الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي – تبسة
Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tebessa –
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Master Académique

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Géotechnique**

Présentée par : **NECIB Ines**

Thème

Renforcement des Sols Collapsibles par des Géosynthétiques (Approche expérimentale et analyse géotechnique)

Soutenu, le 23/ 06 / 2026, devant le jury

FERNAN Ali	MAA	Président
LAOUAR Mohamed Salah	Professeur	Encadrant
BOUCHOUCHA Abdellah	MAA	Examinateur

Promotion : 2025/2026


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Avant tout, je remercie Allah*, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la santé, la volonté et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.*

Nous tenons (Étudiante & Encadrant) à exprimer notre profonde gratitude à Afitex Industrie*, en particulier à son Directeur Général, pour son soutien précieux et l'intérêt accordé à ce travail de recherche. Nos sincères remerciements s'adressent également à Monsieur Khelifi Mossedek et Monsieur Cherifi Farid pour leur disponibilité, leur collaboration constructive ainsi que leur aide précieuse tout au long de cette étude. Nous leur sommes particulièrement reconnaissants pour la fourniture des matériaux géosynthétiques, dont l'apport a été essentiel à la réalisation de la partie expérimentale de ce mémoire. Leur contribution a largement facilité la conduite des essais expérimentaux et a constitué un appui déterminant pour l'aboutissement de ce travail.*

J'exprime ma profonde gratitude à mon encadreur, Professeur LAOUAR Mohamed Salah, pour sa disponibilité, ses précieux conseils, ses orientations scientifiques, sa rigueur et son accompagnement tout au long de la réalisation de ce mémoire. Son soutien et ses encouragements ont été d'une grande importance pour l'aboutissement de ce travail.

Mes sincères remerciements s'adressent également à Mme Souad Achi, responsable du laboratoire, pour son accueil, sa disponibilité ainsi que pour les moyens techniques et les conditions de travail mis à notre disposition durant la réalisation des essais expérimentaux.

Je tiens également à remercier les membres du jury « Mr. Bouchoucha Abd Allah et Mr. Fernane Ali » qui ont accepté d'examiner et d'évaluer ce mémoire. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon profond respect et de ma reconnaissance.

Mes remerciements vont aussi à l'ensemble des enseignants du Département de Génie Civil qui ont contribué à ma formation universitaire et à l'acquisition des connaissances nécessaires à la réalisation de ce travail.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

À tous, j'adresse mes plus sincères remerciements et ma profonde gratitude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère,

En témoignage de son amour inconditionnel, de sa tendresse infinie, de ses innombrables sacrifices et de son soutien constant tout au long de mon parcours. Aucun mot ne saurait exprimer l'immensité de ma gratitude ni la profondeur de mon affection à son égard.

À mon très cher père,

Pour ses précieux conseils, ses encouragements permanents, son soutien indéfectible ainsi que tous les efforts qu'il a déployés afin de garantir ma réussite. Qu'il trouve à travers ce travail l'expression de mon profond respect, de mon admiration et de ma sincère reconnaissance.

À mes chères sœurs et à mes chers frères,

Pour leur affection, leur soutien moral, leur présence bienveillante à mes côtés ainsi que tous les moments de partage qui m'ont aidé à avancer avec confiance et détermination.

À tous les membres de ma famille,

Pour leurs encouragements, leur confiance et leurs prières, qui m'ont accompagné et soutenu durant toute cette période.

À mes chers amis,

Pour leur amitié sincère, leur aide précieuse, leur soutien constant ainsi que les agréables moments partagés ensemble tout au long de mes études.

Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce mémoire.

Liste des Notations, Symboles & Normes

D (10) : Diamètre correspondant à 10 % passant[mm]

D (30) : Diamètre correspondant à 30 % passant[mm]

D (60) : Diamètre correspondant à 60 % passant[mm]

Cu : Coefficient d'uniformité

Cc : Coefficient de courbure

W_L : Limite de liquidité [%]

W_P : Limite de plasticité [%]

I_P : Indice de plasticité [%]

ES : Équivalent de sable [%]

VBS : Valeur au bleu de méthylène [g/100 g]

$CaCO_3$: Teneur en carbonate de calcium [%]

PH : Potentiel hydrogène

Gs : Densité relative des grains solides

W : Teneur en eau [%]

Wopt : Teneur en eau optimale [%]

γ_d : Masse volumique sèche [kN/m³]

$\gamma_{d\ max}$: Masse volumique sèche maximale [kN/m³]

γ_s : poids volumique des grains solides [g/cm³]

E : Indice des vides

e_0 : Indice des vides initial

e_1 : Indice des vides avant saturation

e_2 : Indice des vides après saturation

Δe : Variation de l'indice des vides

CP : Potentiel d'affaissement [%]

σ_v : Contrainte verticale appliquée [kPa]

σ : Contrainte normale [kPa]

τ : Contrainte de cisaillement [kPa]

τ_{max} : Contrainte maximale de cisaillement [kPa]

C : Cohésion [kPa]

φ: Angle de fortement interne [°]

Δh : Tassement vertical [mm]

E : Module de déformation [Mpa]

F : Charge appliquée[N]

H : Hauteur de l'échantillon[mm]

A : Surface de l'échantillon[mm²]

O_{50} : Ouverture caractéristique de filtration[µm]

SP : Sens principal

ST : Sens transversal

O1, O2, O3 : Sols reconstitués à base du sable de Ouargla

T1, T2, T3 : Sols reconstitués à base du sable de Tébessa

Les Normes des essais

Analyse granulométrique par tamisage [NF P 94-056]

Limite de liquidité (Casagrande) [NF P 94-051]

Limite de plasticité [NF P 94-051]

Indice de plasticité [NF P 94-051]

Équivalent de sable (ES) [NF P 18-598]

Valeur au bleu de méthylène (VBS) [NF P 94-068]

Masse volumique des grains solides [NF P 94-054]

Teneur en carbonate de calcium ($CaCO_3$) [NF P 94-048]

Mesure du pH des sols [NF ISO 10390]

Essai Proctor normal [NF P 94-093]

Essai œdométrique [NF P 94-090-1]

Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande [NF P 94-071-1]

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1
Tableau 1.1 Classification de la susceptibilité à l'effondrement selon Jennings et Knight 9
Chapitre 2
Tableau 2.1 Caractéristiques physiques et mécaniques des géosynthétiques utilisés 29
Tableau 2.2 Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage..... 43
Chapitre 3
Tableau 3.1 Résultats de l'analyse granulométrique des six sols 45
Tableau 3.2 Les caractéristiques des courbes granulométriques..... 46
Tableau 3.3 Détermination de la limite de liquidité des six sols..... 51
Tableau 3.4 Détermination de la limite de plasticité des six sols..... 51
Tableau 3.5 Détermination de l'indice de plasticité des sols affaissables 51
Tableau 3.6 Équivalent de sable visuel 56
Tableau 3.7 Équivalent de sable par piston 56
Tableau 3.8 Poids spécifique du sable de Ouargla 57
Tableau 3.9 Poids spécifique du sable de Tébessa 58
Tableau 3.10 Poids spécifique d'argile 58
Tableau 3.11 Poids spécifique de sol O1..... 58
Tableau 3.12 Poids spécifique de sol O2..... 58
Tableau 3.13 Poids spécifique de sol O3..... 58
Tableau 3.14 Poids spécifique de sol T1 58
Tableau 3.15 Poids spécifique de sol T2 58
Tableau 3.16 Poids spécifique de sol T3 58
Tableau 3.17 Classification des six sols selon le taux de $CaCO_3$..... 60
Tableau 3.18 Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol naturel 65
Tableau 3.19 Résultat d'essai Proctor sur le sol O1..... 66
Tableau 3.20 Résultat d'essai Proctor sur le sol O2..... 66
Tableau 3.21 Résultat d'essai Proctor sur le sol O3..... 67
Tableau 3.22 Résultat d'essai Proctor sur le sol T1 67
Tableau 3.23 Résultat d'essai Proctor sur le sol T2 68
Tableau 3.24 Résultat d'essai Proctor sur le sol T3 68
Tableau 3.25 Résultats des mesures du pH des sols reconstitués..... 70
Chapitre 4
Tableau 4.1 Résultats des essais œdométriques des sols : O1, O2, O3 72
Tableau 4.2 Résultats des essais œdométriques des sols : T1, T2, T3 73
Tableau 4.3 Résultats des essais œdométriques des sols : O1-AS, O2-AS, O3-AS..... 74
Tableau 4.4 Résultats des essais œdométriques des sols : Sol O1-GTR, Sol O2-GTR, Sol O3-GTR 75
Tableau 4.5 Résultats des essais œdométriques des sols : Sol T1-AS, Sol T2-AS, Sol T3-AS..... 76
Tableau 4.6 Résultats des essais œdométriques des sols : Sol T1-GTR, Sol T2-GTR, Sol

T3-GTR 76
Tableau 4.7 Valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol non renforcé..... 81
Tableau 4.8 Valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par géotextiles AS 81
Tableau 4.9 Valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par Geoter 82
Tableau 4.10 Résultats récapitulatifs du Sol O1 83
Tableau 4.11 Valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol non renforcé..... 84
Tableau 4.12 Valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par géotextiles AS 85
Tableau 4.13 Valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono 85
Tableau 4.14 Résultats récapitulatifs du Sol O2 86
Tableau 4.15 Valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol non renforcé..... 86
Tableau 4.16 Valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par géotextiles AS 87
Tableau 4.17 Valeurs des contraintes de cisaillement maximales du sol T1 renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono 88
Tableau 4.18 Résultats récapitulatifs (sol T1) 89
Tableau 4.19 Évolution de l'angle de frottement et de la cohésion en fonction des conditions de renforcement du sol 93
Tableau 4.20 Performances comparées et identification du meilleur renforcement géosynthétique selon la nature de l'échantillon 94
Tableau 4.21 Synthèse globale des performances mécaniques et œdométriques..... 95

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

Figure 1.1 Schéma illustratif du mécanisme d'effondrement des sols affaissables lors de l'humidification sous contrainte 8
Figure 1.2 Courbe œdométrique d'un sol affaissable Knight (1975) 9
Figure 1.3 Méthode du double œdomètre, Knight et Jennings (1975) 10
Figure 1.4 Traitement des sols affaissables par pré-mouillage avant construction 13
Figure 1.5 Amélioration des sols affaissables par ajout de chaux ou de ciment 13
Figure 1.6 Principe du renforcement des sols par géosynthétiques 13
Figure 1.7 Amélioration des sols par injection de coulis 14
Figure 1.8 Densification des sols par compactage dynamique 14
Figure 1.9 les géomembranes 16
Figure 1.10 les géogrilles 16
Figure 1.11 les géocellules 17
Figure 1.12 les géocomposites 17

Chapitre 2

Figure 2.1 Les particules fines argileuses 26
Figure 2.2 sable de Ouargla 27
Figure 2.3 Sable de Tebessa 27
Figure 2.4 géotextile non tissé AS (30) 28
Figure 2.5 le Géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO 29
Figure 2.6 Série d'œdomètres 39
Figure 2.7 Cellule d'œdomètre 39
Figure 2.8 Dispositif d'affichage des déplacements de l'appareil de cisaillement 40
Figure 2.9 Appareil de cisaillement avec la boite de casagrande 40
Figure 2.10 Dame de compactage 42

Chapitre 3

Figure 3.1 L'analyse granulométrique 45
Figure 3.2 Courbes granulométriques pour les six sols 46
Figure 3.3 Essai de consistance 50
Figure 3.4 La limite de liquidité des sols 51
Figure 3.5 la limite de plasticité des sols 51
Figure 3.6 Position des six sols dans l'abaque Casagrande 53
Figure 3.7 mode opératoire de l'équivalent de sable 56
Figure 3.8 Poids volumique des grains solides γs 57
Figure 3.9 Mode opératoire l'essai bleu de méthylène 61
Figure 3.10 mode opératoire de proctor 64
Figure 3.11 courbe de proctor de sol naturel 65
Figure 3.12 courbes de proctor des six sols reconstitués 69
Figure 3.13 le pH-mètre 70

Chapitre 4

Figure 4.1 Courbes Œdométriques des Sols : O1, O2, O3 73

Figure 4.2 Courbes Œdométriques des Sols : T1, T2, T3 73
Figure 4.3 Échantillon de sol non renforcé dans une cellule œdométrique 74
Figure 4.4 Courbes Œdométriques des sols : O1-AS, O2-AS, O3-AS 74
Figure 4.5 Courbes Œdométriques des sols : Sol O1-GTR, Sol O2-GTR, Sol O3-GTR . 75
Figure 4.6 Échantillons de sol renforcés par le AS (30) et le GEOTER AFPET 200 MONO…... ……..75
Figure 4.7 Courbes Œdométriques des sols : Sol T1-AS, Sol T2-AS, Sol T3-AS 76
Figure 4.8 Courbes Œdométriques des sols : Sol T1-GTR, Sol T2-GTR, Sol T3-GTR... 77
Figure 4.9 Essai de cisaillement du sol1 non renforcé..... 80
Figure 4.10 Essai de cisaillement sur un échantillon de sol non renforcé 81
Figure 4.11 Essai de cisaillement du sol renforcé par géotextiles AS 81
Figure 4.12 Échantillon de sol renforcé par le AS (30) 82
Figure 4.13 Essai de cisaillement du sol renforcé par Geoter..... 82
Figure 4.14 Échantillon de sol renforcé par le GEOTER AFPET 200 MONO..... 83
Figure 4.15 courbe enveloppe du sol O1 83
Figure 4.16 Essai de cisaillement du sol O2 non renforcé..... 84
Figure 4.17 Essai de cisaillement du sol O2 renforcé par géotextiles AS 84
Figure 4.18 Essai de cisaillement du sol O2 renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono ... 85
Figure 4.19 courbe enveloppe du sol O2 85
Figure 4.20 Échantillons de sol renforcés par le AS (30) et le GEOTER AFPET 200 MONO ...……...……..86
Figure 4.21 Essai de cisaillement du sol T1 non renforcé 86
Figure 4.22 Échantillons de sol non renforcés..... 87
Figure 4.23 Essai de cisaillement du sol T1 renforcé par géotextiles AS..... 87
Figure 4.24 Échantillon de sol renforcé par le AS (30) 88
Figure 4.25 Essai de cisaillement du sol renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono 88
Figure 4.26 Échantillons de sol renforcés par le GEOTER AFPET 200 MONO..... 89
Figure 4.27 courbe enveloppe du sol T1..... 89
Figure 4.28 Échantillons de sol renforcés par le AS (30) et le GEOTER Afpet MONO…90

Sommaire

Introduction Générale 1

Chapitre 1. Synthèse Bibliographique sur les Sols 4

Affaissables et les Géosynthétiques 4

1.1 Introduction 4

1.2 Définition et classification des sols affaissables 5

1.3 Répartition géographique mondiale et contexte en Algérie 5

1.4 Mécanisme d'effondrement des sols affaissables 7

1.5 Méthodes de prédiction de l'effondrement des sols 8

1.5.1 Essai œdométrique simple 8

1.5.2 Essai œdométrique double 9

1.6 Synthèse des techniques de traitement et de renforcement des sols affaissables 10

1.7 Les géosynthétiques et leur contribution au renforcement des sols 14

1.8 Définition et classification des géosynthétiques 15

1.9 Fonctions et mécanismes d'action 17

1.10 Contribution des géosynthétiques à l'amélioration des sols affaissables 17

1.11 Études expérimentales et approches combinées 18

1.12 Limitations et considérations de conception 18

1.13 Mécanismes d'interaction sol–géosynthétique 19

1.14 Études sur les sols affaissables renforcés 20

1.15 Conclusion 21

Chapitre 2. Matériaux, Matériels et Protocole Expérimental 23

2.1 Introduction 23

2.2 Matériaux utilisés 23

2.2.1 Sols affaissables reconstitués 23

2.2.2 Géosynthétiques utilisés 26

2.2.3 Choix des géosynthétiques 27

2.3 Protocole expérimental 28

2.3.1 Essais de Caractérisation 29

2.3.2 Essais œdométriques 37

2.3.3 Essai de cisaillement direct à la boîte 38
Chapitre 3. Essais de caractérisation et programme expérimental 43
3.1 Introduction 43
3.1 Analyse granulométrique 43
3.2 Essais de consistance 49
3.6 Essais de bleu de méthylène (VBS) 58
3.7 Essais de compactage proctor 60
3.8 Essai Mesure du pH 65
Interprétation des résultats du pH des sols reconstitués 66
Chapitre 4 : Étude expérimentale du renforcement des sols affaissables par géosynthétiques 68
Conclusion générale 92
Recommandations et perspectives **94**
Références bibliographiques 96

Résumé

Les sols affaissables constituent une catégorie particulière de sols non saturés caractérisés par une structure lâche, poreuse et métastable, susceptible de subir un effondrement brutal lors d'une augmentation de la teneur en eau. Ce phénomène d'affaissement représente un risque majeur pour les ouvrages de génie civil en raison des déformations importantes qu'il peut engendrer au niveau des fondations, remblais et infrastructures routières.

Le présent mémoire s'intéresse à l'amélioration du comportement géotechnique des sols affaissables par l'utilisation de géosynthétiques comme technique de renforcement. L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'influence du renforcement sur la compressibilité, la résistance au cisaillement et le potentiel d'affaissement de sols reconstitués en laboratoire.

La démarche adoptée repose sur une étude expérimentale menée sur six formulations de sols affaissables reconstitués à partir de deux sables de provenances différentes (Ouargla et Tébessa) mélangés à des particules fines argileuses selon diverses proportions. Deux types de géosynthétiques ont été utilisés comme éléments de renforcement : un géotextile non tissé AS (30) et un géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO, choisis pour leurs propriétés mécaniques contrastées et leur capacité d'interaction avec le sol.

Le programme expérimental comprend d'abord des essais de caractérisation physique, chimique et géotechnique, notamment l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, l'équivalent de sable, la teneur en carbonate de calcium, le bleu de méthylène, le pH et les essais Proctor. Ces essais ont permis de déterminer les propriétés fondamentales des matériaux étudiés et de mieux comprendre leur comportement hydro-mécanique. Ensuite, des essais œdométriques ont été réalisés afin d'évaluer le potentiel d'affaissement, tandis que des essais de cisaillement direct ont permis d'analyser l'évolution des paramètres de résistance au cisaillement, en particulier la cohésion et l'angle de frottement interne.

Les résultats obtenus montrent que le renforcement par géosynthétiques améliore significativement le comportement mécanique des sols affaissables. Une réduction notable du potentiel d'affaissement a été observée pour les échantillons renforcés, accompagnée d'une diminution des déformations verticales sous humidification. Par ailleurs, les essais de cisaillement ont mis en évidence une augmentation de la résistance au cisaillement, traduite par une amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement interne. Parmi les renforts étudiés, le géocomposite a globalement présenté les meilleures performances, en raison de sa rigidité élevée et de sa meilleure capacité à redistribuer les contraintes dans la masse du sol.

Cette étude confirme ainsi l'efficacité des géosynthétiques comme solution prometteuse pour le renforcement des sols affaissables. Elle met également en évidence l'importance de l'interaction sol–renfort dans l'amélioration des performances mécaniques des sols. Les résultats obtenus constituent une contribution utile à la compréhension du comportement des sols affaissables renforcés et ouvrent des perspectives intéressantes pour l'optimisation des techniques de stabilisation en géotechnique.

Mots-clés

Sols affaissables – Géosynthétiques – Renforcement des sols – Potentiel d'affaissement – Essai œdométrique – Résistance au cisaillement.

Abstract

Collapsible soils constitute a particular category of unsaturated soils characterized by a loose, porous, and metastable structure that may undergo sudden collapse when water content increases under loading. This collapse phenomenon represents a major challenge in civil engineering due to the differential settlements and significant deformations it can induce in foundations, embankments, and transportation infrastructures.

This Master's thesis focuses on improving the geotechnical behavior of collapsible soils through the use of geosynthetics as a reinforcement technique. The main objective of this study is to evaluate the influence of reinforcement on compressibility, mechanical strength, and collapse potential of laboratory-reconstituted soils in order to identify the most effective stabilization solutions for this type of soil.

The adopted methodology is based on an experimental investigation carried out on six formulations of reconstituted collapsible soils prepared using two sands from different origins, namely Ouargla and Tebessa, mixed with clayey fine particles at various proportions. Two types of geosynthetics were used as reinforcement materials: a nonwoven geotextile AS (30) and a GEOTER AFPET 200 MONO geocomposite, selected for their contrasting mechanical properties and their interaction capability with the soil.

The experimental program first included physical, chemical, and geotechnical characterization tests, namely grain size analysis, Atterberg limits, sand equivalent, calcium carbonate content, methylene blue value, pH measurement, and Proctor compaction tests. These tests made it possible to determine the fundamental properties of the studied materials and better understand their hydro-mechanical behavior. Oedometer tests were then performed to assess the collapse potential, while direct shear tests were conducted to analyze the evolution of shear strength parameters, particularly cohesion and internal friction angle.

The obtained results show that geosynthetic reinforcement significantly improves the mechanical behavior of collapsible soils. A noticeable reduction in collapse potential was observed in reinforced samples, accompanied by a decrease in vertical deformations under wetting conditions. Furthermore, direct shear tests highlighted an increase in shear strength, reflected by improvements in apparent cohesion and internal friction angle. Among the studied reinforcement materials, the geocomposite generally exhibited the best performance due to its high stiffness and superior ability to redistribute stresses within the soil mass.

This study confirms the effectiveness of geosynthetics as a promising solution for the treatment of collapsible soils. It also highlights the importance of soil–reinforcement interaction in enhancing the mechanical performance of the material. The obtained results provide a valuable contribution to understanding the behavior of geosynthetically reinforced collapsible soils and open interesting perspectives for optimizing stabilization techniques in geotechnical engineering.

Keywords

Collapsible soils – Geosynthetics – Soil reinforcement – Collapse potential – Oedometer test – Shear strength.

الملخص

تُعدّ التربة القابلة للانهيار نوعًا خاصًا من الترب غير المشبعة، تتميز ببنية مفككة ومسامية وشبه مستقرة، يمكن أن تتعرض لانهيار مفاجئ عند زيادة محتواها المائي تحت تأثير الأحمال. وتمثل ظاهرة الانهيار إحدى المشكلات الكبرى في الهندسة المدنية نظرًا لما قد تسببه من هبوطات تفاضلية وتشوهات كبيرة على مستوى الأساسات، والردميات، والمنشآت الطرقية.

تهدف هذه المذكرة إلى تحسين السلوك الجيوتقني للتربة القابلة للانهيار باستعمال المواد الجيوسينثيتيكية كتقنية تدعيم. ويتمثل الهدف الرئيسي من هذه الدراسة في تقييم تأثير التدعيم على قابلية الانضغاط، والمقاومة الميكانيكية، وقابلية الانهيار لترب مُعاد تشكيلها مخبريًا، وذلك بغرض تحديد أكثر الحلول فعالية لتثبيت هذا النوع من الترب.

اعتمدت الدراسة على برنامج تجريبي شمل ستة تراكيب من ترب قابلة للانهيار أُعيد تشكيلها مخبريًا انطلاقًا من نوعين من الرمال ذات مصدرين مختلفين، هما ورقلة تبسة، مع مزجهما بجزيئات طينية ناعمة بنسب مختلفة. كما تم استخدام نوعين من المواد الجيوسينثيتيكية كعناصر تدعيم، هما الجيوتكسيل غير المنسوج (30) ASوالجيوكومبوزيتGEOTER AFPET 200 MONO ، وقد تم اختيارهما نظرًا لتباين خصائصهما الميكانيكية وقدرتهما على تحقيق تفاعل فعال مع التربة.

تضمن البرنامج التجريبي أولًا اختبارات توصيف فيزيائية وكيميائية وجيوتقنية، شملت التحليل الحبيبي، وحدود أتربرغ، ومكافئ الرمل، ونسبة كربونات الكالسيوم، واختبار أزرق الميثيلين، وقياس الأس الهيدروجيني، واختبارات بروكتور للدمك. وقد سمحت هذه الاختبارات بتحديد الخصائص الأساسية للمواد المدروسة وفهم سلوكها الهيدروميكانيكي بشكل أفضل. بعد ذلك، أُجريت اختبارات الأودومیتر لتقييم قابلية الانهيار، إلى جانب اختبارات القص المباشر لتحليل تطور معاملات مقاومة القص، خاصة التماسك وزاوية الاحتكاك الداخلي.

أظهرت النتائج المتحصل عليها أن التدعيم بالمواد الجيوسينثيتيكية يُحسن بشكل ملحوظ السلوك الميكانيكي للتربة القابلة للانهيار. حيث لوحظ انخفاض واضح في قابلية الانهيار لدى العينات المدعمة، مصحوبًا بتراجع في التشوهات العمودية تحت تأثير الترطيب. كما أبرزت اختبارات القص المباشر زيادة في مقاومة القص، تجلت في تحسن التماسك الظاهري وزاوية الاحتكاك الداخلي. ومن بين مواد التدعيم المدروسة، أظهر الجيوكومبوزيت أفضل أداء بصفة عامة، ويرجع ذلك إلى صلابته العالية وقدرته الأفضل على إعادة توزيع الإجهادات داخل الكتلة الترابية.

تؤكد هذه الدراسة فعالية المواد الجيوسينثيتيكية كحل واعد لمعالجة التربة القابلة للانهيار. كما تُبرز أهمية التفاعل بين التربة وعنصر التدعيم في تحسين الأداء الميكانيكي للمادة. وتشكل النتائج المتوصل إليها مساهمة علمية مفيدة لفهم سلوك الترب القابلة للانهيار المدعمة بالجيوسينثيتيك، كما تفتح آفاقًا واعدة لتحسين تقنيات التثبيت والمعالجة في مجال الهندسة الجيوتقنية.

الكلمات المفتاحية

التربة القابلة للانهيار – الجيوسينثيتيك – تدعيم التربة – قابلية الانهيار – اختبار الأودومیتر – مقاومة القص.

Présentation de l'étude

Le présent mémoire de Master est structuré selon une organisation progressive permettant d'aborder de manière cohérente les différents aspects de l'étude relative au renforcement des sols affaissables par géosynthétiques. Il s'articule autour d'une introduction générale, de quatre chapitres principaux, suivis d'une conclusion générale et des références bibliographiques.

Introduction générale

Cette partie présente le contexte scientifique et technique de l'étude, met en évidence la problématique liée aux sols affaissables, précise les objectifs du travail ainsi que la méthodologie adoptée, et expose l'organisation générale du mémoire.

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les sols affaissables et les géosynthétiques

Ce chapitre est consacré à une revue bibliographique des notions fondamentales relatives aux sols affaissables, notamment leur définition, leur classification, leur répartition géographique ainsi que les mécanismes responsables du phénomène d'affaissement. Il présente également les principales techniques de traitement et de stabilisation de ces sols, avec un intérêt particulier pour les géosynthétiques, leurs classifications, leurs fonctions et leurs mécanismes d'interaction avec le sol.

Chapitre 2 : Matériaux, Matériels et Protocole Expérimental

Ce chapitre décrit l'ensemble des matériaux utilisés dans cette étude, à savoir les sols affaissables reconstitués ainsi que les géosynthétiques retenus comme éléments de renforcement. Les équipements de laboratoire employés y sont également présentés, de même que les procédures expérimentales adoptées pour la préparation des échantillons et la réalisation des essais.

Chapitre 3 : Essais de caractérisation et programme expérimental

Ce chapitre présente les essais de caractérisation physique, chimique et géotechniques réalisés sur les matériaux étudiés. Il comprend notamment l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, l'équivalent de sable, la détermination de la masse volumique

des grains solides, la teneur en carbonate de calcium, le bleu de méthylène, la mesure du pH ainsi que les essais Proctor. Ces essais permettent de définir les propriétés fondamentales des sols étudiés et de préparer la phase expérimentale principale.

Chapitre 4 : Étude expérimentale du renforcement des sols affaissables par géosynthétiques

Ce chapitre constitue le cœur du travail expérimental. Il présente les résultats des essais œdométriques et des essais de cisaillement direct réalisés sur des échantillons non renforcés et renforcés par géosynthétiques. Une analyse détaillée est menée afin d'évaluer l'influence du renforcement sur la compressibilité, le potentiel d'affaissement et la résistance au cisaillement des sols étudiés. Les résultats sont interprétés et discutés afin d'identifier les mécanismes d'amélioration induits par les géosynthétiques et de comparer l'efficacité des différentes solutions de renforcement.

Conclusion générale et perspectives

Cette dernière partie synthétise les principaux résultats obtenus ainsi que les conclusions majeures de l'étude. Elle met en évidence les apports du travail réalisé et propose des perspectives de recherche futures pour approfondir l'étude du renforcement des sols affaissables. Le mémoire s'achève par une liste de références bibliographiques regroupant l'ensemble des ouvrages, articles scientifiques, normes et documents techniques consultés dans le cadre de cette étude.

Introduction Générale

Les sols affaissables constituent une catégorie particulière de sols non saturés dont la structure métastable peut subir une réduction volumique importante lors d'une augmentation de leur teneur en eau. Ce phénomène, connu sous le nom d'affaissement ou de *collapse*, représente l'un des problèmes géotechniques les plus complexes en raison des dommages qu'il peut occasionner aux ouvrages de génie civil (Barden et al., 1973 ; Lawton et al., 1992 ; Mitchell & Soga, 2005). Ces formations sont principalement rencontrées dans les régions arides et semi-arides, où les conditions climatiques favorisent le développement de structures lâches, fortement poreuses et faiblement cimentées. En Algérie, elles sont largement répandues dans plusieurs régions du Sud, notamment à El Oued, Biskra et Ouargla.

La stabilité de ces sols repose essentiellement sur des forces capillaires ainsi que sur de faibles liaisons de cimentation qui maintiennent temporairement l'équilibre de leur structure. Lorsque le degré de saturation augmente à la suite d'une infiltration d'eau ou d'une remontée de l'humidité, ces liaisons se dégradent progressivement, entraînant une réorganisation des particules et une réduction rapide du volume du sol sous l'effet des contraintes appliquées (Jennings & Knight, 1957 ; Houston et al., 2001). Cette déstructuration se manifeste par des tassements souvent importants et différentiels, susceptibles d'affecter la stabilité et la durabilité des fondations, des remblais, des chaussées et de nombreuses autres infrastructures géotechniques.

Afin de limiter les effets néfastes de la collapsibilité, différentes techniques d'amélioration des sols ont été développées. Les méthodes traditionnellement employées reposent notamment sur la compaction, la préhumidification, le remplacement des matériaux compressibles ou encore l'utilisation d'inclusions de renforcement. Toutefois, l'évolution des techniques géotechniques et la recherche de solutions plus performantes et durables ont conduit au développement de nouvelles approches basées sur l'utilisation des géosynthétiques.

Aujourd'hui, les géosynthétiques occupent une place importante dans le domaine du génie géotechnique en raison de leur facilité de mise en œuvre, de leur durabilité et de leur efficacité dans l'amélioration du comportement des sols (Bergado et al., 1996 ; Koerner, 2012). Leur utilisation s'est largement développée dans les applications de renforcement, de stabilisation, de séparation, de drainage et de protection des ouvrages en terre. Dans un contexte marqué par la raréfaction des matériaux de qualité et l'augmentation des exigences de performance des infrastructures, ces matériaux polymériques constituent une alternative technique particulièrement intéressante.

Appliqués aux sols affaissables, les géosynthétiques agissent principalement comme des éléments de renforcement capables de mobiliser des efforts de traction et de redistribuer les contraintes au sein de la masse de sol. Leur efficacité repose sur les mécanismes d'interaction développés à l'interface sol–géosynthétique, tels que le frottement, l'interverrouillage mécanique et la mobilisation de la résistance en traction du renfort (Jewell, 1996 ; Giroud & Han, 2004). Ces mécanismes contribuent à améliorer la résistance au cisaillement, à limiter les déformations et à réduire les effets liés à la perte de stabilité de la structure du sol lors de son humidification.

Malgré les progrès réalisés dans ce domaine, le comportement des sols affaissables renforcés par géosynthétiques demeure encore insuffisamment documenté, notamment dans les conditions susceptibles de déclencher le phénomène d'effondrement. Les études disponibles montrent que l'efficacité du renforcement dépend de plusieurs facteurs, parmi lesquels les caractéristiques du sol, le type de géosynthétique utilisé, la configuration du renforcement et les conditions de chargement appliquées (Alamgir et al., 1996 ; Leroueil & Vaughan, 1990). Une meilleure compréhension de ces interactions apparaît donc indispensable afin d'optimiser l'utilisation de cette technique dans le traitement des sols collapsibles.

Dans cette perspective, la présente étude s'intéresse à l'évaluation de l'influence du renforcement par géotextiles sur le comportement des sols affaissables reconstitués en laboratoire. L'objectif principal est de déterminer dans quelle mesure l'introduction d'un renfort géosynthétique permet de réduire les déformations induites par l'humidification tout en améliorant les propriétés mécaniques du matériau.

Pour atteindre cet objectif, une démarche expérimentale a été adoptée. Celle-ci repose sur la reconstitution en laboratoire d'un sol affaissable selon des procédures inspirées des travaux de Lawton et al. (1992), suivie d'une campagne d'essais de caractérisation géotechnique destinée à déterminer ses propriétés physiques et mécaniques. Des essais œdométriques et de cisaillement direct ont ensuite été réalisés sur des éprouvettes non renforcées et renforcées par géotextiles afin d'évaluer l'effet du renforcement sur le comportement du matériau. L'analyse comparative des résultats obtenus permet ainsi de quantifier l'influence des géosynthétiques sur le potentiel d'affaissement, la déformabilité et la résistance au cisaillement du sol étudié.

Ce travail vise ainsi à contribuer à une meilleure compréhension du comportement des sols affaissables renforcés par géosynthétiques et à évaluer le potentiel de cette technique comme solution de stabilisation et d'amélioration géotechnique adaptée aux sols sensibles à l'humidification.

Chapitre 1. Synthèse Bibliographique sur les Sols Affaissables et les Géosynthétiques

1.1 Introduction

Les sols affaissables constituent l'une des problématiques majeures en géotechnique en raison de leur comportement instable lorsqu'ils sont soumis à une humidification sous charge. Ce phénomène, connu sous le nom d'affaissement ou de *collapse*, se traduit par des déformations volumétriques importantes susceptibles de provoquer des désordres significatifs au niveau des fondations, des remblais, des chaussées et de diverses infrastructures de génie civil.

Ces sols se distinguent généralement par une structure lâche et métastable, une faible densité sèche ainsi qu'une cohésion apparente principalement assurée par les forces capillaires et les liaisons interparticulaires. Leur stabilité dépend donc étroitement de leur état hydrique et des conditions environnementales auxquelles ils sont exposés. Lorsque la teneur en eau augmente ou que le sol atteint un état de saturation partielle ou totale, les forces responsables du maintien de cette structure fragile diminuent progressivement, entraînant la rupture des liaisons intergranulaires et la déstructuration du matériau.

Cette perte de stabilité provoque une réorganisation rapide des particules du sol, qui se manifeste par des tassements soudains et parfois considérables. Selon Miao et al., le comportement des sols affaissables est fortement lié à leur structure initiale ainsi qu'à la sensibilité de leur matrice fine à la saturation. De même, Houston et al. ont montré que l'ampleur de l'affaissement dépend principalement de la porosité du matériau, de son organisation structurale et de la réaction de sa fraction fine à l'humidification.

Compte tenu des risques que ces sols présentent pour les ouvrages géotechniques, la compréhension des mécanismes d'effondrement et la mise en œuvre de solutions de stabilisation adaptées revêtent une importance particulière. Dans cette perspective, ce chapitre propose une synthèse des connaissances relatives aux sols affaissables, à leur comportement hydro-mécanique ainsi qu'aux principales techniques d'amélioration

développées pour réduire leur potentiel d'affaissement, avec une attention particulière portée au renforcement par géosynthétiques.

Malgré les nombreuses études consacrées aux sols affaissables et aux techniques conventionnelles de stabilisation, peu de travaux expérimentaux ont analysé de manière détaillée l'influence comparative de différents géosynthétiques sur le potentiel d'affaissement et les propriétés mécaniques des sols affaissables reconstitués. Cette lacune scientifique justifie la présente étude, dont l'objectif est d'évaluer l'efficacité de plusieurs types de géosynthétiques dans l'amélioration du comportement hydro-mécanique de sols affaissables reconstitués.

1.2 Définition et classification des sols affaissables

Les sols affaissables (ou collapsibles soils, dans la littérature anglo-saxonne) sont des sols non saturés présentant une structure ouverte et métastable qui peut s'effondrer lors d'une augmentation de leur teneur en eau sous contrainte. Selon Jennings et Knight (1957), un sol est considéré comme affaissable lorsqu'il subit une réduction volumique significative sous saturation à charge constante. Barden et al. (1973) ont montré que ces sols possèdent une structure particulaire maintenue par des forces faibles telles que les ponts capillaires et les liaisons électrochimiques. Mitchell et Soga (2005) précisent que ces sols sont généralement des limons, des sables limoneux ou des dépôts éoliens faiblement cimentés. Opukumo et al. (2022) distinguent plusieurs types de sols affaissables en fonction de leur origine :

- sols d'origine éolienne (lœss),
- sols alluvionnaires non saturés,
- sols résiduels faiblement cimentés.

1.3 Répartition géographique mondiale et contexte en Algérie

Les sols affaissables constituent une catégorie particulière de sols non saturés caractérisés par une structure métastable susceptible de subir une réduction brusque de volume lors d'une augmentation de la teneur en eau ou sous l'effet des chargements appliqués. Ces sols présentent une large répartition géographique à l'échelle mondiale, principalement dans les régions arides et semi-arides, où les conditions climatiques

favorisent la formation de dépôts limoneux faiblement cimentés et fortement poreux (Abelev, 1975 ; Dudley, 1970).

Selon Abelev (1975), les sols affaissables sont généralement associés aux dépôts de lœss d'origine éolienne, caractérisés par une structure lâche, une porosité élevée et une faible humidité naturelle. Les plus importantes formations de lœss se rencontrent en Chine, notamment sur le plateau du Lœss, considéré comme l'une des plus vastes zones de sols affaissables au monde. D'importantes étendues sont également observées en Asie centrale, en Europe orientale ainsi que dans plusieurs pays de l'ex-URSS. En Amérique du Nord, ces sols sont présents dans les vallées des fleuves Mississippi et Missouri, tandis qu'en Amérique du Sud, ils se développent principalement dans certaines régions d'Argentine. Des formations similaires ont également été signalées dans plusieurs régions d'Afrique du Nord et d'Afrique centrale (Feda, 1988 ; Houston et al., 2001).

En Algérie, les sols affaissables sont largement répartis dans les régions sahariennes et présahariennes, notamment à El Oued, Biskra et Ouargla, où dominent des formations sableuses et limoneuses soumises à des conditions climatiques sèches. Ces régions se caractérisent par une faible humidité naturelle, une forte évaporation et des dépôts sédimentaires fins favorisant le développement de structures instables sensibles à l'humidification. Les travaux de Mohsen et Albusoda (2022) ont montré que les conditions climatiques, particulièrement les cycles successifs de dessiccation et d'humidification, jouent un rôle déterminant dans la formation et l'évolution de la structure interne des sols affaissables.

La large distribution géographique de ces sols explique l'intérêt considérable qui leur est accordé dans le domaine du génie géotechnique. En effet, les phénomènes d'affaissement peuvent provoquer des désordres importants au niveau des infrastructures, tels que les tassements différentiels, les fissurations des fondations et les déformations des chaussées et ouvrages de génie civil. Par conséquent, l'identification, la caractérisation et l'amélioration de ces sols constituent aujourd'hui un axe majeur de recherche en géotechnique moderne.

1.4 Mécanisme d'effondrement des sols affaissables

Le phénomène de collapsibilité est principalement lié à la perte de résistance des forces internes stabilisant la structure du sol. Jennings et Knight (1957) ont identifié deux étapes principales :

- maintien de la structure par succion capillaire à faible teneur en eau ;
- effondrement brutal lors de la saturation sous charge.

Barden et al. (1973) expliquent que la rupture des ponts capillaires entraîne une réorganisation rapide des particules solides vers une structure plus dense. Houston et al. (2001) ajoutent que la surcharge externe combinée à la saturation est le facteur déclencheur principal du tassement. Plus récemment, Opukumo et al. (2022) ont confirmé que le comportement d'effondrement dépend fortement de :

- la densité initiale du sol,
- la structure initiale,
- le degré de saturation,
- le niveau de contrainte appliqué.

Les différents travaux présentés montrent que le phénomène d'affaissement résulte d'une interaction complexe entre la structure initiale du sol, les forces capillaires et les conditions de chargement. Malgré la diversité des approches expérimentales adoptées par les auteurs, un consensus se dégage quant au rôle déterminant de l'humidification dans le déclenchement du collapse. L'intensité de l'affaissement dépend principalement de la densité initiale, de la teneur en fines et du niveau de contrainte appliqué au moment de la saturation.

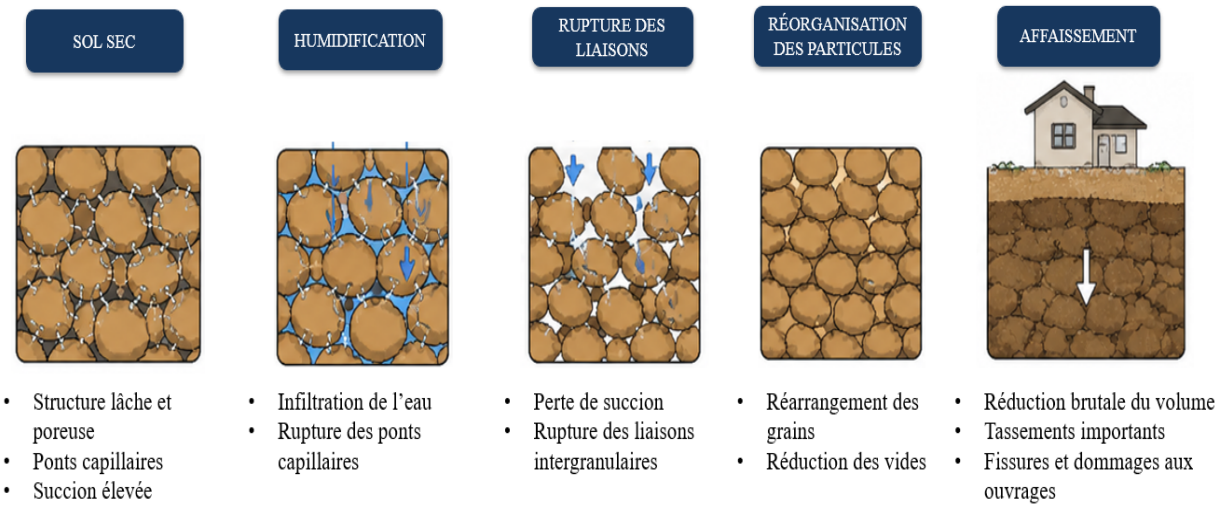


Figure1.1 : Schéma illustratif du mécanisme d'effondrement des sols affaissables lors de l'humidification sous contrainte.

1.5 Méthodes de prédiction de l'effondrement des sols

1.5.1 Essai œdométrique simple

L'essai œdométrique simple constitue l'une des méthodes les plus couramment utilisées pour évaluer le potentiel d'effondrement des sols affaissables. Cette méthode directe, proposée par Jennings et Knight (1975), consiste à mesurer la déformation volumique induite par la saturation d'un échantillon de sol soumis à une contrainte verticale préalablement appliquée. L'essai est réalisé à partir d'un échantillon conservé à sa teneur en eau initiale. Celui-ci est soumis à un chargement progressif jusqu'à l'atteinte d'un niveau de contrainte prédéfini, généralement égal à 200 kPa. À ce stade, l'échantillon est inondé afin de provoquer sa saturation et de mettre en évidence le phénomène d'effondrement sous charge constante. Après stabilisation des déformations liées au mouillage, le chargement est poursuivi jusqu'à la fin de l'essai en conditions saturées. Outre l'évaluation du potentiel d'effondrement, cet essai permet de vérifier l'homogénéité du matériau testé ainsi que la reproductibilité des résultats obtenus sous la contrainte de référence de 200 kPa (Olabarría, 2003). La courbe qui en résulte est donnée par la figure1.2.

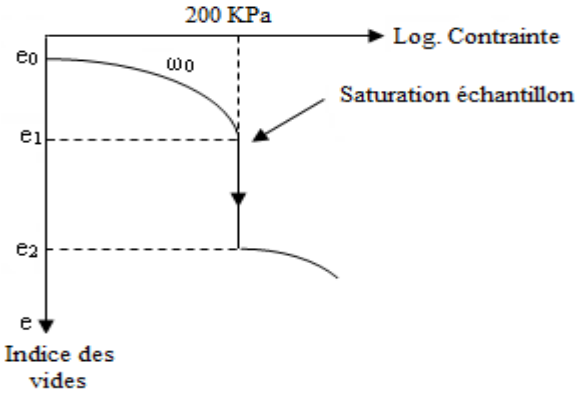


Figure 1.2 : Courbe œdométrique d'un sol affaissable Knight (1975)

Le potentiel d'effondrement, noté (CP) et exprimé en pourcentage, est calculé à l'aide de la relation suivante : $CP = [\Delta ec / (1+e0)] \times 100\%$.

Où : $\Delta ec = e_1 - e_2$ (200 kPa, inondé),

e_0 = Indice des vides initial.

Selon la classification proposée par Jennings et Knight (1975), la susceptibilité à l'effondrement peut être évaluée à partir des valeurs du potentiel d'effondrement présentées dans le Tableau1.1

Tableau 1.1: Classification de la susceptibilité à l'effondrement selon Jennings (1975)

Potentiel d'effondrement CP (%)	Degré de susceptibilité
0 – 1	Aucun risque
1 – 5	Troubles modérés
5 – 10	Troubles significatifs
10 – 20	Troubles sévères
> 20	Troubles très sévères

Il est à noter que Luttenegger (1988) a proposé le même essai œdométrique effectué par Jennings et Knight (1975), mais avec une saturation de l'échantillon à un niveau de contrainte de 300 KPa. Le potentiel d'affaissement suggéré est défini comme suit :

$Cp = [\Delta ec / (1+ e_1)] \times 100\%$

Avec : $\Delta ec = e_1 - e_2$

e_1 : Indice des vides au début de la saturation.

e_2 : Indice des vides après saturation.

1.5.2 Essai œdométrique double

La technique du double œdomètre est présenté sur la figure1.3, l'essai œdométrique double constitue une méthode indirecte largement utilisée pour caractériser le potentiel

d'effondrement des sols non saturés. Cette technique repose sur la réalisation simultanée de deux essais œdométriques sur des éprouvettes identiques :

- une éprouvette testée à sa teneur en eau initiale ;
- une seconde éprouvette préalablement saturée avant le début du chargement.

Les résultats sont généralement représentés dans le plan (e-log σv).

Afin d'évaluer l'effondrement, les deux courbes de compression sont ramenées à un même indice des vides initial. À partir du point initial de la courbe obtenue sur l'échantillon non saturé, une droite parallèle à la courbe correspondant à l'échantillon saturé est tracée. Cette procédure permet de distinguer :

- le tassement dû à la compression mécanique du sol,
- le tassement additionnel dû à l'effondrement induit par le mouillage, L'intérêt principal de cette méthode réside dans la possibilité d'évaluer l'influence du niveau de contrainte sur l'effondrement à partir d'un nombre limité d'essais.

Cette méthode permet ainsi de dissocier les déformations liées à la compression mécanique de celles résultant du phénomène d'effondrement, fournissant une estimation fiable de la sensibilité du sol au mouillage.

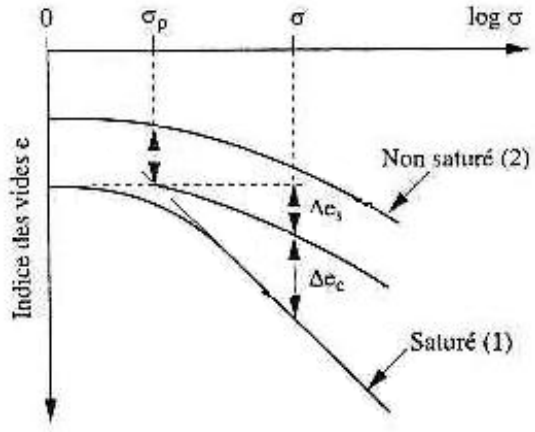


Figure 1.3 : Méthode du double œdomètre, Knight et Jennings (1975)

1.6 Synthèse des techniques de traitement et de renforcement des sols affaissables

Les sols affaissables présentent une structure métastable susceptible de subir des déformations importantes lors d'une augmentation de leur teneur en eau. Afin de réduire les risques associés à ce phénomène et de garantir la stabilité des ouvrages, diverses

techniques de traitement et de renforcement ont été développées. Le choix de la méthode dépend principalement de la profondeur de la couche affaissable, des caractéristiques géotechniques du terrain, des exigences de l'ouvrage et des contraintes technico-économiques du projet.

Les procédés de traitement peuvent être regroupés en plusieurs catégories. Le pré-mouillage figure1.4, consiste à provoquer artificiellement l'effondrement du sol avant la construction par infiltration d'une grande quantité d'eau. Cette méthode est particulièrement adaptée aux couches peu profondes, mais nécessite des ressources hydriques importantes. Le traitement thermique, plus coûteux, repose sur l'injection d'air ou de gaz chauffé afin de modifier durablement la structure du sol et de réduire sa sensibilité à l'eau.

Les traitements chimiques représentent une solution largement utilisée en raison de leur efficacité et de leur capacité à valoriser les matériaux en place. Ils comprennent notamment la silicatisation, qui consiste à injecter une solution de silicate de sodium permettant de cimenter les particules du sol et d'améliorer sa résistance mécanique ainsi que son imperméabilité. L'utilisation de la chaux ou du ciment figure1.5, sous forme de colonnes ou d'injections, permet également d'augmenter la cohésion, la portance et la stabilité volumique du sol tout en réduisant sa sensibilité au mouillage.

Parmi les techniques de renforcement mécanique, les pieux de sable, les colonnes ballastées et les systèmes renforcés par géosynthétiques améliorent les caractéristiques de portance et limitent les tassements. Les colonnes ballastées, notamment lorsqu'elles sont confinées par des géotextiles, offrent une solution efficace pour le renforcement des sols compressibles et affaissables figure1.6. Le traitement par injection de coulis constitue également une méthode performante pour combler les vides, augmenter la rigidité du massif et améliorer les propriétés mécaniques du terrain, figure1.7.

Lorsque les conditions du site le permettent, la substitution du sol par un matériau de meilleure qualité constitue une solution radicale et efficace. Cette méthode exige toutefois des moyens logistiques importants et la disponibilité de matériaux appropriés à proximité du chantier.

Les procédés de densification visent quant à eux à réduire l'indice des vides et à accroître la compacité du sol. Ils comprennent le compactage dynamique figure1.8, le compactage

par explosion, le compactage par étincelle électrique, ainsi que les techniques de vibrocompaction, de vibroflottation et de vibro-refoulement. Ces méthodes favorisent le réarrangement des particules et l'amélioration des caractéristiques mécaniques du terrain, notamment sa résistance au cisaillement et sa capacité portante.

En définitive, aucune technique n'est universellement applicable à tous les sols affaissables. Le choix du procédé de traitement doit résulter d'une étude géotechnique approfondie intégrant les caractéristiques du sol, les performances recherchées, les conditions d'exécution et les aspects économiques. L'objectif principal demeure la réduction du potentiel d'effondrement et l'amélioration durable du comportement du sol afin d'assurer la sécurité et la pérennité des ouvrage.

Les différentes techniques de traitement proposées dans la littérature permettent de réduire le potentiel d'affaissement par des mécanismes variés tels que la densification, la stabilisation chimique, le confinement ou encore le remplacement du matériau. Toutefois, aucune méthode ne peut être considérée comme universellement optimale. Le choix du procédé dépend des caractéristiques géotechniques du sol, de la profondeur de la couche affaissable, des performances recherchées et des contraintes économiques du projet. Parmi les solutions récentes, le renforcement par géosynthétiques suscite un intérêt croissant en raison de sa simplicité de mise en œuvre et de son efficacité mécanique.

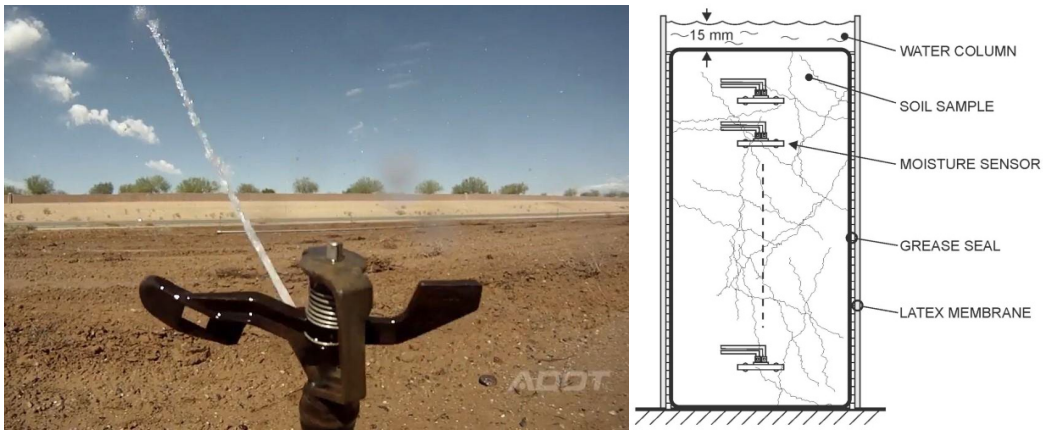


Figure1.4 : Traitement des sols affaissables par pré-mouillage avant construction



Figure 1.5 : Amélioration des sols affaissables par ajout de chaux ou de ciment



Figure 1.6 : Principe du renforcement des sols par géosynthétiques

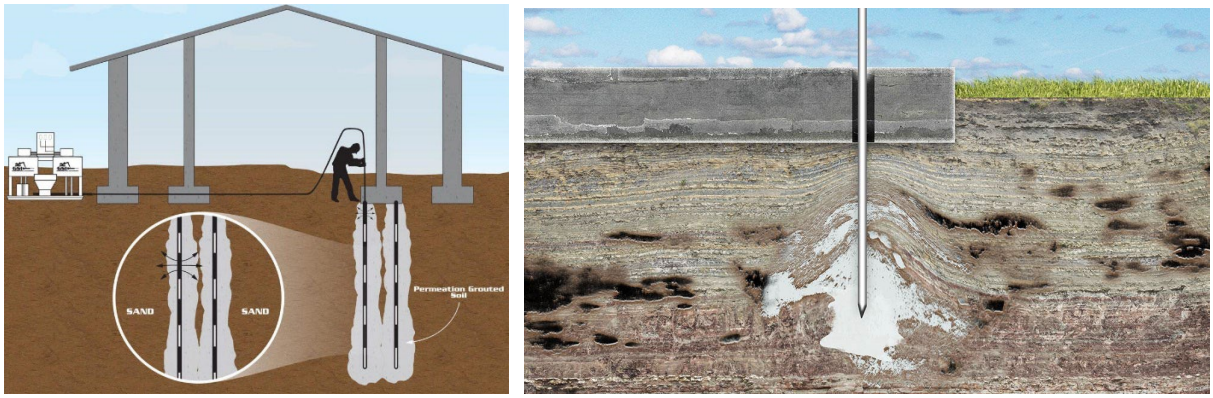


Figure 1.7 : Amélioration des sols par injection de coulis



Figure 1.8 : Densification des sols par compactage dynamique

1.7 Les géosynthétiques et leur contribution au renforcement des sols

L'évolution des techniques de construction et les exigences croissantes en matière de performance, de durabilité et d'optimisation des coûts ont favorisé l'émergence de solutions innovantes en géotechnique. Parmi celles-ci, les géosynthétiques occupent aujourd'hui une place prépondérante en raison de leur efficacité dans l'amélioration des propriétés mécaniques et hydrauliques des sols. Leur utilisation a profondément transformé les méthodes traditionnelles de conception et d'exécution des ouvrages géotechniques, en offrant des solutions adaptées aux problématiques de renforcement, de stabilisation, de drainage, de filtration et de protection des sols.

Dans un contexte marqué par l'urbanisation accélérée, la diminution des ressources naturelles de qualité et la nécessité de concevoir des infrastructures plus durables, les géosynthétiques apparaissent comme des matériaux stratégiques permettant d'optimiser les performances des sols de fondation et des ouvrages en terre.

Parmi les défis géotechniques les plus complexes figurent les sols affaissables, dont la sensibilité à l'humidification constitue une source importante de désordres pour les infrastructures. La perte brutale de leur structure interne lors de la saturation entraîne des tassements significatifs susceptibles d'affecter la stabilité et la durabilité des ouvrages. Dans ce contexte, le recours aux géosynthétiques représente une solution technique particulièrement prometteuse pour réduire les déformations, améliorer la capacité portante et accroître la stabilité globale des ouvrages construits sur ce type de sols. Les géosynthétiques sont des matériaux manufacturés à base de polymères

synthétiques utilisés dans de nombreuses applications géotechniques afin d'améliorer le comportement des sols et des structures associées. Selon Koerner (2012), leur principal intérêt réside dans leur capacité à renforcer les sols tout en assurant diverses fonctions complémentaires telles que la séparation, la filtration, le drainage ou encore l'étanchéité. Le développement rapide de ces matériaux au cours des dernières décennies s'explique notamment par leur résistance élevée à la traction, leur durabilité dans le temps ainsi que leur facilité de mise en œuvre sur chantier. Wu et al. (2020) soulignent que ces caractéristiques ont largement contribué à leur adoption dans les ouvrages géotechniques modernes. Plus récemment, Zhang et al. (2025) ont montré que l'intégration de géosynthétiques dans les sols permet d'accroître significativement leur rigidité et leur capacité portante, améliorant ainsi la performance globale des systèmes sol–structure.

Les études présentées convergent vers l'idée que les géosynthétiques constituent une solution efficace pour l'amélioration des performances géotechniques des sols. Leur contribution ne se limite pas à l'augmentation de la résistance mécanique, mais s'étend également à la réduction des déformations et à l'amélioration de la stabilité globale des ouvrages. L'efficacité du renforcement dépend principalement des propriétés mécaniques du géosynthétique, notamment sa rigidité en traction, de sa position dans le massif et du niveau de confinement mobilisé au sein du sol. Ces avantages expliquent l'intérêt croissant porté à leur utilisation dans le traitement des sols affaissables.

1.8 Définition et classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont définis comme des produits industriels dont au moins l'un des constituants est un polymère synthétique, tel que le polyéthylène, le polypropylène, le polyester ou le polyamide. Ils se présentent sous forme de nappes, de bandes ou de structures tridimensionnelles et sont destinés à être placés en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les ouvrages de génie civil (Koerner, Designing with Geosynthetics).

Cette définition est largement reconnue par la communauté scientifique et adoptée par l'International Geosynthetics Society (IGS), organisme de référence dans ce domaine.

Selon leur géométrie, leur mode de fabrication et leur fonction principale, les géosynthétiques peuvent être classés en plusieurs familles :

- les géotextiles tissés et non tissés ;
- les géomembranes figure1.9 ;
- les géogrilles figure1.10 ;
- les géocellules figure1.11 ;
- les géocomposites figure1.12.

Chacune de ces catégories répond à des besoins spécifiques et peut assurer une ou plusieurs fonctions telles que la séparation des matériaux, la filtration, le drainage, l'étanchéité, la protection ou le renforcement des sols.



Figure1.9 : les géomembranes



Figure1.10 : les géogrilles



Figure1.11 : les géocellules

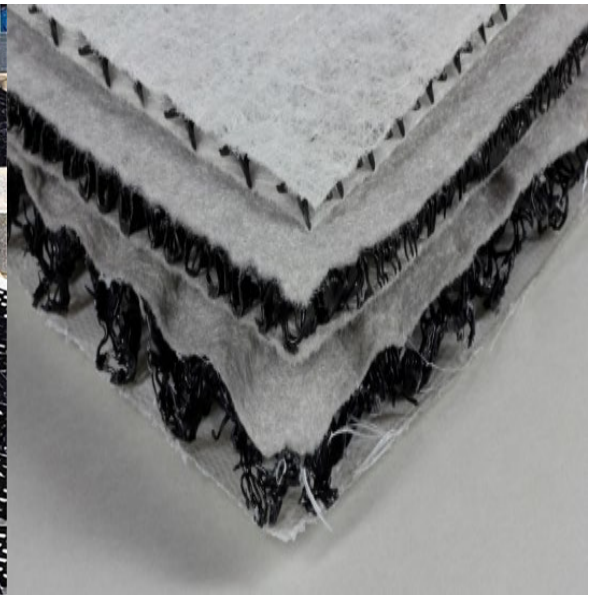


Figure1.12 : les géocomposites

1.9 Fonctions et mécanismes d'action

L'efficacité des géosynthétiques repose sur leur interaction avec le sol environnant et sur leur capacité à modifier favorablement la distribution des contraintes au sein du massif. Leur contribution au comportement global des ouvrages se manifeste à travers plusieurs mécanismes complémentaires.

Le renforcement mécanique constitue l'une des fonctions les plus importantes. Les géogrilles et certains géotextiles mobilisent leur résistance à la traction pour reprendre une partie des efforts appliqués et limiter les déformations du sol. Les géocellules, grâce à leur structure tridimensionnelle, assurent quant à elles un confinement latéral des matériaux granulaires, augmentant ainsi leur rigidité et leur résistance au cisaillement.

Les géosynthétiques remplissent également une fonction de séparation entre différentes couches de matériaux, évitant leur mélange sous l'effet des sollicitations mécaniques. Ils participent aussi à la filtration et au drainage des eaux, favorisant la dissipation des pressions interstitielles tout en limitant la migration des particules fines. Enfin, certaines catégories, notamment les géomembranes, assurent des fonctions d'étanchéité et de protection dans les ouvrages hydrauliques et environnementaux.

Selon Sivakumar Babu (2005), le renforcement par géosynthétiques améliore la rigidité globale du système sol–structure grâce à la mobilisation de l'interaction sol–renfort et à une redistribution plus homogène des contraintes appliquées.

1.10 Contribution des géosynthétiques à l'amélioration des sols affaissables

L'application des géosynthétiques aux sols affaissables vise essentiellement à réduire les déformations induites par l'humidification et à améliorer la stabilité mécanique des ouvrages.

Leur présence permet notamment :

- d'augmenter la capacité portante du sol ;
- de réduire les tassements absolus et différentiels ;
- d'améliorer la répartition des charges transmises au terrain ;
- de limiter les déformations verticales et latérales ;
- de stabiliser les couches superficielles et les remblais.

Les géogrilles assurent un renforcement particulièrement efficace grâce à l'effet de membrane développé sous chargement ainsi qu'à l'interaction mécanique créée avec les particules du sol. Les géotextiles contribuent simultanément au renforcement, à la séparation des matériaux et à la filtration des eaux.

Les géocellules constituent également une solution performante pour les sols affaissables. Leur structure alvéolaire tridimensionnelle permet un confinement latéral du matériau de remplissage, ce qui améliore considérablement sa rigidité, sa résistance au cisaillement et sa capacité à supporter les charges appliquées.

1.11 Études expérimentales et approches combinées

De nombreuses investigations expérimentales ont confirmé l'efficacité des géosynthétiques dans le traitement et le renforcement des sols à comportement affaissable. Les travaux d'Abu-Farsakh et al. (2013) ont notamment mis en évidence une augmentation significative de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur des sols renforcés, accompagnée d'une réduction notable des tassements.

Par ailleurs, plusieurs recherches récentes ont montré que les meilleures performances sont souvent obtenues lorsque les géosynthétiques sont associés à des techniques de stabilisation chimique utilisant la chaux, le ciment ou différents agents polymériques. Cette approche combinée agit simultanément sur la microstructure du sol et sur sa résistance mécanique, réduisant ainsi de manière significative le potentiel d'affaissement tout en améliorant la durabilité des ouvrages.

1.12 Limitations et considérations de conception

Malgré leurs nombreux avantages, les géosynthétiques ne constituent pas une solution universelle et leur efficacité dépend fortement des conditions de conception et de mise en œuvre. Les principaux aspects à considérer concernent :

- le comportement à long terme des polymères, notamment le fluage ;
- les phénomènes de vieillissement et de dégradation ;
- la résistance aux environnements chimiques agressifs ;
- la qualité de l'interface sol–géosynthétique ;
- les conditions d'installation sur chantier ;
- le dimensionnement adapté aux sollicitations réelles de l'ouvrage.

Palmeira (2018) souligne que la performance des systèmes renforcés dépend largement de la qualité de l'interaction développée entre le sol et le géosynthétique ainsi que du niveau de confinement mobilisé au sein du massif renforcé.

1.13 Mécanismes d'interaction sol–géosynthétique

L'efficacité du renforcement des sols par géosynthétiques repose sur l'interaction développée entre le matériau de renforcement et la matrice de sol environnante. Cette interaction permet de mobiliser les propriétés mécaniques du géosynthétique afin d'améliorer le comportement global du massif renforcé. Selon les travaux de Jewell (1996), Koerner (2012) et Giroud et Han (2004), plusieurs mécanismes fondamentaux interviennent simultanément :

- **Le frottement à l'interface sol–géosynthétique** : il résulte du contact direct entre les particules de sol et la surface du géosynthétique. Sous l'effet des sollicitations mécaniques, des contraintes de cisaillement se développent à l'interface, permettant le transfert des efforts du sol vers le renforcement. L'efficacité de ce mécanisme dépend principalement de la rugosité de la surface du géosynthétique, de la nature du sol, de la contrainte normale appliquée et des conditions hydriques du milieu.
- **Le verrouillage mécanique (interlocking)** : particulièrement important dans le cas des géogrilles, il correspond à l'imbrication des grains de sol à l'intérieur des ouvertures du géosynthétique. Ce phénomène limite les déplacements relatifs des particules et améliore considérablement la résistance au cisaillement du matériau renforcé. Le verrouillage mécanique constitue l'un des principaux mécanismes responsables de l'augmentation de la capacité portante des sols granulaires renforcés.
- **L'effet membrane** : sous l'action des charges appliquées, le géosynthétique se déforme et développe des efforts de traction qui contribuent à la reprise d'une partie des sollicitations. Cet effet est particulièrement bénéfique dans les sols mous ou affaissables, où il permet de réduire les déformations verticales et d'améliorer la répartition des charges sur une plus grande surface.
- **La redistribution des contraintes** : la présence du géosynthétique modifie la distribution des contraintes au sein du massif. Une partie des charges est transférée

vers les zones les plus résistantes du sol, ce qui limite les concentrations de contraintes et réduit les risques de rupture locale ou de tassements différentiels.

- **L'effet de confinement latéral** : le géosynthétique limite les déformations horizontales du sol et améliore son confinement. Cette restriction des mouvements latéraux conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement, de la rigidité et de la stabilité globale du matériau renforcé.
- **Le pontage des zones faibles (bridging effect)** : lorsque le sol présente des hétérogénéités ou des zones localement faibles, le géosynthétique agit comme un élément de pontage capable de transférer les charges vers les zones plus résistantes. Ce mécanisme est particulièrement recherché dans les sols affaissables où les tassements localisés peuvent être importants.
- **L'amélioration de la ductilité du massif** : l'inclusion d'un géosynthétique confère au sol renforcé un comportement plus ductile en retardant l'apparition de la rupture et en permettant une meilleure redistribution des contraintes avant l'atteinte de l'état limite. Cette caractéristique est essentielle pour accroître la sécurité des ouvrages géotechniques. L'action combinée de ces différents mécanismes conduit à une amélioration significative des propriétés géomécaniques du sol, notamment l'augmentation de la résistance au cisaillement, de la capacité portante, de la rigidité et de la stabilité globale, tout en réduisant les tassements et les déformations excessives. Ces bénéfices expliquent l'utilisation croissante des géosynthétiques dans le traitement et le renforcement des sols affaissables et compressibles.

1.14 Études sur les sols affaissables renforcés

Malgré les nombreuses études sur les sols renforcés et les sols affaissables séparément, peu de travaux ont traité leur combinaison. Lawton et al. (1992) ont montré que la structure initiale du sol joue un rôle essentiel dans le comportement d'effondrement. Alamgir et al. (1996) ont observé que les renforts peuvent réduire significativement les tassements dus à l'humidification. Cependant, Mohsen et Albusoda (2022) soulignent que les mécanismes couplés, collapse–renforcement restent encore mal quantifiés, notamment sous conditions de saturation progressive.

L’analyse bibliographique réalisée met en évidence la complexité du comportement des sols affaissables ainsi que l’importance des facteurs hydriques et mécaniques dans le déclenchement du phénomène d’effondrement. Les travaux consultés montrent également que les techniques traditionnelles de stabilisation présentent certaines limites techniques ou économiques. Dans ce contexte, les géosynthétiques apparaissent comme une alternative prometteuse grâce à leur capacité à améliorer la résistance, la rigidité et la stabilité des sols. Ces constats justifient l’intérêt de la présente étude expérimentale consacrée à l’évaluation de l’efficacité du renforcement par géosynthétiques sur des sols

1.15 Conclusion

La revue bibliographique présentée dans ce chapitre a permis de mettre en évidence les caractéristiques fondamentales des sols affaissables ainsi que les principales techniques développées pour améliorer leur comportement géotechnique. Ces sols se distinguent par une structure ouverte et métastable dont l’équilibre est fortement conditionné par l’état hydrique. Lorsqu’ils sont soumis à une humidification sous charge, la rupture des liaisons assurant la stabilité de leur structure entraîne une réorganisation des particules et provoque des tassements parfois importants et irréversibles, susceptibles d’affecter la stabilité et la durabilité des ouvrages de génie civil.

L’analyse des travaux de recherche consacrés à cette problématique montre que plusieurs méthodes de traitement ont été proposées afin de réduire le potentiel d’effondrement de ces sols. Parmi les solutions les plus couramment utilisées figurent les techniques de densification, les traitements chimiques, le remplacement des matériaux compressibles ainsi que les procédés de renforcement mécanique. Ces différentes approches visent à améliorer les propriétés physiques et mécaniques du sol tout en limitant les déformations induites par l’humidification.

Parmi les techniques de renforcement actuellement disponibles, les géosynthétiques occupent une place privilégiée grâce à leur efficacité, leur facilité de mise en œuvre et leur durabilité. Leur contribution à l’amélioration du comportement des sols repose sur plusieurs mécanismes d’interaction, notamment le frottement à l’interface sol–géosynthétique, l’interverrouillage mécanique, l’effet de membrane, le confinement latéral et la redistribution des contraintes. Grâce à ces mécanismes, ils permettent

d’accroître la portance, de réduire les déformations et d’améliorer la stabilité globale des ouvrages construits sur des sols présentant une faible résistance ou une forte sensibilité à l’eau.

Dans un contexte marqué par la recherche de solutions durables et performantes en géotechnique, les géosynthétiques apparaissent ainsi comme une alternative particulièrement adaptée au traitement des sols affaissables. Toutefois, l’efficacité de cette technique dépend fortement des conditions de mise en œuvre ainsi que des mécanismes d’interaction développés entre le sol et le renfort. Une compréhension approfondie de ces phénomènes demeure donc indispensable pour garantir la fiabilité et la pérennité des ouvrages renforcés.

Malgré les progrès réalisés au cours des dernières décennies, plusieurs aspects liés au comportement des sols affaissables renforcés restent encore insuffisamment maîtrisés, notamment sous l’effet combiné des sollicitations mécaniques et des variations de teneur en eau. Les mécanismes gouvernant la réduction du potentiel d’effondrement ainsi que l’influence du renforcement sur les propriétés mécaniques du sol nécessitent encore des investigations expérimentales approfondies.

C’est dans cette perspective que s’inscrit le présent travail. L’étude vise à analyser le comportement hydro-mécanique de sols affaissables reconstitués et renforcés par géosynthétiques à travers une démarche expérimentale basée sur des essais œdométriques et des essais de cisaillement direct. L’objectif est d’évaluer l’effet du renforcement sur la compressibilité, la résistance au cisaillement et le potentiel d’affaissement du matériau, tout en mettant en évidence les mécanismes d’interaction développés à l’interface sol–géosynthétique.

Les résultats attendus contribueront à une meilleure compréhension du comportement des sols affaissables renforcés et fourniront des éléments utiles pour le dimensionnement et l’optimisation des solutions de renforcement en géotechnique. Ils pourront également servir de base à de futures recherches expérimentales et numériques consacrées aux sols structurés renforcés par géosynthétiques.

Chapitre 2. Matériaux, Matériels et Protocole Expérimental

2.1 Introduction

Après avoir présenté les concepts fondamentaux relatifs aux sols affaissables et aux techniques de renforcement par géosynthétiques dans le chapitre précédent, il convient à présent de décrire la démarche expérimentale mise en œuvre pour étudier le comportement de ces matériaux.

Ce chapitre est consacré à la présentation des matériaux utilisés, des équipements expérimentaux mobilisés ainsi que du protocole méthodologique adopté dans le cadre de cette recherche. Une attention particulière est accordée à la description du sol étudié, du géosynthétique utilisé comme élément de renforcement et des différentes étapes de préparation des échantillons, afin de garantir des conditions d'essai maîtrisées et représentatives.

Le chapitre expose également les méthodes expérimentales retenues pour la caractérisation physique, chimique et géotechnique des matériaux, ainsi que les procédures appliquées lors des essais mécaniques. Ces investigations ont pour objectif d'évaluer l'influence du renforcement par géosynthétiques sur le comportement hydro-mécanique des sols affaissables, notamment en termes de compressibilité, de résistance au cisaillement et de potentiel d'effondrement.

L'ensemble des procédures expérimentales est décrit de manière détaillée afin d'assurer la fiabilité des résultats obtenus, leur reproductibilité et la pertinence des analyses qui seront développées dans les chapitres suivants.

2.2 Matériaux utilisés

2.2.1 Sols affaissables reconstitués

Dans le cadre de cette étude, des sols affaissables ont été reconstitués en laboratoire afin de reproduire un état métastable similaire à celui observé dans les sols collapsibles naturels des régions arides et semi-arides. Cette démarche expérimentale permet de maîtriser la composition des matériaux et d'analyser de manière contrôlée l'influence des différents constituants sur le comportement d'effondrement.

Les sols étudiés ont été reconstitués en laboratoire à partir de mélanges de sable et de particules fines argileuses selon différentes proportions massiques. Les particules fines argileuses utilisées proviennent d'un prélèvement effectué à une profondeur d'environ 60 cm dans l'enceinte de l'Université de Tebessa figure 2.1, à proximité du laboratoire pédagogique.

Le programme expérimental a été conçu afin d'évaluer l'influence combinée de la teneur en fines et de la nature du squelette granulaire sur le comportement des sols reconstitués. À cet effet, deux sables de provenances géographiques distinctes ont été sélectionnés, provenant respectivement des régions de Ouargla figure 2.2 et de Tebessa figure 2.3. Le recours à ces deux matériaux permet d'examiner l'effet des caractéristiques granulométriques et minéralogiques du squelette sableux sur les propriétés des mélanges élaborés.

Pour chaque type de sable, plusieurs formulations ont été préparées en faisant varier progressivement la proportion de particules fines argileuses, de manière à couvrir une large gamme de compositions représentatives des sols susceptibles de développer un comportement affaissable. Les formulations retenues sont présentées ci-après :

Pour le sable de Ouargla, trois mélanges ont été préparés :

- **Sol O1** : 90 % sable de Ouargla + 10 % fines argileuses
- **Sol O2** : 70 % sable de Ouargla + 30 % fines argileuses
- **Sol O3** : 50 % sable de Ouargla + 50 % fines argileuses

Pour le sable de Tébessa, trois autres formulations ont été élaborées :

- **Sol T1** : 80 % sable de Tebessa + 20 % fines argileuses
- **Sol T2** : 60 % sable de Tébessa + 40 % fines argileuses
- **Sol T3** : 40 % sable de Tébessa + 60 % fines argileuses

Les formulations retenues ont été conçues de manière à reproduire les caractéristiques essentielles des sols affaissables naturels, notamment une structure lâche, poreuse et faiblement dense. Dans les conditions non saturées, la stabilité de cette structure est assurée principalement par les forces capillaires et les phénomènes de succion développés au sein du milieu. Cette stabilité demeure toutefois précaire et confère au matériau un état métastable susceptible d'évoluer vers un effondrement rapide sous l'effet d'une augmentation de la teneur en eau ou de la saturation. Afin de préserver cet

état initial avant les essais, la teneur en eau des mélanges a été soigneusement ajustée de manière à maintenir un niveau de succion représentatif des conditions favorisant l'affaissement. Les différentes proportions de particules fines argileuses ont été sélectionnées pour couvrir une large gamme de compositions et permettre l'étude de leur influence sur l'organisation structurale du sol, ses propriétés physiques et hydrauliques ainsi que son comportement mécanique. Par ailleurs, l'utilisation de deux sables de provenances différentes offre la possibilité d'évaluer l'effet des caractéristiques granulométriques et minéralogiques du squelette granulaire sur la réponse globale des matériaux reconstitués. L'ensemble des formulations ainsi élaborées permet d'analyser l'influence combinée de la matrice fine et du squelette sableux sur le potentiel d'affaissement et les performances mécaniques des sols étudiés. Dans cette perspective, une série d'essais d'identification physique, chimique et géotechnique a été réalisée afin de caractériser les matériaux reconstitués et d'évaluer leur aptitude à développer un comportement affaissable. Ces investigations constituent une étape préalable indispensable à l'interprétation des résultats des essais mécaniques et des essais d'effondrement présentés dans les chapitres suivants.



Figure 2.1 : Les particules fines argileuses



Figure 2.2 : sable de Ouargla



Figure 2.3 : Sable de Tebessa

2.2.2 Géosynthétiques utilisés

Dans cette étude, deux types de géosynthétiques ont été utilisés afin d'évaluer leur contribution au renforcement et à l'amélioration du comportement mécanique des sols. Il s'agit d'un géotextile non tissé et d'un géocomposite. Les principales caractéristiques de chaque matériau sont présentées ci-après.

a) Géotextile non tissé AS (30)

Le géotextile non tissé AS (30) figure 2.4, est un matériau polymérique utilisé principalement pour des fonctions de séparation, filtration et renforcement dans les ouvrages géotechniques.

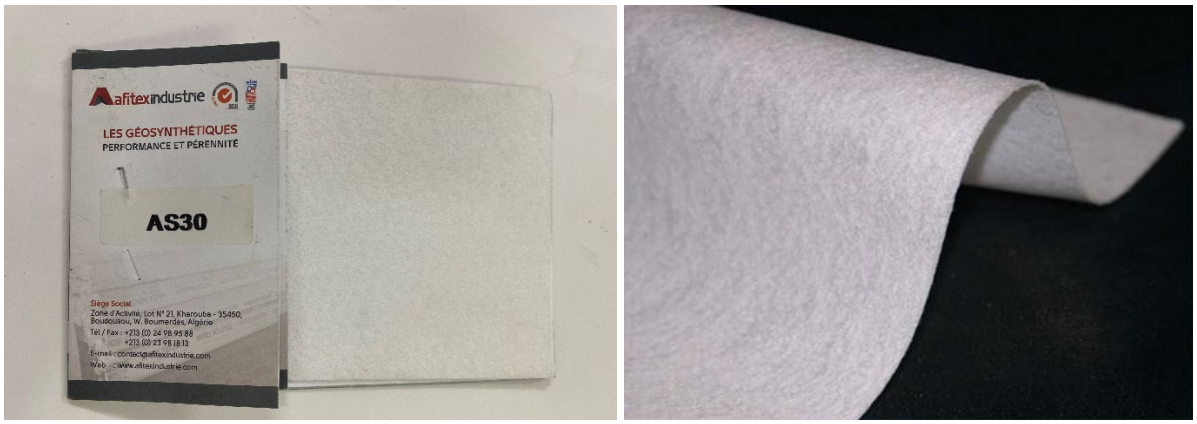


Figure 2.4 : géotextile non tissé AS (30)

Caractéristiques principales

- Résistance à la traction :

sens principal (SP) : 20 kN/m, sens transversal (ST) : 25 kN/m

- Ouverture de filtration (O_{50}) : 65 µm (0,065 mm)

– Masse surfacique : 300 g/m²

– Nature du polymère : polypropylène

b) Géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO

Le géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO figure 2.5, est un matériau de renforcement combinant les fonctions de géotextile et/ou de géogrille, conçu pour améliorer la résistance mécanique des sols par interaction sol–renfort.

Caractéristiques principales

– Résistance à la traction :

sens principal (SP) : 210,53 kN/m, sens transversal (ST) : 10,53 kN/m

– Ouverture apparente : 267 µm (0,267 mm)

– Masse surfacique : 377 g/m²

– Nature du polymère : polyester (ou polypropylène selon fabricant).

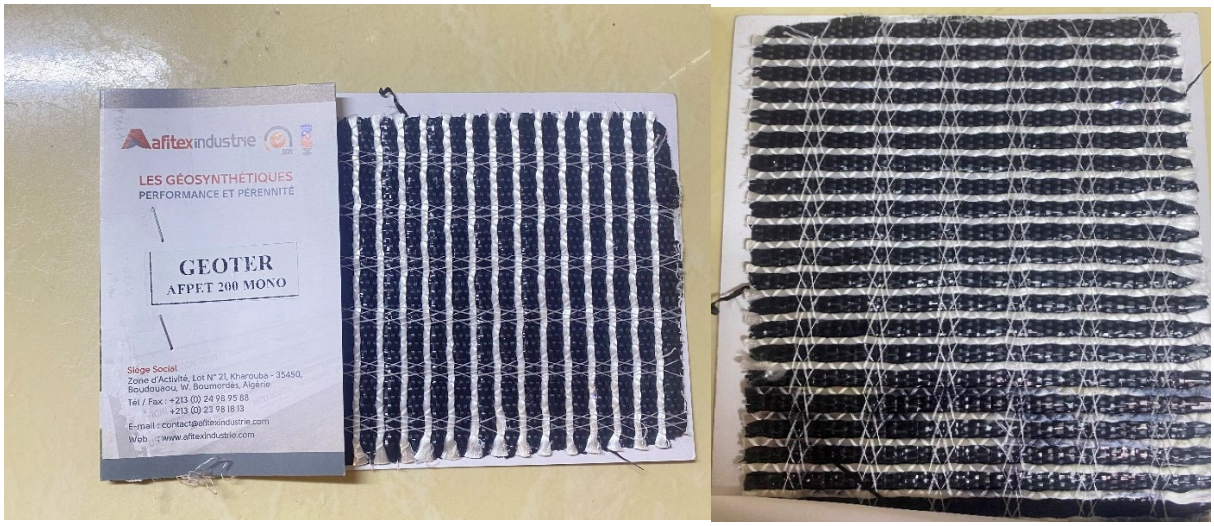


Figure2.5 : le Géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO

2.2.3 Choix des géosynthétiques

Le choix des géosynthétiques utilisés dans cette étude repose sur leur aptitude à mobiliser une interaction efficace avec le sol comme indiqué dans le tableau (2.1), condition essentielle pour l'amélioration des performances mécaniques des matériaux traités. Cette interaction permet notamment d'optimiser la résistance au cisaillement ainsi que la stabilité globale du système sol–renfort. Par ailleurs, la sélection de deux types de géosynthétiques présentant des rigidités contrastées — un géotextile souple et un géocomposite à haute résistance — vise à mettre en évidence l'influence du degré de

rigidité du renfort sur le comportement mécanique des sols affaissables. Cette approche comparative permet ainsi d'analyser de manière plus fine le rôle du renforcement dans la modification des mécanismes de déformation et de rupture.

Tableau 2.1 : Caractéristiques physiques et mécaniques des géosynthétiques utilisés

Caractéristiques	**Géotextile non tissé AS (30)**	**Géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO**
Type de matériau	Géotextile non tissé	Géocomposite (géotextile / géogrille)
Polymère	Polypropylène	Polyester
Résistance à la traction (SP)	20 kN/m	210,53 kN/m
Résistance à la traction (ST)	25 kN/m	10,53 kN/m
Ouverture caractéristique	65 µm (0,065 mm)	267 µm (0,267 mm)
Masse surfacique	300 g/m²	377 g/m²
Fonction principale	Filtration / séparation / renforcement modéré	Renforcement à forte capacité mécanique
Niveau de rigidité	Faible à moyen	Élevé

2.3 Protocole expérimental

Le protocole expérimental mis en œuvre dans cette étude comprend une série d'essais de caractérisation, de comportement et de résistance mécanique visant à évaluer l'influence du renforcement par géosynthétiques sur les propriétés des sols affaissables reconstitués. Le programme expérimental s'articule autour des étapes suivantes :

1. Caractérisation des sols reconstitués

Cette phase préliminaire a consisté à déterminer les principales propriétés physiques, chimiques et géotechniques des mélanges élaborés, afin d'identifier leurs caractéristiques intrinsèques et leur aptitude à développer un comportement affaissable.

2. Réalisation des essais mécaniques

Afin de bien comprendre le comportement mécanique des sols en question avant et après le renforcement, des essais principaux sont prévus ils se résument comme suit :

a) Essais œdométriques

Des essais de compressibilité ont été réalisés sur des échantillons non renforcés et renforcés par géosynthétiques. Ces essais ont permis d'étudier l'évolution des

déformations sous chargement vertical ainsi que la sensibilité des sols vierges (sol non renforcé) et des sols renforcés par géosynthétique à l'effondrement lors de la saturation.

b) Essais de cisaillement direct

Des essais de cisaillement direct ont été réalisés afin de déterminer les paramètres intrinsèques de résistance au cisaillement des sols étudiés, ainsi que d'évaluer l'influence du renforcement par géosynthétiques sur leur comportement mécanique. Ces investigations ont été menées sur des échantillons de sols non renforcés et renforcés, permettant ainsi une comparaison rigoureuse de leur réponse au cisaillement et une quantification précise de l'effet du renforcement sur les paramètres de résistance.

Analyse et comparaison des résultats

L'ensemble des résultats obtenus ont fait l'objet d'une analyse comparative visant à mettre en évidence l'influence du renforcement sur le comportement des sols reconstitués. Une attention particulière a été portée à l'évaluation de l'effet des géosynthétiques sur :

- le potentiel d'effondrement ;
- la compressibilité du sol ;
- la résistance au cisaillement ;
- l'amélioration globale du comportement mécanique des matériaux étudiés.

2.3.1 Essais de Caractérisation

2.3.1.1 Essai d'analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour objectif de déterminer la répartition des particules constituant un sol en fonction de leur taille. Cette caractérisation constitue une étape fondamentale de l'identification géotechnique des matériaux, car elle permet d'évaluer leur composition granulométrique et de contribuer à leur classification. La distribution des particules est généralement représentée sous forme d'une courbe granulométrique tracée en coordonnées semi-logarithmiques, exprimant le pourcentage passant cumulé en fonction du diamètre des grains.

L'essai a été réalisé conformément aux procédures normalisées en combinant deux méthodes complémentaires : le tamisage pour les particules de diamètre supérieur à 80 µm et la sédimentométrie pour les particules plus fines.

a) Analyse granulométrique par tamisage

Avant l'essai, l'échantillon de sol est séché à l'étuve à une température de 105 ± 5 °C jusqu'à masse constante. Après refroidissement, une quantité représentative du matériau est prélevée et introduite dans une colonne de tamis normalisés empilés par ordre décroissant des ouvertures de mailles, du haut vers le bas. Un fond étanche est placé sous le tamis de 80 µm afin de recueillir la fraction fine destinée à l'analyse sédimentométrique. L'ensemble est fermé par un couvercle pour éviter toute perte de matériau durant l'opération.

L'échantillon est ensuite soumis à un tamisage mécanique à l'aide d'une tamiseuse électrique. La durée de tamisage est adaptée à la masse de matériau analysée et à sa nature. Après agitation, la masse retenue sur chaque tamis est déterminée à l'aide d'une balance de précision. Les pourcentages retenus et passants cumulés sont alors calculés afin d'établir la courbe granulométrique du matériau.

L'appareillage utilisé pour cet essai comprend :

Une série de tamis normalisés de différentes ouvertures ;

- Un couvercle et un fond de tamis ;
- Une tamiseuse mécanique ;
- Une balance de précision ;
- Une étuve de séchage ;
- Des récipients métalliques de collecte ;
- Une spatule métallique ;
- Un pinceau de nettoyage des tamis ;
- Un mortier équipé d'un pilon en caoutchouc pour la désagrégation des mottes ;
- Un diviseur d'échantillon ;
- Un dispositif de lavage pour les essais réalisés par voie humide.

b) Analyse granulométrique par sédimentométrie

L'analyse granulométrique par sédimentométrie complète le tamisage pour la détermination de la fraction fine du sol ($d \leq 80$ µm). Cette méthode repose sur la mesure

de la vitesse de décantation des particules en suspension dans un liquide, conformément à la loi de Stokes. Les mesures obtenues permettent de déterminer le diamètre équivalent des particules et d'établir la distribution granulométrique des éléments fins.

La suspension est préparée en dispersant les particules dans de l'eau additionnée d'un agent défloculant, généralement l'hexamétaphosphate de sodium, afin d'éviter l'agglomération des grains. Après homogénéisation mécanique, les lectures de densité sont effectuées à des intervalles de temps déterminés à l'aide d'un densimètre, tandis que la température de la suspension est contrôlée pour tenir compte de son influence sur la viscosité du fluide.

L'appareillage utilisé comprend :

- Un densimètre gradué de 0,995 à 1,030 g/cm³ ;
- Des éprouvettes cylindriques de 2 litres de capacité ;
- Un agitateur mécanique à vitesse variable et un agitateur manuel ;
- Un agent défloculant (hexamétaphosphate de sodium) ;
- Un thermomètre gradué ;
- Un chronomètre de précision.

Les résultats du tamisage et de la sédimentométrie sont ensuite combinés afin d'obtenir la courbe granulométrique complète du matériau étudié, couvrant l'ensemble des fractions granulaires, depuis les particules argileuses jusqu'aux éléments les plus grossiers.

2.3.1.2 Essai d'équivalent de sable

L'essai d'équivalent de sable a pour objectif d'évaluer la propreté des sols granulaires en quantifiant la proportion relative des éléments fins argileux par rapport à la fraction sableuse. Il constitue un indicateur de la teneur en fines nuisibles au comportement mécanique des matériaux. L'essai consiste à mettre en suspension une fraction de sol dans une solution lavante normalisée, puis à provoquer la sédimentation des grains. Après décantation, on compare la hauteur de la fraction sableuse déposée à celle de la suspension fine en solution. Le rapport obtenu définit l'équivalent de sable.

Appareillage :

- Éprouvette graduée transparente
- Piston taré
- Tube laveur (siphon irrigateur)
- Solution lavante normalisée
- Agitateur mécanique
- Entonnoir
- Balance de précision
- Étuvage de séchage
- Récipients métalliques et spatule

Le protocole expérimental consiste à introduire une masse de sol préalablement séchée et tamisée dans une éprouvette graduée contenant la solution lavante. L'échantillon est agité mécaniquement afin de disperser les particules fines, puis laissé en décantation pendant un temps normalisé. Après sédimentation, les hauteurs de dépôt sableux et de suspension argileuse sont relevées, permettant le calcul de l'équivalent de sable.

2.3.1.3 Poids volumique des grains solides γs (pycnomètre)

La détermination du poids volumique des grains solides vise à mesurer la densité des particules solides constituant le sol, paramètre essentiel pour le calcul des relations volumiques et des indices d'état (indice des vides, porosité). L'essai repose sur la méthode du pycnomètre, qui permet de déterminer le volume réel occupé par les grains solides en mesurant les masses d'un système sol–eau. La différence de masses permet d'en déduire le volume des solides, puis leur poids volumique.

Appareillage :

- Pycnomètre en verre
- Balance de précision
- Étuvé de séchage (60–105 °C)
- Thermomètre
- Eau distillée
- Pompe à vide (ou dispositif de dégazage)

– Entonnoir et spatule.

Afin de réaliser l'essai une masse de sol sec est introduite dans un pycnomètre rempli d'eau distillée. Après élimination de l'air par agitation et dégazage, le volume déplacé est déterminé par pesées successives du système pycnomètre + eau + sol. Ces mesures permettent de calculer le volume réel des grains solides et d'en déduire leur poids volumique.

2.3.1.4 Essais de consistance

Les limites d'Atterberg permettent de caractériser l'état de consistance des sols fins et de déterminer les transitions entre les états solide, plastique et liquide. Elles constituent un indicateur fondamental du comportement des sols argileux. L'essai consiste à déterminer deux teneurs en eau caractéristiques : la limite de liquidité (WL) et la limite de plasticité (WP). Ces limites sont obtenues par des essais normalisés (Casagrande et roulage), permettant de définir l'indice de plasticité.

Appareillage :

– Appareil de Casagrande
– Outil à rainurer
– Plaque de verre
– Spatule
– Capsules métalliques
– Balance de précision
– Étuvage de séchage
– Tamis 0,4 mm
– Pissette d'eau distillée
– Mortier et pilon en caoutchouc

L'échantillon passant au tamis de 0,4 mm est utilisé pour déterminer les limites de consistance. La limite de liquidité est obtenue à l'aide de l'appareil de Casagrande par enchaînement de chocs jusqu'à fermeture de la rainure. La limite de plasticité est déterminée par roulage manuel de l'échantillon jusqu'à obtention de filaments de 3 mm de diamètre.

2.3.1.5 Teneur en carbonate de calcium (calcimètre de Bernard - $CaCO_3$)

Cet essai permet de déterminer la teneur en carbonates d'un sol, paramètre influençant la cohésion, la cimentation naturelle et la réactivité chimique des matériaux. L'essai repose sur la réaction chimique entre le carbonate de calcium et l'acide chlorhydrique. Le dégagement de dioxyde de carbone (CO_2) est mesuré et permet de quantifier la teneur en carbonates par proportionnalité.

Appareillage :

- Calcimètre de Bernard
- Erlenmeyer ou flacon réactionnel
- Balance de précision
- Éprouvette graduée
- Acide chlorhydrique (HCl)
- Spatule et entonnoir
- Étuvage de séchage.

Un échantillon sec et broyé est introduit dans le dispositif réactionnel. L'acide chlorhydrique est ajouté pour provoquer la réaction chimique avec les carbonates. Le volume de CO_2 dégagé est mesuré et converti en teneur en $CaCO_3$ par calibration du calcimètre.

2.3.1.6 Essais de bleu de méthylène (VBS)

L'essai au bleu de méthylène permet d'évaluer la teneur en argiles actives et d'apprécier la propreté des sols fins et des granulats. Le principe repose sur l'adsorption progressive du bleu de méthylène par les particules argileuses. L'ajout de la solution est poursuivi jusqu'à saturation des surfaces actives, indiquant la quantité de fines réactives.

Appareillage :

- Balance de précision
- Agitateur mécanique ou magnétique
- Bécher
- Burette graduée
- Pipette

- Papier filtre
- Chronomètre
- Solution de bleu de méthylène
- Eau distillée
- Étuvage de séchage.

Une suspension de sol est préparée dans de l'eau distillée sous agitation continue. Des ajouts successifs de solution de bleu de méthylène sont effectués. Après chaque ajout, un test à la tache sur papier filtre est réalisé jusqu'à apparition d'une auréole stable indiquant la saturation des surfaces argileuses. La quantité totale de bleu consommée permet de déterminer la valeur VBS.

2.3.1.7 Essais de compactage Proctor

L'essai Proctor vise à déterminer la teneur en eau optimale de compactage ainsi que la densité sèche maximale d'un sol, paramètres essentiels pour les travaux de terrassement et de remblai. L'essai consiste à compacter un sol dans un moule normalisé selon une énergie définie, pour différentes teneurs en eau. La relation entre densité sèche et teneur en eau permet de tracer la courbe Proctor et d'identifier l'optimum de compactage.

Appareillage :

- Moule Proctor avec embase et rehausse
- Dame de compactage (manuelle ou automatique)
- Balance de précision
- Étuvage de séchage
- Règle d'arasement
- Spatule et malaxeur
- Tamis et extracteur d'échantillon
- Récipients métalliques
- Pissette d'eau.

L'échantillon est compacté dans un moule standard en plusieurs couches à énergie constante. L'essai est répété pour différentes teneurs en eau. Après chaque compactage, la masse volumique sèche est déterminée. La courbe Proctor est ensuite tracée afin d'identifier la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale.

2.3.1.8 Essai Mesure du pH

La mesure du pH permet d'évaluer l'acidité ou l'alcalinité du sol, paramètre influençant les interactions physico-chimiques et la stabilité des matériaux. Le pH est déterminé à partir d'une suspension sol–eau distillée à l'aide d'un pH-mètre calibré. La valeur mesurée correspond à l'activité des ions H^+ dans la solution.

Appareillage :

- pH-mètre
- Électrode de mesure
- Bécher
- Solutions tampons (pH 4, 7, 10)
- Balance de précision
- Eau distillée
- Agitateur.

Une suspension sol–eau distillée est préparée à partir d'un échantillon représentatif. Après agitation et stabilisation, le pH est mesuré à l'aide d'un pH-mètre étalonné. La valeur obtenue est relevée pour caractériser l'acidité ou l'alcalinité du sol.

2.3.1.9 Essai de l'indice des vides initial (e_0)

L'indice des vides initial permet de caractériser l'état de compacité initial du sol, paramètre fondamental dans l'étude des sols affaissables. Il est déterminé à partir des relations entre le volume total, le volume des solides et la masse volumique sèche du matériau, en utilisant les paramètres géométriques et physiques de l'échantillon.

Appareillage :

- Balance de précision
- Étuvage de séchage
- Pied à coulisse ou micromètre
- Moule ou anneau d'échantillonnage
- Spatule
- Récipients métalliques.

L'échantillon est pesé à l'état sec puis ses dimensions géométriques sont mesurées. À partir de la masse volumique sèche et de la densité des grains solides, le volume des

vides est calculé. L'indice des vides initial est ensuite déterminé par rapport au volume des solides.

2.3.2 Essais œdométriques

Les essais œdométriques ont été réalisés afin d'étudier la compressibilité des sols reconstitués et d'évaluer leur sensibilité à l'effondrement sous l'effet de l'humidification. Ils permettent de reproduire un chargement unidimensionnel et de quantifier les déformations verticales ainsi que le tassement induit par la saturation.

Le dispositif expérimental est constitué d'une cellule œdométrique rigide, figure 2.7, équipée de pierres poreuses assurant le drainage, d'un système de chargement vertical par paliers, d'un comparateur de précision (0,01 mm) et d'un dispositif d'inondation permettant la saturation contrôlée de l'échantillon.

Deux configurations ont été étudiées afin d'évaluer l'effet du renforcement :

- sols non renforcés (sols vierges) ;
- sols renforcés par une nappe de géosynthétique placée à mi-hauteur de l'échantillon.

Le protocole expérimental comprend les étapes suivantes : préparation et mise en place de l'échantillon, application de paliers de chargement (de 25, 50, 100 et 200 kPa), suivi des tassements jusqu'à stabilisation, saturation sous contrainte constante de 200 kPa, mesure du tassement d'effondrement, puis poursuite du chargement jusqu'à 400 kPa.

Les déplacements verticaux sont relevés à des temps définis (30 s à 24 h) pour chaque palier. L'origine des temps (t = 0) correspond au début de l'inondation sous contrainte constante. La comparaison des résultats entre sols renforcés et non renforcés permet de mettre en évidence l'influence du géosynthétique sur la réduction de la compressibilité et du potentiel d'effondrement du sol.



Figure 2.6 : Série d'œdomètres

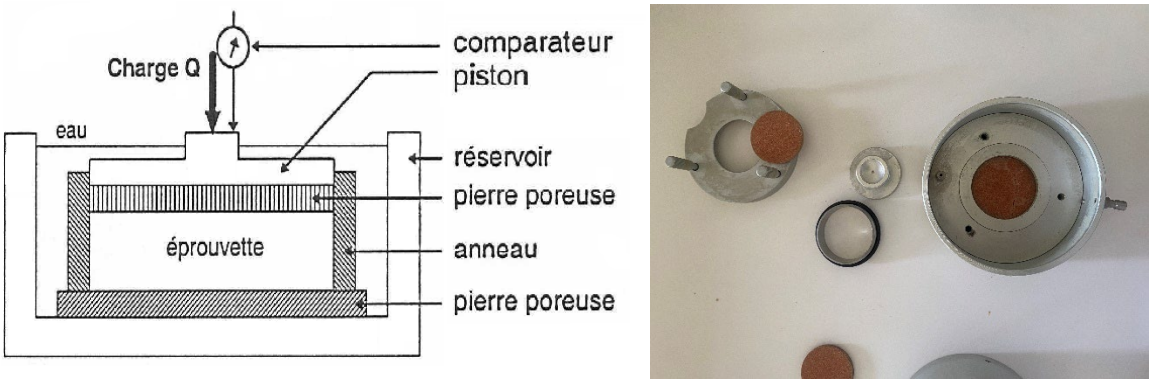


Figure 2.7 : Cellule d'œdomètre

2.3.3 Essai de cisaillement direct à la boîte

Les essais de cisaillement direct ont été réalisés afin de caractériser la résistance au cisaillement des sols reconstitués et d'évaluer l'influence du renforcement par géosynthétique sur leur comportement mécanique. Ces essais permettent de déterminer les paramètres de résistance du sol sous différentes contraintes normales et d'analyser le rôle du renforcement dans l'amélioration de la stabilité du matériau.

Le dispositif expérimental est constitué d'une boîte de cisaillement divisée horizontalement figure 2.9, permettant l'application d'un déplacement relatif entre les deux demi-boîtes. L'équipement comprend également un système de chargement normal assurant l'application de la contrainte verticale, un dispositif de chargement horizontal contrôlé pour le cisaillement de l'échantillon, ainsi que des capteurs de déplacement horizontal et vertical permettant le suivi des déformations au cours de l'essai, figure 2.8.

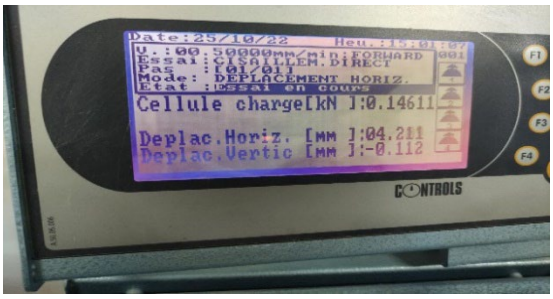


Figure 2.8 : Dispositif d'affichage des déplacements de l'appareil de cisaillement



Figure2.9 : Appareil de cisaillement avec la boite de casagrande.

Afin d'évaluer l'effet du renforcement, les essais ont été réalisés selon deux configurations expérimentales :

- échantillons de sol non renforcés ;
- échantillons renforcés par géosynthétique, placé soit à l'interface du plan de cisaillement, soit à une position intermédiaire à l'intérieur de l'éprouvette.

Le protocole expérimental adopté comprend les étapes suivantes :

1. préparation de l'échantillon et mise en place dans la boîte de cisaillement ;
2. application de la contrainte normale choisie et stabilisation de l'échantillon ;
3. mise en cisaillement à vitesse constante jusqu'à la rupture ou jusqu'à l'atteinte du déplacement maximal imposé ;
4. enregistrement continu des efforts de cisaillement ainsi que des déplacements horizontaux et verticaux ;
5. répétition de l'essai sous différents niveaux de contrainte normale afin d'établir l'enveloppe de rupture du matériau ;
6. détermination des paramètres de résistance au cisaillement et analyse de l'effet du renforcement.

Les principaux paramètres obtenus à partir des essais sont :

- la contrainte de cisaillement maximale à la rupture ;
- la cohésion apparente du matériau (c) ;
- l'angle de frottement interne (φ) ;
- les déplacements horizontaux et verticaux associés au cisaillement ;
- l'influence du géosynthétique sur l'amélioration de la résistance au cisaillement et du comportement mécanique global du sol.

Une analyse comparative des résultats obtenus sur les sols renforcés et non renforcés a ensuite été menée afin de quantifier l'apport du géosynthétique en termes de mobilisation des résistances, d'augmentation de la capacité portante et de stabilisation de la structure du sol.

Dispositif expérimental de compactage des échantillons

Afin d'évaluer l'influence de l'état de compacité sur le comportement hydrique du sol, et plus particulièrement sur sa capacité de rétention d'eau, des éprouvettes ont été préparées sous différents niveaux d'énergie de compactage. Le compactage a été réalisé directement dans les anneaux utilisés pour les essais géotechniques, à savoir l'anneau métallique de l'œdomètre pour les essais de compressibilité et l'anneau de la boîte de cisaillement pour les essais de résistance au cisaillement.

En raison de l'absence d'un dispositif standard permettant d'assurer un compactage homogène dans ces anneaux de faible dimension, une dame de compactage spécifique a été conçue et fabriquée au laboratoire à cet effet figure 2.10. Ce dispositif permet de contrôler l'énergie de compactage appliquée aux éprouvettes et de reproduire différents états de densification du matériau. L'énergie de compactage transmise à l'éprouvette du sol correspond au travail mécanique développé par la chute libre d'une masse et s'exprime par la relation suivante : $E = M \cdot g \cdot H$, où :

- M est la masse de la dame ;
- g est l'accélération de la pesanteur ;
- H est la hauteur de chute de la dame.

L'énergie totale appliquée à l'éprouvette dépend du nombre de coups de dame (N) effectués lors du compactage. Le tableau ci-dessous 2.2 présente la correspondance entre le nombre de coups appliqués et l'énergie de compactage associée.

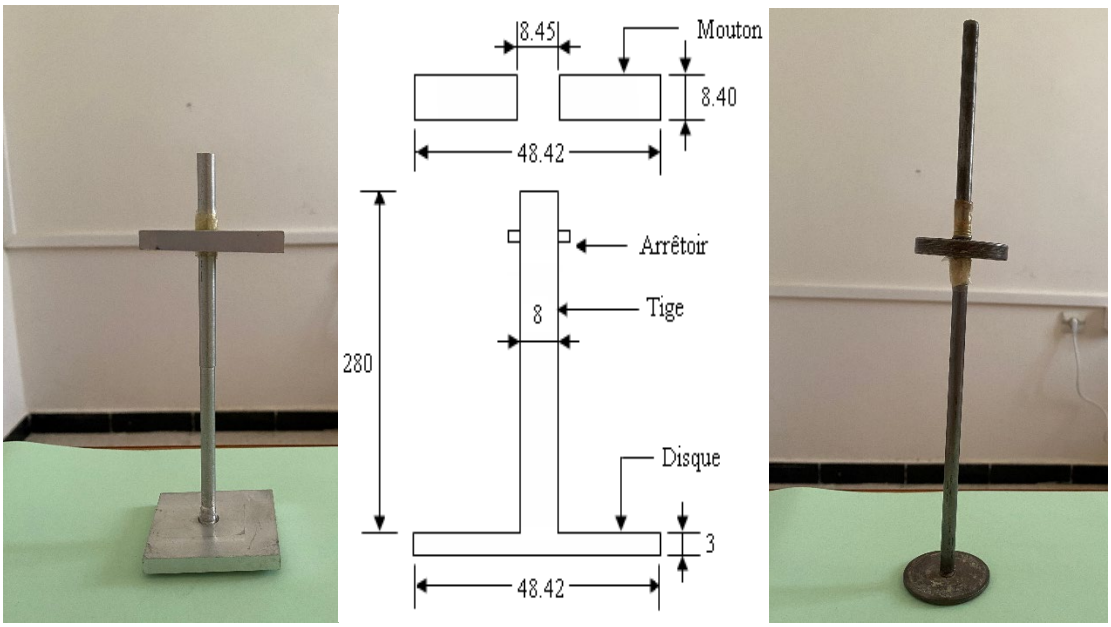


Figure 2.10 : Dame de compactage.

Tableau 2.2 : Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage.

Nombre de coups	M (kg)	g (m/s^2)	H (m)	E (joule)
20	0.185	9.81	0.25	9,07

Conclusion

L'eau utilisée pour la préparation des échantillons est de l'eau potable de laboratoire. Ce choix permet de garantir la reproductibilité des essais tout en limitant toute interaction chimique non contrôlée susceptible d'influencer le comportement géomécanique des sols étudiés. L'ensemble des essais ont été réalisé dans des conditions expérimentales rigoureusement contrôlées, afin d'assurer la fiabilité et la comparabilité des résultats. Ces conditions comprennent notamment :

- une température ambiante de laboratoire maintenue constante ;
- une teneur en eau initiale soigneusement maîtrisée lors de la reconstitution des échantillons ;
- une vitesse de chargement constante pour l'ensemble des essais mécaniques ;
- des conditions drainées pour les essais de cisaillement direct, permettant d'assurer une dissipation progressive des pressions interstitielles.

L'ensemble des procédures expérimentales, associant les essais œdométriques et les essais de cisaillement direct, constitue une approche complémentaire permettant d'analyser de manière globale le comportement mécanique des sols affaissables

reconstitués, ainsi que l'influence du renforcement par géosynthétiques sur leur compressibilité et leur résistance au cisaillement.

Cette démarche expérimentale fournit une base solide pour l'interprétation des mécanismes d'interaction sol–géosynthétique et pour l'évaluation du rôle du renforcement dans la réduction du phénomène d'effondrement.

Dans cette continuité, le chapitre suivant sera consacré à la présentation, l'analyse et la discussion des résultats expérimentaux, en vue de mettre en évidence les mécanismes gouvernant le comportement hydro-mécanique des sols étudiés et l'effet du renforcement sur leur réponse mécanique.

Chapitre 3. Essais de caractérisation & Programme expérimental

3.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation et à l'analyse des résultats obtenus à l'issue des différents essais de caractérisation réalisés sur les matériaux étudiés. Il s'agit notamment des essais physiques, chimiques et géotechniques ayant permis d'identifier les propriétés fondamentales des sols reconstitués avant leur sollicitation mécanique.

Les résultats présentés constituent une étape essentielle dans la compréhension du comportement des matériaux, puisqu'ils permettent de mettre en évidence les principales caractéristiques intrinsèques des sols affaissables étudiés ainsi que l'influence des différents paramètres de formulation adoptés.

Une attention particulière est accordée à l'interprétation des résultats relatifs à la granulométrie, à la plasticité, à la densité ainsi qu'aux paramètres d'état des sols. Ces analyses constituent une base indispensable pour la compréhension des réponses mécaniques observées dans les chapitres suivants.

Enfin, ce chapitre vise à établir un lien direct entre les propriétés des matériaux et leur comportement, en vue d'une meilleure interprétation des résultats des essais mécaniques et d'effondrement.

3.1 Analyse granulométrique

Le tableau 3.1 et la figure 3.1 montrent les résultats de l'analyse granulométrique des six sols testés :



Figure3.1 : L’analyse granulométrique

Tableau3.1 Résultats de l’analyse granulométriques des six sols

	SOL O1	SOL O2	SOL O3	SOL T4	SOL T5	SOL T6
Φ des grains	tamisât	Tamisât	Tamisât	Tamisât	tamisât	Tamisât
2	100	100	100	100	100	100
1,25	98,26	98,37	98,53	93,94	94,47	94,48
1	96,38	96,69	97,09	89,49	90,46	91,15
0,8	85,05	86,62	92,58	77,82	81	81,08
0,63	76,47	79,64	86,93	67,57	71,4	73,96
0,5	52,77	63,04	69,17	57,82	63,92	66,95
0,315	39,76	55,53	63,86	42,03	51,17	54,8
0,2	29,53	43,03	58,68	33,39	42,62	48,67
0,08	14,62	34,95	49,87	22,97	32,98	43,01
0,075	14,44	34,53	49,27	22,78	32,57	42,66
0,055	14,03	33,54	47,86	22,49	32,3	41,97
0,038	13,74	32,84	46,86	22,01	31,76	40,41
0,025	13,44	32,14	45,85	21,25	31,08	39,03
0,017	12,27	29,32	41,84	20,58	29,89	38,86
0,012	11,56	27,63	39,43	18,67	27,18	35,05
0,0085	9,97	23,83	34,01	16,57	24,17	30,73
0,006	8,26	19,75	28,19	14,76	20,16	27,61
0,004	7,09	16,94	24,17	12,75	17,46	23,46
0,003	6,14	14,69	20,96	10,65	15,26	19,65
0,002	4,91	11,73	16,74	7,03	9,84	14,12

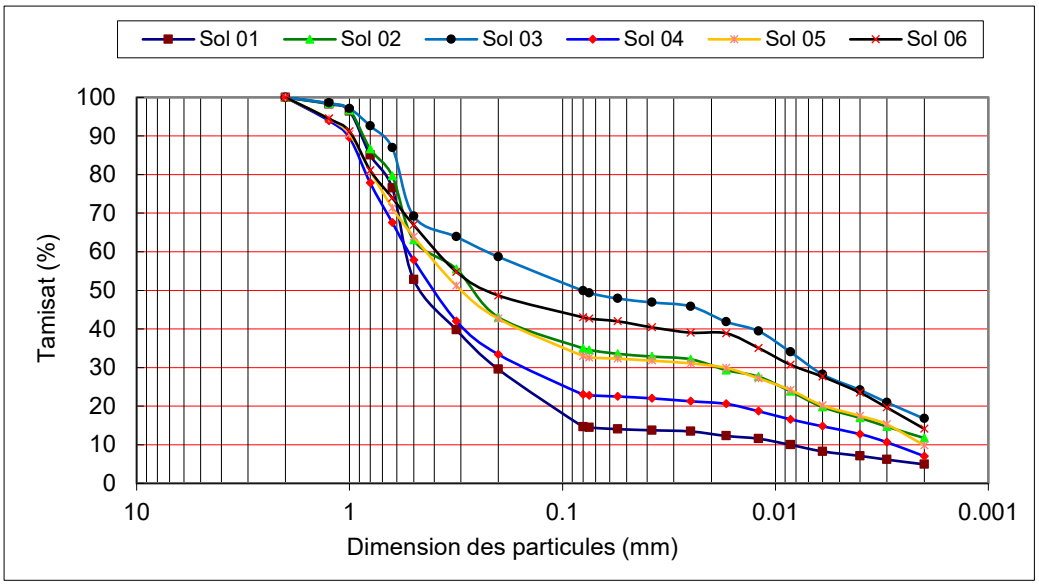


Figure 3.2: Courbes granulométriques pour les six sols

Tableau3.2 : les caractéristiques des courbes granulométriques

Echantillons	D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)
Sol O1	0,012	0,2	0,55
Sol O2	0,002	0,15	0,31
Sol O3	0,002	0,007	0,20
Sol T1	0,005	0,19	0,55
Sol T2	0,002	0,08	0,32
Sol T3	0,002	0,009	0,29

la discussion des pourcentages de la fraction argileuse (% < 2 µm) pour les sols testés est comme suit

Sol O1 : 4,91 % une faible fraction argileuse, indiquant un matériau essentiellement sableux à faible teneur en fines. Cette faible proportion de particules argileuses traduit un comportement mécanique dominé par le frottement interne plutôt que par la cohésion. Le sol est donc peu plastique et présente une structure relativement drainante.

Sol O2 : 11,73 % une fraction argileuse modérée, ce qui indique un mélange sable–fines plus équilibré. Cette teneur en argile confère au sol une certaine cohésion, tout en conservant une dominance granulaire. Le comportement mécanique est intermédiaire, avec une sensibilité modérée à l'eau.

Sol O3 : 16,74 % une fraction argileuse la plus élevée, ce qui indique un sol nettement plus fin et potentiellement plus cohésif. Cette forte teneur en argiles implique une plasticité plus importante et une sensibilité accrue aux variations hydriques. Ce sol peut présenter un comportement plus compressible et moins drainant.

Sol T1 : 7,03 % une faible à moyenne fraction argileuse, le sol est principalement sableux avec une faible contribution des fines. Son comportement mécanique est dominé par le frottement, avec une faible cohésion et une bonne perméabilité relative.

Sol T2 : 9,84 % une fraction argileuse modérée, indiquant une structure granulométrique hétérogène avec une proportion significative de fines. Ce sol présente un comportement intermédiaire entre granularité et cohésion, avec une sensibilité moyenne à l'eau et une compacité variable.

Sol T2 : 14,12 % une fraction argileuse relativement élevée, ce qui traduit un sol fin à tendance cohésive. Cette proportion importante de particules fines améliore la cohésion mais peut réduire la perméabilité et augmenter la compressibilité du matériau.

Détermination des coefficients d'Uniformité et le coefficient de Courbure

$Cu = \frac{D60}{D10}$ $Cc = \frac{(D30)^2}{D60 \times D10}$

- Sol O1 : $Cu = \frac{0.55}{0.012} = 45.8$
- Sol O1 : $Cc = \frac{0.2^2}{0.55 \times 0.012} = 6.1$
- Sol O2 : $Cu = \frac{0.31}{0.002} = 155$
- Sol O2 : $Cc = \frac{0.15^2}{0.31 \times 0.002} = 36.3$
- Sol O3 : $Cu = = \frac{0.20}{0.002} = 100$
- Sol O3 : $Cc = \frac{0.007^2}{0.2 \times 0.002} = 0.12$
- Sol T1 : $Cu = \frac{0.55}{0.005} = 110$
- Sol T1 : $Cc = \frac{0.19^2}{0.55 \times 0.005} = 13.1$
- Sol T2 : $Cu = \frac{0.32}{0.002} = 160$
- Sol T2 : $Cc = \frac{0.08^2}{0.32 \times 0.002} = 10$
- Sol T3 : $Cu = \frac{0.29}{0.002} = 145$
- Sol T3 : $Cc = \frac{0.009^2}{0.29 \times 0.002} = 0.14$
- Sol1 : $20<45.8<200 \Rightarrow$ granulométrie très étalée.

- Sol2 : 20<155<200 ⇒granulométrie très étalée.
- Sol3 : 20<100<200 ⇒granulométrie très étalée.
- Sol4 : 20<90<200 ⇒granulométrie très étalée.
- Sol5 : 20<160<200 ⇒granulométrie très étalée.
- Sol6 : 20<145<200 ⇒granulométrie très étalée.

Sol O1 : C'est un sol à granulométrie très étalée mais mal graduée. Bien qu'il possède une large plage de tailles de particules (des sables jusqu'aux éléments fins), la valeur élevée du Cc montre un déséquilibre dans la répartition. La courbe présente une forte concavité, indiquant un excès ou un manque de certaines classes de tailles intermédiaires.

Sol O2 : Ce sol possède une granulométrie extrêmement étalée et très mal graduée. La valeur disproportionnée de Cc est typique d'un sol à "double texture" ou "granulométrie discontinue". Il est composé d'une fraction sableuse grossière mélangée à une matrice très riche en éléments fins (argiles/silts), sans réelle transition continue entre les deux.

Sol O3 : Sol à granulométrie très étalée et mal graduée. Ici, le Cc est très inférieur à 1, ce qui traduit graphiquement la présence d'un long "plateau" horizontal (entre 0,05 mm et 0,01 mm). Cela signifie qu'il y a une absence presque totale de particules dans cette gamme de diamètres. C'est un sol à dominante fine (limono-argileux) comportant un reliquat de sable.

Sol T1 : Tout comme le Sol O1, c'est un sol à granulométrie très étalée mais mal graduée. Sa grande étendue (Cu = 110) montre un mélange de nombreux diamètres, mais le Cc élevé confirme que la distribution de ces diamètres n'est pas homogène, avec une rupture de pente marquée au milieu de la courbe.

Sol T2 : Ce sol présente une granulométrie extrêmement étalée et mal graduée. Son comportement est très similaire à celui du Sol O2. Il se caractérise par une forte proportion d'éléments fins qui viennent masquer et remplir les vides d'une structure sableuse amont.

Sol T3 : Semblable au Sol O3, ce sol est très étalé et mal gradué avec un Cc très bas. La courbe montre également un faux-plat horizontal prononcé. C'est un sol typiquement sédimentaire fin (silt/limon) qui manque cruellement de sables fins et moyens, créant une coupure nette dans sa distribution granulométrique.

Discussion des résultats granulométriques

L'analyse granulométrique des sols reconstitués met en évidence une évolution contrôlée de la texture, résultant de l'interaction entre la teneur en fines argileuses et la nature du squelette sableux (Ouargla et Tébessa). Cette double variabilité conditionne la structuration du réseau granulaire et, par conséquent, le comportement d'affaissement des matériaux.

- L'augmentation progressive des fines entraîne une modification de l'organisation interne du sol, marquée par une réduction de la continuité du squelette sableux et une densification progressive de la matrice fine. Toutefois, cette évolution ne peut être dissociée du type de sable utilisé, qui influence la géométrie du squelette et la distribution des vides.
- Dans les mélanges à base de sable de Ouargla, la structure initiale fortement sableuse favorise un comportement instable, particulièrement à faible teneur en fines où les liaisons intergranulaires restent ponctuelles et fragiles. L'augmentation des fines induit progressivement un enrobage des grains et une atténuation de la connectivité des macropores, traduisant une transition vers un état plus cohérent.
- Une tendance similaire est observée pour le sable de Tébessa, bien que les niveaux de fines nécessaires pour atteindre un état comparable diffèrent, reflétant l'influence du squelette granulaire sur la sensibilité à la restructuration. À faibles teneurs en fines, la structure demeure ouverte et susceptible de collapsus, tandis qu'à fortes teneurs, la matrice fine contribue à limiter les réarrangements granulaires et à stabiliser partiellement le matériau.
- L'ensemble des résultats met ainsi en évidence un comportement gouverné par un effet couplé entre la fraction fine et la nature du sable. Le potentiel d'affaissement ne dépend donc pas d'un seul paramètre, mais de l'équilibre entre la structure initiale du squelette et sa capacité à être modifiée par l'apport de fines.
- Cette interaction définit un domaine granulométrique critique, caractérisé par des configurations intermédiaires où la structure reste suffisamment ouverte pour être instable, tout en étant partiellement influencée par la matrice fine. Ce comportement est cohérent avec les mécanismes de sols métastables décrits dans la littérature

classique (Jennings & Knight, 1975 ; Burland, 1990), où la rupture de l'équilibre intergranulaire sous saturation constitue le déclencheur principal de l'affaissement.

3.2 Essais de consistance

Les essais de consistance ont été réalisés afin de caractériser le comportement des sols étudiés vis-à-vis des variations de teneur en eau. Ces essais, basés sur la détermination des limites d'Atterberg, permettent d'évaluer la transition entre les états liquide, plastique et semi-solide du matériau. Ils constituent une étape essentielle dans l'identification géotechnique des sols affaissables, notamment pour les formations limoneuses et argilo-limoneuses. Les résultats obtenus pour les six sols étudiés sont présentés dans les tableaux suivants, incluant la détermination de la limite de liquidité, de la limite de plasticité ainsi que de l'indice de plasticité.



Figure 3.3: Essai de consistance

Tableau 3.3 : Détermination de la limite de liquidité des six sols

Paramètres	Sol O1	Sol O2	Sol O3	Sol T1	Sol T2	Sol T3
Nombre de coups N_1	18	17	18	19	20	18
Teneur en eau w_1 (%)	38,6	41,2	36,8	34,5	31,8	43,5
Nombre de coups N_2	22	21	22	23	23	22
Teneur en eau w_2 (%)	36,4	38,8	34,5	32,6	29,8	40,8
Nombre de coups N_3	28	27	28	29	28	27
Teneur en eau w_3 (%)	34,0	36,0	32,0	30,5	27,5	38,0
Nombre de coups N_4	35	34	35	36	34	35
Teneur en eau w_4 (%)	31,8	33,2	29,8	28,4	25,6	35,2
Limite de liquidité WL (%)	35,2	37,5	33,4	31,6	29,2	39,5

Tableau 3.4 : Détermination de la limite de plasticité des six sols

Paramètres	Sol O1	Sol O2	Sol O3	Sol T1	Sol T2	Sol T3
Masse du sol sec Ps_1 (g)	14,2	13,8	14,5	13,9	14,1	13,7
Masse d'eau Pw_1 (g)	2,98	3,31	2,90	2,36	2,12	3,29
Teneur en eau wp_1 (%)	21,0	24,0	20,0	17,0	15,0	24,0
Masse du sol sec Ps_2 (g)	13,6	14,1	13,8	14,3	13,9	14,2
Masse d'eau Pw_2 (g)	2,86	3,24	2,90	2,57	2,22	3,41
Teneur en eau wp_2 (%)	21,0	23,0	21,0	18,0	16,0	24,0
Limite de plasticité WP (%)	21,0	23,5	20,5	17,5	15,5	24,0

Tableau 3.5 : Détermination de l'indice de plasticité des sols affaissables

Paramètres	Sol O1	Sol O2	Sol O3	Sol T1	Sol T2	Sol T3
Limite de liquidité WL (%)	35,2	37,5	33,4	31,6	29,2	39,5
Limite de plasticité WP (%)	21,0	23,5	20,5	17,5	15,5	24,0
Indice de plasticité IP (%)	14,2	14,0	12,9	14,1	13,7	15,5



Figure 3.4: La limite de liquidité des sols



Figure 3.5 : la limite de plasticité des sols

Il est à constater que les valeurs obtenues présentent une certaine variabilité, tout en restant cohérentes avec celles généralement observées pour les sols affaissables de type argilo-limoneux. Par ailleurs, la littérature rapporte des comportements similaires pour des sols rencontrés dans plusieurs régions semi-arides d'Algérie. Les indices de plasticité obtenus, compris entre 12,9 % et 15,5 %, sont compatibles avec des sols susceptibles de présenter un comportement collapsible lorsqu'ils sont peu denses et soumis à une humidification.

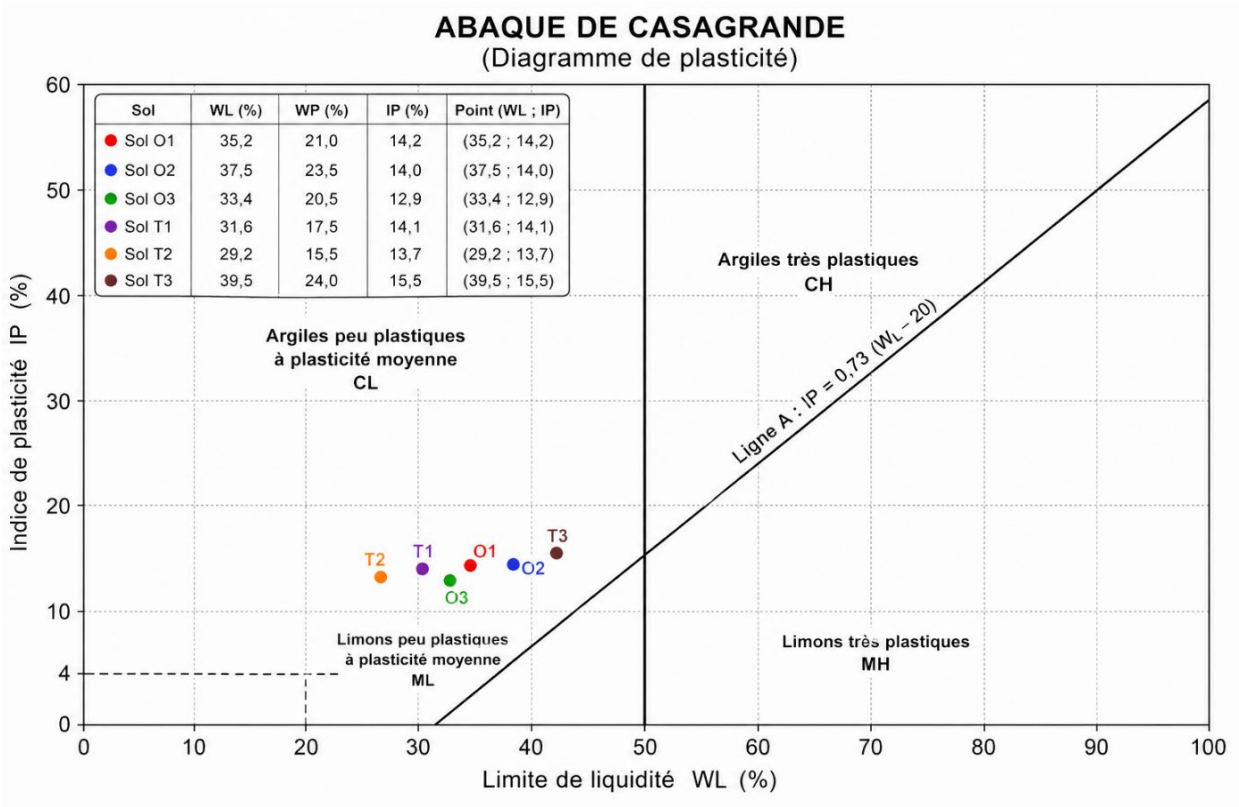


Figure 3.6 : Position des six sols dans l'abaque Casagrande.

Interprétation du positionnement des six sols sur l'abaque de Casagrande

Le positionnement des six sols étudiés sur l'abaque de Casagrande montre qu'ils se situent tous au-dessus de la ligne A, confirmant ainsi leur nature essentiellement argileuse selon la classification USCS. Avec des limites de liquidité comprises entre environ 29 % et 39,5 % et des indices de plasticité variant de 12,9 % à 15,5 %, ces sols appartiennent tous au domaine des argiles de faible à moyenne plasticité (CL), sans atteindre le domaine des argiles très plastiques (CH) ni celui des limons (MH). Leur regroupement relativement serré traduit une homogénéité géotechnique globale du matériau, avec de faibles variations de plasticité. Ce comportement suggère des sols fins à dominante argilo-limoneuse, dont la structure et la plasticité modérée peuvent être compatibles avec des comportements mécaniques sensibles aux variations hydriques, caractéristique importante dans l'analyse des sols affaissables.

Analyse comparative des sols

- Sol T2 : présente la plus faible limite de liquidité (WL ≈ 29,2 %), donc le sol le moins compressible et le moins sensible aux variations hydriques.

- Sol T3 : possède la plus forte plasticité (IP ≈ 15,5 % et WL ≈ 39,5 %), indiquant une fraction argileuse légèrement plus active.
- Sols O1, O2 et O3 : présentent un comportement intermédiaire, avec une dispersion faible → homogénéité lithologique.
- L'ensemble des points est très regroupé, ce qui traduit une uniformité géotechnique relative des matériaux étudiés.

5. Implications géotechniques (sols affaissables)

Le positionnement dans le domaine CL, associé à des IP modérés, suggère :
- une structure probablement limono-argileuse faiblement structurée
- une sensibilité possible à l'eau, mais sans plasticité élevée
- des comportements compatibles avec des sols potentiellement affaissables, surtout en présence de structure lâche (typique des dépôts lœssiques ou alluvionnaires fins)

3.3 Essai de l'équivalent de sable

L'essai d'équivalent de sable (ES) est utilisé pour évaluer la propreté d'un matériau granulaire en quantifiant la proportion relative de particules fines argileuses ou limoneuses présentes dans le sable. Deux valeurs peuvent être déterminées lors de cet essai :
- L'équivalent de sable visuel (ESV) ;
- L'équivalent de sable au piston (ESP).

1. Équivalent de sable visuel (ESV)

L'opérateur repère visuellement la limite supérieure de la suspension argileuse et mesure directement les hauteurs. C'est une méthode simple et rapide.

2. Équivalent de sable au piston (ESP)

C'est une mesure plus précise. L'ESP est obtenu après l'introduction d'un piston dans l'éprouvette. Le piston permet de déterminer mécaniquement la surface supérieure du dépôt sableux, réduisant ainsi l'influence de l'observateur.

En pratique, l'ESP est souvent légèrement inférieur à l'ESV car le piston compacte légèrement la surface du dépôt sableux et permet une mesure plus rigoureuse.

Interprétation générale

- ES > 80 : sable très propre, faible teneur en argiles.
- 60 < ES < 80 : sable moyennement propre.
- 40 < ES < 60 : présence notable de fines argileuses.
- ES < 40 : matériau fortement argileux ou pollué par des fines.

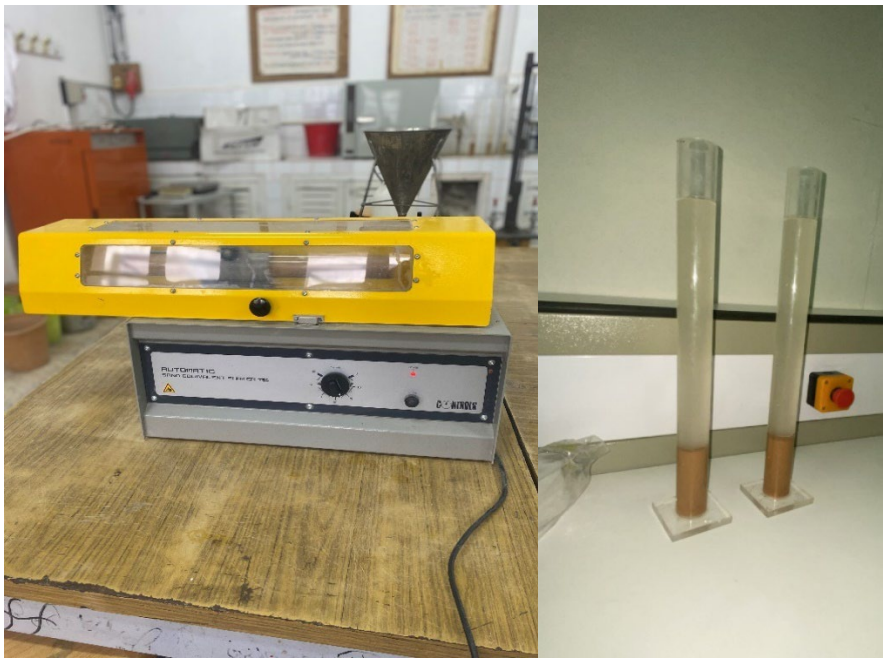


Figure 3.7 : mode opératoire de l'équivalent de sable.

Résultats d'essais de l'équivalent de sable

Equivalent de sable visuel : ESV (%) $=H'_2 / H_1 \times 100$

Sable de Ouargla

Tableau 3.6 : Equivalent de sable visuel.

N° de l'essai	1	2
La hauteur H_1 (cm)	9.4	9.8
La hauteur H_2 (cm)	9	9.2
ESV (%)	95	93

ESV moyenne = 94%

Sable de Tebessa

N° de l'essai	1	1
La hauteur H_1 (cm)	9.7	9.9
La hauteur H_2 (cm)	9.1	9
ESV (%)	94	90

ESV moyenne =92

Equivalent de sable par piston : ESP (%) =H'_2 /H_1 ×100

Sable de Ouargla

Tableau 3.7 : Equivalent de sable par piston.

N° de l'essai	1	2
La hauteur H_1 (cm)	9.2	9
La hauteur H'_2 (cm)	10	9.8
ESP (%)	92	91

ESP (%) moyenne = 92%

Sable de Tebessa

N° de l'essai	1	2
La hauteur H_1 (cm)	9.7	9.6
La hauteur H'_2 (cm)	8.8	8.6
ESP (%)	90	90

ESP (%) moyenne = 90%

La valeur de l'équivalent de sable obtenue (ES >90 %) indique que le matériau étudié est très propre et contient une faible proportion de particules fines argileuses et limoneuses.

3.4 Poids volumique des grains solides γs

La formule :

$$\gamma_s = \frac{(M1-M0).\gamma w}{M3+M1-M0-M2} \ (g/cm^3)$$

Avec :
M_0 : Masse de pycnomètre.
M_1 : Masse de (pycnomètre + grains solides).
M_2 : Masse de (pycnomètre + grains solides + eau).
M_3 : Masse de (pycnomètre + eau)
γw : densité de l'eau : 1
γs : Densité des grains solides



Figure 3.8 : Poids volumique des grains solides γs.

Résultats d'essai

Le sable

Tableau 3.8 : Poids spécifique du sable de Ouargla**.**

Essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γs (g/cm3)
P1	163,20	329,46	765	660	2,71

Tableau 3.9 : Poids spécifique du sable de Tebessa.

Essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γs (g/cm3)
P1	163,20	320,18	760	660	2,75

L'argile

Tableau 3.10 : Poids spécifique d'argile

Essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γs (g/cm3)
P1	163,20	362,92	780	660	2,56

Les sols reconstitués

Tableau 3.11 : poids spécifique de sol O1

Essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γs (g/cm3)
P1	163,20	325	761,7	660	2,69

Tableau 3.12 : poids spécifique de sol O2

Essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γs (g/cm3)
P1	163,20	322	759,3	660	2,66

Tableau 3.13 : poids spécifique de sol O3

Essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γs (g/cm3)
P1	163,20	323	754,2	660	2,43

Tableau 3.14 : poids spécifique de sol T1

Essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γs (g/cm3)
P1	163,20	320	759	660	2,71

Tableau 3.15 : poids spécifique de sol T2

Essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γs (g/cm3)
P1	163,20	325	761,4	660	2,67

Tableau 3.16 : poids spécifique de sol T3

Essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γs (g/cm3)
P1	163,20	328	762,2	660	2,63

3.5 Teneur en carbonate de calcium (Calcimètre de Bernard - $CaCO_3$)

Le but principal de cet essai est de mesurer le pourcentage massique de carbonate de calcium $CaCO_3$ présent dans un échantillon de sol**.** En d'autres termes, il permet de quantifier la "richesse" en calcaire du matériau.

Données de l'étalonnage (Carbonate de calcium pur) :

Masse de l'étalon m_e = 0,20g

Volume de CO_2 sur le tube du calcimètre V_e= 48ml

Constat : L'étalon est le produit pur chimique de référence (le carbonate de calcium pur à 100 %, souvent sous forme de poudre blanche achetée en laboratoire qui sert à régler le calcimètre au début de l'essai).

La constante de l'appareil (K) pour cet essai est de :

$K = \frac{me}{Ve} = \frac{0,20}{48} = 0,004167$ g/ml

Données de l'échantillon de sol :

Masse du sol sec analysé m_s = 0,50g

Volume de CO_2 dégagé après attaque acide V_s = 32,4 ml

Calcul de la teneur en $CaCO_3$ **:**

$CaCO_{3\,(\%)} = \frac{Vs \times me}{Ve \times ms} \times 100$ / $CaCO_{3\,(\%)} = \frac{K \times Vs}{ms} \times 100$

$CaCO_{3\,(\%)} = \frac{0,004167 \times 32,4}{0,50} \times 100$

$CaCO_{3\,(\%)} = 27\%$

L'échantillon analysé présente une teneur en carbonate de calcium de **27 %**. Selon la classification géotechnique standard ⇒ce sol est caractérisé comme un sol peu calcaire (seuil compris entre 10 % et 30 %), à la limite d'un sol marneux.

Détermination

Échantillon O1

Volume de CO_2 Vs : 3,24ml

$CaCO_{3\,(\%)} = \frac{0,004167 \times 3,24}{0,50} \times 100$

$CaCO_{3\,(\%)} = 2,7\ \%$

Échantillon O2

Volume de CO_2 Vs : 9,84ml

$CaCO_{3\,(\%)} = \frac{0{,}004167 \times 9{,}84}{0{,}50} \times 100$

$CaCO_{3\,(\%)} = 8{,}2\ \%$

Échantillon O3

Volume de CO_2 Vs : 16,20ml

$CaCO_{3\,(\%)} = \frac{0{,}004167 \times 16{,}20}{0{,}50} \times 100$

$CaCO_{3\,(\%)} = 13{,}5\%$

Échantillon T1

Volume de CO_2 Vs : 6,48ml

$CaCO_{3\,(\%)} = \frac{0{,}004167 \times 6{,}48}{0{,}50} \times 100$

$CaCO_{3\,(\%)} = 5{,}4\%$

Échantillon T2

Volume de CO_2 Vs : 12,96 ml

$CaCO_{3\,(\%)} = \frac{0{,}004167 \times 12{,}96}{0{,}50} \times 100$

$CaCO_{3\,(\%)} = 10{,}8\%$

Échantillon T3

Volume de CO_2 Vs : 19,44ml

$CaCO_{3\,(\%)} = \frac{0{,}004167 \times 19{,}44}{0{,}50} \times 100$

$CaCO_{3\,(\%)} = 16{,}2\%$

Tableau 3.17 : classification des six sols selon le taux de $CaCO_3$

Echantillons	$CaCO_3$ (%)	Qualification
Sol O1	2,7	Faiblement calcaire
Sol O2	8,2	Modérément calcaire
Sol O3	13,5	Calcaire
Sol T1	5,4	Modérément Calcaire
Sol T2	10,8	Calcaire
Sol T3	16,2	Calcaire à fortement calcaire

Les teneurs en carbonate de calcium mesurées varient entre 2,7 % et 16,2 %. Ces résultats indiquent que les sols étudiés sont globalement calcaires, avec un caractère calcaire plus marqué pour les échantillons O2, T3 et O3. La présence de carbonates de calcium est susceptible d'influencer la structure du sol ainsi que son comportement mécanique et hydrique.

3.6 Essais de bleu de méthylène (VBS)

L'essai au bleu de méthylène (VBS) **est** utilisé pour évaluer la quantité et l'activité des particules argileuses présentes dans un sol.

Le bleu de méthylène est un colorant qui est adsorbé par les minéraux argileux. Plus un sol contient d'argiles actives (notamment les argiles gonflantes), plus il consomme de bleu de méthylène.



Figure 3.9 : Mode opératoire l'essai bleu de méthylène

La formule

$$VBS = \frac{V \times C}{m} \times 100$$

V : Le volume total de solution de bleu de méthylène versé jusqu'à l'obtention du point de virage

C : La concentration de la solution de bleu de méthylène (en **g/cm³**). Pour une solution standard à 10g/l, C = 0,01 g/cm^3

m : La masse de l'échantillon de sol sec testé (**g**)

Détermination

VBS = $\frac{V \times C}{m} \times 100$

Masse sèche de l'échantillon : m=30 g

Concentration de la solution : C=10 g/l (C=0,01 g/ml)

Volume consommé à l'apparition de la tache persistante : V=4,5 ml

VBS = $\frac{4,5 \times 0,01}{30} \times 100$

VBs = 1,5

Les sols reconstitués

Sol O1

Volume consommé à l'apparition de la tache persistante : V=0,6ml

VBS = $\frac{0,60 \times 0,01}{30} \times 100$

VBS = 0,20

Sol O2

Volume consommé à l'apparition de la tache persistante : V=1,5ml

VBS = $\frac{1,5 \times 0,01}{30} \times 100$

VBS = 0,50

Sol O3

Volume consommé à l'apparition de la tache persistante : V=2,4ml

VBS = $\frac{2,4 \times 0,01}{30} \times 100$

VBS = 0,80

Sol T1

Volume consommé à l'apparition de la tache persistante : V=0,9ml

VBS = $\frac{0,9 \times 0,01}{30} \times 100$

VBS = 0,30

Sol T2

Volume consommé à l'apparition de la tache persistante : V=1,95ml

VBS = $\frac{1,95 \times 0,01}{30} \times 100$

VBS = 0,65

Sol T3

Volume consommé à l'apparition de la tache persistante : V=3ml

$VBS = \frac{3 \times 0,01}{30} \times 100$

VBS = 1,00

VBS<1 ⇒ Cela signifie géotechniquement que l'ensemble de vos sols est globalement peu plastique à insensible à l'eau.

L'ensemble des échantillons est caractérisé par une faible quantité d'argiles actives, ce qui traduit un faible pouvoir d'adsorption et une faible sensibilité aux variations hydriques. Ces résultats indiquent que les sols reconstitués étudiés sont principalement constitués de particules limoneuses et sableuses avec une proportion limitée d'argiles actives.

3.7 Essais de compactage proctor

L'essai Proctor est utilisé pour déterminer les conditions optimales de compactage d'un sol, c'est-à-dire :

- La teneur en eau optimale (Wopt)
- La densité sèche maximale (γd max)





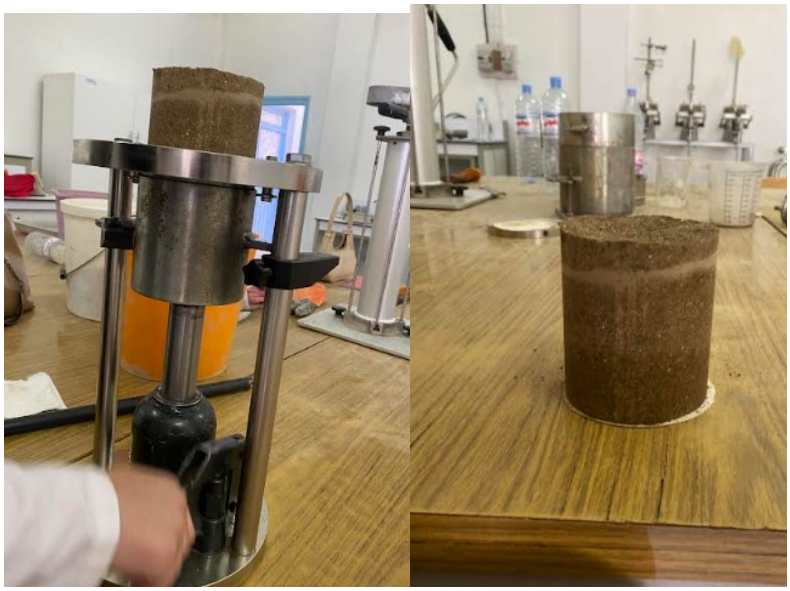


Figure 3.10 : mode opératoire de Proctor

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol naturel sont présentés dans le tableau 3.18 :

Tableau 3.18 : Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol naturel

Pourcentage d'eau ajoutée à chaque compact	10%	12%	14%	16%	18%
masse totale humide	4815	4950	5070	5125	4955
masse du moule	3442	3442	3442	3442	3442
volume moule	948	948	948	948	948
masse volumique sèche	1,31	1,42	1,50	1,53	1,35
tare N°	1	2	3	4	5
masse (sol humide+tare)	39,45	47,63	66,46	56	44,69
masse d'eau	4,15	4,13	8,77	5,15	4,6
masse (sol sec+tare)	35,30	43,50	57,69	50,85	40,36

La courbe de compactage est obtenue a partir des données contenues dans le tableau ci-dessus. A partir de la courbe ci-dessous, on peut déduire la masse volumique sèche maximale 1.53 KN /m^3 qui correspondant à une teneur en eau optimale 16% (voir figure 3.11).

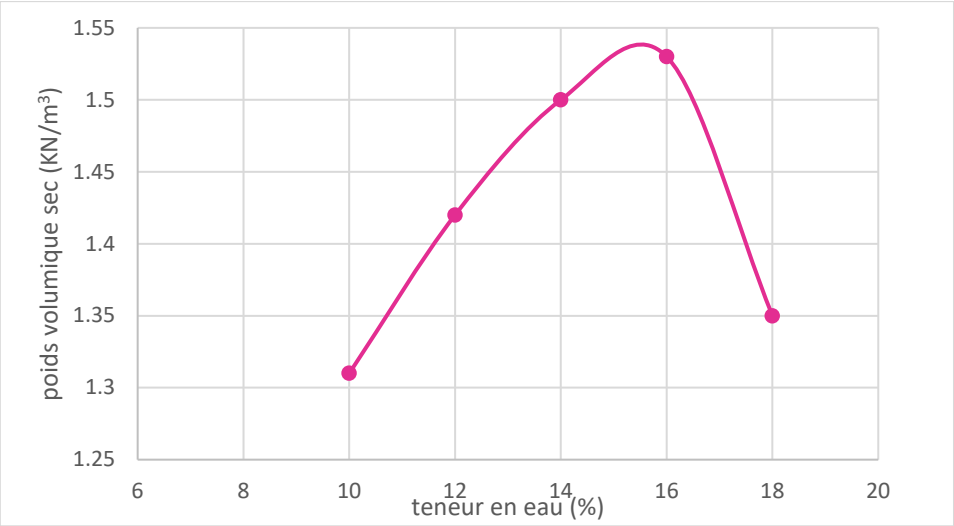


Figure 3.11 : courbe de proctor de sol naturel

Résultats de l'essai Proctor :

- Masse volumique sèche maximum γ_d max = 1.53 KN/m^3
- Teneur en eau optimale Wopt = 16%

Les résultats des sols reconstitués

Tableau 3.19 : Résultat d'essai Proctor sur le sol O1

Pourcentage d'eau ajoutée à chaque compact	4%	6%	8%	10%	12%
masse total humide	5040	5155	5120	5100	5090
masse du moule	3442	3442	3442	3442	3442
Volume de moule	948	948	948	948	948
masse volumique sèche	1,62	1,7	1,63	1,58	1,55

Tableau 3.20 : Résultat d'essai Proctor sur le sol O2

Pourcentage d'eau ajoutée à chaque compact	4%	6%	8%	10%	12%
masse total humide	4910	5060	5160	5030	4995
masse du moule	3442	3442	3442	3442	3442
Volume de moule	948	948	948	948	948

masse volumique sèche	1,48	1,61	1,67	1,52	1,46

Tableau 3.21 : Résultat d'essai Proctor sur le sol O3

Pourcentage d'eau ajoutée à chaque compact	4%	6%	8%	10%	12%
masse total humide	4800	4880	5020	5195	5180
masse du moule	3442	3442	3442	3442	3442
Volume de moule	948	948	948	948	948
masse volumique sèche	1,37	1,43	1,54	1,68	1,63

Tableau 3.22 : Résultat d'essai Proctor sur le sol T1

Pourcentage d'eau ajoutée à chaque compact	4%	6%	8%	10%	12%
masse total humide	4965	5150	5120	5035	5010
masse du moule	3442	3442	3442	3442	3442
Volume de moule	948	948	948	948	948
masse volumique sèche	1,54	1,69	1,63	1,52	1,47

Tableau 3.23 : Résultat d'essai Proctor sur le sol T2

Pourcentage d'eau ajoutée à chaque compact	4%	6%	8%	10%	12%
masse total humide	4975	5090	5250	5220	5200
masse du moule	3442	3442	3442	3442	3442
Volume de moule	948	948	948	948	948
masse volumique sèche	1,55	1,63	1,76	1,70	1,65

Tableau 3.24 : Résultat d'essai Proctor sur le sol T3

Pourcentage d'eau ajoutée à chaque compact	4%	6%	8%	10%	12%
masse total humide	4805	4850	4970	5160	5120
masse du moule	3442	3442	3442	3442	3442
Volume de moule	948	948	948	948	948
masse volumique sèche	1,38	1,4	1,49	1,64	1,58

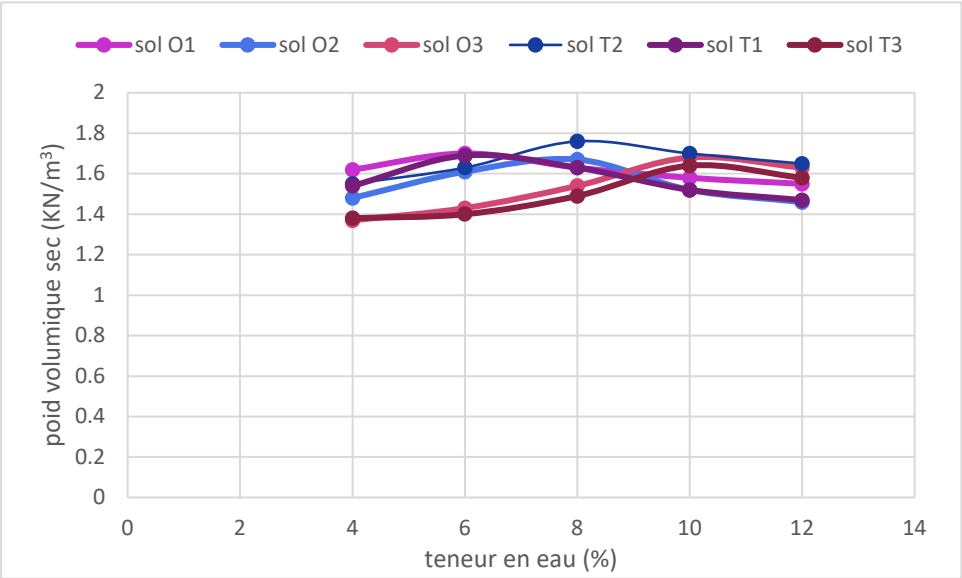


Figure 3.12: courbes de proctor des six sols reconstitués

Sol O1

- Masse volumique sèche maximum γ_d max = 1.7 KN/m^3
- Teneur en eau optimale Wopt = 6%

Sol O2

- Masse volumique sèche maximum γ_d max = 1.63 KN/m^3
- Teneur en eau optimale Wopt = 8%

Sol O3

- Masse volumique sèche maximum γ_d max = 1.64 KN/m^3
- Teneur en eau optimale Wopt = 10%

Sol T1

- Masse volumique sèche maximum γ_d max = 1.69 KN/m^3
- Teneur en eau optimale Wopt = 6%

Sol T2

- Masse volumique sèche maximum γ_d max = 1.76 KN/m^3
- Teneur en eau optimale Wopt = 8%

Sol T3

- Masse volumique sèche maximum γ_d max = 1.64 KN/m^3
- Teneur en eau optimale Wopt = 10%

3.8 Essai Mesure du pH

Observation : Le pH n'est pas calculé à partir d'une formule géotechnique. Il est mesuré directement par le pH-mètre



Figure 3.13 : le pH-mètre

Résultat de l'essai de pH de sol naturel = 7,8

Les sols reconstitués

Tableau 3.25 : Résultats des mesures du pH des sols reconstitués

Sol	Lecture 1	Lecture 2	Lecture 3	PH moyen
Sol O1	7,5	7,5	7,5	7,5
Sol O2	7,7	7,6	7,5	7,6
Sol O3	7,7	7,7	7,8	7,7
Sol T1	7,6	7,6	7,7	7,6
Sol T2	7,7	7,6	7,8	7,7
Sol T3	7,7	7,8	7,8	7,8

Interprétation des résultats du pH des sols reconstitués

Les résultats présentés dans le Tableau 3.25 montrent que les valeurs moyennes du pH des six sols reconstitués varient entre 7,5 et 7,8, indiquant un milieu globalement neutre à légèrement alcalin**.**

Le sol O1 présente le pH moyen le plus faible (7,5), tandis que le sol T3 affiche la valeur la plus élevée **(**7,8). Les autres sols présentent des valeurs intermédiaires comprises entre 7,6 et 7,7. Cette faible variation des mesures traduit une bonne homogénéité chimique entre les différents sols étudiés.

D'un point de vue géotechnique, ces valeurs de pH indiquent l'absence d'acidité marquée susceptible d'altérer significativement les propriétés du sol ou de provoquer une

dégradation accélérée des matériaux de renforcement. De plus, le caractère légèrement alcalin observé peut être associé à la présence de constituants minéraux tels que les carbonates, fréquemment rencontrés dans les sols de régions semi-arides.

Ainsi, les sols reconstitués étudiés présentent des conditions chimiques favorables, avec un pH stable et proche de la neutralité, ce qui limite les risques d'interactions chimiques défavorables et assure un environnement compatible avec l'utilisation des géosynthétiques de renforcement.

Il est important de rappeler que les sols affaissables reconstitués au laboratoire sont à base de deux sables de deux régions différentes :

Pour le sable de Ouargla, trois mélanges ont été préparés :

- **Sol O1** : 90 % sable de Ouargla + 10 % fines argileuses
- **Sol O2** : 70 % sable de Ouargla + 30 % fines argileuses
- **Sol O3** : 50 % sable de Ouargla + 50 % fines argileuses

Pour le sable de Tébessa, trois autres formulations ont été élaborées :

- **Sol T1** : 80 % sable de Tébessa + 20 % fines argileuses
- **Sol T2** : 60 % sable de Tébessa + 40 % fines argileuses
- **Sol T3** : 40 % sable de Tébessa + 60 % fines argileuses

1- Essais Œdométriques

A partir de ces formulations, des essais œdométriques propres à ce type de sols sont entamés les résultats obtenus pour chaque formulation de sol vierge et renforcés sont les suivants :

Tableau 4.1: Résultats des essais Œdométriques des sols : O1, O2, O3

daN/cm^2	Sol O1	Sol O2	Sol O3
0,1	0,769	0,724	0,682
0,25	0,75	0,708	0,67
0,5	0,718	0,685	0,658
1	0,668	0,644	0,639
2	0,623	0,611	0,607
2	0,49	0,571	0,594
4	0,414	0,468	0,503

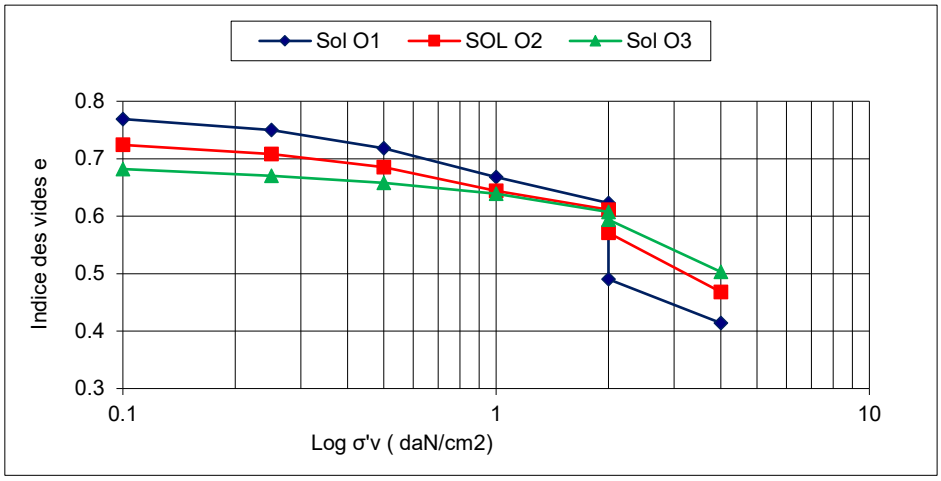


Figure 4.1 Courbes Œdométriques des Sols : O1, O2, O3

Tableau 4.2 : Résultats des essais Œdométriques des sols T1, T2, T3

daN/cm^2	Sol T1	Sol T2	Sol T3
0,1	0,774	0,722	0,684
0,25	0,758	0,71	0,674
0,5	0,734	0,69	0,666
1	0,696	0,661	0,649
2	0,627	0,616	0,621
2	0,527	0,602	0,608
4	0,47	0,483	0,529

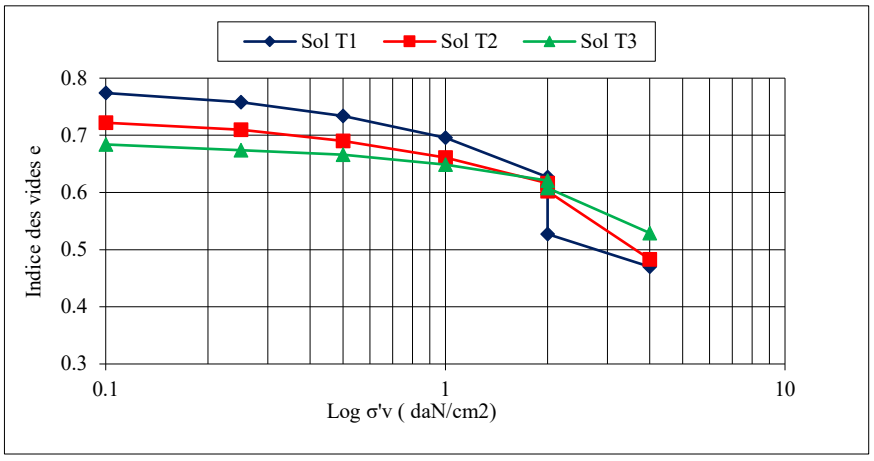


Figure 4.2 : Courbes Œdométriques des Sols : T1, T2, T3



Figure 4.3 : Échantillon de sol non renforcé dans une cellule œdométrique

Tableau 4.3 : Résultats des essais Œdométriques des sols : O1-AS, O2-AS, O3-AS

daN/cm^2	Sol O1-AS	Sol O2-AS	Sol O3-AS
0,1	0,413	0,421	0,437
0,25	0,402	0,411	0,422
0,5	0,374	0,384	0,398
1	0,332	0,351	0,371
2	0,261	0,312	0,341
2	0,163	0,228	0,264
4	0,112	0,174	0,222

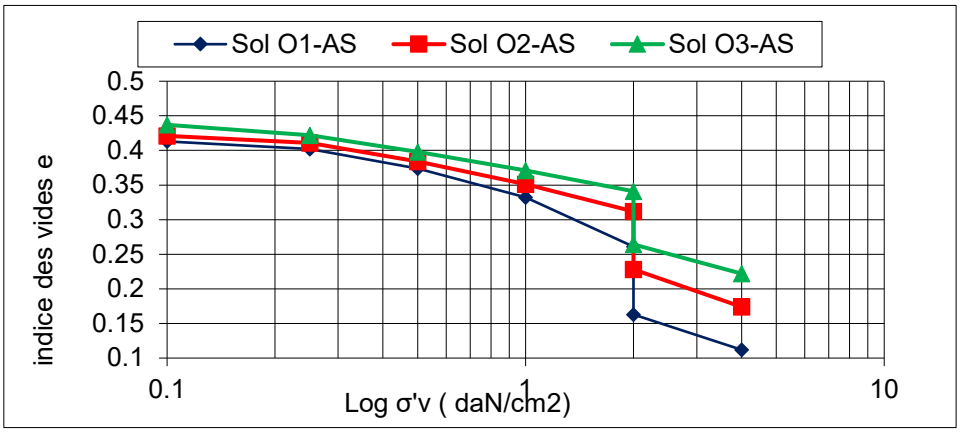


Figure 4.4 :Courbes Œdométriques des sols : O1-AS, O2-AS, O3-AS

Tableau4.4 : Résultats des essais Œdométriques des sols : Sol O1-GTR, Sol O2-GTR, Sol O3-GTR

daN/cm^2	Sol O1-GTR	Sol O2-GTR	Sol O3-GTR
0,1	0,527	0,541	0,557
0,25	0,502	0,518	0,533
0,5	0,48	0,487	0,504
1	0,453	0,461	0,474
2	0,399	0,423	0,445
2	0,364	0,392	0,428
4	0,219	0,256	0,312

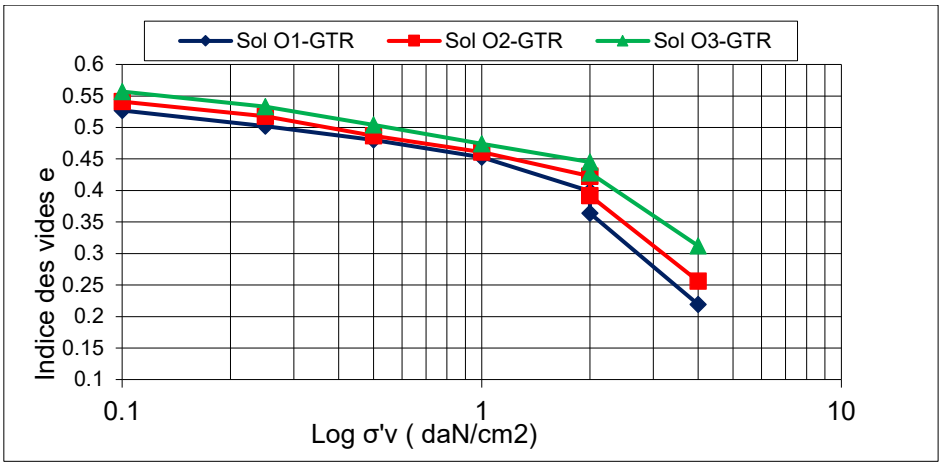


Figure 4.5 : Courbes Œdométriques des sols : Sol O1-GTR, Sol O2-GTR, Sol O3-GTR



Figure 4.6 : Échantillons de sol renforcés par le AS (30) et le GEOTER AFPET 200 MONO

Tableau 4.5 : Résultats des essais Œdométriques des sols : Sol T1-AS, Sol T2-AS, Sol T3-AS

daN/cm^2	Sol T1-AS	Sol T2-AS	Sol T3-AS
0,1	0,497	0,504	0,514
0,25	0,473	0,484	0,491
0,5	0,438	0,448	0,463
1	0,397	0,408	0,432
2	0,357	0,369	0,398
2	0,337	0,356	0,386
4	0,197	0,244	0,312

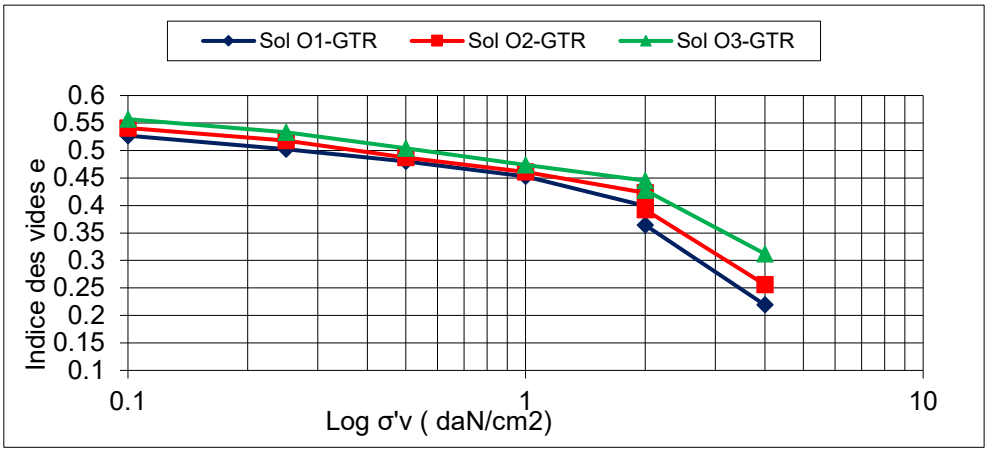
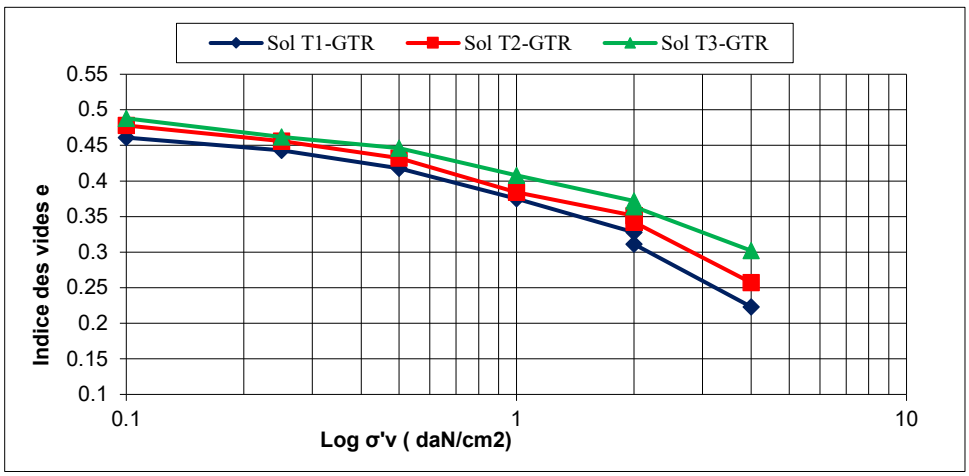


Figure 4.7 : Courbes Œdométriques des sols : Sol T1-AS, Sol T2-AS, Sol T3-AS

Tableau 4 .6 : Résultats des essais Œdométriques des sols : Sol T1-GTR, Sol T2-GTR, Sol T3-GTR

daN/cm^2	Sol T1-GTR	Sol T2-GTR	Sol T3-GTR
0,1	0,461	0,478	0,488
0,25	0,443	0,456	0,462
0,5	0,418	0,432	0,446
1	0,375	0,384	0,408
2	0,328	0,351	0,372
2	0,311	0,342	0,364
4	0,223	0,257	0,302

Figure 4.8 :



Courbes Œdométriques des sols : Sol T1-GTR, Sol T2-GTR, Sol T3-GTR

Interpretation des résultats des essais oedométriques

Les résultats œdométriques obtenus selon la méthode de Jennings et Knight, se focaliser sur :

- la compressibilité des sols avant saturation ;
- l'ampleur de l'affaissement lors de l'humidification sous contrainte ;
- l'effet de la teneur en fines argileuses ;

- l'efficacité du renforcement par géotextile AS (30) et par géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO (GTR).

Ces résultats montrent que tous les sols présentent une diminution de l'indice des vides avec l'augmentation de la contrainte verticale, traduisant un comportement compressible classique. Cependant, une chute brutale de l'indice des vides apparaît au moment de l'inondation sous la charge de 2 daN/cm², ce qui caractérise le phénomène d'affaissement.

a- Les Sols de Ouargla non renforcés (O1, O2 et O3)

Les résultats montrent que :

- le sol O1 (90 % sable + 10 % fines) présente l'affaissement le plus important. L'indice des vides passe de 0,623 à 0,490 après saturation, soit une diminution de 0,133. Cette forte réduction traduit une structure très ouverte dominée par les grains sableux. La faible quantité de fines ne permet pas d'assurer suffisamment de liaisons intergranulaires stables. Lors de l'humidification, les forces capillaires disparaissent et le squelette granulaire s'effondre rapidement.
- Le sol O2 (70 % sable + 30 % fines) présente un affaissement plus faible, avec une diminution de l'indice des vides de 0,040.
- Le sol O3 (50 % sable + 50 % fines) montre le comportement le plus stable avec une variation de seulement 0,013.

L'augmentation de la teneur en fines améliore donc progressivement la stabilité structurale du matériau et réduit significativement le potentiel d'affaissement. Les particules argileuses occupent les vides entre les grains de sable et limitent les réarrangements brutaux lors de la saturation. Donc pour les sols vierges de Ouargla, la sensibilité à l'affaissement décroît selon : O1 > O2 > O3.

b- Sols de Tébessa non renforcés (T1, T2 et T3)

Le même comportement est observé.

- Le sol T1 (80 % sable + 20 % fines) présente la plus forte chute de l'indice des vides, passant de 0,627 à 0,527 après inondation, soit une variation de 0,100.
- Le sol T2 présente un affaissement très faible ($\Delta e = 0,014$).
- Le sol T3 présente également une faible diminution ($\Delta e = 0,013$).

L'ajout progressif de fines augmente donc la cohésion apparente du squelette et diminue fortement le potentiel d'effondrement. Donc pour les sols vierges de Tebessa, les formulations riches en sable demeurent les plus vulnérables à l'affaissement. L'ordre décroissant de sensibilité est : T1 > T2 ≈ T3.

c- Sols de Ouargla renforcés par géotextile AS (30)

Après renforcement, les indices des vides deviennent nettement plus faibles sur toute la plage de chargement. Les affaissements observés sous saturation sont :

- O1-AS : $\Delta e = 0,098$
- O2-AS : $\Delta e = 0,084$
- O3-AS : $\Delta e = 0,077$

Le géotextile AS (30) améliore le comportement en créant un effet de confinement qui limite les déplacements verticaux des particules et favorise une meilleure redistribution des contraintes. L'amélioration est particulièrement marquée pour O1, qui demeure néanmoins le matériau le plus compressible. On peut conclure que le géotextile réduit l'affaissement mais ne l'élimine pas complètement. Les sols restent sensibles à l'humidification, surtout lorsque la teneur en sable est élevée.

d- Sols de Ouargla renforcés par géocomposite GTR

Les résultats montrent un comportement encore plus stable. Les variations d'indice des vides lors de l'inondation sont :

- O1-GTR : $\Delta e = 0,035$
- O2-GTR : $\Delta e = 0,031$
- O3-GTR : $\Delta e = 0,017$

Le géocomposite développe à la fois un effet de renforcement et de confinement plus important que le géotextile seul. La structure du sol devient plus résistante aux réarrangements internes induits par la saturation. Le classement de stabilité devient : O3-GTR > O2-GTR > O1-GTR. Le géocomposite apparaît nettement plus efficace que le géotextile AS (30).

e- Sols de Tébessa renforcés par géotextile AS (30)

Les diminutions de l'indice des vides sous saturation sont :

- T1-AS : $\Delta e = 0,020$
- T2-AS : $\Delta e = 0,013$

- T3-AS : $\Delta e = 0,012$

Les courbes montrent une nette réduction de la compressibilité et une quasi-disparition de l'affaissement pour les formulations les plus riches en fines. Le géotextile agit efficacement grâce à l'effet de confinement et à la limitation des déplacements des grains.

f- Sols de Tébessa renforcés par géocomposite GTR

Les variations de l'indice des vides sous saturation sont :

- T1-GTR : $\Delta e = 0,017$
- T2-GTR : $\Delta e = 0,009$
- T3-GTR : $\Delta e = 0,008$

Ces valeurs constituent les plus faibles affaissements enregistrés pour l'ensemble des formulations étudiées. Le géocomposite permet de maintenir une structure plus stable même après saturation et assure une meilleure transmission des contraintes au sein du massif.

Analyse comparative générale

Les essais œdométriques mettent en évidence trois tendances majeures :

1- L'augmentation de la teneur en fines argileuses réduit fortement le potentiel d'affaissement.

Les formulations O3 et T3 sont systématiquement les plus stables.

2- Le renforcement améliore nettement le comportement des sols affaissables. Les indices des vides sont plus faibles et les ruptures liées à la saturation deviennent moins marquées.

3- Le géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO est globalement plus performant que le géotextile non tissé AS (30). Il procure une meilleure résistance à la compression et une réduction plus importante du potentiel d'affaissement.

Classement global des sols du point de vue stabilité

Du point de vue stabilité, on peut classer les sols étudiés du moins stable au plus stable comme suit : O1 ≈ T1 > O2 > T2 > O3 ≈ T3 > O1-AS > O2-AS > O3-AS > T1-AS > T2-AS > T3-AS > O1-GTR > O2-GTR > O3-GTR > T1-GTR > T2-GTR > T3-GTR.

Ainsi, les sols les plus critiques sont les formulations sableuses non renforcées, tandis que les meilleures performances sont obtenues pour les sols riches en fines renforcés par le géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO.

Essai de cisaillement

Sol O1

1- Sol O1 non renforcé

3 Essais pour l'obtention des trois points

σ1= 50 kPa

σ1= 100 kPa

σ1 = 200 kPa

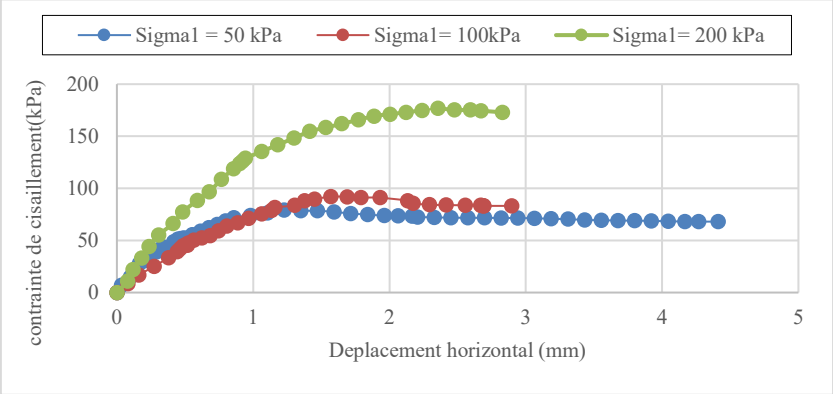


Figure 4.9 : Essai de cisaillement du sol O1 non renforcé

Tableau 4.7 : Valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol non renforcé

Sol non renforcé	
τ_{max} (kPa)	σ (kPa)
73.7	50
95.82	100
161.76	200

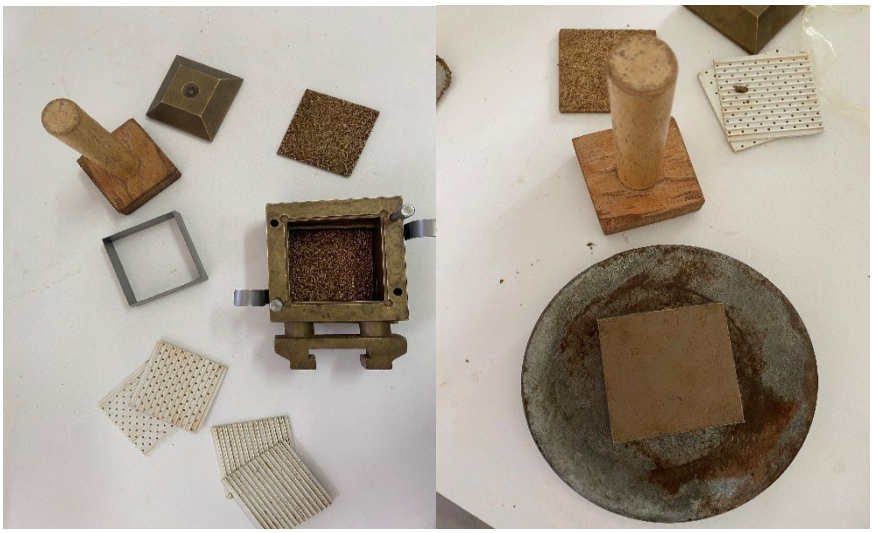


Figure 4.10: Essai de cisaillement sur un échantillon de sol non renforcé.

2- Sol O1 renforcé par géotextiles non tissés (AS)

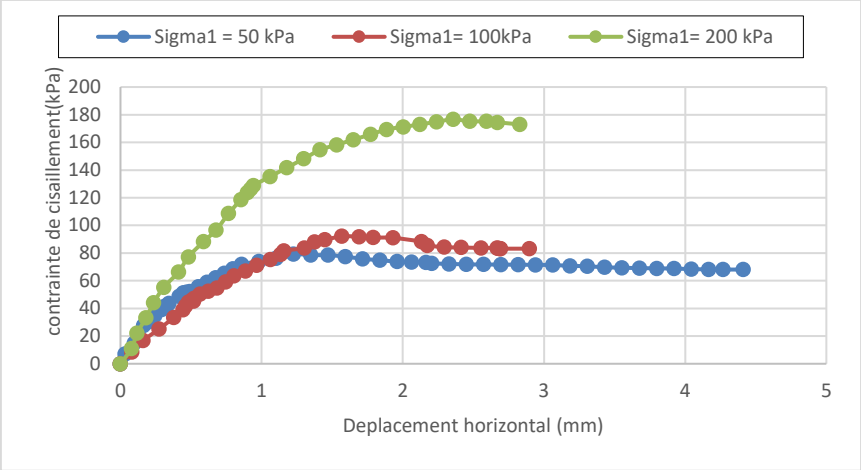


Figure 4.11 : Essai de cisaillement du sol O1 renforcé par géotextiles AS

Tableau 4.8 : valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par géotextiles AS

Sol renforcé par géotextiles AS	
τ_{max} (kPa)	σ (kPa)
79.2	50
92.104	100
176.74	200



Figure 4.12 : Échantillon de sol renforcé par le AS (30)

3- Sol O1 renforce par Geoter (GEOTER AFPET 200 Mono

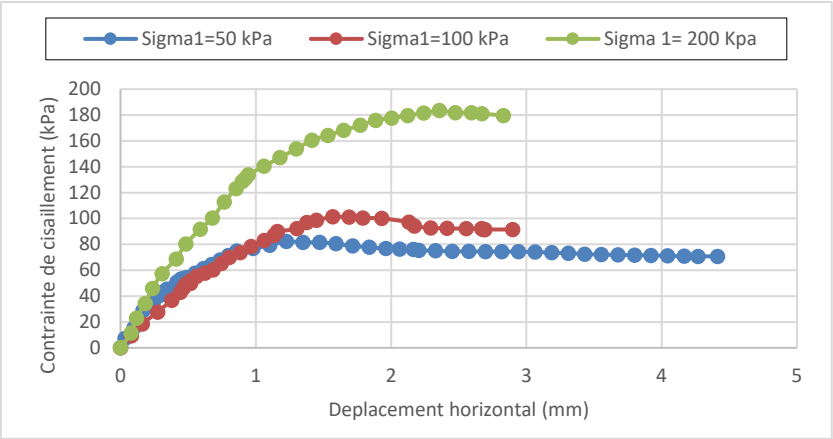


Figure 4.13 : Essai de cisaillement du sol O1 renforcé par Geoter

Tableau 4.9 : valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par Geoter

Sol renforcé par Geoter	
τ (kPa)	σ (kPa)
82.4	50
101.5	100
183.5	200

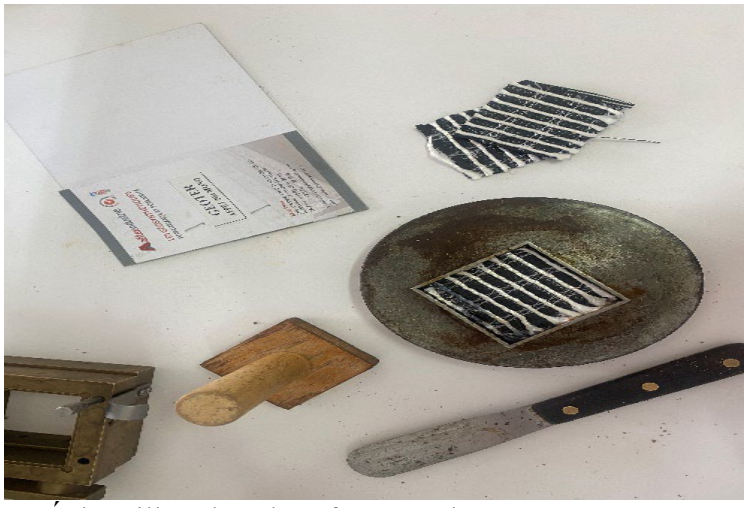


Figure 4.14 : Échantillon de sol renforcé par le GEOTER AFPET 200 MONO

Courbe Enveloppe

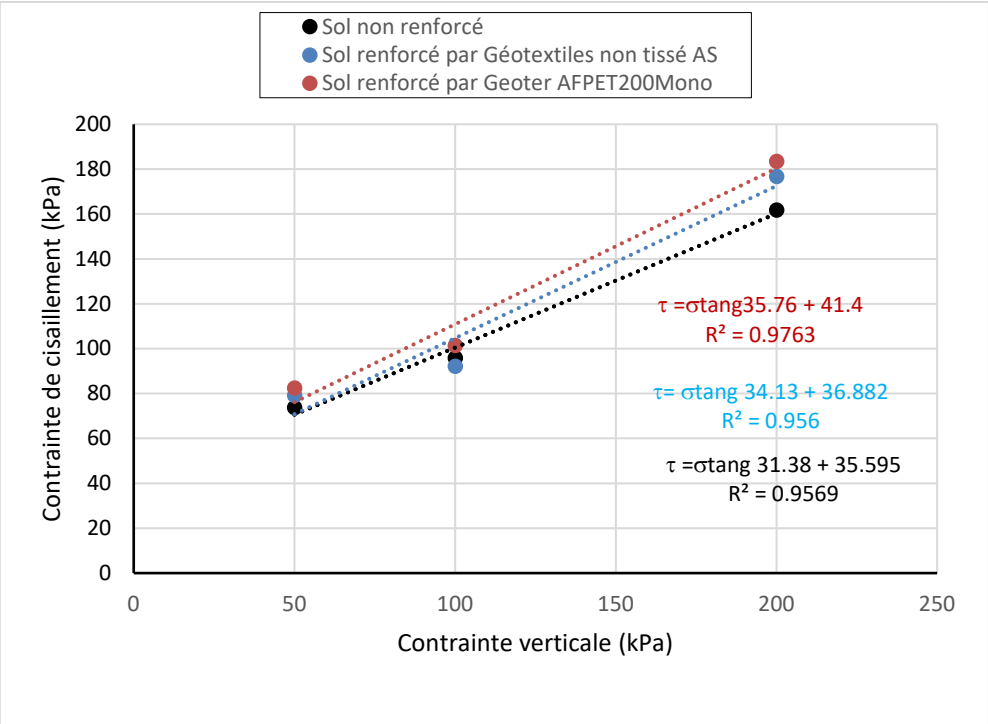


Figure 4.15 : courbe enveloppe du sol O1

Tableau 4.10 : Résultats récapitulatifs du Sol O1

Paramètre	Sol non renforcé	Sol renforcé (AS)	Sol renforcé (GT)
Angle de frottement (°)	31,38	34.13	35.78
Cohésion (kN/m^2)	35.59	36.88	41.4

Sol O2

Sol O2 non renforcé

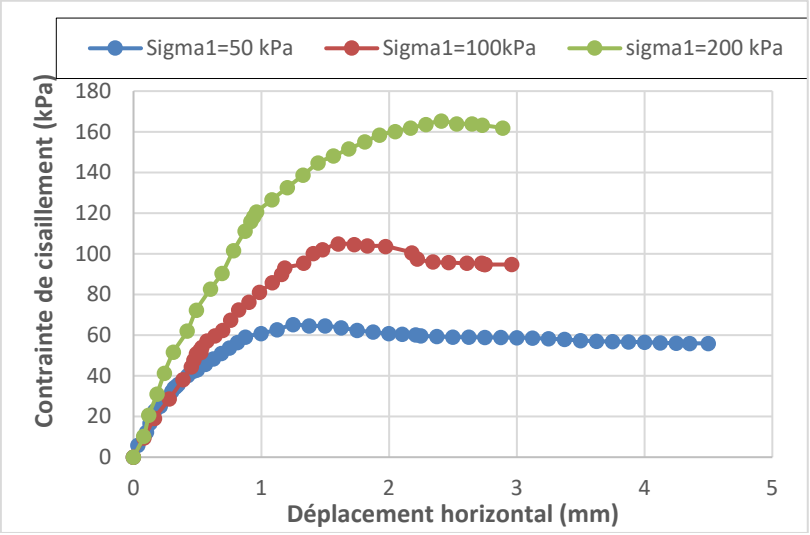


Figure 4 .16 : Essai de cisaillement du sol O2 non renforcé

Tableau 4.11 : valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol non renforcé

Sol non renforcé	
τ_{max} (kPa)	σ (kPa)
65.167	50
104.57	100
165.35	200

Sol O2 renforcé par géotextiles AS

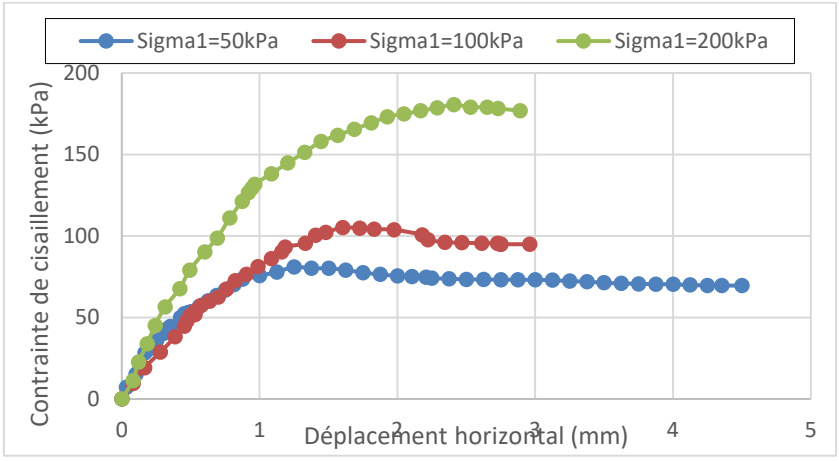


Figure 4.17 : Essai de cisaillement du sol O2 renforcé par géotextiles AS

Tableau 4.12 : valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par géotextiles As

Sol renforcé par géotextiles AS	
τ_{max} (kPa)	σ (kPa)
80.19	50
105.13	100
180.56	200

Sol O2 renforcé par geloter (GEOTER AFPET 200 Mono)

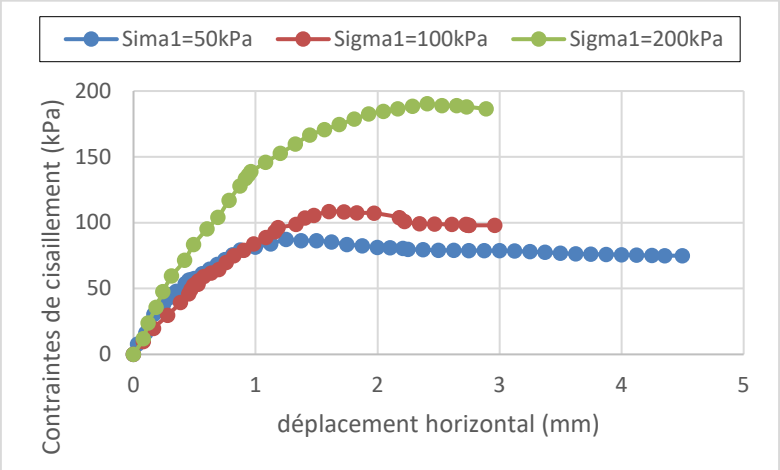


Figure 4.18 : Essai de cisaillement du sol O2 renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono

Tableau 4.13 : valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono

Sol renforcé par Geoter

τ_{max} (kPa)	σ (kPa)
87.26	50
108.54	100
190.43	200

Courbe Enveloppe Sol O2

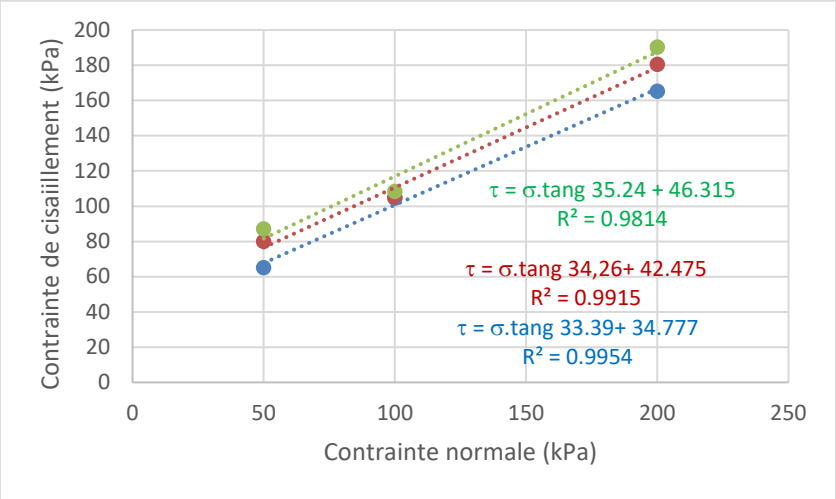


Figure 4.19 : courbe enveloppe du sol O2

Tableau 4.14 : Résultats récapitulatifs du Sol O2

Paramètres	Sol non renforcé	Sol renforcé (AS)	Sol renforcé (GEOTER AFPET 200 Mono)
Angle de frottement (°)	33.39	34.26	35.24
Cohésion (kN/m^2)	34.77	42.475	46.315



Figure 4.20 : Échantillons de sol renforcés par le AS (30) et le GEOTER AFPET 200 MONO

Sol T1 : Sol T1 non renforcé

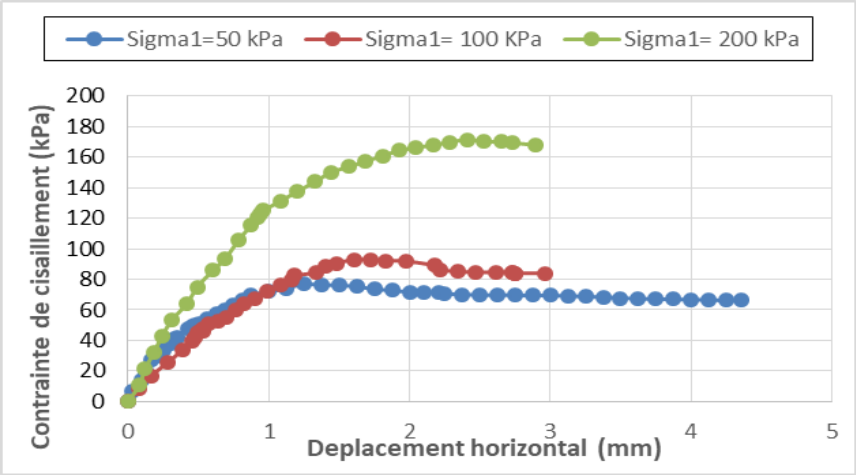


Figure 4.21 : Essai de cisaillement du sol T1 non renforcé

Tableau 4.15 : valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol non renforcé

Sol non renforcé	
τ max (kPa)	σ (kPa)
70.73	50
92.69	100
157.08	200

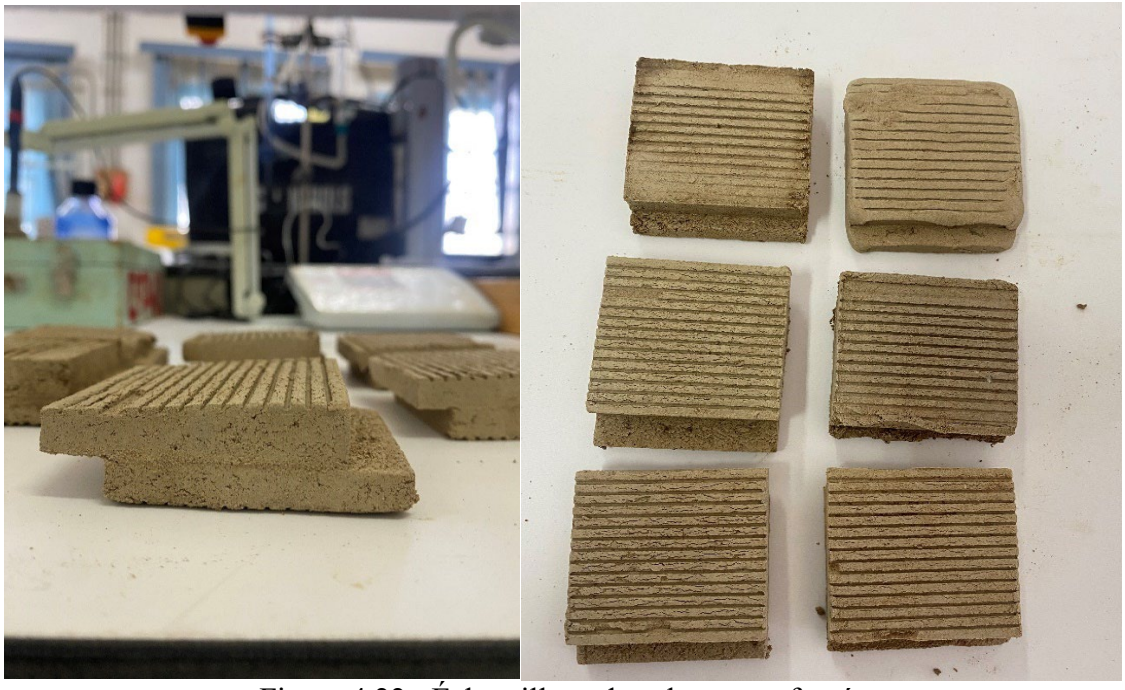


Figure 4.22 : Échantillons de sol non renforcés

Sol 3 : Sol T1 renforcé par géotextiles non tissés AS

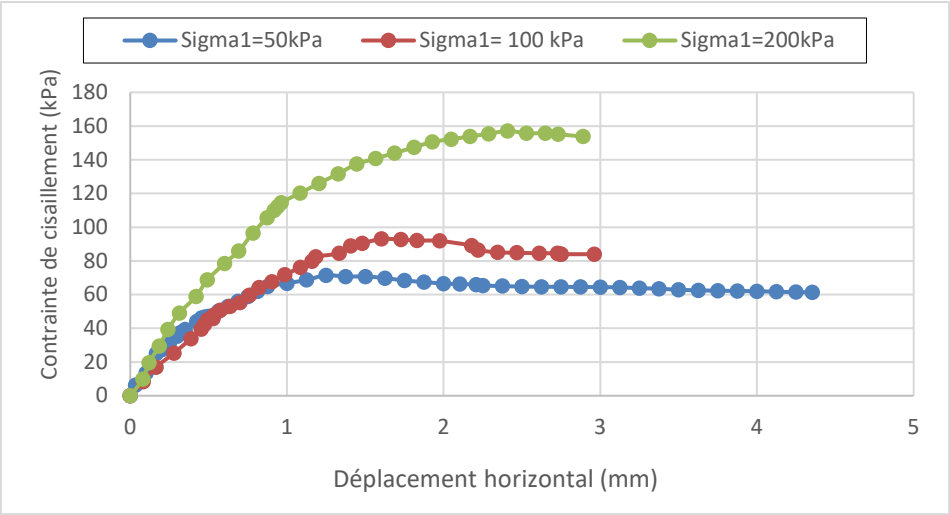


Figure 4.23 : Essai de cisaillement du sol T1 renforcé par géotextiles AS

Tableau 4.16 : valeurs maximales des contraintes de cisaillement du sol renforcé par Géotextiles As

Sol3 renforcé par géotextiles AS	
τ_{max} (kPa)	σ (kPa)
76.18	50
92.99	100
171.54	200

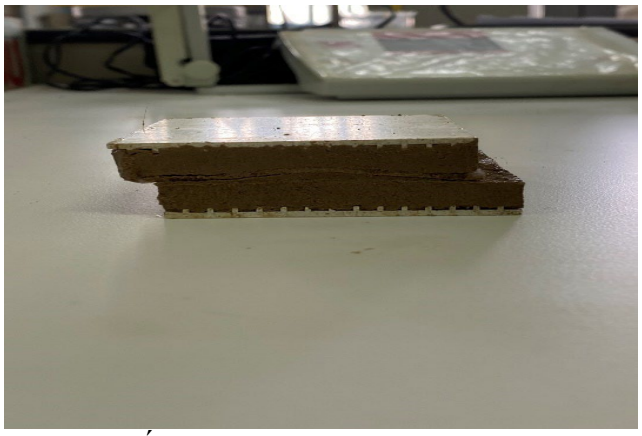


Figure 4.24 : Échantillon de sol renforcé par le AS (30)

Sol T1 : Sol T1 renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono

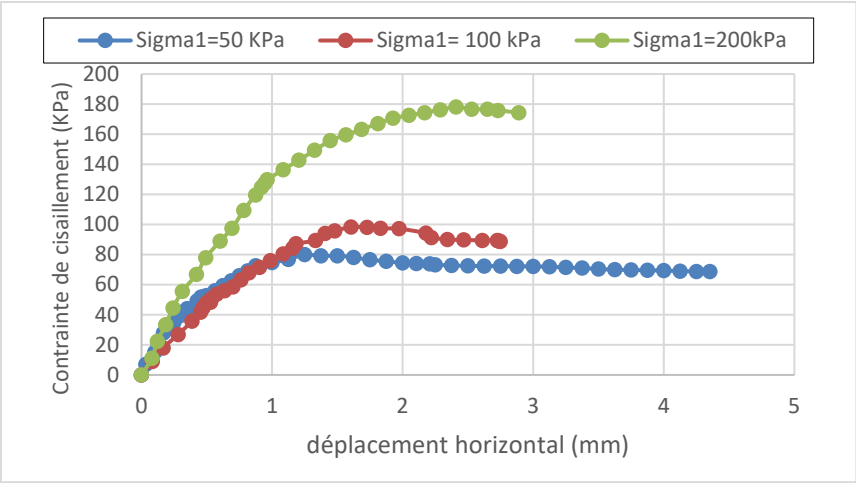


Figure 4.25 : Essai de cisaillement du sol T1 renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono

Tableau4.17 : des valeurs des contraintes de cisaillement maximales du sol T1 renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono

Sol 3 renforcé par GEOTER AFPET 200 Mono	
τ_{max} (kPa)	σ (kPa)
89.15	50
108.37	100
198.05	200

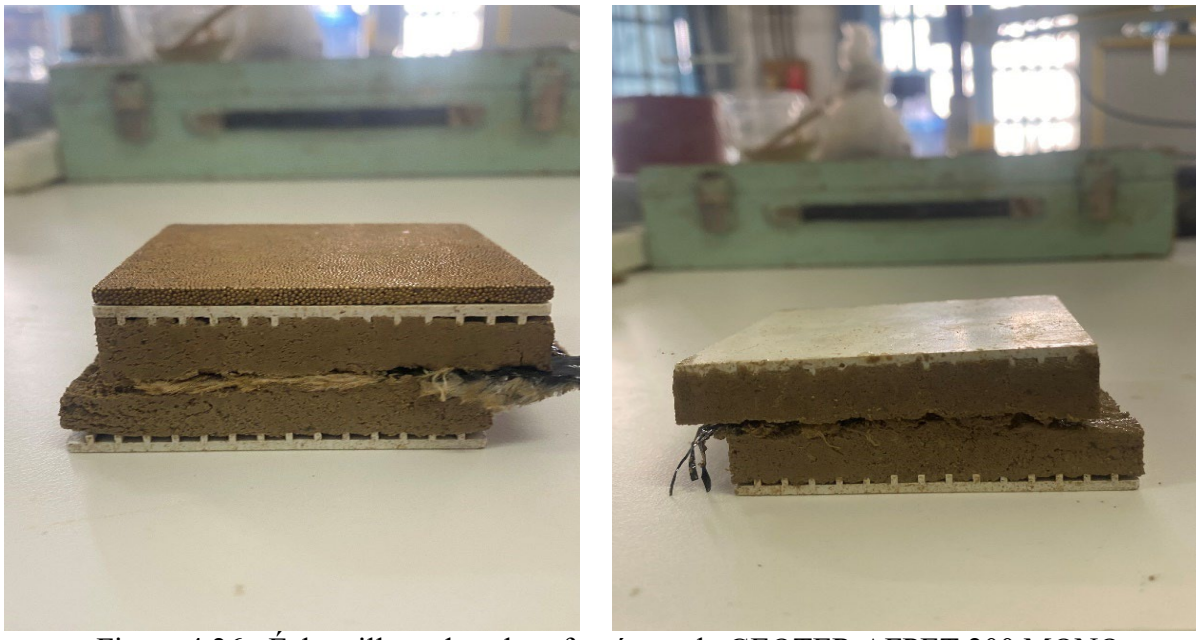


Figure 4.26 : Échantillons de sol renforcés par le GEOTER AFPET 200 MONO

Courbe Enveloppe du sol T1

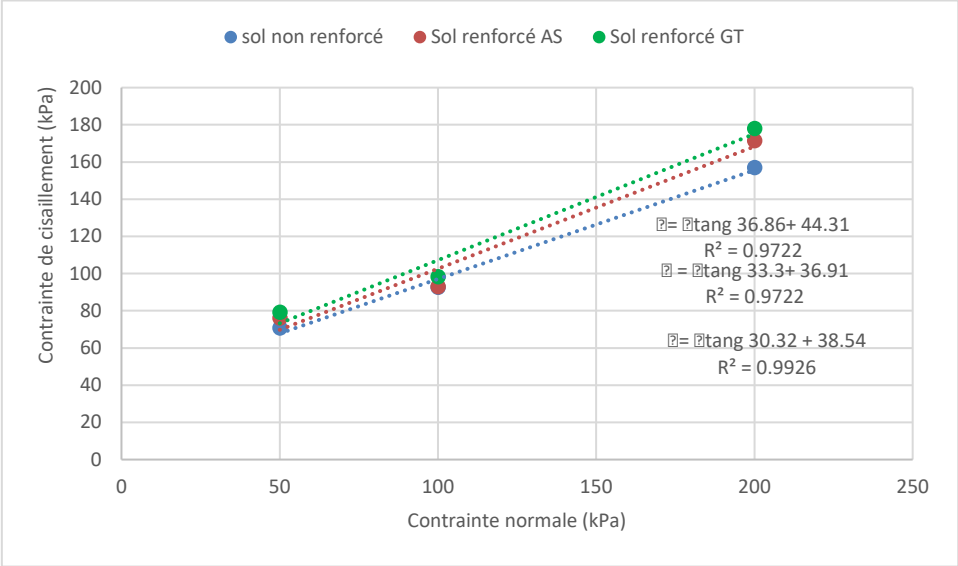


Figure 4.27 : courbe enveloppe du sol T1

Tableau 4 .18 : Résultats récapitulatifs (sol T1)

Paramètre	Sol non renforcé	Sol renforcé (AS)	Sol renforcé (GEOTER AFPET 200 Mono)
Angle de frottement (°)	30.32	33.30	36.86
Cohésion (kN/m^2)	38.54	36.91	44.31

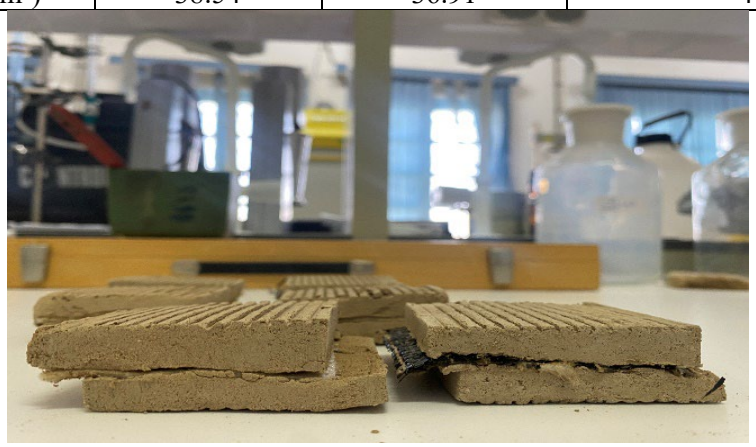


Figure 4.28 : Échantillons de sol renforcés par le AS (30) et le GEOTER AFPET 200 MONO

Comportement au cisaillement des sols étudiés

D'une manière générale, l'allure des courbes obtenues lors des essais de cisaillement direct traduit un comportement classique de sol plastique ou moyennement dense. Au début du chargement, pour de faibles déplacements, le matériau dissipe l'énergie dans une phase élastique linéaire, avant d'entamer une transition plastique qui le conduit vers sa contrainte de cisaillement maximale. Au-delà, à grands déplacements, la résistance fléchit pour se stabiliser vers une valeur résiduelle. On note également que la résistance maximale au cisaillement τmax s'élève proportionnellement à l'augmentation de la

contrainte normale (de 50 kPa à 200 kPa). Ce phénomène s'explique par l'effet de serrage exercé par la charge verticale sur les grains de sol, ce qui intensifie le frottement intergranulaire.

Interprétation pour chaque type de Sol

1. Sol O1

Évolution des contraintes de cisaillement maximales τ_{max}

- Sol non renforcé : Les valeurs passent de 73,7 à 161,76 kPa.
- Renforcement AS : On note une amélioration globale pour les contraintes de 50 kPa (79,2 kPa) et 200 kPa (176,74 kPa). Cependant, à 100 kPa, une légère baisse anormale est enregistrée (92,10 kPa contre 95,82 kPa), ce qui peut être dû à un défaut d'ajustement local du géotextile ou à une hétérogénéité de l'éprouvette.
- Renforcement GEOTER : Ce renforcement offre les meilleures performances à toutes les étapes, culminant à 183,5 kPa pour une contrainte normale de 200 kPa.

Analyse des paramètres de rupture C et φ

- Angle de frottement (φ) : Il augmente de 31,38° (sol vierge) à 34,13° (AS) et atteint 35,78° avec le GEOTER.
- Cohésion (C) : Elle progresse également, passant de 35,59 kN/m² à 36,88 kN/m² (AS) et passe à 41,4 kN/m² avec le GEOTER.

Conclusion Sol O1 : Le renforcement induit une augmentation nette de la cohésion et une amélioration de l'angle de frottement interne, le GEOTER se montrant nettement supérieur au géotextile AS.

2. Sol 2

Évolution des contraintes maximales τmax

- Sol non renforcé : Les contraintes maximales s'étendent de 74,45 kPa à 165,35 kPa.
- Renforcement AS : Comme pour le Sol O1, on constate une amélioration aux extrêmes (50 et 200 kPa), mais une baisse singulière à 100 kPa (94,13 kPa contre 97,57 kPa pour le sol vierge).
- Renforcement GEOTER : Les performances augmentent de manière homogène sur l'ensemble des points (83,31 kPa $\rightarrow$103,55 kPa $\rightarrow$187,43 kPa).

Analyse des paramètres de rupture C et φ

- Angle de frottement **φ** : Augmentation constante et significative : de 31,63° (vierge) à 34,87° (AS) et 35,58° (GEOTER).
- Cohésion **C** : On observe ici une anomalie : la cohésion chute avec le renforcement AS (36,97 kN/m² contre 40,56 kN/m² pour le sol vierge) avant de remonter à 41,37 kN/m² pour le GEOTER.

Conclusion Sol O2

Le comportement du Sol O2 met en évidence une amélioration de la résistance au cisaillement après renforcement par géotextiles., les résultats montrent que le renforcement par géotextiles améliore le comportement mécanique du Sol 2 en augmentant sa résistance au cisaillement et ses paramètres de rupture. Le géotextile GEOTER AFPET 200 Mono apparaît comme le renforcement le plus performant, offrant les gains les plus importants en termes de cohésion et de résistance au cisaillement.

3. Sol T1

Évolution des contraintes maximales τmax

- Sol non renforcé : Les valeurs évoluent de 70,73 kPa à 157,08 kPa.
- Renforcement AS : L'amélioration est systématique sur toutes les contraintes normales (76,18 kPa →92,99 kPa →171,54 kPa).
- Renforcement GEOTER : Bien que la valeur à 200 kPa soit manquante dans vos données, les points à 50 kPa (89,15 kPa) et 100 kPa (108,37 kPa) montrent une résistance très nettement supérieure à toutes les autres configurations.

Analyse des paramètres de rupture C et φ

- Angle de frottement φ: Excellente progression : 30,32° (vierge)→33,30° (AS)→36,86° (GEOTER).
- Cohésion **C** : Le sol vierge affiche 38,54 kN/m². On observe une légère diminution avec le tissu AS (36,91 kN/m²), tandis que le GEOTER marque une hausse majeure à 44,31 kN/m².

Conclusion Sol T1 : Initialement, le Sol 3 vierge s'impose comme le plus faible des trois échantillons testés, affichant l'angle de frottement le plus bas (30,32°) pour une

cohésion de 38,54 kN/m². Face à cette faible compacité et à la sensibilité structurelle de cette matrice affaissable, les deux types de renforcement réagissent différemment :

- **Avec le géotextile AS :** L'amélioration est purement frictionnelle, l'angle de frottement interne grimpant à 33,30° (+2,98°). En revanche, la cohésion apparente fléchit légèrement à 36,91 kN/m², ce qui montre l'incapacité de ce non-tissé à confiner efficacement les particules de sol sous de faibles charges de cisaillement.
- **Avec le GEOTER AFPET 200 Mono :** Ce sol est celui qui réagit le plus favorablement à cette inclusion. Grâce à sa forte rigidité mécanique, cette armature compense parfaitement les carences initiales du matériau en apportant un double gain de résistance, tant sur le plan cohésif que frictionnel, ce qui confirme sa supériorité absolue.

Impact du renforcement sur le comportement des sols affaissables

Une comparaison synthétique des propriétés mécaniques des sols testés, avant et après l'introduction des inclusions, est détaillée dans le tableau suivant

Tableau.4.19 : Évolution de l'angle de frottement et de la cohésion fonction des conditions de renforcement du sol.

Condition du Sol	Comportement Mécanique Principal	Impact sur l'Angle de Frottement (φ)	Impact sur la Cohésion (c)
Sol Vierge (Non renforcé)	Résistance limitée à l'effort tranchant, propre aux caractéristiques intrinsèques de la matrice sédimentaire.	Valeur de base (30,3° à 31,6°).	Valeur de base (35,5 à 40,5 kN/m²).
Renforcé Géotextile AS	Amélioration modérée. Crée une première interface de frottement sol-inclusion.	Augmentation systématique (+2° à +3°).	Fluctuante / Stable. Peut stagner ou baisser en raison d'un glissement local à l'interface.
Renforcé GEOTER AFPET	Performances maximales. Forte rigidité extensionnelle qui bloque efficacement les déplacements latéraux du sol.	Forte augmentation (+4° à +6°).	Forte augmentation (Sauf Sol 2 stable) grâce à l'effet d'ancrage et de confinement.

Étude comparative des performances des géosynthétiques (géotextile AS et GEOTER AFPET 200 Mono) appliquées aux Sols O1, O2 et T1

L'analyse croisée des résultats met en évidence des tendances mécaniques nettes et cohérentes liées à la nature des renforcements appliqués aux sols affaissables étudiés. À l'état naturel, les trois sols présentent des caractéristiques frictionnelles très proches,

avec un angle de frottement interne variant de 30,32° (Sol T2) à 31,63° (Sol O2), et des cohésions comprises entre 35,59 kN/m² (Sol O1) et 40,56 kN/m² (Sol O2). Cette proximité des valeurs confirme leur similarité géotechnique et traduit une résistance au cisaillement globalement modérée, insuffisante pour assurer une bonne tenue sous sollicitations élevées sans risque d'effondrement brusque.

L'introduction des géosynthétiques améliore systématiquement l'angle de frottement interne, avec toutefois des performances nettement plus marquées pour le GEOTER AFPET 200 Mono par rapport au géotextile AS. Le gain maximal est observé sur le Sol T1 (+6,54°), illustrant une interaction sol–renforcement plus efficace, liée à l'ancrage et au micro-encastrement des grains dans la structure rigide et rugueuse du GEOTER.

Concernant la cohésion apparente, les deux systèmes de renforcement présentent des comportements différents. Le géotextile AS induit une réponse irrégulière, avec une légère augmentation pour le Sol O1 mais une diminution pour les Sols O2 et T1, ce qui peut s'expliquer par sa grande flexibilité et son extensibilité favorisant des déformations locales ou des glissements à l'interface, limitant ainsi le confinement des grains. À l'inverse, le GEOTER AFPET 200 Mono assure une amélioration significative de la cohésion pour les Sols O1 et T1 Le gain maximal est observé sur le Sol T1 (+6,54°)., tout en maintenant une stabilité pour le Sol O2. Sa rigidité élevée en traction permet un confinement passif efficace, limitant les déplacements latéraux des particules et conduisant à une amélioration globale et homogène des propriétés mécaniques du sol renforcé. Une synthèse des gains mécaniques maximaux obtenus pour chaque type de sol est présentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau.4.20 : Performances comparées et identification du meilleur renforcement géosynthétique selon la nature de l'échantillon

Échantillon	**Meilleur Renforcement**	**Gain sur l'Angle φ**	**Gain sur la Cohésion c**	**Évaluation du Comportement**
Sol O1	GEOTER AFPET 200 Mono	+4,40°	+5,81 kN/m²	Amélioration mécanique très équilibrée et régulière.
Sol O2	GEOTER AFPET 200 Mono	+3,95°	+0,81 kN/m²	Gain principalement frictionnel ; corrige les anomalies du géotextile AS.
Sol T1	GEOTER AFPET 200 Mono	+6,54°	+5,77 kN/m²	Réponse maximale au renforcement tant en cohésion qu'en frottement.

Interprétation globale des paramètres de résistance du sol renforcé

L'introduction d'un géosynthétique dans le sol améliore les paramètres de résistance au cisaillement grâce à l'interaction développée entre les particules de sol et le renforcement. Lors du cisaillement, les grains s'ancrent dans la texture du géotextile, générant un frottement supplémentaire qui s'ajoute au frottement naturel du sol. Ce mécanisme devient plus marqué avec le GEOTER AFPET 200 Mono en raison de sa forte résistance mécanique, ce qui entraîne une augmentation de l'angle de frottement interne et un redressement de l'enveloppe de rupture. Par ailleurs, le renforcement induit une augmentation de la cohésion apparente du sol. Sous l'effet des contraintes de cisaillement, le sol tend à se déformer et à se dilater, mettant ainsi le géotextile en traction. En réaction, celui-ci exerce un effet de confinement qui maintient les particules solidaires et limite leur séparation. Ce comportement se traduit par une hausse de l'ordonnée à l'origine de la droite de Coulomb, correspondant à une augmentation de la cohésion apparente. Les meilleures performances observées avec le GEOTER AFPET 200 Mono sont liées à sa rigidité en traction plus élevée que celle du géotextile non tissé AS, assurant un confinement mécanique plus efficace.

Tableau 4.21 : Synthèse globale des performances mécaniques et œdométriques

Sol	Renforcement	c (kPa)	φ (°)	Observation
O1	Vierge	35.59	31.38	Sol très collapsible
O1	AS (30)	36.88	34.13	Amélioration modérée
O1	GEOTER	41.40	35.78	Meilleure performance
O2	Vierge	40.56	31.63	Plus stable que O1
O2	AS (30)	36.97	34.87	Gain surtout sur φ
O2	GEOTER	41.37	35.58	Très bon comportement
T1	Vierge	38.54	30.32	Sensible au mouillage
T1	AS (30)	36.91	33.30	Gain notable
T1	GEOTER	44.31	36.86	Gain maximal

L'analyse globale des résultats expérimentaux met en évidence l'influence significative du renforcement par géosynthétiques sur le comportement des sols affaissables étudiés. Les essais œdométriques ont montré une réduction notable du potentiel d'affaissement après renforcement, tandis que les essais de cisaillement direct ont mis en évidence une amélioration des paramètres de résistance mécanique. Les résultats indiquent également que l'augmentation de la teneur en fines contribue à réduire la sensibilité à l'affaissement. Parmi les solutions étudiées, le géocomposite GEOTER AFPET 200

MONO présente les meilleures performances, avec les gains les plus élevés en cohésion et en angle de frottement interne ainsi qu'une réduction importante du potentiel d'affaissement. Ces observations confirment l'efficacité du confinement et de la redistribution des contraintes induits par le renforcement géosynthétique.

- Le sol O1 est le plus affaissable.
- L'augmentation de la teneur en fines réduit le potentiel d'affaissement.
- Les géosynthétiques améliorent systématiquement les performances hydro-mécaniques des sols étudiés.
- Le géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO constitue le renfort le plus performant.

Conclusion

Pour la stabilisation des trois types de sols affaissables, le GEOTER AFPET 200 Mono se distingue comme la solution la plus performante et la plus fiable. Sa rigidité élevée et sa forte capacité de confinement de la matrice sédimentaire sous charge permettent d'améliorer simultanément les caractéristiques frictionnelles et cohésives, avec des résultats supérieurs à ceux du géotextile non tissé AS. Ce dernier permet certes une augmentation de l'angle de frottement interne jusqu'à 34,87°, mais cette amélioration s'accompagne d'une réduction de la cohésion, qui atteint 36,97 kN/m². Cette réduction est liée à une faible résistance au cisaillement sous une contrainte normale de 100 kPa, entraînant une modification de la droite de rupture de Coulomb et traduisant probablement un glissement local ou une interaction limitée entre le sol et le géotextile. À l'inverse, le GEOTER AFPET 200 Mono présente un comportement plus homogène et plus performant. L'angle de frottement interne atteint 35,58°, tandis que la cohésion augmente légèrement jusqu'à 41,37 kN/m², confirmant une amélioration régulière de la résistance au cisaillement sous l'ensemble des contraintes appliquées.

Conclusion générale

Le présent travail de Master a porté sur l'étude expérimentale du renforcement des sols collapsibles par géosynthétiques, avec pour objectif principal d'évaluer l'influence de cette technique sur le comportement géomécanique de sols reconstitués présentant une susceptibilité à l'effondrement sous humidification.

Les sols affaissables constituent une problématique majeure en géotechnique, particulièrement dans les régions arides et semi-arides telles que certaines zones du sud algérien. Leur structure initialement lâche, poreuse et métastable leur confère une sensibilité importante aux variations de teneur en eau. Lorsqu'ils sont soumis à une saturation sous charge, la rupture des liaisons capillaires et des faibles forces interparticulaires provoque une réorganisation rapide de la structure granulaire, entraînant des tassements parfois sévères susceptibles de compromettre la stabilité des ouvrages.

Dans cette étude, une démarche expérimentale rigoureuse a été adoptée afin de mieux comprendre les mécanismes de comportement de ces sols et d'évaluer l'efficacité du renforcement par géosynthétiques. Six formulations de sols affaissables ont été reconstituées en laboratoire à partir de deux sables de provenances différentes, issus de Ouargla et de Tebessa, mélangés à des fractions fines argileuses selon différentes proportions. Cette approche a permis de reproduire des structures représentatives de sols collapsibles tout en contrôlant les paramètres influençant leur comportement.

Les essais de caractérisation physique, chimique et géotechnique ont mis en évidence l'influence déterminante de la granulométrie, de la teneur en fines et des propriétés physico-chimiques sur la structure et la stabilité des sols reconstitués. L'augmentation de la fraction fine a modifié la compacité du squelette granulaire ainsi que les interactions interparticulaires, influençant directement le potentiel d'affaissement et la réponse mécanique du matériau.

Les essais œdométriques ont confirmé que les sols non renforcés présentent un potentiel d'affaissement significatif, dont l'amplitude dépend fortement de la composition du mélange et du niveau de contrainte appliqué. Les résultats ont montré que l'humidification sous charge provoque une réduction notable de l'indice des vides, traduisant un collapse structurel marqué. Cela confirme la forte sensibilité des sols étudiés aux variations hydriques.

L'introduction des géosynthétiques a permis d'améliorer sensiblement le comportement des échantillons testés. Le renforcement a entraîné une réduction importante du potentiel d'affaissement, accompagnée d'une diminution des déformations verticales induites par le mouillage. Cette amélioration s'explique principalement par les mécanismes d'interaction développés à l'interface sol–renfort, notamment le frottement, l'effet membrane, le confinement latéral et la redistribution des contraintes.

Les essais de cisaillement direct ont également mis en évidence une amélioration des propriétés mécaniques des sols renforcés. Une augmentation de la résistance au cisaillement a été observée, se traduisant par une amélioration de la cohésion apparente ainsi que de l'angle de frottement interne. Le renforcement a permis une meilleure mobilisation des efforts au sein de la matrice granulaire, retardant ainsi les mécanismes de rupture.

Par ailleurs, l'analyse comparative des deux matériaux de renforcement a montré que le géocomposite GEOTER AFPET 200 MONO offre globalement les meilleures performances par rapport au géotextile non tissé AS (30). Sa rigidité plus élevée et sa plus grande capacité de traction favorisent une meilleure redistribution des contraintes et une stabilisation plus efficace de la structure du sol. Toutefois, le géotextile AS (30) a également montré des performances satisfaisantes, notamment en matière de limitation des déformations.

En définitive, cette étude confirme que le recours aux géosynthétiques constitue une solution efficace et prometteuse pour l'amélioration des sols affaissables. Le renforcement permet non seulement de réduire le risque d'effondrement sous humidification, mais également d'améliorer la portance et la stabilité globale des ouvrages fondés sur ce type de terrain. Les résultats obtenus contribuent ainsi à une meilleure compréhension du comportement des sols affaissables renforcés et apportent des éléments utiles pour le dimensionnement des solutions de stabilisation en pratique géotechnique.

Recommandations et perspectives

Au terme de ce travail, diverses perspectives de recherche se dégagent en vue d'approfondir l'analyse du comportement des sols affaissables renforcés par géosynthétiques et de perfectionner les techniques de stabilisation actuellement disponibles. L'exploration de ces pistes contribuera à une meilleure compréhension des mécanismes d'interaction sol–renfort et favorisera le développement de solutions plus fiables, plus durables et mieux optimisées sur les plans technique et économique.

- Dans un premier temps, il serait pertinent d'étendre le programme expérimental à d'autres types de sols affaissables naturels afin de valider les résultats obtenus sur des matériaux plus représentatifs des conditions réelles de terrain. Une telle approche permettrait de mieux évaluer l'applicabilité des conclusions de cette étude à différentes configurations géotechniques et environnementales.
- Une analyse plus approfondie de l'influence des paramètres de renforcement, notamment le nombre de couches de géosynthétiques, leur espacement ainsi que leur position au sein du massif, permettrait de mieux comprendre leur rôle dans l'amélioration des performances mécaniques du sol et d'identifier les configurations optimales de renforcement.
- Les résultats obtenus dans ce travail ont montré que l'insertion de géotextiles permet de réduire significativement le potentiel d'effondrement œdométrique sous humidification. De plus, la présence de géosynthétiques améliore les paramètres de résistance au cisaillement après mouillage, bien que l'ampleur de cette amélioration demeure fortement dépendante du type de renfort utilisé. Ces observations justifient la poursuite des investigations sur le comportement comparatif de différents géosynthétiques, notamment en termes de rigidité, de résistance en traction et d'interaction avec la matrice de sol.
- Il serait également intéressant d'étudier le comportement des sols renforcés sous chargements cycliques ou dynamiques, afin de reproduire plus fidèlement les conditions réelles rencontrées sous l'effet du trafic routier, ferroviaire ou des sollicitations sismiques.
- Dans une perspective de durabilité, l'évaluation de l'effet du temps, du fluage et du vieillissement des géosynthétiques sur leurs performances mécaniques apparaît indispensable, en particulier lorsque ces matériaux sont exposés à des environnements agressifs ou à des conditions climatiques sévères.
- En outre, l'étude de solutions hybrides combinant le renforcement par géosynthétiques avec des traitements chimiques (chaux, ciment ou polymères) pourrait conduire à des techniques de stabilisation plus performantes, capables d'agir simultanément sur la structure du sol et sur sa résistance mécanique.

– Enfin, le recours à des modélisations numériques, notamment par la méthode des éléments finis, permettrait de mieux décrire les mécanismes d'interaction sol–géosynthétique et d'optimiser le dimensionnement des ouvrages renforcés. Ces approches gagneraient à être complétées par des essais à grande échelle ou in situ, indispensables pour confronter les résultats de laboratoire aux conditions réelles de chantier.

Références bibliographiques

- Abelev, Y. M. (1975). *Construction on Loessial Soils*. Moscow: Stroyizdat.
- Abu-Farsakh, M., Chen, Q., & Sharma, R. (2013). *Performance of geosynthetic-reinforced foundations*.
- Alamgir, M., Miura, N., & Poorooshasb, H. (1996). *Collapse behavior of reinforced collapsible soils*.
- Barden, L., McGown, A., & Collins, K. (1973). *The collapse mechanism in partly saturated soil*.
- Bergado, D. T., et al. (1996). *Geosynthetics and their applications in soil reinforcement*.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329–378.
- Clemence, S. P., & Finbarr, A. F. (1981). Collapsible soils: engineering and geological properties. *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, 107(4), 451–473.
- Dudley, J. H. (1970). Review of collapsing soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(3), 925–947.
- Feda, J. (1988). *Collapse and Expansive Soils*. Elsevier, Amsterdam.
- Giroud, J. P., & Han, J. (2004). *Design methods for geosynthetic-reinforced foundations*.
- Houston, S. L., Houston, W. N., & Wagner, A. (2001). *Collapsible soil problems and solutions*.
- Houston, S. L., Houston, W. N., & Spadola, D. J. (2001). Prediction of field collapse of soils due to wetting. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(11), 905–912.
- Houston, S. L., Houston, W. N., & Lawrence, C. A. (2002). Collapsible Soil Engineering in Highway Infrastructure Development. *Journal of Transportation Engineering*, 128(3), 295–300.
- International Geosynthetics Society (IGS). *International Geosynthetics Society*.
- Jennings, J. E., & Knight, K. (1957). The additional settlement of foundations due to collapse of structure of sandy subsoils on wetting.

- Jennings, J. E., & Knight, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. *Proceedings of the 6th African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Durban, 99–105.
- Jewell, R. A. (1996). *Soil Reinforcement with Geotextiles*.
- Koerner, R. M. (2012). *Designing with Geosynthetics*.
- Lawton, E. C., Fragaszy, R. J., & Hardcastle, J. H. (1992). *Collapse of compacted clayey sand*.
- Leroueil, S., & Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils.
- Miao, L., Liu, S., & Lai, Y. (2002). *Behaviour of collapsible soils*.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*.
- Mohsen, A., & Albusoda, B. S. (2022). Effect of climatic conditions on the behavior of collapsible soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 16(4), 421–430.
- Palmeira, E. M. (2018). *Geosynthetics in Geotechnical Engineering*.
- Sivakumar Babu, G. L. *An Introduction to Soil Reinforcement and Geosynthetics*.