

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba-Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par

Aymen Elouanas ASSELI

Thème :

Etude du comportement mécanique et hydraulique des sols renforcés par géosynthétiques

Soutenue le 29/04/2026, devant le jury composé de :

Noureddine DELLA	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Président
Ahmed ARAB	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Examinateur
Nawel Aouali	MCA	Université Saad DAHLEB Blida	Examinatrice
DENINE Sidali	MCA	U Tipaza	Examinateur
Ismail BENESSALAH	MCA	Université de Chlef (UHBC)	Rapporteur
Adam Hamrouni	MCA	Université de Souk-Ahras (UMCM)	Co-rapporteur
Abderrahim Gheris	MCA	Université de Souk-Ahras (UMCM)	Invité



Remerciements

Avant tout, je remercie Allah, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la force, la sagesse et la persévérance nécessaires pour mener à bien cette thèse.

Entreprendre et mener à bien cette thèse de doctorat a été une expérience transformatrice, marquée par un développement personnel et académique.

J'exprime ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce projet, et plus particulièrement au **Dr. Ismail BENESSALAH**, Maître de conférences classe A et au **Dr. Adam Hamrouni**, Maître de conférences classe A mes directeurs de thèse, pour leur soutien et leurs conseils constants. Travailler sous leur direction a été une expérience enrichissante et privilégiée, et leur dévouement sans faille tout au long de ce parcours a été inestimable.

Je souhaite exprimer ma gratitude à **Dr. Stéphane LAMBERT** d'IRSTEA de Grenoble, d'avoir participé au suivi et à l'orientation de la partie expérimentale de ce travail de thèse.

J'adresse mes sincères remerciements à **Pr. Nouredine DELLA** pour avoir accepté de présider le jury de cette recherche. J'adresse également mes sincères remerciements aux membres du jury **Pr. Ahmed Arab**, **Dr. Nawel Aouali**, **Dr Sidali DENINE** et **Dr. Abderrahim Gheris** qui m'ont fait l'honneur de participer à l'évaluation de ce travail.

Je remercie également **M. Farid Cherifi**, Directeur technique de Afitex Algérie, ainsi que **M. Lakhdar Hafsi**, ingénieur au laboratoire InfraRES de l'Université de Souk-Ahras. Je suis profondément reconnaissant envers mes collègues et collaborateurs pour l'environnement académique stimulant et les opportunités de collaboration qu'ils m'ont offertes. Leur soutien a été déterminant pour l'avancement de cette recherche.

Nous adressons également nos sincères remerciements aux sociétés AFITEX-Algérie et AFITEXINOV pour mettre en disponibilité les matériaux géosynthétiques utilisées dans nos campagnes expérimentales ; soit ici en Algérie ou au laboratoire INRAE de Grenoble

Je suis particulièrement reconnaissant à ma famille pour ses encouragements constants son soutien indéfectible a été mon pilier tout au long des épreuves de cette quête universitaire.

J'adresse également mes remerciements à tous mes amis, proches et lointains, et plus particulièrement à **Khalil Zouaoui**, **Ismail Benzaoui**, **Riyadh Benyattou**, **Seif eddine Khadraoui** ainsi qu'à , amis d'enfance, pour leur soutien et leur motivation indéfectibles.

Dédicaces

Je dédie ce travail,

À mon père, À ma mère (رحمها الله) , à mes sœurs et mes frères pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur soutien constant tout au long de mon parcours académique.

À ma famille, pour leurs encouragements, leur patience et leur présence bienveillante.

À toutes les personnes qui m'ont soutenu, de près ou de loin, et qui ont participé, par leurs conseils et leur aide, à l'aboutissement de ce travail.

Table des matières

Résumé	I
Abstract.....	II
ملخص.....	III

Introduction Générale

Introduction générale	2
-----------------------------	---

Chapitre I : Étude Bibliographique

I.1. Introduction	6
I.2. Nature et structure des sols.....	6
I.3. Comportement mécanique des sols	7
I.4. Comportement hydraulique des sols.....	8
I.5. Couplage hydromécanique des sols.....	9
I.6. Méthodes de renforcement des sols.....	9
I.6.1. Méthodes de renforcement traditionnelles	9
I.6.2. Méthodes de renforcement par traitement des sols	10
I.7. Généralités sur les géosynthétiques	11
I.7.1. Définition et classification des géosynthétiques	11
I.7.2. Types de géosynthétiques	11
I.7.3. Fonctions des géosynthétiques en géotechnique.....	15
I.8. Applications des géosynthétiques dans les ouvrages géotechniques.....	17
I.8.1. Renforcement des fondations superficielles.....	17
I.8.2. Renforcement des chaussées et routes	18
I.8.3. Renforcement des remblais et talus.....	19
I.8.4. Ouvrages de soutènement	19
I.8.5. Applications ferroviaires	20
I.8.6. Systèmes de confinement des déchets.....	20
I.9. Mécanismes de renforcement des sols par géosynthétiques.....	20
I.9.1. Comportement mécanique des sols renforcés	21
I.9.2. Comportement hydraulique des sols renforcés	24
I.10. Paramètres influençant l'efficacité du renforcement	26
I.10.1. Paramètres géométriques du renforcement	27
I.10.2. Propriétés des géosynthétiques.....	28
I.10.3. Propriétés du sol.....	29
I.11. Conclusion	29

Chapitre II : Matériaux et Procédures Expérimentales

II.1. Introduction	31
II.2. Description des matériaux	31

II.2.1. Sables étudiés.....	31
II.2.1.1. Sable de Chlef.....	31
II.2.1.2. Sable de Zemmouri (Boumerdès).....	32
II.2.1.3. Sable de Hostun.....	33
I.2.2. Géocell.....	34
I.2.3. Géosynthétiques.....	35
II.3. Programme Expérimental et Paramètres d'Étude.....	37
II.3.1. Dispositif expérimental du système triaxial.....	37
II.3.1.1. Essais triaxiaux monotones drainés.....	37
II.3.1.2. Essais triaxiaux cycliques non drainés.....	39
II.3.2. Dispositif expérimental du l'essai d'extraction.....	42
II.3.2.1. Procédure expérimentale.....	42
II.3.2.2. Conditions d'essai.....	44
II.4. Conclusion.....	44

Chapitre III : Effet des Géocells sur la Réponse Mécanique et Hydraulique des Sols

III.1. Introduction.....	47
III.2. Effet de la hauteur des géocells sur la résistance au cisaillement.....	47
III.3. Effet de la hauteur des géocells sur le comportement volumique.....	50
III.4. Influence de la hauteur des géocells sur la relation contrainte déviatorique–pression moyenne effective du sable.....	51
III.5. Effet de la pression de confinement sur la résistance au cisaillement maximale et la déformation volumique.....	53
III.6. Effet de la hauteur de géocell sur la contrainte déviatorique et déformation volumique.....	54
III.7. Caractéristiques de la résistance au cisaillement.....	55
III.8. Etude analytique de confinement généré par géocell.....	56
III.9. Influence de la hauteur de géocell sur la conductivité hydraulique.....	61
III.10. Conclusion.....	62

Chapitre IV : Réponse Cyclique d'un Sable Renforcé Par Géocell

IV.1. Introduction.....	65
IV.2. Histoire et Contexte Géologique.....	65
IV.3. Comportement contraint effective.....	67
IV.4. Comportement de la pression interstitielle.....	69
IV.5. Résistance à la liquéfaction.....	72
IV.6. Propriétés dynamiques.....	75

IV.7. Influence de la hauteur de géocell sur la conductivité hydraulique.....	77
IV.8. Conclusion	78

***Chapitre V : Comportement des Interfaces Géosynthétiques ; Etude Expérimentale
des Essais D'extraction***

V.1. Introduction.....	81
V.2. Caractérisation mécanique du sol	82
V.3. Comportement d'interface (Caractérisation des interfaces).....	83
V.3.1. Caractérisation des interfaces sol-géotextile	83
V.3.2. Résultats des essais d'extraction dynamique.....	84
V.3.2.1. Essais sur géotextile Notex GX 100/50.....	84
V.3.2.2. Essais sur géotextile Notex C 50/50-25.....	89
V.3.2.3. Relations force-déplacement	91
V.3.2.4. Distribution des contraintes dans la cuve d'essai	94
V.4. Conclusion	97
Conclusions Générales.....	100
Recommandations et Perspectives.....	101
Références.....	103

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Schéma microscopique d'un sol	7
Figure I.2. Critère de Mohr-Coulomb.....	8
Figure I.3. Aspect des géotextiles : (a) géotextile, (b) géotextile non tissé.....	12
Figure I.4. Aspect des géogrilles : (a) Géogrille large mailles (b) Géogrille 3D.....	13
Figure I.5. Géocells polymérique : (a) état initial avant installation ; (b) représentation schématique de la géométrie cellulaire tridimensionnelle.....	14
Figure I.6. Fonction de séparation des géotextiles.....	16
Figure I.7. Fonction de filtration des géotextiles.....	16
Figure I.8. Fonction de drainage des géotextiles.....	17
Figure I.9. Fonction de renforcement des géosynthétiques.....	17
Figure I.10. Procédés de renforcement des infrastructures routières par géosynthétiques et géocells : (a) installation d'une géogrille dans une structure de chaussée ; (b) couche de forme renforcée par géocells confinant des matériaux granulaires.....	18
Figure I.11. Exemples d'application des géosynthétiques : (a) mur de soutènement renforcé par géosynthétiques ; (b) mise en œuvre d'une géomembrane pour l'étanchéité d'un remblai en infrastructure portuaire.....	19
Figure I.12. Effet de membrane dans le renforcement (D'après Zhang et al)	21
Figure I.13. Distribution des contraintes en fonction de la profondeur dans une chaussée souple : (a) Zone de fortes contraintes directement sous la charge ; (b) Faible charge au niveau du sous-sol.....	21
Figure I.14. Développement des surfaces de glissement dans les fondations non renforcées et renforcées par géocell : Biswas et al.....	22
Figure I.15. Cercles de Mohr pour les sols renforcés et non renforcés et estimation de la cohésion apparente (d'après Bathurst et Karpurapu 1993).....	23

Chapitre II

Figure II.1. Courbe granulométrique du sable de Chlef.....	32
Figure II.2. Courbe granulométrique du sable de Zemmouri.....	33
Figure II.3. Position des géocells à différentes hauteurs : (a) procédé de compactage statique appliqué aux couches du sol (adapté de Unnikrishnan et al., 2002) ; (b) GH = 25 mm ; (c) GH = 50 mm ; et (d) GH = 100 mm.....	36
Figure II.4. Position des géocells à différentes hauteurs.....	36

Figure II.5. Montage du système triaxial.....	37
Figure II.6. Protocol expérimental du système triaxial.....	41
Figure II.7. Dispositif expérimental de l'essai d'extraction : (a) vue générale de l'installation hydraulique ; (b) La cuve	42
Figure II.8. Détails du dispositif d'essai d'arrachement : (a) système d'ancrage et de fixation du géosynthétique et capteurs de force, (b) Capteurs des déplacements.	43
Figure II.9. Schéma de principe de l'essai d'extraction montrant la disposition les capteurs	44

Chapitre III

Figure III.1. Essais de compression drainés – Relation entre la contrainte déviatorique et la déformation axiale : (a) sable de Chlef non renforcé ; (b) sable renforcé (GH = 25 mm) ; (c) sable renforcé (GH = 50 mm) ; et (d) sable renforcé (GH = 100 mm).....	49
Figure III.2. Essais de compression drainés – Relation entre la déformation volumique et la déformation axiale : (a) sable de Chlef non renforcé ; (b) sable renforcé (GH = 25 mm) ; (c) sable renforcé (GH = 50 mm) ; et (d) sable renforcé (GH = 100 mm).....	51
Figure III.3. Diagrammes p' - p pour des sables renforcés avec des géocells de différentes hauteurs (GH).....	52
Figure III.4. Résultats des essais de compression drainés : (a) résistance au cisaillement maximale en fonction de la pression de confinement σ'_c et (b) déformation volumique en fonction de la pression de confinement σ'_c	54
Figure III.5. Résultats des essais de compression drainés : (a) contrainte déviatorique mobilisée q en fonction de la hauteur de géocellule (GH) et (b) déformation volumique en fonction de la hauteur de géocellule (GH).....	55
Figure III.6. Effet de la hauteur des géocells sur les paramètres de résistance au cisaillement : (a) enveloppe de rupture intrinsèque, (b) cohésion en fonction de la hauteur de géocellule (GH), et (c) angle de frottement en fonction de la hauteur de géocellule (GH).	56
Figure III.7. Répartition des contraintes agissant sur la paroi de la géocell.....	58
Figure III.8. Relation entre la hauteur déformée de l'échantillon et la déformation axiale, par rapport à la hauteur initiale.....	59
Figure III.9. Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la hauteur de géocell.....	61

Chapitre IV

Figure IV.1. Localisation du séisme de Zemmouri-Boumerdes du 21 mai 2003 en Algérie (AFPS 2003).....	66
---	----

Figure IV.2. Liquéfaction des sols à proximité de la rivière Isser, Zemmouri-Boumerdes (AFPS 2003).....	67
Figure IV.3. Réponse cyclique non drainée du sable sous un CSR = 0.30 :(a) comportement contrainte–déformation ;(b) chemin de contraintes effectives.....	68
Figure IV.4. Réponse cyclique non drainée du sable sous un CSR = 0.35 :(a) comportement contrainte–déformation ;(b) chemin de contraintes effectives.....	68
Figure IV.5. Réponse cyclique non drainée du sable sous un CSR = 0,40 :(a) comportement contrainte–déformation ;(b) chemin de contraintes effectives.....	69
Figure IV.6. Évolution de la pression interstitielle dans le sable sous chargement cyclique non drainé : effet du rapport de contrainte cyclique (CSR) et de la hauteur de géocellule (GH) :(a) sable non renforcé ;(b) GH = 12,5 mm ;(c) GH = 25 mm ;(d) GH = 50 mm.....	70
Figure IV.7. Rapport de pression interstitielle en fonction du nombre de cycles normalisé pour le sable non renforcé et renforcé par géocell :(a) sable non renforcé ;(b) GH = 12,5 mm ;(c) GH = 25 mm ;(d) GH = 50 mm.....	72
Figure IV.8. Liquefaction resistance curves for unreinforced and geocell-reinforced sand.....	73
Figure IV.9. Influence of geocell height and cyclic stress ratio (CSR) on the liquefaction-induced resistance increase factor (LIRF).....	75
Figure IV.10. Relationship between stiffness degradation and number of cycles for sand with and without geocell reinforcement at different cyclic stress ratios (CSR): (a) CSR = 0.30, (b) CSR = 0.35, and (c) CSR = 0.40.....	76
Figure IV.11. Rapport d’amortissement en fonction du nombre de cycles pour le sable non renforcé et renforcé à différentes valeurs de CSR : (a) CSR = 0,30, CSR = 0,35 et CSR = 0,40	76
Figure IV.12. Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la hauteur de géocell.....	78

Chapitre V

Figure V.1. Essai de cisaillement direct sur le sable d’Hostun non renforcé : (a) Variation de l’effort de cisaillement, (b) Variation du déplacement vertical, (c) Courbe intrinsèque.....	83
Figure V.2. Caractérisation de l’interface sol–géotextile (fibres transversales au-dessus des fibres longitudinales) : (a) évolution de l’effort de cisaillement ; (b) courbes intrinsèques de rupture.....	84

Figure V.3. Caractérisation de l'interface sol-géotextile (fibres transversales au-dessous des fibres longitudinales) :(a) évolution de l'effort de cisaillement ; (b) courbes intrinsèques de rupture.....	84
Figure V.4. Essai d'extraction sur Notex GX 100/50 avec vitesse d'extraction 1.52 m/s et contrainte vertical 25 kPa: (a) Évolution du déplacement aux différents points de mesure en fonction du temps, (b) Évolution de la force d'extraction en fonction du temps.....	85
Figure V.5. Essai d'extraction sur Notex GX 100/50 avec vitesse d'extraction 1.75 m/s et contrainte vertical 50 kPa : (a) Évolution du déplacement aux différents points de mesure en fonction du temps, (b) Évolution de la force d'extraction en fonction du temps.....	87
Figure V.6. Essai d'extraction sur Notex GX 100/50 avec vitesse d'extraction 2.8 m/s et contrainte vertical 25 kPa : (a) Évolution du déplacement aux différents points de mesure en fonction du temps, (b) Évolution de la force d'extraction en fonction du temps.....	89
Figure V.7. Résultats expérimentaux sur Notex C 50/50-25 avec vitesse d'extraction 1.86 m/s et contrainte vertical 25 kPa : (a) Évolution du déplacement aux différents points de mesure en fonction du temps, (b) Évolution de la force d'extraction en fonction du temps.....	91
Figure V.8. Évolution de la force en fonction du déplacement pour Notex GX 100/50 : (a) vitesse 1.5 m/s et contrainte vertical 25 kPa, (b) vitesse 2.8 m/s contrainte vertical 50 kPa.....	92
Figure V.9. Évolution de la force en fonction du déplacement pour Notex GX 100/50 : Vitesse 1.86 m/s et contrainte vertical 25 kPa.....	93
Figure V.10. Évolution de la force en fonction du déplacement pour Notex C 50/50-25: Vitesse 1.86 m/s et contrainte vertical 25 kPa.....	94
Figure V.11. Distribution des contraintes dans la cuve Notex GX 100/50 : (a) vitesse 1.5 m/s et contrainte vertical 25 kPa, (b) vitesse 2.8 m/s contrainte vertical 50 kPa.....	95
Figure V.12. Distribution des contraintes dans la cuve pour Notex GX 100/50 avec vitesse 1.75 m/s et contrainte vertical 50 kPa.....	96
Figure V.13. Distribution des contraintes dans la cuve pour Notex C 50/50-25 avec Vitesse 1.86 m/s et contrainte vertical 25 kPa.....	97

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1. Propriétés du sable de Chlef.....	32
Tableau II.2. Propriétés du sable de Zemmouri.....	33
Tableau II.3. Caractéristiques du sable de Hostun.....	34
Tableau II.4. Caractéristiques des géocells utilisé dans cette étude.....	35
Tableau II.5. Caractéristiques du Géosynthétiques utilisé dans cette étude.....	35
Tableau II.6. Essais triaxiaux dynamiques non drainés.....	41

Chapitre III

Tableau III.1. Synthèse de la pression de confinement additionnelle due au renforcement ($\Delta\sigma'_R$) à une déformation axiale $\varepsilon_a = 5\%$	60
---	----

Chapitre V

Tableau V.1. Paramètres des interfaces obtenus par essais de cisaillement direct.....	83
--	----

Liste de notation et abréviation

D_{50}	Taille moyenne des grains (mm)
C_u	Coefficient de l'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
ρ_s	Poids volumique des grains solides (g/cm ³)
e_{max}	Indice des vides max
e_{min}	Indice des vides min
D_r	Densité relative (%)
G_s	Gravité spécifique
Q	Déviateur de contraintes (kPa)
ϵ_V	Déformation volumique (%)
ϵ_a	Déformation axiale (%)
T	Contrainte de cisaillement (kPa)
σ_n	Contrainte normale (kPa)
Φ	Angle de frottement interne (°)
C	Cohésion (kPa)
q	Déviateur de contrainte (kPa)
p'	Contrainte moyenne effective (kPa)
CSR	Rapport de contrainte cyclique
N	Nombre de cycles déclenchant le phénomène de la liquéfaction
σ_d	La contrainte déviatorique (kPa)
σ'_c	La pression de confinement effective (kPa)
Δr_u	Rapport de pression interstitielle
N_L	Le nombre de cycles menant à la liquéfaction
K	La conductivité hydraulique (m/s)
μ	Variation de la pression interstitielle (kPa)
J	Modulé sécant du géotextile sous l'état de déformation ϵ_a (kN/m)
D	Diamètre des échantillons triaxiaux (cm)
H	Hauteurs des échantillons triaxiaux (cm)
GH	Hauteur de géocell (mm)
N_{GH}	Le nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction du sable renforcé par géocells

δ	L'indice de dégradation de la rigidité dynamique
G_{SN}	Module de cisaillement dynamique au Nième cycle de chargement (kPa)
G_1	Module de cisaillement sécant au premier cycle (kPa)
ΔW	L'énergie dissipée pendant un cycle (kJ/m^3)
W_s	L'énergie maximale emmagasinée dans l'échantillon au cours de ce cycle (J/m^3)
LIRF	Le facteur d'augmentation de la résistance à la liquéfaction
$\Delta\sigma'_R$	la pression de confinement additionnelle due au renforcement (kPa)

Résumé

Le renforcement des sols par géosynthétiques constitue une solution efficace pour améliorer les performances mécaniques et hydrauliques des sols sableux de faible portance. Cette thèse porte sur l'étude expérimentale du comportement de sols sableux renforcés par géosynthétique, en s'intéressant aux aspects mécaniques, hydrauliques et à la résistance à la liquéfaction sous différents modes de chargement.

Le programme expérimental a été mené sur trois types de sables (Chlef, Zemmouri et Hostun) et comprend des essais de caractérisation physique, des essais triaxiaux consolidés drainés, des essais d'extraction pour l'évaluation de l'interface sol-géosynthétique, ainsi que des essais cycliques non drainés dédiés à l'analyse de la liquéfaction.

Les résultats mettent en évidence une amélioration significative de la résistance au cisaillement des sols renforcés par géocells, principalement contrôlée par les paramètres géométriques du renforcement et les propriétés mécaniques du géosynthétique. Des corrélations empiriques ont été proposées afin de relier le gain de résistance aux caractéristiques du sol et du système de renforcement.

Les essais d'interface montrent que la résistance sol-géosynthétique dépend de la contrainte normale, de la densité du sol et de la rugosité du matériau. Les essais cycliques révèlent une augmentation notable de la résistance à la liquéfaction, attribuée au confinement tridimensionnel assuré par les géocells, qui limite la génération des pressions interstitielles.

Enfin, l'étude hydraulique indique que la présence des géocells influence la perméabilité du sol renforcé en fonction de l'état de compactage et de la configuration du renforcement. Cette recherche contribue à une meilleure compréhension du comportement des sols renforcés et fournit des éléments utiles pour le dimensionnement des ouvrages géotechniques.

Mots-clés: Géosynthétiques, Géocells, Renforcement des sols, Comportement mécanique, Comportement hydraulique, Essais triaxiaux, Essais d'extraction, Liquéfaction, Résistance cyclique, Interface sol-géosynthétique.

Abstract

Abstract

Soil reinforcement using geosynthetics represents an effective solution for improving the mechanical and hydraulic performance of low-bearing-capacity sandy soils. This thesis focuses on the experimental investigation of the behavior of sandy soils reinforced with geosynthetics, with particular emphasis on mechanical and hydraulic aspects, as well as liquefaction resistance under different loading conditions.

The experimental program was conducted on three types of sands (Chlef, Zemmouri, and Hostun) and includes physical characterization tests, consolidated drained triaxial tests, pull-out tests for the assessment of soil–geosynthetic interface behavior, and cyclic undrained tests devoted to liquefaction analysis.

The results highlight a significant improvement in the shear strength of geocell-reinforced soils, mainly governed by the geometric parameters of the reinforcement and the mechanical properties of the geosynthetic material. Empirical correlations were proposed to relate the strength gain to soil characteristics and reinforcement system parameters.

Interface tests indicate that the soil–geosynthetic interaction resistance strongly depends on the applied normal stress, soil density, and geosynthetic surface roughness. Cyclic tests reveal a notable enhancement in liquefaction resistance, attributed to the three-dimensional confinement provided by geocells, which effectively limits pore water pressure generation.

Finally, the hydraulic behavior analysis shows that the presence of geocells influences the permeability of the reinforced soil as a function of the compaction state and reinforcement configuration. This research contributes to a better understanding of the behavior of reinforced soils and provides useful insights for the design of geotechnical structures.

Keywords: Geosynthetics, Geocells, Soil reinforcement, Mechanical behavior, Hydraulic behavior, Triaxial tests, Pull-out tests, Liquefaction, Cyclic resistance, Soil–geosynthetic interface.

ملخص

يُعدّ تدعيم التربة باستعمال المواد الجيوصناعية حلاً فعالاً لتحسين الخواص الميكانيكية والهيدروليكية للتربة الرملية ذات القدرة التحميلية الضعيفة. تهدف هذه الأطروحة إلى دراسة السلوك التجريبي للتربة الرملية المدعّمة بالمواد الجيوصناعية، مع التركيز على الجوانب الميكانيكية والهيدروليكية ومقاومة التسييل تحت أنماط تحميل مختلفة.

اعتمد البرنامج التجريبي على ثلاثة أنواع من الرمال (رمال الشلف، رمال زموري، ورمال هوستون)، وشمل اختبارات التوصيف الفيزيائي، واختبارات القص ثلاثي المحاور في حالة التصريف الكامل، واختبارات الاستخراج لتقييم سلوك الواجهة بين التربة والمواد الجيوصناعية، إضافة إلى اختبارات دورية غير مصرفة مخصّصة لدراسة ظاهرة التسييل.

أظهرت النتائج تحسّناً ملحوظاً في مقاومة القص للتربة المدعّمة بالجيوسيلات، حيث يتحكم في فعالية التدعيم كلّ من المعاملات الهندسية للجيوسيلات والخواص الميكانيكية للمادة الجيوصناعية. كما تم اقتراح علاقات تجريبية لربط زيادة المقاومة بخصائص التربة ونظام التدعيم المعتمد.

بيّنت اختبارات الواجهة أن مقاومة التفاعل بين التربة والمواد الجيوصناعية تعتمد بشكل كبير على الإجهاد العمودي المطبق، وكثافة التربة، وخشونة سطح المادة الجيوصناعية. كما أظهرت الاختبارات الدورية تحسّناً واضحاً في مقاومة التسييل، يُعزى إلى الحصر ثلاثي الأبعاد الذي توفره الجيوسيلات، والذي يحدّ من تولّد ضغوط المياه المسامية.

وأخيراً، أظهرت دراسة السلوك الهيدروليكي أن وجود الجيوسيلات يؤثر على نفاذية التربة المدعّمة تبعاً لحالة الدمك والتكوين الهندسي لنظام التدعيم. تسهم هذه الدراسة في تحسين فهم سلوك التربة المدعّمة، وتوفّر معطيات عملية مفيدة لتصميم المنشآت الجيوتقنية.

الكلمات المفتاحية:

المواد الجيوصناعية، الجيوسيلات، تدعيم التربة، السلوك الميكانيكي، السلوك الهيدروليكي، اختبارات ثلاثية المحاور، اختبارات الاستخراج، التسييل، المقاومة الدورية، واجهة التربة-الجيوصناعية.

Introduction Générale

Introduction générale

Le renforcement des sols constitue, depuis plusieurs décennies, une stratégie fondamentale en géotechnique pour améliorer la capacité portante, la stabilité et la durabilité des ouvrages en terre. Parmi les différentes techniques de renforcement, l'utilisation des inclusions souples notamment les géosynthétiques s'est imposée comme une solution efficace, économique et largement adoptée dans divers contextes d'ingénierie. Ces techniques de renforcement, qui sont largement utilisées dans la construction de fondations, de remblais, de routes et d'ouvrages hydrauliques, permettent de modifier le comportement mécanique du sol en répartissant les charges, en limitant les déformations et en retardant l'apparition de la rupture. Ces matériaux, introduits au sein de la masse de sol, agissent principalement par friction, interlock et confinement, modifiant ainsi de manière significative le comportement mécanique du sol renforcé.

Dans le cadre de ce travail de thèse, l'attention a été portée sur une problématique centrale : les déformations propres à l'inclusion, qui se distinguent nettement de celles observées au sein du squelette granulaire du sol. Ces différences de comportement déformation jouent un rôle clé dans la redistribution des contraintes au sein du massif renforcé et, par conséquent, dans la stabilité globale de l'ouvrage. Il est en effet fréquemment observé que, contrairement aux attentes basées sur des approches classiques de dimensionnement, la rupture se produit dans le sol avant même que l'inclusion n'atteigne sa capacité mécanique ultime. Cette observation met en lumière une lacune importante dans les méthodologies actuelles de conception, qui tendent à considérer l'inclusion comme un élément purement résistant, sans tenir suffisamment compte de son rôle actif dans la redistribution des déformations et des contraintes au sein du massif.

Afin d'approfondir cette problématique, deux dispositifs expérimentaux ont été mis en œuvre, en tenant compte non seulement des objectifs scientifiques. Le premier dispositif repose sur un appareil triaxial conventionnel, adapté pour étudier le comportement du sol renforcé sous des conditions de chargement monotone. Dans ce cadre, un déviateur de contrainte croissant est appliqué durant la phase de cisaillement, engendrant des déformations latérales importantes phénomène particulièrement marqué sous faibles contraintes de confinement, typiques des couches superficielles de sol où les géosynthétiques sont le plus souvent employés. Afin de limiter ces déformations radiales, une cellule d'inclusion a été intégrée au montage expérimental, permettant d'assurer un confinement supplémentaire autour de l'échantillon.

Toutefois, cet effet de confinement additionnel n'est pas sans conséquences dans certaines conditions hydromécaniques. En particulier, dans le cas de sols saturés testés en conditions non drainées, une augmentation de la pression interstitielle peut résulter de ce confinement latéral imposé, conduisant

potentiellement à une réduction de la résistance effective du sol et, paradoxalement, à une dégradation de la stabilité globale. Cette hypothèse a été rigoureusement examinée dans le cadre d'une campagne d'essais triaxiaux cycliques non drainés, visant à simuler des sollicitations dynamiques telles que celles induites par les séismes ou le trafic routier.

Par ailleurs, dans la même logique d'analyse des interactions locales entre le sol et l'inclusion, des essais d'extraction (pull-out) ont été réalisés à différentes vitesses d'extraction, notamment à des vitesses élevées, afin de reproduire des conditions de chargement plus sévères. Ces essais ont conduit à l'émergence d'une hypothèse novatrice : l'inclusion pourrait, sous certaines conditions, provoquer la rupture des particules de sol situées à proximité immédiate de la nappe géosynthétique, par un mécanisme de cisaillement localisé. Cette observation, encore peu documentée dans la littérature, suggère que le renforcement ne se limite pas à une simple amélioration de la résistance globale du sol, mais qu'il peut également induire des modifications microstructurales locales, voire endommager le squelette granulaire. Or, cet effet n'est généralement pas pris en compte dans les approches de dimensionnement actuelles, bien qu'il puisse avoir un impact significatif voire déterminant sur la performance à long terme du sol renforcé, en particulier dans les sols granulaires friables ou les matériaux sensibles à la fragmentation.

Cette thèse est structurée en cinq chapitres :

- Le premier chapitre présente une revue bibliographique approfondie sur la nature et la structure des sols, en mettant l'accent sur leur comportement mécanique et hydraulique ainsi que sur le couplage hydromécanique. Une attention particulière est portée aux méthodes de renforcement des sols, incluant les techniques traditionnelles et les approches modernes utilisant des inclusions géosynthétiques, notamment les géocells. Ce chapitre examine également les mécanismes de confinement tridimensionnel et leur influence sur l'amélioration de la résistance et de la rigidité des sols granulaires.
- Le deuxième chapitre détaille les matériaux utilisés dans cette étude ainsi que les protocoles expérimentaux adoptés. Il présente les caractéristiques physiques et mécaniques des sables étudiés (sable de Chlef et sable de Zemmouri), les propriétés des géocells fabriqués à partir de géotextile polyester, ainsi que les procédures de préparation des éprouvettes, de saturation, de consolidation et de mise en charge. Les dispositifs expérimentaux déployés, notamment l'appareil triaxial et d'extraction, sont également décrits en détail, accompagnés d'une discussion sur les conditions aux limites et les modes opératoires retenus.

- Le troisième chapitre analyse les résultats des essais triaxiaux drainés réalisés sur le sable renforcé par géocell. L'étude porte sur l'influence de la hauteur des géocells et de la pression de confinement sur la résistance au cisaillement, le comportement volumique du sol et conductivité hydraulique.
- Le quatrième chapitre examine la réponse du sable sous chargement cyclique non drainé, dans le but d'évaluer la résistance à la liquéfaction en présence de géocells. Les essais ont permis d'analyser l'évolution de la pression interstitielle et la résistance cyclique du sol renforcé et conductivité hydraulique.
- Le cinquième chapitre porte sur le comportement des interfaces sol-géosynthétique à travers des essais d'extraction réalisés à différentes vitesses. L'étude vise à caractériser les mécanismes de transfert des contraintes et la mobilisation du frottement interfacial, en confrontant les résultats expérimentaux à un modèle analytique développé.

Cette thèse se conclut par une synthèse des principaux résultats obtenus lors des essais expérimentaux.

Chapitre I

Étude bibliographique

I.1. Introduction

Le comportement des sols constitue un enjeu fondamental en géotechnique, tant pour la conception des ouvrages que pour l'évaluation de leur stabilité à long terme. La complexité inhérente aux sols, matériaux naturels hétérogènes et multiphasiques, résulte de l'interaction entre leur structure granulaire, leur état de saturation et les sollicitations mécaniques auxquelles ils sont soumis. Cette complexité est d'autant plus marquée dans le contexte du renforcement des sols par inclusions géosynthétiques, où les mécanismes de transfert de contraintes et d'interaction sol-renforcement demeurent encore partiellement élucidés [1,2].

Au cours des dernières décennies, les avancées en mécanique des sols ont permis de mieux appréhender le comportement des matériaux granulaires sous diverses conditions de chargement. Les développements récents en modélisation constitutive ont mis en évidence l'importance de la microstructure du sol dans la prédiction de sa réponse macroscopique, notamment en ce qui concerne les phénomènes de dilatance, de contractance et de liquéfaction [3,4]. Parallèlement, l'étude du couplage hydromécanique a révélé le rôle déterminant de la pression interstitielle dans l'évolution de la résistance effective des sols saturés, particulièrement sous sollicitations cycliques[5].

Dans le domaine du renforcement des sols, l'utilisation de géosynthétiques a connu un essor considérable en raison de leur efficacité à améliorer la capacité portante et à limiter les déformations [2]. Toutefois, la compréhension fine des mécanismes de confinement tridimensionnel induits par les géocells et de leur influence sur le comportement global du sol renforcé nécessite encore des investigations approfondies [5]. En particulier, l'interaction entre le squelette granulaire et l'inclusion, ainsi que les phénomènes de redistribution des contraintes à l'interface sol-géosynthétique, constituent des aspects essentiels pour optimiser le dimensionnement des ouvrages renforcés

Ce chapitre vise à présenter une synthèse des connaissances actuelles sur la nature et la structure des sols, en mettant l'accent sur leur comportement mécanique et hydraulique, ainsi que sur les mécanismes de couplage hydromécanique. Une attention particulière est portée aux méthodes de renforcement des sols, depuis les techniques traditionnelles jusqu'aux approches modernes utilisant les géosynthétiques.

I.2. Nature et structure des sols

Les sols naturels constituent des matériaux géotechniques complexes, issus de l'altération mécanique et chimique des roches mères sous l'effet de divers facteurs environnementaux tels que le climat, l'eau, le temps et l'activité biologique [6]. Contrairement aux matériaux industriels, les sols présentent une forte hétérogénéité et une anisotropie marquée, ce qui rend leur comportement mécanique et hydraulique particulièrement dépendant de leur structure interne et de leur état initial [7].

Du point de vue microscopique, un sol est un milieu triphasique composé de particules solides, d'eau et d'air [8] (Figure I.1). La répartition de ces phases au sein de la matrice du sol définit sa structure et conditionne ses propriétés macroscopiques [9]. Dans les sols granulaires, tels que les sables et les graviers, la structure est dominée par le contact direct entre les grains [10,11], tandis que dans les sols fins, comme les argiles et les limons, les interactions électrochimiques entre particules jouent un rôle prépondérant [12,13].

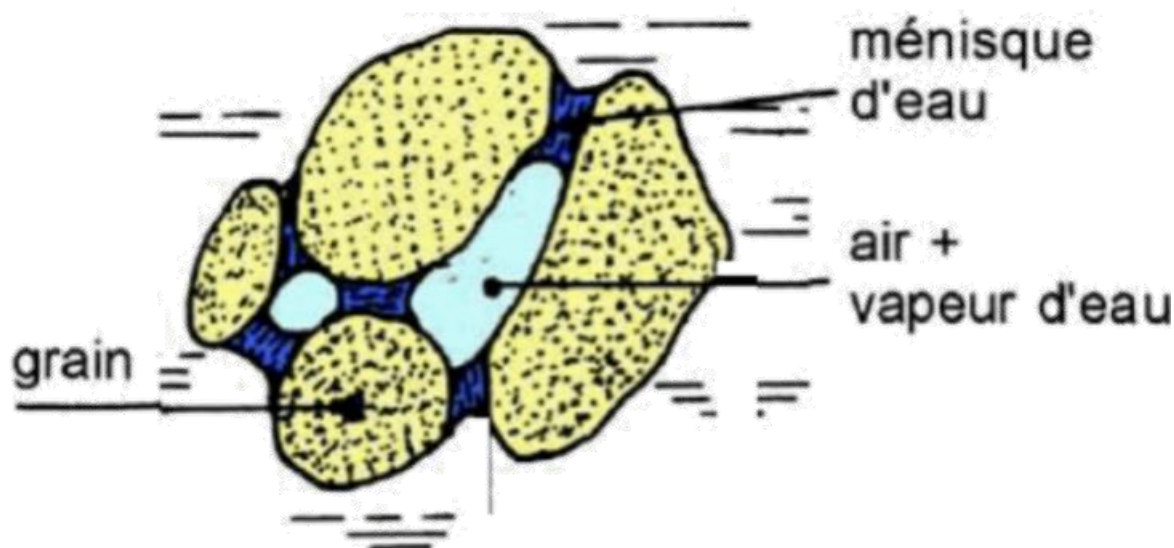


Figure I.1. Schéma microscopique d'un sol

La structure du sol est généralement caractérisée par la taille et la forme des particules, leur arrangement spatial, ainsi que par la distribution des vides [14,15]. Ces paramètres influencent directement la porosité, la perméabilité et la capacité du sol à transmettre les contraintes [16,17]. Toute modification de la structure, induite par un chargement mécanique, une variation de l'état hydrique ou l'introduction d'un renforcement, peut entraîner une évolution significative du comportement global du sol [18].

I.3. Comportement mécanique des sols

Le comportement mécanique des sols est principalement gouverné par les mécanismes de déformation et de rupture sous l'effet des sollicitations appliquées. Contrairement aux matériaux élastiques classiques, les sols présentent un comportement non linéaire, irréversible et dépendant du chemin de chargement [19,20].

Sous chargement, les sols peuvent subir des déformations volumétriques et déviatoriques. Les déformations volumétriques traduisent une variation du volume total du sol, associée à des phénomènes de contraction ou de dilatance, tandis que les déformations déviatoriques sont liées au

glissement relatif des particules [21,22]. Dans les sols granulaires denses, la dilatance est généralement observée lors du cisaillement, alors que les sols lâches ont tendance à se contracter[23,24].

La rupture des sols est généralement décrite par des critères de résistance au cisaillement, tels que le critère de Mohr–Coulomb, qui relie la contrainte de cisaillement maximale à la contrainte normale effective Figure I.2. Toutefois, de nombreuses études récentes ont montré que ce modèle reste une simplification et ne permet pas de rendre compte de l'ensemble des comportements observés, notamment sous chargement cyclique ou à grandes déformations [25,26].

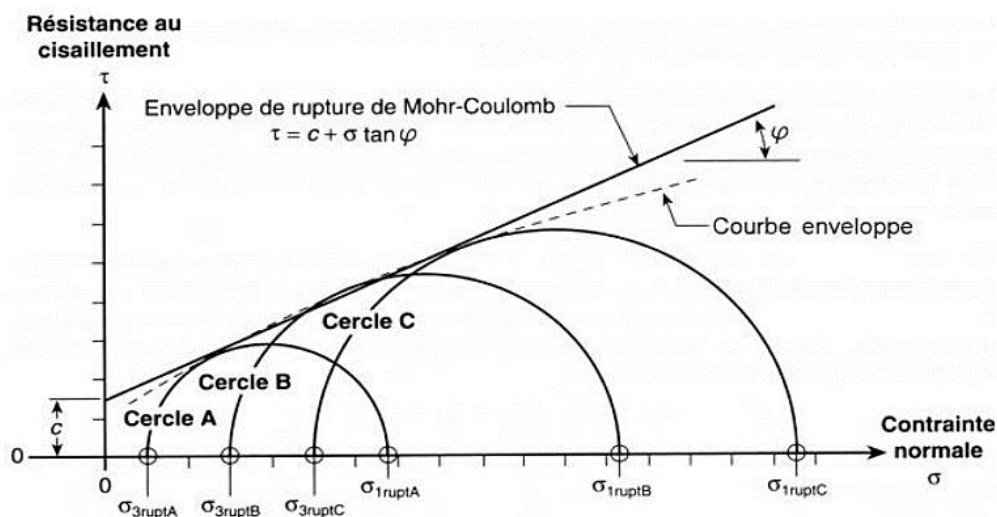


Figure I.2. Critère de Mohr-Coulomb.

Par ailleurs, le comportement mécanique des sols est fortement influencé par l'état initial, notamment la densité, la structure et le niveau de contrainte effective [7,27]. Ces paramètres jouent un rôle déterminant dans la mobilisation de la résistance au cisaillement et dans l'évolution des déformations[28].

I.4. Comportement hydraulique des sols

Le comportement hydraulique des sols est lié à leur capacité à permettre l'écoulement de l'eau à travers leur réseau de pores. La perméabilité constitue le paramètre fondamental décrivant cet écoulement et dépend étroitement de la granulométrie, de la porosité et de la structure du sol [29,30]. Dans les sols grossiers, l'écoulement de l'eau est principalement contrôlé par la taille des pores et peut être décrit de manière satisfaisante par la loi de Darcy [31,32]. En revanche, dans les sols fins, les phénomènes capillaires et les forces électrochimiques influencent fortement le mouvement de l'eau, rendant le comportement hydraulique plus complexe[33]. La présence de l'eau dans le sol induit le développement de pressions interstitielles, qui jouent un rôle majeur dans la stabilité mécanique [34,35]. Une augmentation de la pression interstitielle entraîne une diminution des contraintes

effectives, pouvant conduire à une perte de résistance, voire à des phénomènes d'instabilité tels que la liquéfaction dans les sols sableux saturés. Ainsi, le comportement hydraulique des sols ne peut être dissocié de leur comportement mécanique, en particulier dans les situations où les conditions de drainage sont limitées ou sous chargement rapide. Cette interaction hydro-mécanique est au cœur de nombreux problèmes géotechniques contemporains, notamment dans le contexte des sols non saturés et des chargements cycliques[36,37].

I.5. Couplage hydromécanique des sols

Le couplage hydromécanique représente l'interaction entre les phénomènes mécaniques et hydrauliques au sein du sol [38,39]. Ce couplage est particulièrement important dans les sols saturés soumis à des chargements transitoires ou cycliques, où la dissipation des pressions interstitielles est retardée [40].

Lors d'un chargement rapide, l'eau interstitielle ne peut pas s'évacuer instantanément, ce qui conduit à une augmentation temporaire de la pression interstitielle. Cette augmentation réduit les contraintes effectives et modifie le comportement mécanique du sol[41]. À l'inverse, lors d'un déchargement ou d'un drainage progressif, la dissipation des pressions interstitielles entraîne une réorganisation de la structure du sol et une évolution de ses propriétés mécaniques [42].

De nombreuses études ont montré que le couplage hydro-mécanique joue un rôle déterminant dans l'analyse des ouvrages géotechniques soumis à des sollicitations cycliques ou sismiques [19,43]. Dans ce contexte, la compréhension fine de ce couplage est essentielle pour évaluer la stabilité et la durabilité des structures en sol renforcé.

I.6. Méthodes de renforcement des sols

Le renforcement des sols constitue une approche fondamentale en géotechnique visant à améliorer les performances mécaniques et hydrauliques des terrains naturels. Face aux limitations de certains sols (faible capacité portante, forte compressibilité, sensibilité à l'eau), diverses méthodes ont été développées et peuvent être classées selon leur principe d'action.

I.6.1. Méthodes de renforcement traditionnelles

Le compactage mécanique vise à réduire la porosité du sol par l'application d'une énergie de compactage. Les pratiques modernes ciblent une densité relative de 95-98,5% de l'OPN, garantissant une portance optimale[44].

Le compactage dynamique utilisant des masses de 15-40 tonnes en chute libre de 10-40 mètres, permet d'améliorer les sols lâches sur de grandes profondeurs. L'étude récente de Li et al[45] a

démontré les mécanismes de renforcement du compactage dynamique profond dans les sols sableux lâches, avec des améliorations significatives de la capacité portante.

Le drainage et préchargement améliorent les sols compressibles en provoquant des tassements anticipés et en accélérant la dissipation des pressions interstitielles. Ces méthodes nécessitent toutefois des délais importants mais offrent des résultats durables [44].

I.6.2. Méthodes de renforcement par traitement des sols

Le renforcement par inclusions introduit des éléments rigides ou semi-rigides pour reprendre les charges et limiter les déformations.

Les inclusions rigides (béton, mortier, coulis) transfèrent les charges vers des couches résistantes. Réalisées par jet grouting ou deep soil mixing, elles atteignent des diamètres supérieurs à 800 mm et permettent des améliorations significatives de la capacité portante.

Les colonnes ballastées combinent drainage et renforcement, particulièrement efficaces dans les sols mous saturés. Elles offrent des portances de 0,5-1 MPa aux ELS. L'encapsulation géosynthétique (GESG) améliore significativement les performances : les colonnes courtes encapsulées surpassent les colonnes flottantes, sans adoucissement au-delà de la charge de pic [46,47].

Des études récentes ont démontré que la capacité portante ultime des colonnes encapsulées augmente de 4 à 8 fois par rapport au sol non traité, avec une amélioration jusqu'à $4\times$ le diamètre de la colonne. Une encapsulation sur 25-30% de la longueur supérieure suffit pour maximiser la capacité [48,49]. Les tests de cisaillement direct montrent que la succion matricielle et la contrainte normale nette jouent un rôle crucial dans le comportement de durcissement-adoucissement des colonnes, contribuant à leur réponse mécanique et stabilité globale sous forces de cisaillement [46]. Avantages : réduction des tassements, prévention de liquéfaction, rapidité d'installation, solution durable et économique. Les colonnes ballastées sont particulièrement adaptées aux zones sismiques. Limites : équipements lourds (vibroflots), coûts élevés, difficultés d'accès restreint. Cependant, la rapidité d'exécution et l'indépendance vis-à-vis du béton frais compensent ces inconvénients.

L'amélioration granulométrique modifie la distribution granulométrique par l'ajout de matériaux. Les géosynthétiques (géogrilles, géotextiles) offrent des solutions durables réduisant les coûts de cycle de vie jusqu'à 50% par rapport aux méthodes traditionnelles, tout en présentant des bénéfices environnementaux significatifs [50].

I.7. Généralités sur les géosynthétiques

I.7.1. Définition et classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques représentent une famille de produits manufacturés à partir de matériaux polymériques, utilisés en contact avec le sol ou la roche dans les applications géotechniques. Ces matériaux sont devenus indispensables dans l'ingénierie géotechnique moderne en raison de leur polyvalence, de leur durabilité et de leur rentabilité [51].

Les géosynthétiques couramment utilisés en construction comprennent les géomousses, les géotextiles, les géomembranes, les géogrilles, les géonets, les géocomposites et les géocells. Ces matériaux ont été utilisés avec succès dans plusieurs domaines de l'ingénierie civile, notamment les chemins de fer, les routes, les aéroports, les structures de soutènement, les remblais, les décharges, les barrages, etc[52].

Historique et évolution des géosynthétiques

Le développement des géosynthétiques pour le renforcement des sols a débuté dans les années 1970. Webster et Watkins [53] et Webster[54] ont effectué des études pionnières à la U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station pour construire des routes d'approche de ponts sur des sols de fondation faibles, permettant le mouvement fluide des véhicules militaires

Webster et Watkins [53] ont testé différents types de matériaux tels que la pierre concassée, des gabions métalliques avec roche, un système de confinement de sable, des tissus perméables en polyester et des membranes imperméables en nylon comme renforcement de base sur un sol argileux dans des routes non revêtues. Les études ont conclu que la couche de base en sable renforcée par des tubes plastiques isolés performait mieux que la couche de base conventionnelle avec pierres concassées. Des grilles carrées remplies de sable, appelées "gridcell confinement system".

Des matériaux polymériques, généralement connus sous le nom de "géocell", ont été introduits dans le système de confinement cellulaire dans les années 1980. Plus tard, des matériaux comme le polyéthylène haute densité (PEHD) avec flexibilité à basse température sont apparus [55,56].

I.7.2. Types de géosynthétiques

- **Géotextiles** : Le géotextile est une forme de géosynthétique. L'utilisation des géotextiles au cours des deux dernières décennies a été considérable. Ce sont des textiles au sens traditionnel, mais constitués de fibres synthétiques au lieu de fibres naturelles telles que la soie, la laine ou le coton. La dégradation environnementale n'est pas un problème pour ces matériaux. Cette fibre synthétique est transformée en tissu flexible, non-tissé ou assemblé de manière aléatoire ou poreuse par la machine de tissage standard (Figure I.3). Certains sont également tricotés[52].

Les géotextiles peuvent être utilisés pour au moins l'une des fonctions suivantes en ingénierie géotechnique : séparation, filtration, drainage, renforcement, stabilisation, barrière et protection contre l'érosion[51]. Les domaines d'application des géotextiles incluent la séparation, le renforcement, la filtration et le drainage[57].

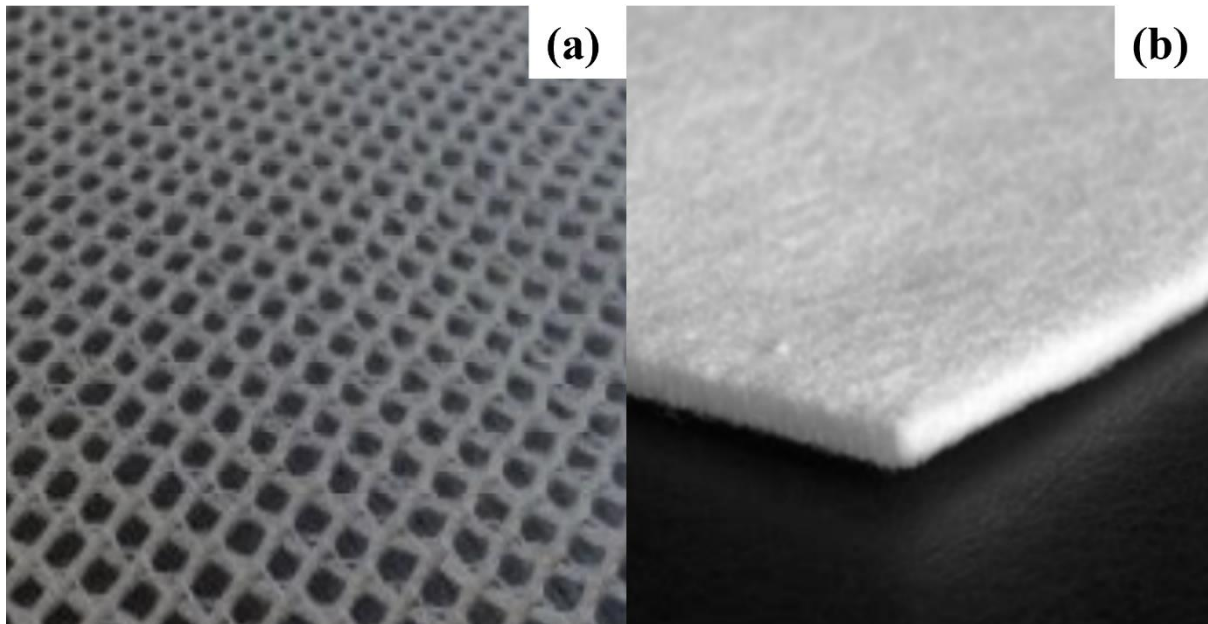


Figure I.3. Aspect des géotextiles : (a) géotextile, (b) géotextile non tissé.

- **Géotextiles naturels :** Avec la popularité du concept de développement durable, de nombreux chercheurs ont étudié la possibilité que les géotextiles naturels remplacent les géotextiles synthétiques non biodégradables[58]. Ces matériaux peuvent actuellement remplacer les géotextiles synthétiques dans environ 50% des applications géotechniques, notamment pour la stabilisation temporaire et le contrôle de l'érosion [59]. Les fibres naturelles utilisées proviennent de trois origines principales : végétales (jute, coco, sisal), animales (laine, soie) et minérales. Parmi celles-ci, les fibres végétales dominent grâce à leur disponibilité, leur faible coût et leurs performances acceptables[60]. Les principaux composants des fibres végétales sont la cellulose (40-80%), l'hémicellulose (15-25%) et la lignine (10-25%), dont les proportions varient selon l'origine et déterminent les propriétés mécaniques (Faruk et al., 2012; John et Thomas, 2008). Le jute et la fibre de coco sont les plus utilisés en raison de leurs performances supérieures et de leur biodégradabilité contrôlée [61]. Toutefois, ces matériaux présentent certaines limitations, notamment une durabilité réduite (2-5 ans) et une sensibilité à l'humidité, qui doivent être considérées lors de la conception.
- **Géogrilles :** La géogrille est généralement fabriquée à partir de matériaux polymériques, tels que le polypropylène, le polyéthylène ou le polyester[62]. Elles peuvent être tissées ou tricotées

à partir de fils, thermo-soudées à partir de bandes de matériau, ou produites en perforant un motif régulier de trous dans des feuilles de matériau, puis étirées en grille (Figure I.4). Le développement de méthodes de préparation de matériaux polymériques relativement rigides par étirage par traction a soulevé la possibilité que de tels matériaux puissent être utilisés dans le renforcement des sols pour les murs, les pentes raides, les bases de chaussées et les sols de fondation [63]. La géogrille est utilisée en couches avec des remblais granulaires ou d'autres sols appropriés pour créer une couche solide. Ainsi, la capacité portante du sol sous la charge de la fondation sera améliorée[64]. De nombreuses expériences ont montré que le sable est généralement utilisé comme matériau de remblai.

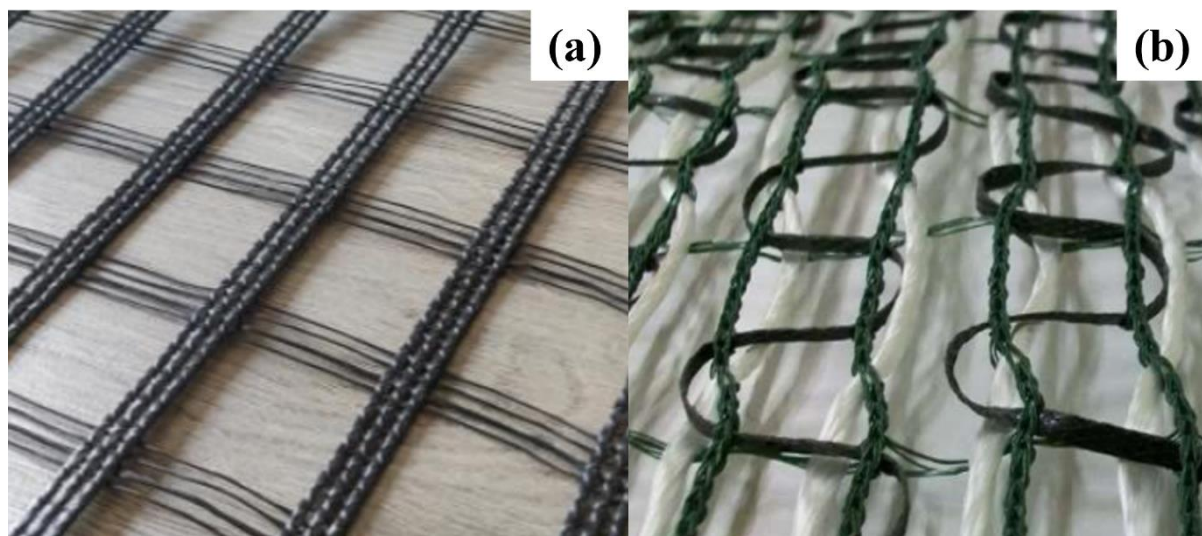


Figure I.4. Aspect des géogrilles : (a) Géogrille large mailles (b) Géogrille 3D

Les géogrilles peuvent être classées selon leur orientation en :

Géogrilles biaxiales : Les géogrilles biaxiales ont des nervures orientées dans deux directions perpendiculaires, offrant une résistance égale dans les deux directions principales. Elles sont particulièrement adaptées pour les applications nécessitant un renforcement multidirectionnel.

Géogrilles uniaxiales : Les géogrilles uniaxiales ont des nervures orientées principalement dans une seule direction, offrant une résistance maximale dans cette direction. Elles sont utilisées dans les applications où la direction de la charge principale est connue.

Géogrilles triaxiales : Les géogrilles triaxiales représentent une innovation récente avec une géométrie triangulaire qui offre une distribution plus uniforme des charges et un meilleur confinement du sol.

- **Les Géocells :** Géocell est une structure cellulaire tridimensionnelle en nid d'abeille qui assure le confinement des sols de remblai compactés (Figure I.5). Elle diminue le mouvement latéral

des particules de sol et forme un tapis ou une dalle rigide pour la distribution des charges appliquées sur une zone plus large. Les géocells ont été utilisées dans la construction de canaux, remblais, murs de soutènement, voies ferrées et routes [65,66].

Les nouveaux types de géocell sont fabriqués à partir d'une nouvelle structure polymère caractérisée par une flexibilité à basse température similaire au polyéthylène haute densité (PEHD) (Pokharel, 2010 ; Yang, 2010, cités par Marto et al., 2013). La couche de base renforcée par un matelas de géocells dans la construction routière agit comme une dalle rigide ou un matelas pour distribuer la charge de trafic verticalement sur une fondation plus large. Par conséquent, les forces verticales appliquées à la fondation sont diminuées et la capacité est augmentée [67].

Les géocells sont généralement fabriquées en géosynthétiques soudés thermiquement ou liés mécaniquement de différents types. Elles peuvent être fabriquées sur le terrain en utilisant des géotextiles ou des géogrilles planaires ; cependant, des géocells prêtes à l'emploi sont également disponibles commercialement. Les géocells prêtes à l'emploi sont faciles à transporter (sous forme repliée) et peuvent être étirées en matelas sur site. Les géocells disponibles commercialement ont généralement des hauteurs (épaisseurs) invariables et plus courtes par rapport aux géocells construites sur le terrain ; dans ce cas, la hauteur des géocells peut être sélectionnée selon les exigences de conception. Sur le terrain, les géocells sont construites avec des "joints bodkin" à travers des "barres de goujon" (selon la longueur et la résistance requises) et remplies de sol de qualité et quantité requises. Sur site, les "goujons" sont principalement faits de métaux, tels que des barres d'acier, par rapport aux joints mécaniques ou soudés thermiquement pour les matelas de géocells prêts à l'emploi commerciaux [68].

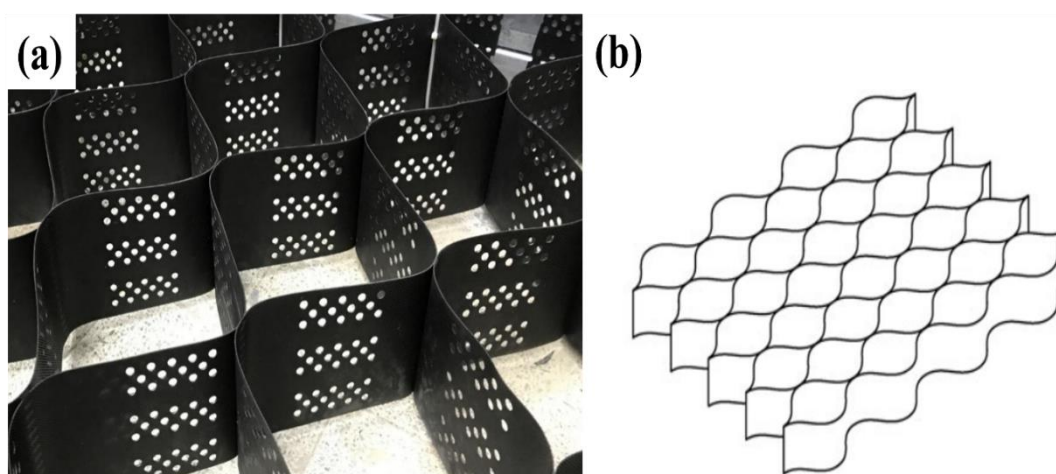


Figure I.5. Géocells polymérique : (a) état initial avant installation ; (b) représentation schématique de la géométrie cellulaire tridimensionnelle.

- **Autres géosynthétiques :**

Géomembranes : Les géomembranes sont des barrières imperméables utilisées principalement pour le contrôle de l'infiltration et de l'évaporation. Elles sont largement utilisées dans les systèmes de confinement des déchets, les réservoirs et les bassins.

Géocomposites : Les géocomposites sont des produits formés par l'assemblage de deux ou plusieurs types de géosynthétiques, combinant ainsi les avantages de chaque matériau pour optimiser les performances.

Géonets : Les géonets sont des structures polymères à ouvertures larges utilisées principalement pour le drainage et sont souvent combinés avec des géotextiles pour former des géocomposites drainants.

I.7.3. Fonctions des géosynthétiques en géotechnique

Les géosynthétiques sont des produits polymériques synthétiques utilisés pour résoudre des problèmes d'ingénierie civile. Ils comprennent huit catégories principales : géotextiles, géogrilles, géofilets, géomembranes, géosynthétiques bentonitiques, géomousses, géocells et géocomposites[69]. Les géotextiles, constituant le groupe le plus important avec plus de 1,4 milliard de m² utilisés annuellement, peuvent remplir au moins une des fonctions suivantes : séparation, filtration, drainage, renforcement, stabilisation, barrière et protection contre l'érosion [70].

- **Fonction de séparation :** La fonction de séparation des géosynthétiques empêche le mélange de deux matériaux aux propriétés différentes, préservant leur intégrité structurale [70](Figure I.6). Sans géosynthétique, deux mécanismes se produisent : les particules fines migrent vers les vides des agrégats, détruisant la capacité de drainage, tandis que les agrégats pénètrent le sol fin, réduisant sa résistance. Les géotextiles non tissés dominent cette application avec 55% du marché en 2024 grâce à leur polyvalence. Une installation correcte assure 95% des performances conçues, réduisant l'érosion de 50% et améliorant la capacité portante de 20-40%.

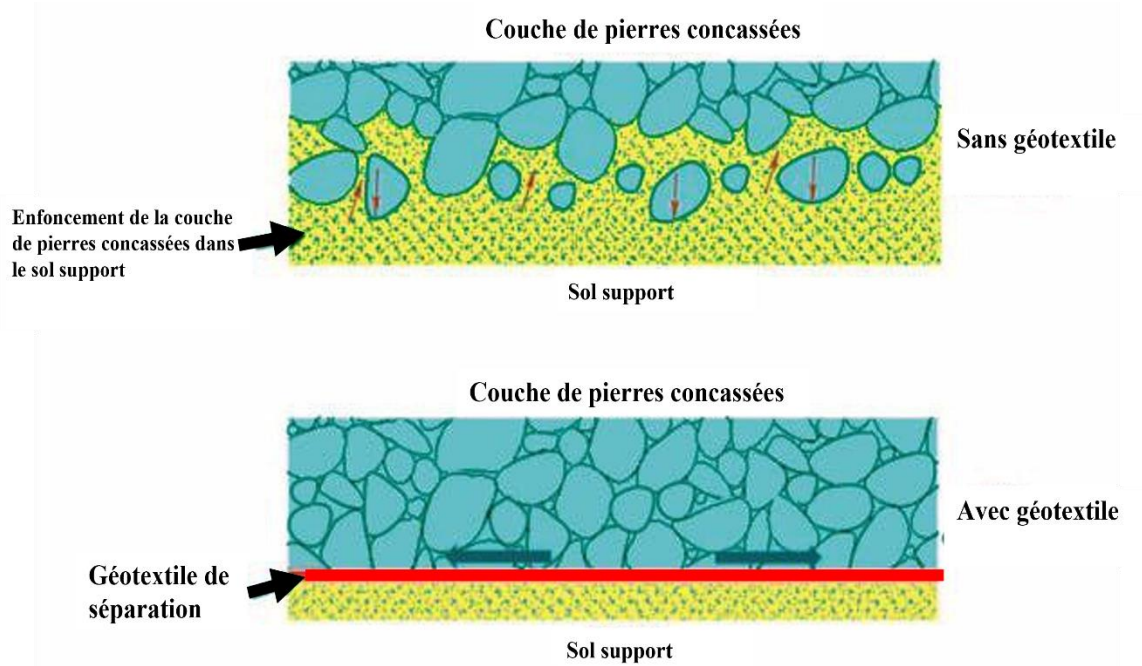


Figure I.6. Fonction de séparation des géotextiles

- Fonction de filtration :** Les géosynthétiques permettent le passage des liquides tout en retenant les particules de sol, prévenant le phénomène de suffusion [71]. La filtration en profondeur empêche la formation de résidus à la surface de contact sol-filtre. Les géotextiles offrent une perméabilité variable selon leur type, mesurée conformément à la norme ASTM D4491 (Figure I.7).

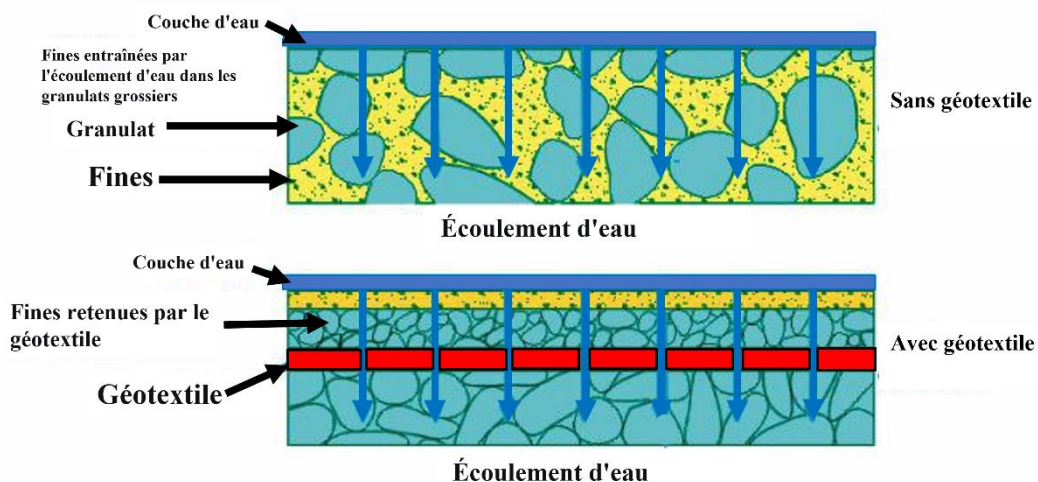


Figure I.7. Fonction de filtration des géotextiles.

- Fonction de drainage :** Les géosynthétiques servent de canal de drainage grâce à leur bonne conductivité hydraulique (transmissivité). Les géocomposites de drainage, combinant géotextiles, filets et membranes, maximisent les performances hydrauliques[72].

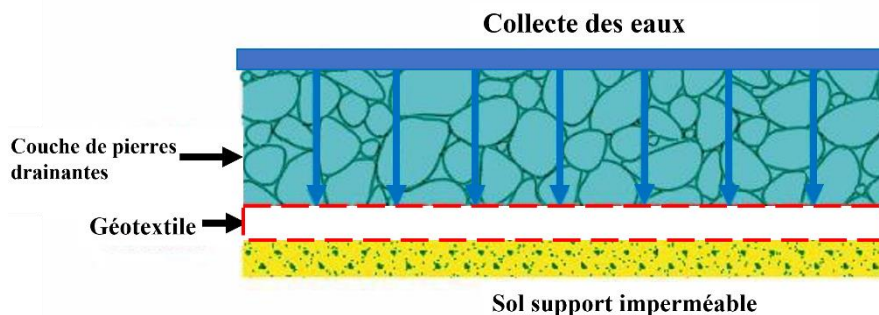


Figure I.8. Fonction de drainage des géotextiles.

- Fonction de renforcement :** Les géosynthétiques renforcent le sol par développement de contraintes de traction, créant un composite sol-géosynthétique aux performances supérieures. Trois propriétés mécaniques sont cruciales : module de traction, résistance à la traction et friction de surface [73]. La résistance à la traction est mesurée selon la norme ASTM D4595 (ASTM D4595-17, 2017). Les géosynthétiques peuvent améliorer significativement la capacité portante et réduire les déformations [74].

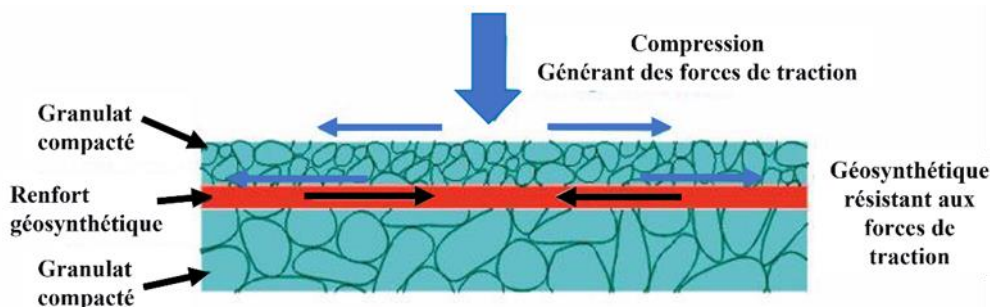


Figure I.9. Fonction de renforcement des géosynthétiques.

- Fonction de protection contre l'érosion :** Les géosynthétiques réduisent la perte de sol causée par l'impact des précipitations et le ruissellement. Les géocells et géomatelas sont particulièrement efficaces pour la protection des pentes [69].
- Fonction d'étanchéité ;** Assurée principalement par les géomembranes (barrières imperméables), les géosynthétiques servant de couche de protection et de séparation. Les géocomposites d'étanchéité combinent plusieurs fonctions pour applications environnementales[69].

I.8. Applications des géosynthétiques dans les ouvrages géotechniques

I.8.1. Renforcement des fondations superficielles

Les géosynthétiques (géogrilles, géocells, géotextiles) sont largement utilisés pour améliorer la capacité portante et la stabilité des fondations, chaussées, remblais et pentes [75].

- **Semelles filantes** : Des essais sur semelles filantes avec géocell et géogrilles ont montré que la présence d'une géogrille basale sous le matelas de géocell augmente significativement la capacité portante. L'amélioration maximale est obtenue pour une hauteur de géocell égale à $2 \times$ la largeur de semelle. Le matelas agit comme une poutre grâce à sa rigidité de cisaillement et flexion, permettant au sol de résister à des charges jusqu'à $8 \times$ la capacité portante ultime du sable non renforcé [76,77].
- **Semelles isolées** : Pour les semelles circulaires et carrées, les performances maximales sont observées lorsque la largeur de couche de géocell égale le diamètre de la semelle. Le rapport d'aspect (h/D) est primordial : un rapport plus élevé améliore la capacité portante, avec amélioration optimale pour $h/D \leq 1$ [75,77].

I.8.2. Renforcement des chaussées et routes

De nombreuses études ont démontré l'application réussie des géosynthétiques dans la construction routière et les chaussées [78,79]. La capacité des géocells à transférer les contraintes verticales sur une zone plus large rend la construction possible même sur une fondation de sol mou, tout en augmentant le module de couche et réduisant la déflexion de surface.

La pertinence de la géocellule dans la chaussée asphaltée a été étudiée par Thakur et al [80], qui ont rapporté des performances améliorées significatives par rapport aux couches de base non renforcées. La présence d'une couche de géocell dans la base de gravier peut réduire les contraintes verticales sur la fondation d'environ 30% sous charge de trafic [67]. (Figure I.10)

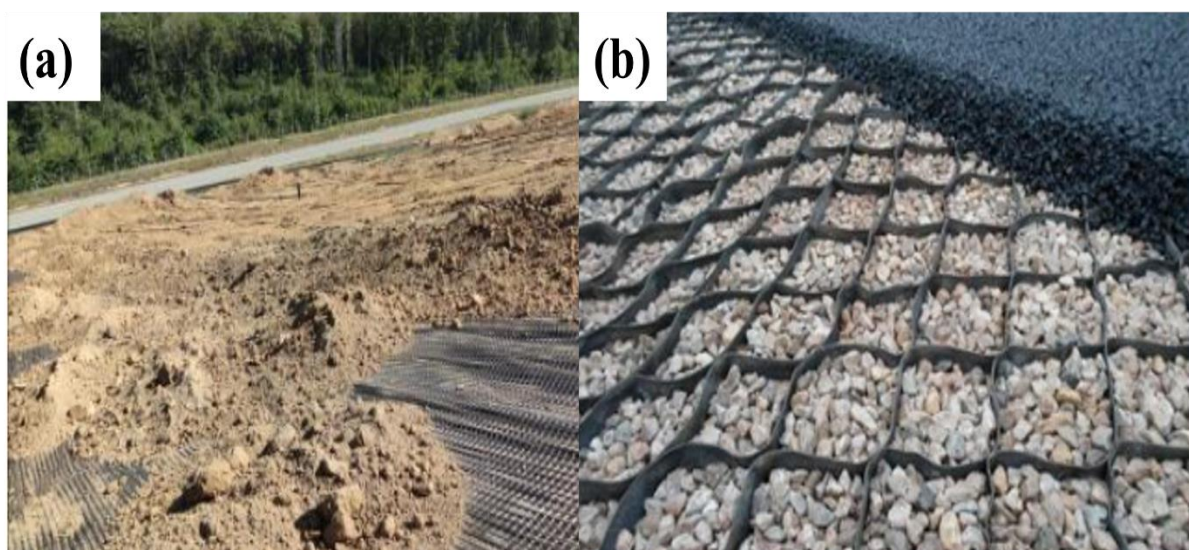


Figure I.10. Procédés de renforcement des infrastructures routières par géosynthétiques et géocells : (a) installation d'une géogrille dans une structure de chaussée ; (b) couche de forme renforcée par géocells confinant des matériaux granulaires

I.8.3. Renforcement des remblais et talus

La construction de remblais sur des fondations faibles présente plusieurs défis : incapacité des sols à supporter l'équipement de construction et tassement excessif post-construction. Les méthodes traditionnelles de retrait et remplacement ne conviennent que pour des épaisseurs de 2 à 3 m. Pour des couches plus épaisses, le renforcement par géosynthétiques s'avère efficace et économique [69]. Les caractéristiques uniques des géocells, comme leur capacité à agir comme une base rigide et la distribution de charge sur une zone élargie, les rendent appropriées pour la construction de remblais sur sol mou [81].

Bush et al[81] ont évalué l'efficacité du matelas de géocell pour la construction de remblais sur sol mou. Le matelas agit non seulement comme renforcement mais aussi comme couverture de drainage, facilitant la consolidation du sol sous-jacent. Cette méthode s'est révélée la plus économique comparée aux techniques traditionnelles, avec une réduction de coût potentielle de 30%..

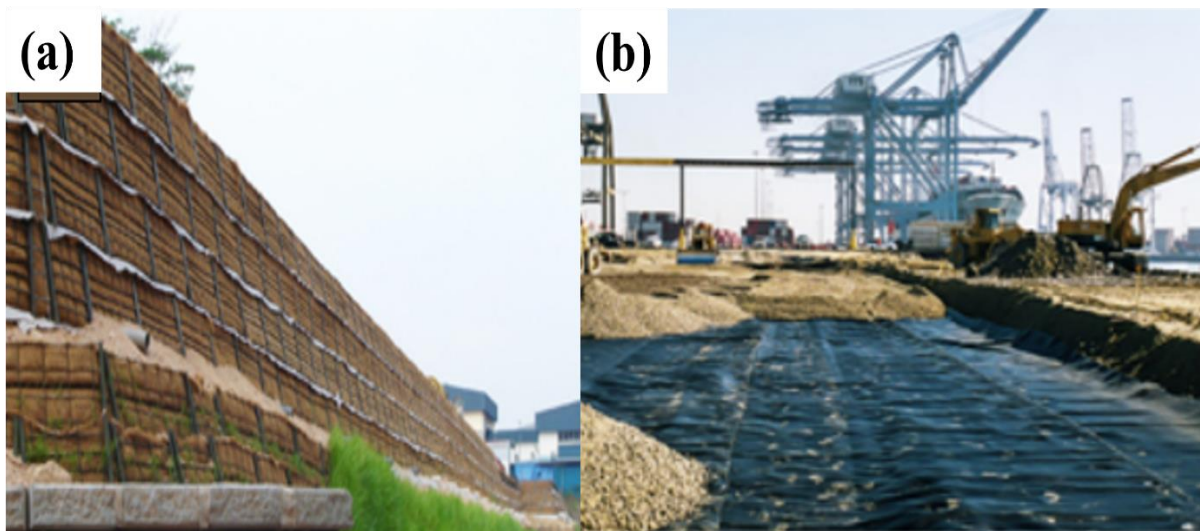


Figure I.11. Exemples d'application des géosynthétiques : (a) mur de soutènement renforcé par géosynthétiques ; (b) mise en œuvre d'une géomembrane pour l'étanchéité d'un remblai en infrastructure portuaire.

I.8.4. Ouvrages de soutènement

Les géosynthétiques sont largement utilisés dans les structures de soutènement. Les géocells ont été utilisées avec succès comme couches de renforcement dans les murs de gravité et comme unités faciales dans les murs renforcés. Les murs renforcés par géocells construits sur sol compressible tolèrent une grande déformation grâce à la nature flexible du matériau polymère.

Les poches cellulaires permettent la croissance de végétation, offrant une meilleure apparence esthétique et un contrôle de l'érosion. Le mécanisme de renforcement s'explique par la pression de confinement accrue et la cohésion apparente induite [82].

I.8.5. Applications ferroviaires

De nombreuses études ont été menées sur le ballast de chemin de fer renforcé par géosynthétiques. Le confinement par géocells du ballast a montré une réduction significative des déformations verticales (jusqu'à 40%), permettant l'utilisation de matériaux de qualité inférieure comme ballast tout en maintenant les performances [83].

I.8.6. Systèmes de confinement des déchets

L'application de géosynthétiques dans les systèmes de confinement des déchets (revêtements, systèmes de couverture, collecte de lixiviat, murs de coupure) est devenue courante [62]. Les géocells, grâce à leur rigidité, distribuent les charges sur une zone plus large et présentent une bonne compatibilité chimique face à l'exposition aux déchets.

I.9. Mécanismes de renforcement des sols par géosynthétiques

Le renforcement des sols par géosynthétiques repose sur des mécanismes physiques et mécaniques complexes résultant de l'interaction entre le sol et le matériau de renforcement. Contrairement aux sols non renforcés qui présentent une faible résistance à la traction et une tendance à la déformation latérale sous charge, l'inclusion de géosynthétiques (géogrilles, géocells, géotextiles) modifie fondamentalement le comportement mécanique du système sol-renforcement.

Ces mécanismes se manifestent principalement par :

- (I) Le confinement latéral du sol qui limite les déformations horizontales et augmente la résistance au cisaillement,
- (II) L'effet membrane généré par la déformation du géosynthétique qui redistribue les contraintes verticales,
- (III) la dispersion des contraintes sur une zone plus large réduisant l'intensité de charge sur le sol de fondation
- (IV) L'interaction frottement-ancrage à l'interface sol-géosynthétique qui assure le transfert efficace des efforts. L'efficacité de ces mécanismes dépend de plusieurs paramètres incluant les propriétés du géosynthétique (rigidité, résistance à la traction, ouverture des mailles), les caractéristiques du sol (granulométrie, densité, angle de frottement), et la configuration géométrique du système de renforcement (profondeur, espacement, nombre de couches).

I.9.1. Comportement mécanique des sols renforcés

- **Confinement latéral** : Des études récentes utilisant la modélisation par éléments discrets (DEM) ont révélé le mécanisme d'effet de voûte du sol au sein des remblais renforcés par géogrilles, confirmant l'efficacité du confinement latéral [84]. L'action de renforcement primaire consiste à confiner le sol de remplissage pour l'empêcher de cisailer sous la charge appliquée.
- **Effet membrane** : L'effet de membrane de traction (Figure I.12) est le résultat d'une déformation verticale qui initie une forme concave dans la couche de géogrille tendue. Il peut diminuer la contrainte verticale agissant sur la fondation. Communément, une plus grande déformation est nécessaire pour la mobilisation de la résistance de la membrane de traction à mesure que la rigidité de la géogrille diminue. [85] Une profondeur d'ornièr importante et une rigidité élevée des géosynthétiques devraient être fournies pour établir l'effet de membrane améliorant ainsi la capacité portante de la couche de fondation [85].

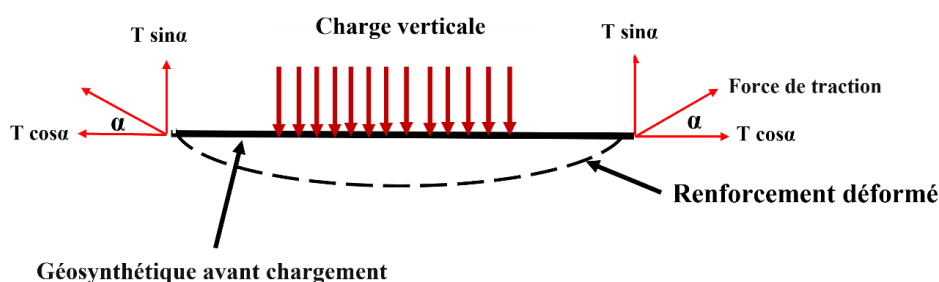


Figure I.12. Effet de membrane dans le renforcement (D'après Zhang et al [85])

- **Distribution et dispersion des contraintes** : Les mécanismes de transfert de charge dans les remblais renforcés par géogrilles ont été étudiés en détail par Zhang et al. [86], Les poches interconnectées fournissent un confinement et se comportent comme une dalle composite semi-rigide, redistribuant la charge sur une zone plus large avec une intensité moindre [87].

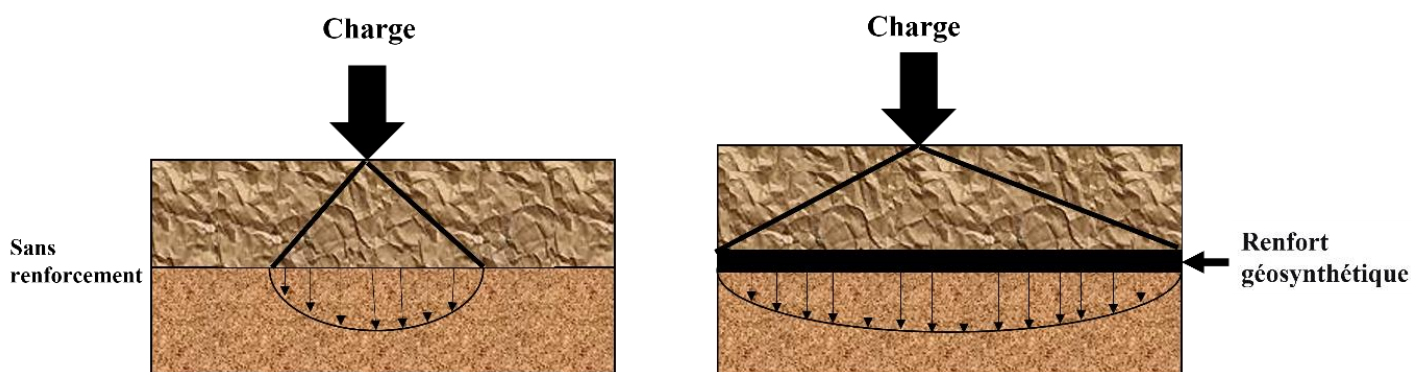


Figure I.13. Distribution des contraintes en fonction de la profondeur dans une chaussée souple :
 (a) Zone de fortes contraintes directement sous la charge ; (b) Faible charge au niveau du sous-sol.[88]

- **Augmentation de la capacité portante :** L'amélioration de la capacité portante est atteinte en déplaçant l'enveloppe de rupture de la fondation relativement faible vers la couche de base approximativement rigide du système de chaussée. Par conséquent, la rupture par poinçonnement de la fondation sans renforcement est limitée lorsque le renforcement est utilisé (Figure I.14).

Au cours des dernières décennies, de nombreuses études analytiques, numériques et expérimentales ont été réalisées pour évaluer le comportement des fondations de sols renforcés construites dans divers types de sols. Binquet et Lee [89] ont été les premiers à étudier l'effet du renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante des fondations superficielles et ont ensuite été poursuivis par de nombreux chercheurs (Yetimoglu et al[90]; Adams et Collin, 1997[91]; Ghazavi et Lavasan[92]; Sharma et al[93]).

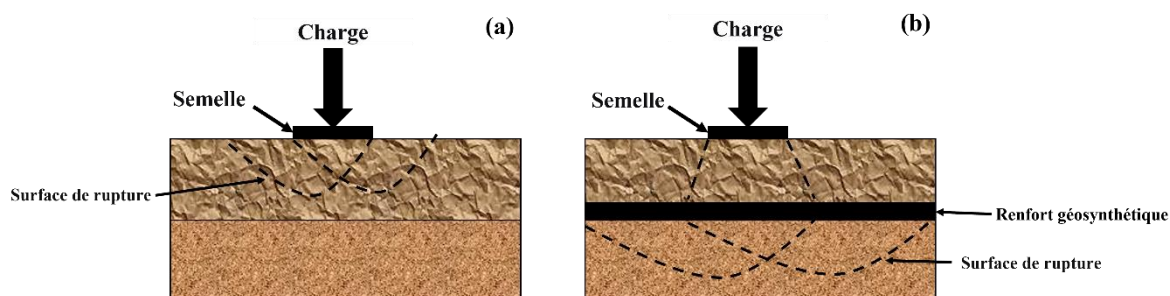


Figure I.14. Développement des surfaces de glissement dans les fondations non renforcées et renforcées par géocell (Biswas et al[94]).

- **Réduction des tassements :** L'un des principaux avantages du renforcement par géocells est la réduction significative des tassements des fondations superficielles. La configuration de dalle semi-rigide formée par le matelas de géocells améliore les performances en résistant au

tassement différentiel de la structure. Le matelas composite de géocells-sol interconnecté, ayant une rigidité de cisaillement et de flexion élevée, peut réduire les déformations verticales même sous charges importantes[95,96].

Les études expérimentales indiquent que l'inclusion de renforcement par géocells dans le sable a diminué à la fois les tassements immédiats et différés sous chargements statiques et cycliques. Pokharel et al[96] ont démontré que plusieurs facteurs influencent le comportement des bases renforcées par géocells, notamment la hauteur et la largeur du matelas, conduisant à une réduction significative des tassements. Thakur et al.[97] ont observé une diminution importante des déformations permanentes dans les chaussées renforcées par géocells sous chargement cyclique, confirmant l'efficacité du système pour les applications routières.

Par rapport au sol de base non renforcé, les semelles sur sol renforcé par géocells présentent un tassement considérablement réduit. Il a été constaté que l'augmentation de la largeur et de la hauteur du matelas de géocells contribue à une meilleure distribution des charges et à une réduction accrue du tassement, conduisant à une conception plus économique des fondations superficielles.

- **Mécanismes de rupture :** Bathurst et Karpurapu [98] ont mené des essais de compression triaxiale sur un échantillon de sol granulaire renforcé par une seule cellule. La construction du cercle de Mohr pour le sol renforcé et non renforcé et l'estimation de la cohésion apparente montrent qu'en raison de l'effet de confinement de la géocellule, la pression cellulaire σ_3 a augmenté à $(\sigma_3 + \Delta\sigma_3)$, et la contrainte normale σ_1 a augmenté à σ_1^r (Figure I.15).

La cohésion apparente induite par la couche de géocell (Rajagopal et al[99]) a été donnée comme :

$$C_r = \Delta\sigma_3\sqrt{K_p} / 2 \quad (\text{I.1})$$

Où K_p est le coefficient de poussée passive des terres et $\Delta\sigma_3$ est la contrainte de confinement supplémentaire due à la contrainte de membrane de la géocellule. La cohésion apparente a été ajoutée à la cohésion originale du sol de remplissage pour obtenir la résistance cohésive de la couche renforcée .

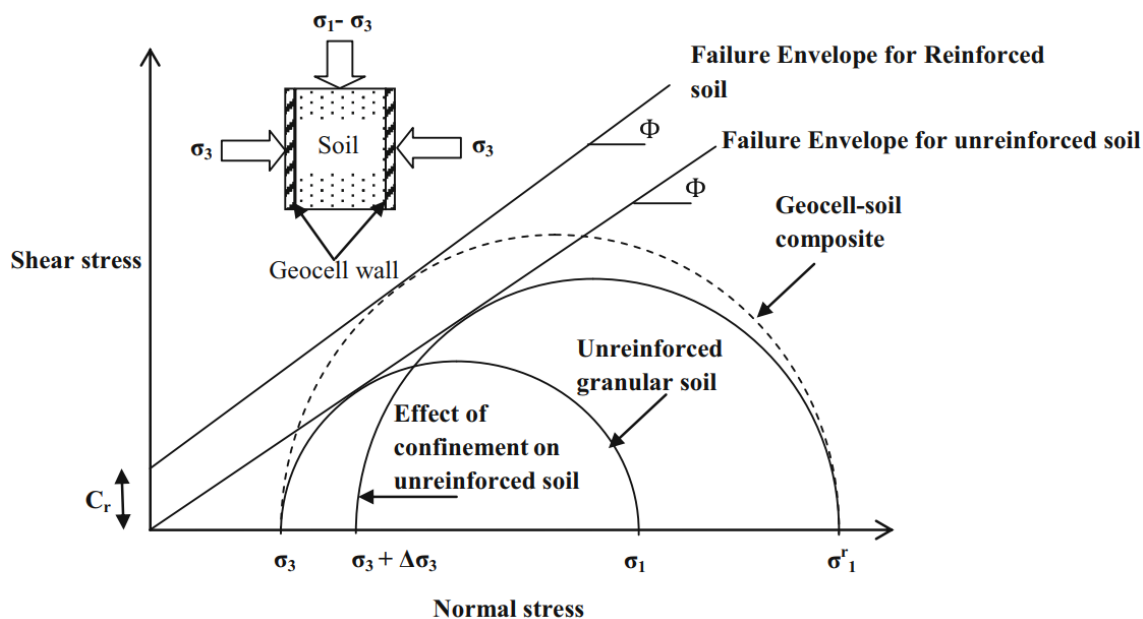


Figure I.15. Cercles de Mohr pour les sols renforcés et non renforcés et estimation de la cohésion apparente (d'après Bathurst et Karpurapu [98]).

- **Interaction sol-géosynthétique :** L'interaction entre le sol et le géosynthétique est un facteur crucial dans le mécanisme de renforcement[100,101]. Cette interaction complexe gouverne l'efficacité du transfert des efforts entre le sol et le renforcement, et conditionne directement les performances du système composite sol-géosynthétique.

Cette interaction se manifeste principalement par quatre mécanismes distincts :

- * La friction entre les particules de sol et la surface du géosynthétique
- * L'effet d'ancrage à travers les ouvertures de la géogrille
- * Le verrouillage mécanique des particules de sol avec les nervures du géosynthétique
- * Le développement de contraintes normales à l'interface sol-géosynthétique

I.9.2. Comportement hydraulique des sols renforcés

Au-delà des aspects mécaniques, le comportement hydraulique des géosynthétiques constitue un élément fondamental de leur efficacité dans les applications géotechniques. Les propriétés hydrauliques des géosynthétiques - perméabilité, transmissivité et filtration - influencent directement la gestion de l'eau dans les structures de sol renforcé, affectant ainsi la stabilité à long terme, la consolidation des sols mous et le contrôle de l'érosion[102,103].

Les géotextiles ont une bonne conductivité hydraulique, qui sont utilisés comme canal de drainage. L'eau dans la structure du sol dans les géotextiles peut être collectée et lentement évacuée le long des

géotextiles. Actuellement, les géotextiles ont été largement utilisés dans le drainage souterrain, le drainage de plate-forme, le drainage de murs de soutènement et d'autres ouvrages de drainage [104].

- **Perméabilité :** Les géotextiles possèdent une perméabilité élevée qui leur permet d'être placés dans la structure du sol pour permettre le passage et l'évacuation des liquides tout en assurant la conservation du sol. Cette propriété empêche efficacement la perte de particules de sol, de sable fin et de petites pierres, prévenant ainsi les dommages au sol et le phénomène de suffusion [105,106]. La perméabilité des géotextiles est généralement mesurée par la permittivité, qui caractérise le débit perpendiculaire au plan du géotextile sous un gradient hydraulique unitaire [107]. Les essais de perméabilité sont normalisés selon les standards ASTM D4491 pour garantir la performance hydraulique des géotextiles en conditions de confinement (ASTM D4491, 2017).
- **Transmissivité :** Les géotextiles possèdent des propriétés de transmissivité qui leur permettent de transporter des fluides dans leur plan. Cette propriété est particulièrement importante dans les systèmes de drainage où le géotextile doit non seulement filtrer mais aussi évacuer l'eau collectée sur des distances importantes [108]. La transmissivité dépend de l'épaisseur du géotextile, de sa structure interne et des contraintes de confinement appliquées. Des études ont montré que la transmissivité peut diminuer significativement sous contraintes de confinement élevées, particulièrement dans les géotextiles non-tissés à aiguilleter [109].
- **Filtration :** La fonction de filtration des géotextiles est également largement utilisée en ingénierie géotechnique. Par exemple, les géotextiles sont utilisés pour empêcher les particules de sol de migrer et d'infiltrer les agrégats de drainage ou les tuyaux de drainage, tout en maintenant le fonctionnement normal des systèmes de drainage ; la pose de géotextiles sous une couche de protection en enrochement et d'autres matériaux de protection sur les côtes et les berges peut empêcher l'érosion du sol et l'effondrement des berges[51].
- **Drainage et contrôle de l'eau :** Les géotextiles ont une conductivité hydraulique favorable, qui sont utilisés comme canal de drainage. L'eau dans la structure du sol dans les géotextiles peut être collectée et lentement évacuée le long des géotextiles. Actuellement, les géotextiles ont été largement utilisés dans le drainage souterrain, le drainage de plate-forme, le drainage de murs de soutènement et d'autres ouvrages de drainage[51].

Lin et Zhang [110] ont développé un système bio-drainant pour déshydrater les remblais routiers en utilisant des géotextiles drainants. Cette approche combine les propriétés hydrauliques des géotextiles avec des processus biologiques pour améliorer l'efficacité du drainage.

- **Érosion et contrôle du ruissellement :** L'érosion du sol fait référence au processus par lequel le sol est découpé et déplacé par le vent ou l'eau de surface en raison d'une couverture végétale

inadéquate ou inappropriée. La dégradation du sol causée par l'érosion a un impact négatif grave sur la durabilité environnementale et la productivité agricole[111]. Afin d'empêcher le sol de se dégrader davantage, les géotextiles sont utilisés comme couverture du sol pour fournir une protection temporaire au sol, ce qui peut efficacement contrôler l'érosion jusqu'à ce que le sol soit stabilisé par la végétation. Les géotextiles fabriqués en fibres naturelles ont une efficacité élevée dans le contrôle de l'érosion.

Par rapport aux géotextiles synthétiques, les géotextiles naturels sont plus efficaces pour contrôler l'érosion et ont une meilleure adhésion au sol. Plus important encore, en raison de la biodégradabilité des géotextiles naturels, l'accumulation de microplastiques dans l'environnement peut être évitée[112]. De plus, la courte durée de vie et l'hygroscopicité des géotextiles naturels ont peu d'effet sur le contrôle de l'érosion. Tant que la végétation est établie sur place, les géotextiles deviennent redondants dans le contrôle de l'érosion, donc la durée de vie du géotextile naturel est d'environ deux à trois ans, ce qui a peu d'impact sur le contrôle de l'érosion[113,114].

- **Infiltration et consolidation :** Les propriétés hydrauliques des géosynthétiques jouent un rôle crucial dans la consolidation des sols mous. La capacité des géotextiles à permettre le drainage tout en retenant les particules de sol facilite le processus de consolidation et améliore les propriétés mécaniques du sol au fil du temps [115].

Dans les remblais sur sols mous, les matelas de géocell n'agissent pas seulement comme renforcement mécanique mais aussi comme couverture de drainage, accélérant ainsi la consolidation du sol sous-jacent [116]. Cette double fonction permet de réduire significativement les temps de consolidation et d'améliorer la stabilité globale des ouvrages.

I.10. Paramètres influençant l'efficacité du renforcement

L'efficacité des systèmes de renforcement par géosynthétiques dépend de l'interaction complexe entre les paramètres géométriques, les propriétés des matériaux et les conditions du sol. Des études récentes montrent que les géocells peuvent améliorer de manière significative la capacité portante et réduire le tassement des fondations sur sols faibles [117,118], tandis que les géogrilles offrent également des améliorations substantielles en termes de stabilisation et de performance structurelle [119]. Le facteur d'amélioration du module (MIF) varie de 1.0 à 2.5 selon la configuration adoptée, le type de géosynthétique et les conditions du sol [120], avec des valeurs maximales pouvant atteindre 2.31 pour certaines configurations optimales de géocells [121].

I.10.1. Paramètres géométriques du renforcement

- **Configuration optimale des géogrilles :**

Profondeur de pose (u/B) : La profondeur optimale de la première couche varie selon le type de sol et les conditions de chargement. Pour les sols sableux, la profondeur optimale se situe entre $0.25B$ et $0.33B$ sous la semelle [122], tandis que pour les fondations carrées sur sol granulaire, des études récentes recommandent $u/B = 0.5$ pour des performances maximales [123]. Pour les géocells, la valeur optimale est confirmée à $0.1D$, où D représente le diamètre ou la largeur de la semelle, cette profondeur permettant d'éviter la charge directe sur les parois de le géocell[124,125].

Largeur du renforcement (b/B) : Le rapport de capacité portante (BCR) augmente significativement jusqu'à $b/B = 4.5$ à 5 , au-delà duquel l'amélioration devient marginale[123]. Pour les géocells, la largeur optimale est de $4-6D$, correspondant au développement maximal des plans de rupture situés à environ $3D$ de chaque côté de la semelle [126].

Espacement vertical (h/B) L'espacement optimal entre nappes est généralement de $0.25B$ à $0.33B$ [127]. L'efficacité de l'espacement vertical est significative uniquement lorsque $u/B < 0.3$, devenant négligeable pour des profondeurs plus importantes.

Nombre de nappes (N) : L'amélioration maximale est généralement atteinte avec $N = 3$ couches pour les sols sableux et argileux. Au-delà de cette profondeur cumulative, le taux d'augmentation du BCR devient moins significatif, la contribution de la géogridle inférieure étant négligeable dans un système multicouche [128,129].

- **Géométrie des géocells :**

Taille de poche : La taille optimale de poche dépend de l'application et des conditions du site. Des poches plus petites fournissent un confinement supérieur et augmentent la rigidité de cisaillement grâce à un nombre accru de joints par unité de surface [130], mais peuvent compliquer la construction et le compactage. Les dimensions commerciales courantes incluent des distances de soudure de $330-400$ mm pour les applications standard et jusqu'à 800 mm pour certaines géocells spécialisées.

Hauteur du matelas : La hauteur optimale du matelas de géocells varie généralement entre $1.0B$ et $2.0B$ (où B est la largeur de la semelle), en fonction de la résistance de la fondation, de la rigidité des géocells et de la densité du sol de remplissage [131,132]. Pour les hauteurs de matelas $h/B \leq 1.2$, une rupture par cisaillement généralisée classique se produit dans le sol sous-jacent, tandis que pour $h/B \geq 1.6$, le cisaillement du sol sous-jacent ne se produit pas même pour des tassements importants. Des études ont montré qu'un rapport de capacité portante jusqu'à 3 peut

être atteint avec une hauteur égale à deux fois la largeur de la semelle [124]. L'utilisation de géocells à module plus élevé améliore significativement la pression portante grâce à un meilleur confinement [130].

Motif de disposition : Le motif Chevron surpasse le motif diamant grâce à un nombre supérieur de joints par unité de surface, générant une rigidité structurelle plus élevée et une meilleure redistribution des charges [96]. Le motif Chevron facilite également la formation des joints car il implique la connexion de seulement deux surfaces verticales, contrairement au motif diamant qui nécessite des connexions impliquant plusieurs surfaces [133].

I.10.2. Propriétés des géosynthétiques

- **Rigidité et résistance** : Les géocells prennent en charge une proportion plus élevée de contraintes causées par les charges de trafic comparativement aux renforts géogrilles simple ou double couche, grâce à leur effet de confinement tridimensionnel[134]. Des essais in situ réalisés en 2024-2025 montrent que les modules de déformation atteignent 29.5-114.8 MPa pour les géocells, 21.1-86.2 MPa pour les géogrilles biaxiales et 29.7-89.5 MPa pour les géogrilles triaxiales à 100 mm de profondeur d'enfouissement[135]. La performance dépend davantage de la rigidité globale du matelas de géocell que de la résistance à la traction individuelle [136]. Les essais de laboratoire et en conditions réelles démontrent que les géocells avec un module élastique plus élevé présentent une capacité portante et une rigidité supérieures de la base renforcée[130,136]. Les géogrilles utilisées pour fabriquer les géocells avec un module de traction à 5% de déformation d'environ 251 kN/m contribuent significativement à l'amélioration de la capacité portante. L'orientation horizontale-verticale des nervures (ouvertures carrées/rectangulaires) et la taille d'ouverture plus petite offrent une meilleure performance que l'orientation inclinée (ouvertures en losange)[137].
- **Interaction interface** : Les surfaces texturées et perforées des géocells surpassent les surfaces lisses en fournissant une friction interfaciale plus élevée et un meilleur drainage à l'intérieur des cellules. Les résultats d'essais montrent que l'orientation des nervures du géogrille utilisé pour fabriquer le matelas de géocell, ainsi que la rigidité en traction et la taille d'ouverture, doivent être pris en compte lors de l'évaluation de sa contribution à la capacité portante. Les géogrilles avec nervures à orientation orthogonale et ouvertures plus petites augmentent la performance du système [137].

I.10.3. Propriétés du sol

- **Sol de remplissage** : Les performances s'améliorent avec l'augmentation de la densité relative ($D_r \geq 70\%$) [95,138]. Les géocells remplies d'agrégats concassés atteignent un facteur d'amélioration jusqu'à 13 fois, avec des réductions de tassement de 78% pour les agrégats, 73% pour le sable et 70% pour l'argile [130].
- **Sol de fondation** : Les géocells génèrent un facteur d'amélioration (I_f) de 3 à 10 fois [96,130]. Sur sols fermes ($CBR > 4$), les géogrilles réduisent les ornières de 15-25%.

I.11. Conclusion

Ce chapitre préliminaire présente une vue d'ensemble complète des propriétés, applications et analyses expérimentales liées au renforcement des sols par géosynthétiques. À travers une exploration détaillée de divers types de géosynthétiques, incluant les géotextiles naturels, les géogrilles et les géocells, l'étude révèle les mécanismes fondamentaux régissant l'interaction sol-renforcement. Les caractéristiques uniques des géosynthétiques, incluant leur rigidité, leur résistance à la traction et leur capacité à générer un confinement tridimensionnel, en font des matériaux de renforcement prometteurs pour les applications géotechniques. Les études expérimentales sur le comportement hydromécanique et les paramètres géométriques optimaux fournissent des informations précieuses pour optimiser les processus de conception et améliorer les performances. De plus, le chapitre souligne l'importance de comprendre les paramètres de configuration tels que la profondeur de pose, l'espacement vertical et le nombre de couches, comme démontré dans les études portant sur l'optimisation des systèmes de renforcement multicouches. Les résultats mettent en évidence l'importance de sélectionner les conditions de renforcement appropriées pour minimiser les déformations et améliorer la qualité globale des structures géotechniques. Dans l'ensemble, ce chapitre constitue une ressource précieuse pour les chercheurs, ingénieurs et professionnels de l'industrie intéressés par les géosynthétiques, offrant des perspectives sur les propriétés des matériaux, les techniques de mise en œuvre et les stratégies d'optimisation des performances. Les résultats présentés dans ce chapitre contribuent aux efforts continus visant à développer des solutions de renforcement durables et performantes pour une large gamme d'applications géotechniques.

Chapitre II

Matériaux et Procédures

Expérimental

II.1. Introduction

L'étude du comportement mécanique des sols renforcés par des inclusions géosynthétiques constitue un axe de recherche majeur en géotechnique, en particulier pour l'amélioration des performances des sols granulaires sous sollicitations statiques et dynamiques. Dans cette optique, le présent travail s'inscrit dans une approche expérimentale visant à analyser l'influence du renforcement par géocell sur le comportement mécanique et hydraulique des sols sableux.

Le programme expérimental repose principalement sur la réalisation d'essais triaxiaux monotoniques drainés et d'essais triaxiaux cycliques non drainés. Ces essais ont été menés sur deux types de sables naturels provenant de régions sismiquement actives du nord de l'Algérie, à savoir le sable de Chlef et le sable de Zemmouri (Boumerdès) Deux sables naturels algériens liés à des événements sismiques historiques documentés. Les échantillons ont été renforcés par des géocell cylindriques confectionnées à partir de géotextile, placées au sein des éprouvettes afin de créer un effet de confinement tridimensionnel. En complément, des essais d'extraction (pull-out) ont été réalisés sur du sable d'Hostun afin de caractériser le comportement de l'interface sol-géosynthétique sous différentes vitesses de sollicitation. Le sable d'Hostun a été retenu pour les essais d'extraction car il constitue un sable de référence largement utilisé dans la littérature, offrant une meilleure homogénéité et permettant une analyse plus fiable de l'interface sol-géosynthétique, tandis que les sables algériens ont été choisis pour leur intérêt applicatif local.

L'objectif principal de ce chapitre est de présenter les matériaux utilisés, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols étudiés, ainsi que les procédures expérimentales adoptées pour la préparation des éprouvettes, leur saturation, leur consolidation et leur mise en charge.

II.2. Description des matériaux

II.2.1. Sables étudiés

II.2.1.1. Sable de Chlef

Les essais ont été réalisés sur un sable provenant de la vallée du Chlef en Algérie, un matériau largement reconnu comme référence dans la région. Ce sable se caractérise par une granulométrie mal étalée et une faible teneur en fines, et il est classé SP selon le Unified Soil Classification System (USCS). Il s'agit d'un sable à grains moyens, avec un diamètre moyen des particules $D_{50} = 0,890$ mm. Les principales propriétés de ce sable sont récapitulées dans le Tableau II.1, et sa courbe granulométrique est présentée à la Figure II.1. Une campagne d'essais approfondie a été menée afin d'étudier de manière détaillée le comportement et les propriétés mécaniques des sables de la vallée du Chlef sous différentes conditions [139–141].

Tableau II.1. Propriétés du sable de Chlef.

Propriété	Valeur
D_{50} (mm)	0.89
C_u	3.43
C_c	1.18
Classification USCS	SP
G_s (-)	2.65
e_{\min}	0.47
e_{\max}	0.85

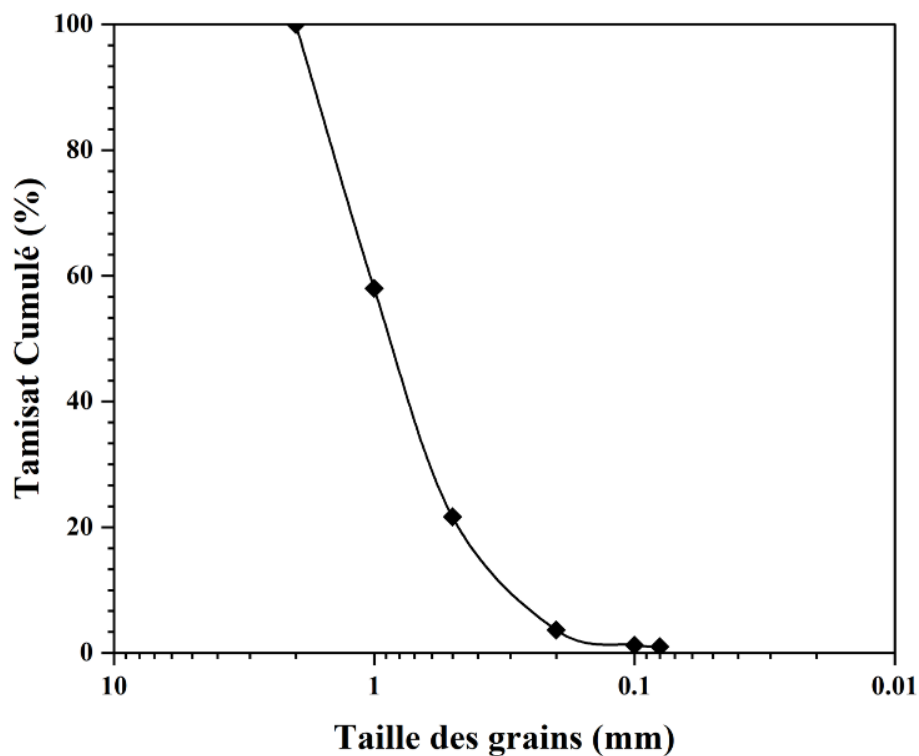


Figure II.1. Courbe granulométrique du sable de Chlef.

II.2.1.2. Sable de Zemmouri (Boumerdès)

Les matériaux utilisés dans cette étude en laboratoire proviennent de dépôts sableux de la région de Zemmouri, dans la wilaya de Boumerdès, située à environ 50 km à l'est d'Alger [142]. Le matériau utilisé est un sable naturel, uniquement tamisé à 2 mm afin d'uniformiser la granulométrie et d'assurer une meilleure homogénéité.[143]. La courbe granulométrique ainsi que les propriétés d'indice du sable de Zemmouri sont présentées respectivement à la Figure II.2 et au Tableau II.2. La procédure de préparation adoptée visait à obtenir un matériau homogène et à minimiser la variabilité de la réponse cyclique observée dans des conditions contrôlées.

Tableau II.2. Propriétés du sable de Zemmouri.

Propriété	Valeur
D_{50} (mm)	0.376
C_u	1.925
C_c	0.975
G_s (-)	2.65
ρ_{dmin}	1.15
ρ_{dmax}	1.70
e_{min}	0.57
e_{max}	0.95

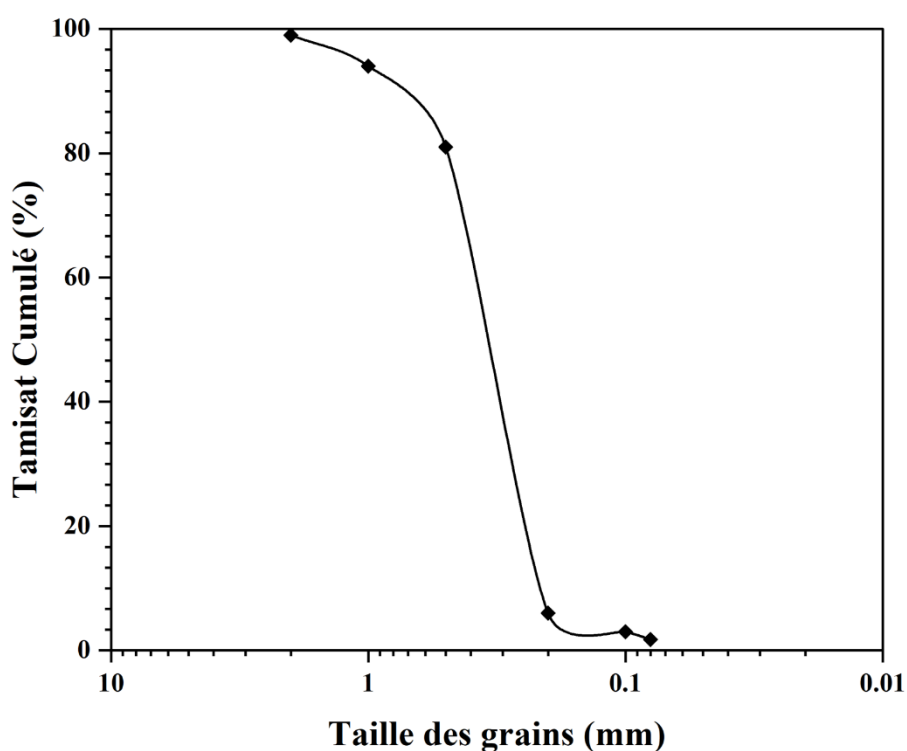


Figure II.2. Courbe granulométrique du sable de Zemmouri.

II.2.1.3. Sable de Hostun

Le sable de Hostun a été utilisé comme matériau de remplissage. Ce matériau est largement employé dans le domaine de la recherche en génie géotechnique comme sol de référence et a donc été largement décrit et caractérisé [144]. La taille des grains varie entre 0,16 et 0,63 mm, la masse volumique unitaire se situe généralement entre 13,24 et 15,99 kN/m³, l'angle de frottement maximal atteint 38° pour un état mi-dense, et le sol est dépourvu de cohésion. Les propriétés d'indice du sable d'Hostun sont présentées à le Tableau II.3.

Tableau II.3. Caractéristiques du sable de Hostun[144].

Propriété	Valeur
Distribution granulométrique	0.16-0.36
D_{10} (mm)	0.2
D_{60} (mm)	0.42
Angle de frottement ($^{\circ}$)	38
Masse volumique des grains (kN/m^3)	26.5
Poids volumique maximal (kN/m^3)	15.99
Poids volumique minimal (kN/m^3)	13.24

I.2.2. Géocell

Le géocell utilisé dans cette étude a été fabriqué à partir de bandes de géotextile non extensibles, composées à 100 % de polyester (ALVEOTER AT30), produites par la société AFITEX-Algérie. La forte perméabilité des bandes de géotextile permet une circulation efficace de l'eau, aussi bien horizontalement que verticalement. Les spécifications techniques du géocell, fournies par le fabricant, sont résumées dans le Tableau II.4. En outre, la Figure II.3 et figure II.4 illustre la mise en place du géocell dans les échantillons de sable, en mettant en évidence les différentes hauteurs de géocell (GH) utilisées dans l'étude.

Nous n'avons pas utilisé les dimensions standards des géocell fournies par le fabricant, car elles étaient trop grandes pour notre dispositif expérimental. À la place, le matériau géotextile a été cousu manuellement afin de créer un système de confinement tridimensionnel, formant une cellule cylindrique unique [145]. Il est à noter que le diamètre de la géocell fabriquée sur mesure correspond exactement au diamètre du moule de l'échantillon. La cellule a été positionnée à mi-hauteur de l'éprouvette de sable, la hauteur de la géocell constituant la variable clé de cette étude.

Le choix d'une seule couche de géocell positionnée à mi-hauteur est délibéré et vise à isoler le mécanisme de confinement fondamental des géocells sous charge axiale. Si les configurations multicouches sont courantes dans les applications pratiques et les modèles à grande échelle, elles introduisent des interactions complexes entre les couches et les interfaces, susceptibles de masquer le comportement intrinsèque du renforcement. À l'inverse, le positionnement d'une seule couche à mi-hauteur permet une évaluation plus précise de la contribution de la géométrie des géocells, notamment de leur hauteur, à la réponse contrainte-déformation et au comportement volumétrique. Cette configuration simplifiée facilite le développement et la validation de modèles analytiques pour un confinement accru, fournissant des connaissances fondamentales qui peuvent être étendues à des systèmes multicouches plus complexes.

Tableau II.4. Caractéristiques des géocells utilisé dans cette étude.

Caractéristique	Standard	Unit	Value
Caractéristiques physiques			
Masse surfacique	ISO 9864	g/m ²	272
Épaisseur	EN ISO 9863-1	mm	2.20
Caractéristiques mécaniques			
Résistance à la traction de géotextile SP*	ISO 10319	kN/m	15
Résistance au cisaillement des liaisons	ISO 10319	kN/m	15
Résistance au pelage des liaisons	ISO 10319	kN/m	15
Caractéristiques hydrauliques			
Ouverture de filtration	EN ISO 12956	%	±30
Perméabilité	EN ISO 11058	%	-30

I.2.3. Géosynthétiques

Les géosynthétiques utilisés dans cette étude sont une géogrille de renforcement et de maintien de terre avec imprégnation polymère NOTEX C 50/50-25, ainsi qu'un géotextile de renforcement NOTEX GX 100/50. Ces deux matériaux, constitués de fils en polyester haute ténacité, se distinguent par leurs géométries (maille ouverte pour la géogrille et structure continue pour le géotextile) ainsi que par leur comportement mécanique en traction.

Les deux géosynthétiques ont été soumis à des essais d'extraction afin d'évaluer leur interaction avec le sol. La structure ajourée de la géogrille favorise l'imbrication mécanique, tandis que le géotextile mobilise principalement le frottement à l'interface sol-géosynthétique.

Les propriétés physiques et mécaniques des deux matériaux, fournies par le fabricant, sont récapitulées dans le Tableau II.5.

Tableau II.5. Caractéristiques du Géosynthétiques utilisé dans cette étude.

Caractéristique	Normes	Unités	Valeurs	NOTEX C 50/50-25	NOTEX GX 100/50
Caractéristiques physiques					
Masse surfacique	ISO 9864 NF	g/m ²	272	183	254
Épaisseur	EN ISO 9863-1	mm	2.20	1.45	1.10
Caractéristiques mécaniques					
Résistance à la rupture en traction	ISO 10319	kN/m	15	52.6	84.2
Déformation à la rupture en traction	ISO 10319	%	15	10	10
Résistance à 5% d'élongation	ISO 10319	kN/m	15	23.1	40.4
Perforation Dynamique	EN ISO 12956	mm	±30	/	29.2

Poinçonnement CBR

EN ISO
11058

kN/m

-30

/

3.04

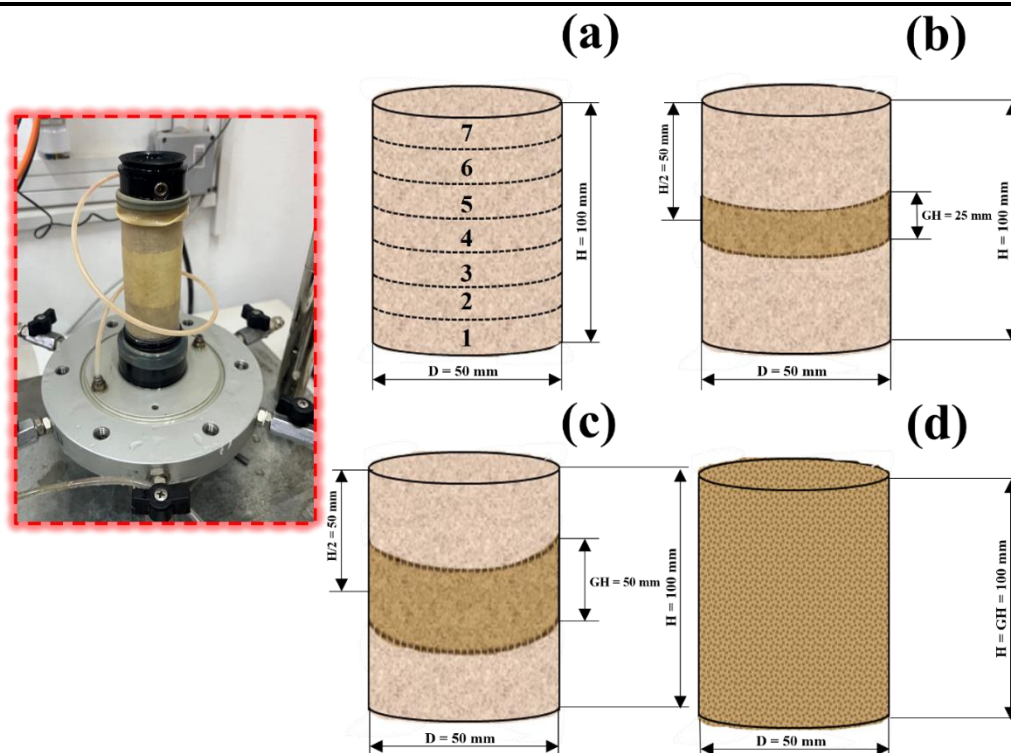


Figure II.3. Position des géocells à différentes hauteurs : (a) procédé de compactage statique appliqué aux couches du sol (adapté de Unnikrishnan et al., 2002) ; (b) $GH = 25$ mm ; (c) $GH = 50$ mm ; et (d) $GH = 100$ mm.

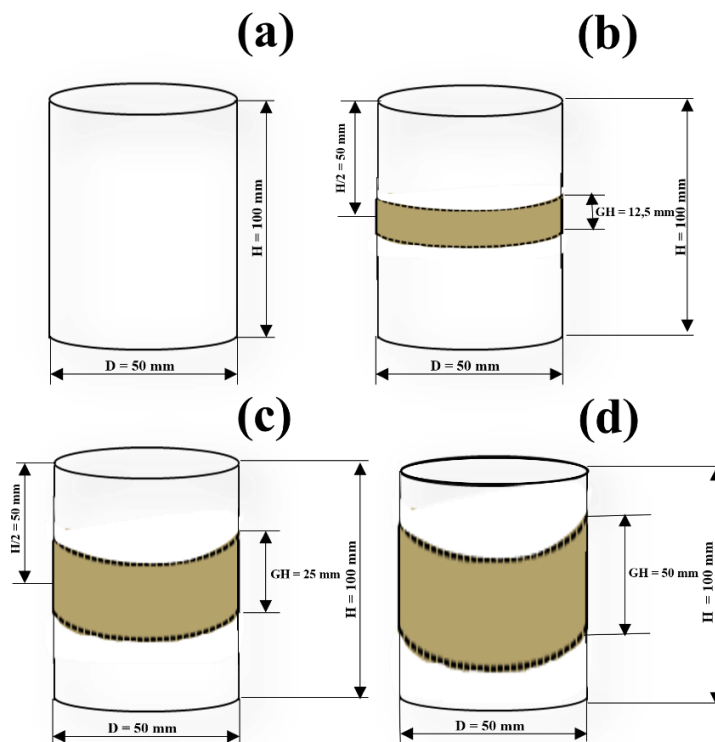


Figure II.4. Position des géocells à différentes hauteurs.

II.3. Programme Expérimental et Paramètres d'Étude

II.3.1. Dispositif expérimental du système triaxial

La présente étude a utilisé le système avancé d'essais triaxiaux dynamiques DYNATRIAX EmS afin d'étudier le comportement dynamique et statique des sols sous des chemins de contraintes contrôlés (Figure II.5). Ce système est équipé d'un mécanisme de commande en boucle fermée à triple axe pour le chargement/déplacement axial (± 15 kN en dynamique, ± 10 kN en statique ; résolution : 0,01 kN), la pression de la cellule (0–1000 kPa) et la contre-pression (0–1000 kPa), entraîné par une technologie d'actionneurs électromécaniques servo-commandés. Ce dispositif élimine le recours aux fluides hydrauliques ou à l'air comprimé, garantissant un fonctionnement respectueux de l'environnement.

Une unité de contrôle triaxial CDC à haute vitesse (fréquence de boucle de rétroaction de 10 kHz) ainsi qu'un système d'acquisition de données à 16 canaux (résolution 16 bits) permettent une surveillance en temps réel et des ajustements précis durant les essais. Le système permet l'automatisation complète des phases d'essai, incluant la saturation, la consolidation, le contrôle du chemin de contraintes et le chargement cyclique, conformément aux normes ASTM et à des formes d'ondes définies par l'utilisateur.

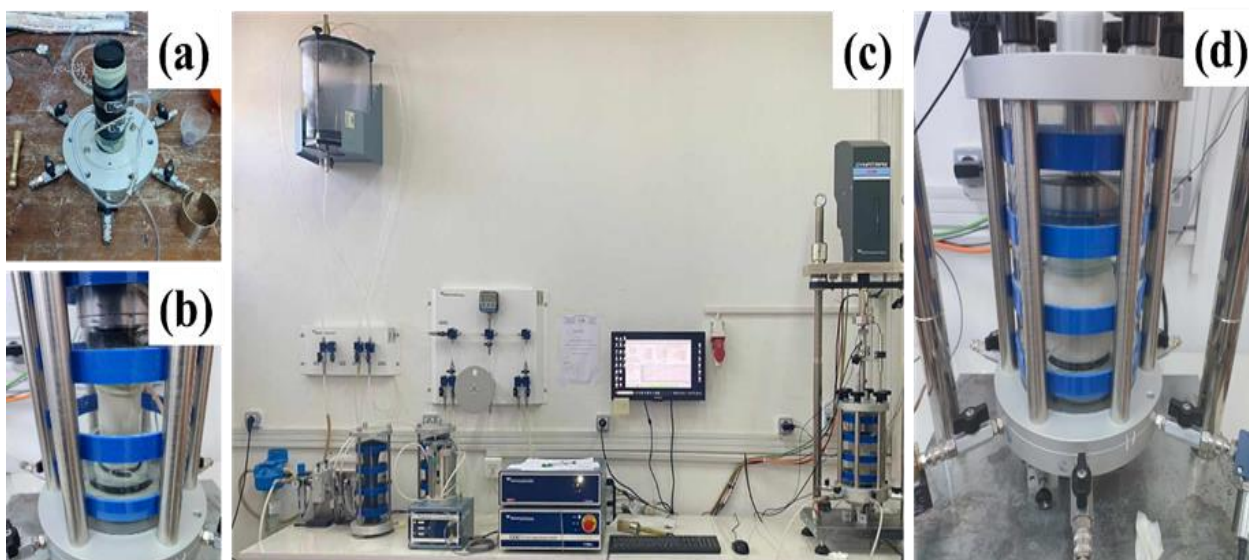


Figure II.5. Montage du système triaxial -laboratoire InfraRES université de Souk-Ahras-.

II.3.1.1. Essais triaxiaux monotones drainés

- **Préparation des éprouvettes** ; La préparation des éprouvettes de sol, d'un diamètre de 50 mm et d'une hauteur de 100 mm, constitue une étape essentielle de la procédure expérimentale des essais triaxiaux. Le sol a été soigneusement disposé en sept couches et compacté afin d'atteindre une forte densité (Figure II.3 a). Afin d'assurer une homogénéité sur toute la hauteur de

l'échantillon, les couches inférieures ont été compactées à une densité inférieure de 1 % par rapport aux couches supérieures. Cette technique de compactage stratifié suit l'approche décrite par [146] et modifiée par [147].

Toutes les éprouvettes ont été préparées en estimant d'abord les masses sèches de sable nécessaires pour atteindre la densité relative ciblée ($D_r = 80\%$) en utilisant la méthode de faible compactage. Ce choix de densité relative (80 %) s'explique par le fait que, dans la pratique, les sols renforcés par géocell sont généralement compactés. Cette densité garantit que le sable présente un comportement représentatif des conditions réelles, où les sols renforcés sont en général densément compactés.

Chaque éprouvette a été préparée à l'intérieur d'un moule cylindrique, dans lequel une membrane en latex d'une épaisseur de 0,3 mm a été appliquée en créant un vide entre la membrane et la paroi du moule. Avant la formation de l'échantillon, deux bases poreuses ont été placées à chaque extrémité afin de faciliter l'écoulement de l'eau à travers l'échantillon. Le moule a ensuite été retiré en appliquant une légère pression négative sur l'échantillon (environ 15 à 25 kPa).

Ce processus de préparation minutieux garantit la constance et la précision des résultats expérimentaux, en fournissant des données fiables pour l'évaluation des paramètres de résistance au cisaillement du sable de Chlef renforcé par géocelles.

- **Saturation, consolidation et cisaillement** ; La saturation a été obtenue en purgeant l'échantillon sec par du dioxyde de carbone (CO_2) pendant environ 20 minutes. De l'eau désaérée a ensuite été introduite par la ligne de drainage inférieure et laissée s'écouler vers le haut à travers l'échantillon jusqu'à ce qu'un volume équivalent au volume des vides soit recueilli par la ligne de drainage supérieure. Ce procédé a permis d'assurer une saturation complète, avec une valeur du paramètre B de Skempton supérieure à 0,96 sous une pression de contre-pression de 100 kPa. Une fois la saturation achevée, les éprouvettes ont été soumises à une phase de consolidation. Durant cette étape, la différence entre la pression de confinement isotrope et la contre-pression a été ajustée afin de maintenir une pression de consolidation effective de 100 kPa pour chaque spécimen.

Tous les essais triaxiaux drainés ont été réalisés à une vitesse de déformation constante de 0,167 % par minute, permettant l'égalisation des variations de pression interstitielle au sein de l'échantillon. La pression interstitielle a été mesurée à la base de l'éprouvette, et chaque essai a été poursuivi jusqu'à atteindre une déformation axiale de 21 %. Ce taux de déformation a été utilisé avec succès dans des études expérimentales antérieures [148,149].

II.3.1.2. Essais triaxiaux cycliques non drainés

- **Préparation des éprouvettes ;** Les essais triaxiaux cycliques non drainés ont été réalisés sur des échantillons de sable de Zemmouri–Boumerdès afin d'étudier leur comportement sous sollicitations sismiques. Pour chaque série d'essais, des spécimens de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur ont été préparés selon la technique du compactage humide (moist tamping), avec une densité relative de 30 %, afin de reproduire l'état lâche des sables côtiers naturellement déposés.

Les éprouvettes ont été préparées dans un moule cylindrique dans lequel une membrane en latex de 0,3 mm d'épaisseur a été mise en place, puis maintenue en position par la création d'un vide entre la membrane et la paroi du moule. Avant le moulage de l'échantillon, deux pierres poreuses ont été disposées en partie supérieure et inférieure afin de favoriser une distribution homogène de l'eau à travers le spécimen. Une fois l'échantillon formé, le moule a été retiré délicatement par l'application d'une faible pression négative (environ 15 à 25 kPa).

Une préparation soignée des échantillons est essentielle pour les essais triaxiaux cycliques, car la méthode de préparation influence fortement la résistance cyclique mesurée[146,150,151].

Saturation et consolidation ; La saturation a été obtenue par purge du spécimen sec au dioxyde de carbone (CO₂) pendant environ 20 minutes. De l'eau désaérée a ensuite été introduite par la ligne de drainage inférieure, en la laissant s'écouler à travers l'échantillon jusqu'à ce qu'un volume équivalent au volume des vides soit recueilli au niveau de la ligne de drainage supérieure. Ce procédé a permis d'assurer une saturation complète, avec une valeur minimale du coefficient B de Skempton supérieure à 0,96[152,153].

Une fois la saturation achevée, les échantillons ont été soumis à une phase de consolidation. Durant cette étape, la différence entre la pression de confinement isotrope et la contre-pression a été réglée de manière à maintenir une pression de consolidation effective de 50 kPa pour chaque éprouvette.

- **Chargement dynamique ;** Tous les essais triaxiaux cycliques non drainés ont été réalisés conformément aux recommandations générales de la norme ASTM D5311 (2013), qui précise les procédures applicables aux essais triaxiaux cycliques des sols. Toutefois, certaines modifications ont été introduites afin de répondre aux objectifs de la présente étude. Celles-ci incluent l'utilisation de géocells fabriquées sur mesure et placées à mi-hauteur des éprouvettes, ainsi que le choix d'une fréquence de chargement de 0,3 Hz, visant à reproduire la gamme de fréquences dominantes des mouvements sismiques du sol (0,1–1,5 Hz) rapportée dans la littérature[154].

Cette fréquence est représentative d'événements sismiques de faible à modérée intensité et est couramment adoptée dans les simulations de chargement cyclique en laboratoire. Le programme d'essais a porté sur des éprouvettes non renforcées et renforcées par des géocelles de trois hauteurs : 12,5 mm, 25 mm et 50 mm.

Le chargement cyclique a été appliqué pour trois niveaux de rapport de contrainte cyclique (CSR) : 0,30, 0,35 et 0,40, calculés selon l'Équation (01) :

$$CSR = \sigma_d / 2 \sigma'_c \quad (\text{II.1})$$

Où σ_d est la contrainte déviatorique et σ'_c est la pression de confinement effective.

Dans cette étude, la liquéfaction a été définie comme l'état pour lequel la surpression interstitielle est égale à la pression de confinement effective initiale, correspondant à un rapport de pression interstitielle (r_u) égal à 1,0, conformément à l'Équation (02). Cet état est communément désigné comme la liquéfaction initiale[155] :

$$\Delta r_u = \Delta u / \sigma'_c \quad (\text{II.2})$$

Où Δu est la surpression de pression interstitielle et σ'_c est la pression de confinement effective initiale.

Le chargement dynamique a été interrompu dès l'atteinte de ce seuil, et le nombre de cycles menant à la liquéfaction (NL) a été enregistré pour chaque essai. Au total, douze séries d'essais ont été réalisées, couvrant le sable non renforcé et les configurations renforcées par géocell pour les trois valeurs de CSR. Le Tableau II.6 présente les informations relatives aux essais triaxiaux dynamiques non drainés effectués.

Tableau II.6. Essais triaxiaux dynamiques non drainés

Groupe	Condition d'essai	Type d'essai	Pression de confinement effective, σ'_c (kPa)	Contrainte déviatorique, σ_d (kPa)	Rapport de contrainte cyclique, (CSR)	Densité relative, (D_r)
01	CU	Non renforcé	50	30	0.30	30
				35	0.35	
				40	0.40	
02	CU	GH = 12.5 mm	50	30	0.30	30
				35	0.35	
				40	0.40	
03	CU	GH = 25 mm	50	30	0.30	30
				35	0.35	
				40	0.40	
04	CU	GH = 50 mm	50	30	0.30	30
				35	0.35	
				40	0.40	

Cette étude s'est concentrée sur un sable très lâche ($D_r = 30\%$) soumis à une faible pression de confinement (50 kPa), représentatif des conditions post-liquéfaction dans la région de Boumerdès.

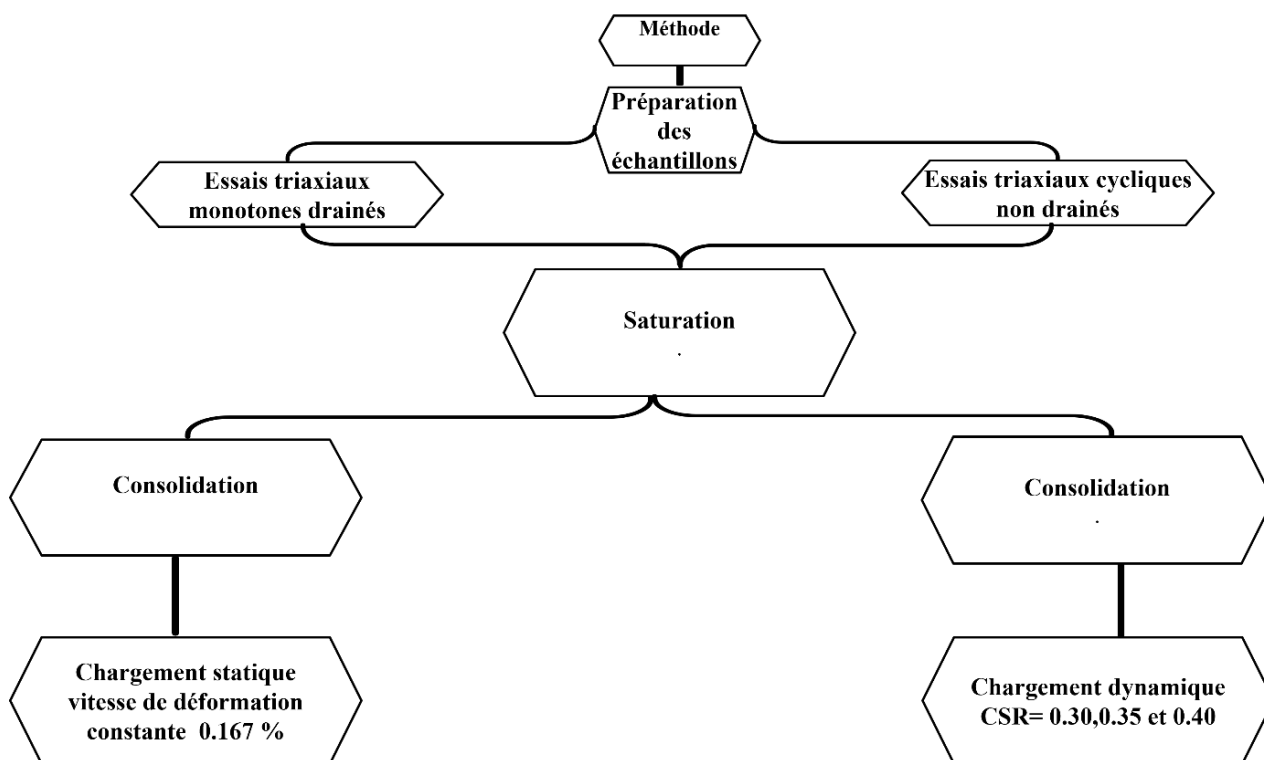


Figure II.6. Protocol expérimental du système triaxial.

II.3.2. Dispositif expérimental de l'essai d'extraction

Le dispositif expérimental d'extraction utilisé dans cette étude est présenté dans la Figure II.7. Il se compose d'une cuve d'essai rigide en acier, dotée d'un volume interne de 1,0 m de longueur, 0,5 m de largeur et 0,8 m de hauteur. Une couche de géotextile est placée horizontalement et encastrée dans une masse de sable compacté à l'intérieur de la cuve.

Une ouverture frontale de 0,5 m de largeur, équipée d'une mâchoire de serrage spécialisée, permet l'application d'une force d'extraction contrôlée sur le géotextile. Pour empêcher l'expulsion du sable lors de l'extraction, l'ouverture est obturée par des bandes en caoutchouc ajustables.

Une innovation technologique majeure de cette configuration réside dans l'intégration d'un vérin asservi (servo-contrôlé) couplé à un système hydrostatique de précision. Cette configuration de pointe facilite un contrôle exceptionnel de l'application de la charge, permettant l'imposition de chemins de chargement dynamiques. Le système est équipé de capteurs de haute précision pour la mesure synchrone de la force et du déplacement, garantissant ainsi la fiabilité des données.

Par conséquent, cet appareil complet fournit une plateforme robuste pour l'analyse détaillée et fiable du comportement de l'interface sol-géosynthétique sous des conditions de chargement dynamiques.

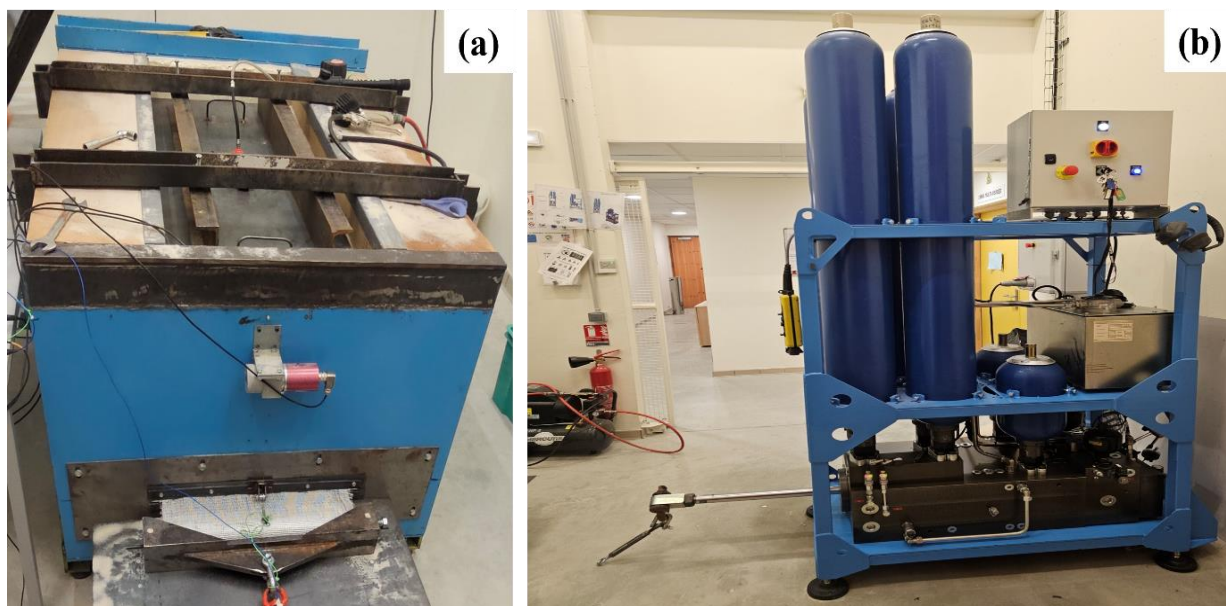


Figure II.7. Dispositif expérimental de l'essai d'extraction : (a) vue générale de l'installation hydraulique ; (b) La cuve

II.3.2.1. Procédure expérimentale

La cuve d'essai est progressivement remplie de sable sec d'Hostun, mis en place par la technique de pluviation en couches permettant d'obtenir un massif homogène correspondant à une densité relative voisine de 90 %.

La nappe géosynthétique est ensuite disposée horizontalement à 200 mm au-dessus du fond de la cuve et reliée au système d'extraction en façade. Le géogrille utilisé présente une largeur de 49 cm et une longueur de 120 cm et 80 cm ancré dans la cuve.

Des capteurs de déplacement sont installés à l'arrière de la cuve et connectés à différents points de la nappe afin de suivre son déplacement au cours de l'essai (Figure II.8 b).

L'effort d'extraction est mesuré à l'aide d'un capteur de force positionné entre le dispositif d'extraction et le système d'ancrage (Figure II.8 a), tandis que le déplacement en tête est contrôlé par un comparateur de déplacement fixé à l'avant de la cuve.

Une fois l'instrumentation mise en place, la cuve est entièrement complétée par le matériau (Figure II.9).

Une membrane pneumatique est ensuite mise en place au sommet du massif granulaire afin d'appliquer une surcharge verticale uniforme. Cette membrane repose sur une plaque métallique rigide, permettant de reproduire des conditions aux limites plus proches de celles rencontrées dans un massif de sol réel.

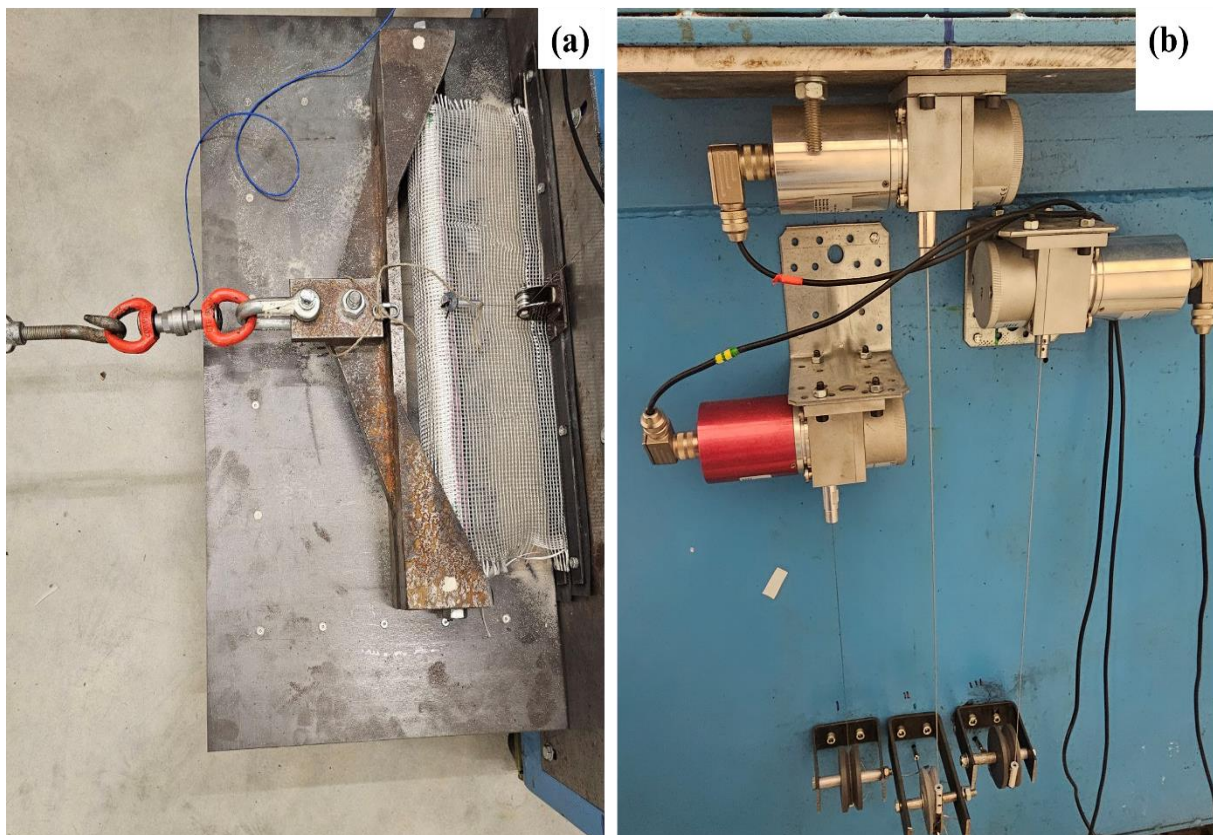


Figure II.8. Détails du dispositif d'essai d'arrachement : (a) système d'ancrage et de fixation du géosynthétique et capteurs de force, (b) Capteurs des déplacements.

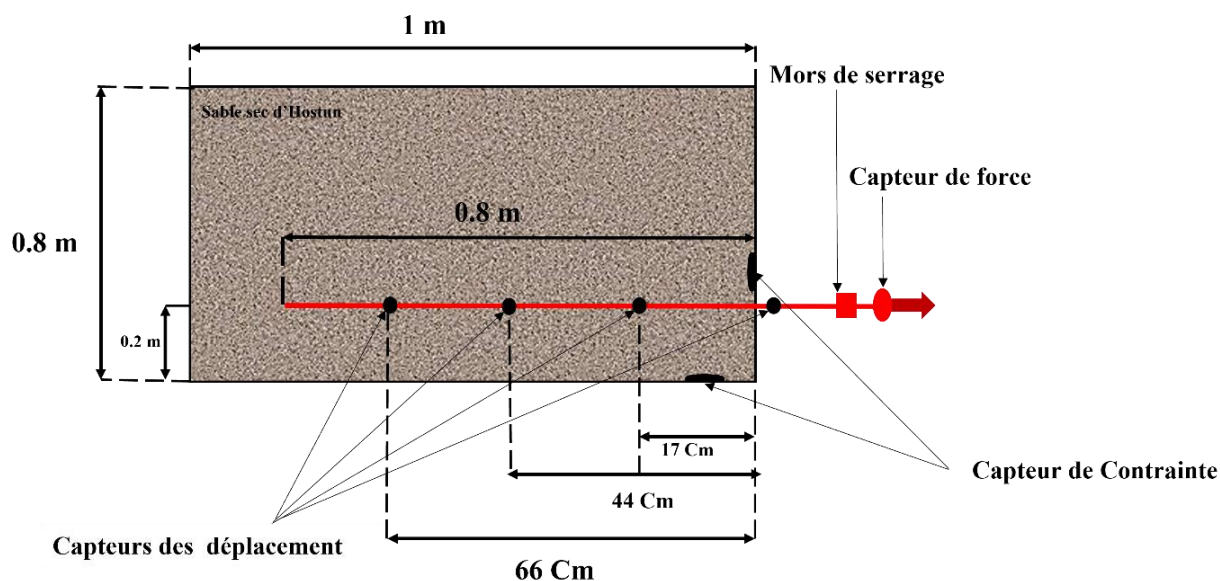


Figure II.9. Schéma de principe de l'essai d'extraction montrant la disposition des capteurs.

L'essai d'extraction est déclenché après application de la pression d'air dans la membrane. Cette pression est maintenue constante durant toute la durée de l'essai.

II.3.2.2. Conditions d'essai

Les essais d'extraction ont été réalisés sous différentes conditions de confinement et de vitesse de chargement afin d'analyser leur influence sur le comportement de l'interface sol-géosynthétique. Deux niveaux de pression de confinement ont été appliqués, égaux à 25 kPa et 50 kPa. Par ailleurs, la vitesse d'extraction a été ajustée de manière à varier entre 1,5 m/s et 2,8 m/s.

II.4. Conclusion

Ce chapitre a établi le cadre expérimental et méthodologique sur lequel repose l'ensemble des investigations menées dans cette thèse. Les dispositifs expérimentaux mis en œuvre, incluant les systèmes d'essais triaxiaux monotoniques et cycliques ainsi que le dispositif d'extraction des géosynthétiques, ont été décrits de manière rigoureuse afin de préciser les conditions de sollicitation et les paramètres de contrôle adoptés.

Les matériaux étudiés, en particulier les sables naturels et les éléments de renforcement géosynthétique, ont fait l'objet d'une caractérisation approfondie à travers l'analyse de leurs propriétés physiques et granulométriques, ainsi que par la définition de protocoles de préparation strictement maîtrisés. Une attention particulière a été accordée à la reproductibilité et à la fiabilité des essais, notamment en ce qui concerne la mise en place des échantillons, la saturation, la consolidation et le suivi des chemins de chargement.

L'ensemble des procédures expérimentales présentées constitue une base méthodologique robuste, garantissant la cohérence des résultats et leur interprétation scientifique. Ce cadre expérimental permettra, dans les chapitres suivants, d'analyser en profondeur les mécanismes de renforcement et d'interaction sol-géosynthétique sous sollicitations quasi-statiques et dynamiques, et d'évaluer l'influence des paramètres étudiés sur le comportement mécanique global des systèmes renforcés.

Chapitre III

Effet Des Géocells Sur La Réponse Mécanique Et Hydraulique Des Sols

III.1. Introduction

Ces dernières années, les techniques de renforcement des sols, et en particulier l'utilisation des géocells, ont suscité un intérêt croissant en géotechnique en raison de leur efficacité à améliorer les performances mécaniques des sols médiocres de manière durable et économique [156–158]. Les géocells sont aujourd'hui largement employées dans de nombreuses applications telles que la stabilisation des talus, la construction de remblais, de murs de soutènement et d'infrastructures de transport, où le confinement tridimensionnel joue un rôle déterminant dans l'amélioration de la résistance et de la rigidité des sols granulaires [159–163].

De nombreux travaux ont démontré que le confinement induit par les géocells permet de limiter les déplacements latéraux du sol, d'augmenter la friction intergranulaire et de répartir plus efficacement les charges appliquées [164,165]. Toutefois, malgré l'abondance des études consacrées aux applications routières, aux remblais et aux sols cohésifs, la compréhension détaillée du comportement mécanique des sables renforcés par géocells demeure encore incomplète. En particulier, l'influence conjointe de la hauteur des géocells et du niveau de confinement sur le comportement contrainte-déformation et la réponse volumique des sols sableux reste insuffisamment quantifiée.

Pour isoler et préciser le mécanisme fondamental de confinement, cette étude se concentre délibérément sur l'utilisation d'une seule couche de géocellule placée à mi-hauteur de l'éprouvette. Cette configuration simplifiée permet d'évaluer clairement l'influence de la géométrie de la géocellule, indépendamment des interactions complexes des systèmes multicouches. Cette configuration simplifiée permet une analyse plus claire de l'effet géométrique des géocells, notamment de leur hauteur, tout en facilitant l'interprétation des résultats et le développement de modèles analytiques du confinement additionnel.

Le présent chapitre a pour objectif d'étudier l'influence de la hauteur des géocells et de la pression de confinement sur le comportement mécanique et volumique du sable de Chlef. Des essais triaxiaux drainés ont été réalisés sur des éprouvettes préparées à une densité relative élevée ($D_r = 80\%$), en conditions renforcées et non renforcées. Trois hauteurs de géocells ($GH = 25, 50$ et 100 mm) et trois niveaux de pression de confinement ($\sigma'_c = 25, 50$ et 75 kPa) ont été considérés.

III.2. Effet de la hauteur des géocells sur la résistance au cisaillement

La Figure III.1 présente les résultats des essais de compression drainés, illustrant la relation entre la contrainte déviatorique et la déformation axiale pour différentes pressions de confinement et hauteurs de géocells ($GH = 25, 50$ et 100 mm).

Pour le sable non renforcé (Figure III.1 a), la contrainte déviatorique atteint une valeur maximale avant de diminuer, traduisant l'existence d'une résistance de pointe bien définie. En revanche, les

échantillons renforcés (Figures III.1 b à III.1 d) présentent une augmentation continue de la contrainte avec la déformation, sans apparition d'un pic clairement identifié, ce qui reflète un comportement d'écroutissage. Par conséquent, en l'absence d'un pic distinct sur les courbes contrainte-déformation des échantillons renforcés, les valeurs maximales reportées correspondent à la contrainte déviatorique mesurée à 21 % de déformation axiale, conformément à la déformation axiale maximale retenue dans cette étude. Cette approche, adoptée dans des travaux antérieurs, permet une comparaison cohérente entre les performances des sables renforcés et non renforcés.

Pour une pression de confinement effective de $\sigma'_c = 25$ kPa, la contrainte déviatorique maximale du sable non renforcé est d'environ 110 kPa, tandis que pour le sable renforcé avec des géocelles de GH = 25, 50 et 100 mm, elle atteint respectivement 255, 486 et 934 kPa. Les taux d'augmentation correspondants sont de 43 %, 52,5 % et 52,3 %. Le taux d'augmentation est défini comme le rapport entre la différence de contrainte déviatorique maximale des sables renforcés et non renforcés et la contrainte maximale du sable non renforcé.

À $\sigma'_c = 50$ kPa, la contrainte déviatorique du sable non renforcé est d'environ 175 kPa, et elle augmente à 343, 611 et 982 kPa pour les sables renforcés avec GH = 25, 50 et 100 mm, respectivement. Les taux d'augmentation correspondants sont de 51 %, 56 % et 62 %.

De manière similaire, pour une pression de confinement de $\sigma'_c = 75$ kPa, la contrainte déviatorique du sable non renforcé est d'environ 263 kPa, tandis que pour les sables renforcés avec GH = 25, 50 et 100 mm, elle atteint respectivement 400, 825 et 1114 kPa. Les taux d'augmentation correspondants sont de 65,75 %, 48,5 % et 74 %.

Les courbes contrainte-déformation présentées sur la Figure 6a mettent en évidence un comportement adoucissant (strain-softening), caractérisé par un pic de contrainte déviatorique suivi d'une diminution avec l'augmentation de la déformation axiale. Ce comportement est typique des sables denses [166], pour lesquels l'emboîtement des particules conduit à une résistance de pointe marquée, suivie d'une dégradation post-pic liée au réarrangement des grains. À l'inverse, les Figures III.1 b, III.1 c et III.1 d montrent un comportement d'écroutissage (strain-hardening), où la contrainte déviatorique augmente progressivement avec la déformation axiale sans apparition d'un pic net. Cette réponse est caractéristique des sols renforcés [167], les géosynthétiques ou géocelles améliorant la ductilité et empêchant la rupture localisée par la mobilisation de résistances en traction, ce qui accroît la capacité portante et retarde la rupture.

Les Figures III.1 a à III.1 d montrent également qu'une augmentation de la pression de confinement conduit systématiquement à une élévation de la contrainte déviatorique pour tous les niveaux de déformation axiale. Cette observation est en accord avec les résultats de [168], qui ont montré que des

pressions de confinement élevées augmentent la résistance au cisaillement des sables en accroissant la contrainte effective au sein de la matrice du sol.

Bien qu'une augmentation de la contrainte déviatorique soit observée avec l'élévation de la pression de confinement, les résultats ne mettent pas en évidence une tendance linéaire claire. L'effet du renforcement demeure néanmoins manifeste, comme l'indiquent les contraintes déviatoriques plus élevées obtenues sous des pressions de confinement similaires par rapport aux conditions non renforcées. En outre, la variation de la hauteur des géocells ($GH = 25, 50$ et 100 mm) influence significativement le comportement contrainte-déformation, en particulier au niveau de la résistance au cisaillement maximale. Les géocells assurent un confinement tridimensionnel du sable, limitent les déplacements latéraux des grains et mobilisent des efforts de traction dans le renforcement. Cela empêche la rupture localisée et conduit à une augmentation progressive de la résistance.

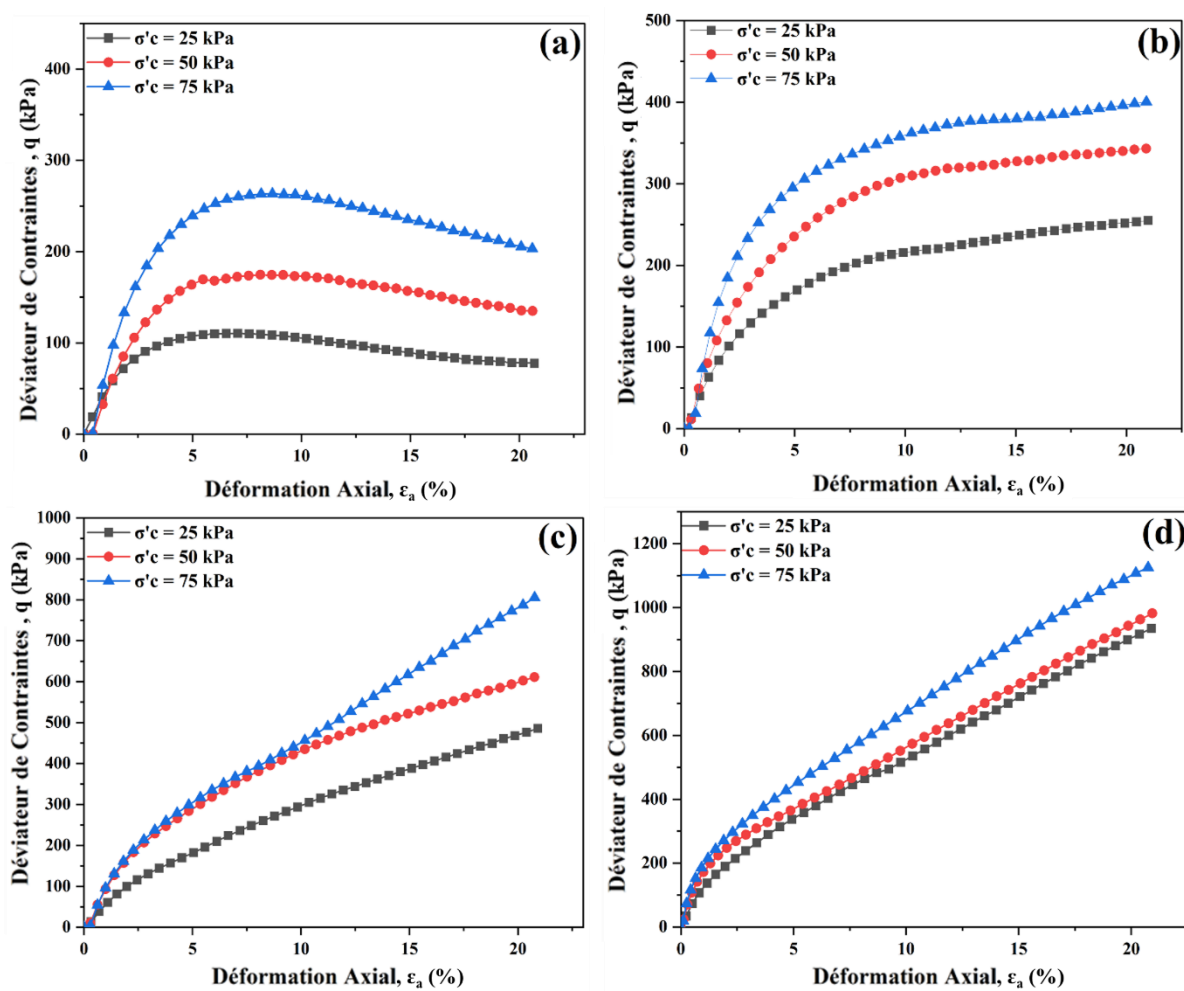


Figure III.1. Essais de compression drainés – Relation entre la contrainte déviatorique et la déformation axiale : (a) sable de Chlef non renforcé ; (b) sable renforcé ($GH = 25$ mm) ; (c) sable renforcé ($GH = 50$ mm) ; et (d) sable renforcé ($GH = 100$ mm).

III.3. Effet de la hauteur des géocells sur le comportement volumique

Les courbes déformation volumique–contrainte axiale présentées à la Figure III.2 montrent que le comportement volumique du sol passe par une phase initiale de contraction jusqu'à une déformation axiale donnée, atteignant environ 2,5 % sous une pression de confinement de 25 kPa, suivie d'une phase d'expansion (dilatance). À la faible pression de confinement de 25 kPa, la contraction initiale est limitée et l'expansion débute précocement au cours du cisaillement. En revanche, des pressions de confinement plus élevées entraînent une contraction initiale plus importante et un retard de l'apparition de la phase dilatante. À 75 kPa, la déformation volumique présente une phase de contraction plus marquée qu'à 25 kPa et 50 kPa, traduisant l'effet de l'augmentation de la pression de confinement sur la suppression de l'expansion précoce.

Aux pressions de confinement plus élevées (50 kPa et 75 kPa), cette phase contractante persiste jusqu'à environ 4 % de déformation axiale avant la transition vers un comportement dilatant, comme illustré à la Figure III.2 a. À la Figure III.2 b, l'inclusion des géocells modifie le mode de déformation, en atténuant potentiellement le comportement contractant initial tout en renforçant la réponse dilatante. La Figure III.2 c met en évidence une augmentation de la dilatance attribuable à une plus grande hauteur de géocells, offrant une meilleure résistance aux forces de compression[169]. La réponse en déformation volumique présente l'amélioration la plus marquée parmi toutes les hauteurs testées, ce qui témoigne des performances remarquables conférées par les géocells de 100 mm, comme illustré à la Figure III.2 d.

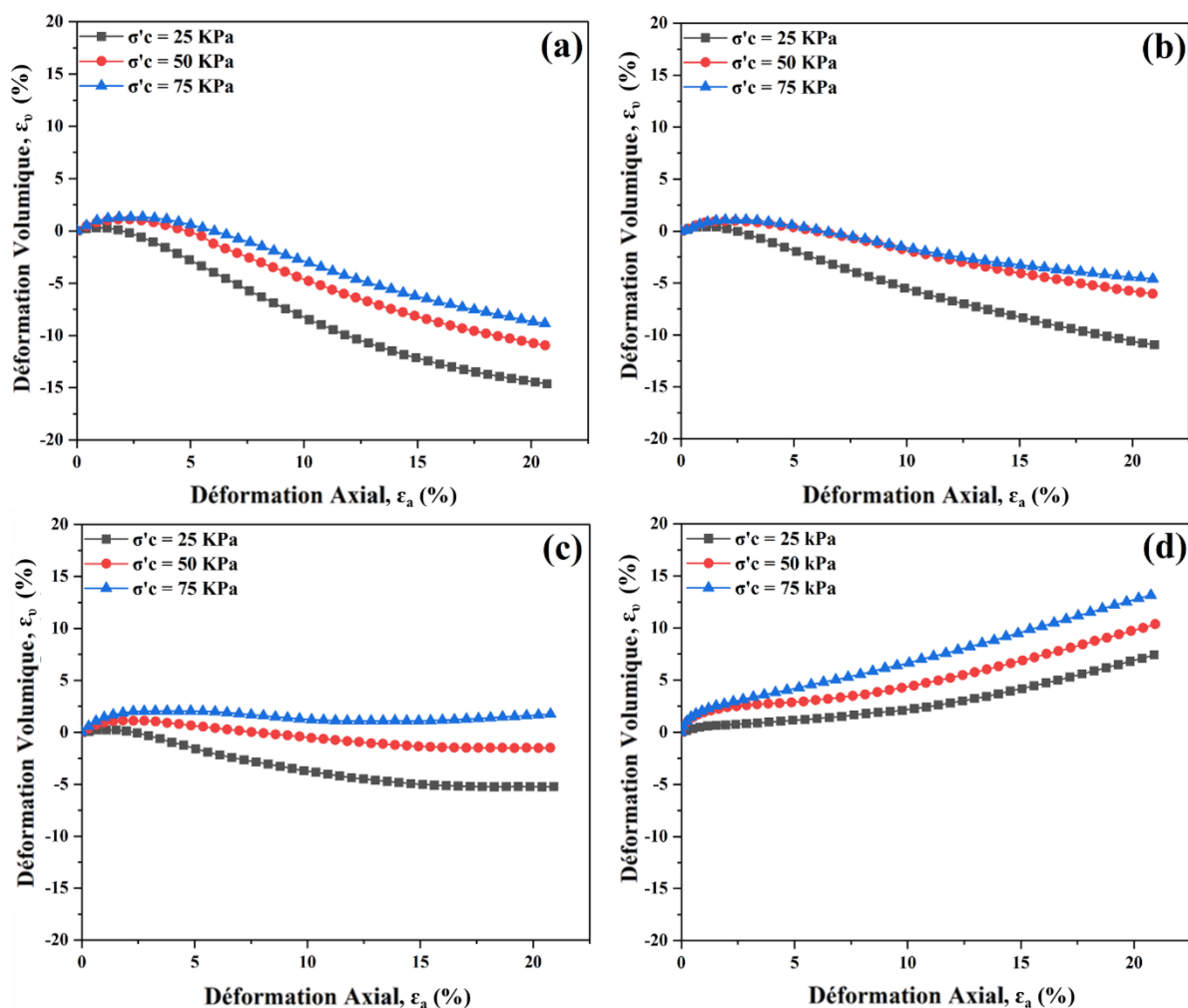


Figure III.2. Essais de compression drainés – Relation entre la déformation volumique et la déformation axiale : (a) sable de Chlef non renforcé ; (b) sable renforcé (GH = 25 mm) ; (c) sable renforcé (GH = 50 mm) ; et (d) sable renforcé (GH = 100 mm).

III.4. Influence de la hauteur des géocells sur la relation contrainte déviatorique–pression moyenne effective du sable

La Figure III.3 illustre les résultats des essais de compression drainés sur des échantillons de sable. Le graphique présente la relation entre la contrainte déviatorique (q) et la pression moyenne effective (p') pour les sables non renforcés et renforcés avec différentes hauteurs des géocells (sable non renforcé, GH = 25, 50 et 100 mm).

Pour le sable non renforcé, la ligne de tendance présente une pente de 1,52 et une ordonnée à l'origine de 14,27, avec un coefficient de détermination $R^2 = 0,995$, indiquant une relation linéaire entre la contrainte déviatorique et la pression moyenne effective, bien que les valeurs restent relativement faibles par rapport aux échantillons renforcés.

Pour le sable renforcé avec une hauteur de géocellule de 25 mm (GH = 25 mm), la ligne de tendance présente une pente de 1,45 et une ordonnée à l'origine de 94,52, avec $R^2 = 0,990$. Cela traduit une augmentation significative de la contrainte déviatorique pour une pression moyenne effective donnée par rapport au sable non renforcé.

Pour le sable renforcé avec une hauteur de géocellule de 50 mm (GH = 50 mm), la ligne de tendance présente une pente plus prononcée de 2,19 et une ordonnée à l'origine de 41,76, avec $R^2 = 0,999$. Cela indique une augmentation encore plus marquée de la contrainte déviatorique, suggérant que cette hauteur de géocellule est particulièrement efficace pour améliorer la résistance du sable.

Pour la hauteur de géocellule de 100 mm (GH = 100 mm), la ligne de tendance présente une pente de 1,85 et une ordonnée à l'origine de 279,12, avec $R^2 = 0,959$. Bien que la pente soit moins élevée que celle de la géocellule de 50 mm, la valeur élevée de l'ordonnée à l'origine traduit une augmentation substantielle de la contrainte déviatorique, en particulier à des pressions moyennes effectives plus élevées.

Ces résultats montrent clairement que l'augmentation de la hauteur des géocells renforce globalement la résistance du sable, comme en témoignent les valeurs plus élevées de contrainte déviatorique. L'amélioration la plus marquée est observée pour une hauteur de géocell de 50 mm, indiquant un équilibre optimal entre confinement et renforcement. Une hauteur intermédiaire peut offrir un meilleur équilibre entre confinement du sol, mobilisation des efforts de traction et homogénéité des déformations. Une hauteur trop grande peut entraîner une mobilisation moins uniforme du renforcement ou des zones de déformation moins efficaces.

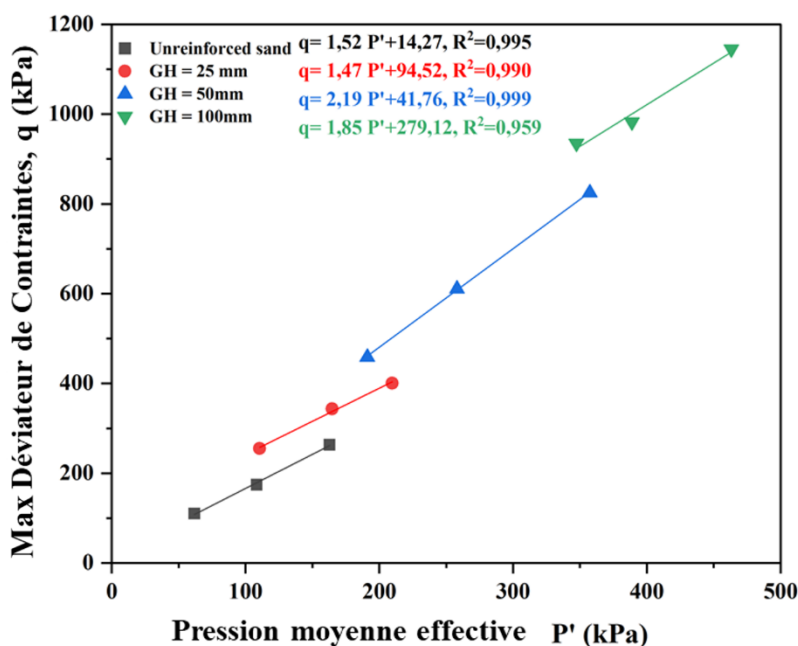


Figure III.3. Diagrammes p' - p pour des sables renforcés avec des géocells de différentes hauteurs (GH).

III.5. Effet de la pression de confinement sur la résistance au cisaillement maximale et la déformation volumique

Dans la Figure III.4 a, la relation entre la résistance au cisaillement maximale (q) et la pression de confinement effective (σ'_c) est présentée pour le sable non renforcé et pour trois hauteurs de géocells différentes ($GH = 25, 50$ et 100 mm). Les résultats montrent une relation linéaire entre la résistance au cisaillement maximale et la pression de confinement pour toutes les hauteurs d'échantillon, chaque hauteur étant représentée par des équations de régression linéaire distinctes :

- Sable non enforcé :

$$q = 3.0426\sigma'_c + 72.791 \quad (R^2 = 0.9982) \quad (\text{III.1})$$

- $GH = 25$ mm :

$$q = 2.713\sigma'_c + 145.36 \quad (R^2 = 0.9965) \quad (\text{III.2})$$

- $GH = 50$ mm :

$$q = 7.3138\sigma'_c + 265.91 \quad (R^2 = 0.9906) \quad (\text{III.3})$$

- $GH = 100$ mm :

$$q = 1.9486\sigma'_c + 181.66 \quad (R^2 = 0.9935) \quad (\text{III.4})$$

Bien qu'une tendance linéaire soit observée, les résultats montrent une variation irrégulière des pentes. Géocell de 50 mm présente la pente la plus élevée, tandis que celle de 100 mm montre une diminution. Cela suggère que $GH = 50$ mm offre des conditions de renforcement optimales, tandis que $GH = 100$ mm pourrait atteindre un effet de saturation, où l'augmentation supplémentaire de la hauteur ne renforce pas proportionnellement la résistance au cisaillement. Toutefois, l'ordonnée à l'origine augmente significativement, ce qui indique que des géocells plus hautes fournissent une résistance de base plus élevée, même sous faibles contraintes de confinement. Cet aspect nécessite des investigations supplémentaires pour clarifier les interactions mécaniques en jeu [87].

La Figure III.4 b explore la relation entre la déformation volumique (ε_v) et la pression de confinement (σ'_c) pour le même ensemble de hauteurs de géocell. Les équations décrivant la déformation volumique en fonction de la pression de confinement sont :

- Sable non enforcé :

$$\varepsilon_v = 0.11548\sigma'_c - 17.25467 \quad (R^2 = 0.9979) \quad (\text{III.5})$$

- $GH = 25$ mm :

$$\varepsilon_v = 0.12900\sigma'_c - 13.60567 \quad (R^2 = 0.9979) \quad (\text{III.6})$$

- GH = 50 mm :

$$\varepsilon_v = 0.13964\sigma'_c - 8.63967 \quad (R^2 = 0.9979) \quad (\text{III.7})$$

- GH = 100 mm :

$$\varepsilon_v = 0.11464\sigma'_c + 4.58367 \quad (R^2 = 0.9979) \quad (\text{III.8})$$

Les tendances observées indiquent une corrélation généralement positive entre la déformation volumique et la pression de confinement, ce qui signifie qu'une augmentation du confinement réduit les variations volumiques [170], un aspect crucial pour la prévision du comportement de tassement. Cependant, les données pour GH = 100 mm montrent une tendance différente, suggérant que des géocells plus hautes offrent une résistance accrue à la compaction, mais peuvent introduire des interactions complexes nécessitant une analyse plus approfondie.

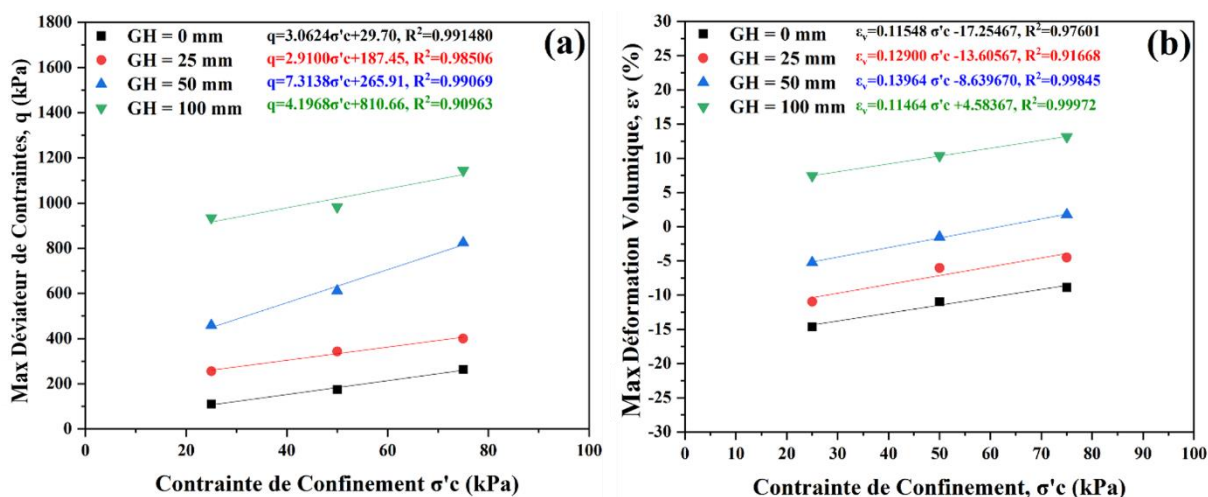


Figure III.4. Résultats des essais de compression drainés : (a) résistance au cisaillement maximale en fonction de la pression de confinement σ'_c et (b) déformation volumique en fonction de la pression de confinement σ'_c .

III.6. Effet de la hauteur de géocell sur la contrainte déviatorique et déformation volumique

Les graphiques présentés à la Figure III.5 illustrent les relations entre la contrainte déviatorique mobilisée (q) et la hauteur de géocellule (GH) ainsi que la déformation volumique (ε_v) et la hauteur de géocellule pour différentes pressions de confinement (25, 50 et 75 kPa). Pour q , la ligne de tendance pour 25 kPa est $q = 8,38114GH + 73,090$ ($R^2 = 0,9902$), pour 50 kPa $q = 8,22822GH + 167,86$ ($R^2 = 0,9945$), et pour 75 kPa $q = 9,2361GH + 254,33$ ($R^2 = 0,9585$), indiquant une augmentation linéaire de la contrainte déviatorique avec la hauteur de géocellule, plus marquée à des pressions de confinement élevées.

Pour la déformation volumique, la ligne de tendance à 25 kPa est $\varepsilon_v=2,24913GH-15,6842$ ($R^2 = 0,98966$), à 50 kPa $\varepsilon_v=2,13309GH-11,3620$ ($R^2 = 0,99612$) et à 75 kPa $\varepsilon_v=2,23544GH-9,3898$ ($R^2 = 0,99708$), montrant que l'augmentation de la hauteur des géocells réduit la compaction et favorise la dilatance du sable. Ces résultats indiquent que des géocells plus hautes renforcent la résistance du sable et améliorent sa capacité portante, l'effet étant particulièrement prononcé sous fortes pressions de confinement.

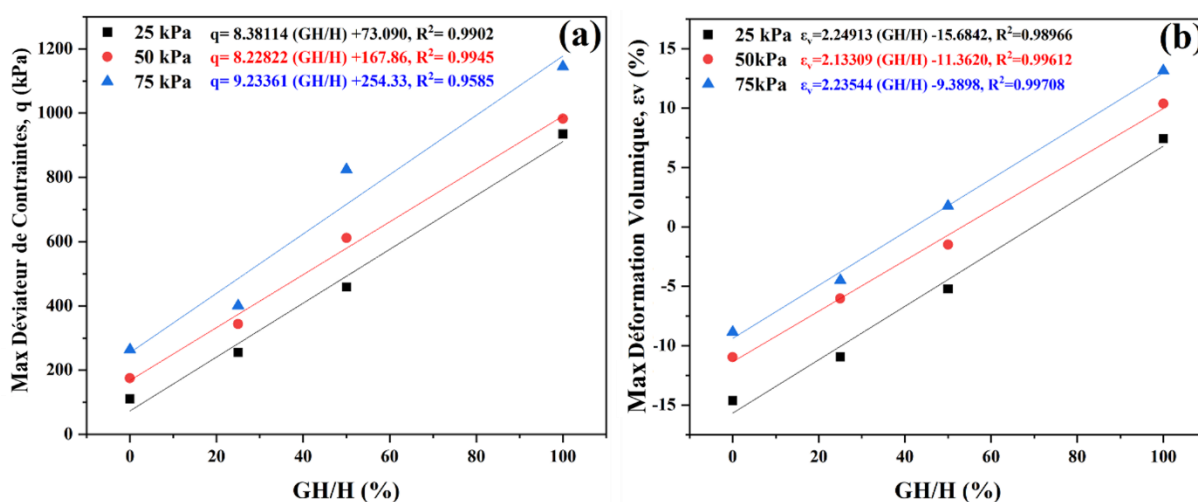


Figure III.5. Résultats des essais de compression drainés : (a) contrainte déviatorique mobilisée q en fonction de la hauteur de géocellule (GH) et (b) déformation volumique en fonction de la hauteur de géocellule (GH).

III.7. Caractéristiques de la résistance au cisaillement

Lors de l'application du critère de rupture de Mohr–Coulomb au sable renforcé par géocells, la Figure III.6 a montré une augmentation de la cohésion apparente (C') due aux effets d'enchevêtrement, accompagnée d'une légère diminution de l'angle de frottement (φ'). La Figure 11 illustre les variations de ces paramètres pour différentes hauteurs de géocells et niveaux de déformation axiale. Les résultats indiquent que, bien que l'angle de frottement augmente légèrement, il reste globalement peu affecté par la hauteur de géocell (Figure III.6 c). En revanche, la cohésion apparente est fortement corrélée à la hauteur de géocell (Figure III.6 b). Cette relation, présentée à la Figure III.6 a, montre une augmentation quasi linéaire de la cohésion apparente avec l'augmentation de la hauteur de géocellule, démontrant les effets de confinement et de renforcement des géocells sur le comportement du sable. Ces observations suggèrent que, bien que le renforcement par géocells améliore substantiellement les propriétés cohésives du sol, son influence sur l'angle de frottement reste minimale et varie légèrement selon la hauteur de géocell. Cela peut s'expliquer par le fait que le renforcement par géocells agit principalement sur le confinement latéral, reflété par l'augmentation de la cohésion apparente, tandis

que le frottement interparticulaire, qui gouverne l'angle de frottement, est moins affecté. Des tendances similaires ont été rapportées dans [171], où l'angle de frottement montrait des variations limitées par rapport aux gains de cohésion. De plus, de petites fluctuations de l'angle de frottement peuvent résulter de la variabilité des mesures à faibles déformations axiales. Ainsi, bien que la hauteur des géocells joue un rôle crucial dans l'amélioration de la cohésion du sol, son effet sur l'angle de frottement demeure relativement limité. Les géocells créent un confinement latéral qui agit comme une résistance additionnelle assimilée à une cohésion apparente, tandis que l'angle de frottement dépend surtout des contacts entre grains, moins modifiés.

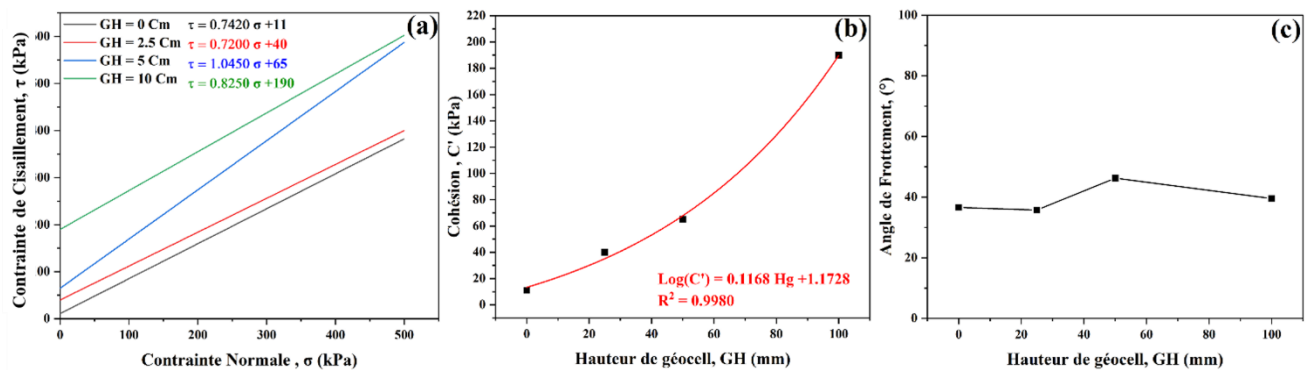


Figure III.6. Effet de la hauteur des géocells sur les paramètres de résistance au cisaillement : (a) enveloppe de rupture intrinsèque, (b) cohésion en fonction de la hauteur de géocellule (GH), et (c) angle de frottement en fonction de la hauteur de géocellule (GH).

III.8. Etude analytique de confinement généré par géocell

Le comportement mécanique des sols renforcés par géocells est analysé à l'aide du critère de rupture de Mohr–Coulomb, qui permet de mieux comprendre la résistance au cisaillement des sols sous contrainte. Pour les sols soumis à une pression de confinement σ_3 et présentant une résistance cohésive apparente C_r , la contrainte principale ultime σ_1 est influencée par la cohésion du sol, l'angle de frottement et la pression de confinement appliquée. Le renforcement par géocell introduit un confinement latéral supplémentaire, augmentant la pression de confinement de $\Delta\sigma_3$. Pour les sols granulaires non renforcés soumis à une pression de confinement totale $(\sigma_3 + \Delta\sigma_3)$, la contrainte ultime peut être reliée au coefficient de poussée passive des terres K_p . En examinant l'équilibre des contraintes, il est possible de déterminer la cohésion apparente C_r apportée par le renforcement par géocell. Cette approche a été développée et appliquée dans les études de Bathurst et Karpurapu [98] et Rajagopal et al [99], puis adoptée par Benessalah et al [151]. Swaraj Chowdhury et al [172]

$$C_r = \frac{\Delta\sigma_3}{2} \sqrt{K_p} \tag{III.9}$$

Dans le cas du renforcement par géocell, le confinement latéral supplémentaire apporté par le matériau de géocell induit un accroissement de la contrainte de confinement ($\Delta\sigma_3$). Cette contrainte additionnelle peut être calculée en utilisant la rigidité en traction (M) du matériau de géocell, le diamètre initial de géocell (d) et la déformation axiale du matériau composite (ε_a). La relation est exprimée comme suit :

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2M}{d} \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{1 - \varepsilon_a} \right] \quad (\text{III.10})$$

Cette expression suppose que le volume de l'échantillon de sol reste constant pendant l'essai et que l'échantillon déformé conserve sa forme cylindrique. Cette dérivation, initialement basée sur la théorie des membranes élastiques, fournit un cadre permettant de comprendre comment le renforcement par géocell modifie la contrainte de confinement au sein de la masse de sol[174].

L'analyse des résultats expérimentaux a utilisé la théorie du cylindre mince décrite dans[175], qui permet de dériver les contraintes et les déformations. Cette théorie s'applique lorsque le diamètre du cylindre (D_0) est significativement supérieur à son épaisseur (T), spécifiquement lorsque le rapport D_0/T dépasse 20. Dans ce cas, le rapport D_0/T de la géocellule est de 22,7, confirmant sa classification en tant que cylindre mince. La forme cylindrique de la géocellule implique que les contraintes agissant sur celle-ci sont comparables à celles d'un cylindre mince, ce qui simplifie l'analyse.

En raison de la symétrie, seule la moitié de la géocellule est considérée dans la formulation, réduisant ainsi la complexité des calculs. La théorie du cylindre mince fournit une approximation raisonnable pour l'analyse des contraintes, en supposant un comportement linéaire du matériau et en négligeant les effets non linéaires. Cependant, la validité de cette approche dépend des hypothèses de la théorie, notamment la rigidité des parois et l'absence de moments de flexion significatifs[176] (Figure III.7).

L'analyse a consisté à intégrer les contraintes sur la géométrie cylindrique déformée de l'échantillon. Les contraintes radiales et axiales ont été calculées afin d'établir les conditions d'équilibre du composite renforcé par géocell. En appliquant ces relations dérivées, la contrainte de confinement additionnelle a été quantifiée, permettant l'évaluation de la capacité portante améliorée du système sol-géocell.

La contrainte de confinement additionnelle ($\Delta\sigma_R$) induite par le renforcement par géocell a été évaluée en tenant compte à la fois de la rigidité en traction du matériau de géocell et de la géométrie de déformation de l'échantillon de sol renforcé. Les dérivations et calculs suivants ont été effectués pour quantifier la contribution de géocell à la contrainte de confinement.

La contrainte de traction générée dans le matériau de géocell induit un confinement dans le sol renforcé. Cette contrainte est directement liée à la déformation radiale (ε_R) dans les parois de la géocellule. Pour déterminer ε_R , la déformation du maillage de géocell a été analysée en comparant les

longueurs circonférentielles des configurations initiale (L_0) et déformée (L_1). Ces longueurs sont données par :

$$L_0 = 2\pi D_0 \text{ and } L_1 = 2\pi(D_0 + \Delta_R) \quad (\text{III.11})$$

La déformation radiale (ϵ_R) s'exprime comme suit :

$$\epsilon_R = \frac{L_1 - L_0}{L_0} = \frac{\Delta_R}{D_0} \quad (\text{III.12})$$

Pour relier la déformation axiale (ϵ_a) à la déformation radiale (ϵ_R), l'expression de la déformation a été affinée comme suit :

$$\epsilon_R = \frac{1 - \sqrt{1 - \epsilon_a}}{1 - \epsilon_a} \quad (\text{III.13})$$

Cette relation, développée par Bathurst et Karpurapu [21], intègre les principes de déformation élastique spécifiques aux sols granulaires renforcés par géocell.

La contrainte de confinement additionnelle ($\Delta\sigma_R$) apportée par géocell a été calculée en évaluant les forces de traction dans les parois de géocell. La contrainte radiale (σ_R) agissant sur les parois de géocell peut être exprimée en utilisant les principes d'équilibre (Figure III.7) :

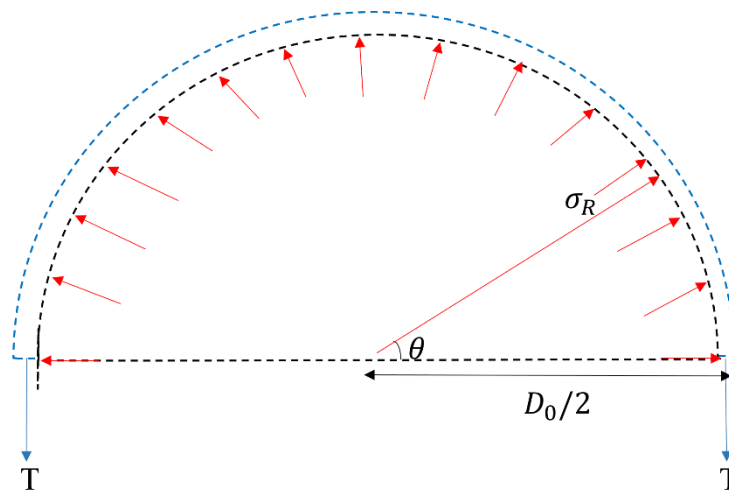


Figure III.7. Répartition des contraintes agissant sur la paroi de géocell.

$$\int_0^{\pi} \sigma_R \times D_0 \times \sin \theta = 2T \quad (\text{III.14})$$

$$\sigma_R \times D_0 = T \quad (\text{III.15})$$

Où T représente la force de traction dans les parois de géocell. La force de traction est une fonction de la rigidité en traction (M) du matériau de géocell et de la déformation radiale (ϵ_R) :

$$T = M \times \epsilon_R \quad (\text{III.16})$$

En substituant T dans l'équation de la contrainte radiale, σ_R devient :

$$\sigma_R = \frac{M \times \epsilon_R}{D_0} \quad (\text{III.17})$$

La contrainte de confinement additionnelle est ensuite exprimée en intégrant la hauteur du renforcement par géocell (GH) par rapport à la hauteur déformée de l'échantillon (H) :

$$\Delta\sigma_R = \frac{M \times \varepsilon_R}{D_0} \times \frac{GH}{H} \quad (\text{III.18})$$

La hauteur déformée de l'échantillon (H) est reliée à la hauteur initiale (H_0) et à la déformation axiale (ε_a) comme suit (Figure III.8) :

$$H = H_0 \times (1 - \varepsilon_a) \quad (\text{III.19})$$

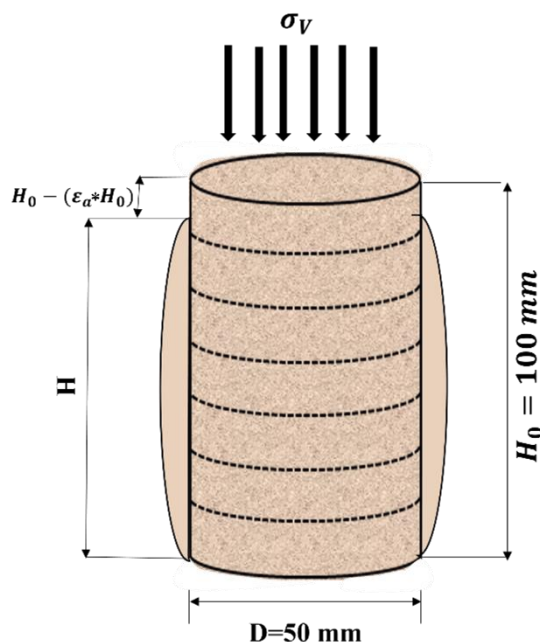


Figure III.8. Relation entre la hauteur déformée de l'échantillon et la déformation axiale, par rapport à la hauteur initiale.

Le Tableau III.1 présente l'influence du renforcement par géocell sur la pression de confinement et la contrainte déviatorique à une déformation axiale de 5 %. Le tableau montre l'impact significatif du renforcement par géocells sur le confinement du sol. Aucune contrainte additionnelle n'est observée dans le cas non renforcé ($GH = 0 \text{ mm}$), servant de référence. À mesure que la hauteur de la géocellule augmente, la pression de confinement additionnelle ($\Delta\sigma'_R$) croît proportionnellement – de 5,465 kPa pour $GH = 25 \text{ mm}$ à 21,680 kPa pour $GH = 100 \text{ mm}$ – indiquant une relation quasi-linéaire. Cela suggère que des renforts par géocell plus élevés améliorent efficacement la stabilité du sol et la capacité portante.

L'amélioration constante observée pour différentes pressions de confinement initiales (25, 50 et 75 kPa) souligne la fiabilité des géocell sous diverses conditions de contrainte, ce qui les rend particulièrement avantageuses pour des applications géotechniques telles que remblais, murs de soutènement et fondations. Les résultats indiquent également que la contrainte déviatorique

expérimentale augmente significativement avec la hauteur des géocells, démontrant l'efficacité de ces renforts pour améliorer la résistance du sol. Cependant, les valeurs analytiques de contrainte déviatorique restent constamment inférieures aux résultats expérimentaux, suggérant une sous-estimation potentielle des effets de renforcement par le modèle analytique.

Comme indiqué dans le Tableau III.1, les prédictions analytiques de la contrainte déviatorique sous-estiment systématiquement les résultats expérimentaux. L'erreur relative varie d'environ 17 % à 62 %, avec des écarts plus importants pour des hauteurs de géocell plus élevées. Cette divergence met en évidence les limites du modèle analytique basé sur la membrane, qui suppose une élasticité linéaire et un confinement cylindrique parfait. En réalité, la non-linéarité des matériaux, l'interaction sol-géocellule et la déformation de la géocellule (par ex. froissement ou pliage) contribuent probablement à un confinement effectif plus élevé que celui prédit. Ces résultats suggèrent que l'intégration de techniques de modélisation avancées, telles que des simulations par éléments finis avec comportement constitutif non linéaire et friction à l'interface, pourrait améliorer la précision dans les études futures.

Tableau III.1. Synthèse de la pression de confinement additionnelle due au renforcement ($\Delta\sigma'_R$) à une déformation axiale $\varepsilon_a = 5\%$.

Hauteur de géocell (mm)	Pression de confinement σ'_c (kPa)	Pression de confinement additionnelle due au renforcement $\Delta\sigma'_R$ (kPa)	Contrainte déviatorique expérimentale (kPa)	Contrainte déviatorique analytique (kPa)	Erreur (%)
GH = 0 mm (Sable non renforcé)	25	–	107.35	107.35	0
	50	–	164.22	164.22	0
	75	–	239.2	239.2	0
GH = 25 mm	25	5.465	168.24	112.815	32.96%
	50	5.465	236.02	169.685	28.12%
	75	5.465	296.96	244.665	17.62%
GH = 50 mm	25	10.930	181.37	118.28	34.78%
	50	10.930	289.18	175.15	39.44%
	75	10.930	314.58	250.13	20.52%
GH = 100 mm	25	21.860	340.11	129.21	62.01%
	50	21.680	369.82	168.08	54.55%

75	21.680	443.23	260.88	41.15%
----	--------	--------	--------	--------

III.9. Influence de la hauteur de géocell sur la conductivité hydraulique

L'évolution de la variation de la conductivité hydraulique K en fonction du paramètre GH est illustrée dans la figure III.9. Nous avons évalué la conductivité hydraulique obtenue par une méthode empirique utilisée au cours de cette étude et dont les conditions respectent les critères d'applicabilité de la méthode de Chapuis [177].

La courbe rouge démontre une décroissance exponentielle parfaitement ajustée, caractérisée par l'équation : $K = (3,625 \times 10^{-4}) + (9,440 \times 10^{-6}) e^{(-GH/36.155)}$.

Cette relation mathématique confirme que la conductivité hydraulique diminue de façon non linéaire avec l'augmentation de GH .

Le coefficient de détermination $R^2 = 0,99839$ révèle une corrélation quasi-parfaite entre les données expérimentales (points noirs) et le modèle théorique. Cette valeur exceptionnellement élevée valide la robustesse du modèle proposé et la cohérence des mesures effectuées.

On observe que K passe d'environ $3,72 \times 10^{-4}$ m/s pour $GH = 0$ mm à approximativement $3,63 \times 10^{-4}$ cm/s pour $GH = 100$ mm, soit une réduction relative d'environ 2,4%. Bien que cette variation paraisse modeste, elle reflète des changements significatifs dans la structure poreuse du matériau.

Cette relation exponentielle s'explique par les phénomènes de densification et de réorganisation de la matrice granulaire. Lorsque GH augmente (probablement par augmentation de la densité relative ou par compaction), plusieurs mécanismes microstructuraux entrent en jeu :

La compaction entraîne une diminution du volume des vides et une fermeture progressive des chemins préférentiels d'écoulement.

L'augmentation de GH modifie la géométrie des pores, créant des chemins d'écoulement plus sinueux et donc plus résistants au passage de l'eau.

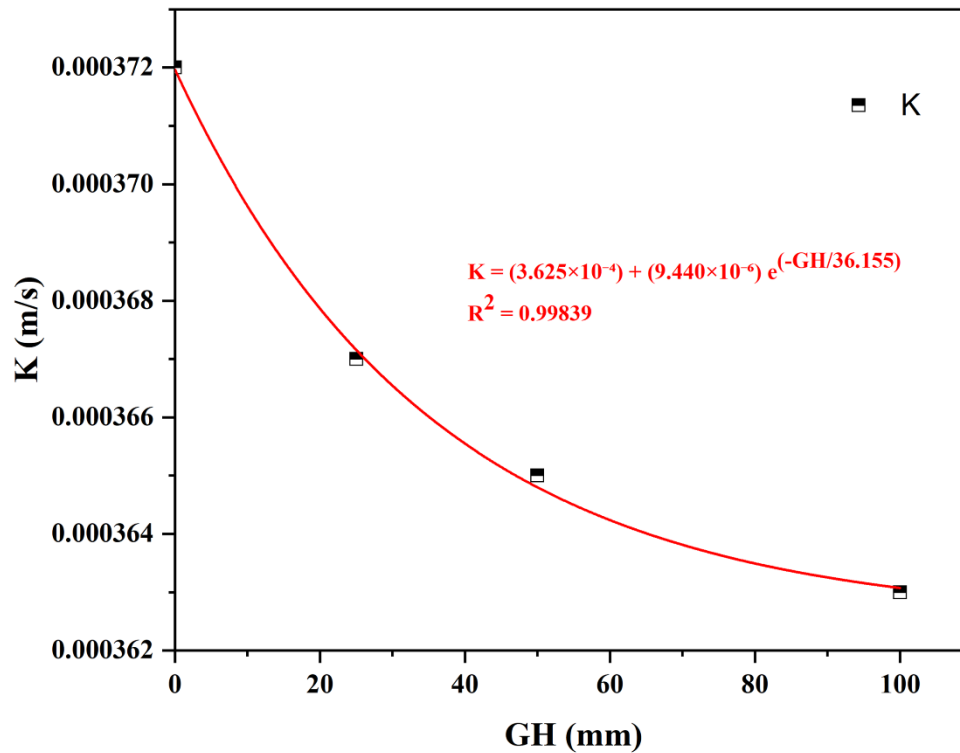


Figure III.9. Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la hauteur de géocell.

III.10. Conclusion

Ce chapitre présente une étude a permis d'analyser l'influence de la hauteur des géocells (GH = 25, 50 et 100 mm) et de la pression de confinement ($\sigma'_c = 25, 50$ et 75 kPa) sur le comportement mécanique et hydraulique du sable de Chlef à travers des essais triaxiaux drainés sur des éprouvettes préparées à une densité relative $D_r = 80\%$. Les principales conclusions tirées de cette étude sont les suivantes :

- Les résultats obtenus démontrent que le renforcement par géocells modifie substantiellement le comportement contrainte-déformation du sable. Contrairement au sable non renforcé qui présente un comportement adoucissant, les échantillons renforcés exhibent un comportement d'écrouissage marqué par une augmentation continue de la contrainte déviatorique. L'analyse révèle une augmentation significative de la résistance au cisaillement avec l'accroissement de la hauteur des géocells, atteignant des taux d'amélioration de 52,3 %, 62 % et 74 % pour les pressions de confinement de 25, 50 et 75 kPa respectivement.
- L'étude du comportement volumique montre que les géocells atténuent la phase contractante et renforcent le comportement dilatant, particulièrement pour les hauteurs plus élevées. L'application du critère de Mohr-Coulomb révèle que la cohésion apparente augmente quasi-linéairement avec la hauteur des géocells, tandis que l'angle de frottement reste relativement stable, confirmant que l'amélioration provient principalement du confinement latéral additionnel.

- Concernant le comportement hydraulique, l'étude a démontré que la conductivité hydraulique diminue de façon exponentielle avec l'augmentation de la hauteur des géocells, (réduction de 2,4 %), reflète les phénomènes de densification et de réorganisation de la matrice granulaire. L'augmentation de GH entraîne une fermeture progressive des chemins préférentiels d'écoulement et modifie la géométrie des pores, créant des chemins plus sinueux et plus résistants au passage de l'eau.
- L'approche analytique basée sur la théorie du cylindre mince a permis d'estimer la contrainte de confinement additionnelle ($\Delta\sigma'_R$), variant de 5,465 kPa à 21,680 kPa avec l'augmentation de GH. Toutefois, la comparaison avec les résultats expérimentaux révèle une sous-estimation systématique (17 % à 62 %), suggérant la nécessité d'intégrer des techniques de modélisation plus avancées pour mieux capturer les interactions sol-géocell.

En conclusion, cette étude confirme l'efficacité du renforcement par géocell pour améliorer simultanément les performances mécaniques et hydrauliques des sols granulaires. Les relations établies entre la hauteur des géocells, la pression de confinement et les paramètres de résistance et de perméabilité constituent une base solide pour le dimensionnement des systèmes de renforcement géotechnique et ouvrent des perspectives pour l'extension de ces travaux aux configurations multicouches et à la modélisation numérique avancée.

Chapitre IV

Réponse Cyclique D'un Sable Renforcé Par Géocell

IV.1. Introduction

Historiquement, les séismes constituent une menace majeure pour les vies humaines et les infrastructures[178,179]. L'un de leurs effets les plus destructeurs pour les ouvrages géotechniques (barrages, remblais, fondations) est la liquéfaction des sols[180–182]. Ce phénomène, caractérisé par une perte drastique de résistance au cisaillement dans les sols grenus saturés sous chargement cyclique[183,184], engendre des risques importants pour la sécurité publique et l'économie.

Pour atténuer ces risques, les techniques de renforcement des sols par géosynthétiques (géogrilles, géotextiles, géocells) ont fait l'objet de nombreuses recherches[185–187]. Les études, incluant des essais en modèle réduit et des essais triaxiaux cycliques, ont démontré leur efficacité pour améliorer la résistance à la liquéfaction, réduire l'accumulation de pression interstitielle et limiter les déformations[188–190]. Parmi ces solutions, les géocells, par leur effet de confinement tridimensionnel, représentent une méthode prometteuse, notamment pour les sols non cohésifs des zones côtières particulièrement vulnérables.

Dans ce contexte, le présent chapitre vise à évaluer expérimentalement l'influence de la hauteur des géocells sur la résistance à la liquéfaction d'un sable lâche de Zemmouri à travers des essais triaxiaux cycliques non drainés. Un géocell cylindrique unique, confectionnée à partir d'un géotextile polyester à haute résistance et positionnée à mi-hauteur de l'éprouvette, a été utilisée afin d'isoler l'effet du confinement tridimensionnel. Les essais ont été réalisés en faisant varier la hauteur de la géocell ($GH = 12,5 ; 25 \text{ et } 50 \text{ mm}$), tout en maintenant constants la densité relative du sol ($Dr = 30 \%$), la pression de confinement ($\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$) et les rapports de contrainte cyclique ($CSR = 0,30 ; 0,35 \text{ et } 0,40$). L'analyse porte sur la génération des pressions interstitielles, l'accumulation des déformations, la dégradation de la rigidité et le nombre de cycles menant à la liquéfaction, afin de mieux quantifier le rôle de la géométrie des géocells dans l'amélioration du comportement dynamique des sols sableux.

IV.2. Histoire et Contexte Géologique

Le 21 mai 2003, le nord de l'Algérie a été frappé par l'un des séismes les plus destructeurs de ces dernières décennies, largement connu sous le nom de séisme de Zemmouri-Boumerdes. L'événement, survenu à 19h44 heure locale (18h44 GMT), a enregistré une magnitude de moment de 6,8 et était associé à un jeu inverse le long de la région de l'Atlas tellien. L'épicentre se situait au large, près de la ville de Zemmouri, à environ 60 km à l'est d'Alger, à une latitude de $36,91^\circ\text{N}$ et une longitude de $3,71^\circ\text{E}$, avec une profondeur focale estimée à environ 10 km (Figure IV.1).

Les secousses ont duré près de 20 secondes, causant des dégâts importants dans les villes de Boumerdes, Zemmouri et dans certaines parties de la région métropolitaine d'Alger. Le bilan humain a dépassé 2 300 morts, avec plus de 10 000 blessés et une destruction significative des infrastructures

résidentielles et industrielles. De nombreux effondrements structurels ont été signalés, en particulier dans les bâtiments en béton armé ne respectant pas les normes parasismiques.

Des défaillances géotechniques ont été largement observées, incluant des instabilités de pentes, des étalements latéraux et la liquéfaction des sols dans les dépôts côtiers et alluviaux (Figure IV.2). Des manifestations induites par la liquéfaction, telles que des fontaines de sable et des fissures du sol, ont été documentées dans les zones basses proches de la plaine de Boumerdes. De plus, plusieurs systèmes essentiels, notamment les routes, les ponts et les installations portuaires, ont subi d'importants dommages, soulignant la vulnérabilité des infrastructures critiques face aux risques sismiques dans cette région tectoniquement active [191,192].

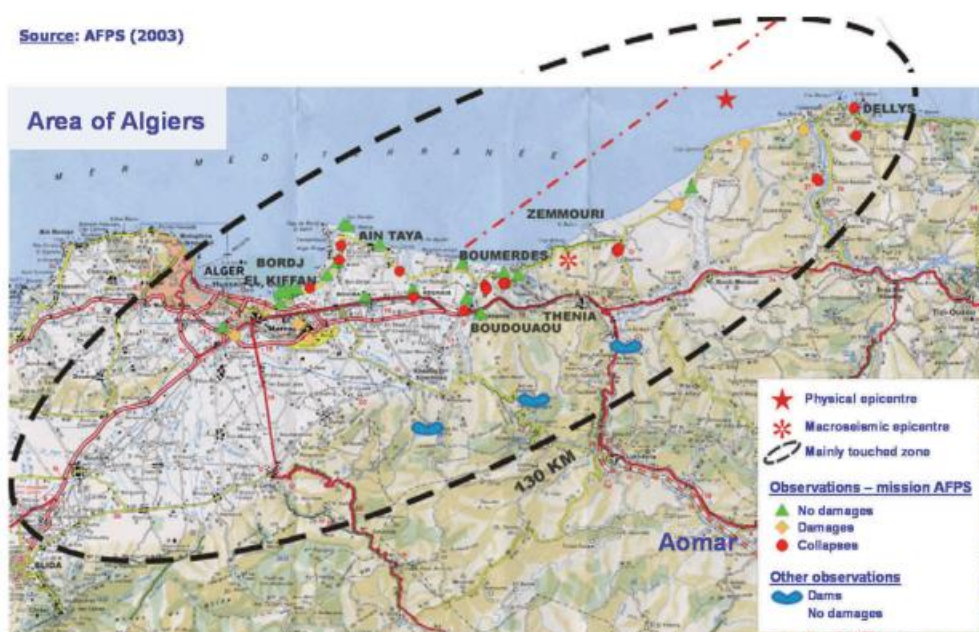


Figure IV.1. Localisation du séisme de Zemmouri-Boumerdes du 21 mai 2003 en Algérie (AFPS 2003).



Figure IV.2. Liquéfaction des sols à proximité de la rivière Isser, Zemmouri-Boumerdes (AFPS 2003).

IV.3. Comportement contraint effective

La réponse contrainte–déformation cyclique ainsi que les chemins de contraintes effectives du sable de Zemmouri, non renforcé et renforcé par géocell, sous différents rapports de contrainte cyclique ($CSR = 0,30$; $0,35$ et $0,40$), sont illustrés aux Figures IV.3, IV.4 et IV.5.

Le sable non renforcé présente une diminution progressive de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation du CSR, le nombre de cycles à la liquéfaction passant de 34 cycles à $CSR = 0,30$ à 19 cycles à $CSR = 0,40$. Le renforcement par géocell améliore efficacement la résistance cyclique et réduit l'accumulation des déformations. Pour $GH = 12,5$ mm, le nombre de cycles augmente légèrement à $CSR = 0,30$ (38 cycles), mais reste identique au cas non renforcé pour $CSR = 0,35$ et $0,40$ (25 et 19 cycles, respectivement), ce qui suggère une efficacité de confinement limitée sous des niveaux de chargement plus élevés.

Pour $GH = 25$ mm, des améliorations notables sont observées. Le nombre de cycles à la liquéfaction atteint 57 cycles à $CSR = 0,30$ (soit une augmentation de 67,65 % par rapport au sable non renforcé), 50 cycles à $CSR = 0,35$ et 26 cycles à $CSR = 0,40$, indiquant un meilleur confinement et une résistance accrue à l'adoucissement cyclique.

La configuration $GH = 50$ mm offre l'amélioration la plus significative, avec 229 cycles à $CSR = 0,30$, 75 cycles à $CSR = 0,35$ et 67 cycles à $CSR = 0,40$. Ces résultats traduisent une réduction marquée de

l'accumulation des déformations et un changement du mécanisme de rupture, passant d'une instabilité globale à un contrôle localisé des déformations [193,194].

Les chemins de contraintes effectives présentés aux Figures IV.3 b, IV.4 b et IV.5 b confirment les tendances observées dans les réponses contrainte-déformation. Les échantillons non renforcés montrent une migration prononcée du chemin de contraintes vers l'origine, caractéristique de la perte de résistance. En revanche, le renforcement, en particulier pour GH = 25 mm et GH = 50 mm, limite fortement cette migration, maintenant la contrainte moyenne effective à des niveaux plus élevés et empêchant la perte totale de résistance [195,196].

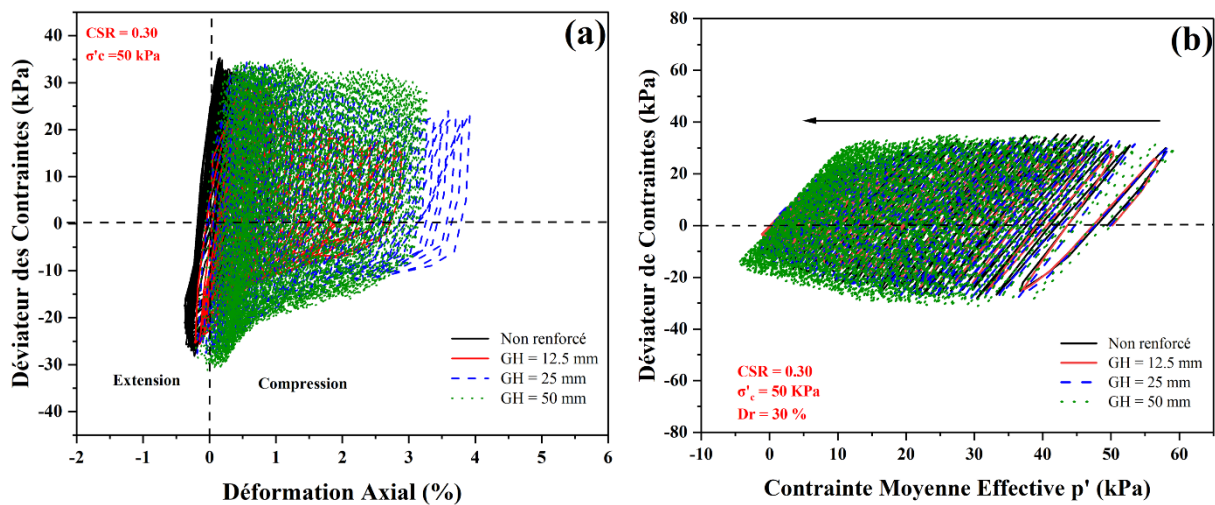


Figure IV.3. Réponse cyclique non drainée du sable sous un CSR = 0.30 :(a) comportement contrainte-déformation ;(b) chemin de contraintes effectives.

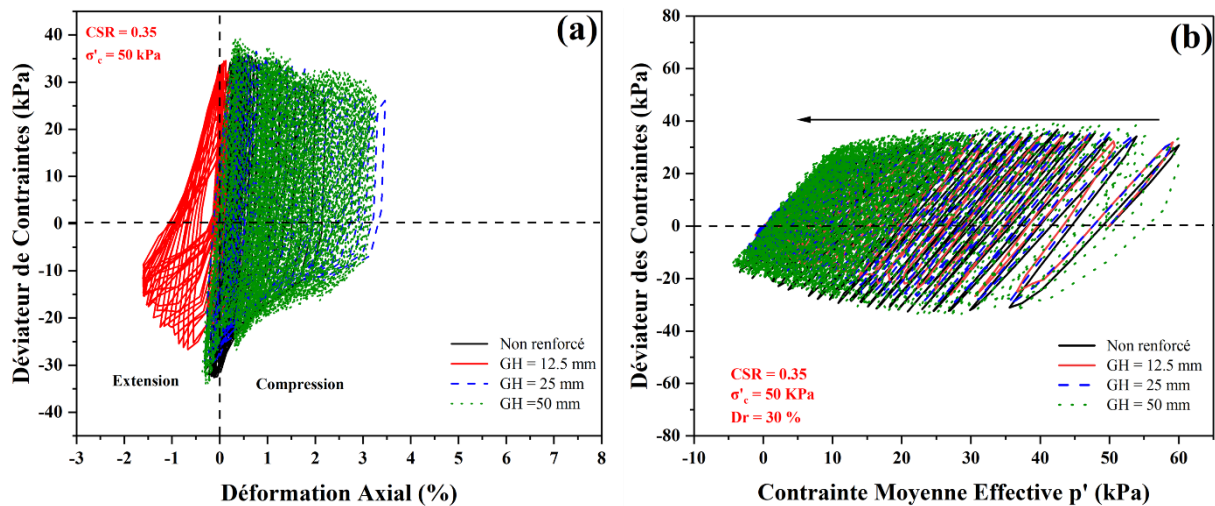


Figure IV.4. Réponse cyclique non drainée du sable sous un CSR = 0.35 :(a) comportement contrainte-déformation ;(b) chemin de contraintes effectives.

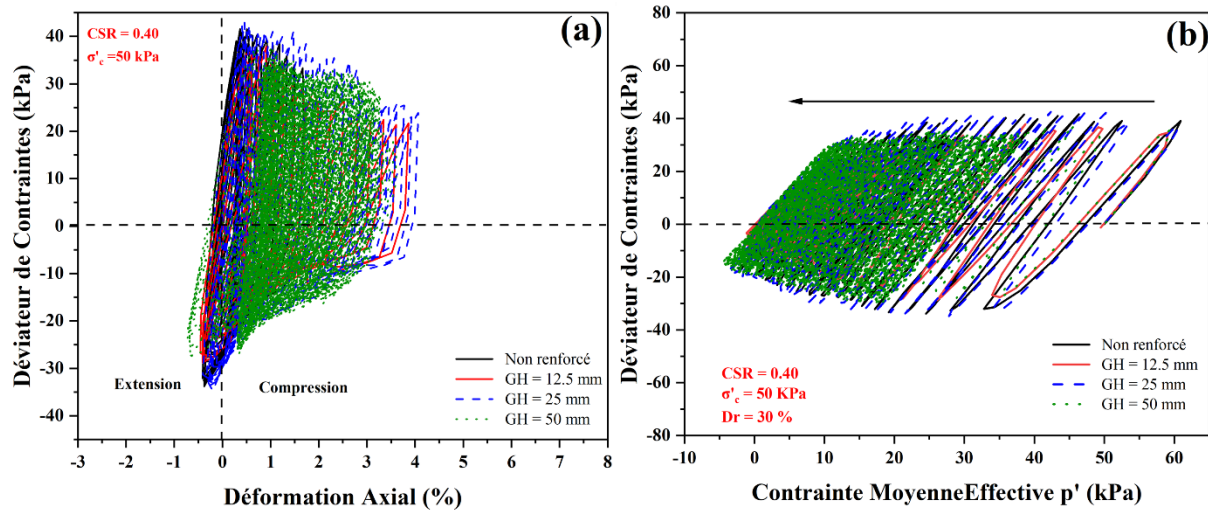


Figure IV.5. Réponse cyclique non drainée du sable sous un CSR = 0,40 :(a) comportement contrainte-déformation ;(b) chemin de contraintes effectives.

IV.4. Comportement de la pression interstitielle

L'évolution de la pression interstitielle excédentaire sous chargement cyclique non drainé est illustrée à la Figure IV.6. Dans le cas non renforcé (Figure IV.6 a), des CSR élevés (en particulier CSR = 0,40) entraînent une augmentation rapide de la pression interstitielle, atteignant une valeur proche de la pression de confinement effective initiale ($\sigma'_c = 50$ kPa) en un nombre réduit de cycles. Cette tendance indique une apparition précoce d'un comportement de type liquéfaction, où la contrainte effective tend vers zéro, conduisant à une perte de résistance et à l'instabilité, conformément aux études classiques sur la liquéfaction [197].

En revanche, la présence de géocell modifie significativement cette évolution. Les Figures IV.6 b, IV.6 c et IV.6 d montrent que lorsque la hauteur de géocellule augmente de 12,5 mm à 50 mm, le taux d'accumulation de la pression interstitielle diminue, tandis que le nombre de cycles nécessaires pour atteindre le seuil de liquéfaction augmente. Ce retard dans le développement de la pression interstitielle est directement attribué à l'effet de confinement des géocells, qui limite le déplacement des particules de sable et améliore la résistance du sol à la liquéfaction.

Le CSR joue un rôle déterminant dans le développement de la pression interstitielle. Comme observé dans toutes les sous-figures, des valeurs plus élevées de CSR conduisent à une augmentation plus rapide de la pression interstitielle et à une atteinte plus précoce du seuil de liquéfaction. Cette relation est cohérente pour toutes les hauteurs de géocells, bien que l'effet soit plus marqué en l'absence de renforcement. La hauteur de la géocellule apparaît ainsi comme un paramètre clé dans le contrôle de l'évolution de la pression interstitielle : des géocells plus hautes assurent un meilleur confinement, entraînant un retard plus important de l'accumulation de la pression interstitielle et un nombre de

cycles plus élevé avant la liquéfaction. Cette observation est en accord avec les résultats de [194], qui ont montré que les géocells influencent significativement la résistance à la liquéfaction des sols granulaires tels que les cendres de bassin.

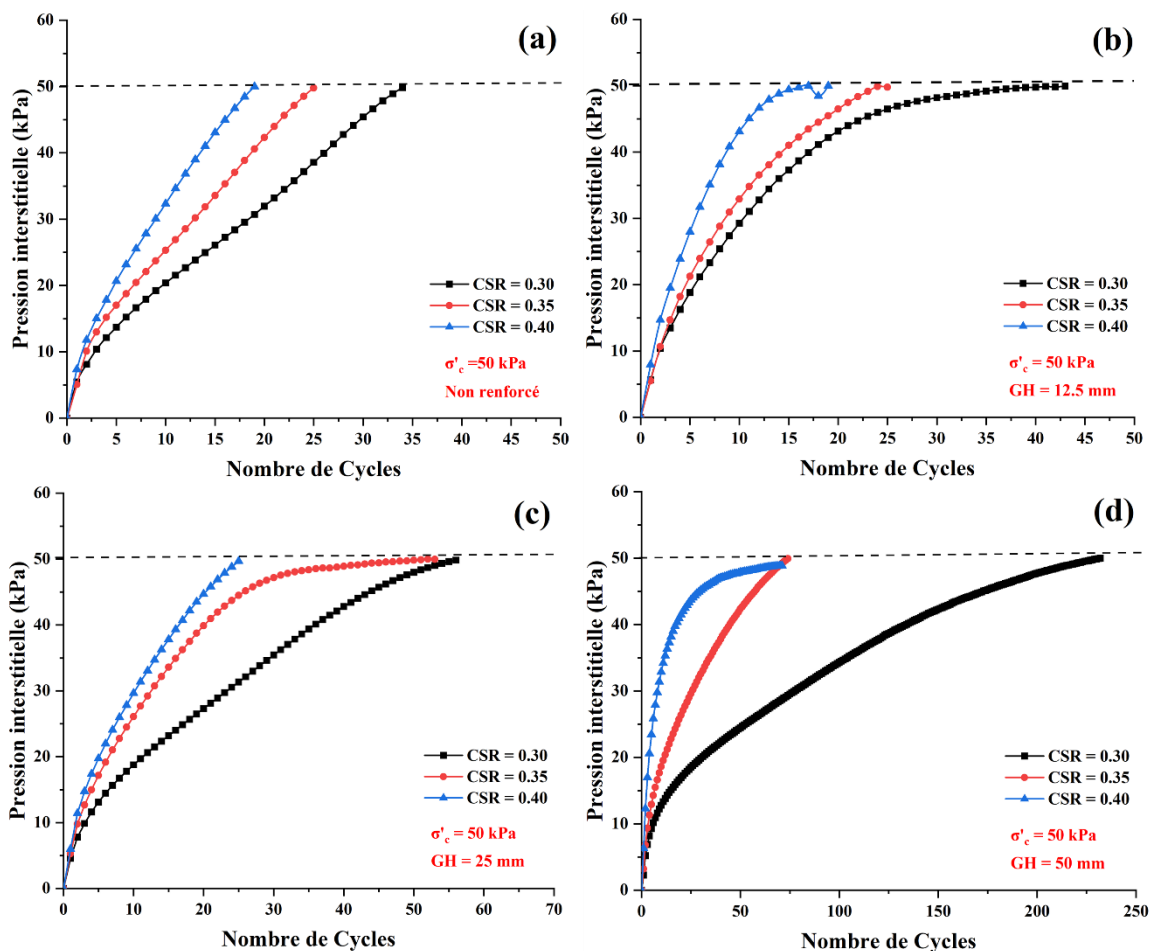


Figure IV.6. Évolution de la pression interstitielle dans le sable sous chargement cyclique non drainé : effet du rapport de contrainte cyclique (CSR) et de la hauteur de géocellule (GH) : (a) sable non renforcé ; (b) GH = 12,5 mm ; (c) GH = 25 mm ; (d) GH = 50 mm.

La Figure IV.7 illustre l'efficacité du renforcement par géocell dans le contrôle de l'accumulation de la pression interstitielle lors d'un chargement cyclique non drainé. Dans le sable non renforcé (Figure IV.7 a), le rapport de pression interstitielle ($r_u = \Delta u / \sigma'_c$) augmente rapidement, atteignant $r_u = 1,0$ après 34 cycles à CSR = 0,30 et 19 cycles à CSR = 0,40. Cette réponse est caractéristique du phénomène de liquéfaction, où le cisaillement cyclique en conditions non drainées induit une tendance à la contraction volumique qui ne peut s'exprimer en raison des restrictions de drainage, entraînant ainsi une accumulation de pression interstitielle excédentaire et une diminution progressive de la contrainte effective.

Afin de permettre une comparaison directe du développement de la pression interstitielle entre des essais présentant des niveaux de résistance à la liquéfaction différente, le nombre de cycles de

chargement (N) est normalisé par le nombre de cycles correspondant à la liquéfaction initiale (NL), sous la forme du rapport N/NL . Ce rapport adimensionnel permet d'évaluer les tendances sur une échelle cohérente allant de 0 (début du chargement) à 1 (atteinte de la liquéfaction), indépendamment des différences du nombre absolu de cycles entre les essais.

Pour $GH = 12,5$ mm (Figure IV.7 b), le taux de développement de la pression interstitielle est modérément réduit. À $CSR = 0,40$, le nombre de cycles requis pour déclencher la liquéfaction (NL) est augmenté d'un facteur d'environ 1,07 par rapport au cas non renforcé. Cela montre que, bien que l'effet de confinement soit présent, son influence demeure limitée en raison de la faible hauteur du renforcement.

La configuration $GH = 25$ mm (Figure IV.7 c) présente une amélioration plus marquée, avec une augmentation du nombre de cycles à la liquéfaction d'un facteur d'environ 1,18 à $CSR = 0,40$. Ce résultat indique qu'une hauteur de géocellule plus importante procure un meilleur confinement radial, limitant plus efficacement le réarrangement des particules et, par conséquent, la génération de pression interstitielle.

La meilleure performance est obtenue pour $GH = 50$ mm (Figure IV.7 d), où la liquéfaction est retardée au-delà de 67 cycles à $CSR = 0,40$, confirmant ainsi le rôle déterminant de la hauteur des géocells dans l'amélioration de la résistance cyclique du sable.

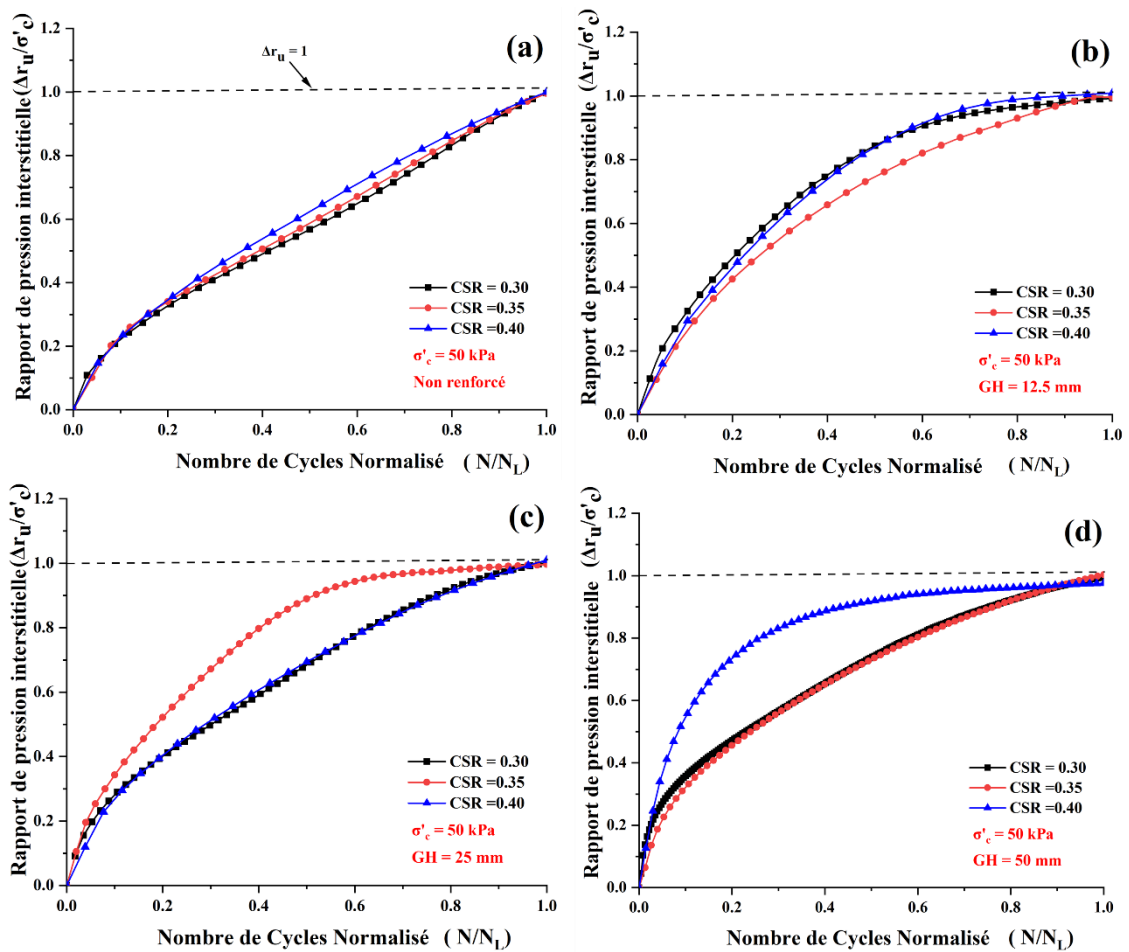


Figure IV.7. Rapport de pression interstitielle en fonction du nombre de cycles normalisé pour le sable non renforcé et renforcé par géocell :(a) sable non renforcé ;(b) GH = 12,5 mm ;(c) GH = 25 mm ;(d) GH = 50 mm.

IV.5. Résistance à la liquéfaction

La Figure IV.8 illustre l'influence de la hauteur des géocells sur la résistance cyclique du sable de Zemmouri, exprimée par la relation entre le rapport de contrainte cyclique (CSR) et le nombre de cycles à la liquéfaction (NL). Pour toutes les configurations, NL diminue lorsque le CSR augmente, ce qui est caractéristique des sables lâches saturés soumis à un chargement cyclique. Pour le sable non renforcé, NL diminue de 34 cycles à CSR = 0,30 à 19 cycles à CSR = 0,40, soit une réduction d'environ 44 %.

Le renforcement par géocells améliore nettement la résistance à la liquéfaction, avec une performance croissante lorsque la hauteur de la géocellule augmente :

GH = 12,5 mm : NL atteint 38 cycles à CSR = 0,30, soit une augmentation de 11,76 % par rapport au sable non renforcé, tandis que les valeurs restent similaires au cas non renforcé pour CSR = 0,35 et 0,40 (25 et 19 cycles, respectivement).

GH = 25 mm : des gains significatifs sont observés, avec NL = 57 cycles à CSR = 0,30 (augmentation de 67,65 % par rapport au sable non renforcé), 50 cycles à CSR = 0,35 (environ un doublement), et 26 cycles à CSR = 0,40 (augmentation de 36,84 %).

GH = 50 mm : l'amélioration la plus marquée est obtenue pour cette hauteur. À CSR = 0,30, NL atteint 229 cycles, soit une augmentation de 573,53 % par rapport au sable non renforcé, et augmente respectivement de 200 % et 252,63 % à CSR = 0,35 et 0,40 (75 et 67 cycles).

Les résultats montrent que le renforcement par géocells procure une augmentation substantielle de la résistance à la liquéfaction pour tous les niveaux de CSR, bien que son bénéfice relatif soit plus prononcé aux faibles rapports de contrainte cyclique. En effet, bien que le nombre de cycles à la liquéfaction diminue naturellement avec l'augmentation du CSR pour les sols renforcés comme pour les sols non renforcés, la performance absolue du sable renforcé demeure nettement supérieure.

À CSR = 0,40, l'échantillon renforcé avec GH = 50 mm résiste à 67 cycles avant la liquéfaction, soit plus de 3,5 fois le nombre de cycles supporté par le sable non renforcé (19 cycles) au même niveau de chargement. Ce résultat met en évidence la capacité supérieure des géocells de grande hauteur à maintenir la stabilité du sol et à résister aux mécanismes cycliques à grandes déformations, même sous des conditions de chargement sévères.

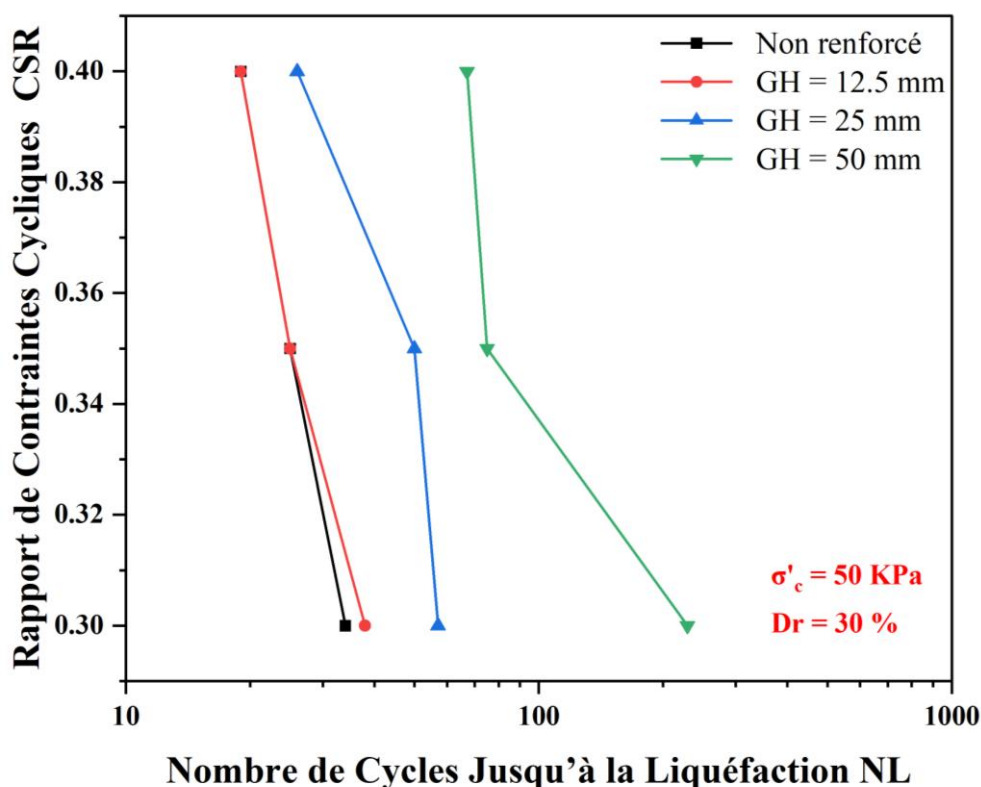


Figure IV.8. Courbes de résistance à la liquéfaction pour le sable non renforcé et le sable renforcé par géocell

La Figure IV.9 présente le facteur d'augmentation de la résistance à la liquéfaction (LIRF) du sable renforcé par géocell pour différentes hauteurs de renforcement et sous divers rapports de contrainte cyclique (CSR). Le LIRF permet de quantifier l'amélioration de la résistance à la liquéfaction apportée par le renforcement par géocell [198] et s'exprime en pourcentage. Il est calculé à l'aide de l'Équation (IV.1):

$$\text{LIRF} = \left(\frac{N_{GH} - N_U}{N_U} \right) * 100 \quad (\text{IV.1})$$

où N_{GH} représente le nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction du sable renforcé par géocell, et N_U le nombre correspondant de cycles pour le sable non renforcé, pour un même rapport de contrainte cyclique (CSR).

Les résultats montrent clairement que la hauteur des géocells exerce une influence significative sur le facteur d'amélioration de la résistance à la liquéfaction (LIRF). Les valeurs les plus élevées du LIRF sont obtenues pour une hauteur de géocell

$GH=50$ mm, soulignant le rôle déterminant d'une hauteur de renforcement suffisante dans la mobilisation d'un confinement tridimensionnel efficace. Ce confinement accru limite la réorganisation des particules et améliore de manière significative la capacité du sol à résister aux sollicitations cycliques.

L'influence du CSR est également manifeste. Pour une hauteur de géocells donnée (25 mm et 50 mm), les valeurs du LIRF sont plus élevées pour $CSR=0,35$ que pour $CSR=0,40$, ce qui indique que l'efficacité relative du renforcement par géocell est plus marquée sous des conditions de chargement cyclique modéré. Bien que les géocell demeurent bénéfiques à des niveaux de CSR élevés, leur gain relatif par rapport au sable non renforcé diminue lorsque l'intensité du chargement augmente.

Le LIRF correspondant à $GH=12,5$ mm n'est pas présenté dans la Figure 12, car il reste proche de zéro. Dans ce cas, le nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction est comparable à celui du sable non renforcé, traduisant une amélioration négligeable de la résistance à la liquéfaction due à une hauteur de renforcement insuffisante.

Pour $GH=25$ mm, les valeurs calculées du LIRF sont proches de la moyenne de l'ensemble des configurations testées, reflétant une amélioration modérée de la résistance à la liquéfaction. En revanche, la configuration $GH=50$ mm présente des valeurs de LIRF plus de quatre fois supérieures à celles obtenues pour $GH=25$ mm, dépassant largement la moyenne et confirmant une amélioration substantielle du comportement cyclique.

Globalement, ces résultats soulignent que la géométrie du renforcement, en particulier la hauteur des géocells, ainsi que les conditions de chargement, représentées par le CSR, doivent être soigneusement

prises en compte dans la conception de stratégies efficaces d'atténuation de la liquéfaction basées sur les géocells.

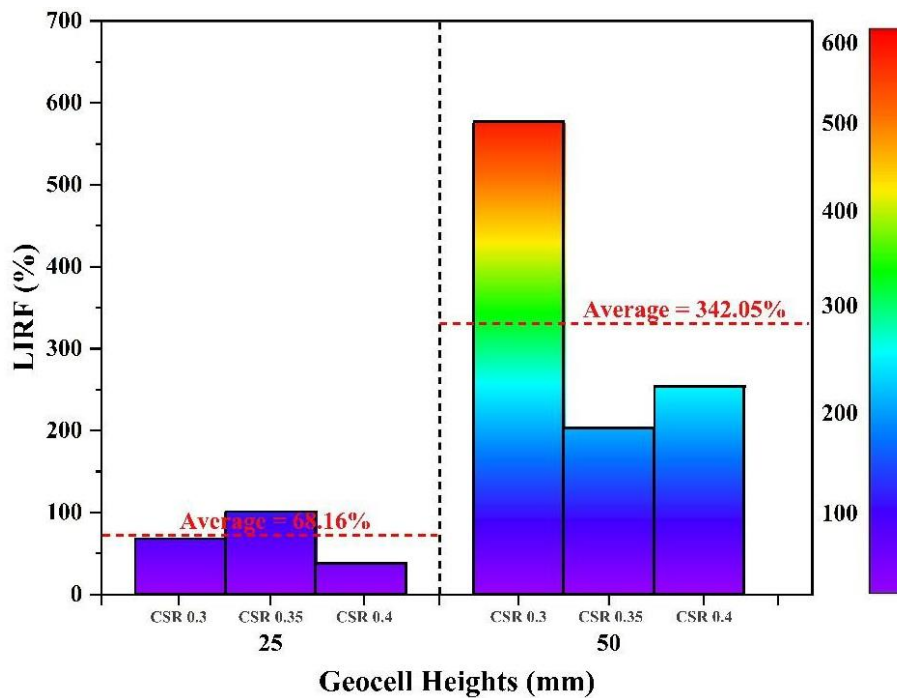


Figure IV.9. Influence de la hauteur de géocell et du rapport de contrainte cyclique (CSR) sur le facteur d'augmentation de la résistance induite par la liquéfaction (LIRF).

IV.6. Propriétés dynamiques

L'indice de dégradation de la rigidité dynamique (δ) quantifie la réduction de la rigidité du sol sous chargement cyclique, exprimé comme suit :

$$\delta = G_{SN} / G_1 \tag{IV.2}$$

Où G_{SN} est le module de cisaillement dynamique au Nième cycle de chargement et G_1 est le module de cisaillement secant au premier cycle [199,200].

La Figure IV.10 montre que le renforcement par géocell, particulièrement pour des hauteurs plus importantes, retarde significativement le début de la dégradation de la rigidité. Cet effet est attribué au confinement accru fourni par les géocells plus hautes, qui limite le mouvement des grains de sable et renforce la résistance du sol aux chargements cycliques.

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) influence fortement l'indice de dégradation ; pour des géocells de 25 mm et 50 mm de hauteur, δ est plus faible à CSR = 0,35 qu'à CSR = 0,40. Cela indique que, bien que des CSR plus élevées accélèrent généralement la dégradation de la rigidité, le renforcement par géocells atténue cet effet, surtout sous des conditions de chargement modérées. Ces résultats sont essentiels pour les applications géotechniques, fournissant des indications précieuses pour la mitigation de la liquéfaction des sols lors d'événements sismiques.

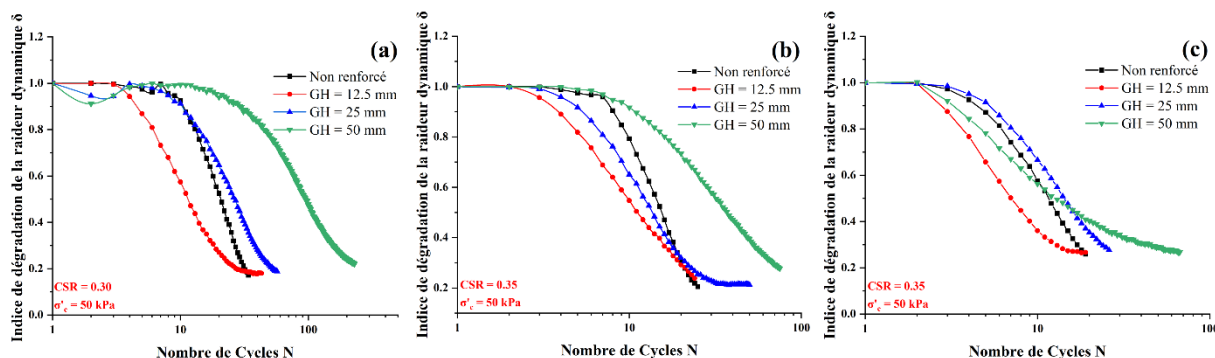


Figure IV.10. Relation entre la dégradation de la rigidité et le nombre de cycles pour le sable avec et sans renforcement à différents rapports de contrainte cyclique (CSR) : (a) CSR = 0,30, (b) CSR = 0,35 et (c) CSR = 0,40.

La Figure IV.11 présente l'évolution du coefficient d'amortissement (D%) en fonction du nombre de cycles (N) pour le sable non renforcé et renforcé par géocell sous différents CSR. Le coefficient d'amortissement a été calculé à partir de l'aire de la boucle d'hystérésis selon l'équation IV.3, en considérant que les boucles d'hystérésis sont symétriques [201]:

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W_s} \times 100 \tag{IV.3}$$

Où ΔW représente l'énergie dissipée pendant un cycle (aire de la boucle d'hystérésis) et W_s est l'énergie maximale emmagasinée dans l'échantillon au cours de ce cycle.

Les résultats des Figures IV.11 a, b et c montrent que le renforcement par géocell réduit le taux de dégradation de l'amortissement au fur et à mesure des cycles. Cet effet est d'autant plus prononcé que la hauteur de la géocellule augmente. Pour GH = 50 mm, le coefficient d'amortissement diminue plus lentement comparé au sable non renforcé, démontrant la capacité des géocells à maintenir la dissipation d'énergie sous chargements cycliques prolongés. Le CSR influence également ce comportement : des CSR plus élevés accélèrent la réduction de l'amortissement, mais cet effet est atténué en présence de renforcement.

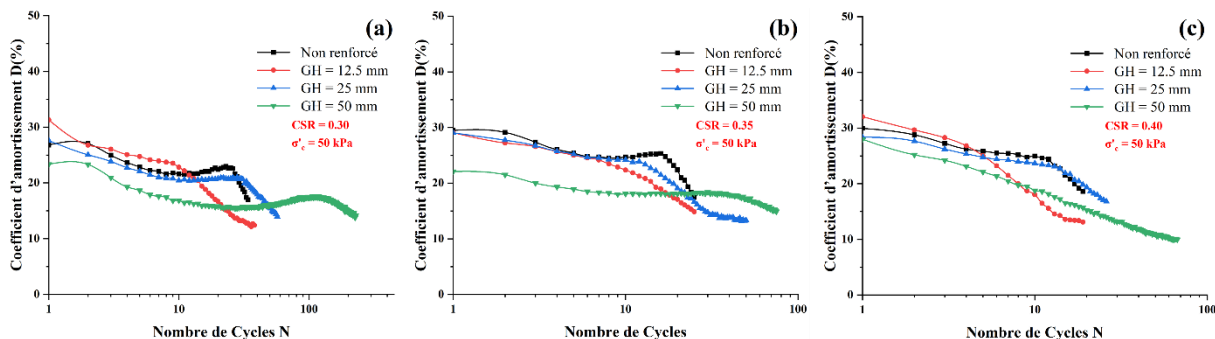


Figure IV.11. Rapport d'amortissement en fonction du nombre de cycles pour le sable non renforcé et renforcé à différentes valeurs de CSR : (a) CSR = 0,30, CSR = 0,35 et CSR = 0,40.

IV.7. Influence de la hauteur de géocell sur la conductivité hydraulique

L'évolution de la variation de la conductivité hydraulique K en fonction du paramètre GH pour l'échantillon de Zemmouri est illustrée dans la figure IV.12. Nous avons évalué la conductivité hydraulique obtenue par une méthode empirique utilisée au cours de cette étude. Les résultats montrent que la conductivité hydraulique diminue exponentiellement avec l'augmentation du paramètre GH . On constate également ici que la conductivité hydraulique décroît de manière significative lorsque GH augmente, passant d'environ $4,85 \times 10^{-4}$ cm/s à $GH = 0$ mm jusqu'à approximativement $4,60 \times 10^{-4}$ m/s pour $GH = 50$ mm.

Selon ces valeurs, nous trouvons une bonne corrélation entre la variation de la conductivité hydraulique et le paramètre GH avec un coefficient de corrélation $R^2 = 0,98269$, ce qui confirme la validité du modèle exponentiel proposé. La relation mathématique établie est exprimée par l'équation : $K = (4,609 \times 10^{-4}) + (2,399 \times 10^{-5}) e^{-(GH/10,404)}$, où GH représente le paramètre caractéristique mesuré en millimètres.

Il est important, cette courbe présente une décroissance exponentielle avec un exposant positif $(GH/10,404)$, ce qui traduit mathématiquement la même tendance décroissante de K avec l'augmentation de GH . Cette formulation alternative reflète la nature des données expérimentales obtenues sur le site de Zemmouri, qui présentent des valeurs initiales de conductivité hydraulique légèrement supérieures ($4,85 \times 10^{-4}$ m/s).

Cette tendance exponentielle décroissante s'explique par les phénomènes de compaction et de densification du matériau. En effet, l'augmentation de GH entraîne une réorganisation de la structure granulaire, une réduction progressive de la porosité interconnectée et une augmentation de la tortuosité des chemins d'écoulement. La plage de variation de GH étant plus restreinte (0 à 50 mm) dans cette étude, on observe une décroissance moins prononcée mais tout aussi significative de la conductivité hydraulique.

Nous pouvons néanmoins affirmer que la conductivité hydraulique est une grandeur qui dépend des propriétés du milieu, de la granulométrie, de la distribution et de la forme des pores, ce qui se traduit par la densification progressive du matériau avec l'accroissement de GH . La bonne corrélation obtenue ($R^2 \approx 0,983$) valide l'approche expérimentale adoptée et démontre la cohérence des résultats obtenus sur le site de Zemmouri avec les modèles théoriques de perméabilité des sols granulaires.

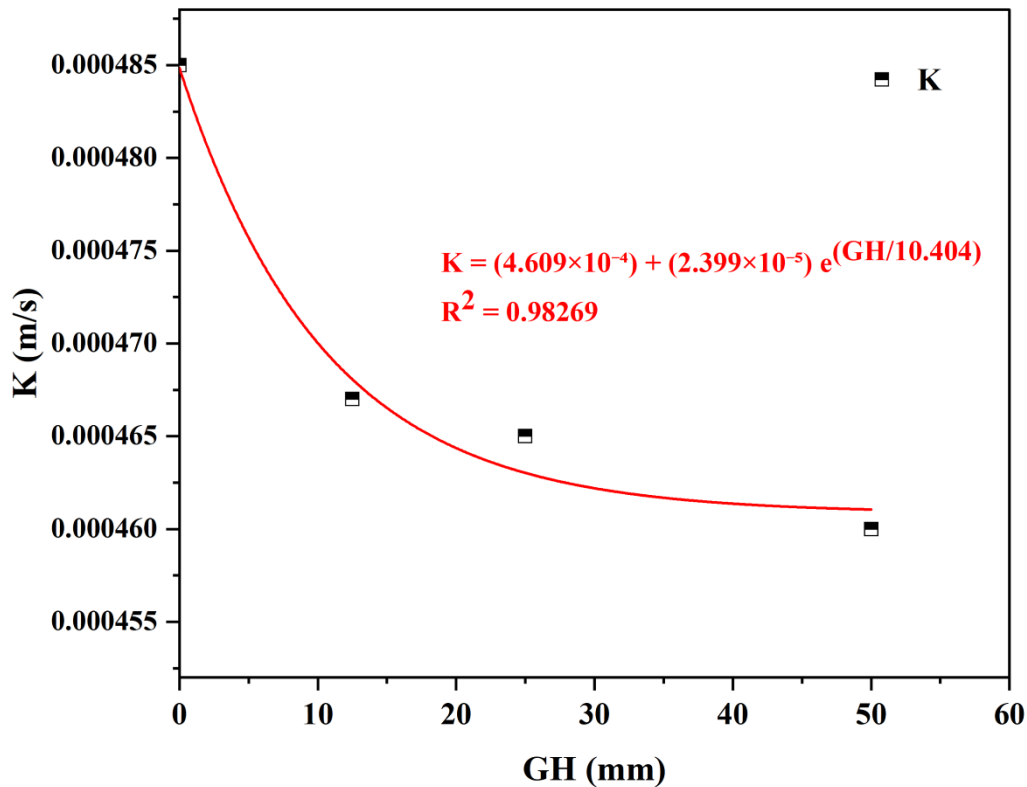


Figure IV.12. Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la hauteur de géocell.

IV.8. Conclusion

Ce chapitre a permis d'évaluer expérimentalement l'influence de la hauteur des géocells sur la résistance à la liquéfaction du sable lâche de Zemmouri à travers des essais triaxiaux cycliques non drainés. Trois hauteurs de géocells (GH = 12,5 ; 25 et 50 mm) ont été testées sous différents rapports de contrainte cyclique (CSR = 0,30 ; 0,35 et 0,40). Les résultats démontrent que :

- Le renforcement par géocells améliore significativement la résistance cyclique du sable. Le nombre de cycles à la liquéfaction augmente proportionnellement avec la hauteur des géocells, atteignant 229 cycles pour GH = 50 mm à CSR = 0,30 contre 34 cycles pour le sable non renforcé, soit une amélioration de 573,53 %. Cette amélioration reste substantielle même sous chargements sévères, confirmant l'efficacité du confinement tridimensionnel induit par les géocells.
- L'analyse de la pression interstitielle révèle que les géocells de hauteur importante retardent significativement son accumulation, maintenant la contrainte effective à des niveaux plus élevés. Le facteur d'augmentation de résistance (LIRF) confirme cette tendance : GH = 12,5 mm présente un LIRF négligeable, tandis que GH = 50 mm exhibe des valeurs quatre fois supérieures à celles de GH = 25 mm. Les propriétés dynamiques montrent également que le renforcement retarde la dégradation de la rigidité et améliore la dissipation d'énergie sous chargements cycliques prolongés.

- La conductivité hydraulique diminue exponentiellement avec l'augmentation de GH reflétant la densification et la réorganisation de la structure granulaire.

En conclusion, ce chapitre confirme l'efficacité des géocells pour la mitigation de la liquéfaction, avec une hauteur minimale de 25 mm nécessaire pour une amélioration significative et des performances optimales pour $GH = 50$ mm. Ces résultats fournissent une base solide pour le dimensionnement de systèmes de renforcement dans les zones vulnérables à la liquéfaction.

Chapitre V

Comportement Des Interfaces

Géosynthétiques : Etude

Expérimentale Des Essais

D'extraction

V.1. Introduction

Le principe du renforcement des sols repose sur la mobilisation d'efforts de traction au sein des inclusions, efforts que le sol seul ne peut supporter. Cette mobilisation s'opère grâce au transfert des contraintes du sol vers le renforcement par l'intermédiaire des mécanismes de cisaillement développés à l'interface sol/géosynthétique. Dans ce contexte, l'essai d'extraction des nappes géosynthétiques constitue, au même titre que l'essai de frottement direct à la boîte de cisaillement, un outil expérimental fondamental pour l'évaluation de l'efficacité du renforcement et la caractérisation du comportement mécanique des interfaces.

De nombreuses études expérimentales ont été consacrées aux essais d'extraction de géosynthétiques confinés dans des massifs de sol [202–205], dans le but d'analyser les mécanismes d'interaction sol–renforcement et de quantifier l'action mobilisée par l'inclusion. Toutefois, les différences notables observées dans les méthodes de préparation des échantillons, les protocoles d'essai, les dimensions des dispositifs expérimentaux, ainsi que la nature des sols et des renforts utilisés, rendent les comparaisons directes délicates. À cet égard, l'étude comparative menée par Juran et al.[206] a mis en évidence ces disparités, conduisant les auteurs à privilégier une analyse essentiellement qualitative des résultats obtenus.

Les données issues des essais d'extraction sont aujourd'hui largement utilisées, non seulement pour interpréter les mécanismes de mobilisation et de rupture par extraction, mais également pour déterminer les paramètres d'interface nécessaires à la conception et au dimensionnement des ouvrages en sol renforcé. En effet, l'analyse de la stabilité et du comportement des ouvrages en terre soumis à des sollicitations extérieures constitue une problématique majeure en géotechnique, pour laquelle le recours aux géosynthétiques comme solution de renforcement est devenu courant[207].

Le dimensionnement des structures en sol renforcé par inclusions géosynthétiques repose ainsi en grande partie sur une connaissance approfondie du comportement mécanique des interfaces sol/géosynthétique. Néanmoins, les approches classiques de conception s'appuient principalement sur des paramètres obtenus à partir d'essais réalisés sous sollicitations statiques[208–210], ce qui peut s'avérer insuffisant dans les situations où les ouvrages sont soumis à des chargements dynamiques. À ce jour, la réponse des interfaces sol/géosynthétique sous sollicitations dynamiques demeure encore peu explorée, malgré son rôle déterminant dans la stabilité et le comportement en déformation de nombreux ouvrages renforcés[211,212].

La présente étude s'inscrit dans l'objectif de contribuer à une meilleure compréhension du comportement mécanique des interfaces sol–géosynthétique soumises à un chargement d'extraction dynamique.

Dans ce cadre, une campagne expérimentale est menée afin de caractériser la réponse force–déplacement de différents types de géosynthétiques, en tenant compte de l’influence des conditions de confinement et des vitesses d’extraction. Parallèlement, un modèle analytique est élaboré à partir des équations fondamentales d’équilibre et de compatibilité, couplées aux lois constitutives appropriées des matériaux constitutifs du système sol–renforcement. La pertinence de ce modèle est ensuite évaluée par confrontation avec les résultats expérimentaux, permettant d’apprécier sa capacité prédictive et de quantifier les écarts observés.

V.2. Caractérisation mécanique du sol

Des essais de cisaillement direct ont été réalisés sur des échantillons de sable d’hostun afin d’évaluer l’influence de différents niveaux de confinement sur le comportement mécanique du matériau. Les résultats (figure V.1) ont mis en évidence une relation proportionnelle entre l’intensité du confinement appliqué et la résistance au cisaillement mesurée, avec une augmentation progressive des valeurs de résistance en fonction de la pression latérale. Par ailleurs, les mesures volumétriques ont révélé un comportement complexe du sol qui varie selon les conditions de chargement imposées. Il a été observé que les échantillons traversent différentes phases de variation volumique au cours du processus de cisaillement, ce changement variant selon le niveau de contrainte appliqué. Certains échantillons présentent une contraction initiale suivie d’une expansion ultérieure, tandis que d’autres tendent vers une dilatation plus prononcée dès le début. De plus, l’analyse statistique des résultats a révélé une corrélation approximativement linéaire entre la résistance maximale et la pression de confinement, permettant ainsi de déterminer le coefficient de frottement interne du matériau, lequel s’est avéré cohérent avec les valeurs de référence publiées dans les travaux antérieurs[213].

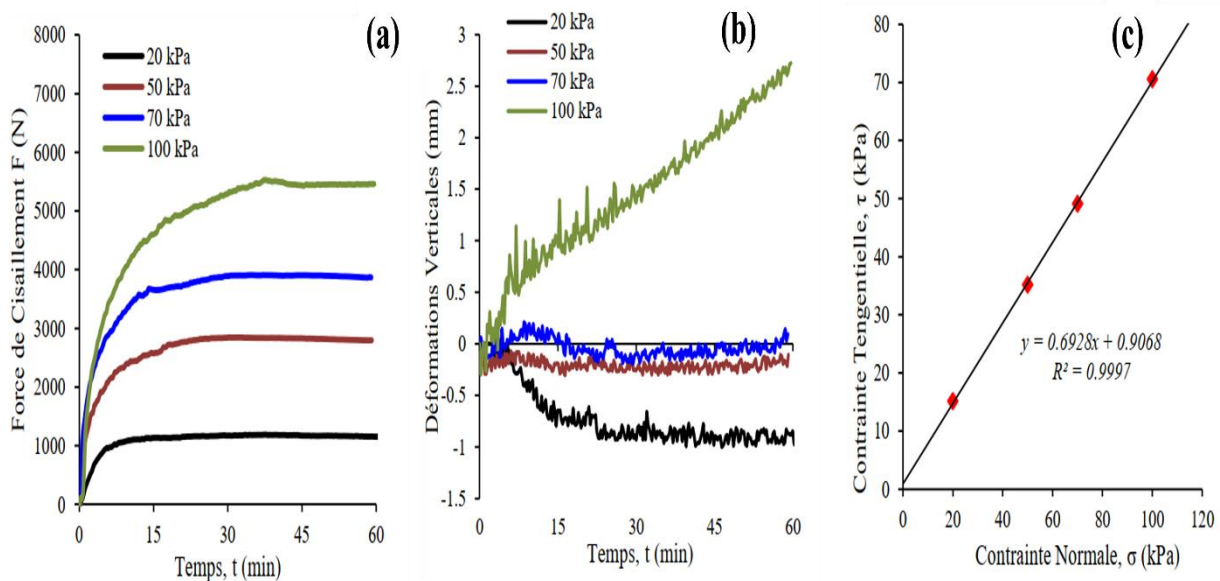


Figure V.1. Essai de cisaillement direct sur le sable d'Hostun non renforcé : (a) Variation de l'effort de cisaillement, (b) Variation du déplacement vertical, (c) Courbe intrinsèque.[213]

V.3. Comportement d'interface (Caractérisation des interfaces)

V.3.1. Caractérisation des interfaces sol-géotextile

Le géotextile (Notex GX 100/50) utilisé présente des textures différentes sur ses faces supérieure et inférieure, liées au procédé de fabrication et à l'orientation des fibres de renforcement parallèles au sens de production. Dans le cadre des essais d'interface sol-géotextile, deux configurations de contact ont été considérées, selon que les fibres transversales sont positionnées au-dessus ou au-dessous des fibres longitudinales en contact avec le sol.

Le comportement de l'interface est analysé à partir des courbes force-déplacement issues des essais de cisaillement direct réalisés sous différentes contraintes de confinement effectives. Les résultats mettent en évidence une augmentation de la résistance au cisaillement avec l'accroissement du confinement, ainsi qu'une influence marquée de la configuration de l'interface. L'interface pour laquelle les fibres transversales sont situées au-dessus des fibres longitudinales (Figure V.2) développe globalement une résistance plus élevée que l'autre configuration (Figure V.3), ce qui se traduit par des angles de frottement distincts par rapport à l'interface sol/sol. Les paramètres de résistance correspondants sont récapitulés dans le Tableau V.1.[213]

Tableau V.1. Paramètres des interfaces obtenus par essais de cisaillement direct

Interface	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement (°)
Sol/Sol	1.24	34.6
Sol/Gtx (face 1)	0.25	31.8
Sol/Gtx (face 2)	2	29

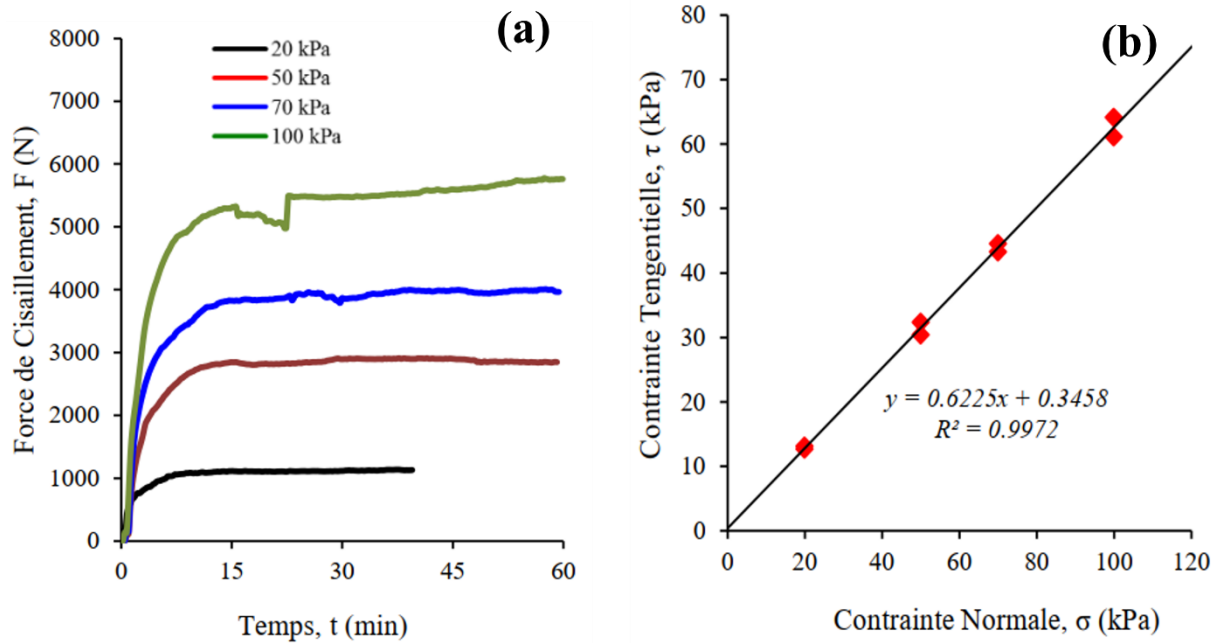


Figure V.2. Caractérisation de l’interface sol–géotextile (fibres transversales au-dessus des fibres longitudinales) : (a) évolution de l’effort de cisaillement ; (b) courbes intrinsèques de rupture.[213]

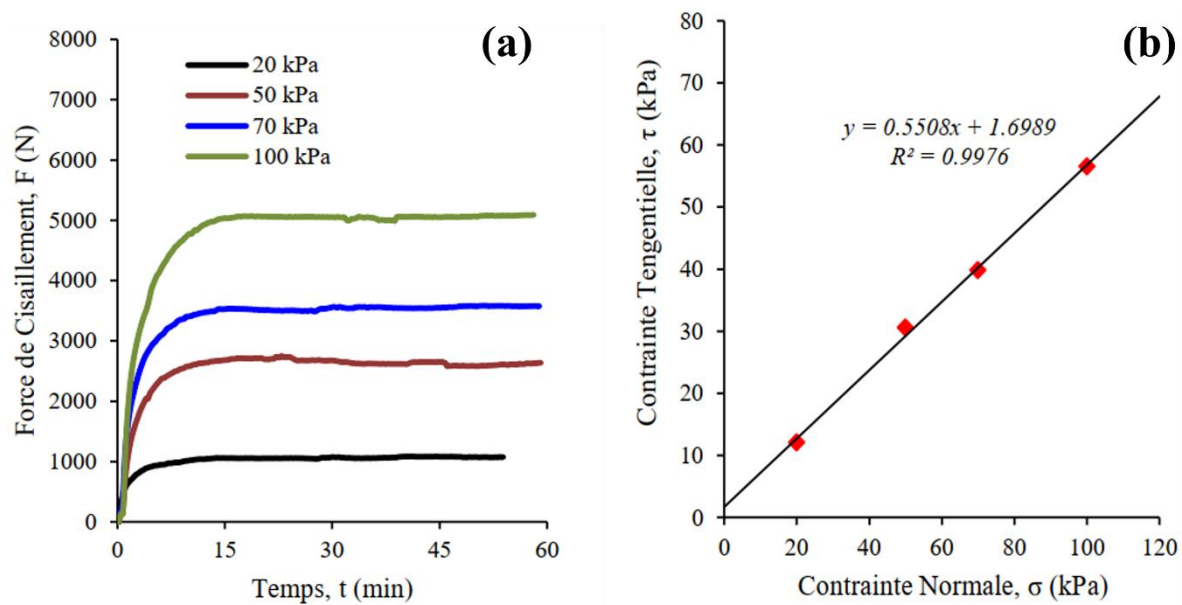


Figure V.3. Caractérisation de l’interface sol–géotextile (fibres transversales au-dessous des fibres longitudinales) : (a) évolution de l’effort de cisaillement ; (b) courbes intrinsèques de rupture.[213]

V.3.2. Résultats des essais d'extraction dynamique

V.3.2.1. Essais sur géotextile Notex GX 100/50

Figure V.4 illustrant un essai d'extraction sur géotextile Notex GX 100/50. L'essai a été conduit avec une vitesse d'extraction de 1,52 m/s sous une contrainte verticale de 25 kPa, paramètres qui

correspondent aux conditions de sollicitation rencontrées dans les ouvrages de renforcement de sols tels que les murs de soutènement renforcés ou les remblais sur sols compressibles.

Figure V.4 a révèle l'évolution temporelle du déplacement aux différents points de mesure répartis le long du géotextile. On constate une mobilisation quasi-instantanée du déplacement en tête d'échantillon, atteignant approximativement 400 mm en fin d'essai, tandis que les points situés à 17 cm, 44 cm et 66 cm du point d'ancrage présentent des déplacements progressivement décroissants, stabilisés autour de 300 mm. Cette distribution spatiale met en évidence le phénomène de transmission des efforts le long de l'interface sol-géosynthétique, où la sollicitation se propage graduellement depuis le point d'application de la charge vers l'extrémité libre. Le gradient de déplacement observé traduit la mobilisation progressive du frottement interfacial, mécanisme fondamental gouvernant la résistance à l'extraction des géosynthétiques ancrés dans les massifs de sol.

Figure V.4 b présente l'évolution de la force d'extraction en fonction du temps, caractérisée par une phase de montée rapide jusqu'à un pic de résistance d'environ 16 kN atteint dans les premières centièmes de seconde. Cette résistance maximale correspond à la mobilisation complète du frottement d'interface sur toute la longueur ancrée du géotextile. La phase post-pic montre une diminution progressive de la force jusqu'à environ 7 kN, comportement typique associé au glissement relatif entre le sol et le renfort, accompagné d'une réorganisation des contacts granulaires et d'une réduction de la dilatance à l'interface. Cette transition du comportement pic vers un état résiduel est déterminante pour l'évaluation de la résistance à long terme et pour le dimensionnement sécuritaire des ouvrages géotechniques renforcés.

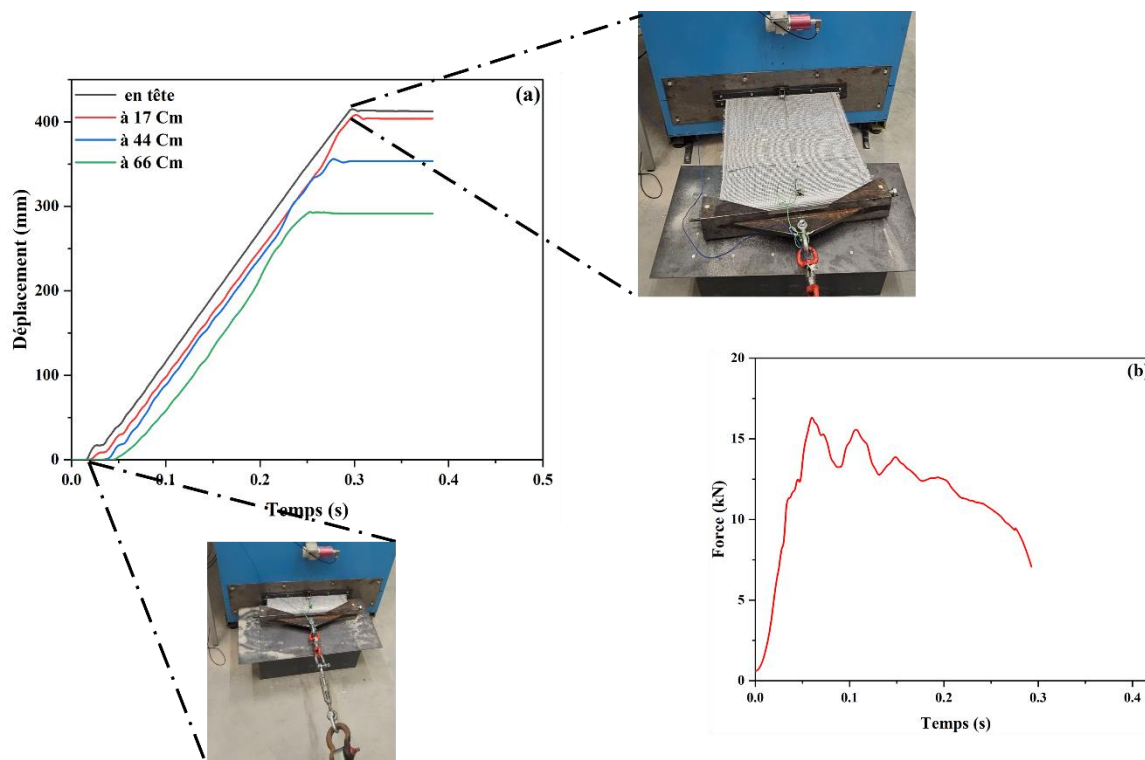


Figure V.4. Essai d'extraction sur Notex GX 100/50 avec vitesse d'extraction 1.52 m/s et contrainte vertical 25 kPa: (a) Évolution du déplacement aux différents points de mesure en fonction du temps, (b) Évolution de la force d'extraction en fonction du temps.

Figure V.5 présentant un essai d'extraction sur géotextile Notex GX 100/50, réalisé avec une vitesse d'extraction de 1,75 m/s sous une contrainte verticale de 50 kPa, on observe des comportements mécaniques significativement différents par rapport aux conditions de chargement moins sévères. L'augmentation de la contrainte verticale à 50 kPa, soit le double de l'essai précédent, induit une modification substantielle des mécanismes d'interaction sol-géosynthétique et de la mobilisation de la résistance interfaciale.

Figure V.5 a révèle une distribution spatiale des déplacements radicalement différente de celle observée sous contrainte plus faible. Le point de mesure en tête présente un déplacement maximal atteignant environ 450 mm, témoignant d'une extraction quasi-complète du géotextile. Toutefois, l'aspect le plus remarquable réside dans le comportement des points situés à 17 cm, 44 cm et 66 cm, qui présentent des déplacements extrêmement limités, plafonnant autour de 70 mm pour le point à 17 cm et moins de 40 mm pour les points plus éloignés. Cette localisation du déplacement en tête d'échantillon suggère une rupture ou un glissement concentré dans la zone proximale du point d'ancrage, phénomène caractéristique d'une défaillance interfaciale localisée. La notation indiquant un "décrochage des capteurs de déplacement durant l'essai d'extraction" confirme cette hypothèse, révélant une perte brutale d'adhérence entre le géotextile et le massif de sol dans la zone d'ancrage initial, ce qui empêche la transmission des efforts vers les sections plus éloignées du renfort.

Figure V.5 b illustre l'évolution de la force d'extraction, caractérisée par une montée progressive jusqu'à un pic de résistance d'environ 26 kN atteint aux alentours de 0,1 seconde. Cette résistance maximale, supérieure d'environ 50% à celle observée sous 25 kPa, démontre l'influence déterminante de la contrainte normale sur la mobilisation du frottement interfacial. Cependant, la phase post-pic présente une chute brutale et continue de la force d'extraction, qui se stabilise autour de 2-3 kN en fin d'essai. Ce comportement fragile, contrastant avec la diminution plus progressive observée sous contrainte moindre, traduit un mode de rupture par glissement concentré plutôt qu'une mobilisation uniforme du frottement sur toute la longueur ancrée. La perte quasi-totale de résistance résiduelle suggère une rupture de l'ancrage avec extraction progressive du géotextile, phénomène critique pour la stabilité des ouvrages renforcés et qui souligne l'importance d'une longueur d'ancrage suffisante dans les zones soumises à des contraintes verticales élevées.

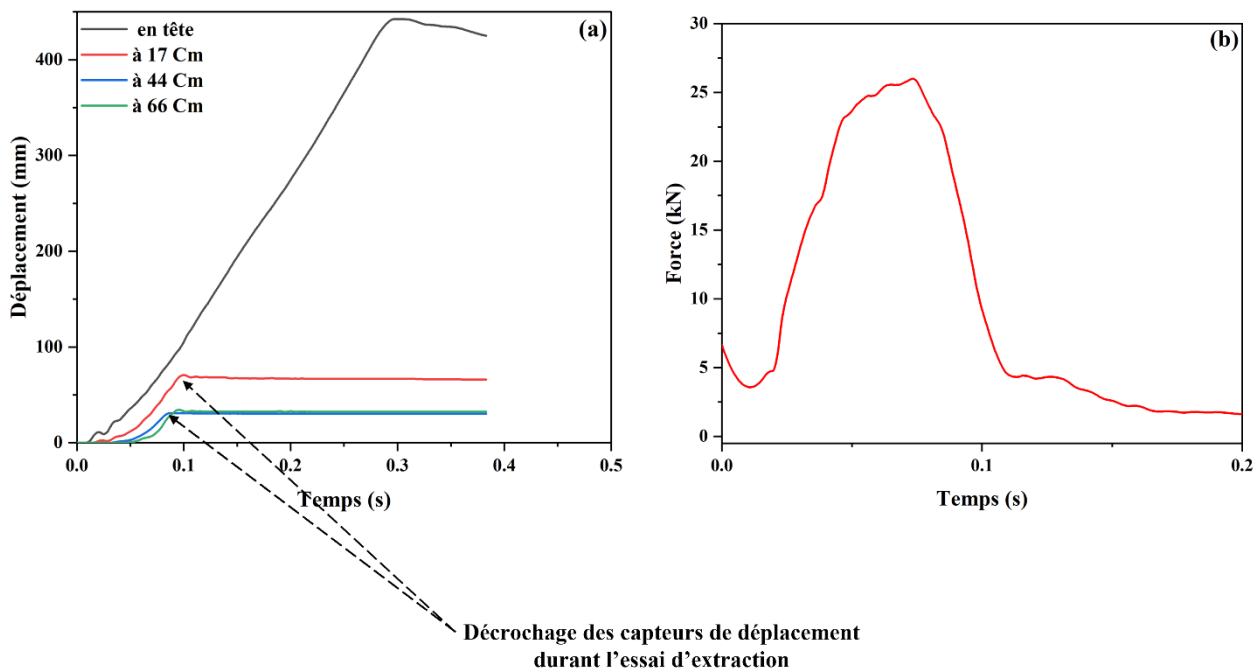


Figure V.5. Essai d'extraction sur Notex GX 100/50 avec vitesse d'extraction 1.75 m/s et contrainte vertical 50 kPa : (a) Évolution du déplacement aux différents points de mesure en fonction du temps, (b) Évolution de la force d'extraction en fonction du temps.

Figure V.6 illustrant un essai d'extraction sur géotextile Notex GX 100/50, conduit avec une vitesse d'extraction de 2,8 m/s sous une contrainte verticale de 25 kPa, on observe l'influence déterminante de la vitesse de sollicitation sur les mécanismes de mobilisation de la résistance interfaciale. Cette vitesse d'extraction, nettement supérieure à celle de l'essai précédent réalisé à 1,52 m/s sous la même contrainte normale, permet d'explorer les effets visqueux et les phénomènes de dépendance temporelle du comportement sol-géosynthétique.

Figure V.6 a révèle une cinématique de déplacement caractérisée par une mobilisation rapide et quasi-simultanée des différents points de mesure. Le déplacement en tête atteint environ 400 mm, tandis que les points situés à 17 cm et 44 cm présentent des déplacements respectifs d'environ 360 mm et 300 mm, témoignant d'une transmission progressive mais efficace des efforts le long du géotextile. Cette distribution des déplacements, bien que toujours décroissante avec la distance au point d'ancrage, montre une différenciation modérée entre les points de mesure, suggérant une mobilisation relativement homogène du frottement interfacial sur la longueur ancrée. Le point situé à 66 cm présente un déplacement quasi-nul, indiquant clairement que la zone d'influence de la sollicitation s'étend sur une longueur limitée, au-delà de laquelle le géotextile demeure pratiquement immobile. Cette observation est fondamentale pour la compréhension des mécanismes de transfert de charge dans les systèmes de renforcement par géosynthétiques, car elle révèle l'existence d'une longueur d'ancrage efficace au-delà de laquelle le matériau de renforcement ne participe plus significativement à la résistance à l'extraction. La sollicitation dynamique modifie les conditions de drainage à l'interface et peut générer des surpressions interstitielles locales dans les zones de contact sol-géotextile, affectant ainsi la résistance au cisaillement mobilisable et la distribution des contraintes effectives.

Figure V.6 b présente l'évolution temporelle de la force d'extraction, caractérisée par une montée rapide jusqu'à un pic de résistance d'environ 20 kN atteint aux alentours de 0,05 seconde. Cette valeur de pic, supérieure à celle observée dans d'autres configurations d'essai, suggère une mobilisation efficace du frottement d'interface malgré la vitesse élevée de sollicitation. La courbe présente des oscillations caractéristiques dans la phase de montée et au voisinage du pic, phénomène attribuable aux effets dynamiques et aux variations locales de contrainte à l'interface pendant la phase de mobilisation progressive du frottement. Ces fluctuations témoignent de la complexité des mécanismes d'interaction à l'échelle microscopique, incluant le réarrangement successif des contacts granulaires, la pénétration et le déchaussement intermittent des particules dans la structure tridimensionnelle du géotextile non-tissé, ainsi que les variations locales de rigidité et de densité à l'interface de contact. Les géotextiles non-tissés présentent un comportement d'interface particulièrement complexe en raison de leur structure perméable et déformable qui permet l'interpénétration des grains, créant ainsi un mécanisme de résistance hybride combinant frottement de surface et enchevêtrement mécanique. La phase post-pic montre une diminution progressive de la force avec un comportement adoucissant marqué, la résistance se réduisant graduellement jusqu'à environ 7 kN en fin d'essai. Ce comportement post-pic, caractérisé par une perte de résistance plus progressive comparativement aux essais sous contraintes verticales plus élevées, traduit un glissement progressif à l'interface avec maintien partiel de la résistance résiduelle. Cette résistance

résiduelle non négligeable suggère que, malgré le glissement relatif important entre le sol et le géotextile, certains mécanismes de frottement demeurent actifs, probablement liés à l'enchevêtrement mécanique résiduel entre les particules de sol et les fibres du géotextile, ainsi qu'à la déformation continue de la structure non-tissée qui maintient un certain niveau de confinement des particules. Cette capacité à maintenir une résistance résiduelle constitue un aspect favorable pour la performance à long terme des ouvrages renforcés, car elle assure une contribution continue du renforcement même après dépassement de la résistance de pic.

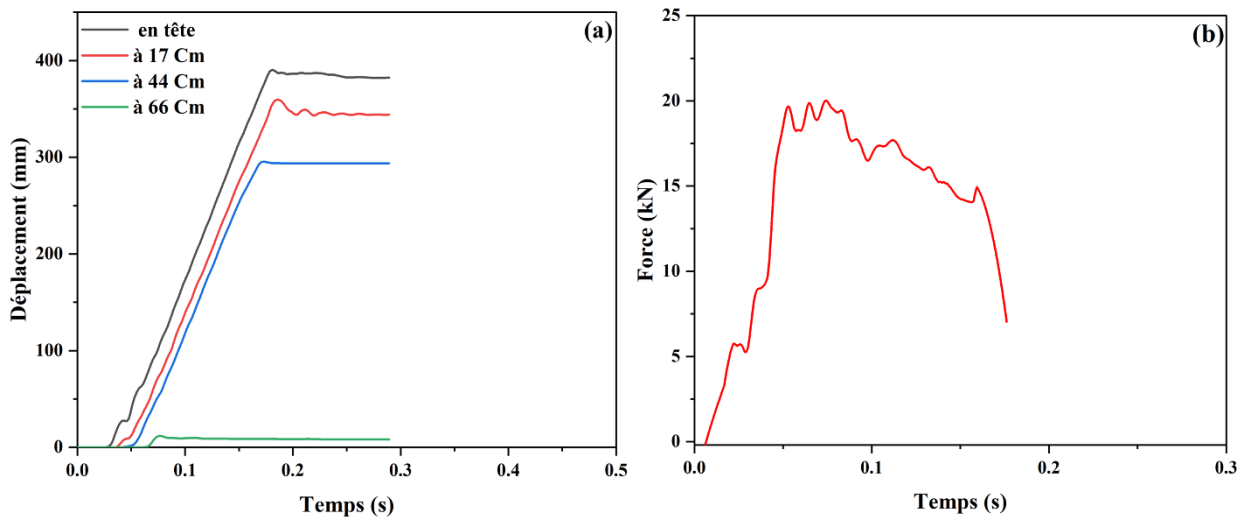


Figure V.6. Essai d'extraction sur Notex GX 100/50 avec vitesse d'extraction 2.8 m/s et contrainte vertical 25 kPa : (a) Évolution du déplacement aux différents points de mesure en fonction du temps, (b) Évolution de la force d'extraction en fonction du temps.

V.3.2.2. Essais sur géotextile Notex C 50/50-25

Figure V.7 présentant les résultats expérimentaux d'un essai d'extraction sur géotextile Notex C 50/50-25, conduit avec une vitesse d'extraction de 1,86 m/s sous une contrainte verticale de 25 kPa, on observe un comportement mécanique significativement différent de celui du géotextile GX 100/50 testé précédemment. Cette différence de comportement s'explique principalement par les caractéristiques intrinsèques distinctes des deux géotextiles, notamment leur masse surfacique, leur rigidité, et leur structure de renforcement, paramètres qui influencent directement les mécanismes d'interaction sol-géosynthétique.

Figure V.7 a révèle une distribution spatiale des déplacements particulièrement hétérogène, caractérisée par une localisation prononcée du déplacement en tête d'échantillon. Le point de mesure en tête atteint un déplacement maximal d'environ 450 mm, témoignant d'une extraction quasi-complète du géotextile depuis son point d'ancrage. En revanche, les points situés à 17 cm, 44 cm et 66 cm présentent des déplacements considérablement plus limités, atteignant respectivement

environ 90 mm, 110 mm et 175 mm. Cette distribution atypique, où les points intermédiaires présentent des déplacements croissants avec la distance au point d'ancrage, suggère un mécanisme de rupture progressive et de propagation du glissement depuis la zone d'application de la charge vers l'intérieur du massif de sol. La notation indiquant un "décrochage des capteurs de déplacement durant l'essai d'extraction" confirme cette hypothèse, révélant une perte brutale d'adhérence locale suivie d'une redistribution des contraintes le long du géotextile. Ce comportement contraste fortement avec la distribution classiquement décroissante observée pour le géotextile GX 100/50, suggérant que le Notex C 50/50-25, probablement moins rigide et présentant une masse surfacique inférieure, est plus susceptible de subir des déformations localisées et des modes de rupture non uniformes. Les oscillations visibles sur les courbes de déplacement des points intermédiaires traduisent des phases successives de mobilisation-glissement, caractéristiques d'un mécanisme de rupture progressive par paliers plutôt que d'une mobilisation continue et homogène du frottement interfacial.

Figure V.7 b présente l'évolution de la force d'extraction, caractérisée par une montée relativement rapide jusqu'à un pic de résistance d'environ 9 kN atteint aux alentours de 0,08 seconde. Cette résistance maximale, nettement inférieure à celle observée pour le géotextile GX 100/50 sous des conditions de sollicitation comparables, témoigne de la moindre capacité de résistance à l'extraction du Notex C 50/50-25. Cette réduction de performance peut s'expliquer par plusieurs facteurs interdépendants. D'une part, une masse surfacique plus faible implique généralement une épaisseur réduite et une densité de fibres moindre, limitant ainsi la surface de contact effective et les opportunités d'enchevêtrement mécanique entre les particules de sol et la structure du géotextile. D'autre part, une rigidité inférieure favorise les déformations localisées et empêche une distribution uniforme des contraintes le long du renfort, conduisant à une mobilisation séquentielle plutôt que simultanée du frottement interfacial. La courbe force-temps présente des oscillations notables dans la phase de montée et au voisinage du pic, avec une amplitude relativement importante, phénomène révélateur d'instabilités mécaniques à l'interface et de phénomènes de stick-slip caractéristiques d'un glissement intermittent. La phase post-pic montre une diminution progressive de la force jusqu'à environ 2 kN, suivie d'une légère stabilisation avant une chute finale vers des valeurs proches de zéro. Ce comportement post-pic en plusieurs étapes traduit un processus complexe de dégradation de la résistance, probablement associé à l'extraction progressive de différentes sections du géotextile et à la perte séquentielle de l'ancrage le long de la longueur enfouie. La résistance résiduelle extrêmement faible en fin d'essai suggère une perte quasi-totale de l'interaction mécanique entre le sol et le géotextile, confirmant le mode de rupture par extraction complète plutôt que par glissement stabilisé à l'interface.

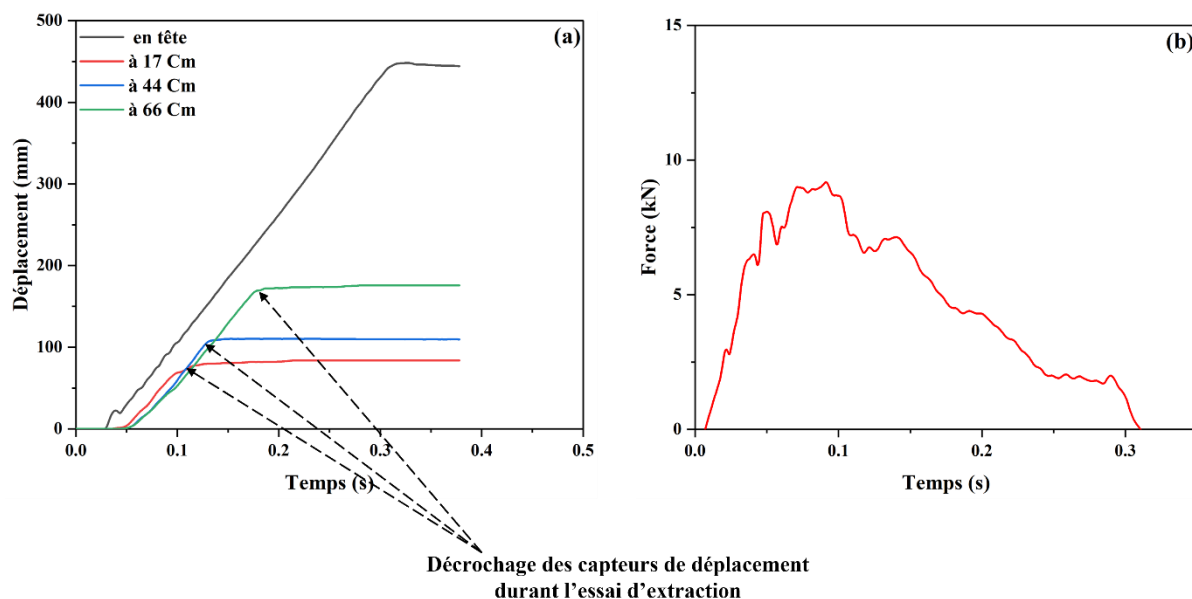


Figure V.7. Résultats expérimentaux sur Notex C 50/50-25 avec vitesse d'extraction 1.86 m/s et contrainte vertical 25 kPa : (a) Évolution du déplacement aux différents points de mesure en fonction du temps, (b) Évolution de la force d'extraction en fonction du temps.

V.3.2.3. Relations force-déplacement

Figure V.8 présentant l'évolution de la force d'extraction en fonction du déplacement pour le géotextile Notex GX 100/50 sous deux configurations d'essai distinctes, on observe l'influence combinée de la vitesse de sollicitation et de la contrainte verticale sur le comportement mécanique de l'interface sol-géosynthétique. Cette représentation force-déplacement permet d'identifier directement les relations constitutives de l'interface et les mécanismes de mobilisation-dégradation de la résistance.

Figure V.8 a correspondant à un essai à 1,5 m/s sous 25 kPa, révèle un comportement caractérisé par une mobilisation initiale rapide jusqu'à un premier pic d'environ 16 kN pour un déplacement de 30 mm. Ce pic correspond à la mobilisation complète du frottement statique à l'interface. La phase post-pic présente des oscillations marquées avec un deuxième pic secondaire autour de 100 mm, phénomène révélateur d'un comportement stick-slip caractéristique des interfaces granulaires. Ces fluctuations témoignent de cycles successifs de blocage et glissement brusque, associés aux réarrangements périodiques de la structure granulaire. Au-delà de 150 mm, la force décroît progressivement vers une valeur résiduelle maintenue autour de 10 kN jusqu'à 300 mm avant de diminuer vers 7 kN à 450 mm. Cette résistance résiduelle significative, représentant environ 44% du pic, témoigne du maintien partiel des mécanismes de frottement même après des déplacements importants.

Figure V.8 b pour un essai à 2,8 m/s sous 50 kPa, montre un pic plus élevé d'environ 20 kN atteint pour un déplacement très faible, confirmant l'effet favorable de la contrainte verticale accrue sur la résistance interfaciale. Cette augmentation de 25% par rapport à la configuration sous 25 kPa confirme la dépendance de la résistance au frottement avec la contrainte normale. La phase post-pic présente une décroissance plus régulière et continue sans oscillations marquées, suggérant un glissement plus uniforme favorisé par le meilleur confinement des particules. La résistance diminue progressivement jusqu'à environ 10 kN à 450 mm, soit 50% du pic, proportion plus élevée qu'en (a). Cette observation indique que l'augmentation de la contrainte normale favorise le maintien d'une résistance résiduelle plus stable, phénomène bénéfique pour la performance à long terme des systèmes de renforcement.

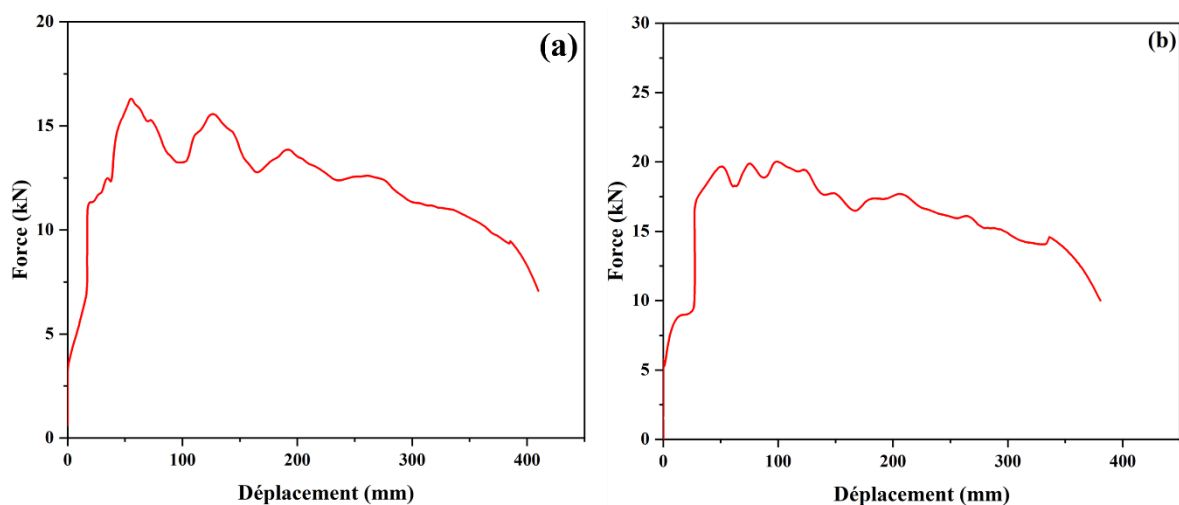


Figure V.8. Évolution de la force en fonction du déplacement pour Notex GX 100/50 : (a) vitesse 1.5 m/s et contrainte vertical 25 kPa, (b) vitesse 2.8 m/s contrainte vertical 50 kPa.

La Figure V.9 correspondant au géotextile Notex GX 100/50, montre un comportement mécanique robuste caractérisé par une phase de mobilisation initiale progressive jusqu'à un pic de résistance d'environ 26 kN atteint pour un déplacement de 50 mm. Cette montée relativement régulière traduit une mobilisation efficace et homogène du frottement interfacial le long de la longueur ancrée. Le pic de résistance élevé témoigne de la capacité importante de ce géotextile à mobiliser les mécanismes de frottement et d'enchevêtrement mécanique avec le sol granulaire. La phase post-pic présente une décroissance marquée mais contrôlée, avec la force diminuant progressivement jusqu'à environ 4 kN à 100 mm de déplacement, puis se stabilisant autour de 3-4 kN pour les déplacements ultérieurs jusqu'à 200 mm. Cette résistance résiduelle maintenue, bien que représentant seulement 15% du pic, témoigne du maintien partiel des mécanismes d'interaction même après des déplacements significatifs. Le comportement global est caractéristique d'un géotextile rigide avec

une masse surfacique élevée, capable de distribuer efficacement les contraintes et de maintenir son intégrité structurale durant le processus d'extraction.

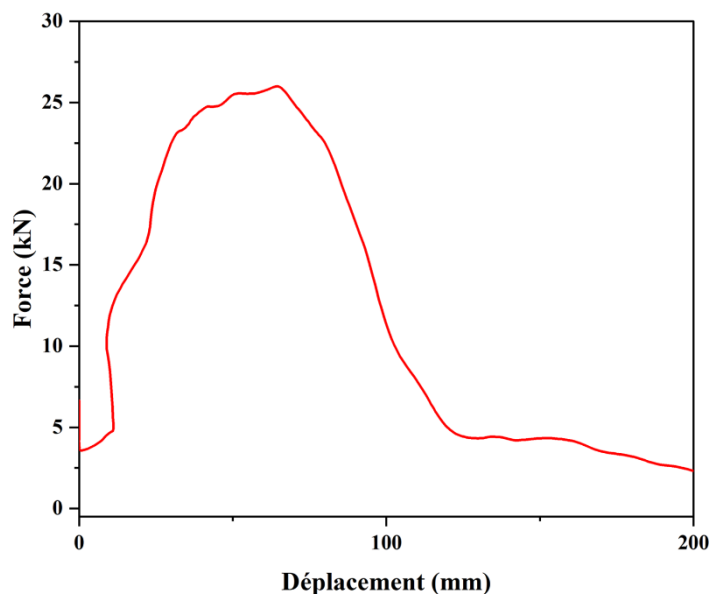


Figure V.9. Évolution de la force en fonction du déplacement pour Notex GX 100/50 : Vitesse 1.86 m/s et contrainte vertical 25 kPa

La Figure V.10 correspondant au géotextile Notex C 50/50-25, révèle un comportement nettement moins performant sous les mêmes conditions de sollicitation. La courbe montre une montée initiale jusqu'à un pic de résistance d'environ 9 kN atteint pour un déplacement de 40 mm, soit une réduction de 65% par rapport au GX 100/50. Cette différence substantielle s'explique principalement par la masse surfacique inférieure du Notex C 50/50-25, qui limite la surface de contact effective et réduit les opportunités d'enchevêtrement mécanique entre les fibres et les particules de sol. La phase post-pic présente des oscillations notables traduisant un comportement instable avec alternance de phases de blocage et glissement, caractéristique d'une mobilisation non uniforme du frottement. La force décroît ensuite progressivement de manière irrégulière jusqu'à atteindre pratiquement zéro à 450 mm de déplacement, témoignant d'une perte quasi-totale de la résistance résiduelle. Cette défaillance progressive suggère un processus d'extraction complète du géotextile avec rupture séquentielle de l'ancrage, comportement défavorable pour les applications de renforcement nécessitant une résistance maintenue sous grands déplacements. La comparaison directe de ces deux courbes démontre l'importance critique des caractéristiques du géotextile, particulièrement la masse surfacique et la rigidité, sur la performance en extraction et souligne la nécessité d'une sélection appropriée du renfort en fonction des sollicitations attendues dans l'ouvrage.

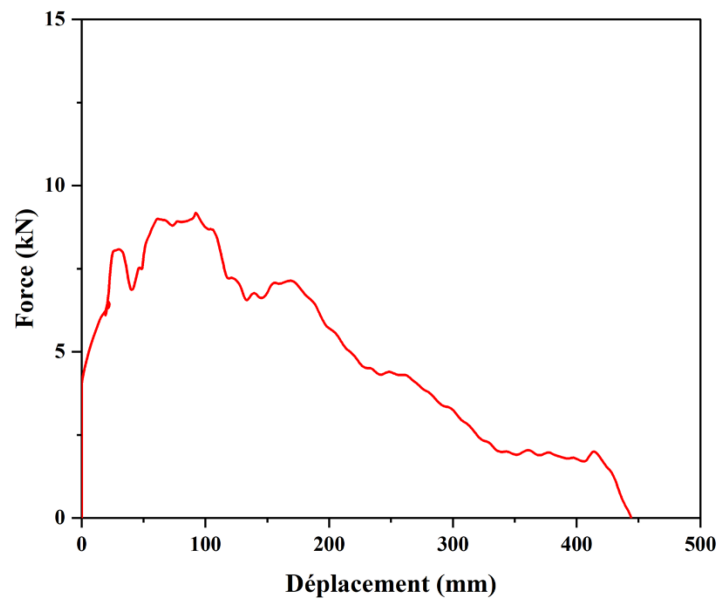


Figure V.10. Évolution de la force en fonction du déplacement pour Notex C 50/50-25: Vitesse 1.86 m/s et contrainte vertical 25 kPa

V.3.2.4. Distribution des contraintes dans la cuve d'essai

Figure V.11 présentant la distribution des contraintes dans la cuve d'essai pour le géotextile Notex GX 100/50 sous deux configurations distinctes, on observe l'évolution temporelle des contraintes mesurées au niveau du mur de cuve et du fond de cuve durant le processus d'extraction. Cette instrumentation permet de caractériser la redistribution des efforts dans le massif de sol lors de la mobilisation progressive de la résistance interfaciale, fournissant ainsi des informations précieuses sur les mécanismes de transfert de charge entre le géotextile et le sol environnant.

Figure V.11 a correspondant à un essai réalisé à 1,5 m/s sous 25 kPa, révèle une évolution différenciée des contraintes selon la position de mesure. Au niveau du mur de cuve, la contrainte présente une montée progressive avec des oscillations marquées, partant d'environ 40 kPa pour atteindre un plateau autour de 60 kPa maintenu entre 0,15 et 0,35 seconde, avant de connaître une chute brutale suivie d'une remontée rapide vers 60 kPa. Ces fluctuations témoignent des variations de pression latérale exercée par le massif de sol sur le mur durant l'extraction du géotextile, reflétant les réarrangements de la structure granulaire et les modifications de l'état de contrainte induits par le déplacement du renfort. Au niveau du fond de cuve, la contrainte montre une évolution nettement plus modérée, augmentant graduellement de valeurs proches de zéro jusqu'à environ 25 kPa, avec un pic soudain atteignant 35 kPa vers 0,35 seconde correspondant à la phase de chute observée au mur. Cette augmentation progressive de la contrainte au fond traduit le transfert vertical des efforts durant l'extraction, phénomène associé à la tendance du massif de sol à se tasser sous l'effet de la perte progressive du confinement latéral assuré initialement par le géotextile ancré.

Figure V.11 b, pour un essai à 2,8 m/s sous 50 kPa, présente des niveaux de contrainte significativement supérieurs reflétant l'effet de la contrainte verticale accrue appliquée au système. Au niveau du mur de cuve, la contrainte montre une montée rapide depuis environ 80 kPa jusqu'à un plateau oscillant autour de 100-110 kPa atteint dès 0,1 seconde et maintenu durant toute la durée de l'essai. Ces valeurs élevées, environ 65% supérieures à celles observées sous 25 kPa, confirment l'influence déterminante de la contrainte verticale sur l'état de contrainte latérale dans le massif. Au niveau du fond de cuve, la contrainte présente une évolution similaire avec une montée rapide jusqu'à un plateau stable autour de 42 kPa maintenu après 0,1 seconde. Le rapport entre contraintes au mur et au fond, d'environ 2,4, est cohérent avec les distributions typiques de contraintes dans les massifs de sol renforcés où les pressions latérales tendent à être supérieures aux contraintes verticales dans les zones proches des parements. La stabilité relative des courbes en (b) comparativement aux fluctuations marquées observées en (a) suggère que la contrainte verticale élevée assure un meilleur confinement du massif et limite les mouvements différentiels et réarrangements brusques durant l'extraction, favorisant ainsi un comportement plus uniforme et prévisible du système sol-géotextile.

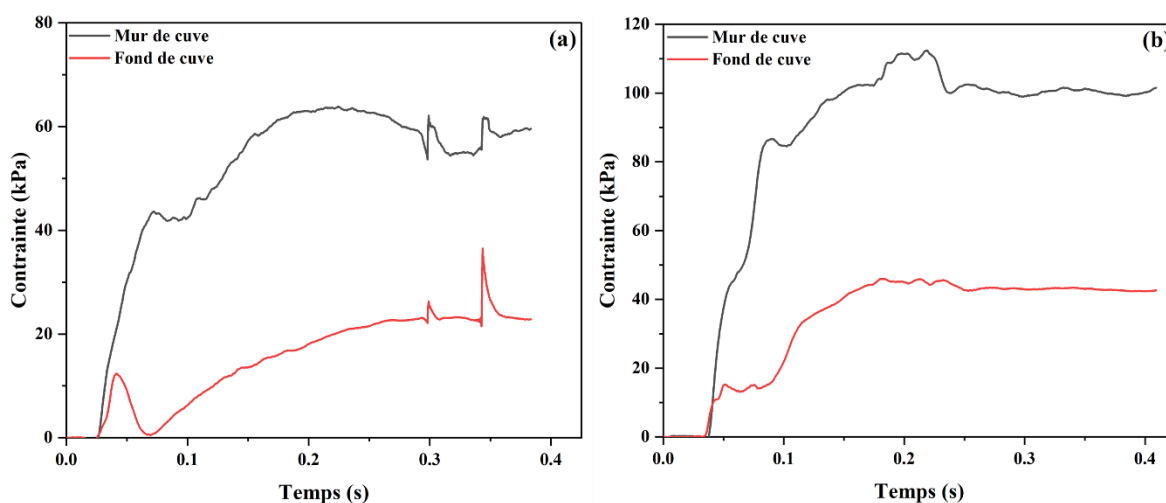


Figure V.11. Distribution des contraintes dans la cuve Notex GX 100/50 : (a) vitesse 1.5 m/s et contrainte vertical 25 kPa, (b) vitesse 2.8 m/s contrainte vertical 50 kPa

Figure V.12 correspondant au Notex GX 100/50 testé à 1,75 m/s sous 50 kPa, révèle une évolution dramatique des contraintes. Au niveau du mur de cuve, la contrainte monte rapidement jusqu'à un pic d'environ 98 kPa atteint vers 0,1 seconde, suivi d'une chute progressive jusqu'à 55 kPa et une stabilisation autour de 55-60 kPa. Ce pic correspond à la mobilisation maximale de la résistance interfaciale, où le géotextile exerce une traction importante sur le massif, induisant temporairement une forte pression latérale. La diminution post-pic suggère une réorganisation de la structure granulaire avec relâchement partiel des contraintes suite au glissement interfacial. Au niveau du

fond de cuve, la contrainte augmente légèrement jusqu'à 10 kPa vers 0,08 seconde, avant de diminuer vers des valeurs négatives atteignant -10 kPa. Ces valeurs négatives suggèrent une perte de contact entre le capteur et le sol ou un soulèvement localisé du massif, phénomène associé aux mouvements différentiels induits par l'extraction sous contrainte verticale élevée.

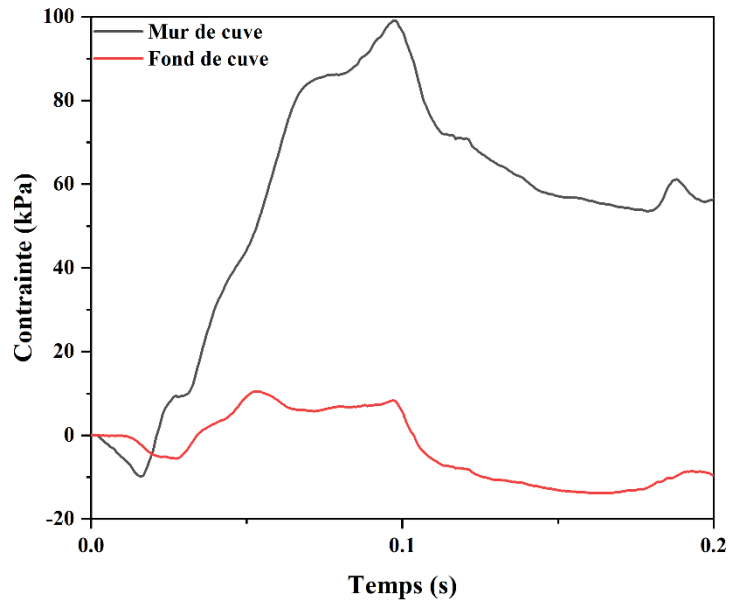


Figure V.12. Distribution des contraintes dans la cuve pour Notex GX 100/50 avec vitesse 1.75 m/s et contrainte vertical 50 kPa

Figure V.13 correspondant au Notex C 50/50-25 testé à 1,86 m/s sous 25 kPa, montre des niveaux de contrainte nettement plus faibles. Au niveau du mur, la contrainte monte progressivement jusqu'à un pic d'environ 30 kPa vers 0,08 seconde, soit une réduction de 70% par rapport au GX 100/50 sous 50 kPa. Cette différence confirme l'influence combinée de la contrainte verticale appliquée et de la capacité du géotextile à mobiliser les efforts. La phase post-pic montre une diminution irrégulière avec oscillations marquées, la contrainte variant entre 25 et 15 kPa avant de tendre vers 5 kPa. Ces fluctuations traduisent un comportement instable avec alternance de phases de mobilisation et relâchement, caractéristique d'une rupture séquentielle de l'ancrage. Au niveau du fond, la contrainte présente un pic d'environ 14 kPa en synchronisation avec celui du mur, suivi d'une diminution progressive. La convergence finale des deux courbes autour de 4-5 kPa suggère une perte progressive de l'effet de renforcement, conduisant à une homogénéisation des contraintes caractéristique d'un état proche de la rupture généralisée du système.

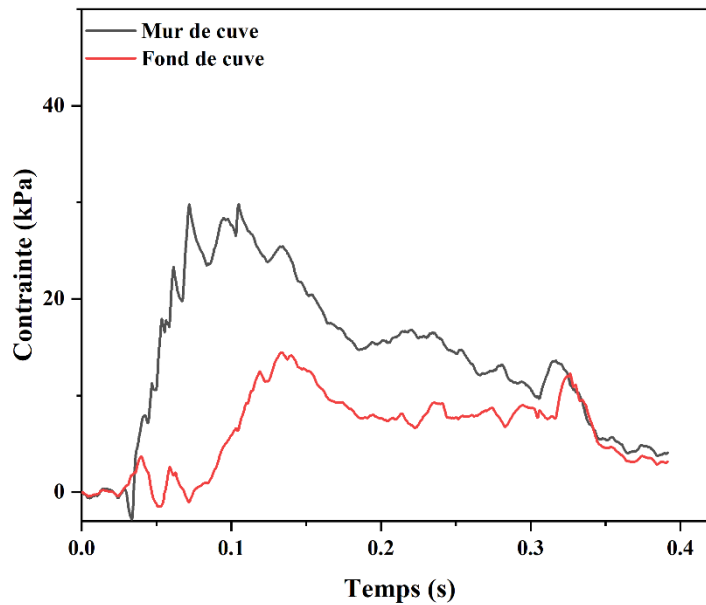


Figure V.13. Distribution des contraintes dans la cuve pour Notex C 50/50-25 avec Vitesse 1.86 m/s et contrainte vertical 25 kPa.

V.4. Conclusion

Les investigations menées dans le cadre de ce chapitre visaient à approfondir la compréhension des mécanismes d'interaction sol-géosynthétique sous sollicitations dynamiques d'extraction. L'approche adoptée, combinant expérimentation en cuve instrumentée et développement d'un cadre analytique, a permis de mettre en lumière plusieurs aspects fondamentaux du comportement interfacial.

- La caractérisation des interfaces sol-géotextile a démontré que l'orientation des fibres constitue un facteur déterminant : la configuration plaçant les fibres transversales au-dessus des longitudinales développe systématiquement des résistances supérieures. Les essais d'extraction dynamique sur géotextile Notex GX 100/50 ont révélé une forte sensibilité aux conditions opératoires. Sous contrainte verticale modérée (25 kPa), la résistance au pic varie de 16 à 20 kN selon la vitesse de sollicitation (1,52 à 2,8 m/s), témoignant d'effets visqueux non négligeables. L'augmentation de la contrainte à 50 kPa amplifie significativement la résistance maximale (26 kN), mais induit une localisation du glissement en zone proximale, révélant l'existence d'un seuil critique de confinement.
- L'analyse comparative entre Notex GX 100/50 et Notex C 50/50-25 a confirmé l'influence prépondérante des caractéristiques intrinsèques du renfort. Le géotextile C 50/50-25, de masse surfacique inférieure, présente une résistance maximale réduite de 65% (9 kN contre 26 kN) et une résistance résiduelle quasi-nulle, illustrant une capacité d'ancrage substantiellement moindre. Les

distributions de déplacement atypiques observées suggèrent des phénomènes de rupture progressive par paliers.

- L'instrumentation de la cuve a fourni des éclairages précieux sur les redistributions de contraintes. Les mesures au mur révèlent des variations comprises entre 60 et 110 kPa selon les configurations testées, établissant un rapport latéral-vertical d'environ 2,4 sous fort confinement. Les fluctuations temporelles traduisent les réarrangements granulaires successifs, phénomène particulièrement prononcé sous faible confinement.

En synthèse, ce chapitre a démontré la complexité des interactions sol-géosynthétique sous extraction dynamique et l'importance cruciale des paramètres géométriques, matériaux et opératoires. Les données acquises constituent un référentiel expérimental pour le dimensionnement d'ouvrages soumis à des sollicitations rapides, tout en identifiant les axes prioritaires pour les recherches futures : quantification des effets de vitesse, modélisation constitutive avancée des interfaces, et extension aux configurations multi-nappes.

Conclusions Générales et Recommandation

Conclusions Générales

Cette thèse avait pour objectif d'approfondir la compréhension du comportement mécanique et hydraulique des sols granulaires renforcés par géosynthétique, en mettant en évidence le rôle du confinement tridimensionnel sur la résistance au cisaillement, le comportement volumique, la génération de pression interstitielle et la résistance à la liquéfaction. Les résultats obtenus:

- Sous chargement monotone drainé ont montré que l'introduction de géocells modifie profondément la réponse mécanique des sables renforcés. Le confinement latéral induit par la géométrie des géocells conduit à une augmentation significative de la résistance et de la ductilité, ainsi qu'à une transformation du mode de rupture. Le passage d'un comportement adoucissant à un comportement d'écrouissage progressif traduit une meilleure redistribution des contraintes et une mobilisation continue du frottement à l'interface sol-géocell. L'analyse volumique a également mis en évidence un retard de l'apparition de la dilatance et une amplification de son développement, conséquence directe du confinement tridimensionnel qui limite les déformations radiales et favorise un réarrangement plus dense du squelette granulaire. Ces observations confirment l'intérêt du renforcement par géocells pour les ouvrages soumis à de faibles niveaux de confinement, tels que les fondations superficielles et les infrastructures routières.
- Sous sollicitations cycliques non drainées, l'étude a révélé que le renforcement par géocells améliore de manière significative la résistance à la liquéfaction des sables lâches. Le confinement imposé par les géocells permet de contrôler l'évolution de la pression interstitielle, de préserver les contraintes effectives et de retarder l'instabilité cyclique. L'analyse des chemins de contraintes effectives a montré que les échantillons renforcés maintiennent des niveaux de contrainte plus élevés comparativement aux sols non renforcés, traduisant une modification fondamentale du mécanisme de rupture. Ces résultats soulignent l'efficacité des géocells comme technique de mitigation du risque de liquéfaction dans les zones sismiquement actives.
- L'étude a également mis en évidence que l'effet du confinement en conditions non drainées doit être analysé avec nuance. Bien que le confinement puisse localement favoriser la génération de pression interstitielle lors des phases de compression, son rôle dominant dans la limitation de la contractance volumique et du réarrangement des particules conduit globalement à une amélioration nette du comportement cyclique. Le confinement tridimensionnel apparaît ainsi comme un mécanisme actif de contrôle de la réponse hydromécanique du sol renforcé.
- Par ailleurs, la caractérisation du comportement de l'interface sol-géosynthétique à travers des essais d'extraction a permis de mettre en évidence la sensibilité de la résistance interfaciale à la vitesse de

chargement et au niveau de confinement. Les mécanismes de localisation des déformations observés à l'interface soulignent l'importance de considérer les phénomènes locaux dans le dimensionnement des ouvrages renforcés, notamment en termes de durabilité et de performance à long terme.

Recommandations et Perspectives

Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse ouvrent plusieurs perspectives de recherche visant à approfondir la compréhension du comportement des sols renforcés par géocells et à améliorer les méthodologies de dimensionnement.

Plan expérimental, il serait pertinent d'étendre l'étude à d'autres types de sols (sables grossiers, graviers, sols fins) et d'explorer des configurations multicouches avec différents espacements entre géocells. L'utilisation de techniques d'instrumentation avancées (corrélation d'images numériques, tomographie par rayons X) permettrait de visualiser les champs de déformation au sein du sol renforcé et d'analyser finement les mécanismes de transfert de contraintes.

Plan numérique, le développement de modèles constitutifs intégrant l'effet de confinement des géocells et le couplage hydromécanique en conditions non drainées constitue une priorité. La modélisation par éléments discrets (DEM) offrirait également des perspectives intéressantes pour reproduire les mécanismes observés à l'échelle des grains et optimiser la géométrie des géocells.

Plan applicatif, l'élaboration de guides de dimensionnement adaptés au contexte géotechnique algérien, intégrant les aspects sismiques, ainsi que l'étude de la durabilité à long terme des géocells constituent des axes de développement importants pour favoriser le transfert de ces résultats vers la pratique de l'ingénierie.

En définitive, cette thèse apporte une contribution significative à la compréhension des mécanismes de renforcement des sols granulaires par géocells et met en évidence les potentialités de cette technique pour améliorer la stabilité des ouvrages géotechniques, particulièrement dans les zones sismiques. Les perspectives identifiées ouvrent des voies prometteuses pour le développement de solutions de renforcement innovantes, durables et adaptées aux défis contemporains de l'ingénierie géotechnique.

Références Bibliographiques

Références

- [1] Bathurst RJ, Naftchali FM. Probabilistic analysis for the reinforced fill over void problem. *Geosynth Int* 2024;31:835–61.
- [2] Gao Y-X, Zhu H-H, Su J-W, Ren X-Y, Guo X-H, Zhou HW-H, et al. Experimental study on deformation and failure mechanism of geogrid-reinforced soil above voids. *Geotext Geomembr* 2025;53:203–16.
- [3] Liu Y, Wang X. Micro-mechanism of stress-dilatancy anisotropy in granular materials: Affine and nonaffine deformation. *Int J Numer Anal Methods Geomech* 2024;48:1460–82.
- [4] Hua D, Zhang G, Liu R, Jiang Q. A hydromechanical model for unsaturated soils based on state boundary hypersurface. *Acta Geotech* 2024;19:6599–615.
- [5] Triantafyllidis T. *Recent Developments of Soil Mechanics and Geotechnics in Theory and Practice* 2019.
- [6] Frossard E, Bünemann E, Jansa J, Oberson A, Feller C. Concepts and practices of nutrient management in agro-ecosystems: Can we draw lessons from history to design future sustainable agricultural production systems. *Bodenkult* 2009;60:43–60.
- [7] Yang ZX, Xu TT, Chen YN. Unified modeling of the influence of consolidation conditions on monotonic soil response considering fabric evolution. *J Eng Mech* 2018;144:04018073.
- [8] Fredlund DG. Unsaturated soil mechanics in engineering practice. *J Geotech Geoenvironmental Eng* 2006;132:286–321.
- [9] Mitchell JK, Soga K. *Fundamentals of Soil Behavior* 3rd ed., JohnWiley & Sons. Inc Found Fail 2005.
- [10] Thornton C, Zhang L. On the evolution of stress and microstructure during general 3D deviatoric straining of granular media. *Géotechnique* 2010;60:333–41.
- [11] Radjai F, Dubois F. *Discrete-element modeling of granular materials*. Wiley-Iste; 2011.
- [12] Santamarina JC, Klein A, Fam MA. Soils and waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring. *J Soils Sediments* 2001;1:130–130.
- [13] Palomino AM, Santamarina JC. Fabric map for kaolinite: Effects of pH and ionic concentration on behavior. *Clays Clay Miner* 2005;53:211–23.
- [14] Wiebicke M, Andò E, Herle I, Viggiani G. On the metrology of interparticle contacts in sand from x-ray tomography images. *Meas Sci Technol* 2017;28:124007.
- [15] Shire T, O'sullivan C, Hanley KJ, Fannin RJ. Fabric and effective stress distribution in internally unstable soils. *J Geotech Geoenvironmental Eng* 2014;140:04014072.
- [16] Ren X, Zhao Y, Deng Q, Kang J, Li D, Wang D. A relation of hydraulic conductivity—void ratio for soils based on Kozeny-Carman equation. *Eng Geol* 2016;213:89–97.
- [17] Chappuis RP. Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review. *Bull Eng Geol Environ* 2012;71:401–34.
- [18] Tang C-S, Wang D-Y, Shi B, Li J. Effect of wetting–drying cycles on profile mechanical behavior of soils with different initial conditions. *Catena* 2016;139:105–16.
- [19] Wichtmann T, Triantafyllidis T. An experimental database for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading: part I—tests with monotonic loading and stress cycles. *Acta Geotech* 2016;11:739–61.
- [20] Lade PV. *Triaxial testing of soils*. John Wiley & Sons; 2016.
- [21] Zhao C-F, Kruyt NP. An evolution law for fabric anisotropy and its application in micromechanical modelling of granular materials. *Int J Solids Struct* 2020;196:53–66.
- [22] Li XS, Dafalias YF. Anisotropic critical state theory: role of fabric. *J Eng Mech* 2012;138:263–75.
- [23] Verdugo R, Ishihara K. The steady state of sandy soils. *Soils Found* 1996;36:81–91.

- [24] Rahman MM, Lo SR. Undrained behavior of sand-fines mixtures and their state parameter. *J Geotech Geoenvironmental Eng* 2014;140:04014036.
- [25] Boulanger RW, Ziotopoulou K. PM4Sand (Version 3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Cent Geotech Model Rep No UCDCGM-1501 Dep Civ Environ Eng Univ Calif Davis Calif 2015.
- [26] Dafalias YF, Taiebat M. SANISAND-Z: zero elastic range sand plasticity model. *Géotechnique* 2016;66:999–1013.
- [27] Nicot F, Darve F. The H-microdirectional model: accounting for a mesoscopic scale. *Mech Mater* 2011;43:918–29.
- [28] Gajo A, Wood M. Severn–Trent sand: a kinematic-hardening constitutive model: the q–p formulation. *Géotechnique* 1999;49:595–614.
- [29] Chapuis RP. Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review. *Bull Eng Geol Environ* 2012;71:401–34.
- [30] Carrier III WD. Goodbye, hazen; hello, kozeny-carman. *J Geotech Geoenvironmental Eng* 2003;129:1054–6.
- [31] Bear J. Dynamics of fluids in porous media. Courier Corporation; 2013.
- [32] Slichter CS. Theoretical investigation of the motion of ground waters. 19th Ann Rep US Geophys Surv 1899:304–19.
- [33] Vanapalli SK, Nicotera MV, Sharma RS. Axis translation and negative water column techniques for suction control. *Geotech Geol Eng* 2008;26:645–60.
- [34] Bishop AW, Blight GE. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique* 1963;13:177–97.
- [35] Terzaghi K. Theoretical soil mechanics. 1943.
- [36] Gallipoli D, Bruno AW, D'onza F, Mancuso C. A bounding surface hysteretic water retention model for deformable soils. *Géotechnique* 2015;65:793–804.
- [37] Alonso EE, Pereira J-M, Vaunat J, Olivella S. A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique* 2010;60:913–25.
- [38] Lewis RW, Schrefler BA. The finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media. John Wiley & Sons; 1999.
- [39] Zienkiewicz OC, Shiomi T. Dynamic behaviour of saturated porous media; the generalized Biot formulation and its numerical solution. *Int J Numer Anal Methods Geomech* 1984;8:71–96.
- [40] Seed HB, Martin PP, Lysmer J. The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction. College of Engineering, University of California; 1975.
- [41] Borja RI. On the mechanical energy and effective stress in saturated and unsaturated porous continua. *Int J Solids Struct* 2006;43:1764–86.
- [42] Nguyen TS, Likitlersuang S. Reliability analysis of unsaturated soil slope stability under infiltration considering hydraulic and shear strength parameters. *Bull Eng Geol Environ* 2019;78:5727–43.
- [43] Boulanger RW, Ziotopoulou K. PM4Sand (Version 3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Cent Geotech Model Rep No UCDCGM-1501 Dep Civ Environ Eng Univ Calif Davis Calif 2015.
- [44] Vlček J, Gago F, Mihálik J, Malík F, Bahleda F, Prokop J, et al. Investigation of dynamic effect of rapid impact compaction. *Sci Rep* 2024;14:21364.
- [45] Li P, Sun X, Yu J, Kong G, Chen J. Experimental and analytical study on the reinforcement mechanism of in-pipe deep dynamic compaction in loose sandy soil. *Acta Geotech* 2024;19:7989–8006.
- [46] Abid MS, Rathod D, Jain A, Pavan B. Shear strength of geosynthetic-encased stone columns in unsaturated soils. *Geotech Geol Eng* 2024;42:6051–70.
- [47] Kumar N, Kumar R. Performance of geosynthetic-encased stone columns in sandy soils subjected to vertical cyclic loads. *Int J Geomech* 2025;25:04024323.

- [48] Bhatia P, Hasan M. Three-Dimensional Numerical Investigation of Stone Columns Encased with Geosynthetic in Very Soft Soil. *Indian Geotech. Conf.*, Springer; 2024, p. 503–15.
- [49] Saxena S, Roy LB, Gupta PK, Kumar V, Paramasivam P. Model tests on ordinary and geosynthetic encased stone columns with recycled aggregates as filler material. *Int J Geo-Eng* 2024;15:1.
- [50] Chatrabhuj, Meshram K. Use of geosynthetic materials as soil reinforcement: an alternative eco-friendly construction material. *Discov Civ Eng* 2024;1:41.
- [51] Wu H, Yao C, Li C, Miao M, Zhong Y, Lu Y, et al. Review of application and innovation of geotextiles in geotechnical engineering. *Materials* 2020;13:1774.
- [52] Marto A, Oghabi M, Eisazadeh A. Effect of geocell reinforcement in sand and its effect on the bearing capacity with experimental test; A review. *Electron J Geotech Eng* 2013;18:e16.
- [53] Webster SL, Watkins JE. Investigation of construction techniques for tactical bridge approach roads across soft ground. vol. 2. US Waterways Experiment Station; 1977.
- [54] Webster SL. Investigation of Beach Sand Trafficability Enhancement Using Sand-Grid Confinement and Membrane Reinforcement Concepts. Report 2. Sand Test Sections 3 and 4. 1981.
- [55] Pokharel SK, Han J, Leshchinsky D, Parsons RL, Halahmi I. Investigation of factors influencing behavior of single geocell-reinforced bases under static loading. *Geotext Geomembr* 2010;28:570–8.
- [56] Yang X, Han J, Parsons RL, Leshchinsky D. Three-dimensional numerical modeling of single geocell-reinforced sand. *Front Archit Civ Eng China* 2010;4:233–40.
- [57] Koerner RM. Preservation of the environment via geosynthetic containment systems. *Proc. 4th Int. Conf. Geosynth. Hague*, vol. 3, 1990, p. 975–88.
- [58] Bhattacharyya R, Fullen MA, Davies K, Booth CA. Use of palm-mat geotextiles for rainsplash erosion control. *Geomorphology* 2010;119:52–61.
- [59] Van Santvoort GP. *Geosynthetics in civil engineering*. Routledge; 2017.
- [60] Thakur VK, Thakur MK, Gupta RK. Raw natural fiber-based polymer composites. *Int J Polym Anal Charact* 2014;19:256–71.
- [61] Vishnudas S, Savenije HHG, Van der Zaag P, Anil KR, Balan K. The protective and attractive covering of a vegetated embankment using coir geotextiles. *Hydrol Earth Syst Sci* 2006;10:565–74.
- [62] Koerner RM. *Designing with Geosynthetics*, 6th edn. Xlibris Corporation (2012). 2019.
- [63] Capaccio G, Ward IM. Preparation of ultra-high modulus linear polyethylenes; effect of molecular weight and molecular weight distribution on drawing behaviour and mechanical properties. *Polymer* 1974;15:233–8.
- [64] Abdi MR, Zandieh AR. Experimental and numerical analysis of large scale pull out tests conducted on clays reinforced with geogrids encapsulated with coarse material. *Geotext Geomembr* 2014;42:494–504.
- [65] Leshchinsky B, Ling HI. Numerical modeling of behavior of railway ballasted structure with geocell confinement. *Geotext Geomembr* 2013;36:33–43.
- [66] Han J, Pokharel SK, Yang X, Manandhar C, Leshchinsky D, Halahmi I, et al. Performance of geocell-reinforced RAP bases over weak subgrade under full-scale moving wheel loads. *J Mater Civ Eng* 2011;23:1525–34.
- [67] Pokharel SK, Han J, Leshchinsky D, Parsons RL, Halahmi I. Investigation of factors influencing behavior of single geocell-reinforced bases under static loading. *Geotext Geomembr* 2010;28:570–8.
- [68] Dash SK, Krishnaswamy NR, Rajagopal K. Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. *Geotext Geomembr* 2001;19:235–56.
- [69] Koerner RM. *Designing with geosynthetics-Vol. 1*. vol. 1. Xlibris Corporation; 2012.
- [70] Holz RD, Christopher BR, Berg RR. *Geosynthetic design and construction guidelines*. 1998.

- [71] Giroud J-P. Development of criteria for geotextile and granular filters. Proc. 9th Int. Conf. Geosynth., vol. 1, Brazilian Chapter of the International Geosynthetics Society (IGSBrazil ...; 2010, p. 45–64.
- [72] Palmeira EM, Gardoni MG. Drainage and filtration properties of non-woven geotextiles under confinement using different experimental techniques. *Geotext Geomembr* 2002;20:97–115.
- [73] OCHIAI H, OTANI J, YASUFUKU N, OMINE K, ZORNBERG J, LESHCHINSKY D. Comparison of international design criteria for geosynthetic-reinforced soil structures. *LANDMARKS EARTH Reinf. Proc. Int. Symp. EARTH Reinf. HELD Jpn. Novemb. 2001-Vol. 2, 2001.*
- [74] Farrag K, Abu-Farsakh M, Morvant M. Stress and strain monitoring of reinforced soil test wall. *Transp Res Rec* 2004;1868:89–99.
- [75] Madhavi Latha G, Rajagopal K. Parametric finite element analyses of geocell-supported embankments. *Can Geotech J* 2007;44:917–27.
- [76] Dash SK, Krishnaswamy NR, Rajagopal K. Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. *Geotext Geomembr* 2001;19:235–56.
- [77] Dash SK, Sireesh S, Sitharam TG. Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay. *Geotext Geomembr* 2003;21:197–219.
- [78] Pokharel SK, Han J, Leshchinsky D, Parsons RL, Halahmi I. Investigation of factors influencing behavior of single geocell-reinforced bases under static loading. *Geotext Geomembr* 2010;28:570–8.
- [79] Zhao M, Zhang L, Jiang D. Design calculation method for soft foundation treatment by geocell mattress and stone column. *J Highw Transp Res Dev Engl Ed* 2008;3:59–64.
- [80] Thakur JK, Han J, Pokharel SK, Parsons RL. Performance of geocell-reinforced recycled asphalt pavement (RAP) bases over weak subgrade under cyclic plate loading. *Geotext Geomembr* 2012;35:14–24.
- [81] Bush DI, Jenner CG, Bassett RH. The design and construction of geocell foundation mattresses supporting embankments over soft grounds. *Geotext Geomembr* 1990;9:83–98.
- [82] Madhavi Latha G, Manju GS. Seismic response of geocell retaining walls through shaking table tests. *Int J Geosynth Ground Eng* 2016;2:7.
- [83] Indraratna B, Hussaini SKK, Vinod JS. The lateral displacement response of geogrid-reinforced ballast under cyclic loading. *Geotext Geomembr* 2013;39:20–9.
- [84] Lai H-J, Zheng J-J, Zhang J, Zhang R-J, Cui L. DEM analysis of “soil”-arching within geogrid-reinforced and unreinforced pile-supported embankments. *Comput Geotech* 2014;61:13–23.
- [85] Zhang L, Zhao M, Shi C, Zhao H. Bearing capacity of geocell reinforcement in embankment engineering. *Geotext Geomembr* 2010;28:475–82.
- [86] Zhang C, Su L, Jiang G. Full-scale model tests of load transfer in geogrid-reinforced and floating pile-supported embankments. *Geotext Geomembr* 2022;50:896–909.
- [87] Tafreshi SM, Dawson AR. Comparison of bearing capacity of a strip footing on sand with geocell and with planar forms of geotextile reinforcement. *Geotext Geomembr* 2010;28:72–84.
- [88] Zornberg JG, Gupta R. Geosynthetics in pavements: North American contributions. *Theme Speak. Lect. Proc. 9th Int. Conf. Geosynth. Guarujá Braz. May, vol. 1, 2010, p. 379–400.*
- [89] Binquet J, Lee KL. Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. *J Geotech Eng Div* 1975;101:1241–55.
- [90] Yetimoglu T, Wu JT, Saglamer A. Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. *J Geotech Eng* 1994;120:2083–99.
- [91] Adams MT, Collin JG. Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations. *J Geotech Geoenvironmental Eng* 1997;123:66–72.
- [92] Ghazavi M, Lavasan AA. Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics. *Geotext Geomembr* 2008;26:404–15.

- [93] Sharma R, Chen Q, Abu-Farsakh M, Yoon S. Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation. *Geotext Geomembr* 2009;27:63–72.
- [94] Biswas A, Krishna AM, Dash SK. Behavior of geosynthetic reinforced soil foundation systems supported on stiff clay subgrade. *Int J Geomech* 2016;16:04016007.
- [95] Dash SK, Krishnaswamy NR, Rajagopal K. Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. *Geotext Geomembr* 2001;19:235–56.
- [96] Pokharel SK, Han J, Leshchinsky D, Parsons RL, Halahmi I. Investigation of factors influencing behavior of single geocell-reinforced bases under static loading. *Geotext Geomembr* 2010;28:570–8.
- [97] Thakur JK, Han J, Pokharel SK, Parsons RL. Performance of geocell-reinforced recycled asphalt pavement (RAP) bases over weak subgrade under cyclic plate loading. *Geotext Geomembr* 2012;35:14–24.
- [98] Bathurst RJ, Karpurapu R. Large-scale triaxial compression testing of geocell-reinforced granular soils. *Geotech Test J* 1993;16:296–303.
- [99] Rajagopal K, Krishnaswamy NR, Latha GM. Behaviour of sand confined with single and multiple geocells. *Geotext Geomembr* 1999;17:171–84.
- [100] Jewell RA, Milligan GWE, Dubois D. Interaction between soil and geogrids. *Polym. Grid Reinf.*, Thomas Telford Publishing; 1984, p. 18–30.
- [101] Palmeira EM. Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotext Geomembr* 2009;27:368–90.
- [102] Koerner RM. *Designing with geosynthetics-Vol. 1.* vol. 1. Xlibris Corporation; 2012.
- [103] Palmeira EM, Gardoni MG. Drainage and filtration properties of non-woven geotextiles under confinement using different experimental techniques. *Geotext Geomembr* 2002;20:97–115.
- [104] Kalinovich I, Rutter A, Rowe RK, McWatters R, Poland JS. The application of geotextile and granular filters for PCB remediation. *Geosynth Int* 2008;15:173–83.
- [105] Cazzuffi D, Moraci N, Mandaglio MC, Ielo D. Evolution in design of geotextile filters. *Proc EuroGeo* 2016;6:25–8.
- [106] Palmeira EM, Gardoni MG. Drainage and filtration properties of non-woven geotextiles under confinement using different experimental techniques. *Geotext Geomembr* 2002;20:97–115.
- [107] Holz RD, Christopher BR, Berg RR. *Geosynthetic design and construction guidelines.* 1998.
- [108] Palmeira EM. Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotext Geomembr* 2009;27:368–90.
- [109] Palmeira EM, Gardoni MG. Drainage and filtration properties of non-woven geotextiles under confinement using different experimental techniques. *Geotext Geomembr* 2002;20:97–115.
- [110] Lin C, Zhang X, Han J. Comprehensive material characterizations of pavement structure installed with wicking fabrics. *J Mater Civ Eng* 2019;31:04018372.
- [111] Smets T, Poesen J, Knapen A. Spatial scale effects on the effectiveness of organic mulches in reducing soil erosion by water. *Earth-Sci Rev* 2008;89:1–12.
- [112] Davies K, Fullen MA, Booth CA. A pilot project on the potential contribution of palm-mat geotextiles to soil conservation. *Earth Surf Process Landf J Br Geomorphol Res Group* 2006;31:561–9.
- [113] Ogbobe O, Essien KS, Adebayo A. A study of biodegradable geotextiles used for erosion control. *Geosynth Int* 1998;5:545–53.
- [114] Vishnudas S, Savenije HHG, Van der Zaag P, Anil KR, Balan K. The protective and attractive covering of a vegetated embankment using coir geotextiles. *Hydrol Earth Syst Sci* 2006;10:565–74.
- [115] Holz RD, Christopher BR, Berg RR. *Geosynthetic design and construction guidelines.* 1998.
- [116] Bush DI, Jenner CG, Bassett RH. The design and construction of geocell foundation mattresses supporting embankments over soft grounds. *Geotext Geomembr* 1990;9:83–98.

- [117] Ebid AM, Abdelhamid NM, Zaher AH, Ors DM. Improving the punching capacity of footings using geocell, geogrid and granular soil replacement. *Sci Rep* 2025;15:11148.
- [118] Tawfeeq RS, Salih BMM. Advanced Geogrid Reinforcement Strategies for Superior Bearing Capacity and Settlement Control in Square Shallow Foundations. *Civ Eng J* 2025;11.
- [119] Banerjee S, Manna B, Shahu JT. Field evaluation of geocell parameters for enhancing performance of unpaved roads. *Can Geotech J* 2025;62:1–18.
- [120] Duddu SR, Kommanamanchi V, Chennarapu H, Balunaini U. Field evaluation of deformation modulus of Geogrid and Geocell-stabilized subgrade soil. *KSCE J Civ Eng* 2024;28:4944–60.
- [121] Banerjee S, Manna B, Shahu JT. Field evaluation of geocell parameters for enhancing performance of unpaved roads. *Can Geotech J* 2025;62:1–18.
- [122] Kolay PK, Kumar S, Tiwari D. Improvement of bearing capacity of shallow foundation on geogrid reinforced silty clay and sand. *J Constr Eng* 2013;2013:293809.
- [123] Hussain MS, Shaban AM, Hussein HH. Geogrid reinforcement for improving bearing capacity and stability of square foundations. *Open Eng* 2024;14:20240021.
- [124] Sireesh S, Sitharam TG, Dash SK. Bearing capacity of circular footing on geocell–sand mattress overlying clay bed with void. *Geotext Geomembr* 2009;27:89–98.
- [125] Hegde A. Geocell reinforced foundation beds–past findings, present trends and future prospects: a state-of-the-art review. *Constr Build Mater* 2017;154:658–74.
- [126] Rajagopal K, Krishnaswamy NR, Latha GM. Behaviour of sand confined with single and multiple geocells. *Geotext Geomembr* 1999;17:171–84.
- [127] Hussain MS, Shaban AM, Hussein HH. Geogrid reinforcement for improving bearing capacity and stability of square foundations. *Open Eng* 2024;14:20240021.
- [128] Biswas A, Krishna AM. Geocell-reinforced foundation systems: a critical review. *Int J Geosynth Ground Eng* 2017;3:17.
- [129] Hegde A. Geocell reinforced foundation beds–past findings, present trends and future prospects: a state-of-the-art review. *Constr Build Mater* 2017;154:658–74.
- [130] Sitharam TG, Hegde A. Design and construction of geocell foundation to support the embankment on settled red mud. *Geotext Geomembr* 2013;41:55–63.
- [131] Dash SK, Rajagopal K, Krishnaswamy NR. LOAD CARRYING MECHANISM OF GEOCELL REINFORCED EARTH SLABS SUPPORTING A STRIP FOOTING n.d.
- [132] Dash SK, Sireesh S, Sitharam TG. Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay. *Geotext Geomembr* 2003;21:197–219.
- [133] Biswas A, Krishna AM. Geocell-reinforced foundation systems: a critical review. *Int J Geosynth Ground Eng* 2017;3:17.
- [134] Han J, Pokharel SK, Yang X, Manandhar C, Leshchinsky D, Halahmi I, et al. Performance of geocell-reinforced RAP bases over weak subgrade under full-scale moving wheel loads. *J Mater Civ Eng* 2011;23:1525–34.
- [135] Duddu SR, Kommanamanchi V, Chennarapu H, Balunaini U. Field evaluation of deformation modulus of Geogrid and Geocell-stabilized subgrade soil. *KSCE J Civ Eng* 2024;28:4944–60.
- [136] Han J, Pokharel SK, Yang X, Manandhar C, Leshchinsky D, Halahmi I, et al. Performance of geocell-reinforced RAP bases over weak subgrade under full-scale moving wheel loads. *J Mater Civ Eng* 2011;23:1525–34.
- [137] Dash SK, Rajagopal K, Krishnaswamy NR. Performance of different geosynthetic reinforcement materials in sand foundations. *Geosynth Int* 2004;11:35–42.
- [138] Sireesh S, Sitharam TG, Dash SK. Bearing capacity of circular footing on geocell–sand mattress overlying clay bed with void. *Geotext Geomembr* 2009;27:89–98.
- [139] Meziane E-H, Benessalah I, Arab A. An insight into the liquefaction resistance of sand using cyclic undrained triaxial tests: Effect of the relative density and the loading amplitude. *Acta Geotech Slov* 2021;18.

- [140] Benessalah I, Arab A, Meziane E-H. Intergranular void ratio and undrained monotonic behavior of Chlef sand containing low plastic fines. *Acta Mech* 2021;232:1621–40.
- [141] Chemmam M, Benessalah I, Nougar B, Sadek M, Arab A. Laboratory investigation into the undrained monotonic behaviour of saturated Algeria sand. *Geomech Geoengin* 2025;20:277–88.
- [142] Boussaa Anas S. Study of Algerian sand from Zemmouri deposits. *Arab J Geosci* 2020;13:368.
- [143] Benghalia Y, Bouafia A, Canou J, Dupla J-C. Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines. *Arab J Geosci* 2015;8:605–18.
- [144] Flavigny E, Desrues J, Palayer B. Le sable d'Hostun" RF": Note technique. *Rev Fr Géotechnique* 1990;53:67–9.
- [145] Ansari MA, Roy LB, Kumar S. Performance of geocell reinforced rubber sand mixtures under undrained triaxial test. *Soils Rocks* 2024;47:e2024001024.
- [146] Ladd RS. Preparing test specimens using undercompaction. *Geotech Test J* 1978;1:16–23.
- [147] Chan CK. Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user's manual. *Soil Eng Equip Co San Franc* 1985.
- [148] Benessalah I, Arab A, Villard P, Merabet K, Bouferra R. Shear strength response of a geotextile-reinforced Chlef sand: a laboratory study. *Geotech Geol Eng* 2016;34:1775–90.
- [149] Krim A, Brahim A, Bouri DE, Nougar B, Lamouchi B, Arab A. Effect of Non-plastic Fines Content and Gradation on the Liquefaction Response of Chlef Sand. *Transp Infrastruct Geotechnol* 2024;11:2638–70.
- [150] Vaid YP, Sivathayalan S, Stedman D. Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand. *Geotech Test J* 1999;22:187–95.
- [151] Mulilis JP, Seed HB, Chan CK, Mitchell JK, Arulanandan K. Effects of sample preparation on sand liquefaction. *J Geotech Eng Div* 1977;103:91–108.
- [152] Jafarian Y, Javdanian H, Haddad A. Dynamic properties of calcareous and siliceous sands under isotropic and anisotropic stress conditions. *Soils Found* 2018;58:172–84.
- [153] Goodarzi S, Shahnazari H. Strength enhancement of geotextile-reinforced carbonate sand. *Geotext Geomembr* 2019;47:128–39.
- [154] Hussain M, Sachan A. Dynamic characteristics of natural kutch sandy soils. *Soil Dyn Earthq Eng* 2019;125:105717.
- [155] Seed HB, Lee KL. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *J Soil Mech Found Div* 1966;92:105–34.
- [156] Shirazi MG, Rashid ASBA, Nazir RB, Rashid AHBA, Moayedi H, Horpibulsuk S, et al. Sustainable soil bearing capacity improvement using natural limited life geotextile reinforcement—A review. *Minerals* 2020;10:479.
- [157] Gowthaman S, Nakashima K, Kawasaki S. A state-of-the-art review on soil reinforcement technology using natural plant fiber materials: Past findings, present trends and future directions. *Materials* 2018;11:553.
- [158] Leshchinsky B, Ling HI. Numerical modeling of behavior of railway ballasted structure with geocell confinement. *Geotext Geomembr* 2013;36:33–43.
- [159] Nimbalkar S, Punetha P, Kaewunruen S. Performance improvement of ballasted railway tracks using geocells: present state of the art. *Geocells Adv. Appl.*, Springer; 2020, p. 277–318.
- [160] Yin C, He J, Gowi AAK, Li Z, Zhou C. Effective stiffness matrix calculation of geocell layer and reinforcement mechanism analysis of geocell reinforced embankment. *Geotext Geomembr* 2024;52:704–24.
- [161] Zhang X, Yoo C, Chen J-F, Gu Z-A. Numerical modeling of floating geosynthetic-encased stone column-supported embankments with basal reinforcement. *Geotext Geomembr* 2022;50:720–36.

- [162] Haiyang Z, Fan Y, Chen P, Yingyao C. Seismic performances of the wrapped retaining wall backfilled with polypropylene fiber reinforced rubber-sand mixture. *Geotext Geomembr* 2024;52:542–53.
- [163] Onyekwena CC, Li Q, Alvi IH, Ghaffar A, Zhang X. Geomechanical performances of geocell reinforced retaining wall backfilled with magnesia-based cement stabilized marine fill. *Mar Georesources Geotechnol* 2024;42:617–33.
- [164] Sitharam TG, Hegde A. Design and construction of geocell foundation to support the embankment on settled red mud. *Geotext Geomembr* 2013;41:55–63.
- [165] Demirdöğen S, Gürbüz A, Yünkül K. Performance of eccentrically loaded strip footings on geocell-reinforced soil. *Geotext Geomembr* 2024;52:421–34.
- [166] Kabiri Kouchaksaraei M, Bagherzadeh Khalkhali A. The effect of geocell dimensions and layout on the strength properties of reinforced soil. *SN Appl Sci* 2020;2:1701.
- [167] Zhao Y, Lu Z, Liu J, Yao H. Numerical study on shear behavior of geocell-reinforced layer based on large-scale direct shear tests. *KSCE J Civ Eng* 2024;28:2613–24.
- [168] Aixin P, Mengxi Z, Huachao Z. Triaxial test of high strength geocell reinforced soil. *J Shanghai Univ Nat Sci Ed* 2017;23:590–9.
- [169] Pokharel SK. Experimental study on geocell-reinforced bases under static and dynamic loading 2010.
- [170] Chen R-H, Huang Y-W, Huang F-C. Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression. *Geotext Geomembr* 2013;37:35–44.
- [171] Sherin KS, Sankar N, Chandrakaran S. Behaviour of geocell-reinforced sand under shear loading. *Indian Geotech J* 2022;52:1292–312.
- [172] Chowdhury S, Patra NR. Settlement behavior of circular footing on geocell-and geogrid-reinforced pond ash bed under combine static and cyclic loading. *Arab J Geosci* 2021;14:1063.
- [173] Benessalah I, Sadek M, Villard P, Arab A. Undrained triaxial compression tests on three-dimensional reinforced sand: effect of the geocell height. *Eur J Environ Civ Eng* 2022;26:1694–705.
- [174] Shigley JE, Budynas RG, Nisbett JK. Shigley's mechanical engineering design. vol. 8. McGraw Hill; 2008.
- [175] Hegde A, Sitharam TG. Joint strength and wall deformation characteristics of a single-cell geocell subjected to uniaxial compression. *Int J Geomech* 2015;15:04014080.
- [176] Henkel DJ, Gilbert GD. The effect measured of the rubber membrane on the triaxial compression strength of clay samples. *Geotechnique* 1952;3:20–9.
- [177] Chapuis RP. Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Can Geotech J* 2004;41:787–95.
- [178] Mulvey JM, Awan SU, Qadri AA, Maqsood MA. Profile of injuries arising from the 2005 Kashmir earthquake. *First 72 H n.d.*;2008:39.
- [179] Chiaro G, Kiyota T, Pokhrel RM, Goda K, Katagiri T, Sharma K. Reconnaissance report on geotechnical and structural damage caused by the 2015 Gorkha Earthquake, Nepal. *Soils Found* 2015;55:1030–43.
- [180] Unjoh S, Kaneko M, Kataoka S, Nagaya K, Matsuoka K. Effect of earthquake ground motions on soil liquefaction. *Soils Found* 2012;52:830–41.
- [181] Gómez JC, Tavera HJ, Orihuela N. Soil liquefaction during the Arequipa Mw 8.4, June 23, 2001 earthquake, southern coastal Peru. *Eng Geol* 2005;78:237–55.
- [182] Lirer S, Chiaradonna A, Mele L. Soil liquefaction: from mechanisms to effects on the built environment. *Riv Ital Geotec* 2020;3:2020.
- [183] Sladen JA, D'hollander RD, Krahn J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Can Geotech J* 1985;22:564–78.
- [184] Castro G, Poulos SJ. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *J Geotech Eng Div* 1977;103:501–16.

- [185] Tuna SC, Altun S. Mechanical behaviour of sand-geotextile interface. *Sci Iran* 2012;19:1044–51.
- [186] Latha GM, Santhanakumar P. Seismic response of reduced-scale modular block and rigid faced reinforced walls through shaking table tests. *Geotext Geomembr* 2015;43:307–16.
- [187] Meftahi M, Naeini SA. Monotonic liquefaction resistance of silty sand reinforced with geotextile. *Int J Geotech Eng* 2016;10:460–8.
- [188] Ghadr S, Samadzadeh A, Bahadori H, Assadi-Langroudi A. Liquefaction resistance of fibre-reinforced silty sands under cyclic loading. *Geotext Geomembr* 2020;48:812–27.
- [189] Boominathan A, Hari S. Liquefaction strength of fly ash reinforced with randomly distributed fibers. *Soil Dyn Earthq Eng* 2002;22:1027–33.
- [190] Chegenizadeh A, Keramatikerman M, Nikraz H. Liquefaction resistance of fibre reinforced low-plasticity silt. *Soil Dyn Earthq Eng* 2018;104:372–7.
- [191] Bouhadad Y, Nour A, Slimani A, Laouami N, Belhai D. The Boumerdes (Algeria) earthquake of May 21, 2003 ($M_w = 6.8$): Ground deformation and intensity. *J Seismol* 2004;8:497–506.
- [192] Benghalia Y, Bouafia A, Canou J, Dupla J-C. Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines. *Arab J Geosci* 2015;8:605–18.
- [193] Krishnaraj P, Latha GM. Quantitative benefits of geocells in controlling liquefaction in sands. *Soil Dyn Earthq Eng* 2025;188:109098.
- [194] Chowdhury S, Patra NR. Undrained response of geocell-confined pond ash samples under static and cyclic loading. *Geosynth Int* 2022;29:229–40.
- [195] Shahnazari H, Jafarian Y, Tutunchian MA, Rezvani R. Probabilistic assessment of liquefaction occurrence in calcareous fill materials of Kawaihae Harbor, Hawaii. *Int J Geomech* 2016;16:05016001.
- [196] Salem M, Elmamlouk H, Agaiby S. Static and cyclic behavior of North Coast calcareous sand in Egypt. *Soil Dyn Earthq Eng* 2013;55:83–91.
- [197] Seed HB, Idriss IM. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J Soil Mech Found Div* 1971;97:1249–73.
- [198] Akosah S, Gratchev I. Dynamic behavior of geogrid-reinforced coral sand with different consolidation stress ratios. *Mar Georesources Geotechnol* 2025:1–15.
- [199] Idriss IM, Dobry R, Singh RD. Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading. *J Geotech Eng Div* 1978;104:1427–47.
- [200] Akosah S, Zhou L, Chen J, Yao T, Gidigasu SS. Undrained dynamic behavior of geogrid-reinforced coral sand. *Mar Georesources Geotechnol* 2025;43:244–59.
- [201] Hussain M, Sachan A. Dynamic characteristics of natural kutch sandy soils. *Soil Dyn Earthq Eng* 2019;125:105717.
- [202] Jewell RA. Some effects of reinforcement on the mechanical behaviour of soils. Ph Thesis Camb Univ 1980.
- [203] Ingold TS. Laboratory pull-out testing of grid reinforcements in sand. *Geotech Test J* 1983;6:101–11.
- [204] Juran I, Knochenmus G, Acar YB, Arman A. Pull-out response of geotextiles and geogrids (synthesis of available experimental data). *Geotech. Spec. Publ., ASCE*; 1988, p. 92–111.
- [205] Palmeira EM. Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotext Geomembr* 2009;27:368–90.
- [206] Juran I, Chen CL. Soil-geotextile pull-out interaction properties: testing and interpretation. *Transp Res Rec* 1988:37–47.
- [207] Bergado DT, Youwai S, Teerawattanasuk C, Visudmedanukul P. The interaction mechanism and behavior of hexagonal wire mesh reinforced embankment with silty sand backfill on soft clay. *Comput Geotech* 2003;30:517–34.
- [208] Verma H, Mishra PN, Manna B, Williams D. Backfill-geogrid interaction: insights from pullout tests and numerical simulation. *Acta Geotech* 2025:1–22.

- [209] Vieira CS, Pereira PM. Effects of sustained loads on geogrid pullout behaviour embedded in a recycled construction and demolition waste. *Geotech. Eng. Chall. Meet Curr. Emerg. Needs Soc.*, CRC Press; 2024, p. 3416–21.
- [210] Moraci N, Cardile G, Gioffrè D. A theoretical method to predict the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in granular soils. *New Horiz. Earth Reinf.*, CRC Press; 2023, p. 281–7.
- [211] Jenck O, Lambert S, Aprialdi D. Soil-geotextile interaction when subjected to a dynamic load of impact type: development of a pull-out test apparatus. *10th Int. Conf. Geosynth. Berl.*, 2014.
- [212] Aprialdi D, Lambert S, Jenck O, Widyarti M. An original testing apparatus for rapid pull-out test. *Civ Eng Dimens* 2014;16:61–7.
- [213] BENESSALAH I. Comportement des interfaces géosynthétiques sous chargement dynamique due à l'impact. Ahmed ARAB, Pascal VILLARD, 2017.