopotamie, des architectures artificielles, les ziggourats (Figure III-1), dont la réalisation requérait un énorme effort en matériau et en main-d'œuvre, étaient renforcées par des tissés de paille. La première ziggourat, construite à Ourouk, servit de modèle à toutes les tours à terrasses qui furent élevées en Mésopotamie pendant des dizaines de siècles. La mieux conservée est celle d'Our fin du III<sup>e</sup> millénaire. [BRIA, 06].



Figure III-1: Renforcement des ziggourats par des tissés de paille [BRIA, 06]

Depuis, il y a eu une quelques évolutions dans les techniques de renforcement. Parmi les nouveaux matériaux, on distingue les géosynthétiques. Le renforcement des sols par géosynthétiques est appliqué dans de nombreux types d'ouvrage : remblais sur sol compressible, ouvrages routiers et ferroviaires dans des zones karstiques, ouvrages hydrauliques ou centres de stockage de déchets. Ces ouvrages peuvent aussi présenter des comportements différents selon le type de renforcement et le type de sol utilisé.

Le renforcement des sols nécessite de déterminer les paramètres de dimensionnement. Pour le sol de fondation : les caractéristiques mécaniques et hydrauliques pour évaluer la stabilité globale. Pour les géosynthétiques, les caractéristiques d'identification, mécaniques (résistance à la traction, élastiques).

Les caractéristiques géotechniques du sol exercent une influence sur la distribution des contraintes au sein des renforcements et sur l'adhérence à l'interface sol/renforcement.

La détermination des paramètres de l'interface sol/géotextile sont fondamentaux dans la conception des structures de sol renforcés par géotextiles. Ceux-ci peuvent être déterminés par différents types de tests expérimentaux comme :

- Essai œdométrique, tels que la compressibilité, et le gonflement libre ;
- Essai de cisaillement direct

Les interfaces (Figure III-2) sont des zones Ils ont la particularité d'être placés à la frontière entre deux milieux, généralement de caractéristiques notablement différentes et dont l'emplacement est connu.

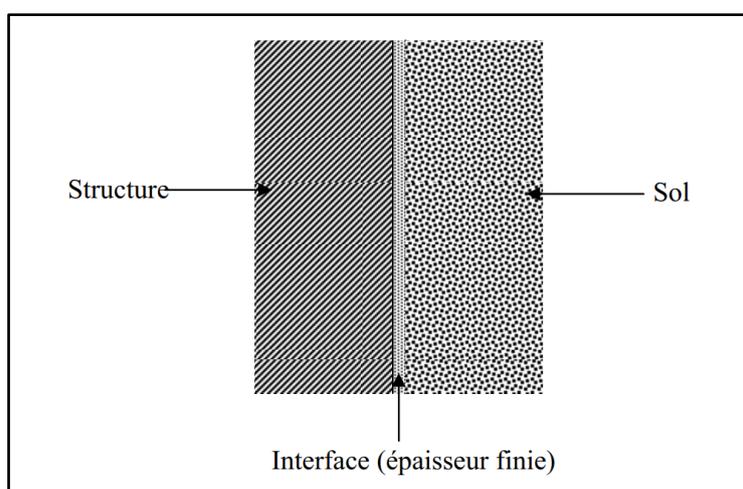


Figure III-2: Schématisation d'une interface

Ce chapitre présente les diverses études faites au niveau du laboratoire à savoir la compressibilité, le gonflement libre à l'œdomètre et le cisaillement direct, appliquées sur un sol argilo-limoneux (Argile limoneuse de la région de BOUINAN) ainsi que sur l'interaction de ce sol avec géotextile (Sol-géotextile).

Afin d'étudier l'influence des inclusions des matériaux géosynthétiques sur le comportement mécanique des sols en terme de résistance au cisaillement et de déformation en fonction des sollicitations appliquées. Ce travail focalisera sur l'évaluation de divers paramètres tels que la cohésion, l'angle de frottement interne, les résistances maximale et résiduelle et les modules d'élasticité.

### III.1. Type de géotextile utilisé

Stabilenka sont des géotextiles tissés, et sont composés par des fibres synthétiques polymères (polyester PET) : résistance UV, filaments, faible fluage, pH>9 dégradable et a

haut module reprenant des efforts de traction importants même sous déformation. Ce type de géotextiles présente généralement deux directions principales d'orthotrope mécanique (résistance) dans le plan des nappes. (Figure III-3)



Figure III-3: Le géotextile utilisé dans cette étude (Stabilenka)

### III.1.1. Essai de Résistance à la traction

La fonction de renforcement est assurée par tout type de géotextile quel que soit leurs autres fonctions. Le dimensionnement d'un géotextile de renforcement passe par la caractérisation de sa résistance à la traction et de son ouverture de filtration.

La première caractérisation mécanique est déterminée par l'essai normalisé de traction [NF EN ISO 10319] (Figure III-4). La caractérisation hydraulique est déterminée à partir d'un essai normalisé permettant de déterminer l'ouverture de filtration [EN ISO 12956] en mesurant la taille des particules passant au travers du géotextile testé soumis.

Le comportement en traction est sûrement la caractéristique la plus importante d'un géotextile pour ses applications en renforcement. La plupart des applications des géotextiles se réfèrent à cette propriété comme fonction première (renforcement) ou comme fonction secondaire (séparation, filtration). Le comportement en traction, déterminé lors de la mise en traction jusqu'à la rupture du géotextile en déformation plane. À partir de courbe "effort de traction-allongement", on caractérise à la fois la résistance à la traction (rupture) et la raideur du géotextile. Pour les géotextiles Les tissés ont une résistance en traction encore bien supérieure. Les Figure III-4 Figure III-5 et Figure III-6 représentent les courbes de traction de la surface longitudinale et la surface transversale du géotextile utilisé.



Figure III-4: Photo d'une mise en place des bandes de géotextile dans les mâchoires de la machine de traction

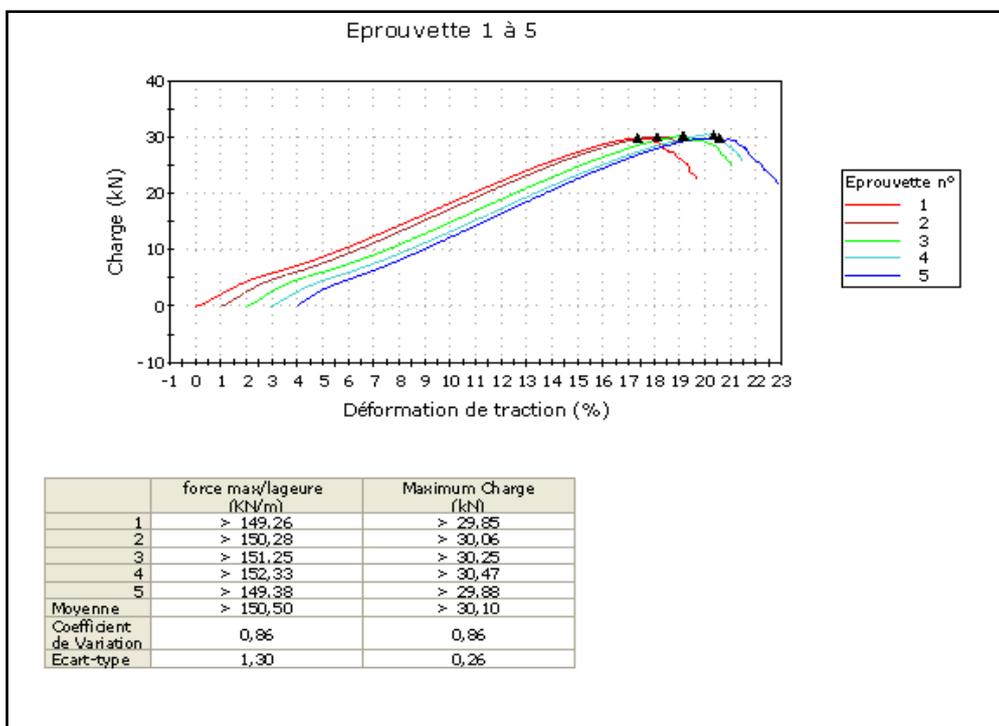


Figure III-5: La courbe de traction de la surface longitudinale de géotextile utilisé

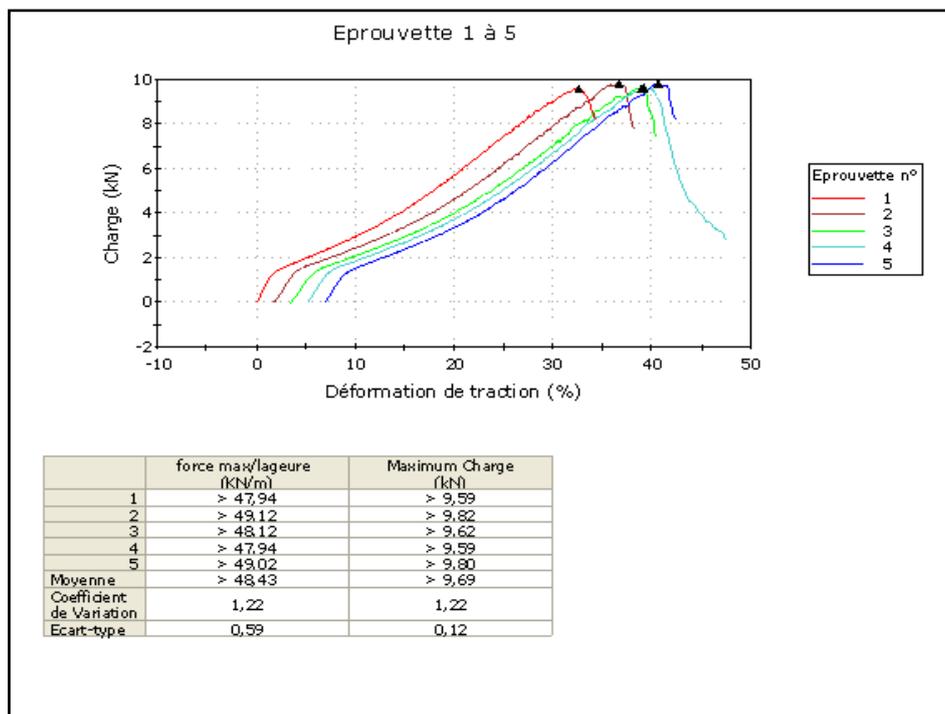


Figure III-6: La courbe de traction de la surface transversale de géotextile utilisé

Les données techniques de géotextile utilisé (Stablinka 100/50) fournies par les fabricants sont résumées dans le Tableau III-1.

Tableau III-1: Les caractéristiques physiques et mécaniques du géotextile utilisé

|  |                    |     |
|--|--------------------|-----|
| Matière première   | PET                |     |
| Masse surfacique (g/m <sup>2</sup> )<br>(NF EN ISO 9864)                       | 300                |     |
| Résistance à la traction (kN/m)<br>(NF EN ISO 10319)                           | longitudinale      | 150 |
|  | Transversale       | 45  |
| Raideur longitudinale à 6 % d'allongement (kN/m)<br>(NF EN 10319)              | 1400               |     |
| Allongement à la résistance à la traction nominale<br>(%)<br>(NF EN ISO 10319) | longitudinale      | 10  |
|  | Transversale       | 20  |
| Perméabilité à l'eau (m/s)<br>(NF EN ISO 11.058)                               | 5*10 <sup>-3</sup> |     |

### III.2. Essai de compressibilité a l'œdomètre

L'essai de compressibilité a l'œdomètre qui fournira l'état initial du sol. Connaissant l'état initial du sol et les contraintes apportées par le futur ouvrage au sol on pourra choisir les

contraintes et les chemins de contraintes réalistes qui représenteront le mieux comportement du sol.

### III.2.1. Essai sur des échantillons non renforcés

#### III.2.1.1. Préparation des échantillons

L'essai réalisé sur le matériau de la fraction inférieure à 5 mm. L'échantillon mis en place dans la boîte de l'œdomètre a une densité correspondant à celle de l'Optimum Proctor, ou à celle requise spécifiquement pour les besoins de l'essai. Pour atteindre la densité requise, on compacte le sol par un compactage statique (Figure III-7) suivant la norme [NF P 94-230-1] en plusieurs couches (trois ou cinq). Chaque couche est constituée de façon à reproduire en son sein les conditions de densité recherchées. Ainsi verticalement, l'échantillon est considéré comme homogène au sein de ses 3 ou 5 couches.



Figure III-7: Confection des éprouvettes par compactage statique

#### III.2.1.2. Principe et mode d'opérateur

Le principe de l'essai consiste à mesurer le tassement  $\Delta h$  d'une éprouvette de sol cylindrique soumise à une compression uniaxiale  $\sigma_1$  (Figure III-8) croissante en empêchant toute déformation latérale  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ .

Les principaux points du déroulement des essais œdométriques sont :

- Une fois le sol est prêt, placer le dans la cellule entre deux pierres poreuses L'ensemble est placé sur le bâti de consolidation ;

- Appliquer sur le sol, des charges toutes les 24 heures de 0.1 à 64 kg, de telle sorte à avoir la contrainte croissante de 7 à 3250 KPa ;
- Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés de contraintes décroissantes de 3250 à 7 KPa ;
- La durée des paliers de chargement et de déchargement est de 24 heures ;
- Pour chaque palier, effectuer sur un comparateur fixé à l'appareil des lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon ;
- Après la dernière lecture, cela fera la durée de 16 jours.

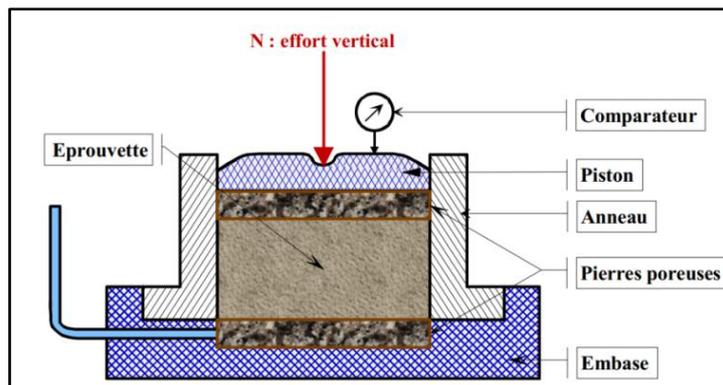


Figure III-8: Coupe schématisée d'un moule œdométrique

Tableau III-2: Les dimensions de l'éprouvette de sol.

|   |       |
|---|-------|
| Diamètre d'éprouvette (cm)              | 5     |
| Hauteur initial (cm)                    | 1.9   |
| Section d'éprouvette (cm <sup>2</sup> ) | 19.62 |
| Volume d'éprouvette (cm <sup>3</sup> )  | 37.28 |

### III.2.1.3. Caractéristiques obtenues à l'essai de compressibilité à l'œdomètre

L'essai sera caractérisé par les paramètres d'identification suivants :

- Teneur en eau initiale;
- Poids volumique initial du sol sec ;
- Poids volumique initial.

**TableauIII-3: Les Paramètres d'identification de l'essai de compressibilité à l'œdomètre**

| Caractéristiques déterminées    | La valeur |
|---------------------------------|-----------|
| W (%)                           | 9.7       |
| $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 1.9       |
| $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )   | 2.01      |

### III.2.1.4. Présentation des résultats

- L'indice des vides peut être calculé par l'équation suivante :

$$e = (H/h_p) - 1$$

Avec : H : hauteur de l'échantillon.

h<sub>p</sub> : hauteur des grains solides.

L'expression de h<sub>p</sub> est donnée par la relation suivante :

$$h_p = m_s / \gamma_s S$$

avec : m<sub>s</sub>: poids du mélange sec,

$\gamma_s$ : poids volumique des grains solides,

S: section droite de l'enceinte

Pour pouvoir tracer les courbes de compressibilité à l'œdomètre, il faut, en premier lieu, calculer les variations de l'indice des vides ( $\Delta e$ ) en fonction  $\Delta h$  (tassement ou gonflement des échantillons) puis calculer les indices des vides correspondants. Le TableauIII-4 nous donne les résultats obtenus.

**TableauIII-4: Variation de l'indice des vides ( $\Delta e$ ) en fonction**

| palier n | Contrainte appliquée $\sigma'_v$ (Kpa) | Tassement $\Delta h$ (cm) | Hauteur éprouvette $H(\text{cm}) = h_0 - \Delta h$ | Indice de vide $e = (H/h_p) - 1$ |
|----------|--|---------------------------|--|----------------------------------|
| 1        | 7                                      | 0                         | 1.9  | 0,637                            |
| 2        | 17                                     | 0                         | 1.9  | 0,637                            |
| 3        | 42                                     | 0                         | 1.9  | 0,637                            |
| 4        | 93                                     | 0                         | 1.9  | 0,637                            |
| 5        | 195                                    | 0                         | 1.9  | 0,637                            |
| 6        | 395                                    | 0,008                     | 1.892  | 0,63                             |
| 7        | 806                                    | 0,059                     | 1.841  | 0,586                            |
| 8        | 1620                                   | 0,127                     | 1.773  | 0,528                            |
| 9        | 2630                                   | 0,176                     | 1.724  | 0,486                            |
| 10       | 2900                                   | 0,182                     | 0,718  | 0,48                             |
| 11       | 3250                                   | 0,192                     | 1,708  | 0,472                            |
| 12       | 806                                    | 0,149                     | 1,751  | 0,509                            |
| 13       | 395                                    | 0,115                     | 1,785  | 0,538                            |
| 14       | 195                                    | 0,078                     | 1,822  | 0,57                             |
| 15       | 93                                     | 0,041                     | 1,859  | 0,602                            |
| 16       | 42                                     | -0,003                    | 1,903  | 0,64                             |
| 17       | 17                                     | -0,047                    | 1,947  | 0,678                            |

Pour l'ensemble de l'essai on trace la courbe compressibilité à l'œdomètre, variation de volume ou plus spécifiquement variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte.

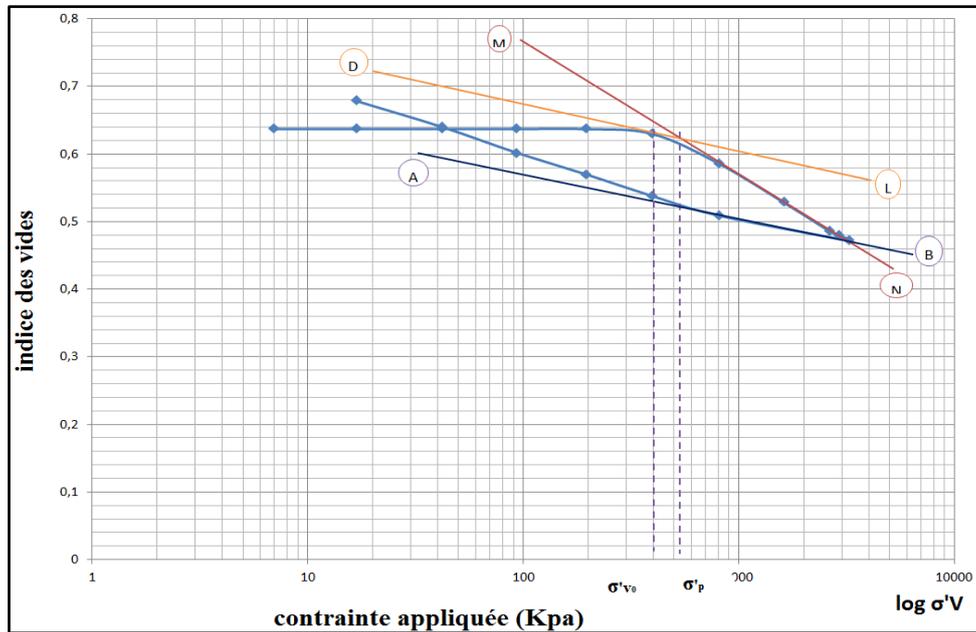


Figure III-9: Schématisation de la courbe de compressibilité à l'œdomètre

La courbe œdométrique de compressibilité ( $e - \log \sigma'v$ ) permet de déterminer :

- L'indice de gonflement ( $C_g$ ) : pente de la droite DL parallèle à AB.  

$$C_g = - (\Delta e) / (\Delta \log \sigma'v) \quad \text{pour } \sigma'v < \sigma'p, \text{ dans le domaine élastique.}$$
- L'indice de compression ( $C_c$ ) : pente de la droite MN.  

$$C_c = - (\Delta e) / (\Delta \log \sigma'v)$$
- La contrainte de préconsolidation ( $\sigma'p$ ): correspond au point d'intersection des droites DL et MN. La droite DL passe par le point correspondant à  $\log (\sigma'v_o)$  et est parallèle à la droite AB.
- Module œdométrique ( $E_{oed}$ ) : on définit comme en élasticité, un module de déformation. À la différence du module de Young de la théorie de l'élasticité, ce module  $E_{oed}$  n'est pas une constante, il varie à la fois avec la pression  $\sigma'$  et la variation de pression  $\Delta \sigma'$  [SANG, 83].

$$E_{oed} = - \Delta \sigma' / (\Delta H/h_0)$$

Avec

$\Delta \sigma'$  : la variation de contrainte

$H_0$  : la hauteur initiale de l'échantillon

$\Delta H$  : le tassement de l'échantillon pour la valeur  $\sigma$  de la contrainte verticale

Tableau III-5: Les paramètres obtenus par la courbe de compressibilité à l'œdomètre

| Paramètre  | Valeur |
|--|--------|
| indice de gonflement $C_g$                       | 0.068  |
| indice de compression $C_c$                      | 0.22   |
| contrainte de préconsolidation $\sigma'_p$ (kPa) | 530    |
| module œdométrique (kPa)                         | 8265   |
| Indice de vide initial                           | 0.637  |
| Indice de vide final                             | 0.678  |

### III.2.1.5. Interprétation des résultats

Un essai œdométrique de compressibilité avec un cycle de charge-décharge, effectué sur le matériau, le diagramme œdométrique de sol étudié présente une allure caractéristique : la courbe de déchargement recoupe la courbe de chargement (Figure 9.III) dans le cas d'une argile gonflante. On observe que ce matériau possède une contrainte de pré-consolidation (530 kPa) comprises entre 300 et 800 kPa, donc sont des sols argileux compressibles, sur-consolidés et typique d'un sol gonflant (sanglerat) et un indice de vides initial moyen de l'ordre de 0,637, On peut constater (Figure 9.III) que la valeur de la pente  $C_g$  présentent des indices de gonflement  $C_g$  (en décharge) élevées car  $0,05 < C_g < 0,25$ .

Dès que l'indice de gonflement dépasse 0.07 on peut considérer que le soulèvement des fondations risque de poser de graves problèmes. [SANG, 83]

## III.2.2. Essais sur des échantillons renforcés

### III.2.2.1. Préparation de l'échantillon

Le sol mis en place dans la boîte de l'œdomètre a une densité correspondant à celle de l'Optimum Proctor. En utilisant la couche de géotextile horizontalement (perpendiculaire à l'effort vertical) aux milieux de l'éprouvette (Figure III-10).

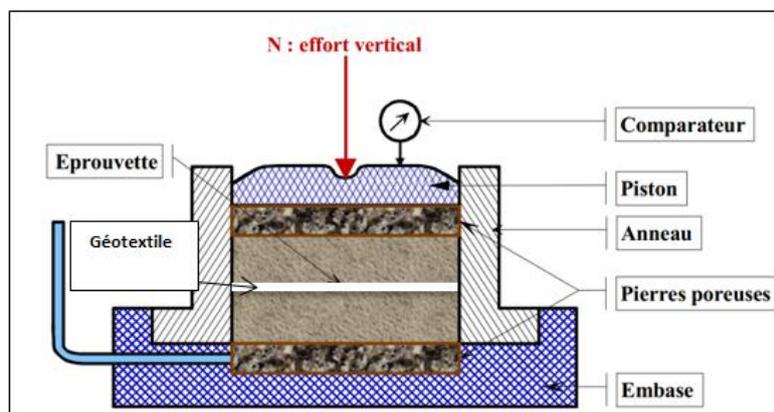


Figure III-10: Coupe de schématisation d'un moule œdométrique, interaction (Sol-géotextile)

TableauIII-6: Les dimensions de la couche du géotextile utilisée

|                            |       |
|----------------------------|-------|
| Diamètre (cm)              | 5     |
| Épaisseur (cm)             | 0.1   |
| Section (cm <sup>2</sup> ) | 19.62 |
| Volume (cm <sup>3</sup> )  | 1.96  |

TableauIII-7: Les dimensions de l'éprouvette du sol

|   |       |
|---|-------|
| Diamètre d'éprouvette (cm)              | 5     |
| Hauteur initial (cm)                    | 1.8   |
| Section d'éprouvette (cm <sup>2</sup> ) | 19.62 |
| Volume d'éprouvette (cm <sup>3</sup> )  | 35.32 |

### III.2.2.2. Présentation des résultats

En premier lieu, on calcule les variations de l'indice des vides ( $\Delta e$ ) en fonction  $\Delta h$  (tassement ou gonflement des échantillons) et puis on calcule les indices des vides correspondants. Les résultats obtenus sont donnés sur le TableauIII-8.

TableauIII-8: Variation de l'indice des vides ( $\Delta e$ ) en fonction  $\Delta h$ 

| Palier<br>n | Contrainte<br>appliquée $\sigma'_v$ (Kpa) | Tassement<br>$\Delta h$ (cm) | Hauteur éprouvette<br>$H(\text{cm}) = h_0 - \Delta h$ | Indice de vide<br>$e = (H/h_p) - 1$ |
|-------------|---|------------------------------|---|-------------------------------------|
| 1           | 7   | 0                            | 1.9   | 0,635                               |
| 2           | 17  | 0                            | 1.9   | 0,635                               |
| 3           | 42  | 0                            | 1.9   | 0,635                               |
| 4           | 93  | 0                            | 1.9   | 0,635                               |
| 5           | 195                                       | 0                            | 1.9   | 0,635                               |
| 6           | 395                                       | 0                            | 1.9   | 0,635                               |
| 7           | 806                                       | 0.019                        | 1.881   | 0,618                               |
| 8           | 1620                                      | 0.077                        | 1.823   | 0,568                               |
| 9           | 2630                                      | 0.105                        | 1.795   | 0,51                                |
| 10          | 2900                                      | 0.133                        | 1.767   | 0,494                               |
| 11          | 3250                                      | 0.179                        | 1.721   | 0,481                               |
| 12          | 806                                       | 0.115                        | 1.785   | 0,536                               |
| 13          | 395                                       | 0.082                        | 1.818   | 0,564                               |
| 14          | 195                                       | 0.046                        | 1.854   | 0,595                               |
| 15          | 93  | 0.012                        | 1.888   | 0,624                               |
| 16          | 42  | -0.063                       | 1.963   | 0,689                               |
| 17          | 17  | -0.126                       | 2.026   | 0,743                               |
| 18          | 07  | -0.186                       | 2.086   | 0,794                               |

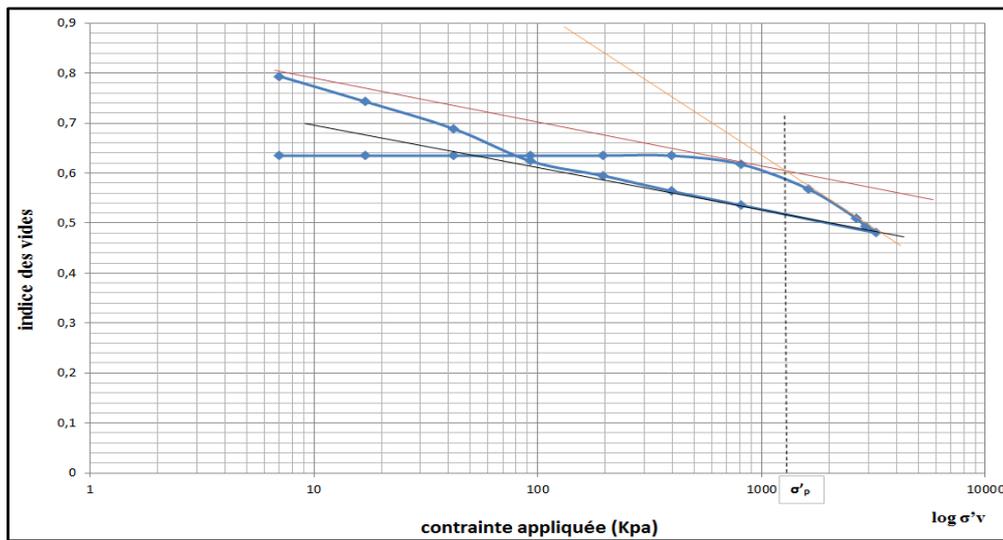


Figure III-11: Schématisation de La Courbe de compressibilité à l'œdomètre de l'échantillon renforcé

La courbe œdométrique de compressibilité ( $e - \log \sigma'v$ ) permet de déterminer :

Tableau III-9: Les paramètres obtenus par la courbe de compressibilité à l'œdomètre de l'échantillons renforcé

| Paramètre  | Valeur |
|--|--------|
| contrainte de préconsolidation $\sigma'_p$ (kPa) | 1200   |
| module oedometrique (kPa)                        | 38100  |
| Indice de vide initial                           | 0.635  |
| Indice de vide final                             | 0.794  |

### III.2.2.3. Interprétation des résultats

On observe que la contrainte de pré-consolidation (1200 k Pa) a été doublée ce qui est une bonne indication car le sol peut supporter une charge beaucoup plus importante sans avoir des tassements / déformations importants et le domaine d'élasticité est également en croissance compte tenu les valeurs du module œdométrique  $E_{oed}$ .

### III.3. Essai de gonflement libre à l'œdomètre

Le gonflement d'un sol argileux peut résulter de la diminution des contraintes en place après une excavation, d'un déchargement ou de l'imbibition du sol sous un état de contraintes constant. Il se traduit par une augmentation du volume du sol ou un accroissement des pressions régnant dans le milieu selon que le massif peut se déformer ou non. Pour leur part, les roches composées d'anhydrite gonflent par hydratation.[JEAN, 96]

### III.3.1. Essai sur des échantillons non renforcés

#### III.3.1.1. Principe et mode d'opérateur

L'essai de gonflement à l'œdomètre s'effectue sur des matériaux fins de la fraction inférieure à 5 mm mais en présence d'eau. Il permet de déterminer la pression de gonflement d'un matériau ainsi que sa déformation lorsqu'il est soumis, en présence d'eau, à des contraintes verticales inférieures à cette pression de gonflement. Il est utilisé pour apprécier le comportement d'ouvrages pouvant être affectés par la présence de matériaux gonflants. On peut reconstituer des éprouvettes d'argile, la taille des grains inférieure à 5 mm.

À partir des paramètres de Proctor, des échantillons cylindriques sont taillés et leurs faces sont dressées de façon à obtenir des surfaces planes, parallèles entre elles et perpendiculaires à l'axe de l'échantillon. Le diamètre est de 50 mm et la hauteur est 19 mm.

Le mode d'essai de gonflement est utilisé selon la norme [ASTM D4546-85] :

Pour la méthode de gonflement libre Une fois l'échantillon est taillé, il est placé dans la cellule œdométrique sous une pression verticale correspondante au poids de la pierre poreuse et du piston de 7 Kpa (0,465 kg), jusqu'à stabilisation des déformations verticale (gonflement). L'échantillon est chargé après que le gonflement primaire a eu lieu. Cette charge est enlevée et l'éprouvette est mise au contact de l'eau.

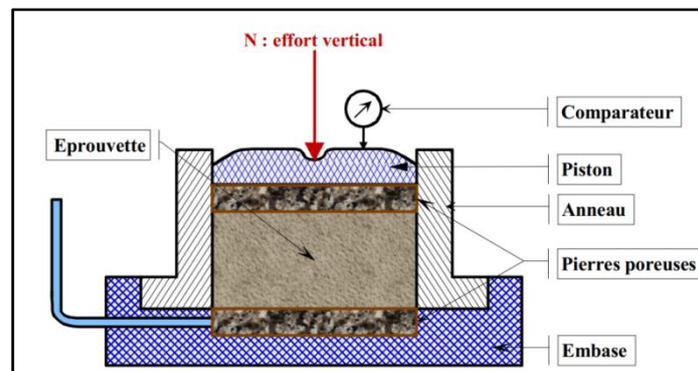


Figure III-12: Coupe schématisée d'un moule œdométrique pour l'essai de gonflement libre

Tableau III-10: Les dimensions de l'éprouvette de sol

|   |       |
|---|-------|
| Diamètre d'éprouvette (cm)              | 5     |
| Hauteur initial (cm)                    | 1.9   |
| Section d'éprouvette (cm <sup>2</sup> ) | 19.62 |
| Volume d'éprouvette (cm <sup>3</sup> )  | 37.28 |

### III.3.1.2. Présentation des résultats

Pour pouvoir tracer la courbe de gonflement, il faut calculer les indices des vides correspondants à des contraintes. Les résultats obtenus sont représentés sur le Tableau III-11.

Tableau III-11: Variation de l'indice des vides (e) en fonction de contraintes appliquée ( $\sigma'_v$ )

| Palier n | Contrainte appliquée $\sigma'_v$ (kPa) | Indice de vide $e = (h/h_p) - 1$ |
|----------|--|----------------------------------|
| 1        | 7                                      | 0,85                             |
| 2        | 17                                     | 0,842                            |
| 3        | 42                                     | 0,812                            |
| 4        | 93                                     | 0,767                            |
| 5        | 195                                    | 0,707                            |
| 6        | 395                                    | 0,641                            |
| 7        | 806                                    | 0,578                            |

On trace la courbe de gonflement, variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte.

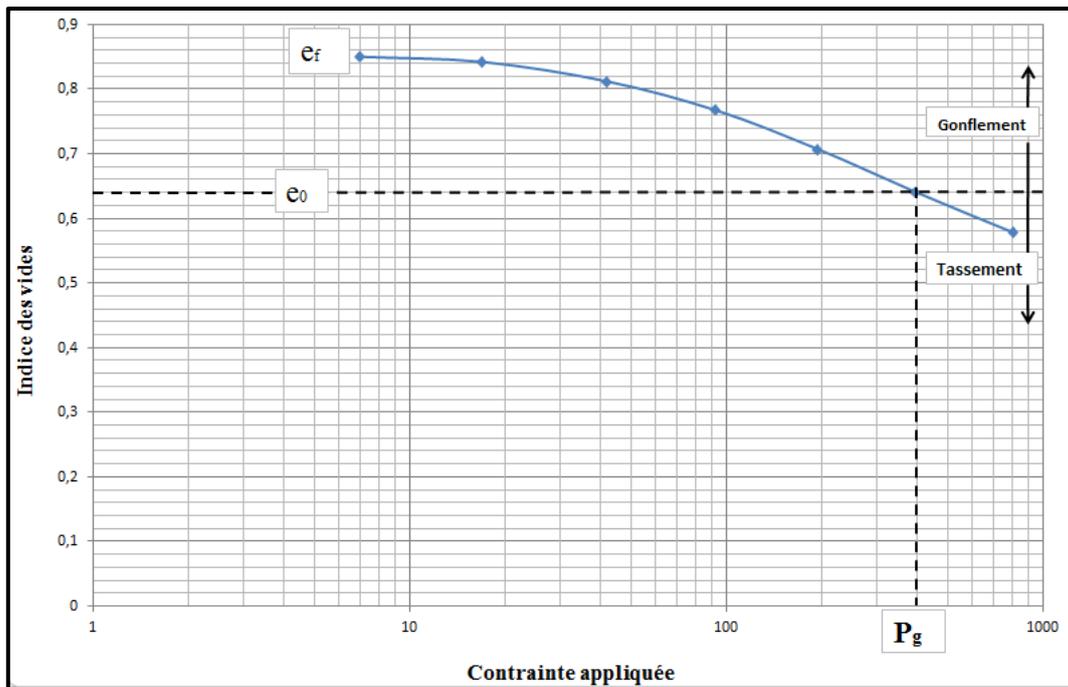


Figure III-13: Schématisation de la courbe de gonflement libre à l'œdomètre (sol)

La courbe œdométrique de gonflement libre ( $e - \log \sigma'_v$ ) permet de déterminer les paramètres suivants :

Tableau III-12: Les paramètres obtenus par la courbe de gonflement à l'œdomètre

| Paramètres                               | Valeur |
|--|--------|
| Indice de vide initial $e_0$             | 0.620  |
| Indice de vide finale $e_f$              | 0.850  |
| pressions de gonflement $\sigma_g$ (kPa) | 400    |

### III.3.1.3. Interprétation des résultats

Les résultats obtenus sur l'échantillon montrent une pression de gonflement élevée  $\sigma_g = 400$  kPa, comprises entre 300 et 800 kPa, donc sont des sols de gonflement fort. Ces résultats confirment le fort potentiel gonflant en décharge ( $C_g$ ), et le grand indice de plasticité  $I_p = 25$ .

### III.3.2. Essai sur des échantillons renforcés

#### III.3.2.1. Mise en place des sols

Le sol mis en place dans la boîte de l'odomètre a une densité correspondant à celle de l'Optimum Proctor. En utilisant la couche de géotextile horizontalement (perpendiculaire à l'effort vertical) aux milieux de l'éprouvette (Figure III-14).

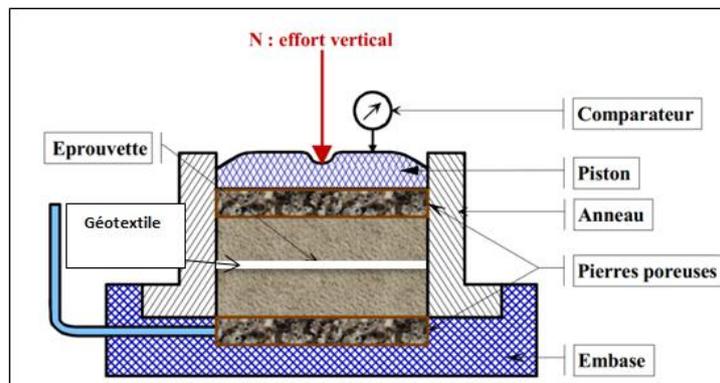


Figure III-14: Coupe de schématisation d'un moule œdométrique pour l'essai de gonflement interaction (Sol-géotextile)

Tableau III-13: Les dimensions de la couche du géotextile utilisée

|                            |       |
|----------------------------|-------|
| Diamètre (cm)              | 7.5   |
| Épaisseur (cm)             | 0.1   |
| Section (cm <sup>2</sup> ) | 19.62 |
| Volume (cm <sup>3</sup> )  | 1.96  |

Tableau III-14: Les dimensions de l'éprouvette de sol

|   |       |
|---|-------|
| Diamètre d'éprouvette (cm)              | 7.5   |
| Hauteur initial (cm)                    | 1.8   |
| Section d'éprouvette (cm <sup>2</sup> ) | 44.15 |
| Volume d'éprouvette (cm <sup>3</sup> )  | 79.48 |

#### III.3.2.2. Présentation des résultats

TableauIII-15: Variation de l'indice des vides (e) en fonction de contraintes appliquées ( $\sigma'_v$ )

| palier n | Contrainte appliquée $\sigma'_v$ (kPa) | Indice de vide e = $(h/h_p) - 1$ |
|----------|--|----------------------------------|
| 1        | 7                                      | 0,85                             |
| 2        | 17                                     | 0,842                            |
| 3        | 42                                     | 0,812                            |
| 4        | 93                                     | 0,767                            |
| 5        | 195                                    | 0,707                            |
| 6        | 395                                    | 0,641                            |
| 7        | 806                                    | 0,578                            |

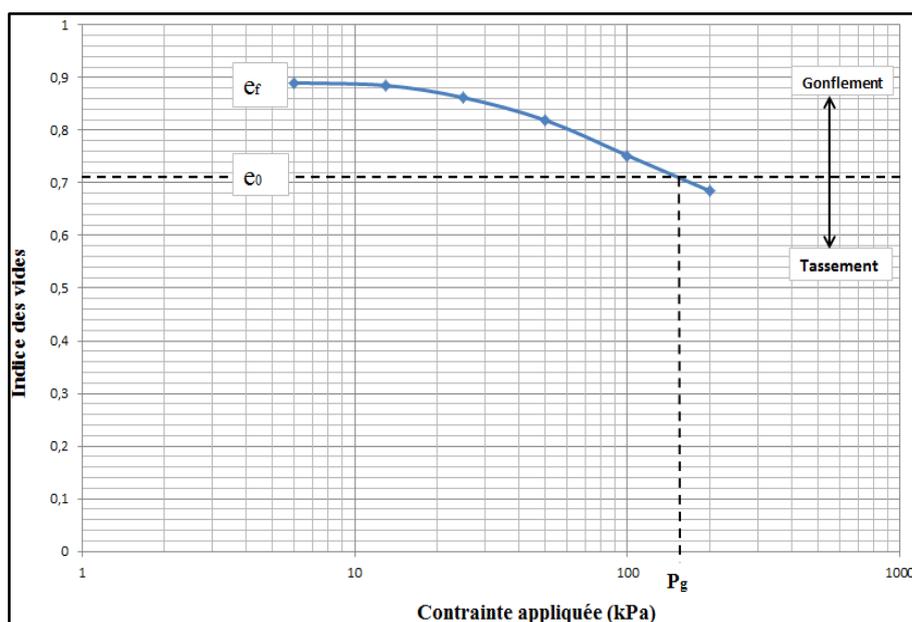


Figure III-15: Schématisation de la courbe de gonflement libre à l'œdomètre (sol-géotextile)

La courbe œdométrique de gonflement libre ( $e - \log \sigma'_v$ ) permet de déterminer les paramètres regroupés dans le tableau 17.III

TableauIII-16: Les paramètres obtenus par la courbe de gonflement à l'œdomètre

| Paramètres                               | Valeur |
|--|--------|
| Indice de vide initial $e_0$             | 0.710  |
| Indice de vide finale $e_f$              | 0.890  |
| pressions de gonflement $\sigma_g$ (kPa) | 157    |

### III.3.2.3. Interprétation des résultats

On observe que la pression de gonflement a été diminuée à 40 % ce qui est une bonne indication, car le sol peut supporter des petites charges sans avoir des gonflements importants le temps ou on est éloigné de l'intervalle de danger de soulèvement des fondations.

### III.4. Essais de cisaillement direct à la boîte

Dans le but d'obtenir une meilleure connaissance du comportement mécanique du sol étudié avant et après le renforcement, on a lancé des essais de cisaillement direct réalisés à la boîte.

#### III.4.1. Essai sur des échantillons non renforcés

##### III.4.1.1. Mise en place des sols

L'essai de cisaillement s'effectue sur des matériaux fins de la fraction inférieure à 5 mm. Le sol mis en place dans la boîte de cisaillement a une densité correspondant à celle de l'Optimum Proctor Normal. Pour atteindre la densité requise, on compacte le sol en plusieurs couches (trois ou cinq), par pressage statique. L'objectif est de mettre le plan de cisaillement dans le milieu d'une couche, Ainsi verticalement, l'échantillon est considéré comme homogène au sein de ses 3 ou 5 couches (Figure III-16).



Figure III-16: matériau compacté dans la boîte de cisaillement

##### III.4.1.2. Appareillage

L'appareil spécifique à l'essai comprend (voir Figure III-17):

- La boîte de cisaillement de section intérieure  $A = 100 \text{ cm}^2$  et une hauteur de 1.9 cm composée de deux demi-boîtes.
- Le dispositif de l'application de l'effort normal désiré et le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes,

- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillements,
- Les capteurs de force utilisés :
  - Le capteur horizontal, de type règle numérique, enregistre les déplacements du boîtier supérieur et permet la régulation en vitesse de ce boîtier ;
  - Le capteur vertical, également de type règle numérique, mesure le tassement ou la dilatance générale des matériaux pendant l'essai.

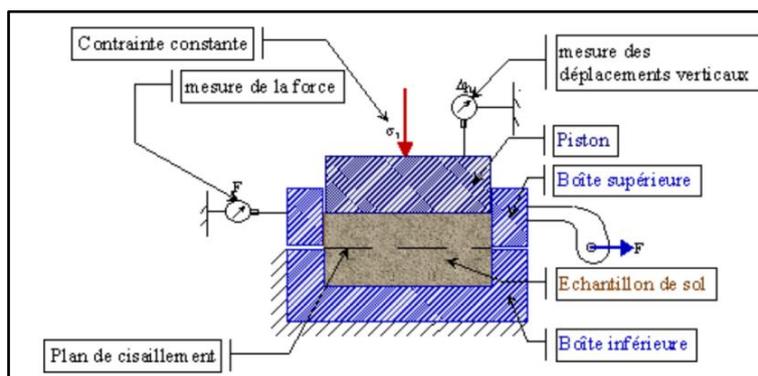


Figure III-17: Schéma de la boîte de cisaillement

#### III.4.1.3. Mode opératoire

Les essais de cisaillement sont réalisés selon la norme française [NF P94-071-1], elle comporte deux étapes :

##### a) Consolidation et saturation des échantillons

Les échantillons ont été consolidés de manière isotrope avec une pression initiale efficace de ( $\sigma'$ ) égale à 100 kPa jusqu'à 300 kPa

##### b) Cisaillement des échantillons

Une boîte de cisaillement direct de taille 100 mm x 100 mm et de 19 mm de hauteur (Figure III-16) a été utilisée pendant l'essai.

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale  $\sigma = 100, 200, 300$  kPa, maintenue constante toute le long de l'essai.
- Fixer quatre capteurs au dispositif d'essais pour mesurer : la force de cisaillement, la contrainte verticale, le déplacement du boîtier de cisaillement et les déplacements verticaux.

- Les échantillons ont été cisailés à une vitesse de cisaillement relativement lente de 0.0032 mm/min.

La contrainte de confinement appliquée, la force de cisaillement et les déplacements sont enregistrés par un système d'acquisition de données à intervalles réguliers pour déterminer les courbes de résistance au cisaillement et de déformations verticales en fonction du déplacement du boîtier supérieur.

#### III.4.1.4. Présentation des résultats

Les essais de cisaillement direct à la boîte sont représentés sous forme de courbes :

- Contraintes - déformations  $\tau = f(\Delta L)$  ;
- Droites intrinsèques  $\tau = f(\sigma)$ .

En fonction de la contrainte normale appliquée (100, 200, 300 kPa) ;

##### a) Courbes $\tau = f(\Delta L)$

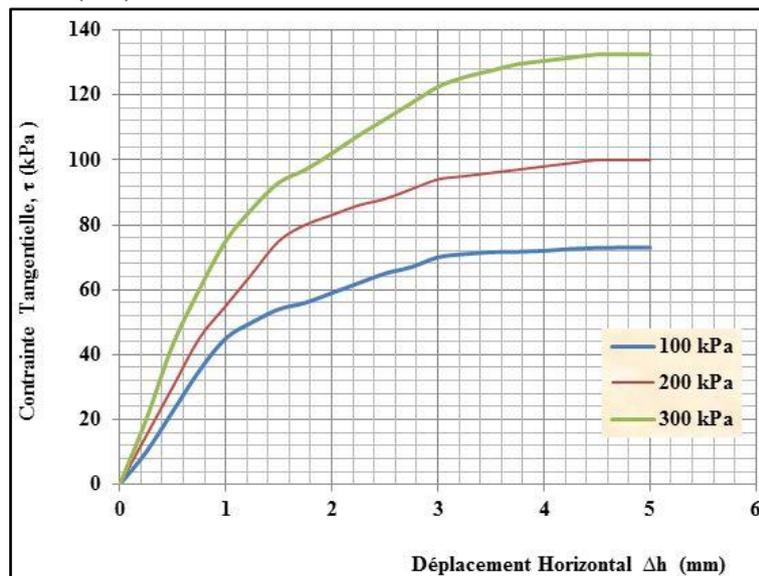


Figure III-18: Courbes Contraintes – Déformations sous les contraintes de compression

La Figure III-18 montre l'évolution de la résistance au cisaillement drainé en fonction du déplacement horizontal pour les tests effectués. Il est à noter sur la Figure III-18 que la résistance du sol, caractérisée par la contrainte tangentielle augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la contrainte normale. Des valeurs au pic de la contrainte tangentielle ( $\tau$ ) de 132, 100 et 72 kPa ont été obtenues pour les contraintes normales  $\sigma = 100$ , 200 et 300 kPa, respectivement.

### b) Droites Intrinsèques : $\tau = f(\sigma)$

Les résultats obtenus aux différents essais de cisaillement sont représentés sous forme de droite intrinsèques (Figure III-19)

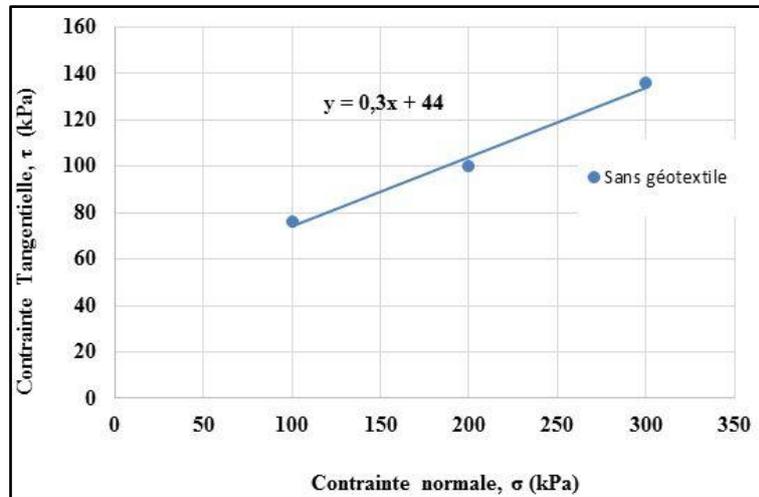


Figure III-19: Droite Intrinsèque

On déduit de cette courbe que :

- L'angle de frottement est de 16.69
- L'angle de cohésion est de 44 kPa

### III.4.2. Essai sur des échantillons renforcés

#### III.4.2.1. Mise en place de géotextile dans le sol

La couche de renforcement est positionnée au milieu de la hauteur de l'échantillon, entre le boîtier inférieur fixe et le boîtier supérieur mobile du dispositif d'essais. L'échantillon a ensuite été compacté à une densité correspondante à celle de l'Optimum Proctor Normal.

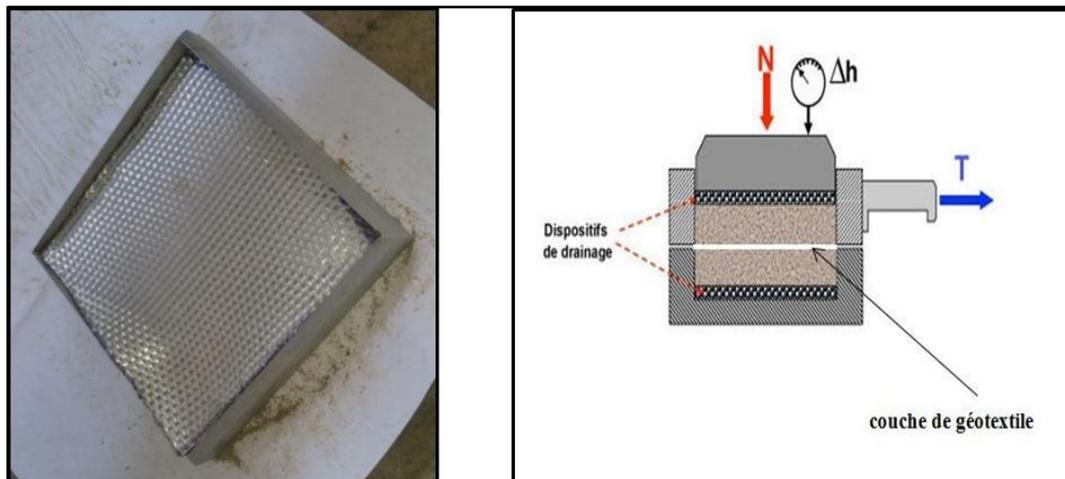


Figure III-20: Position de la de géotextiles dans les échantillons

### III.4.2.2. Présentation des résultats

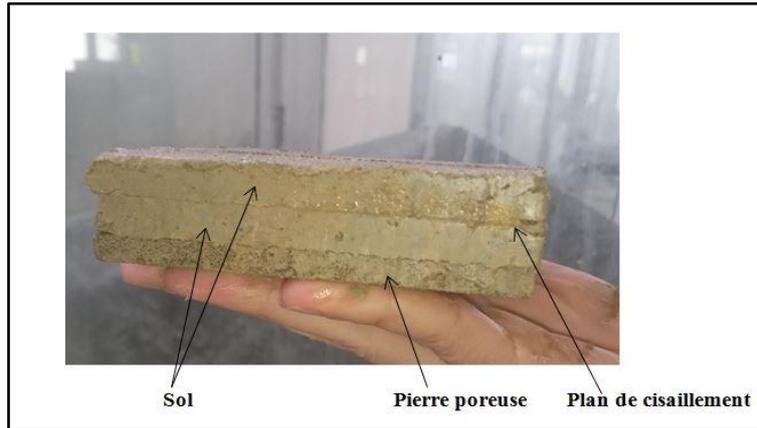


Figure III-21: Photos après essais des échantillons renforcés

#### a) Courbes $\tau = f(\Delta L)$

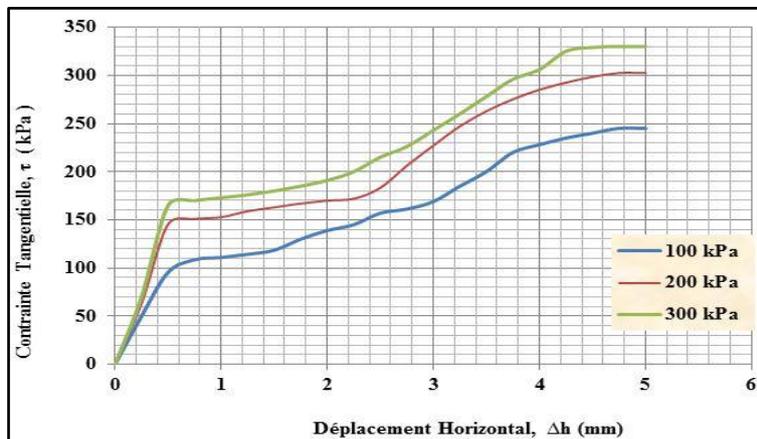


Figure III-22: Courbes Contraintes – Déformations sous les contraintes de compression

La Figure III-22 montre l'évolution de la résistance au cisaillement drainé en fonction de la Déplacement horizontal. Il est à noter sur la Figure III-22 que la résistance du sol, caractérisée par la contrainte tangentielle augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la contrainte normale. Des valeurs au pic du contrainte tangentielle ( $\tau$ ) de 250, 300 et 330 kPa ont été obtenues pour  $\sigma' = 100, 200$  et 300 kPa, respectivement.

On remarque qu'il y a une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol renforcé. La valeur de la contrainte tangentielle au pic des échantillons renforcés est nettement supérieure à celle des échantillons non renforcés.

#### b) Droites Intrinsèques : $\tau = f(\sigma)$

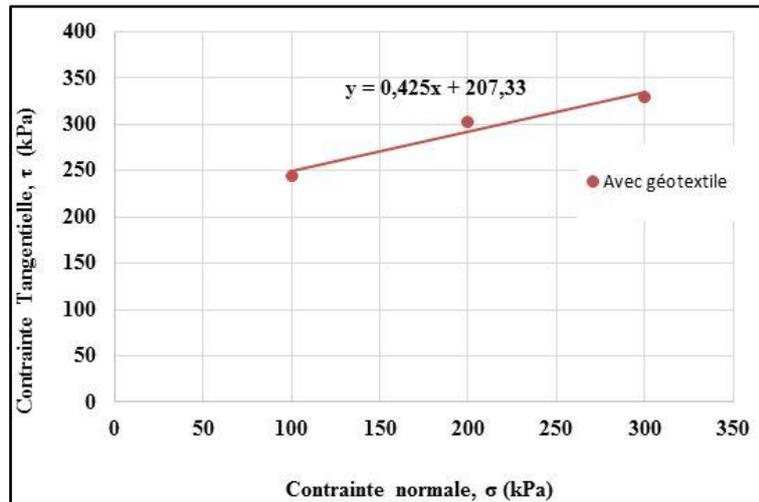


Figure III-23: Droite Intrinsèque

On déduit de cette courbe que :

- L'angle de frottement est de 23,03
- L'angle de cohésion est de 207,33 kPa

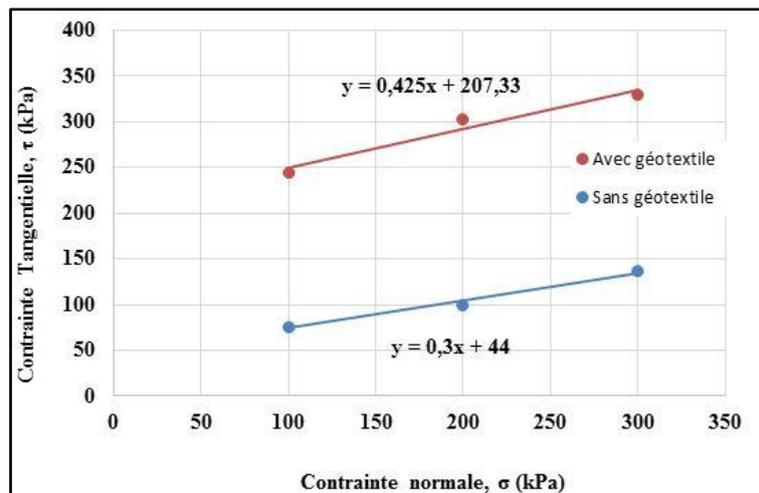


Figure III-24: Effet de renforcement sur le comportement mécanique des sols

### III.4.2.3. Interprétation

La Figure III-24 présente les lignes de rupture caractéristiques des courbes intrinsèques de la loi de Mohr-Coulomb obtenues avec des échantillons non renforcés et renforcés par une nappe de géotextile (Figure III-24). Il est à noter que la pente des lignes de rupture augmente proportionnellement avec la présence des nappes de renforcement. On constate également à partir de la Figure III-24 que la cohésion augmente de manière exponentielle avec la présence d'une nappe géotextile et que les valeurs de cohésion pour les échantillons renforcés sont sensiblement supérieures à celles des échantillons non renforcés. Sur la Figure III-24 on peut constater que la variation de l'angle de frottement augmente linéairement avec la présence d'une de géotextile pour les échantillons renforcés.

### III.5. Conclusion

L'ensemble des résultats présentés dans ce chapitre concernant le renforcement par géotextile de l'argile limoneuse de *Bouinan* font apparaître:

- Une amélioration significative de la contrainte de pré-consolidation du sol et l'augmentation du domaine d'élasticité avec une réduction vachement de tassement.
- Une diminution de la pression de gonflement.
- Une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol.
- Une augmentation de la cohésion et qui évolue de manière exponentielle.
- Une augmentation de l'angle de frottement.

---

## **Chapitre IV :**

# **Modélisation par la méthode des éléments finis**

---

## **CHAPITRE IV : MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS**

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application.

Ce chapitre présente une étude numérique visant à mieux appréhender le comportement de sol renforcé et non renforcé et améliorer la compréhension de certains paramètres qui peuvent influencer les résultats des tests, à l'aide d'un modèle numérique par la méthode des éléments finis.

### **IV.1. Concepts de base de MEF**

#### **IV.1.1. Définitions**

La méthode des éléments finis est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réel de la structure en tant qu'objet continu.

#### IV.1.2. Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

➤ ***Elle nécessite :***

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats ;
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, CamClay, ... etc ;
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

➤ ***Elle permet :***

- De simuler toutes les phases de travaux ;
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

➤ ***Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :***

- Les déplacements du sol ;
- Les déformations du sol ;
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- Les pressions interstitielles ;
- Le calcul du coefficient de sécurité.

➤ ***Les principaux logiciels utilisés en géotechnique :***

- **CESAR** (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels ;
- **PLAXIS** (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D et 3D dédié à la géotechnique ;
- **ABAQUS** : logiciel pluridisciplinaire développé par la société Dassault Systèmes.

Pour notre étude, nous avons choisi d'utiliser le logiciel ABAQUS et faire des comparaisons en utilisant PLAXIS et OptumG2.

#### IV.1.3. Présentation d'ABAQUS

ABAQUS a été développé par Hibbit, Karlsson & Sorensen (HKS) (devenue ABAQUS, Inc depuis) depuis 30 ans et le début de la théorie des éléments finis et a été amélioré au fur et à mesure pour intégrer toutes les nouveautés de la théorie et des besoins de l'entreprise, jusqu'à ce que l'entreprise soit rachetée par Dassault industries en Octobre de l'année 2005.

ABAQUS est avant tout un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires. Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe .inp), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier .odb. Deux tâches restent à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier .odb (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc..., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le pré traitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels [BRICH, 17]. ABAQUS propose le module ABAQUS CAE, interface graphique qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation :

- La génération du fichier de données,
- Le lancement du calcul proprement dit,
- L'exploitation des résultats. Les modules

ABAQUS CAE est divisé en unités fonctionnelles appelées modules. Chaque module contient les outils qui sont propres à une partie de la tâche de modélisation.

- **Le module « PART ».**

Le module Part permet de créer tous les objets géométriques nécessaires à notre problème, soit en les dessinant dans ABAQUS CAE, soit en les important d'un logiciel de dessin tiers.

- **Le module « PROPERTY ».**

Le module Property permet, comme son nom l'indique, de définir toutes les propriétés d'un objet géométrique ou d'une partie de ces objets.

- **Le module « ASSEMBLY ».**

Ce module permet d'assembler les différents objets géométriques créés dans un même repère de coordonnées global. Un modèle ABAQUS contient un seul assemblage.

- **Le module « STEP ».**

Ce module permet de définir toutes les étapes et les requêtes pour le post traitement, c'est à dire le moment (temps) à partir duquel une force est appliquée et jusqu'à quand, il est aussi possible de créer des forces ou des conditions limites qui s'activent à des moments donnés.

- **Le module « INTERACTION ».**

Grâce ce module, il est possible de spécifier toutes les interactions entre les différentes parties et régions du modèle, qu'elles soient mécaniques, thermiques ou autres. Il faut savoir qu'ABAQUS ne prend en compte que les interactions explicitement définies, la proximité géométrique n'étant pas suffisante.

- **Le module « LOAD ».**

Le module Load permet de spécifier tous les chargements, conditions limites et champs. Il faut savoir que les chargements et les conditions limites sont dépendants des steps, par exemple une force est appliquée au step 1 mais inactive au step 2.

- **Le module « MESH ».**

Ce module contient tous les outils nécessaires pour générer un maillage élément fini sur un assemblage.

- **Le module « JOB ».**

Une fois que toutes les tâches de définition du modèle ont été réalisées, il faut utiliser le module Job pour analyser ce modèle. ABAQUS va alors réaliser tous les calculs nécessaires et en tirer des résultats.

- **Le module « VISUALIZATION ».**

Ce module permet de visualiser le modèle et les résultats, les courbes de charges, les déformations... [ABAQ, 15].

#### **IV.1.4. Les modèles de comportement utilisés dans ABAQUS**

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. La modélisation par élément

finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [BOU1, 04].

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont : quel est le comportement principal à modéliser ?; utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;interpréter les résultats ; notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

## IV.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c ;$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

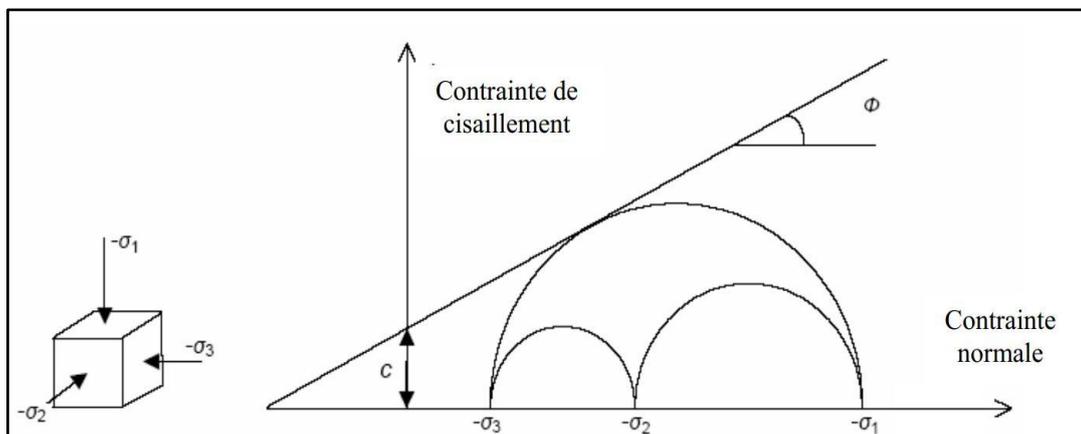


Figure IV-1: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la bissectrice (Figure IV-2) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

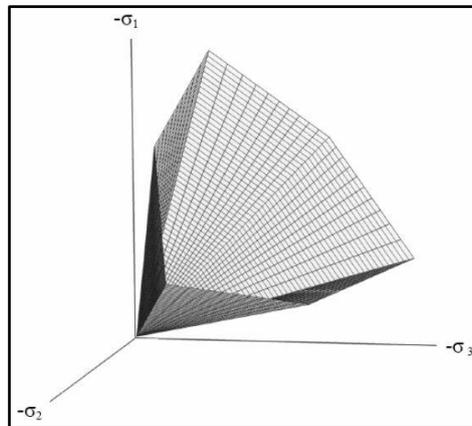


Figure IV-2: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont  $c$  et  $\phi$  et  $\psi$ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

#### IV.2.1. Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Dans ce qui suit, une méthode d'évaluation de l'essai de cisaillement direct le module de Young est présenté [NOON, 72] :

$$E = T / k \delta$$

T : la charge de cisaillement appliquée.

K : est une constante en fonction de  $\nu$  et la géométrie de la configuration de test.

$\delta$  : le déplacement imposé.

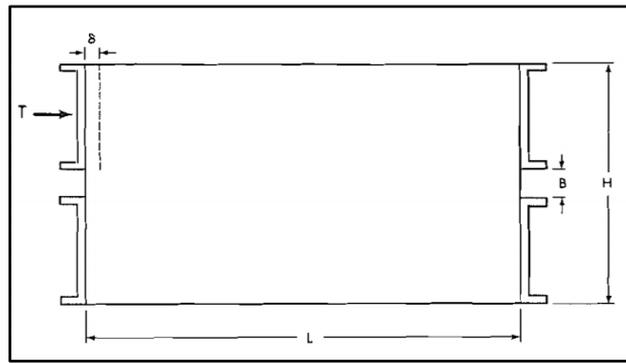


Figure IV-3: Échantillon soumis à un cisaillement direct

#### IV.2.2. Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure *K0* ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

#### IV.2.3. Angle de frottement :

L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à  $35^\circ$  peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

#### IV.2.4. Cohésion

C'est la Force qui permet l'adhérence de 2 ou plusieurs particules solides.

#### IV.2.5. Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ.$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est

souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

### IV.3. Définition des données

Pour que le logiciel ABAQUS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

#### IV.3.1. La géométrie du modèle

Le talus n'est pas symétrique (Figure IV-4), il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D).

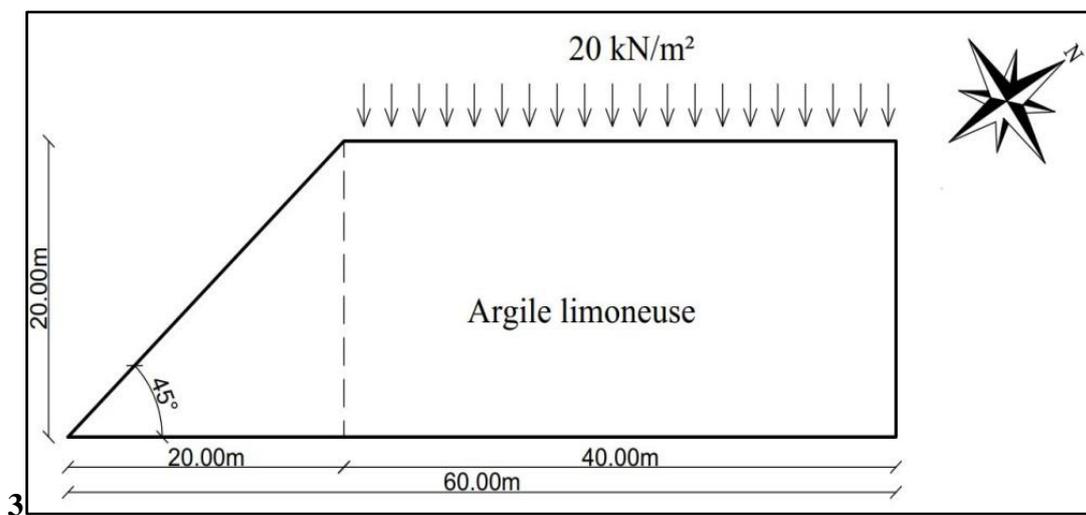


Figure IV-4: Vue en coupe de Talus

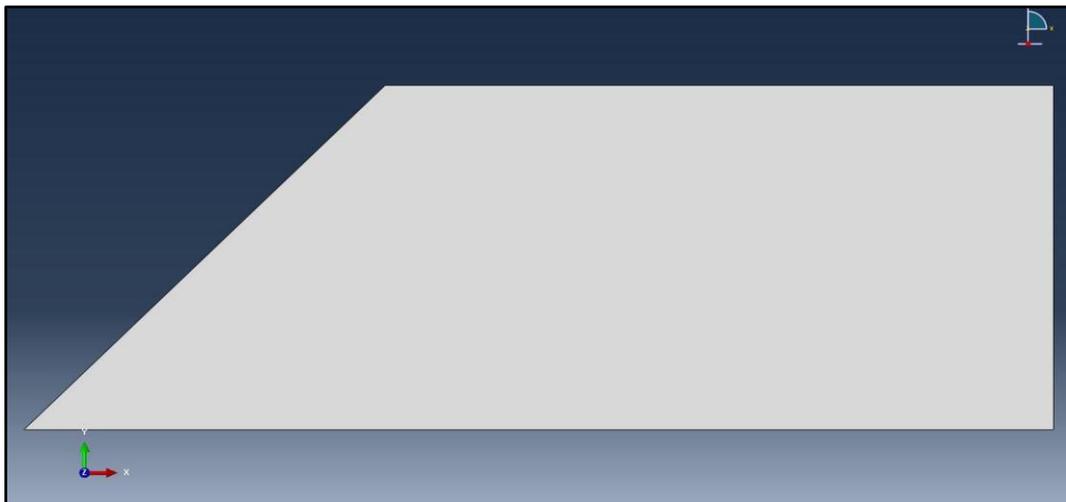


Figure IV-5: Modèle géométrique du projet

#### IV.3.2. Caractéristiques des matériaux

Les propriétés de sol renforcé et non renforcé sont résumées dans Tableau IV-1 :

TableauIV-1: Propriétés de sol renforcé et sol non renforcé

| Paramètres               | Nom            | Le Sol       | Le sol renforcé | Unite             |
|--------------------------|----------------|--------------|-----------------|-------------------|
| Modèle type              | Model          | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb    | -                 |
| Type de comportement     | Type           | Drainé       | Drainé          | -                 |
| Poids volumique sec      | $\gamma_{dry}$ | 19           | 19              | kN/m <sup>3</sup> |
| Poids volumique humide   | $\gamma_{wet}$ | 20           | 20              | kN/m <sup>3</sup> |
| Perméabilité horizontale | Kx             | 10-7         | 10-7            | m/jour            |
| Perméabilité verticale   | Ky             | 10-7         | 10-7            | m/jour            |
| Module d'Young           | Eref           | 6140,000     | 28300           | kPa               |
| Coefficient de Poisson   | $\nu$          | 0,3          | 0,3             | -                 |
| Cohésion                 | Cref           | 44,000       | 207,000         | kPa               |
| Angle de frottement      | $\phi$         | 16,700       | 23,000          | °                 |
| Angle de dilatation      | $\Psi$         | 0            | 0               | °                 |

### IV.3.3. Génération du maillage

L'analyse élasto-plastique est basée sur le modèle d'éléments finis 2D. L'élément utilisé est leCPE8R, c'est un déplacementbasé sur brique quadratique, élément de déformation à 8 nœuds et 2 degrés de libertépar nœud, R signifie une intégration réduite. (Figure IV-6)

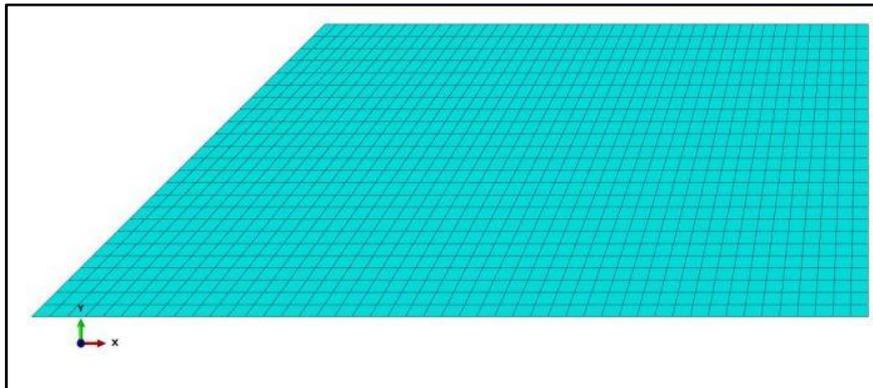


Figure IV-6: Maillage de talus

### IV.3.4. Chargement et conditions aux limites

Pour créer les conditions aux limites, l'option command « fix » dans Abaqus est utilisée pour décrire la condition aux limites générales du modequi définit le déplacement horizontal,  $U_x$ , égal à zéro sur le déplacement vertical,  $U_x$ , égal à zéro sur la ligne de géométrie horizontale, comme le montre la Figure IV-4 , une charge de trafic uniformément répartie de 20 KN/m<sup>2</sup>, est appliquée le long de la route avec selon [AASH, 05]

## IV.4. Les principaux résultats

### IV.4.1. Déformations plastiques

En exécutant les solveurs préfinis dans le module job d'Abaqus, nous avons obtenu la visualisation 2D des différentes quantités mécaniques nécessaires pour la compréhension et l'interprétation du comportement mécanique. Les figures suivantes représentent la variation de la déformation plastique dans le talus pour le cas non renforcé (Figure IV-7) et pour le cas renforcé par géotextile (Figure IV-8).

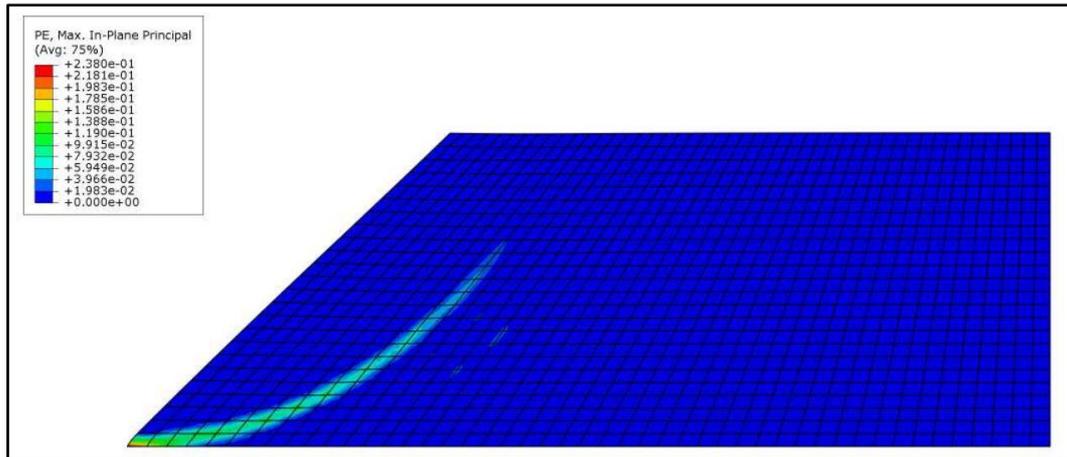


Figure IV-7: La distribution de déformation plastique dans le talus non renforcé

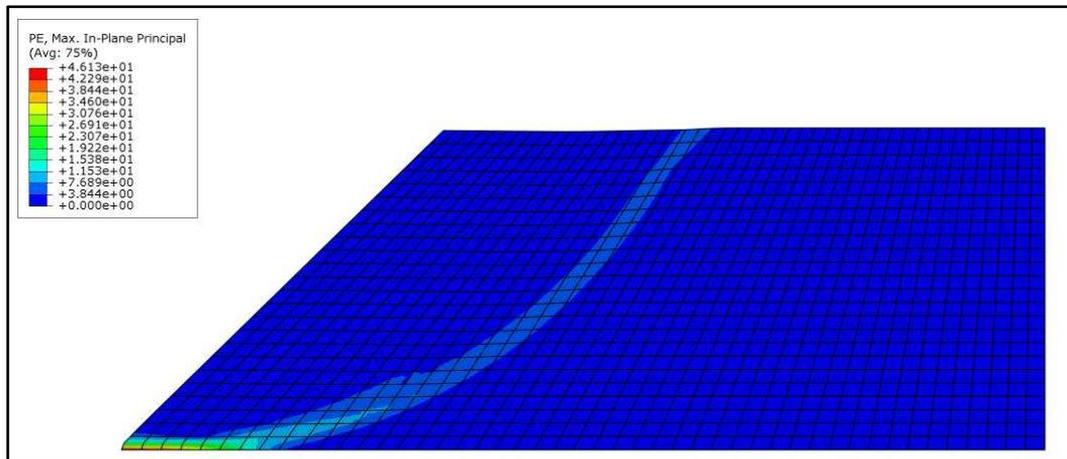


Figure IV-8: La distribution de déformation plastique dans le talus renforcé par géotextile

### Interprétation

Les figures (Figure IV-7 et Figure IV-8) montrent la distribution des déformations plastiques pour le sol naturel et le sol renforcé par géotextile respectivement. Cette distribution montre d'une manière explicite le mécanisme plastique pendant que les contours colorés coupent la pente et qu'un mouvement de corps rigide devient cinématiquement compatible. Il est possible d'observer que la zone plastique de talus renforcé est plus grande que la zone de

talus naturel, en raison de la propriété accrue du sol, on s'attend à une dissipation plus élevée pour le produire.

#### IV.4.2. Déplacement total

Les déplacements représentent le mouvement des nœuds par rapport à leurs positions originales (pour notre cas mouvements sur le plan 2D), ils sortent de la résolution des équations d'équilibre en appliquant le principe de la conservation d'énergie.

Sur les figures suivantes, on présente une visualisation 2D de la distribution des déplacements dans les deux types de talus étudiés.

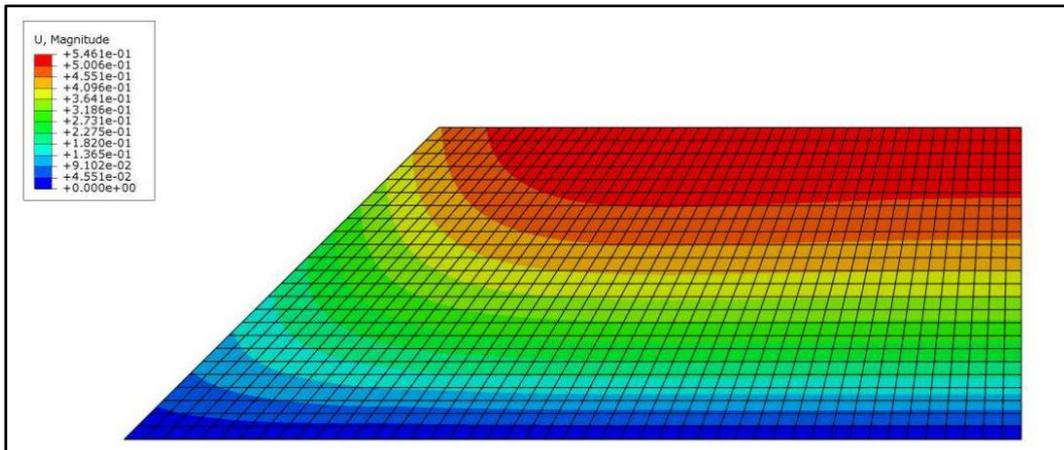


Figure IV-9: La forme de déplacement pour le sol naturel

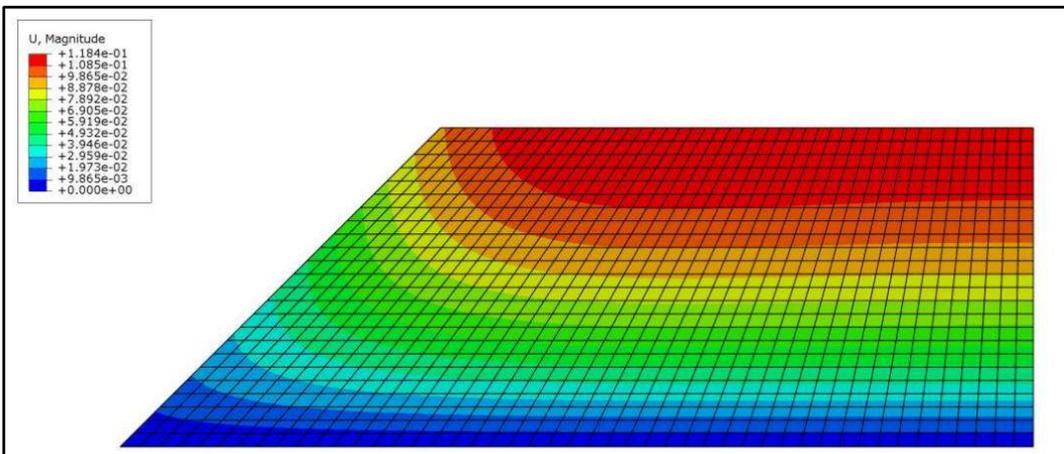


Figure IV-10: La forme de déplacement pour le sol renforcé

#### Interprétation

Les de la distribution des déplacements sont très cohérentes, ils atteignent leurs valeurs maximales sur la zone d'application des chargements. On remarque que ces valeurs sont largement supérieures dans le cas d'un talus naturel, tandis qu'une diminution d'environ 1/5 ème est remarquée dans le cas d'un talus renforcé. Cette importante diminution est dû au

changement des caractéristiques mécaniques du nouveau talus renforcé. Le gradient important des déplacements montre clairement l'intérêt du renforcement.

#### IV.4.3. Facteur de sécurité

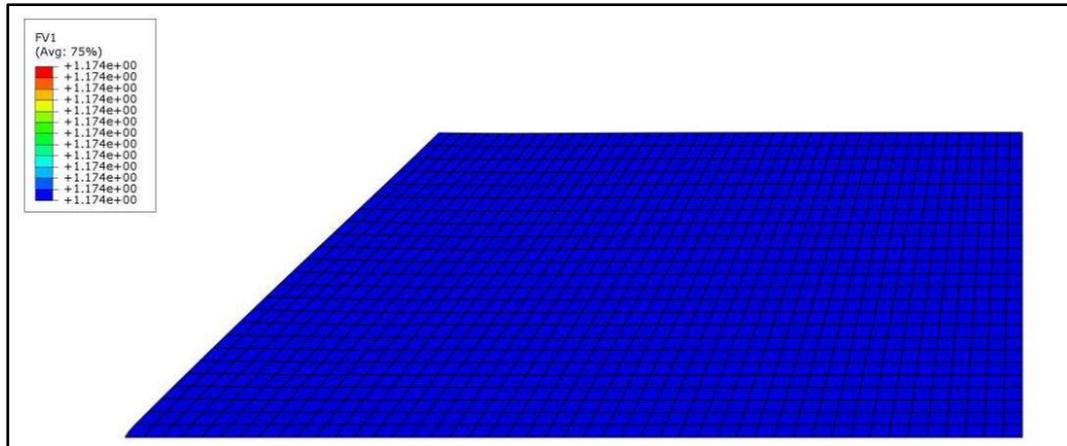


Figure IV-11: Le facteur de sécurité pour le sol naturel

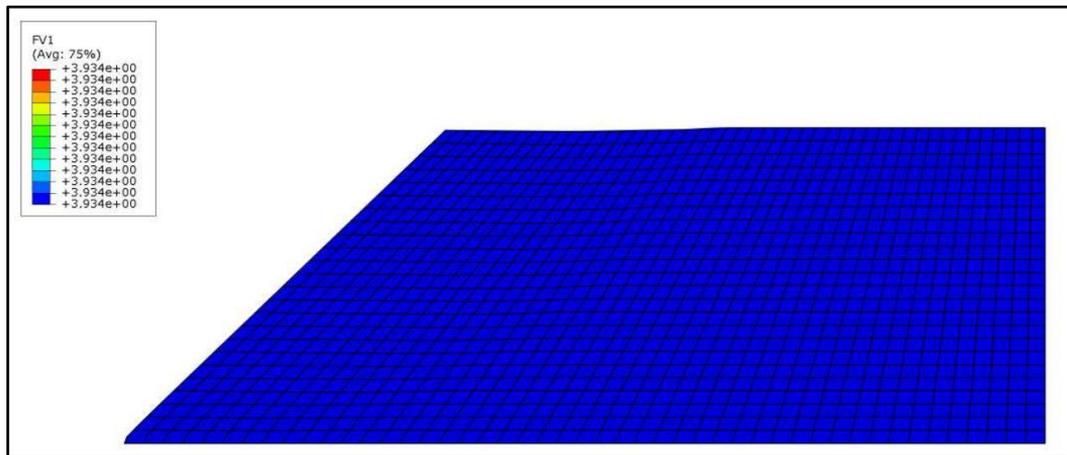


Figure IV-12: Le facteur de sécurité pour le sol renforcé

#### Interprétation

Le facteur de sécurité pour le cas du talus renforcé est de l'ordre de 3.94 tandis que pour le talus naturel est de l'ordre 1.17. Une nette amélioration du coefficient de sécurité du talus peut être constatée à travers cette analyse par les éléments finis.

### IV.5. Comparaison et validation des résultats de la simulation numérique

Afin de comparer et valider les résultats obtenus par Abaqus, nous avons réalisé la même simulation sur d'autres logiciels plus spécialisés en géotechnique à savoir Plaxis et Optum G2. Nous présentons ci-dessous l'essentiel des résultats obtenus par ces logiciels. Ces résultats sont très cohérents avec de légères différences de quantification, vu qu'ils n'utilisent pas les mêmes solveurs (Table IV-2).

#### IV.5.1. Les résultats obtenus sous le logiciel Plaxis

##### La surface de rupture

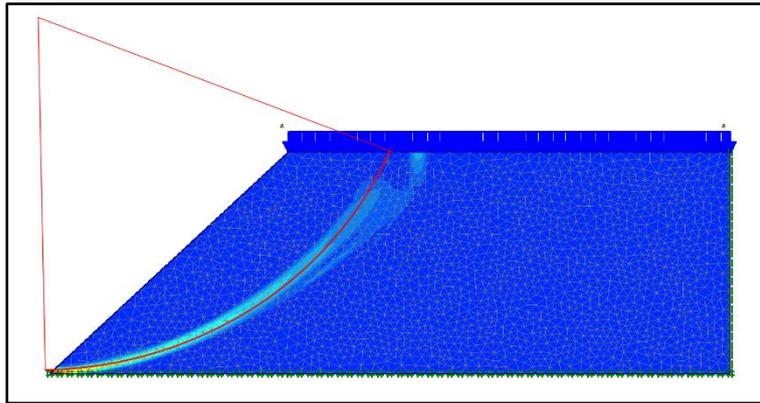


Figure IV-13: Mécanisme plastique obtenu sous Plaxis d'un sol non renforcé

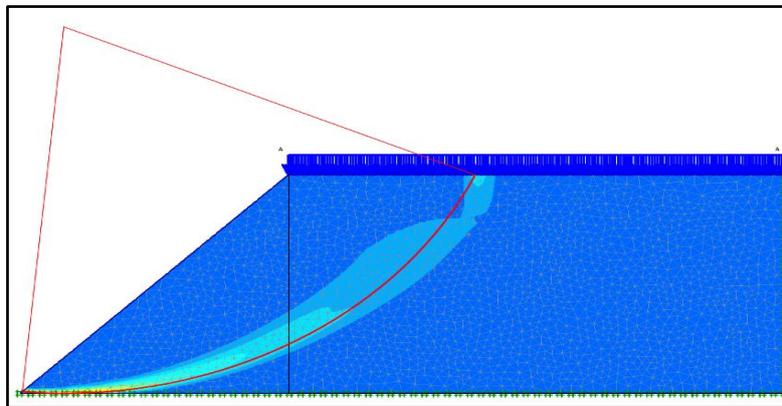


Figure IV-14: Mécanisme plastique obtenu sous Plaxis d'un sol renforcé

##### Déplacement total

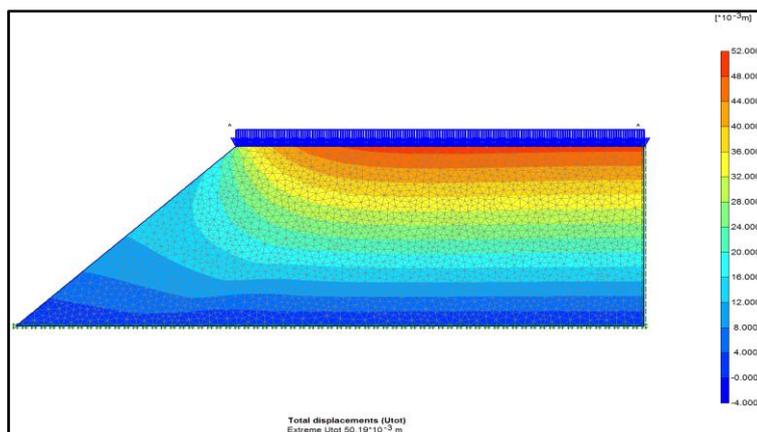


Figure IV-15: Déplacement sol de non renforcé

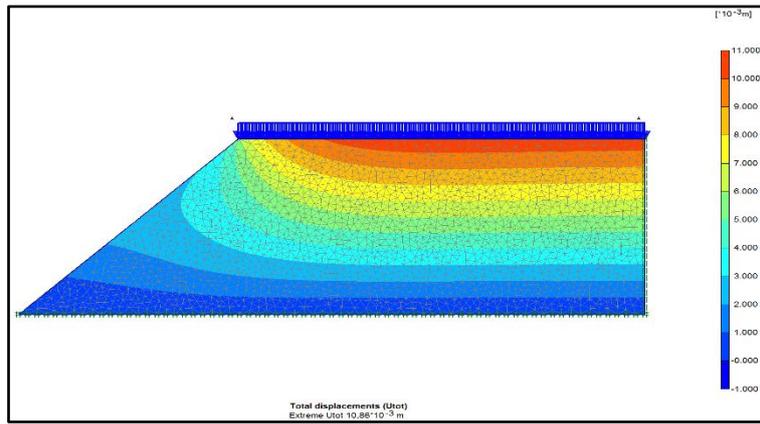


Figure IV-16: Déplacement de sol renforcé

**Facteur de sécurité**

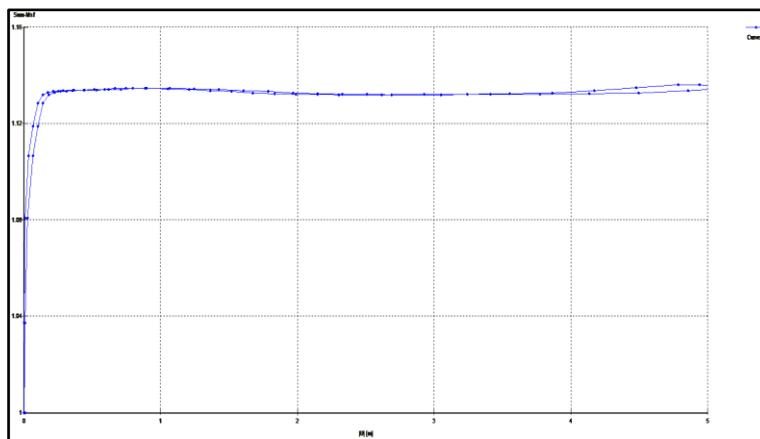


Figure IV-17: facteur de sécurité de sol renforcé

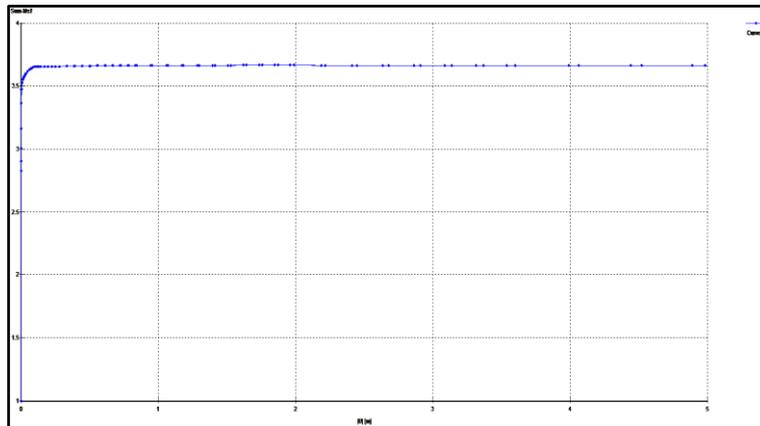


Figure IV-18: facteur de sécurité de sol renforcé

## IV.5.2. Les résultats obtenus sous le logiciel Optum G2

### La surface de rupture et le Facteur de sécurité

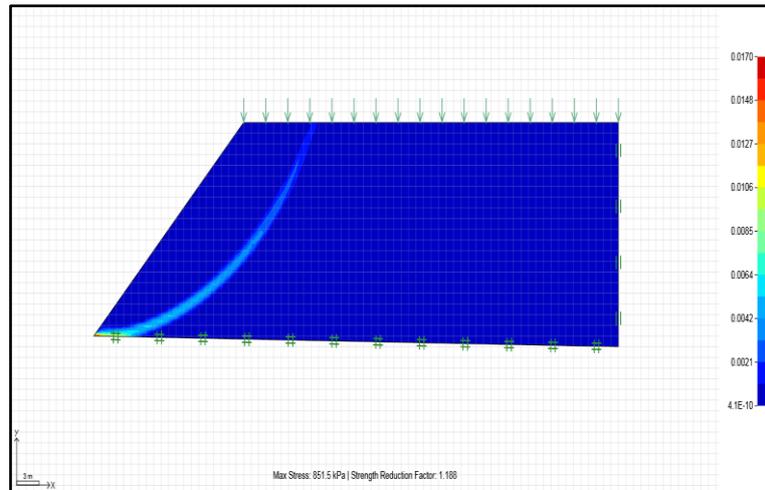


Figure IV-19: Mécanisme plastique obtenu sous Optum G2 (Sol non renforcé)

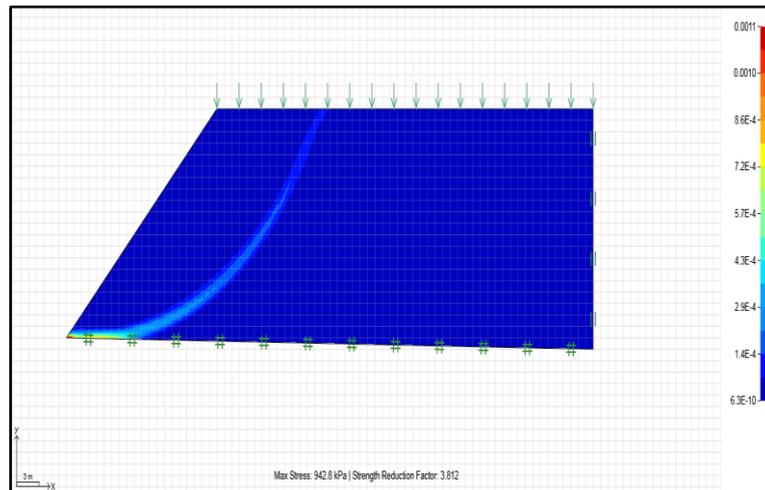


Figure IV-20: Mécanisme plastique obtenu sous Optum G2 (Sol renforcé)

## IV.5.3. Les résultats obtenus par la méthode de Bishop

Dans cette partie on compare les résultats obtenus par l'application de la MEF avec les résultats obtenus par la méthode classique simplifiée. Pour cela, nous avons utilisé la méthode dite « cercle critique de Bishop ». Nous constatons une très bonne concordance entre les résultats de la méthode classique et l'analyse par éléments finis.

Nous présentons sur les figures suivantes les résultats obtenus :

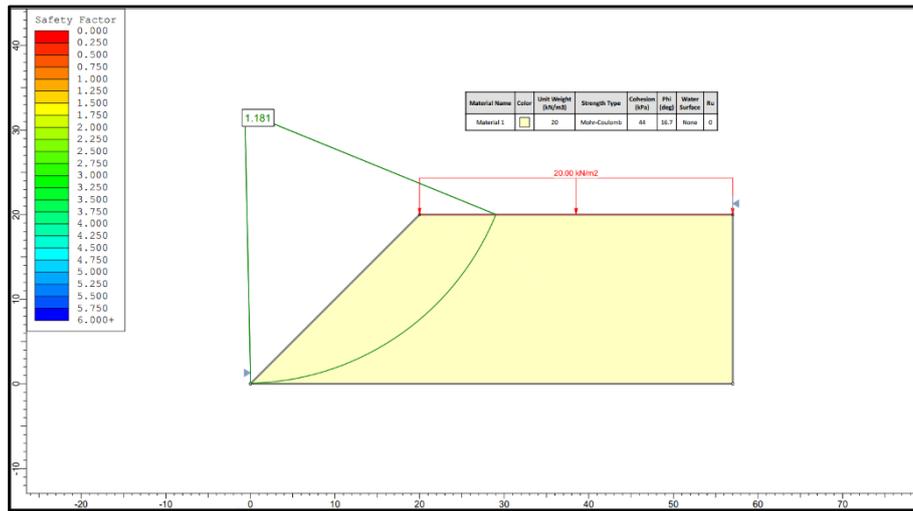


Figure IV-21: Limite de la surface du sol non renforcé par la méthode de Bishop

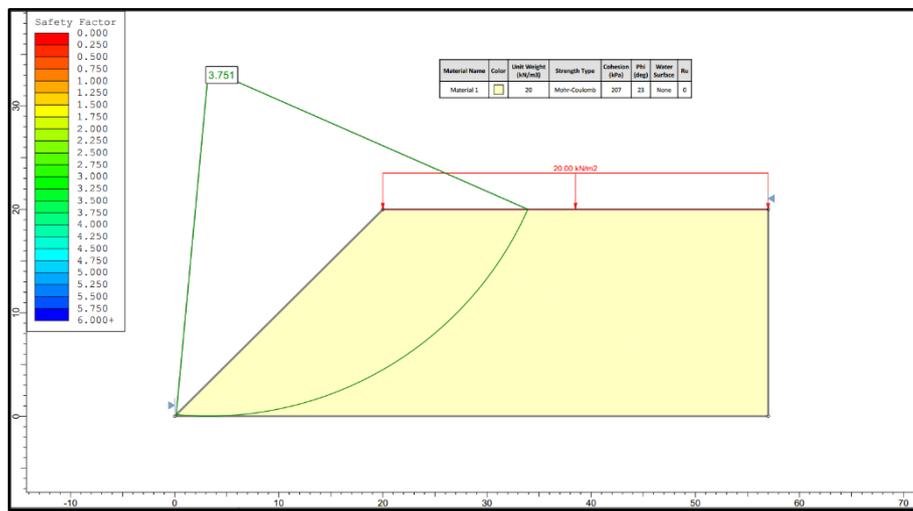


Figure IV-22: Limite de la surface du sol renforcé par la méthode de Bishop

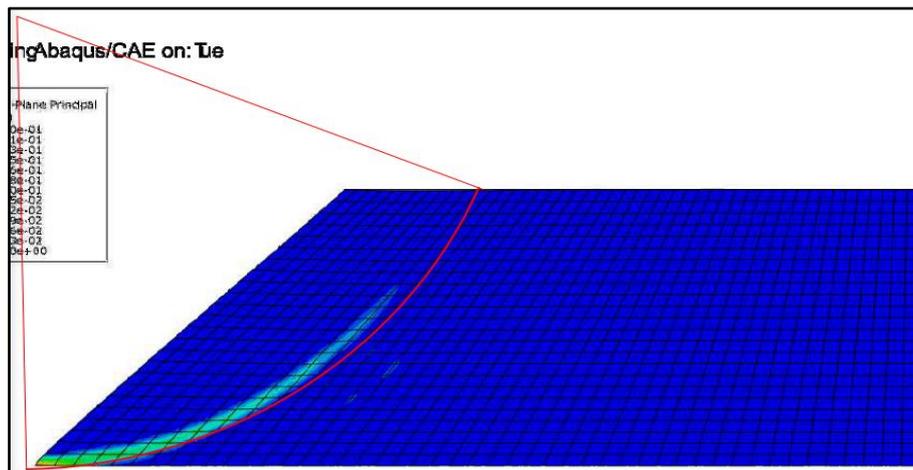


Figure IV-23: Limite de la surface du sol renforcé par ABAQUS

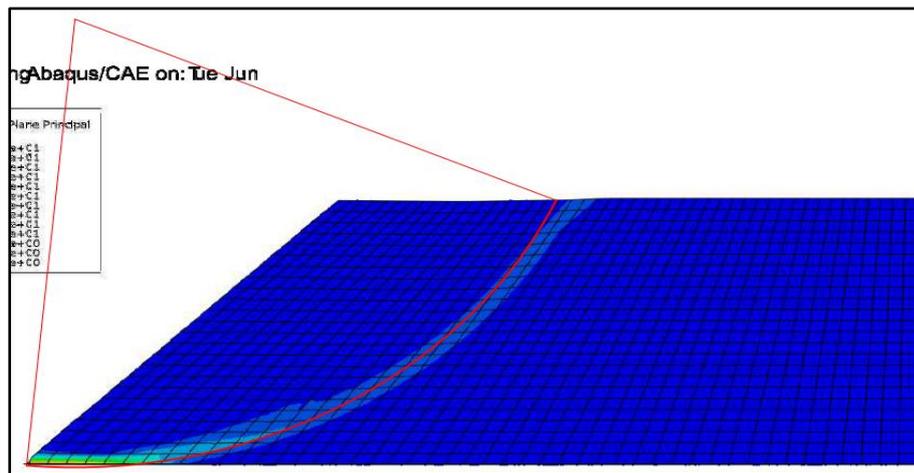


Figure IV-24: Limite de la surface du sol non renforcé par ABAQUS

Table IV-2: Résultats de facteur de sécurité obtenus par les différents techniques d'analyse

|                       | Abaqus | Plaxis | Optum G2 | Méthode des tranches(BISHOP) | Ecart Type | L'erreur Standard Moyenne |
|-----------------------|--------|--------|----------|------------------------------|------------|---------------------------|
| Sol sans renforcement | 1.17   | 1.14   | 1.19     | 1.18                         | 0.022      | 1.08%                     |
| Sol avec geotextile   | 3.93   | 3.66   | 3.81     | 3.75                         | 0.098      | 4.90%                     |

## IV.6. Conclusion

Dans ce dernier chapitre, nous avons présenté le travail de simulation numérique que nous avons effectué. Nous avons utilisé plusieurs logiciels et méthodes afin de pouvoir comparer les résultats. La modélisation développée nous a permis de valoriser les différentes quantités et grandeurs mécaniques. Une bonne concordance et cohérence des résultats ont été obtenus. L'analyse élasto-plastique nous a permis d'estimer le facteur de sécurité du sol renforcé et non renforcé. L'utilisation de la méthode de Bishop a été nécessaire afin de valider les résultats de la simulation numérique.

---

## **Conclusion générale**

---

## Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire a été consacré à la caractérisation et l'identification expérimentale et numérique de deux types de sol, sol naturel et sol renforcé par des géotextiles synthétiques. Il s'inscrit dans le cadre de la problématique de l'amélioration et de la sécurisation des terrains des extensions urbaines.

L'objectif initial de ce travail de recherche ire était d'étudier le comportement des sols renforcés par géosynthétiques et plus particulièrement l'interaction entre le sol et le renforcement géosynthétique. Dans cet objectif des essais expérimentaux sur Argile limoneuse renforcé par une nappe géosynthétiques ont été réalisés.

Des conclusions relatives aux développements expérimentaux et numériques effectués ont été tirées et résumées dans les points suivants :

Comportement mécanique expérimental des sols renforcés par éléments géosynthétiques :

- Un type de renforcement géosynthétique a été pris en compte pour étudier le comportement mécanique des sols renforcés par géosynthétiques.
- Pour les essais de compressibilité à l'œdomètre sur un sol argile limoneuse renforcé par géotextile, nous avons montré une amélioration significative de la contrainte de pré-consolidation de 530kpa a 1200 kpa et même pour les modules d'élasticité du sol de 8265 kPa a 38000 kPa
- Pour les essais de gonflement à l'œdomètres sur le sol argile limoneuse renforcé par géotextile, nous avons montré une diminution significative de la contrainte de gonflement de 400 kpa a 157 kpa soit une amélioration de 40%.
- Pour les échantillons de sol étudié renforcé par géotextile et sous des essais de cisaillement direct, en tenant compte des données et des résultats obtenus dans cetteétude; nous avons constaté une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol renforce avec une augmentation de valeur de la cohésion Cde 44 kpa a 207 kpa et l'angle de frottement  $\phi$  de 16.7 à 23 degrés soit une amélioration de 78% et 27 respectivement.

Comportements numérique de sol renforcé :

- Un outil numérique ABAQUS a été utilisé pour mieux appréhender le comportement des renforce et non renforcé.
- Une étude comparative a été faite en passant par différents logiciels base sur élément finis ou sur méthode énergétique (méthode de BISHOP) montre des résultats satisfaisant donnant un écart type de 0.022 et une erreur de l4 ordre de 1% pour les sols non renforcés et un écart type moyen de 0.098 et une erreur standard moyenne inferieur a 5%.
- Les paramètres du modèle numérique ont été déterminés sur la base de résultats expérimentaux : essais de compressibilité à l œdomètre et lesessais de cisaillement direct à la boîte.

D'un point de vue général, la modélisation numérique par la méthode des éléments finis utilisé a permis de simuler correctement le comportement de sol avant et après le renforcement lors d'un essai mécanique. Les paramètres de sol renforcé par géotextile ont un fort mécanisme de plasticité. Néanmoins les premiers résultats obtenus sont très encourageants et démontrent la capacité des modèles numérique à quantifier les grandeurs mécaniques et notamment la plasticité.

---

# **Bibliographie**

---

## Bibliographie

- [CHIK, 11] : Chikhi K. : « *Etude expérimentale des matériaux non saturés au cisaillement et à L'œdomètre* », Mémoire de magister, Univ. Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, 2011.
- [MAGN1, 96] : Magnan J.P. : « *Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation. C 214*, » École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1996.
- [BLIV, 90] : Blivet J.C., Mieussens C. : « *Détermination de la résistance au cisaillement des sols, en laboratoire. Essais à l'appareil triaxial. Essais de compression simple. Essais de cisaillement direct à la boîte. Essais de cisaillement direct alterné.* » École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1990.
- [AMAR, 80] : Amar S. et Magnan J.P. : « *Essais de mécanique des sols en laboratoire et en place* », Aide-mémoire, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1980.
- [MAGN2, 96] : Magnan J.P. : « *Résistance au cisaillement. C 216* », École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1996.
- [QUEY, 85] : Queyroi D., Chaput D., Pilot G. : « *Amélioration des sols de fondation. Choix des méthodes d'exécution. C 216* », École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1985.
- [SCHL, 74]: Sakaguchi M. et Muramatsu M. et Nagura K. : « *A discussion on reinforced embankment structures having high earthquake resistance* », C.R. Symposium International, Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japon, 1974.
- [BUHA, 87] : Buhan P., Salençon J. : « *Analyse de stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation* », Revue Française de Géotechnique, no 41, 1987.
- [UNTE, 91] : Unterreiner P., Plumelle C. : « *Synthèse sur le renforcement des sols* », Club IREX-Renforcement des Sols, Paris, 1991.
- [SCHL, 84] : Schlosser F., Jacobsen H. M., Juran I. : « *Le renforcement des sols* », Revue Française de Géotechnique, N° 29, pp. 7-34, 1984.
- [WICH, 86]: Wichter L. : « *Large scale test on the bearing behavior of a woven-reinforced earth* », Proceedings of the IIIth International Conference on Geotextiles, Vienna, Italia, PP 1073-1078, 1986.
- [REIF, 96] : Reiffsteck Ph. : « *Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire ARMATER – Analyse numérique et expérimentale* », Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont II, 1996.

- [**RICH, 1992**] : **Richa B.** : « *Etude au triaxial dynamique de la liquéfaction des sols renforcés par geotextiles* », Ph.D. dissertation, Univ. Joseph Fourier, Grenoble 1, Grenoble, France, 1991.
- [**HAER, 00**] : **Haeri S.M., Noorzad R., Oskourouchi A.M.** : « *Effect of geotextile reinforced on the mechanical behaviour of sand* », *Geotextiles and Geomembranes* 18, pp. 385-402, 2000.
- [**MORA, 06**] : **Moraci N., Romano G. et Montanelli F.** : « *Factors affecting the interface apparent coefficient of friction mobilised in pullout conditions* », EuroGeo3. Munich, Germany, 2006.
- [**CHEN, 14**] : **Chen Xiaobin et Zhang Jiasheng et Li Zigong** : « *Shear behaviour of a geogrid-reinforced coarse-grained soil based on large-scale triaxial tests* », *Geotextiles and geomembranes*. 42 (2014) 312 – 328, 2014.
- [**GRAY, 86**] : **Gray D.H., Al-Refeai T.** : « *Behavior of fabric vs. fiber-reinforced sand* », *Journal of geotechnical Engineering ASCE* 112 (8), pp. 804-820, 1986.
- [**ATHA, 93**] : **Athanasopoulos G.A.** : « *Effect of particle size on the mechanical behavior of sand-geotextile composites* », *Geotextiles and Geomembranes* 12, pp. 255-273, 1993
- [**LNHC, 17**] : « *Etude de stabilité des talus de la commune de BOUINAN* », *Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction*, Alger, 2017.
- [**NF P94-050**] : **AFNOR.** : « *Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage* », association française de normalisation Paris, Septembre 1995.
- [**NF P94-054**] : **AFNOR.** : « *Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau* », association française de normalisation Paris, Octobre 1991.
- [**NF P94-056**] : **AFNOR.** : « *Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage* », association française de normalisation Paris, Mars 1996.
- [**NF P94-057**] : **AFNOR.** : « *Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation* », association française de normalisation Paris, Mai 1992.
- [**MITCH, 76**] : **Mitchell J.K.** : « *Fundamentals of Soil Behaviour* », New York, 1976.
- [**ALSH, 02**] : **Al shihabi O.** : « *Etude en laboratoire du comportement d'un sol compact non saturé* », Thèse de doctorat, université de Lille, France, 2002.
- [**KOVA, 1991**] : **Kovacs W.D.** : « *Introduction à la géotechnique* », École polytechnique de montréal, 1991.
- [**SANG, 83**] : **Sanglerat G.** : « *Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations* » 1983.

**[NF P94-051] : AFNOR. :** « *Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau* », association française de normalisation Paris, Mars 1993.

**[NF P94-068] : AFNOR. :** « *Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche* », association française de normalisation Paris, Octobre 1998.

**[NF P94-048] : AFNOR. :** « *Détermination de la teneur en carbonate -Méthode du calcimètre* », association française de normalisation Paris, Octobre 1996.

**[NF EN 196-2] :AFNOR. :** « *Méthodes d'essais des ciments Partie 2 : Analyse chimique des ciments* », association française de normalisation Paris, Septembre 2013.

**[NF P94-093] : AFNOR. :** « *Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié* », association française de normalisation Paris, Octobre 2014.

**[NF P94-078] : AFNOR. :** « *Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice Portant Immédiat - Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR* », association française de normalisation Paris, Mai 1997.

**[BRIA, 06] : Briançon L. :** « *Les Geosynthétiques* »,Conservatoire national des arts et métiers2007.

**[NF EN ISO 10319] : AFNOR. :** « *Géosynthétiques -Essai de traction des Bandes Larges* », association française de normalisation Paris, 2006.

**[EN ISO 12956] :Comité Technique CEN/TC 189. :** « *Géotextiles et produits apparentés- Détermination de l'ouverture de filtration* », 2010.

**[NF P 94-230-1] : AFNOR. :** «*Les modalités de compactage statique* », association française de normalisation Paris.

**[JEAN, 96] :** « *Résistance au cisaillement. C 216* », École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1996.

**[ASTM D4546-85]: ASTM. :** « *One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils* », American Society for Testing Material , 1996.

**[NF P94-071-1] : AFNOR. :** « *Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct* », association française de normalisation Paris, 1997.

**[BRICH, 17] : Briche J. :** « *Introduction à la CAO sur le logiciel ABAQUS* » Centrale Paris.

**[BOUL, 04] : Boulon M., Flavigny E., Malecot Y. :** « *Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique* », document 1, Laboratoire 3S et Terrasol, décembre 2004.

**[NOON, 72]:Noonan D.K.J. et Nixon J.F.:** « *The Determination of Young's Modulus from the Direct Shear Test* »departement of civil engineering, university of alberta, edmonton, alberta, 1972.

**[AASH, 12] :American Association of State Highway and Transportation Officials :**  
« *AASHTO LRFD BRIDGE* » 2012.

---

# **Annexes**

---

# Annexe

## ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon la norme NF P94-056

| Poids<br>(Gr) | Dimension         |               | Poids<br>des Refus<br>Cumule | Refus<br>Cumule<br>(%) | Compte 100 des<br>Refus<br>Cumule<br>(%) | Tamisats<br>(%) |
|---------------|-------------------|---------------|------------------------------|------------------------|--|-----------------|
|               | Passoires<br>(mm) | Tamis<br>(mm) |                              |                        |  |                 |
| <b>11000</b>  |                   |               |                              |                        |  |                 |
|               | <b>100</b>        | <b>80</b>     |                              |                        |  |                 |
|               | <b>63</b>         | <b>50</b>     | <b>453</b>                   | <b>4.12</b>            | <b>95.88</b>                             | <b>96</b>       |
|               | <b>40</b>         | <b>31.5</b>   | <b>631</b>                   | <b>5.74</b>            | <b>94.26</b>                             | <b>94</b>       |
|               | <b>25</b>         | <b>20</b>     | <b>915</b>                   | <b>8.32</b>            | <b>91.68</b>                             | <b>92</b>       |
|               | <b>12.5</b>       | <b>10</b>     | <b>1458</b>                  | <b>13.25</b>           | <b>86.75</b>                             | <b>87</b>       |
| <b>1000</b>   |                   | <b>5</b>      | <b>41</b>                    | <b>4.10</b>            | <b>95.90</b>                             | <b>83</b>       |
|               |                   | <b>2</b>      | <b>81</b>                    | <b>8.10</b>            | <b>91.90</b>                             | <b>80</b>       |
|               |                   | <b>1</b>      | <b>98</b>                    | <b>9.80</b>            | <b>90.20</b>                             | <b>78</b>       |
|               |                   | <b>0.400</b>  | <b>160</b>                   | <b>16.00</b>           | <b>84.00</b>                             | <b>73</b>       |
|               |                   | <b>0.200</b>  | <b>187</b>                   | <b>18.70</b>           | <b>81.30</b>                             | <b>71</b>       |
|               |                   | <b>0.100</b>  | <b>211</b>                   | <b>21.10</b>           | <b>78.90</b>                             | <b>68</b>       |
|               |                   | <b>0.080</b>  | <b>217.40</b>                | <b>21.70</b>           | <b>78.30</b>                             | <b>67.92</b>    |
|               |                   | <b>0.063</b>  | <b>224.20</b>                | <b>22.40</b>           | <b>77.60</b>                             | <b>67.31</b>    |

**ANALYSE SEDIMENTOMETRIQUE**  
**Selon la norme NF P 94-057**

| TEMPS  | LECTURE | T°   | LECTURE | CORRECTION | LECTURE CORRIGEE | MICRON | OBS |
|--------|---------|------|---------|------------|------------------|--------|-----|
| 09 :16 | 23.5    | 25   | 15 ''   | 1.020      | 24.52            | 80     | 67% |
|        | 23      | 25   | 30''    | 1.020      | 24.02            | 75     | 66% |
| 09 :17 | 22      | 25   | 1'      | 1.020      | 23.02            | 55     | 63% |
| 09 :18 | 21.50   | 25   | 2'      | 1.020      | 22.52            | 38     | 62% |
| 09 :21 | 20.60   | 25   | 5'      | 1.020      | 21.52            | 25     | 59% |
| 09 :26 | 19.80   | 25   | 10'     | 1.020      | 20.52            | 17     | 56% |
| 09 :36 | 19.00   | 25   | 20'     | 1.020      | 20.02            | 12     | 55% |
| 09 :56 | 17.60   | 25.5 | 40'     | 1.140      | 18.64            | 8      | 51% |
| 10 :36 | 15.80   | 25.6 | 80'     | 1.140      | 16.64            | 6      | 46% |
| 11 :56 | 14      | 26.1 | 160'    | 1.140      | 15.14            | 4      | 42% |
| 14 :36 | 13      | 27   | 320'    | 1.140      | 14.14            | 3      | 39% |

**Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un solpar l'essai à la tache  
SELON LA NORME NF P 94-068**

|  |  |
|--|--|
| Masse sèche de la prise d'essai de la fraction 0/5mm en (grs) Mo                     | Mo= 30                                     |
| Quantité totale de la solution de colorant ajoutée (ml) V                            | V= 105                                     |
| Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l).B                                       | $B = V \times 0.01 = 1.05$                 |
| VBS exprimée en grammes de bleu pour 100g de matériau sec.<br>(matériau D max ≤ 5mm) | $VBS = (B/M0) \times 100 = 3.5$            |
| VBS exprimée en grammes de bleu pour 100g de matériau sec.<br>(matériau D max ≥ 5mm) | $VBS = (B/M0) \times C \times 100 = 2.905$ |

**LIMITES D'ATTERBERG**  
Selon la norme NFP 94-051

Limite de Plasticité

|                    | 1 <sup>er</sup> Essai |       | 2 <sup>ème</sup> Essai |       | 3 <sup>ème</sup> Essai |      |
|--------------------|-----------------------|-------|------------------------|-------|------------------------|------|
| N° Tarre           | 4                     | 41    | 57                     | 171   | 130                    | 61   |
| Poids total humide | 6.33                  | 8.28  | 8.06                   | 7.79  | 7.86                   | 7.40 |
| Poids total sec    | 5.82                  | 7.56  | 7.34                   | 6.92  | 7.01                   | 6.66 |
| Poids de la tare   | 3.71                  | 4.79  | 4.63                   | 3.48  | 3.78                   | 3.73 |
| Poids de l'eau     | 0.51                  | 0.72  | 0.72                   | 0.87  | 0.85                   | 0.74 |
| Poids du sol sec   | 2.11                  | 2.77  | 2.71                   | 3.44  | 3.23                   | 2.93 |
| Teneur en eau (%)  | 24.17                 | 25.99 | 26.57                  | 25.29 | 26.32                  | 25.6 |
| Moyenne            | 25.08                 |       | 25.93                  |       | 25.79                  |      |

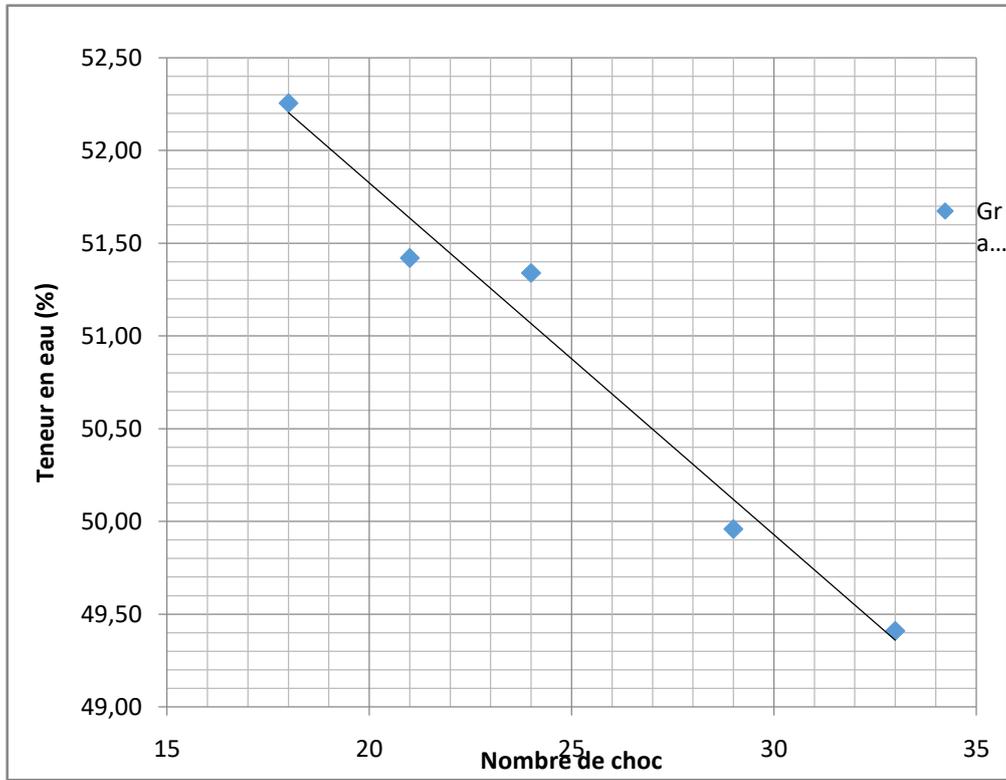
Limite de plasticité  $W_P = 25.60 \%$

Limite de Liquidité à la coupelle de casagrande

|                    | 1 <sup>er</sup> Essai |       | 2 <sup>ème</sup> Essai |       | 3 <sup>ème</sup> Essai |       | 4 <sup>ème</sup> Essai |       | 5 <sup>ème</sup> Essai |       |
|--------------------|-----------------------|-------|------------------------|-------|------------------------|-------|------------------------|-------|------------------------|-------|
| Nombre de choc     | 18                    |       | 21                     |       | 24                     |       | 29                     |       | 33                     |       |
| N° tare            | 141                   | 12    | 101                    | 87    | 48                     | 23    | 34                     | 67    | 96                     | 150   |
| Poids total humide | 12.08                 | 11.30 | 12.62                  | 12.06 | 14.28                  | 14.88 | 12.23                  | 11.45 | 15.54                  | 12.04 |
| Poids total sec    | 9.29                  | 8.76  | 9.66                   | 9.20  | 10.73                  | 11.13 | 9.54                   | 9.20  | 11.74                  | 9.23  |
| Poids de la tare   | 3.95                  | 3.90  | 3.90                   | 3.64  | 3.83                   | 3.81  | 4.15                   | 4.70  | 4.04                   | 3.55  |
| Poids de l'eau     | 2.79                  | 2.54  | 2.96                   | 2.86  | 3.55                   | 3.75  | 2.69                   | 2.25  | 3.8                    | 2.81  |
| Poids du sol sec   | 3.34                  | 4.86  | 5.76                   | 5.56  | 6.9                    | 7.32  | 5.39                   | 4.5   | 7.7                    | 5.68  |
| Teneur en eau (%)  | 52.25                 | 52.26 | 51.39                  | 51.44 | 51.45                  | 51.23 | 49.91                  | 50    | 49.35                  | 49.47 |
| Moyenne            | 52.26                 |       | 51.42                  |       | 51.34                  |       | 49.96                  |       | 49.41                  |       |

Limite de Liquidité  $W_L = 50.91 \%$

**DETERMINATION GRAPHIQUE DE LA LIMTE DE LIQUIDITE**



|                                    |   |                                    |
|------------------------------------|---|------------------------------------|
| Limite de Plasticité $W_P = 25.60$ | % | Indice de Plasticité $IP = 25.31$  |
| Limite de Liquidité $W_L = 50.91$  | % |                                    |
| Teneur en eau du sol $W_N = 22.07$ |   | Indice de consistance $I_C = 1.13$ |

### Essai de compressibilité à l'oedomètre

| Pressions<br>(bars) | Tassements<br>$\Delta h$ (cm) | Hauteur éprouvette<br>$H=h_0-\Delta h$ (cm) | Indice des vides<br>$e=h/h_p-1$ |
|---------------------|-------------------------------|---|---------------------------------|
| 0.07                | 0                             | 1.9   | 0.502                           |
| 0.170               | 0                             | 1.9   | 0.502                           |
| 0.42                | 0                             | 1.9   | 0.502                           |
| 0.93                | 0                             | 1.9   | 0.502                           |
| 1.95                | 0                             | 1.9   | 0.502                           |
| 3.95                | 0                             | 1.9   | 0.502                           |
| 8.06                | 0.0204                        | 1.8796                                      | 0.486                           |
| 16.2                | 0.0678                        | 1.8322                                      | 0.448                           |
| 26.4                | 0.1112                        | 1.7888                                      | 0.414                           |
| 29                  | 0.1196                        | 1.7804                                      | 0.407                           |
| 32.5                | 0.1296                        | 1.7704                                      | 0.399                           |
| 8.06                | 0.0838                        | 1.8162                                      | 0.436                           |
| 3.95                | 0.0512                        | 1.8488                                      | 0.461                           |
| 1.95                | 0.0152                        | 1.8848                                      | 0.49                            |
| 0.93                | -0.023                        | 1.923                                       | 0.52                            |
| 0.42                | -0.065                        | 1.965                                       | 0.553                           |
| 0.17                | -0.0974                       | 1.9974                                      | 0.579                           |
| 0.07                | -0.125                        | 2.025                                       | 0.601                           |

