



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
Université Djillali Liabés de Sidi Bel Abbés
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics

Thèse de doctorat

Modélisation couplée des sols renforcés par des Géosynthétiques

Pour l'obtention du diplôme de doctorat en sciences

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique

Présentée par

Mlle. YALAOUI Nadia

à Sidi Bel Abbés, le 02 juillet 2024

Devant le jury composé de :

Dr. DRIS Mohammed El Amine	Professeur	Président	UDL, SBA
Dr. MEGHACHOU Mourad	Professeur	Encadreur	UDL, SBA
Dr. TROUZINE Habib	Professeur	Co-Encadreur	UAB Tlemcen
Dr. ABBAD Hichem	Professeur	Examineur	UDL, SBA
Dr. BOUROKBA Souad	MCA	Examineur	UST Oran
Dr. CHETTI Ahmed	MCA	Examineur	CU. El Bayadh

Année Universitaire 2023-2024

Ce travail a été réalisé au Laboratoire de Génie Civil & Environnement (LGCE)
de l'Université de Sidi Bel Abbés

Remerciements

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Tout d'abord, j'exprime mes vifs remerciements à mon directeur de thèse, Pr MEGHACHOU Mourad, Professeur à l'Université de SIDI BEL ABBES, qui m'a encadré durant la période de la thèse.

Mes vifs remerciements vont également à mon Co-encadreur Pr TROUZINE Habib, Professeur à l'université de Tlemcen, pour ses conseils. Son assistance, sa disponibilité, les encouragements qu'il n'a cessé de me prodiguer et enfin la confiance qu'il m'a toujours témoigné, m'ont été d'un grand secours pour l'accomplissement de ce travail. Je le remercie aussi pour ses commentaires et ses corrections pertinentes pour tous les articles. Qu'il trouve ici l'expression de ma grande reconnaissance.

Je tiens aussi à remercier Monsieur TIAGO Miranda professeur ISISE, ARISE, Département de génie civil à l'université de Minho, Guimarães Portugal. Monsieur BOUSSAD Abbès Professeur, au MATIM l'université de Reims Champagne-Ardenne, France. Monsieur SIDI MOHAMMED Aissa Mamoune, Professeur, département de génie civil et travaux public à l'université d'Ain Témouchent, pour leurs collaborations et leurs commentaires dans la préparation des articles. Ensuite, j'adresse mes sincères remerciements aux membres du jury qui m'ont fait l'honneur d'accepter de juger mon travail et dont les questions et remarques ont été d'une grande pertinence.

- Monsieur DRIS Mohamed Amine, Professeur à l'Université de Sidi bel Abbès, qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.
- Monsieur ABBAD Hicham, Professeur à l'Université de Sidi bel Abbès, qui m'a fait l'honneur d'examiner ce travail et je lui en suis profondément reconnaissant
- Madame BOUROKBA Souad, Professeur à l'Université de Oran, qui m'a fait l'honneur d'examiner ce travail et je lui en suis profondément reconnaissant.
- Monsieur CHETTI Ahmed, Maitre de conférence classe A , au centre universitaire El Bayadh, qui a accepté d'être examinateur. Je le remercie très sincèrement.

Je tiens aussi à exprimer ma reconnaissance à Monsieur ZAINI Laid chef de projet de la première ligne du tramway de la ville de Sidi Bel abbés par intérim d'entreprise métro d'Alger (EMA) pour leur collaboration lors de la collecte des données.

Enfin, tout ce que j'ai pu accomplir et tout ce que j'accomplirai par la suite n'aurait pas été et ne serait pas possible sans le soutien de mes parents et mes sœurs. Ce que j'ai réussi n'est que le fruit de leurs encouragements.

Résumé : Modélisation couplée des sols renforcés par des Géosynthétiques

L'objectif de cette thèse est de réaliser une simulation numérique du comportement des ouvrages dans des sols à faible capacité portante en tenant compte des interactions entre le comportement hydraulique et mécanique du sol. L'amélioration de la qualité des sols est aujourd'hui possible par de nombreuses techniques, notamment les techniques de renforcement par des géosynthétiques. La modélisation numérique permet de comprendre les variables influents le comportement des ouvrages, dans le but de les dimensionner, d'anticiper leurs évolutions en tenant compte de toutes les situations à venir possibles. Atteindre cet objectif pour cette thèse a nécessité deux types de modélisation et simulation numériques. Tout d'abord, le logiciel Plaxis a été utilisé pour comparer des fondations superficielles renforcées et non renforcées sur des sols sableux dans le but d'optimiser les différents paramètres pour un renforcement approprié permettant d'améliorer la capacité portante du sol et de réduire les tassements. La deuxième partie s'intéresse à l'analyse de l'interaction entre les différents phénomènes, par l'utilisation d'une approche multiphysique par le logiciel Comsol. Une simulation d'un cas réel d'une infrastructure de tramway conçu dans une zone marécageuse est analysée afin d'explorer le comportement de l'ensemble en comparant les comportements hydromécaniques avec ceux purement hydrauliques ou purement mécanique et en mettant le point sur l'apport des géosynthétiques.

Mots clés : Géosynthétiques, Fondations, Renforcement, Simulation numérique, Couplage, Hydromécanique, Capacité portante.

Abstract: Coupled modeling of soils reinforced with geosynthetics.

The objective of this thesis is to perform a numerical simulation of the behavior of structures in soils with low bearing capacity taking into account the interactions between the hydraulic and mechanical behavior of the soil. The improvement of soil quality is now possible through many techniques, including geosynthetics reinforcements techniques. Numerical modeling makes possible the understanding of the variables influencing the behavior of structures, in order to size them, to anticipate their evolutions by taking into account all the possible future situations. Achieving this goal, for this thesis, required two types of numerical modeling and simulation. First, Plaxis software was used to compare reinforced and non-reinforced surface foundations on sandy soils in order to optimize the different parameters for an appropriate reinforcement to improve the bearing capacity of the soil and reduce settlement. The second part is the analysis of the interaction between the different phenomena, by the use of a multiphysics approach using Comsol software. A simulation of a real case of a tramway infrastructure designed in a marshy area is analyzed to explore the behavior of the whole by comparing hydromechanical behaviors with those purely hydraulic or purely mechanical and focusing on the contribution of geosynthetics.

Keywords: Geosynthetics, Foundation, Reinforcement, Numerical simulation, Coupling, Hydromechanics, Bearing capacity.

ملخص: المحاكاة المزدوجة للتربة المقواة بالجيوسنتيتك

الهدف من هذه الأطروحة هو إجراء محاكاة عددية لسلوك الهياكل في التربة ذات القدرة التحملية المنخفضة مع مراعاة التفاعلات بين السلوك الهيدروليكي والميكانيكي للتربة. يمكن الآن تحسين نوعية التربة من خلال العديد من التقنيات، بما في ذلك تقنيات تعزيز التركيب الجيولوجي. تجعل النمذجة العددية من الممكن فهم المتغيرات التي تؤثر على سلوك جميع البنى والهياكل، من أجل حسابها، توقع تطوراتها من خلال مراعاة جميع المواقف المستقبلية الممكنة. يتطلب تحقيق هذا الهدف لهذه الأطروحة نوعين من النمذجة العددية والمحاكاة. أولاً، تم استخدام برنامج Plaxis لمقارنة الأساسات السطحية المعززة وغير المعززة على التربة الرملية من أجل تحسين البارامترات المختلفة لتعزيز مناسب لتحسين قدرة تحمل التربة وتقليل الاستيطان. ويتعلق الجزء الثاني بتحليل التفاعل بين مختلف الظواهر، باستخدام برمجيات Comsol لنهج متعدد الفيزياء. يتم تحليل محاكاة حالة حقيقية للبنية التحتية للترامواي المصممة في منطقة المستنقعات لاستكشاف سلوك الكل من خلال مقارنة السلوكيات الهيدروميكانكية مع تلك الهيدروليكية البحتة أو الميكانيكية البحتة والتركيز على مساهمة التخليق الجيولوجي.

الكلمات المفتاحية: الجيوسنتيتك، محاكاة عددية، الأساسات السطحية، التعزيز، الاقتران، الهيدروميكانيك، قدرة التحمل.

Remerciement

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des notations

Liste de figures

Liste des tableaux

Introduction Générale

1

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les géosynthétiques

1.1 Introduction	3
1.2 Application des géosynthétiques en géotechnique	4
1.2.1 Géosynthétiques en géotechnique routière	5
1.2.2 Les routes ferroviaires	5
1.2.3 Système de drainage	6
1.2.4 Protection côtière	6
1.2.5 Stabilité des pentes	7
1.2.6 Les décharge	7
1.2.7 Gestion de l'eau	8
1.2.8 Le contrôle de l'érosion et des sédiments	8
1.3 Géosynthétiques et la capacité portante	8
1.3.1 Travaux antérieures	9
a) Etude expérimental	9
Fondation reposant sur sol renforcé par géogrille	10
Fondation reposant sur sol renforcé par géotextile	11
Fondation reposant sur sol renforcé par d'autre matériaux	12
b) Etude analytique	13
Méthode de Binquet et Lee	14
Méthode de Huang et Menq	15
Méthode de Michalowski	17
c) Etude numérique	18
1.4 Géosynthétiques filtration et drainage	20
1.4.1Des recherche sur le drainage et l'infiltration des géosynthétiques	20
1.5 Conclusion	22

Chapitre 2 : Modélisation couplée dans les matériaux granulaires avec des renforcements souples

2.1. Introduction	23
2.1.1 Phénomène hydrique	23
2.1.2 Phénomène de transport	23
2.1.3 Phénomène thermique	24
2.1.4 Phénomène mécanique	24
2.1.5 Phénomène biochimique	24
2.2. Couplages entre phénomènes	25
2.3. Types de couplage	25
2.3.1 Mise en œuvre	26
2.3.2 Couplage hydromécanique	26
2.4. Théories de consolidation	28
2.4.1 La théorie de Terzaghi	28
2.4.2 La théorie de Bishop	29
2.4.3 La théorie de Biot	30
2.4.4 La théorie de poroélasticité	30
Relations constitutives	31
Constante poroélastique associée	31
2.5. Le couplage et la modélisation numérique	32
2.5.1 Une revue de certains travaux sur le couplage hydromécanique	33
2.6. Conclusion	33

Chapitre 3 : Etude paramétriques numérique d'une fondation superficielle renforcée par géotextile

3.1. Introduction	35
3.2. Model géométrique	35
3.3. Caractéristiques des matériaux	36
3.3.1 Model de sol	36
3.3.2 Propriétés des géotextiles	37
3.3.3 Model d'interaction sol/ renforcement	37
3.4. Résultats et discussions	38
3.4.1 Influence des paramètres géométrique critiques	38
3.4.2 Influence du type de géotextile	39
3.4.3 Influence du nombre de couches de géotextile	40
3.4.4 Effet de la distance verticale entre la fondation et la première nappe de géotextile	42
3.4.5 Effet de la distance verticale entre les nappes de géotextile	43
3.4.6 Validation du modèle numérique	43
3.5. Conclusion	44

Chapitre 4 : Modélisation couplée d'une infrastructure Tramway avec géotextile

4.1. Introduction	45
4.2. Position du problème	45
4.2.1 Projet de Tramway de Sidi Bel Abbas	45
5.2.2 Géologie de l'ingénieur et hydrogéologie	46
4.3. Cas étudiés	47
4.3.1 Approche hydraulique	47
4.3.2 Approche mécanique	48
4.3.2 Approche hydromécanique	48
4.4 Matériaux et méthodes	48
4.4.1 Modèle de couplage hydromécanique	49
Processus mécanique	49
Processus hydraulique	50
Processus couplé	51
4.4.2 Conditions aux limites et initiales	51
4.5 Dépouillement général des résultats et interprétations	52
4.6 Simulation numérique	53
4.7 Résultats et analyses	54
4.7.1 Réponse de la distribution de la pression interstitielle	54
4.7.2 Distribution de vitesse	55
4.7.3 Réponse de la charge hydraulique	55
4.7.4 Déformation volumétrique	57
4.7.5 Le stockage de l'eau	58
4.7.6 Variation du déplacement	59
4.7.7 Comparaison des conditions de couplage et découplage hydromécanique	60
4.8 Conclusion	61

Conclusion générale et perspectives	63
-------------------------------------	----

Références bibliographiques	65
-----------------------------	----

Valorisation scientifique

listes de notation

$q_u(D_f = 0)$	Capacité portante du sol non renforcé
$q_u(R)$	Capacité portante du sol renforcé
q_r	Capacité portante du sol renforcé à un tassement donné.
q_0	Capacité portante de sol non renforcé au même tassement
BCR	Ratio de capacité portante
D_f	Encastrement de la fondation
B	Largeur de la fondation
η	Coefficient dépendant de la forme de la fondation
γ	Poids volumique du sol
γ_m	Poids spécifique du fluide
ρ_f	Densité du fluide
N_γ et N_q	Facteurs de la capacité portante
d	Profondeur totale de renforcement
u	Profondeur de la 1 ^{ème} nappe de renforcement
ΔB	Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes de renforcement
B	Largeur de la fondation
α	Angle de distribution des contraintes
h	Espacement vertical entre les nappes de renforcement
l	Longueur des nappes de renforcement
N	Nombre de nappes de renforcement
CR	Rapport de couverture
ω	Largeur de la bande de renforcement
W	Distance horizontale entre axes des bandes
M_c, M_q, M_γ et M_p	Coefficients de la capacité portante dus au renforcement
μ	Coefficient de frottement à l'interface sol-renforcement
f_c	Rapport de la cohésion d'interface sol-renforcement à la cohésion du sol
σ', σ_{ij}'	Contrainte effective
σ, σ_{ij}	Contrainte totale
σ_m	Contrainte totale moyenne
u_w, p	Pression interstitielle
u_a	Pression d'air
I_1	Premier invariant de contrainte
J_2	Deuxième invariant de contrainte déviatorique
ϵ_{ij}	Composante de déformation
u	Composante de déplacement
ϵ_v	Déformation volumétrique
ξ	Incrément de la teneur en eau
K	Module de compressibilité
1/K	Compressibilité du matériau
χ	Coefficient de Bishop
χ^f	Compressibilité du fluide
χ^p	Compressibilité du matériau aquifère

B	Coefficient de Skempton
S_s	Stockage spécifique
α	Coefficient de Biot-Willis
C	Cohésion
φ	Angle de frottement interne
Cinter	Angle d'adhérence
φ_{inter}	Angle de frottement de l'interface
Rinter	Facteur de réduction de la résistance
ψ	Angle de dilatance
E	Module de Young
G	Module de cisaillement
λ	Module de Lamé
ν	Coefficient de Poisson
μ	Viscosité du fluide
n	Porosité
n_0	Porosité initiale
k	Perméabilité intrinsèque
k_0	Perméabilité initiale
q	Flux de fluide
g	Accélération gravitationnelle
z	Élévation
v	Vitesse d'infiltration
Hp	Charge hydraulique
MD	Sens longitudinal
TD	Sens transversal
GNT	Grave non traité
GCL	Couche de géosynthétique bentonitique
GWC	Contenu en eau gravimétrique

Liste des figures

Chapitre1		pages
Figure1.1	Fonctions des géosynthétiques selon la norme internationale	4
Figure1.2	Géosynthétiques dans les chaussées	5
Figure1.3	Géosynthétiques dans la route ferroviaire	5
Figure1.4	Géosynthétiques dans le système de drainage	6
Figure1.5	Géosynthétiques dans la gestion côtière	6
Figure1.6	Géosynthétiques dans la stabilité des pentes	7
Figure1.7	Géosynthétiques dans les décharges	7
Figure1.8	Géosynthétiques dans la gestion de l'eau	8
Figure1.9	Géosynthétiques dans le contrôle de l'érosion et des sédiments	8
Figure1.10	Définition de BCR et SFR	9
Figure1.11	Paramètres et résultats du BCR d'après Khing et al	10
Figure1.12	Présentation du problème étudié	11
Figure1.13	Disposition et configuration du géogrille 3D	11
Figure1.14	Type de géogrille 3D	11
Figure1.15	Présentation du problème traité par Tafreshi and Dawson	12
Figure1.16	Mécanisme de renforcement	14
Figure1.17	Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés (D'après Binquet et Lee)	15
Figure1.18	Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Huang et Menq).	16
Figure1.19	Dimensions de la géogrille	17
Figure1.20	Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Michalowski)	18
Figure1.21	Maillages et paramètres étudiés d'après Ghazavi et Lavasan	18
Figure1.22	Présentation du problème étudié par Kasi et al	19
Figure1.23	Vecteurs des déplacements pour $\varphi=30^\circ$ et $b/B=4$ a) non renforcé b) $u/B=0.2$ c) $u/B=0.4$ d) $u/B=0.5$	19
Figure1.24	Présentation du problème étudié par Oliaei and Kouzegaran	20

Chapitre 2

Figure2.1	Couplage des physiques	24
Figure2.2	Couplage hydromécanique en milieux géologique. (i) et (ii) sont des couplages directs dus aux interactions de volume de pores, et (iii) et (iv) sont des couplages indirects dus à des changements dans les propriétés des matériaux	26
Figure 2.3	Représentation du concept de contrainte effective pour les sols saturés	28

Chapitre 3

Figure 3.1	Géométrie du sol renforcé	34
Figure3.2	(a) Courbes chargement- déplacement au point A en fonction des modules de rigidité des géotextiles	37
Figure3.3	Variation de facteur d'amélioration avec le déplacement (EA variable)	38
Figure3.4	a) Courbes chargement- déplacement au point A en fonction de nombre des nappes de géotextiles(b) Variation de facteur d'amélioration avec le déplacement (N variable)	39
Figure 3.5	a) Le déplacement vertical en fonction du nombre de nappes (b) La force de traction au niveau des nappes de géotextile	39
Figure3.6	a) Courbes chargement- déplacement au point A en fonction de nombre des nappes de géotextiles(b) Variation de BCR en fonction u/B	40
Figure3.7	a) Courbes chargement- déplacement en fonction de l'espacement entre les nappes de géotextiles (avec N=4) ;(b) Variation du BCR en fonction de h/B	41

Chapitre 4

Figure4. 1	a) Vue en plan de la zone marécageuse ; b) Photo du projet étudié après la phase d'exécution	52
Figure 4.2	a) Zones inondées ; b) Le Profil des sols au site du tramway	53
Figure 4.3	Conditions aux limites	58
Figure 4.4	Coupe transversale de la zone traitée	59
Figure 4.5	Distribution des pressions sans et avec géotextile	62
Figure 4.6	Lignes de courant et champs de vitesse de darcy	62
Figure 4.7	Iso-valeurs de la charge hydraulique (m)	63
Figure 4.8	Distribution de la déformation volumétrique	64
Figure 4.9	Le stockage de l'eau	65
Figure 4.10	Déplacement vertical pour le modèle hydromécanique	66
Figure 4.11	Distribution des pressions, cas sans géotextile (a) découplage (b) couplage	67

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1	Coefficients de la capacité portante	18
--------------------	--------------------------------------	----

Chapitre 3

Tableau 3.1	Les propriétés des matériaux	34
--------------------	------------------------------	----

Tableau 3.2	Propriétés des géotextiles	35
--------------------	----------------------------	----

Tableau 3.3	Différentes configurations considérées dans la modélisation	36
--------------------	---	----

Tableau 3.4	Résultats des recherches antérieures pour les paramètres optimaux	42
--------------------	---	----

Chapitre 4

Tableau 4.1	Résumé des propriétés du sol pour le modèle hydromécanique	55
--------------------	--	----

Tableau 4.2	Réduction des pressions interstitielles	60
--------------------	---	----

Introduction Générale

Introduction Générale

La croissance rapide de la population et le développement de la tendance à l'urbanisation stimulent fortement la demande d'infrastructures de transport. Le passage à un système de transport plus durable nécessite la prise en compte de nombreux aspects importants, telles que l'innovation technologique, la durabilité à long terme, la résilience au changement climatique, la flexibilité, ... etc. Cependant, les ingénieurs géotechniciens rencontrent parfois des situations difficiles dues aux natures et états des sols, pour surmonter ces conditions indésirables plusieurs solutions sont possibles telles que le pré-chargement, la construction par étapes, l'ajout de drains verticaux, l'utilisation de remblai léger, l'excavation de couches inappropriées en les remplaçant par des matériaux de remblai appropriés et la réduction des pentes [TER 43] ; [BAL18].

Parmi les nombreuses solutions préventives, le renforcement par des géosynthétiques est une solution de renforcement largement utilisée depuis plusieurs dizaines d'années, à la fois pour ses avantages économiques et environnementaux, que pour sa facilité et rapidité de mise en œuvre. Les méthodes de conception existantes des plateformes granulaires renforcées par des géosynthétiques sont fondées sur diverses hypothèses simplificatrices et ne prennent pas en compte toute la complexité du problème. Il est clair que l'objectif de ces techniques est d'améliorer la performance mécanique et hydraulique de terrains de qualité médiocre, tant au niveau de la réduction attendue du tassement des fondations que de l'augmentation de la capacité portante. En plus, de nombreux problèmes géotechniques nécessitent une compréhension approfondie de l'interaction entre le squelette du sol et son environnement. En raison de l'interaction entre le squelette du sol et d'autres phénomènes de transport solide par de l'eau, une approche couplée est essentielle pour expliquer le comportement et la réponse réelle du sol en présence de tels processus multiphysiques, plus particulièrement les sols sous de fortes sollicitations hydromécaniques.

Les techniques de couplage hydromécanique sont considérées comme des éléments les plus importants pour les calculs de consolidation des sols. La première théorie considérant l'effet de couplage hydromécanique sur le sol a été introduite par Terzaghi [TER 23], cependant cette théorie ne visait qu'une consolidation unidimensionnelle. Biot [BIO 41] a ensuite étendu la théorie de Terzaghi pour inclure la consolidation tridimensionnelle. La théorie de Biot a introduit un ensemble d'équations de bilan énergétique appelées aussi équations poroélastiques.

La problématique de la première partie de cette thèse est de comprendre les mécanismes des sols renforcés et d'étudier les réponses de ces sols au contact des géosynthétiques. Pour résoudre ce problème, ce sujet de recherche s'intéresse par l'exploitation du logiciel Plaxis au développement de ces nouvelles techniques de construction combinant la substitution et le renforcement par géosynthétique pour

améliorer la capacité portante et réduire le tassement d'une fondation filante reposant sur un sol sableux.

La deuxième partie de cette étude porte sur les interactions qui sous-tendent le comportement global très complexe de fluide / sol. Pour cette raison, les techniques de couplage hydromécanique (HM) et mécano-hydraulique (MH) sont intéressantes. La présence d'un fluide traversant un matériau ajoute une composante hydraulique au modèle couplée à la mécanique via les équations de Biot. Ce modèle, implémenté dans le code aux éléments finis Comsol Mutiphysics, décrit le couplage hydromécanique via l'effet de la pression interstitielle (ou contrainte totale) sur les propriétés mécaniques et/ou hydrauliques.

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres. Après une introduction générale, le premier chapitre présente une synthèse bibliographique rappelant d'abord les concepts de base des géosynthétiques et quelques définitions pour mieux comprendre les problématiques abordées dans le cadre de cette thèse. Ce qui suit montre l'influence des principaux paramètres sur la capacité portante de fondation renforcée. Les principaux résultats de la recherche sur l'utilisation des géosynthétiques dans le cas du drainage et de la filtration sont ensuite entamés.

Le deuxième chapitre présente les résultats de recherche sur les couplages multiphysiques dans des applications multiphysiques.

Le troisième chapitre de ce travail consiste essentiellement en une étude paramétrique détaillée du modèle numérique de fondation superficielle renforcé ou pas par des géosynthétiques, à l'aide du logiciel Plaxis. Dans un sens plus large, nous étudions l'influence des paramètres contrôlant la géométrie et la résistance du renforcement.

Le quatrième chapitre est consacré au développement des différentes équations constitutives de la modélisation des phénomènes de couplage hydromécanique. Dans ce chapitre, nous présentons une approche hydromécanique basée sur le modèle de la loi de Darcy et le concept poroélastique de Biot pour étudier le comportement du sol avec et sans géotextile dans des conditions réalistes. Ce problème est résolu numériquement par la méthode d'éléments finis. Le modèle 2D proposé a été implémenté dans le logiciel COMSOL Multiphysics pour évaluer la capacité du modèle et son aptitude à reproduire qualitativement divers phénomènes. Ces analyses ont été réalisées dans le cadre du projet de Tramway Sidi Bel Abbes en zone marécageuse. Ce manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les enseignements tirés de cette étude et propose quelques perspectives pour d'éventuelles recherches futures.

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les géosynthétiques

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les géosynthétiques

1.1. Introduction

Historiquement, les développements majeurs dans la construction de bâtiments n'ont été possibles que grâce à des développements parallèles dans la technologie des matériaux de construction. Alors le passage du bois au bloc de construction au béton au béton armé et plus récemment à la précontrainte, des structures plus grandes et plus élaborées sont possibles. Le développement de l'acier a permis la construction de ponts à plus longue portée et de bâtiments plus hauts que ce qui était possible en utilisant du fer forgé et d'autres matériaux de construction traditionnels. La technique d'amélioration des sols telle que le compactage est principalement dues au développement des engins de chantier par les constructeurs et les entrepreneurs [SAN 15]. L'utilisation des géosynthétiques a révolutionné plusieurs aspects de la pratique du génie civil au cours des dernières décennies [HOL 17]. Considérés comme le développement le plus important du XXe siècle dans cette discipline [GIR 08], ces produits permettent aux concepteurs et aux constructeurs de surmonter l'utilisation limitée et prohibitive des matériaux de construction conventionnels et ont contribué à résoudre une grande variété de problèmes d'ingénierie. Il existe de nombreux types et applications de géosynthétiques dans l'ingénierie géotechnique et environnementale qui peuvent améliorer considérablement les facteurs de sécurité et améliorer les performances. Ce chapitre donne une définition générale des géosynthétiques et présente diverses applications dans des problèmes géotechniques courants. Nous terminerons par une présentation de quelques travaux publiés dans la littérature qui traitent l'effet des paramètres géométriques et géotechniques qui sont susceptibles d'avoir plus d'influence sur la capacité portante et le drainage.

Définition générale des géosynthétiques

Selon la norme NF EN ISO 10318, les géosynthétiques sont des produits synthétiques (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène) ou naturels, sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle. En raison de leur nature polymère, les géosynthétiques sont adaptés pour être utilisés dans le sol avec une haute durabilité. Par rapport aux matériaux traditionnels, les géosynthétiques présentent de nombreuses caractéristiques telles qu'une longue durabilité, une conception facile, une construction rapide, des performances constantes et un impact environnemental moindre.

Les géosynthétiques sont très polyvalents et peuvent remplir de nombreuses fonctions. En outre, certains matériaux individuels peuvent remplir plusieurs fonctions en même temps. L'application des géosynthétiques dans divers domaines est considérée comme d'une grande importance. Certaines des utilisations des géosynthétiques sont énumérées ci-dessous.

- **Drainage** : Les géosynthétiques peuvent être utilisés comme système de drainage en permettant à l'eau de s'écouler des sols à faible perméabilité.
- **Filtration** : le matériau géosynthétique peut retenir les sols mais permettre à l'eau de migrer vers le matériau adjacent, comme un filtre à sable.
- **Protection** : Les géosynthétiques fournissent un coussin au-dessus ou au-dessous d'autres matériaux (tels que la géomembrane) pour minimiser les dommages lors de la pose du matériau. Les caractéristiques de conception importantes pour quantifier cette capacité comprennent celles utilisées pour caractériser la résistance à la perforation des matériaux géosynthétiques [ZON 17].
- **Renforcement** : Les géosynthétiques peuvent être utilisés comme éléments de renforcement pour améliorer la résistance et les propriétés mécaniques du sol. La conception et la construction de structures de sol renforcées par des géosynthétiques sont désormais couramment appliquées dans de nombreux projets d'ingénierie géotechnique, sur la base du principe d'augmentation de la résistance au cisaillement des sols.
- **Séparation** : Les géosynthétiques peuvent être utilisés pour séparer des couches de sol aux propriétés différentes. Par exemple, des géotextiles peuvent être utilisés entre le substrat à grains fins et les couches granulaires sous un remblai.
- **Contrôle de l'érosion** : Les géosynthétiques réduisent l'érosion du sol causée par les précipitations et les eaux de surface en empêchant la migration des particules du sol par écoulement des fluides.
- **Barrière** : les géosynthétiques minimisent le flux transversal et assurent le confinement des liquides et des gaz. Certaines des propriétés de conception les plus importantes qui remplissent cette fonction sont celles utilisées pour caractériser la durabilité à long terme des matériaux géosynthétiques [ZON 17].

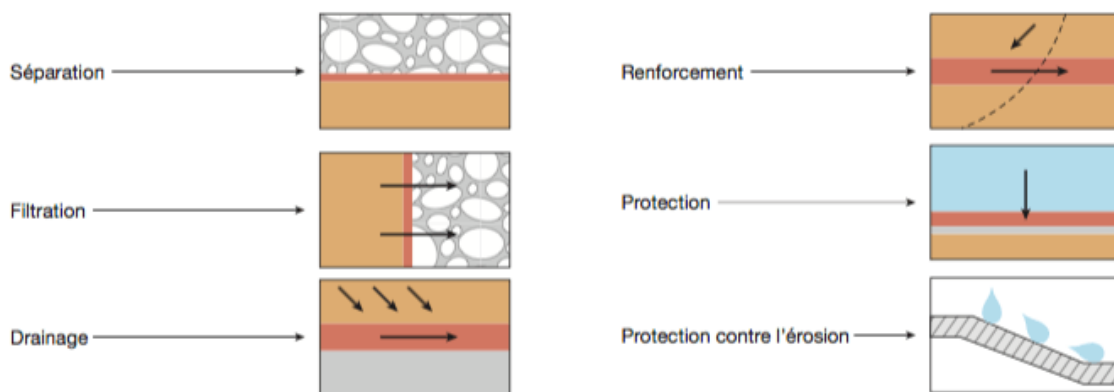


Figure1.1 : Fonctions des géosynthétiques selon la norme internationale [MON 15]

Les géosynthétiques actuellement sur le marché peuvent être classés en grandes catégories en fonction de la méthode de fabrication. Les familles spécifiques des géosynthétiques sont :

- Géotextiles, Géogrilles, Géofiles, Géomembranes, Revêtements en argile géosynthétique
- Géotubes, Géocomposites, Géocellules, Géomousse.

1.2. Applications des géosynthétiques en géotechnique

Les matériaux géosynthétiques sont utilisés dans une variété d'applications et leur utilisation se développe, en particulier dans les systèmes de renforcement, les barrières et les mesures de protection, le drainage et le contrôle de l'érosion [PAL16] ce qui améliore les propriétés techniques et les performances. Les matériaux géosynthétiques limitent l'utilisation des matériaux traditionnels dans la construction, ce qui pourrait réduire les coûts des projets et l'impact

environnemental par rapport aux méthodes de construction traditionnelles. Chaque application est décrite ci-dessous.

1.2.1 Géosynthétiques en géotechnique routière

Différents types de géosynthétiques peuvent être utilisés pour remplir une ou plusieurs fonctions spécifiques dans diverses applications routières. L'enjeu principal de l'utilisation des géosynthétiques dans les chaussées est d'allonger la durée de vie de la couche de roulement et donc d'espacer au maximum les opérations d'entretien en donnant une meilleure capacité portante et une réduction du ruissellement.



Figure 1.2 : *Géosynthétiques dans les chaussées [CON20]*

1.2.2 Les routes ferroviaires

Les chemins de fer supportent des charges de trafic importantes grâce aux traverses situées en dessous, lesquelles reposent sur une couche de ballast compactée. Celui-ci doit être séparé du sol sous-jacent pour éviter l'effondrement et le mélange entre les sols tout en permettant à l'eau de traverser. Les géosynthétiques assurent une séparation et une filtration appropriées, une excellente capacité portante, ce qui se traduit par une amélioration des performances et une durée de vie prolongée du projet avec des économies de coûts considérables.



Figure 1.3: *Géosynthétiques dans la route ferroviaire [MAD23]*

1.2.3 Système de drainage

Pour assurer les conditions de conception initiales dans un projet de construction, un système de drainage approprié doit être maintenu pour soulager la pression d'eau hydrostatique supplémentaire en permettant l'élimination de l'eau avec succès. Les géotextiles (tissés et non tissés) ainsi que les géonets de drainage et les géocomposites sont la solution éprouvée pour les systèmes de drainage, offrant une meilleure capacité de drainage sous de fortes charges et une prolongation du cycle de vie des systèmes de drainage. Le critère de drainage pour la conception de filtre gradué conventionnel est extrêmement coûteux. Les conditions peuvent être atteintes facilement et à moindre coût en utilisant un système de drainage géosynthétique. Le géosynthétique permet également à l'eau de traverser son plan, mais retient les particules de sol.



Figure1.4 : *Géosynthétiques dans le système de drainage [CON20].*

1.2.4 Protection côtière

Le tube géotextile fait partie des structures géosynthétiques de plus en plus utilisées dans la protection côtière. Les tubes géotextiles sont fabriqués à partir de tissus géosynthétiques à haute résistance qui permettent à l'eau de s'écouler à travers les pores tout en retenant les matériaux de remplissage. Ils sont largement utilisés pour l'assèchement, le contrôle des inondations et la protection côtière.



Figure1.5 : *Géosynthétiques dans la gestion côtière [CON20]*

1.2.5 Stabilisation de pente

Les géotextiles ont souvent été utilisés pour stabiliser des pentes raides de surplus de sol et de roches altérées. Les géotextiles ont été utilisés comme renforts de traction et filtres pour stabiliser des remblais ou des digues. Les géotextiles sont généralement posés en couches horizontales sur les pentes. Il est placé le long d'une pente qui croise une surface de glissement potentielle au sol. Les géotextiles réduisent la pression de l'eau interstitielle et augmentent la résistance au cisaillement sur les pentes pendant la saison des pluies. Les géotextiles agissent également comme des filtres pour empêcher le mouvement du sol, parfois appelé érosion interne dans les pentes. Enfin, les géotextiles renforcent le sol le long des zones ou plans de glissement potentiel. Tout cela augmente la stabilité de la pente.



Figure1.6 : Géosynthétiques dans la stabilité des pentes [CON20]

1.2.6 Les décharges

Le système de couverture de la décharge consiste en une barrière composite géomembrane/GCL. La couche drainante recouvrant la géomembrane est un composite géotextile/géonet. De plus, le système de couverture du sol comprend le renforcement des géogrilles, des géotextiles ou des géocellules sous le système de barrière anti-infiltration. Cette couche de renforcement peut être utilisée pour minimiser les contraintes que le tassement différentiel des déchets ou la future expansion verticale de la décharge peut induire dans la couche barrière. De plus, le système de couverture peut comprendre une géogrille ou un renfort géotextile au-dessus de la barrière anti-infiltration pour assurer la stabilité du sol de couverture. Le renforcement des fibres peut également être utilisé pour stabiliser les sections abruptes du sol de couverture de surface.

Figure1.7 : Géosynthétiques dans les décharges [CON20].



1.2.7 Gestion de l'eau

Les géosynthétiques sont utilisés avec succès pour améliorer les processus le stockage et le traitement de l'eau et des eaux usées dans une variété d'applications. Les applications incluent les étangs décoratifs, le stockage de l'eau potable et les lagunes de traitement des eaux usées. Les géosynthétiques ont une faible perméabilité et sont souvent moins chers et plus faciles à installer que les revêtements alternatifs.



Figure 1.8 : *Géosynthétiques dans la gestion de l'eau [CON20].*

1.2.8 Le contrôle de l'érosion et des sédiments

Pour éviter l'érosion du sol dans les remblais construits aux intersections de routes et d'autoroutes, il est nécessaire de laisser pousser la végétation tout en renforçant la couche de sol pour garder intacte la surface du remblai. Les solutions de contrôle de l'érosion fournissent un excellent renforcement du sol contre l'effondrement soudain, réduisent la perte de sol et maintiennent les structures routières en cas de dommages jusqu'à ce que des mesures correctives soient prises.



Figure 1.9 : *Géosynthétiques dans le contrôle de l'érosion et des sédiments [CON20].*

1.3. Géosynthétiques et capacité portante

L'implantation des infrastructures de génie civil dans les zones de sol à faible portance est problématique, compte tenu des tassements différentiels importants qui peuvent survenir pendant et après la construction des ouvrages. Il existe aujourd'hui de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols, notamment les techniques de renforcement. L'utilisation de géosynthétiques est la méthode la plus courante pour l'amélioration du sol. Ces géosynthétiques agissent comme des renforts qui renforcent la couche de sol, augmentant la densité et la résistance (capacité portante).

Au cours des quarante dernières années, de nombreuses études expérimentales, numériques et analytiques ont été menées pour étudier le comportement des fondations en sol renforcé (RSF) sur différents types de sols (Binqet et Lee, 1975a, b; Huang et Tatsuoka, 1990; Kurian et al, 1997; Chen 2007). Les chercheurs ont introduit deux concepts pour évaluer l'utilité de RSF (Chen 2007, Abu-Farsakh et al. 2007): l'un est le rapport de la capacité portante (BCR), qui est défini comme le rapport de la capacité portante du sol de fondation renforcée (FRS) à celle du sol de fondation non renforcé. L'autre est le facteur de réduction de tassement (FRS). Il est défini ici comme le rapport du tassement immédiat de la fondation du RSF au tassement de la sous-structure non renforcée à une pression de surface donnée la figure 1.10 présente la définition de BCR et FRS.

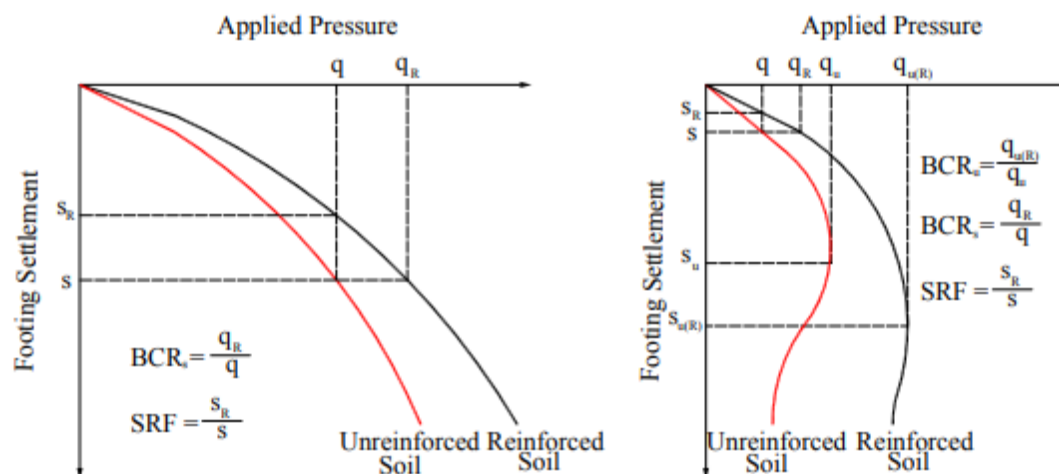


Figure 1.10 : Définition de BCR et FRS [QIM 07].

1.3.1 Travaux antérieurs

Selon la littérature scientifique, des travaux notables ont été menés pour analyser le comportement des fondations superficielles sur sol renforcé par géosynthétiques.

a- Etudes expérimentales

Binquet et Lee [BIN 75], ont conduit une étude expérimentale pour analyser la capacité portante des sols renforcés par des barres métalliques. Par la suite plusieurs études expérimentales sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par géogrilles ou géotextiles ont été rapportées dans la littérature, (Akinmusuru et Akinbolade, 1981; Fragaszy et Lawton, 1984; Guido et al., 1985; Guido et al., 1986; Huang et Tatsuoka, 1990; Khing et al., 1993; Omar et al., 1993a,b; Yetimoglu et al., 1994; Adams et Collin, 1997; Shin et al., 2002; Qiming Chen, 2007; Latha and Somwanshi, 2009; AbuFarsak et al 2013; Durga Prasad et al, 2016; Makkar et al, 2017; Ouria and Mahmodi, 2018).

Fondation reposant sur un sol renforcé par géogridde

Khing et al. [KHI 93] ont réalisé une série des essais en laboratoire sur modèles réduits. Les essais ont été réalisés sur des fondations filantes sur sable renforcé par 6 nappes de géogridde. La figure 1.11 (a), (b) et (c) présentent respectivement, les différents paramètres considérés et les résultats obtenus.

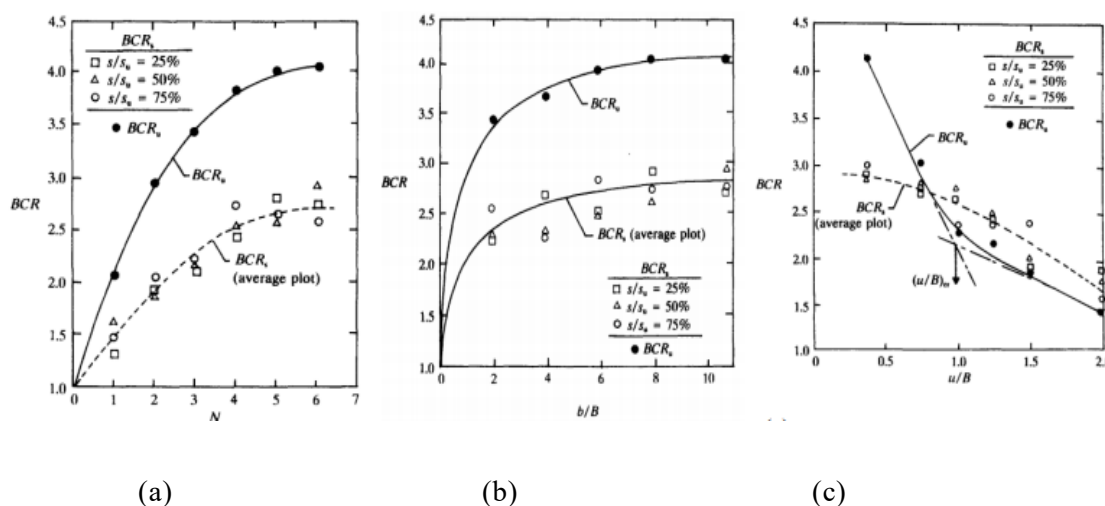
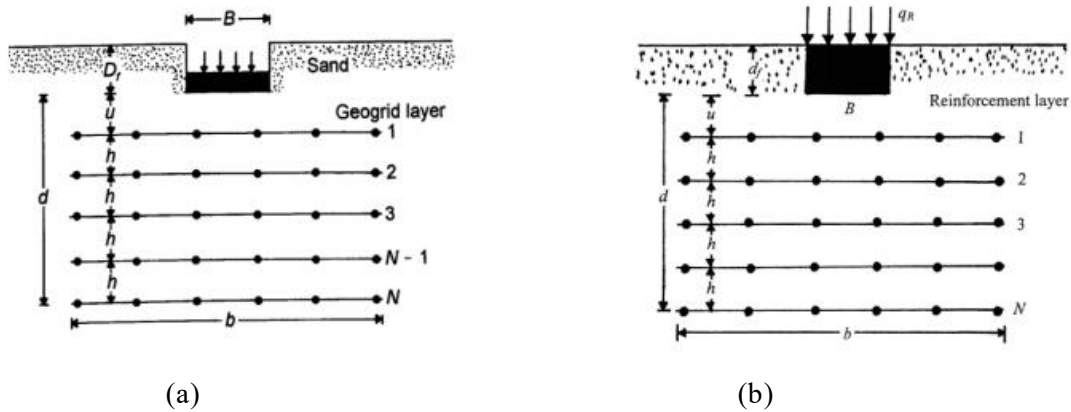


Figure 1.11 : Paramètres et résultats du BCR d'après Khing et al. [KHI 93]

Les résultats obtenus par Khing et al. [KHI 93] ont indiqué que le placement des géogridde à un rapport de profondeur $d/B > 2,25$ donne une augmentation négligeable de la capacité portante dans le cas des fondations filantes. Pour obtenir un effet maximal de renforcement, la longueur minimale des géogridde doit être approximativement égale à $6B$. Le BCR peut atteindre 4 lorsque le nombre des nappes de géogridde est égal à 6.

Yetimoglu et al [YET 94] ont effectué des essais sur modèles réduits au laboratoire et des simulations numériques pour étudier la capacité portante des fondations rectangulaires reposant sur un sable renforcé par géogridde. Les résultats ont indiqué que le rapport de tassement (s/B) correspondant à la charge limite varie entre 0,03 et 0,05 pour les deux types de sol (non renforcé et renforcé par géogridde) et le BCR varie entre 1,8 et 3,9. De ce fait, il semble que l'introduction des géogridde n'a pas d'influence notable sur le tassement.

Par la suite, Shin et al [SHI 02] et Patra et al [PAT05] ont exécuté certains essais en laboratoire sur sol granulaire avec plusieurs nappes de géogridde, pour déterminer la capacité portante d'une fondation encastrée. Shin et al et Patra et al ont rapporté que la capacité portante et le BCR augmente avec l'augmentation de l'encastrement (df) figure 1.12.



(a) (b)
Figure 1.12 : *Présentation du problème étudié par*
 (a) *Shin et al(2002)* ; (b) *Patra et al (2005)*.

Makkar et al [MAK 17] ont proposé un nouveau matériau de géogridle tridimensionnelle présenté par les figures 1.13 ; 1.14. La performance d’une fondation carrée reposant sur sable renforcée par géogridle tridimensionnelle est étudiée en effectuant des tests de charge de plaque à l’échelle en laboratoire. Les résultats ont indiqué que la capacité a été améliorée de 1.85 fois par une seule nappe de renforcement, tandis que des améliorations de 2.7 et 3.1 ont été notées avec des géogridles 3D pour les modèles triangulaire et rectangulaire à une profondeur de 0.25B.

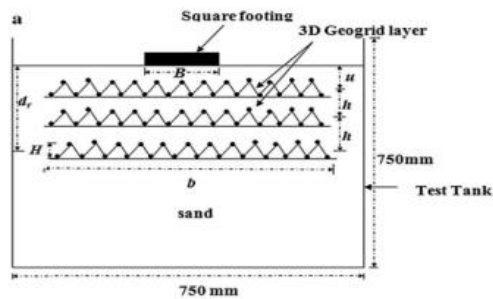


Figure 1.13 : *Disposition et configuration de géogridle 3D*
 [Mak17]

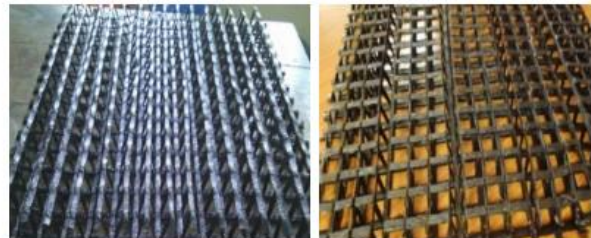


Figure 1.14 : *Type de géogridle 3D [Mak17]*

Fondation reposant sur un sol renforcé par géotextile

Guido et al. [GUI 85] ont conduit des études expérimentales sur une fondation carrée de 0,71m de côté reposé sur un sable renforcé par géotextiles. Les résultats ont indiqué que l’amélioration de la capacité portante est négligeable quand la profondeur de renforcement (d) dépasse 1B. Le BCR peut atteindre une valeur supérieure à 2,8 lorsque le nombre de nappes (N) est égal à 5, la distance u est égale à 0,28B et h est égale à 0,18B. Une valeur supérieure à 3B produit une augmentation négligeable dans la valeur de BCR pour deux nappes de géotextiles avec h=u=0,25B. Les résultats ont aussi montré que le BCR augmente quand la rigidité axiale des géotextiles augmente.

Tafreshi and Dawson [TAF 10] ont effectuées des essais sur des modèles de fondation filante pour faire une comparaison entre le renforcement par géotextile et géocellule, les différents paramètres étudiés sont présentés sur la figure 1.15. Tafreshi and Dawson ont montré que l'utilisation de renforcement de géocellule est plus efficace de fournir une capacité portante améliorée qu'un renforcement plan.

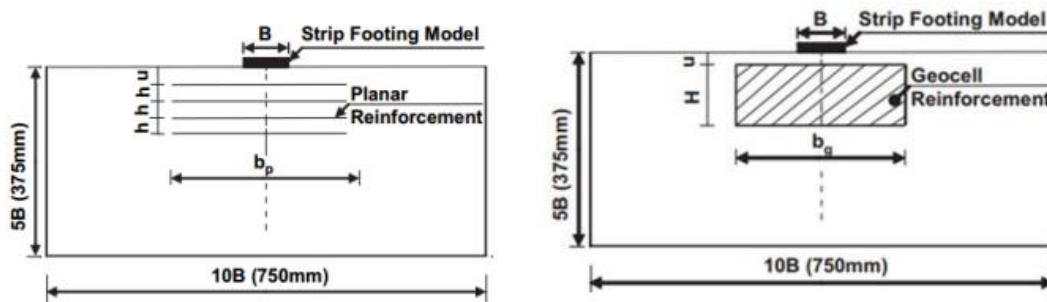


Figure 1.15 : Présentation du problème présentée par Tafreshi and Dawson [TAF 10].

Abu-Farsakh et al [ABU 13] ont réalisé une importante série d'essais sur des modèles réduits, en considérant un sol pulvérulent avec une variation des paramètres géométrique et mécanique (B , U , N , h , EA , D_f) les essais ont confirmé qu'une longueur de renforcement de géosynthétique supérieure à $6B$ n'influence pas la portance, l'espacement optimal de la nappe supérieure est $0.33B$.

Fondation reposant sur un sol renforcé par d'autres matériaux

Binquet et Lee [BIN75a] ont conduit une série d'essais réalisés sur modèles réduits ceci afin de simuler le comportement d'une fondation filante supportée par un sable surmontant une couche d'argile molle. Des feuilles d'aluminium de 13 mm de largeur placées le long de la boîte avec une densité linéaire égale à 42,5 %, une résistance à la traction égale à 0,57 kN/m et un espacement vertical égal à 25mm ont été utilisées comme matériau de renforcement. Les résultats présentés par Binquet et Lee [BIN75a] ont indiqué que le BCR varie entre 2 et 4. Ils ont rapporté que l'introduction des feuilles au-dessous d'une profondeur de renforcement $d=2B$ n'augmente pratiquement pas la capacité portante. Ils ont aussi indiqué que pour une distance entre la base de la fondation et la première feuille (u) doit être égale à 25 mm ($u/B = 0,3$) l'amélioration de la capacité portante est maximale.

Akinmusuru et Akinbolade [AKI81] ont conduit des essais expérimentaux dans le but d'étudier l'effet de l'espacement vertical, l'espacement horizontal, la distance entre la base de la fondation et la première nappe (u) et le nombre de nappes de renforcement (N) sur la capacité portante des sols renforcés. Des feuilles métalliques de 10 mm de largeur et une épaisseur de 0,03 mm ont été utilisées comme matériau de renforcement. Ces chercheurs ont indiqué que la capacité portante du sol renforcé peut augmenter jusqu'à 3 fois par réduction de l'espacement horizontal. La capacité portante du sol renforcé augmente quand la densité linéaire des feuilles augmente. La distance optimale entre la base de la fondation et la première feuille métallique (u) est $0,5B$. Ils ont aussi rapporté que l'augmentation de la capacité portante est négligeable quand (N) est supérieur à 4 avec une profondeur de renforcement $d = 1,75B$. L'influence de l'espacement vertical était en quelque sorte similaire à celle de l'espacement horizontal.

b- Etudes analytiques

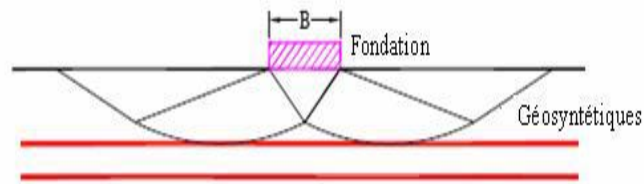
La performance d'améliorer la fondation de sol renforcé peut être attribuée à des mécanismes de rupture des sols renforcés proposés dans la littérature et peuvent être classées par catégories comme suit :

(1) Frontière rigide (Figure 1.16 a) : lorsque l'espacement de la couche supérieure (u) dépasse une certaine valeur, la nappe de renforcement agira comme une limite rigide et la rupture se produira au-dessus des couches de renforcement. Binquet et Lee [BIN75b] ont été les premiers à rapporter ce mécanisme. Des études expérimentales ultérieures menées par plusieurs chercheurs ont confirmé cette constatation.

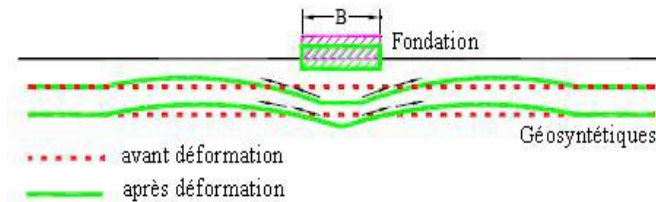
(2) Effet membrane (figure 1.16 b) : Le sol sous la fondation se tasse sous la charge appliquée et les nappes de renforcement sont déformées et tendues. En raison de leur rigidité, les nappes de renforcement se courbent, de ce fait, la force de rigidité se développe vers le haut pour supporter la charge appliquée. Un certain tassement est nécessaire pour mobiliser l'effet de membrane, et les nappes de renforcement doivent avoir une longueur et une rigidité suffisantes pour ne pas subir une rupture par traction. Binquet et Lee [BIN75b] ont probablement été les premiers à utiliser ce mécanisme de renforcement pour développer une méthode de dimensionnement des fondations filantes reposant sur du sable renforcé. Kumar et Saran [KUM 03] ont étendu cette méthode aux fondations rectangulaires sur sable renforcé.

(3) Effet de confinement (effet latéral de contrainte) (Fig1.16 c) : En raison du déplacement relatif du sol et de la nappe de renforcement, une force de frottement se génère à l'interface sol - renforcement. Cette dernière crée également un enchevêtrement entre le sol et les nappes de renfort. Cela empêchera la déformation latérale par traction du sol renforcé. En effet, la déformation verticale du sol est réduite. L'amélioration du confinement latéral augmente le module de compressibilité du sol ce qui améliore la capacité portante. Huang et Tatsuoka [HUA90] ont réussi à établir ce mécanisme en renforçant le sable avec des nappes de renforcement courtes ayant une longueur (l) égale à la largeur de fondation (B) pour renforcer un sable. Michalowski [MIC04] a appliqué ce mécanisme de renforcement et a dérivé une formule pour calculer la capacité portante des fondations filantes sur sol renforcé.

(a) Frontière rigide



(b) Effet de membrane



(c) Effet de confinement

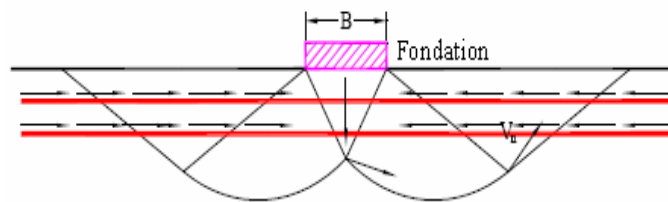


Figure 1.16: Mécanisme de renforcement [QIM 07].

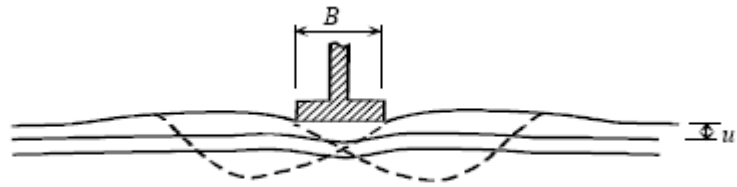
Méthode de Binquet et Lee

Binquet et Lee [BIN75b], sur la base des résultats d'essais réalisés sur maquettes en laboratoire et d'observations, ont identifié trois ruptures possibles des sols renforcés, en fonction de la résistance à la traction et de l'emplacement des renforts et ont identifié les trois mécanismes suivants.

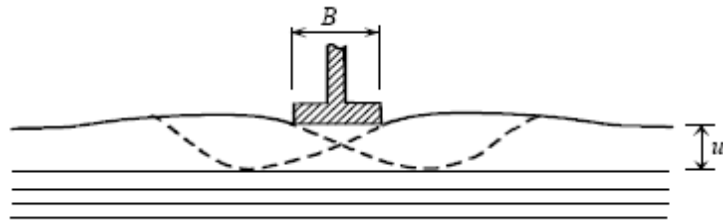
(1) Rupture par cisaillement : Au-delà de la 1ère couche de renforcement, susceptible de se produire lorsque la distance (u) entre la 1ère couche d'armature et la base de la fondation est supérieure à $2B/3$ (Figure 1.17a).

(2) Rupture par extraction : qui a tendance à se produire lorsque la distance verticale (u) entre la première couche de renforcement et la base de la fondation est inférieure à $2B/3$ et que le nombre de couches de renforcement est faible. Si la longueur de la couche de renfort est très courte, le renfort est inférieur à 2 ou 3 (Figure 1.17b). Les nappes de renforcement étant égal ou supérieur à 4 et avec de longues nappes de renforcement.

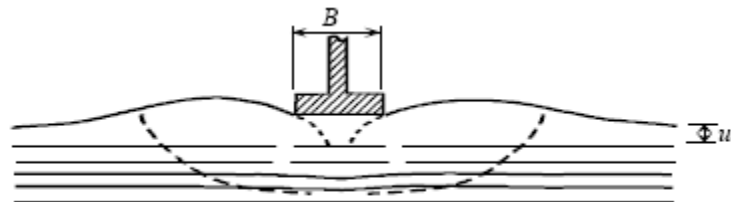
(3) Rupture en traction : qui a tendance à se produire lorsque la distance (u) entre la première couche et la fondation est inférieure à $2B/3$ et que le nombre de couches de renforcement est de 4 ou plus, et pour les couches à renfort longue (figure 1.17c).



(a) $u/B > 2/3$ Rupture au-dessus des nappes de renforcement.



b) $u/B < 2/3$ & $N < 2$ ou 3 , Rupture par extraction des nappes.



c) $u/B < 2/3$, longues nappes et $N > 4$: Rupture par traction les nappes de renforcement supérieures se cassent

Figure 1.17 : Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés
(D'après Binquet et Lee, [BIN 75b])

Binquet et Lee [BIN75b] ont proposé une méthode de conception des fondations en bandes sur du sable renforcé pour tenir compte de l'arrachement et de la rupture en traction.

Méthode de Huang et Menq

Huang et Menq [HUA97] ont étudié les sols renforcés à partir des données fournies par Schlosser et al. [SCH83] et ont proposé un mécanisme de rupture indiqué sur la figure 1.18. Selon ce mécanisme de rupture, deux effets de renforcement (effet de semelle et grande plaque) contribuent à l'augmentation de la capacité portante. L'idée de base de ce mécanisme de rupture est que la capacité portante d'une fondation (largeur : B) sur sol renforcé est équivalente à la capacité portante d'une fondation large (largeur : $B + \Delta B$) sur sol renforcé. (d) (épaisseur totale du renforcement).

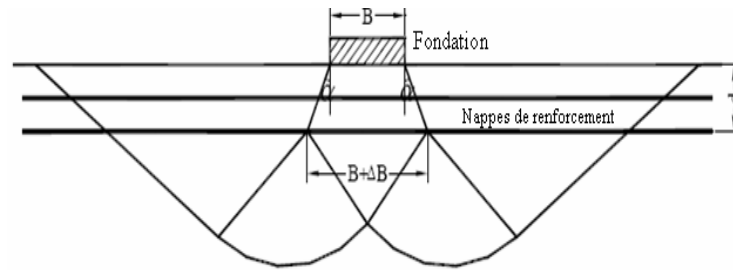


Figure 1.18 : Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Huang et Menq[HUA97]).

Pour le sol non renforcé

$$q_{u(Df=0)} = \eta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma}$$

Pour le sol renforcé

$$q_{u(R)} = q_{u(Df=d)} = \eta \cdot \gamma \cdot (B + \Delta B) \cdot N_{\gamma} + \gamma \cdot d \cdot N_q$$

Où :

$q_u(Df=0)$: Capacité portante du sol non renforcé ;

$q_u(R)$: Capacité portante du sol renforcé ;

η : Coefficient dépendant de la forme de la fondation ;

Df : Encastrement de la fondation ;

γ : Poids volumique du sol ;

B : Largeur de la fondation ;

N_{γ} et N_q : Facteurs de la capacité portante ;

d : Profondeur totale de renforcement ;

ΔB : Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes de renforcement.

$$\Delta B = (2 \times d) \tan \alpha$$

α : Angle de distribution des contraintes.

Huang et Menq [HUA97] ont dérivé une formule pour estimer l'angle de distribution des contraintes dans le sol sur la base des données expérimentales de divers chercheurs.

$$\tan \alpha = 0,680 - 2,071h/B + 0,743CR + 0,31 B + 0,076N$$

Où :

h : l'espacement vertical entre les nappes de renforcement ;

l : longueur des nappes de renforcement ;

N : nombre de nappes de renforcement ;

CR : rapport de couverture.

$$CR = \frac{\omega}{W}$$

ω : Largeur de la bande de renforcement.

W : Distance horizontale entre axes des bandes.

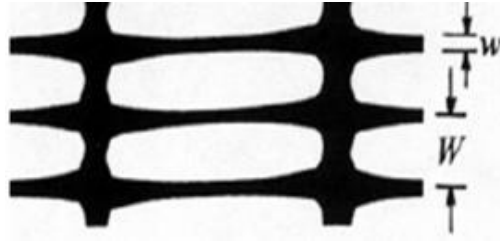


Figure1.19 : Dimensions de la géogrille

Méthode de Michalowski

Michalowski [MIC 04] a effectué une analyse de stabilité des sols renforcés. Deux modes de rupture ont été considérés dans cette étude : la rupture par extraction et la rupture par traction. Michalowski a appliqué le principe de superposition à l'analyse et a proposé l'équation suivante pour calculer la capacité portante d'une fondation filante sur un sol renforcé par une couche de géosynthétiques.

Pour la rupture par traction

$$P = CN_c + QN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + K_T M'_T$$

$$K_T = \frac{T_T}{H} \quad M'_T = (1 + \sin \phi) E^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) \tan \phi}$$

T est la résistance à la traction du renforcement, h est la distance verticale entre les nappes de renforcement.

Pour une rupture par extraction

$$P = \frac{1}{1 - \mu M_P \frac{u}{B}} \left[C(N_c + f_c M_c) + q(N_q + \mu M_q) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \frac{d}{B} M_\gamma \right) \right]$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad ; \quad N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad ; \quad N_\gamma = e^{0.66 + 5.11 \tan \phi} \tan \phi$$

M_c , M_q , M_γ et M_p : sont des coefficients de la capacité portante dus au renforcement ; μ : est le coefficient de frottement à l'interface sol-renforcement, u : est la profondeur du renforcement, B : est la largeur de la fondation, c et ϕ : cohésion et l'angle de frottement interne du sol, q : est la surcharge, γ : est le poids volumique du sol, f_c : est le rapport de la cohésion d'interface sol-renforcement à la cohésion du sol.

2. Plusieurs nappes de renforcement

$$P = \frac{1}{1 - \mu M_P \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B}} \left[C(N_c + n f_c M_c) + q(N_q + n \mu M_q) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu M_\gamma \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B} \right) \right]$$

Où :

n : est le nombre de nappes.

d_i : est la profondeur de renforcement de i nappes avec $d_i = n(i - 1)h$.

h : est la distance verticale entre les nappes de renforcement.

Les résultats numériques obtenus par Michalowski [MIC 04] ont montré que la position de la couche de renfort aux points B et C de la figure 1.20 affecte au maximum ce dernier. La formule du coefficient de la capacité portante dans de tels cas est approximativement donnée par le tableau de Michalowski [MIC 04].

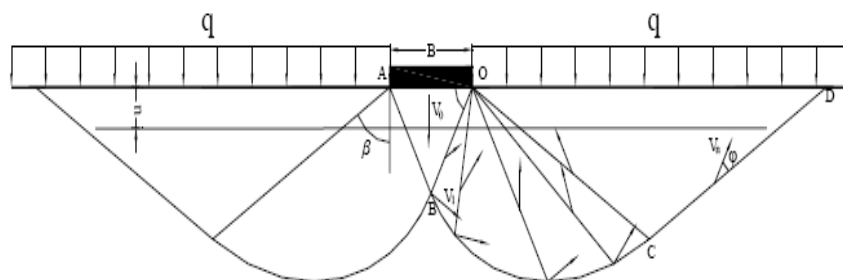


Figure1.20 : Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Michalowski[MIC 04]).

Tableau1.1 Coefficients de la capacité portante dus au renforcement (Michalowski[MIC04]).

Nombre de nappes	$M_c = M_q = M_\gamma$	M_p
Une seule nappe	$1.6 (1+8.5 \tan 1.3\phi)$	$1.5-1.25 \times 10^{-2} \phi$
Deux nappes	$1.1 (1+10.6 \tan 1.3\phi)$	$40.75 -6.25 \times 10^{-3} \phi$
Trois nappes	$0.9 (1+10.6 \tan 1.3\phi)$	$0.5-6.25 \times 10^{-2} \phi$

c- Etudes numériques

La performance des sols renforcés ne dépend pas seulement des propriétés du sol et de renforcement mais également de l'interaction entre le sol-renforcement pour cette raison, plusieurs méthodes dans la littérature étudie l'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies.

Une analyse numérique de l'évolution élastoplastique par la méthode des différences finies a été effectuée par Ghazavi et Lavasan [GHA08] pour étudier l'interférence de deux semelles carrées sur sable renforcé par géogrille. Le critère de Mohr Coulomb a été adopté, la figure 1.21. Présente les différents paramètres considérés. Ghazavi et Lavasan ont indiqué que la profondeur (U/B) est d'environ 0.25-0.35 pour $N=1,2$ et la largeur b/B environ 3 et 3.5 pour les sables renforcés d'une et de deux nappes, et que la capacité portante des semelles interférentes augmente, en fonction de la distance entre les deux semelles.

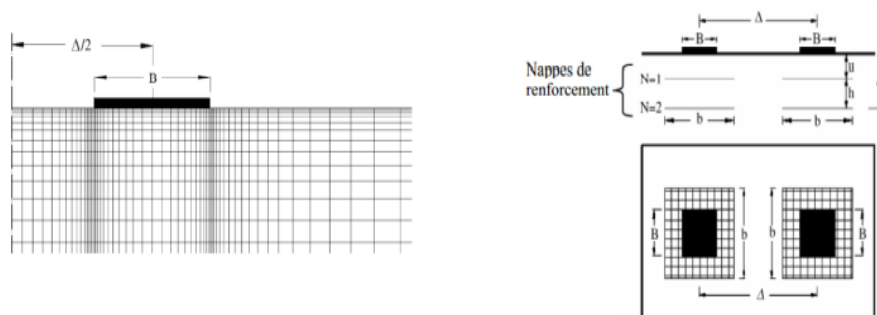


Figure1.21 : Maillages et paramètres étudiés d'après Ghazavi et Lavasan [GHA08].

Kazi et al [KAZ15a] ont proposé une nouvelle méthode pour améliorer la capacité portante d'une fondation reposant sur un sable renforcé par géotextiles. Ils ont étudié ce problème par des essais sur modèle réduit à gravité normale ainsi que par des calculs élastoplastiques par éléments finis en déformation plane (figure 1.22). Kazi et al ont rapporté que le géotextile avec des extrémités enveloppantes avec une longueur de $0.8B$ entraîne une augmentation supplémentaire de la capacité portante par rapport aux nappes placées horizontalement dans le sable.

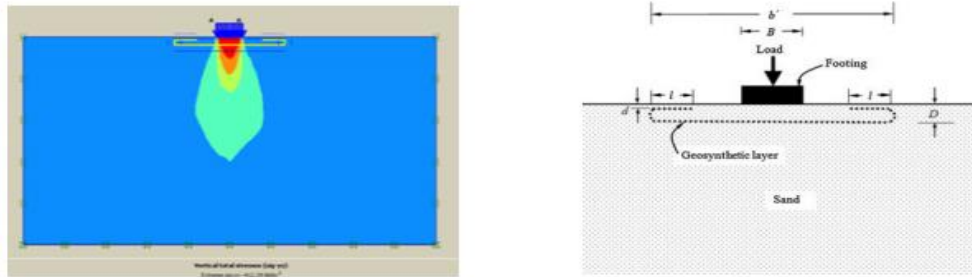


Figure 1.22 : Présentation de problème étudié par Kazi et al [KAZ15a].

Par la suite, Shadi Aria et al [SHA17] qui ont effectué des calculs elasto-plastiques à l'aide du logiciel Plaxis, pour examiner l'effet de l'angle de frottement du sable sur la profondeur optimale des géosynthétiques. Les calculs numériques ont montré que la profondeur optimale dépend de manière significative de l'angle de frottement, surtout si la valeur est supérieure à 30° . La figure 1.23 montre le schéma de rupture pour ce cas.

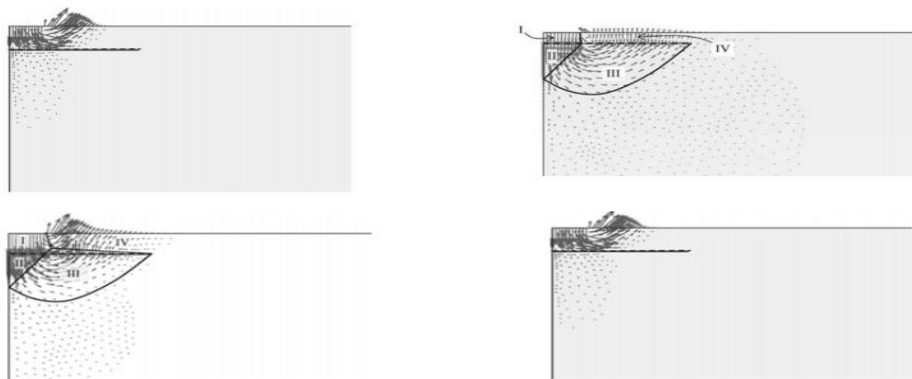


Figure 1.23: Vecteurs des déplacements pour $\varphi=30^\circ$ et $b/B=4$
a) non renforcé b) $u/B=0.2$ c) $u/B=0.4$ d) $u/B=0.5$ [SHA17].

Oliaei and Kouzegaran [OLI17] ont effectué des calculs numériques à l'aide du logiciel FLAC afin de faire une comparaison entre la performance de renforcement avec géocellules et le renforcement avec géosynthétique plan (Figure 1.24). Les analyses sont effectuées pour deux types de sol (sable et argile) et les résultats sont comparés. Les conditions optimales de mise en place des géocellules et géosynthétiques plans telles que la hauteur optimale, la largeur et la profondeur d'ancrage pour le sable et l'argile a été effectuée. Par conséquent, la couche de géocellules est considérée comme équivalente à deux couches de géosynthétiques plans. Oliaei et al [OLI17] ont déterminé que les conditions de placement dans lesquelles les couches de géocellules ont la plus grande efficacité (capacité portante la plus élevée avec le coût le plus bas).

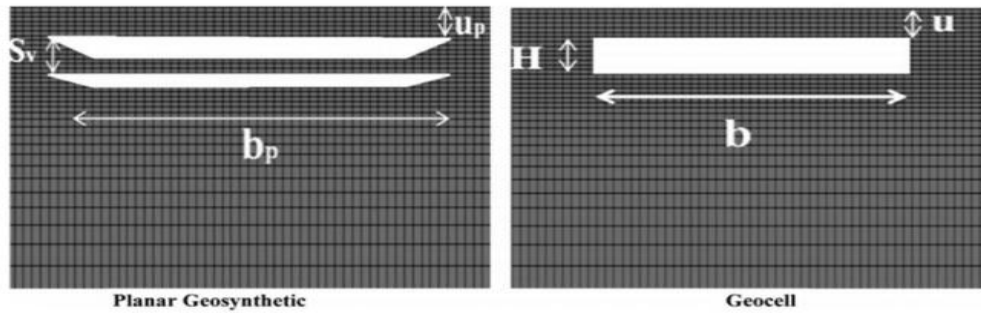


Figure 1.24: *Présentation du problème étudié par Oliaei and Kouzegaran [OL117]*

1.4. Géosynthétiques, filtration et drainage

Au cours des dernières décennies, les géosynthétiques ont révolutionné la pratique du génie civil [HOL17] et ces produits ont résolu plusieurs problèmes en génie géotechnique et géo environnemental [BOU 02] ; [KOE 05] ; [ZOR07]. Celles-ci incluent la séparation des différentes couches de sol, la filtration et le drainage du sol environnant, ainsi que de nombreuses autres fonctions. Les géotextiles peuvent répondre à ces exigences car ils sont plus minces que la plupart des sols, ont une porosité plus élevée que la plupart des sols.

Les géotextiles contiennent des pores de taille uniforme [PAL02] ; [AYD07]. Les géotextiles ayant des propriétés hydrauliques similaires peuvent remplacer les matériaux de barrière hydraulique couramment utilisés tels que le gravier et le sable. Les géotextiles sont préférés en raison de leur légèreté et de leur facilité d'installation [Mc CAR 05] ; [PAR06] ; [ZOR10]. Plusieurs études ont confirmé les effets négatifs de la présence de barrières capillaires dues à une pression d'eau insuffisante entre les couches de sol et les géotextiles [RIC 97] ; [IRY05] ; [BOU06] ; [GAR07] ; [BAT 09] ; [POR 14]. Bien que la pénétration de la pluie dans la structure du sol ait été protégée et réduite, un écoulement préférentiel autour de l'interface sol-géotextile a été utilisé comme approche de stabilisation pour maintenir l'intégrité structurelle [RAH17] ; [RAH18] ; [RAH 19] ; [JUA 22]. Les géotextiles peuvent également réduire considérablement la déformation axiale cumulative, la pression résiduelle excessive de l'eau interstitielle et la teneur en eau du sol à l'interface entre les couches de fondation et de gravier [DIN22].

1.4.1 Recherche sur le drainage et la filtration des géosynthétiques

Un géotextile remplit la fonction de filtration en limitant la migration des particules de sol à travers son plan, tout en limitant relativement le débit de liquide à travers le filtre pendant la durée de vie prévue de l'application considérée. La filtration offre également des avantages de séparation (Giroud, 1981 ; Koda, Szymański & Wolski, 1989 ; Koerner, 2012). En effet, le géotextile joue un rôle crucial dans la gestion des flux d'infiltration et la stabilité des sols. Lorsqu'il est placé à côté du sol de base, il agit comme une barrière qui permet le passage de l'eau tout en empêchant la migration des particules de sol. Le géotextile crée une discontinuité entre le sol naturel et lui-même. Pour éviter que les particules de sol ne migrent indéfiniment à travers le géotextile, il est essentiel d'établir rapidement des conditions d'équilibre à l'interface sol-géotextile. Cela signifie que les forces de filtration et de rétention doivent s'équilibrer pour maintenir la stabilité (Wesolowski et al., 2000 ; Shukla, 2016 ; Miskowska, Lenart et Koda,

2017).

Plusieurs études ont rapporté des effets hydrauliques observées entre les couches de sol et le géotextile. Les résultats de Clancy et Naughton ont montré que des taux d'arrachement plus élevés entraînent des résistances à l'arrachement plus élevées pour un géogrille conventionnelle et un géocomposite géogrille/géotextile [CLA 11]. De plus, la résistance à l'arrachement du géocomposite s'est avérée supérieure à celle de géogrille. Cette augmentation était plus importante à des contraintes de confinement plus élevées et a été attribuée à la dissipation rapide de la pression interstitielle excessive par l'élément de drainage géocomposite.

Les auteurs trouvent les observations rapportées par Clancy et Naughton et des études similaires (par exemple [ZOR05] ; [YOO07]) intéressantes dans la mesure où la résistance à l'arrachement des géogrilles dépend principalement de leur emboîtement avec le sol environnant. Il est intéressant de noter que les études suggèrent que dans les sols à grains fins, l'utilisation d'un géocomposite peut offrir une capacité de drainage supérieure qui compense largement l'altération de l'emboîtement causée par la présence d'un géotextile non tissé. Ces résultats sont cohérents avec d'autres études menées sur des sols de qualité médiocre (par exemple, [POR13a, 13b]).

Khoury et al. [KHO 11] ont utilisé un appareil de cisaillement direct modifié pour étudier l'effet de la succion matricielle sur le comportement de l'interface sol-géotextile. Les résultats de leur étude ont montré que le pic de résistance au cisaillement à l'interface sol-géotextile augmente avec la succion et la contrainte normale nette, mais le déplacement horizontal du pic de résistance au cisaillement devient plus faible avec une succion plus élevée. L'augmentation observée de la résistance au cisaillement à l'interface était principalement due à l'augmentation de l'interception d'adhérence de l'interface, ou l'angle de frottement à l'interface change relativement peu par rapport à la contrainte normale nette.

Hatami et al. [HAT 13] et Esmaili et al. [ESM 14] ont examiné l'effet du contenu en eau gravimétrique (GWC) sur la résistance au cisaillement de l'interface et la capacité d'arrachement du renforcement géotextile tissé dans les sols marginaux (par exemple, les sols contenant plus de 15 % de fines) et ont proposé des facteurs de réduction de l'humidité (MRF) pour l'analyse de stabilité des murs de sol renforcés.

Le développement de barrières capillaires dans les sols géosynthétiquement renforcés (GRS) a été évalué par analyse numérique. Par exemple, Chinkulkijniwat et al. [CHI 17] ont étudié les facteurs affectant la conception du drainage des murs MSE et ont constaté que la réponse hydraulique des zones renforcés est principalement régie par la courbe de rétention d'eau et la conductivité hydraulique saturée entre le géocomposite et le sol. Dans Chinkulkijniwat et al. [CHI 17], les barrières capillaires jouent un rôle secondaire dans la détermination de la saturation à l'interface composite du sol. Albino et al. [ALB19] ont réalisé une étude numérique pour confirmer la réponse hydraulique d'une expérience de mur renforcé à une interface sol-géosynthétique en laboratoire. Leurs résultats ont validé la présence et l'effet des barrières capillaires et ont mis en évidence l'effet de l'hétérogénéité de la porosité des matériaux sur la réponse à l'infiltration des sols compactés.

1.5. Conclusion

Ce chapitre présente un aperçu bibliographique concernant des études menées pour analyser de la capacité portante des fondations superficielles sur sol renforcés par géosynthétiques. De nombreuses études expérimentales, théoriques et numériques ont été menées pour évaluer l'impact des paramètres géométrique et géotechnique sur l'augmentation de la capacité portante des sols renforcés. De plus, ce chapitre passe en revue les progrès récents des produits géosynthétiques, l'utilisation de ces matériaux dans les structures de sol renforcé et leurs applications environnementales. De nouvelles innovations dans les produits, les nuances et les propriétés devraient donc élargir la gamme d'applications de ces matériaux. Ce type de structure est bénéfique non seulement pour les charges statiques, mais également dans les zones où une activité sismique importante est attendue. De nouvelles méthodes de construction élargissent également l'utilisation de murs de soutènement en terre renforcée géosynthétiquement, y compris de nouvelles unités de remblai qui réduisent le temps et les coûts de construction et améliorent l'esthétique des structures. Pour valider le concept de renforcement, des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont appliquées pour calculer la capacité portante.

Chapitre 2 : Modélisation couplée dans les matériaux granulaires avec des renforcements souples

Chapitre 2 : Modélisation couplée dans les matériaux granulaires avec des renforcements souples

2.1. Introduction

L'étude des processus multiphysiques permettent la compréhension de nombreux phénomènes intéressants dans les matériaux poreux, tels que la diffusion et l'affaissement, le séchage et le retrait, le gel et l'écaillage, la capillarité et la fissuration [COU 04]. Ces processus multiphysiques impliquent généralement deux champs physiques ou plus. Dans certains cas, l'effet de couplage est non seulement perceptible, mais également critique. Par exemple, dans le cas du processus thermo-hydro-mécanique, les variations de température et d'humidité peuvent entraîner des déformations et des contraintes dans les matériaux. La modélisation multiphysique permet de prédire ces effets et d'optimiser la conception et la durabilité des structures. Dans de nombreux cas, La modélisation multiphysique est souvent théoriquement supérieure à la résolution séparée et non liée de processus physiques. Le développement de modèle multiphysique solide nécessite une compréhension des mécanismes fondamentaux et l'application correcte des techniques de modélisation pour obtenir des résultats de simulation fiables. [ZHE 11]. Ce chapitre donne un bref aperçu du rôle du couplage multiphysique dans les problèmes de la géomécanique.

2.1.1 Phénomènes hydriques

Les phénomènes hydriques sont liés à l'écoulement des fluides dans l'environnement. Les transferts de fluides dépendent en particulier du volume accessible à ces fluides (lié à la porosité) qui évolue avec le tassement et de la distribution des lixiviats - biogaz en tout point. De plus, la production de biogaz (et de lixiviat) a généralement un impact sur les écoulements. En conséquence, certaines variables et certains paramètres hydriques dépendent de la température.

2.1.2 Phénomènes de transport

Les phénomènes de transport concernent le transport de certains composants (colloïdes, particules, composés solubles comme les ions, espèces gazeuses ...) dans les phases fluides. Différents mécanismes interviennent pour permettre ces déplacements :

- La diffusion : Ce phénomène correspond au mouvement de particules de zones à haute concentration vers des zones de basse concentration. Ce mouvement est lié aux caractéristiques du fluide et dépend de la température.
- La dispersion : Ce mécanisme est analogue à la diffusion, mais contrairement à ce dernier phénomène, le moteur de la dispersion est le mouvement, et en particulier la vitesse, du fluide.
- L'advection : Il s'agit du transport de particules par un fluide en mouvement.
- Les réactions homogènes : Les réactions dites homogènes sont des phénomènes biochimiques liés à la transformation d'éléments à l'intérieur d'une même phase (en général fluide).

- Les réactions hétérogènes : Lorsqu'une réaction est hétérogène, elle a lieu à l'interface de plusieurs phases.

Les phénomènes de dispersion et d'advection sont liés à l'écoulement du fluide et par conséquent aux phénomènes hydriques. Par ailleurs, les réactions homogènes et hétérogènes sont à relier à la biochimie du milieu et aux phénomènes de biodégradation.

2.1.3 Phénomènes thermiques

Les phénomènes thermiques permettent de décrire l'évolution de la température dans un environnement. Tous ces phénomènes sont décrits par la conservation de l'énergie. La température change principalement par la conduction et la convection. La conduction est le transfert d'énergie thermique dû à un gradient de température. Cela dépend des propriétés du milieu. La convection, similaire à l'advection, est le transport d'énergie thermique par l'écoulement de fluide. La convection comprend également le phénomène de dispersion thermique, analogue à la dispersion des particules. Les déchets ont également des dissipateurs / sources de chaleur. Les réactions de biodégradation, en particulier dans des conditions aérobies, sont exothermiques et dégagent donc de la chaleur. Au contraire, l'infiltration de liquides généralement plus froid que le massif, soit par précipitation, soit par injection, entraîne un transfert d'énergie. C'est aussi le principe de la mesure du teneur en liquide par fibre optique. Enfin, certaines réactions de changement de phase comme l'évaporation consomment de l'énergie.

2.1.4 Phénomènes mécaniques

Les phénomènes mécaniques permettent d'expliquer l'évolution des structures solides et la stabilité mécanique de l'ensemble du massif. Au niveau des pores, des phénomènes mécaniques provoquent des modifications des propriétés du milieu, notamment des propriétés hydriques telles que la porosité. A l'échelle du massif, les phénomènes mécaniques sont la cause des tassements différentiels et de problèmes de stabilité des talus. Par ailleurs, la stabilité mécanique du massif dépend des conditions hydriques. En effet, par exemple, la présence d'une nappe de liquide fragilise le massif [KHI 07]. De plus, une pression de biogaz trop élevée peut également causer des problèmes mécaniques.

2.1.5 Phénomènes biochimiques

Les phénomènes biochimiques décrivent l'ensemble des réactions biochimiques qui se produisent notamment lors de la biodégradation. Yuen et al. [YUE 95] identifient certains facteurs particulièrement importants qui favorisent ou inhibent la biodégradation. Ces facteurs sont la teneur en liquide, la température, le pH, la teneur en oxygène, la teneur en dihydrogène et la concentration en nutriments. La teneur en liquide est rapportée par Yuen et al [YUE 95] comme le paramètre clé de la biodégradation. En effet, l'eau est un élément essentiel à la survie et au développement des micro-organismes. De plus, la phase liquide facilite le contact entre les éléments dégradables, les nutriments et les micro-organismes.

2.2 Couplages entre phénomènes

Un résumé des différents couplages est fait en figure 2.1. Chaque phénomène peut se décrire à l'aide de multiples paramètres et variables. Par conséquent, un nombre important de phénomènes décrits de manière détaillée génère nécessairement un nombre important de paramètres et variables à renseigner. Le renseignement des caractéristiques du milieu est complexe et se heurte à de multiples problématiques expérimentales. Par ailleurs, lors d'une expérience, il semble difficile de contrôler toutes les différentes caractéristiques du milieu ce qui rend difficile le renseignement des modèles utilisables. Enfin, les phénomènes étudiés sont plus ou moins critiques selon l'échelle de temps et d'espace prise en compte. Par exemple, la biodégradation prend place sur plusieurs mois à plusieurs années au contraire de l'impact d'une injection qui a au plus une dynamique hebdomadaire. Par conséquent, il est particulièrement important, pour une étude donnée, d'identifier l'échelle d'étude pertinente en espace comme en temps ainsi que les phénomènes critiques de manière à utiliser un modèle simplifié adapté à l'étude souhaitée. L'étude des phénomènes hydriques est le sujet principal de ce manuscrit. On peut particulièrement noter l'influence possible des effets mécaniques [ANN 11].

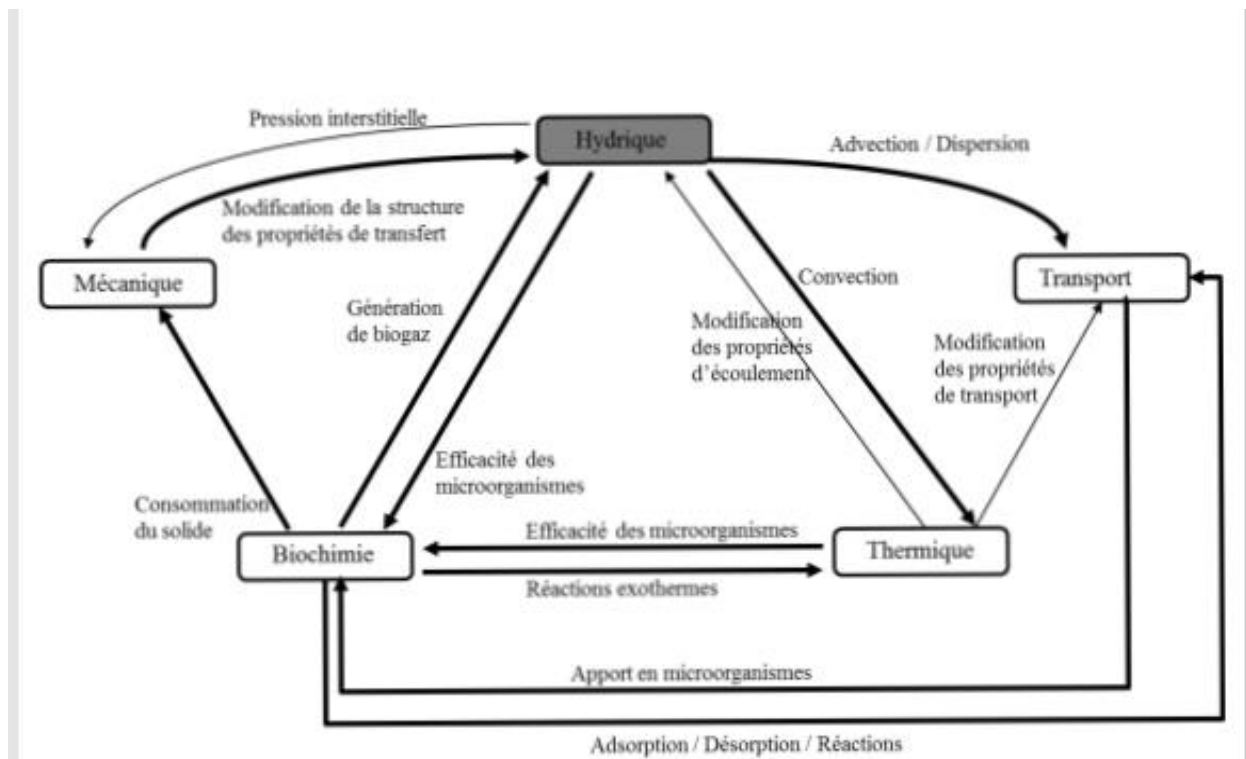


Figure 2.1 : Couplages multiphysiques [ANN 11].

2.3 Types de couplage

La particularité des simulations multiphysiques réside dans la description d'un phénomène par plusieurs physiques. Une seule physique signifie qu'une seule variable, et son équation associée, suffit pour prédire le comportement du système. Température pour l'équation de la chaleur, champ de vitesse pour les écoulements sont des exemples. Il s'agit d'une simplification : la température d'un système est rarement à l'équilibre, les échanges de matière profitent des

écoulements de fluide, la déformation d'un composant mécanique prend en compte les propriétés du matériau. Lorsque la modélisation saisit au moins deux physiques pour décrire totalement ou partiellement une problématique, on pénètre de plein pied dans la multiphysique. L'évolution de chaque variable est décrite par son équation associée. Si ces variables interagissent les unes avec les autres, comme l'évolution des propriétés mécaniques avec la température par exemple, elles interviennent dans les différentes équations par des termes supplémentaires, dit termes de couplage. Pratiquement, il est également important de savoir si l'on résout tout d'abord le champ de température, puis on calcule la thermo dilatation correspondante (couplage faible), ou si l'on doit résoudre simultanément toutes les équations (couplage fort). Les géomatériaux, les sols ou les bétons sont des exemples de milieu poreux renfermant souvent de l'eau saturante ou non, et qui nécessitent donc un couplage des trois équations de la mécanique, de la thermique et de l'hydraulique. Cette famille de couplage est connue sous le nom de couplages thermo-hydro-mécaniques ou THM. Suivant les conditions de son étude, l'utilisateur peut choisir de ne considérer qu'une certaine combinaison de ces trois phénomènes. On peut choisir par exemple de ne pas tenir compte des équations de la thermique, ou encore de ne représenter que la pression d'eau saturante. On parle alors de couplage hydromécanique ou couplage HM [ROL 11].

2.3.1 Mise en œuvre

La conception puis la réalisation d'un couplage nécessite des compétences en physique, en numérique et en informatique. La physique du couplage revient à écrire les équations dans chaque milieu et à l'interface séparant ces milieux. On aboutit à un système faisant interagir les physiques impliqués via des termes de couplage. Le numérique discrétise le système précédent ce qui amène à mettre l'accent sur les disparités spatiales et temporelles des physiques impliquées. L'aspect informatique doit fournir un cadre général facilitant la mise en œuvre du couplage grâce à une approche non intrusive dans les codes et permettre l'utilisation de codes commerciaux.

2.3.2 Couplage hydromécanique

En géosciences, le terme « couplage hydromécanique (HM) » fait référence à l'interaction physique entre les processus hydrauliques et mécaniques. Les interactions HM sont courantes dans les milieux géologiques (tels que le sol et les roches). En effet, ces milieux contiennent des pores et des fractures, qui peuvent être remplis de fluide et déformables. En général, un milieu poreux saturé de fluide ou une fracture rocheuse peut se déformer en raison d'un changement de la contrainte externe ou de la pression interne du fluide interstitiel. Une augmentation de la charge de compression externe (ou contrainte) signifie que le l'ensemble du milieu poreux est comprimé à un volume apparent et un volume de pores plus petits. Lorsqu'une contrainte externe est appliquée "rapidement", le volume de pores réduit tend à comprimer le fluide interstitiel, entraînant une augmentation de la pression du fluide interstitiel car il n'a pas le temps de s'échapper. C'est ce qu'on appelle la "réponse HM non drainée". D'autre part, si la charge externe est appliquée "lentement", le fluide a le temps de s'échapper du volume comprimé avec d'augmentation de la pression du fluide. C'est ce qu'on appelle une "réponse HM drainée". De même, une réduction de la pression du fluide ou de la masse du fluide peut provoquer un tassement du milieu poreux, avec une réduction concomitante du volume et du volume des pores.

En général, le couplage HM discutés ci-dessus peut être décrit comme un couplage HM « direct » ou un couplage qui se produit par déformations et interactions pores-fluide. Le couplage HM direct implique deux phénomènes fondamentaux [Wang 2000] :

- (i) Un couplage solide-fluide qui se produit lorsqu'une modification de la contrainte appliquée entraîne une modification de pression ou de la masse de fluide.
- (ii) Un couplage fluide-solide ; Cela se produit lorsque le volume d'un milieu poreux change en raison de changements de pression ou de masse du fluide.

Ces deux cas de couplage HM direct sont représentés schématiquement sur la figure 2.2 et étiquetés (i) et (ii). Dans l'un ou d'autre de ces deux cas, une réduction du volume des pores entraîne une réduction de la section transversale et une réduction de la capacité d'écoulement du fluide. De plus, la réduction du volume des pores peut entraîner un matériau plus rigide en raison d'un contact accru entre les particules adjacentes. Ces changements signifient que les processus mécaniques et hydrauliques peuvent s'influencer mutuellement en modifiant les propriétés des matériaux. Cela peut être considéré comme un couplage HM "indirects". Par conséquent, nous pouvons considérer deux phénomènes de base du couplage HM indirect :

- (iii) le couplage solide-fluide qui se produit lorsque la contrainte appliquée produit un changement dans les propriétés hydrauliques.
- (iv) Un couplage fluide-solide ; Cela se produit lorsque les propriétés mécaniques changent en raison des changements de pression du fluide.

Ces phénomènes sont étiquetés (iii) et (iv) dans la figure 2.2 Les processus couplés directs et indirects sont entièrement réversibles. Cependant, les réponses inélastiques telles que la plastification, la rupture ou le glissement provoquent des changements irréversibles dans les milieux poreux et fracturés. Le couplage direct HM se produit dans tous les types de milieux géologiques, mais à tendance à être plus important dans les roches et les sols relativement mous et à faible perméabilité. Le couplage HM indirect a tendance à être le plus important dans la roche fracturée ou la roche intacte avec des micropores inter grains plats, où les changements de perméabilité causés par la fracture ou la dilatation des pores peuvent être dramatiques [JON 02].

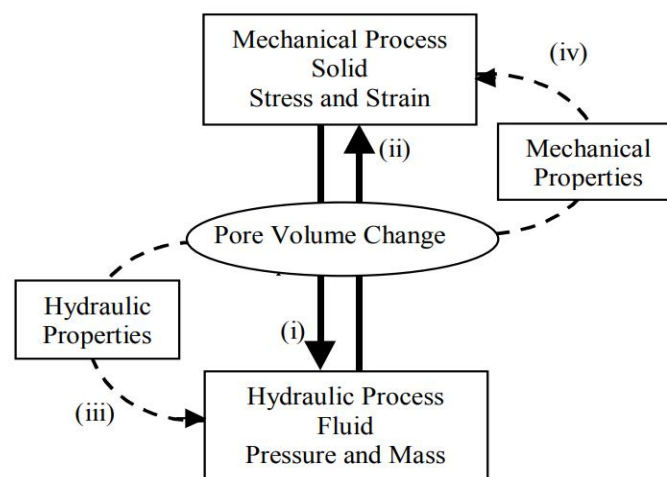


Figure 2.2 : Couplage hydromécanique en milieux géologique. (i) et (ii) sont des couplages directs dus aux interactions de volume de pores, et (iii) et (iv) sont des couplages indirects dus à des changements dans les propriétés des matériaux. [JON 02].

2.4 Théorie de consolidation

Les sols mous tels que les argiles sont constitués de petites particules et l'espace poreux entre les particules est toujours rempli de fluides (liquides et gaz). Dans le domaine de la mécanique des sols, un milieu poreux contenant des fluides multiphasiques dont l'air est dit partiellement saturé, tandis qu'un milieu poreux ne contenant qu'un fluide monophasique est dit saturé. La déformation de sol dépend non seulement de la rigidité du matériau poreux mais aussi du comportement des fluides dans les pores. La déformation simultanée du matériau poreux et l'écoulement des fluides interstitiels font l'objet de la théorie de la consolidation. La théorie de la consolidation s'applique aux problèmes d'affaissement lorsqu'ils sont causés par la contraction de fluide [JIN 02].

Terzaghi [TER43] a introduit la première théorie de consolidation des systèmes unidimensionnels. Terzaghi a étudié le problème de consolidation unidimensionnel d'une couche horizontale avec chargement uniforme. Dans ce problème, Terzaghi a introduit le principe de la contrainte effective. Parallèlement, la série d'études de Biot [41a, 41b, 55, 56a, 56b] a présenté une théorie générale du problème de consolidation tridimensionnels et une solution élastique générale pour les matériaux poreux anisotropes. Biot a basé sa théorie sur la relation constitutive contrainte-déformation linéaire et la forme linéaire de la loi de Darcy. Les analyses de Terzaghi et de Biot sont linéaires, mais peuvent être étendues à des problèmes non linéaires. [SCH 69 ; CHR 70 ; YOK 71] ont utilisé la théorie élastique de Biot pour appliquer la méthode des éléments finis à l'analyse numérique de la consolidation du sol. [GHA 73] ont introduit la compressibilité des fluides dans la théorie de la consolidation, et [LEW76] ont étudié l'importance des changements de perméabilité lors de la consolidation. Si la perméabilité et la compressibilité du fluide changent pendant la consolidation, le modèle de consolidation peut être considéré comme non linéaire. [SCH 77] ont utilisé la théorie de Biot pour modéliser l'affaissement de surface. [SMA 76] ont inclus la plasticité dans l'analyse de consolidation. Tous les modèles ci-dessus ont utilisé le déplacement et la pression interstitielle comme variables principales.

2.4.1 La théorie de Terzaghi

Terzaghi [TER36] a introduit le concept de contrainte effective pour décrire le comportement de déformation d'un sol saturé. Ce concept était basé sur les résultats d'expériences de la résistance et la déformation du sol. La contrainte effective de Terzaghi sous forme unidimensionnelle est définie comme :

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.1)$$

Où σ' est la contrainte effective, σ est la contrainte totale et u_w est la pression interstitielle. L'équation (2.1) est l'équation la plus fondamentale pour décrire le couplage entre les processus hydrauliques et mécaniques dans les milieux géologiques. La loi de contrainte effective de Terzaghi a été initialement appliquée aux problèmes liés à l'analyse des tassements, à la stabilité des barrages et des pentes et à la technologie pétrolière pour la stimulation des puits. Terzaghi a également dérivé la première équation couplée pour la consolidation, qui est l'équation de diffusion pour l'excès de pression d'eau (supérieure à la pression hydrostatique). La figure 2.3 représente le principe de la contrainte effective dans les sols saturés introduit par Terzaghi. Cette

figure montre comment un milieu poreux diphasique se transforme en un continuum monophasique mécaniquement équivalent.

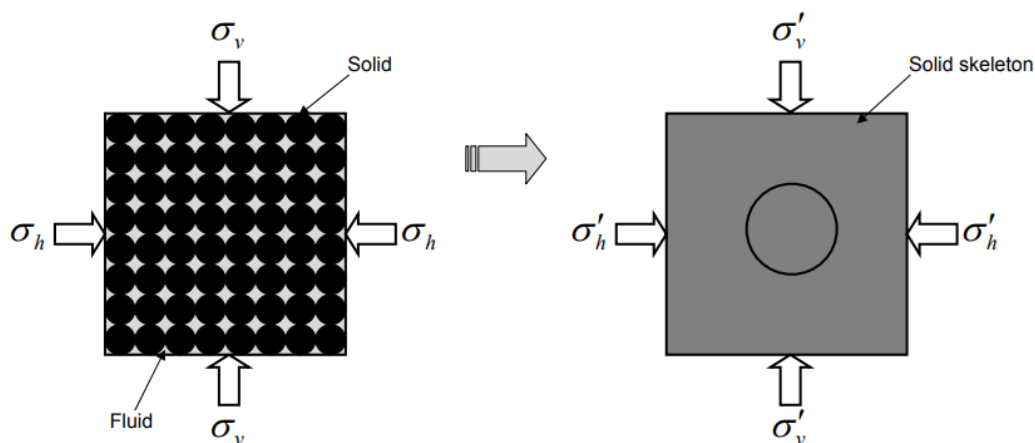


Figure 2.3 : Représentation du concept de contrainte effective pour les sols saturés [EDW10].

2.4.2 La théorie de Bishop

La recherche sur la contrainte effective dans le sol non saturé a été activement poursuivie dans les années 1950 et 1960 [BIS 1954 ; BIS 1959 ; JEN 62 ; BIS 63]. Le travail le plus important pendant cette période était celui de Bishop avec la relation de contrainte effective, par laquelle des changements de la contrainte effective ont été attribués à la nature non saturée du sol par l'introduction du produit de la succion matricielle avec un paramètre χ dit coefficient de Bishop

$$\sigma' = (\sigma - ua) + \chi (ua - uw) \quad (2.2)$$

Où le premier terme à droite est la contrainte nette (contrainte externe) et le second terme est la partie de la contrainte effective attribuée à l'état de saturation (contrainte interne). Le paramètre χ est supposé dépendre principalement du degré de saturation mais aussi de la structure du sol et de l'histoire de chargement hydromécanique (Bishop (1960)) cité par [BIS 63]. La valeur du paramètre χ , suggérée par Bishop, est tout simplement un degré de saturation particulier car il varie entre 0 et 1 : ce qui conduit à $\chi = 1$ (la variation de la contrainte effective est égale à la variation de la pression d'eau interstitielle par rapport à la pression d'air régnant) pour l'état saturé et $\chi = 0$ (la variation de la contrainte effective est égale à zéro) pour l'état sec.

Dans la contrainte effective de Bishop et pratiquement toutes les autres approches de contraintes effectives qui suivent (par exemple : [HOU 97; KHA 98; BOR 06]; NUT 08]), un degré de saturation, plutôt supérieur au degré de saturation effectif de la saturation, a été utilisé. Le degré de saturation effectif est défini comme la différence entre la teneur en eau volumique actuel et la teneur en eau résiduelle normalisée par la différence entre la porosité et la teneur en humidité résiduelle [WAH 13].

2.4.3 La théorie de consolidation de Biot

Le modèle classique de Biot a été développé en 1941 [BIO 41]. Il a été considérablement utilisé et affiné dans des nombreux domaines distincts comme les études de propagation d'ondes dans les milieux poreux, la géophysique, le séchage, etc. Biot a étendu le concept de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi à une théorie générale de consolidation tridimensionnelle. Les équations de Biot pour les milieux poreux élastiques linéaires isotropes peuvent être écrites sous la "forme de rigidité mixte" suivante [WAN 2000] :

$$\sigma_m = k\varepsilon_v - \alpha P \quad (2.3)$$

$$\xi = \alpha\varepsilon_v + \frac{1}{M}P \quad (2.4)$$

Où σ_m est la contrainte totale moyenne (positive pour la compression), k est le module de compressibilité usuel (drainé), ε_v est la déformation volumétrique (positive pour la contraction) et α est le coefficient de Biot -Willis [BIO 56], ou ξ est l'incrément de la teneur en eau devient négatif lorsque le fluide est retiré du stockage et positif lorsque l'eau est ajoutée au volume du squelette. et M est le module de Biot. L'équation (2.3) régit la réponse élastique de la structure poreuse ; L'équation (2.4) régit la réponse du fluide interstitiel. Les deux équations sont couplées via les termes de déformation volumétrique et de pression de fluide. L'interaction entre le fluide interstitiel et la réponse élastique est l'ensemble d'équations de bilan énergétique, appelées équations poroélastiques. L'introduction du coefficient de Biot-Willis comme facteur multiplié par la pression du fluide dans l'équation (2.3) modifie et généralise la loi de contrainte effective de Terzaghi comme suit :

$$\sigma'_m = \sigma_m - \alpha p \quad (2.5)$$

Le coefficient α , qui varie généralement entre 0 et 1, a été mesuré dans des expériences de laboratoire (Nur et Byerlee 1971) sur divers matériaux géologiques. Pour les sols, ce coefficient est généralement proche d'un et pour les roches, il peut être nettement inférieur à un.

Les hypothèses émises sur les propriétés des sols saturés afin d'aboutir à la théorie générale de la consolidation sont les suivantes : - le matériau est isotrope ; - Réversibilité des relations contraintes-déformation avec les conditions finales d'équilibre; - les relations contrainte/déformation sont linéaires ; - le matériau est soumis à de petites déformations ; - le fluide est incompressible; - le fluide peut contenir des bulles d'air (pour créer une compressibilité de la phase fluide) - le fluide s'écoule dans le matériau poreux suivant la loi de Darcy.

2.4.4 Poroélasticité

La déformation de la roche modifie le volume de l'espace poreux, ce qui modifie la pression du fluide interstitiel à moins que le fluide n'ait suffisamment de temps pour s'échapper. De ce fait, la pression et la déformation sont généralement « couplées ». La théorie de la poroélasticité linéaire est souvent invoquée pour expliquer l'interaction entre la déformation et les changements de pression interstitielle. La poroélasticité linéaire traite du couplage entre les petites déformations de milieu poreux et l'écoulement des fluides. Par exemple : Le fluide dans le réservoir absorbe les contraintes qui s'enregistrent sous forme de pression ou de charge

hydraulique, si la pression du fluide interstitiel est considérablement réduite par le pompage, le sédiment peut être déplacé par l'augmentation de la charge. Le réservoir peut continuer à se condenser car l'espace poreux réduit permet un mouvement plus de fluide.

Relations constitutives

Généralement, les équations poroélastiques sont exprimées en termes ε et ξ , où $\varepsilon = \frac{\delta v}{v}$ le changement volumétrique, et ξ est l'incrément de la teneur en fluide.

La première équation montre que tout changement de contrainte appliquée et la pression interstitielle entraînera une déformation volumétrique :

$$\varepsilon = \frac{1}{K}\sigma + \frac{1}{H}p \quad (2.6)$$

La deuxième équation montre l'augmentation du volume d'eau due au changement de la pression interstitielle :

$$\xi = \frac{1}{H}\sigma + \frac{1}{R}p \quad (2.7)$$

A partir des relations précédentes, K représente le module de compressibilité et 1/K est la compressibilité du matériau. Le coefficient 1/H décrit la variation de volume apparent due aux variations de pression interstitielle sous l'application d'une contrainte constante. Le coefficient 1/R représente la relation entre la variation du volume d'eau ajoutée ou retirée du volume total due aux variations de la pression interstitielle. [MOH 13]

Constante poroélastique associée

Les constantes poroélastiques plus couramment utilisées, telles que le coefficient de Skempton B et le coefficient de Biot-Willis α , peuvent être exprimées par K, H et R. Le coefficient de Skempton est défini comme suit :

$$B = -\left(\frac{\partial p}{\partial \sigma}\right) = \frac{R}{H} \quad (2.8)$$

En général. Le coefficient de Skempton varie de 0 à 1. Le coefficient de Skempton décrit la répartition de la contrainte appliquée entre le fluide et le squelette du sol.

Le coefficient de Biot-Willis est défini comme :

$$\alpha = \frac{K}{H} \quad (2.9)$$

L'équation d'écoulement des eaux souterraines est une combinaison de la conservation de la masse et de la loi de Darcy, et il existe généralement une quantité appelée le stockage spécifique S_s . Le stockage spécifique à une contrainte constante est :

$$S_{\sigma} = \left(\frac{\partial \xi}{\partial p} \right)_{\sigma} = \frac{1}{R} = \frac{\alpha}{KB} \quad (2.10)$$

Le stockage spécifique à déformation constante $S_{\varepsilon} = \left(\frac{\partial \xi}{\partial p} \right)_{\varepsilon} = S_{\sigma} - \frac{K}{H^2} = \frac{1}{M} = \frac{\alpha}{K_u B}$ (2.11)

En remplaçant le coefficient (1/H) dans l'équation (2.6) par (α/K) :

$$\varepsilon = \frac{1}{K} \sigma + \frac{\alpha}{K} p \quad (2.12)$$

En remplaçant le coefficient (1/R) dans l'équation (2.7) par le coefficient de stockage spécifique $\frac{\alpha}{KB}$.

$$\xi = \frac{\alpha}{K} \sigma + \frac{\alpha}{KB} p \quad (2.13)$$

Les équations (2.12) et (2.13) peuvent être réarrangées pour la contrainte et la pression :

$$\sigma = \left(\frac{K}{1-\alpha B} \right) \varepsilon - \left(\frac{K}{1-\alpha B} B \right) \xi \quad (2.14)$$

$$p = - \left(\frac{K}{1-\alpha B} B \right) \varepsilon + \left(\frac{K}{1-\alpha B} \frac{B}{\alpha} \right) \xi \quad (2.15)$$

Nous pouvons définir $K_u = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ pour $\xi = 0$, et donc identifier K_u comme le stockage spécifique non drainé (le stockage lorsqu'il n'y a pas de gain ou de perte de fluide).

$$K_u = \frac{K}{1-\alpha B} \quad (2.16)$$

Les équations présentes ci-dessus montrent que le coefficient de Biot-Willis α et le coefficient de Skempton B sont étroitement liés. Ces coefficients sont souvent utilisés dans l'étude de différentes réponses hydrogéologiques [C. Wan 21].

2.5 Le couplage et la modélisation numérique

De nombreux problèmes dans les milieux poreux impliquent souvent des phénomènes couplés tels que l'écoulement de fluide, le transport de soluté et la chaleur, la déformation mécanique élastiques et plastiques et les réactions géochimiques. Gérer tous les différents processus physiques et chimiques et leurs interactions dans un seul modèle n'est pas une tâche simple. Cela est en partie dû à la difficulté d'intégrer des processus intrinsèquement couplés qui se produisent à différentes échelles spatiales et temporelles [STE. 2005].

Au cours des deux dernières décennies, des efforts considérables ont été consacrés à la modélisation des problèmes couplés dans le milieu poreux. Malgré des avancées significatives, les codes numériques les plus utilisés sont encore adaptés pour résoudre un ensemble spécifique de processus physiques et n'ont pas les capacités nécessaires pour étendre leur domaine d'application. Parmi ces différents logiciels, les plus populaires sont probablement ceux qui se concentrent sur la simulation des problèmes de flux et de transport réactif. Par exemple

PHREEQC, HP1 pour les applications 1D, ou PHAST, PHT3D, CRUNCHFLOW, et RETRASO pour la gestion de géométries 2D ou 3D relativement complexes. Récemment, une tendance émerge pour développer des logiciels multiphysiques et polyvalents visant à fournir des outils flexibles et facilement extensibles à leurs utilisateurs finaux. Ceci est en partie motivé par le fait que différents domaines scientifiques partagent des défis numériques similaires, avec une demande constante de nouvelles capacités (Solveurs plus efficaces, pas de temps intelligents, nouvelles méthodes d'intégration temporelle et spatiale, etc.). La principale caractéristique des simulations multiphysiques est la capacité de gérer différents types d'équations aux dérivées partielles (PDE) couplées non linéaires et d'équations algébriques différentielles (DAE) dans un seul code. COMSOL Multiphysics est l'un des codes multiphysiques les plus utilisés dans les communautés scientifiques et industrielles [ALB14].

2.5.1 Une revue de certains travaux innovateurs sur le couplage hydromécanique

Pour simuler un problème couplé en géotechnique, l'outil numérique le plus largement utilisé est la méthode des éléments finis, qui s'est avérée capable de résoudre les formulations couplées et les conditions aux limites associées pour tenir compte du comportement réel du sol [ZIE 05]. Nous présentons dans cette section des exemples numériques pour la résolution de nombreux défis géotechniques nécessite une connaissance approfondie de l'interaction du squelette du sol et de l'eau grâce au couplage multiphysique. Ehlers et al. [EHL04] ont utilisé une approche couplée infiltration et déformation pour étudier la localisation et la déformation par infiltration dans des milieux poreux non saturés utilisent le logiciels COMSOL Multiphysics.

Griffiths et Lu, [GRI 05] ont utilisé la théorie de la succion unidimensionnelle pour étudier la stabilité des pentes d'infiltration d'eau de pluie dans des milieux élastoplastique non saturés. Le concept de contrainte effective de Bishop a été utilisé pour les milieux poreux non saturés.

Wu et Selvadurai, [WU 16] ont étudié l'avancée des eaux souterraines induite par les précipitations dans les masses de sol non saturées, en tenant compte des effets couplés de l'infiltration non saturée et de la déformation du sol.

Liu et al., [LIU19] ont utilisé une méthode de couplage hydromécanique pour simuler la déformation lors du processus de construction de très grandes sections, de tunnel, en tenant compte des effets de l'infiltration des eaux souterraines sur la stabilité des roches environnantes. Le logiciel multiphysique COMSOL a été utilisé pour la simulation.

Chuang L et al. [CHU22] étudiaient numériquement le mécanisme de fonctionnement du géotextile à effet de mèche pour drainer latéralement l'excès d'eau dans les chaussées dans des conditions saturées et non saturées, entraînant des avantages pour la performance de drainage des structures de chaussée.

2.6 Conclusion

Il existe différentes approches pour décrire le comportement mécanique des sols. On peut choisir parmi les suivantes : l'approche de contrainte effective seule, l'approche de contrainte effective-suction, l'approche de contrainte nette succion, approche de poroélasticité. Chaque approche a des avantages et des limites. Dans notre modèle de recherche, nous avons choisi l'approche poroélastique, les études des systèmes poroélastiques utilisent de plus en plus la modélisation

numérique. En particulier pour les applications géotechniques. Les problèmes multiphysiques font actuellement l'objet de nombreux travaux de recherche. Côté modélisation, l'enjeu est de mieux décrire expérimentalement certaines interactions complexes, et d'en tirer des modèles de comportement possédant des domaines de validité suffisants pour les applications considérées. Côté simulation, la plupart des travaux portent sur les approches partitionnées ; il s'agit alors de proposer de nouveaux algorithmes d'échange ou de perfectionner ceux qui existent afin d'optimiser le rapport qualité/coût des simulations, et de développer des outils logiciels permettant de réaliser les échanges entre solveurs de la façon la plus commode possible pour les ingénieurs.

Chapitre 3 : Etudes paramétriques numériques d'une fondation superficielle renforcée par géotextiles

Chapitre 3 : Etudes paramétriques numériques d'une fondation superficielle renforcée par géotextiles

3.1. Introduction

L'amélioration de la capacité portante et la réduction de tassement sous les fondations en sol granulaire sont des paramètres d'intérêt pour les ingénieurs géotechniciens qui contribuent à la sécurité et à la durabilité des structures. Il est également toujours recommandé d'estimer la résistance et la déformabilité accrues des structures avec ou sans renforcement. Le but de cette étude est d'obtenir la configuration optimale d'utilisation des géotextiles pour minimiser la déformabilité du support et améliorer la capacité portante du sol. Les paramètres étudiés pour cela sont la nature et le module de rigidité des couches de renfort, la distance de la première couche à la base de la semelle, la distance entre couches et leur nombre. A cet effet, une modélisation numérique est réalisée à l'aide du logiciel Plaxis Ver. 08, un code de calcul par éléments finis largement utilisé dans les problèmes géotechniques (statiques ou dynamiques). Plaxis prend en charge de nombreuses lois de comportement du sol. Dans ce problème, Plaxis est utilisé pour analyser le comportement et les performances des fondations filantes sur sols sableux, avec ou sans renforcement. Les détails des simulations numériques et leurs résultats respectifs sont donnés dans ce chapitre.

3.2. Modèle géométrique

Dans cette étude, la méthode des éléments finis avec le logiciel Plaxis a été utilisée pour étudier le comportement d'une semelle filante posée sur du sable non renforcé et renforcé. La géométrie du modèle illustrée à la figure 1 représente une fondation filante de largeur $B = 1$ m, simplement appuyée sur un sol sablonneux de 10 m de large et 10 m de profondeur, soumise à une charge verticale variable. Le sol de fondation est renforcé avec N (nombre) couches de géotextile. h et u sont respectivement la distance entre les couches et la profondeur entre la première couche et la base de la fondation. Le renfort s'étend de la base sur une longueur de 4 m.

Simulez les performances des fondations filantes dans des sols renforcés et non renforcés nous utilisons les mêmes conditions aux limites que le modèle Khedkar et Mandal [KHE 09]. La bordure inférieure ne peut pas se déplacer dans les deux sens et les bords latéraux ne peuvent pas se déplacer horizontalement.

Le sol est simulé par un élément de déformation plane triangulaire à 15 nœuds et un élément à 5 nœuds dans la couche de géotextile. La forme non renforcée a 512 éléments et 4213 nœuds, et la forme renforcée à 1199 éléments et le nombre de 9755 nœuds.

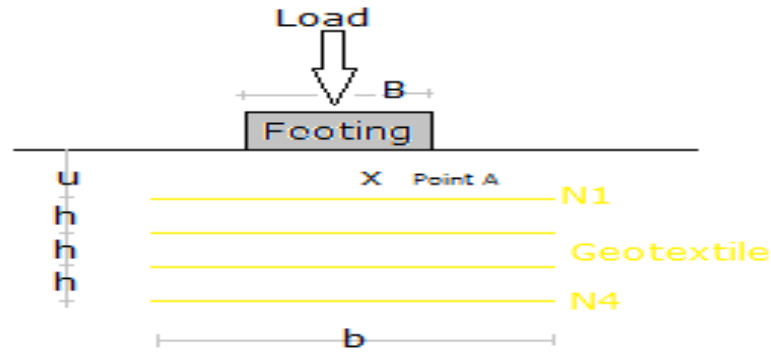


Figure 3.1 : Géométrie du sol renforcé [YAL23]

3.3. Caractéristiques des matériaux

Le modèle de comportement des matériaux du sol amélioré par le géotextile se compose d'un modèle de sol, d'un modèle de géotextile et d'un modèle d'interaction sol-géotextile. Ceux-ci sont décrits dans les sous-sections suivantes.

3.3.1 Model de sol

Dans cette étude, le comportement du sable est décrit en termes de contrainte totale par un modèle élastoplastique parfaitement plastique sans écrouissage répondant au critère de Mohr-Coulomb. Ce modèle bien connu est couramment utilisé comme première approximation du comportement du sol. Le modèle nécessite la détermination de cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la force de cohésion C , l'angle de frottement interne ϕ et enfin l'angle de dilatance ψ . Les propriétés du sable sont présentées dans le tableau 3.1.

Tableau3.1. Les propriétés des matériaux

Paramètre	Sable	Semelle
Modèle type	Mohr - Coulomb	Élastique
Type de comportement	Drainé	Non poreux
Poids volumique	17 kN/m ³	25 kN/m ³
Module d'Young	13000 kN/m ²	3.10 ⁵ kN/m ²
Coefficient de Poisson	0.28	0.2
Angle de frottement	31°	/
Angle de dilatation	0°	/
Cohésion	0.01 kN/m ²	/

La relation tension-déformation en analyse élastique peut s'écrire comme.

$$\sigma = D_e \varepsilon \quad (1)$$

Pour l'analyse élastoplastique, la relation tension-déformation est la suivante :



$$d\sigma = \left(D_e - \frac{D_e \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_e}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_e \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \right) d\varepsilon \quad (2)$$

Où f et g correspondent respectivement aux fonctions de sortie et de potentiel.

3.3.2 Propriétés des géotextiles

Deux types de géotextiles avec des coefficients de rigidité différents, Mirafi HP 570 (GEO1) et Tensar Basetex 400/50 (GEO2) (géotextile tissé), sont utilisés dans les simulations numériques. Nous nous intéressons à l'impact de ces paramètres et à leur effet sur l'amélioration de la portance et du tassement par rapport aux géométries non renforcées. Les éléments géotextiles présentent un comportement élastique parfait sans limitation de contrainte interne et sont caractérisés par une rigidité axiale EA. Le tableau 2 montre les propriétés des géotextiles.

Tableau 3.2. Propriétés des géotextiles

Type de géotextile	Type de polymère	Force de traction à un allongement 2% (kN/m)		Module de traction à un allongement 2% (kN/m)		Largeur du rouleau (m)	Longueur du rouleau (m)	
		MD	TD	MD	TD			
Mirafi géotextile HP 570 (GEO1)	Polypropylène	14	19.3	700	965	4.5	91	
Tensar Basetex 400/50 (GEO2)	Polyester (PET)	107.3	17.7	5365	885	4 à 4.4	100	

MD: sens longitudinal TD: sens transversal

3.3.3 Modèle d'interaction sol /renforcement

L'interaction entre le sol et les géosynthétiques est d'une importance primordiale dans la conception et l'analyse de la stabilité des structures de sol renforcées par géosynthétique. Des facteurs tels que la géométrie du système de sol renforcé et son processus de construction peuvent affecter les propriétés d'interaction du sol et des géosynthétiques. De plus, les propriétés d'interaction sont fortement déterminées par le mécanisme d'interaction utilisé, les propriétés physiques et mécaniques du sol, et les propriétés mécaniques et géométriques de géosynthétique [FER 15]. Dans l'analyse actuelle, des épaisseurs virtuelles sont attribuées aux éléments

d'interface pour définir les propriétés des matériaux d'interface. Les propriétés du matériau d'interface sont liées au matériau du sol adjacent par un facteur de réduction de résistivité (R_{inter}). L'épaisseur de paroi virtuelle des éléments d'interface est petite et calculée en multipliant le facteur d'épaisseur de paroi virtuelle par la taille moyenne de l'élément. Dans cette étude, le modèle de matériau Mohr-Coulomb a été utilisé pour modéliser le comportement contrainte-déformation. Le facteur de réduction de la résistance (R_{inter}) est défini comme suit :

$$R_{inter} = \frac{c_{inter}}{c_{soil}} = \frac{\tan \varphi_{inter}}{\tan \varphi_{soil}} \quad (3)$$

Où c_{soil} et φ_{soil} sont les angles de cohésion et de frottement du sol adjacent à l'interface, et c_{inter} et φ_{inter} sont les angles d'adhérence et de frottement de l'interface. Par conséquent, nous utilisons le modèle élastoplastique pour décrire le comportement interrassial. Étant donné que la génération globale de frottement est déterminée par la texture du géotextile, l'interface -géotextile est traitée comme une interface entièrement liée ($R_{inter} = 1$). De plus, aucun mouvement relatif entre le sol et le géotextile n'a été observé [SAD 15]. Par conséquent, l'angle de frottement à l'interface sable-renforcement est supposé être égal à l'angle de frottement du sable dans la zone adjacente. Dans l'expérience physique menée par Kotake et al [KOT 01], il n'y a eu aucun glissement entre le sable et la barre de renfort, et aucune rupture de la barre de renfort ne s'est produite.



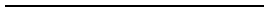
3.4. Résultats et Discussions

Le ratio de capacité portante BCR évalue l'amélioration en mesure l'augmentation de la capacité portante apportée par le géotextile. Selon Binquet et Lee [BIN75b], le BCR défini comme suit :

$$BCR = \frac{q_r}{q_0} \quad (4)$$

Avec q_r : la capacité portante du sol renforcé à un tassement donné.

q_0 : la capacité portante de sol non renforcé au même tassement.



3.4.1 Influence des paramètres géométriques critiques

Pour déterminer les paramètres optimaux (N , u/B , h/B) et le type de géotextile, des études paramétriques sont réalisées pour montrer l'effet sur la capacité portante du sol avec et sans renforcement. Nous utilisons le même modèle avec les mêmes données, en modifiant les paramètres pertinents selon le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Différentes configuration considérées dans la modélisation

Paramètres constantes	Paramètres variables
$b=4B$; $u/B=0.3$; $h/B=0.3$	Type de géotextile (module de rigidité) $N=3 ; 4$
$b=4B$; $u/B=0.3$; $h/B=0.3$; GEO2	$N=1 ; 2 ; 3 ; 4$
$b=4B$; $N=1$; GEO2	$u/B=0.1$ à 0.8
$b=4B$; $u/B=0.3$; GEO2	$h/B=0.2$ à 1 $N=2 ; 3 ; 4$

3.4.2 Influence du type de géotextile

Deux modules de renforcement différents ont été utilisés dans cette étude. Les propriétés des géotextiles sont présentées dans le tableau 3.2, la Figure 3.2a. Représente la courbe chargement-déplacement au point A sous l'axe de la fondation. Ce point accumule le tassement maximal du plan horizontal spécifié. Les géotextiles GEO1 et GEO2 sont disposés en 4 couches avec un espacement de 0,3B.

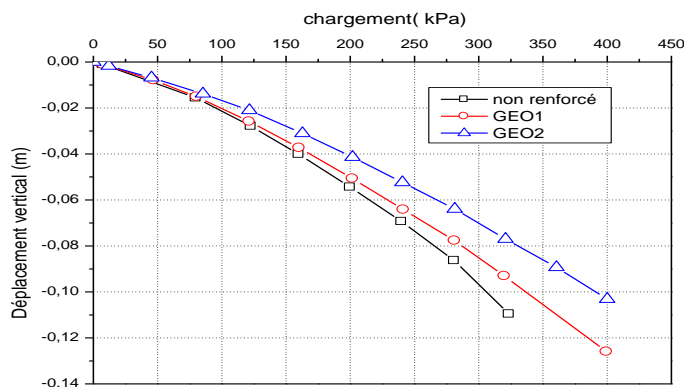


Figure3.2 : Courbes chargement- déplacement au point A en fonction des modules de rigidité des géotextiles [YAL23].

L'amélioration du comportement du sol de renforcement est associée à une augmentation du module de rigidité du géotextile. La diminution des déplacements verticaux sous la fondation fait croître, de manière implicite, la capacité portante. Cette performance est due à l'adhérence entre la couche géotextile et le sol. Cela mobilise le frottement latéral, donnant au sol un confinement supplémentaire et freinant le déplacement vertical. Le rapport de portance en fonction du déplacement vertical pour deux modules de rigidité du géotextile est illustré à la figure3.3. Le géotextile GEO1 s'est avéré avoir une capacité portante inférieure du système de fondation par rapport à GEO2. Dans ce dernier cas, utiliser 4 couches au lieu de 3 améliorera grandement la portance. Ceci ne s'applique pas à GEO1. En utilisant GEO2 au lieu de GEO1 pour le même nombre de couches, le gain de portance relatif semble rester constant quelle que soit la valeur de déplacement. En effet, ce gain est de l'ordre de 12% et 15% pour N=3 et N=4, respectivement.

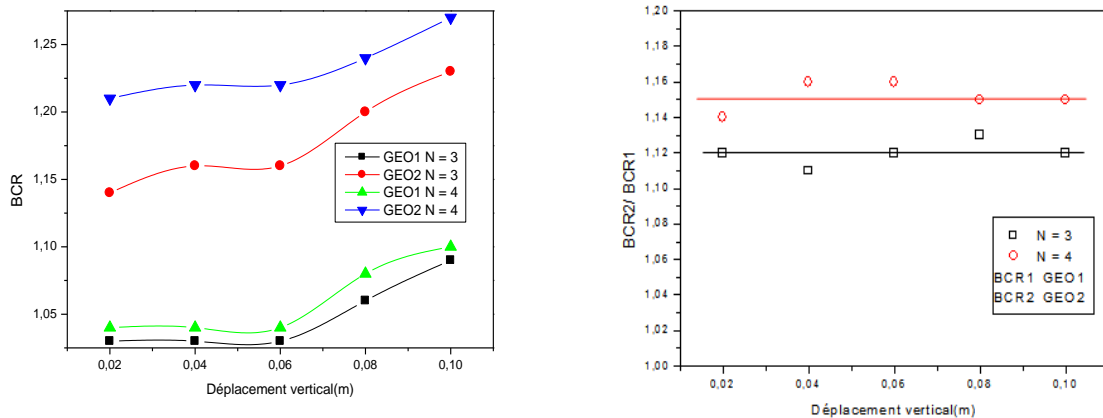


Figure 3.3. Variation de facteur d'amélioration avec le déplacement (EA variable) [YAL23].

3.4.3 Influence du nombre de couches de géotextile

Le milieu granulaire est renforcé avec des couches de GEO2 espacées de $0,3B$ et à une rigidité axiale égale de 5437 kN/m . La figure 3.4 montre les courbes pression-déplacement pour un nombre différent de couches de géotextile (N) de 1 à 4. À titre de comparaison, le comportement d'une fondation de sable non renforcée est inclus dans la figure. La figure montre que le renforcement du sol augmente significativement la rigidité initiale et la capacité portante pour le même tassement. De plus, le nombre de couches de géotextile réduit considérablement le tassement pour une charge de fondation donnée. La courbe montre que l'ajout de quatre couches de géotextile augmente la charge ultime à 400 kN/m^2 , alors que pour le sable non renforcé, elle augmente à 305 kN/m^2 , soit une augmentation de près de 30 %. La raison de cette charge de rupture accrue est le mécanisme de renforcement qui limite la propagation des grains de sable et la déformation latérale. Les géotextiles résistent aux contraintes de cisaillement horizontales imposées qui se produisent dans la masse de sol sous la zone de contrainte en raison des contraintes mobilisées dans le renforcement. La zone de contact et l'interface entre les couches de géotextile et le sous-sol augmentent avec le nombre de couches de géotextile. En conséquence, les déplacements importants du sol et les contraintes de cisaillement horizontales accumulées dans le sol sous la fondation ont été réduites et transmises à travers la couche de géotextile à la plus grande partie de sol [ELS 12].

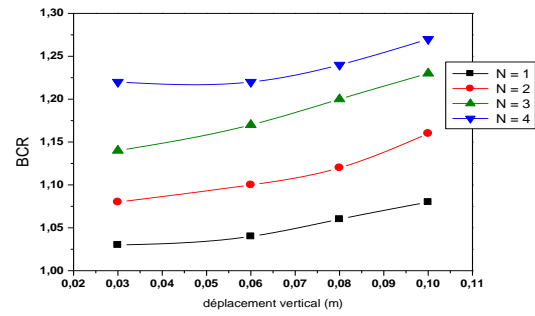
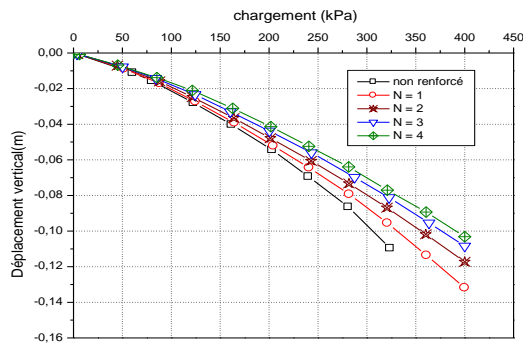


Figure 3.4. a) Courbes chargement- déplacement au point A en fonction de nombre des nappes de géotextiles (b) Variation de facteur d'amélioration avec le déplacement (N variable) [YAL23.]

La représentation graphique de la Figure 3.5a montre la diminution relative globale du tassement sous la fondation lorsque le nombre de couches renforcées passe de 1 à 4 par rapport à la configuration non renforcée pour les différents cas cités ci-dessus. La figure 3.5b montre la résistance à la traction de quatre couches de géotextile. Nous remarquons qu'ils sont concentrés dans le tiers médian de la couche. Elle diminue vers le bord de la couche et l'adhérence sol-couche se développe. Ce résultat a déjà été mentionné par Kurian et al [KUR 97].

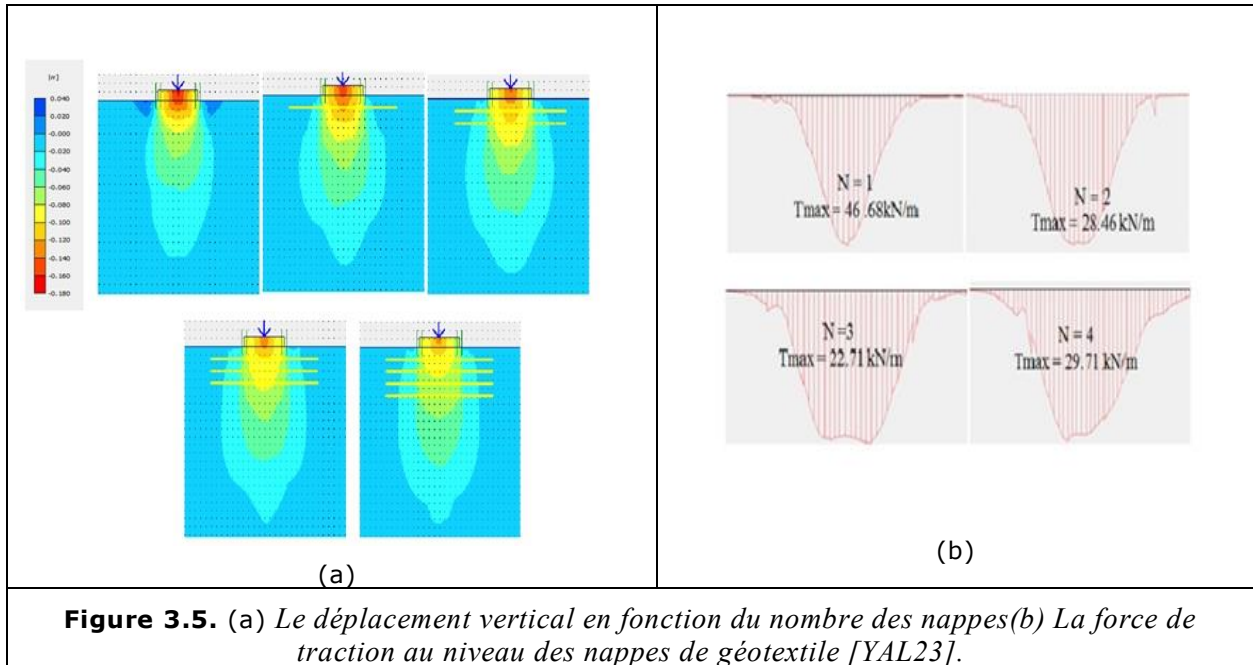


Figure 3.5. (a) Le déplacement vertical en fonction du nombre des nappes (b) La force de traction au niveau des nappes de géotextile [YAL23].

Outre l'aspect économique qui limiterait un nombre excessif de couches de géotextile, des études antérieures ont montré que l'utilisation d'un système de renforcement plus que quatre couches n'apportent pas une amélioration de la capacité portante et s'avère inefficace. Ceci peut être lié à l'inter-glisement local du sol et les nappes de renforcement [GUI 86], [YET 94], [ADA 97].

3.4.4 Effet de la distance verticale entre la fondation et la première couche de géotextile

La recherche du meilleur positionnement des couches sous la fondation a motivé cette étude. Pour ce faire, une seule couche est traitée ($N=1$) avec l'évolution du rapport de profondeur u/B : 0,1 ; 0,2 ; 0,3 ; 0,4 ; 0,8. La figure 3.6(a) montre les courbes charge-déplacement pour le sable renforcé et le milieu non renforcé.

La figure 3.6(b) montre que le BCR a une valeur optimale de $u = 0,4B$. Cette valeur optimale se situe dans la fourchette suggérée Chen [QIM 07]. Le BCR diminue fortement des deux côtés. Par conséquent, lors de l'utilisation d'une seule couche de renfort, il est recommandé de la placer à une distance correspondant à cette valeur optimale. Des études ont montré que si la distance (u) entre la première couche et la base de la fondation est inférieure à $0,25B$, le gain de capacité portante est probablement faible en raison de la rupture en traction du géotextile [BIN 75b].

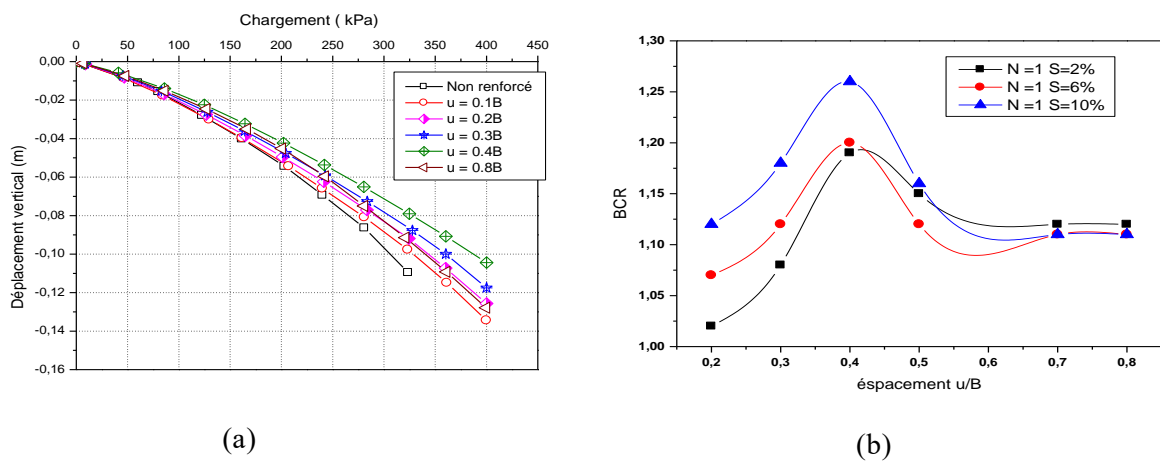


Figure 3.6. a) Courbes charge- déplacement au point A en fonction de nombre des nappes de géotextiles (b) Variation de BCR en fonction u/B [YAL23].

La capacité portante est réduite si la distance (u) dépasse la valeur optimale. La couche de géotextile s'éloigne de la zone d'influence de la charge de fondation et ne répond même pas à l'exigence de grandes valeurs de (u). A noter que la plupart des cas, si cette distance est supérieure à $0,6B$, une rupture par cisaillement du sol peut se produire sous la fondation d'après les travaux de Binquet et Lee [BIN 75b]. Si (u) varie entre $0,25B$ et $0,4B$, la couche de renfort sera sollicitée positivement. Cela signifie que la résistance au cisaillement est mobilisée et que l'interaction sol-géotextile joue alors pleinement son rôle à l'optimum $u=0,4B$.

3.4.5 Effet de la distance verticale entre les couches de géotextile

Dans cette étude, la distance verticale (h) entre les couches GEO2 variait entre $0,2B$, $0,3B$; $0,4B$; $0,5B$; $0,7B$; cette étude a été réalisée avec différents nombres (N) de couches de renfort N (2, 3 et 4). La figure 7(a) montre l'évolution du tassement en fonction du chargement à quatre couches. La capacité portante du sol non renforcé est d'environ 320 kPa et un tassement d'environ 11 cm. En insérant une couche de géotextile avec le même tassement, la capacité portante est augmentée. Cependant, pour des valeurs de h supérieures à $h=0,7B$, l'augmentation de la résistance du sol est faible lorsque la distance entre les couches est grande. L'espacement optimal pour la plus grande augmentation du facteur de capacité portante est obtenu avec un espacement des couches de géotextile de $0,3B$. Ces résultats sont similaires à ceux des autres chercheurs, Qiming chen [QIM07]; Yetimoglu et al [YET 94].

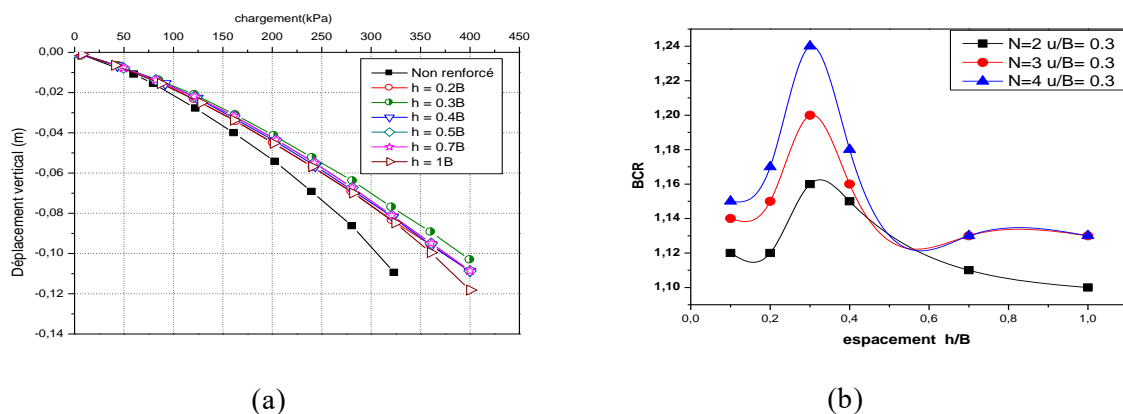


Figure 3.7. a) Courbes chargement- déplacement en fonction de l'espacement entre les nappes de géotextiles (avec $N=4$); (b) Variation de BCR en fonction h/B [YAL23].

La figure 7(b) montre que l'optimum $h=0,3B$ reste inchangé lorsque le nombre de couche N passe de 2 à 4. Il est évident que le facteur BCR est plus important de $N=4$ à $N=2$, avec des valeurs de BCR étant 1.24 et 1.16, respectivement. Lorsque la distance h entre les couches de renforcement augmente, l'interaction entre sol - géotextile diminue, mobilisant une diminution de la force de frottement à l'interface sol-renforcement. À mesure que cette distance augmente, le sol renforcé perd l'interaction du sol renforcé et a tendance à se comporter comme un sol non renforcé où une rupture par cisaillement peut se produire. Enfin, un espacement optimal permet au dispositif un enchevêtrement couche-sol mobilisant un système de confinement optimal des renforts.

3.4.6 Validation de modèle numérique

Les résultats numériques des fondations filantes renforcées obtenus à partir de PLAXIS 2D ont été comparés à ceux des expériences de Binquet et al. [BIN 75a], Das et al. [DAS 94] et Patra et al. [PAT05]. Le but de cette étude était de valider le modèle éléments finis des sections de

fondation non renforcées et renforcées par géotextile créées dans PLAXIS. Le tableau 3.4 montre les meilleures comparaisons de paramètres effectués pour trouver la meilleure position et configuration des couches de géotextile. La profondeur de la première nappe de géotextile (u), l'espacement vertical entre les couches (h) et la largeur de la nappe (b), maximisent la capacité portante et réduisent le tassement. Les valeurs prédites à l'aide de la méthode de résolution numérique dans cette étude sont en bon accord avec les résultats des tests de Binquet et al [BIN 75a, BIN 75b], Das et al. [DAS 94] et Patra et al. [PAT 05] Pour u/B, h/B. En revanche, b/B est inférieur à la valeur donnée par [DAS 94]. [PAT05].

Tableau 3.4 : Résultats des recherches antérieures pour les paramètres optimaux.

	Binquet et al (1975a)	Guido et al (1986)	Yetimoglu et al (1994)	Das et al (1994)	Patra et al (2005)	Qiming Chen (2007)	Madhavi et al (2009)	La présente étude
Type de semelle	Filante	Carré	Rectangulaire	Filante	Filante	Rectangulaire	Carré	Filante
Type de renforcement	Feuille en aluminium	Géotextile	Géogridde	Géogridde	Géogridde	Géogridde	Géogridde	Géotextile
(u/B)opt	0.3	-	0.25 – 0.3	0.3	0.35	0.33	-	0.3
(h/B)opt	-	-	0.2 – 0.4	-	0.25	0.33	0.4	0.3
(b/B)opt	-	3	4.5	8	5	5	4	4

3.5 Conclusion

La modélisation numérique de multiples configurations d'ouvrages géotechnique est une composante essentielle pour analyser les comportements environnementaux requis par ces ouvrages. Il est clair que le choix correct des paramètres de modélisation est essentiel à la qualité des résultats. Ce travail a porté sur la modélisation numérique de deux configurations de fondations construites sur sol avec et sans renforcement. L'étude a mis en évidence ce qui suit :

1. Les géotextiles améliorent généralement le comportement granulaire du sol, augmentent la capacité portante et réduisent le tassement sous fondation. Ceci est vrai quelle que soit la valeur de rigidité de la couche de géotextile. Celles-ci sont dues aux contraintes de cisaillement générées entre les couches de sol et de géotextile, assurant une résistance à la traction horizontale et minimisant le déplacement vertical.
2. La capacité portante est augmentée en augmentant le nombre de couches de renforcement et la rigidité de géotextile. Le coefficient BCR diminue à mesure que la distance verticale entre les couches de renforcement augmente.
3. Pour le géotextile monocouche, la distance optimale entre la première couche de renforcement et la base de la fondation est $u/B = 0,4$.
4. La distance optimale (h) entre les couches de géotextile est estimée à environ un tiers de la largeur de la fondation ($h/B = 0,3$). L'espacement optimal du système de renforcement nécessite également l'espacement de la première couche soit espacée $u = 0,3B$.

Chapitre 4 : Modélisation couplée d'une infrastructure de Tramway avec géotextile

Chapitre 4 : Modélisation couplée d'une infrastructure de Tramway avec géotextile

4.1. Introduction

Les routes sont principalement construites dans des sols médiocres particulièrement dans des zones marécageuses. D'un point de vue mécanique, ces zones de faible consistance se caractérisent par une faible résistance au cisaillement et une compressibilité élevée. Les problèmes posés par ce comportement particulier peuvent être contournés en traversant ces zones par des ouvrages d'art (viaducs) fondés en profondeur sur pieux encastrés dans le substratum rigide incompressible. Cependant, cette solution reste considérablement plus coûteuse que l'utilisation de remblai (la plupart des études économiques constatent que le coût du remblai représente en moyenne un tiers à la moitié du coût de l'ouvrage), utilisé uniquement si les risques liés à la construction du remblai sont trop grands. La période critique ou de construction est trop courte pour envisager en toute sécurité la construction du remblai. Basé sur l'approche poroélastique présentée dans le chapitre précédent, ce chapitre présente une formulation de couplage hydromécanique pour l'étude de la plateforme de tramway de Sidi Bel Abbés construite dans une zone marécageuse. Cette étude a été agréée et accordée par le maître d'ouvrage l'entreprise métro d'Alger (EMA) pour la collecte des données de la première ligne du Tramway de la ville de Sidi Bel Abbés pendant et après l'exécution.

4.2 Position du problème

4.2.1 Projet de tramway de Sidi Bel Abbés

Le transport représente l'un des piliers fondamentaux du développement durable dans tout pays. En Algérie, le secteur des transports connaît une véritable mutation. De nombreux projets ont été réalisés pour rendre cela plus puissant [KAH 17]. Semblable aux villes algériennes, Sidi Bel Abbés a bénéficié d'un moyen de transport moderne : le tramway. La ligne de tramway s'étend sur 14,26 km construite et exploitée par l'entreprise Métro d'Alger (EMA). Une étude géotechnique sur certaines parties du site de projet de tramway a identifié une zone du tracé où le sol est saturé et potentiellement compressible. La zone est une zone marécageuse permanente sur environ 350m (Figure 4.1a) et a été traitée avant la réalisation de la plateforme du tramway et de la chaussée adjacente pour éviter le tassement après l'achèvement de ces travaux. La Figure 4.1b est une image du projet étudié après la phase d'exécution.

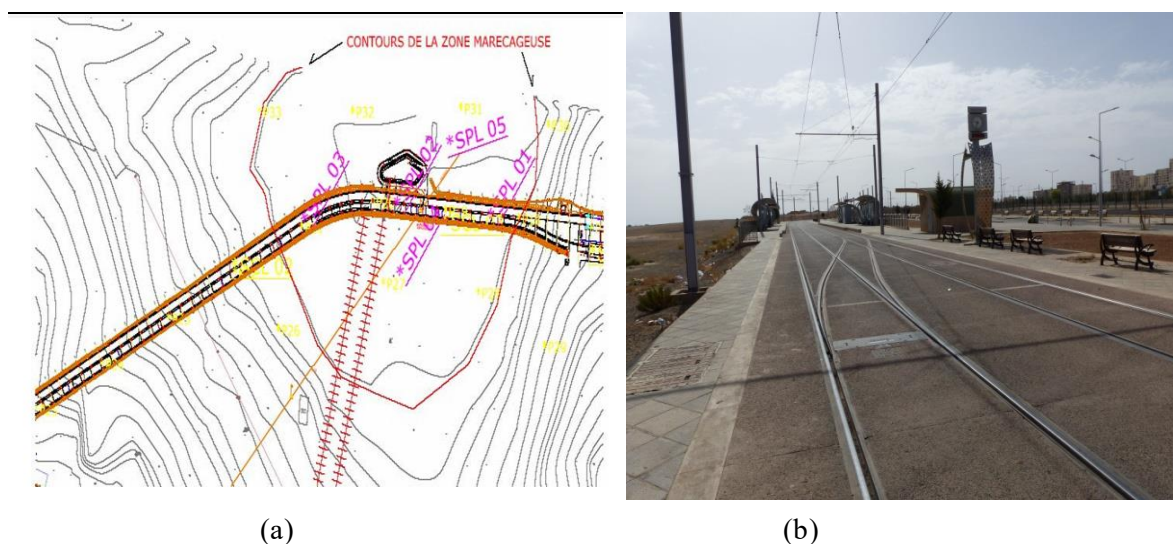


Figure 4. 1 : a) *Vue en plan de la zones marécageuses (fournie par l'entreprise métro d'Alger (EMA)) ; b) Photo du projet étudié après la phase d'exécution. [YAL23]*

4.2.2 Géologie de l'ingénierie et hydrogéologie

A partir d'une étude géotechnique complémentaire sur certaines parties du site destinées à la réalisation du projet Tramway Sidi Bel Abbès. La zone IS21 se singularise par la présence d'une zone marécageuse permanente (figure 4.1). En effet, cette zone en forme de cuvette, constitue un couloir de collecte et de circulation des eaux, celles-ci ne pouvant pas s'infiltrer efficacement en profondeur, du fait de la présence d'un substratum marneux imperméable, ce substratum marneux est recouvert d'argile brune à ocre graveleuse lâche à traces de carbonate. La deuxième couche d'argile grise à brune compacte à traces de carbonate. Ensuite des marnes compactes grises à brunes compacte à passages gréseux (Figure 4.2b). S'écoulent en subsurface à la faveur des dénivelés topographiques, ces dernières font que les eaux convergent vers le point le plus bas, situé à proximité du forage d'eau actuel, puis s'écoulent lentement et difficilement vers le Nord et Nord Est.

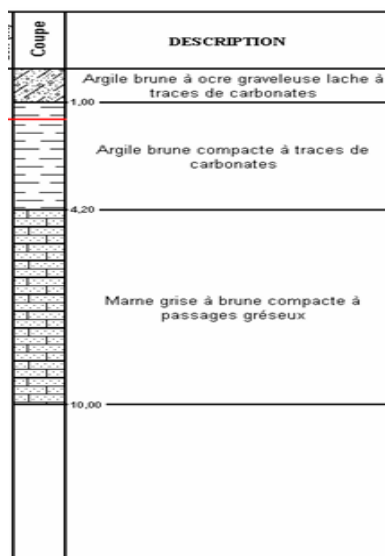
La réalisation d'un terrassement en déblai, au droit de l'emprise de la future voie ferrée en cours de réalisation, a provoqué une importante accumulation de ces eaux (voir figure 4. 2a). Cette situation hydro-morphologique a eu pour conséquence, outre la présence permanente d'eau, l'altération des sols en place et l'accumulation en surface d'alluvions tendres et des sols de faible qualité géotechnique. En plus des écoulements d'eaux naturelles, cette zone reçoit également les rejets de la station de traitement des eaux, située plus à l'Ouest et des venues d'eaux accidentelles issues de la conduite d'eau, situé au sud-ouest. Cette situation ne permettra pas l'édification de l'ouvrage projeté (plateforme de Tramway) en s'appuyant sur le sol en place, celui-ci présente des qualités géotechniques ne lui permettant pas de supporter la plateforme en toute sécurité, du fait du passage permanent d'eau. Le projet, dans le cas où il est réalisé sur le sol actuel (peu portant et instable), dérangera le régime hydrologique et provoquera des accumulations d'eaux et l'inondation de la zone ; De plus, le mouvement d'eau sous l'ouvrage déstabilisera l'assise de ce dernier. Pour y remédier, on doit assurer deux objectifs.

- Assoir l'ouvrage sur un sol support de meilleure portance.

- Permettre le passage aisé des eaux.



(a)



(b)

Figure 4.2. a) Zones inondées (image fournie par Yapi Merkezi Company) ; b) Le Profil des sols au site du tramway (fourni par l'entreprise métro d'Alger (EMA))[YAL23].

4.3. Cas étudié

Les structures géotechniques dans des conditions de terrain réalistes sont généralement affectées par l'interaction complexe du comportement hydromécanique couplé des matériaux poreux. Cependant, dans de nombreuses applications géotechniques, ces importantes interactions couplées sont ignorées dans les modèles constitutifs. Dans le comportement hydromécanique couplé, la contrainte dans le matériau poreux induit un changement de la déformation volumétrique, qui à son tour provoque la diffusion du fluide. Par conséquent, la pression interstitielle se dissipe à travers les pores, ce qui entraîne la consolidation du matériau poreux. L'objectif de cette recherche visait à démontrer les avantages d'utiliser le modèle hydromécanique pour estimer la déformation et la pression interstitielle dans les matériaux poreux en le comparant avec des modèles hydrauliques purs. Modèle hydromécanique basé sur le concept de poroélasticité de Biot. Une dérivation de l'équation poroélastique de Biot est présentée. Pour démontrer les effets hydromécaniques, un modèle numérique du matériau poroélastique a été développé à l'aide de COMSOL, un progiciel d'éléments finis multiphysique commercial d'une infrastructure Tramway avec géotextile dans le cas de sollicitations statique.

Approche hydraulique

Dans un premier temps, nous modéliserons le phénomène hydrique selon la loi de Darcy en deux dimensions 2D. Le but de cette modélisation est principalement de repérer les grands mécanismes régissant les mouvements. Nous partirons les surfaces gauches et droit comme entré et sortie des eaux prédéterminée tout au long de laquelle nous introduirons des données de potentiels hydrauliques qui nous permettrons de valider les différents paramètres de la modélisation. Cette modélisation sera réalisée à l'aide du logiciel d'éléments finis Comsol Multiphysics.

Approche mécanique

Nous modéliserons ensuite le phénomène mécanique. Le but de cette modélisation est principalement la répartition de la charge du Tramway sous les différentes couches du sol et des GNT utilisée et les mécanismes régissant les mouvements.

Approche hydromécanique

Finalement, les modélisations précédentes nous ayant permis de comprendre la liaison entre les pressions interstitielles et le mouvement du terrain dans un aspect bidimensionnel, Pour cela, une modélisation hydromécanique HM sera réalisée. Le couplage complet se fait avec la contrainte effective de Biot les différents phénomènes présents dans la réponse des milieux poreux sous différentes sollicitations peuvent être reproduits.

4.4. Matériaux et méthode

Les valeurs des paramètres utilisés sont obtenues à partir de diverses sources, y compris des tests en laboratoire, des tests in situ et des mesures moyennes au sol des matériaux. Cependant, ces combinaisons ne pouvaient pas correspondre au cas réel car elles avaient été obtenues à partir de différents endroits. Simulez le comportement géomécanique du substrat à l'aide du critère de Mohr-Coulomb élastique - parfaitement plastique et les conditions de déformation plane. Le modèle élastique non linéaire vise à simuler le comportement des GNT et le comportement élastique linéaire du béton et du béton bitumineux. Celles-ci sont liées aux équations gouvernantes de la poroélasticité, de la géotechnique et de l'hydraulique pour les calculs couplés multiphysiques. La géométrie du modèle de fondation de tramway proposé est considérée comme un simple problème de déformation bidimensionnelle. La fondation est principalement constituée de GNT0/63 et GNT0/31.5, et la base est constituée d'un substrat imperméable Marly. Cette conception utilisait une couche de géotextile en polypropylène non tissé pour maintenir les performances du remblai et favoriser la circulation de l'eau. Le tableau 1 résume les paramètres du modèle. La fonction d'écoulement de Mohr-Coulomb et le potentiel plastique associé sont :

$$F = m\sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k$$

où I_1 est le premier invariant de contrainte et J_2 est le deuxième invariant de contrainte déviatorique.

$$\text{Avec} \quad \alpha = \frac{\sin \varphi}{3} \quad k = C \cos \varphi$$

Cohésion C et angle φ de frottement interne. Le matériau élastique non linéaire est utilisé pour modéliser des relations contrainte-déformation non linéaires. Ce modèle nécessite soit le module Matériaux structurels non linéaires, soit le module Géomécanique. Un modèle de matériau défini par l'utilisateur spécifie implicitement le module de compressibilité en entrant la relation entre la pression et la déformation élastique volumétrique.

$$\varepsilon_v = -\frac{P}{K}$$

Tableau 4.1 Résumé des propriétés du sol pour le modèle hydromécanique.

Propriété	unités	GNT0/63	GNT0/31.5	Béton	Béton bitumineux	Sol	Géotextile
Modèle de matériaux		Non linéaire élastique	Non linéaire élastique	élastique	élastique	Mohr Coulomb	élastique
γ_m poids volumique	kN/m ³	20.83	21.43	20.83	23.50	14	18.75
k Perméabilité	m/s	1E-8	2.25E-5	1E-20	1E-20	4E-10	4E-3
E Module de Young	Pa	1.2E6	4 E8	1.2 E 7	2.5 E 7	50 E 6	26
ν Coefficient de Poisson	N/A	0.2	0.35	0.2	0.2	0.2	0.25
n Porosité	N/A	0.22	0.22	0.05	0.05	0.35	0.8125
α Coefficient de Biot-Willis	N/A	1	1	1	1	1	1
μ Viscosité dynamique	Pa. s	1E-3	1E-3	1E-3	1E-3	1E-3	1E-3
C Cohesion	kPa	/	/	/	/	79	/
ϕ Angle de frottement	Degré	/	/	/	/	24	/
G Module de cisaillement	Pa	0.4 E6	0.4 E6	/	/	/	/
K Bulk modulus	Pa	20 E6	0.4 E6	/	/	/	/
Épaisseur du géotextile	mm	/	/	/	/	/	1.6

4.4.1 Modèle de couplage hydromécanique

La loi de Darcy décrit le mouvement des fluides dans un milieu poroélastique. L'équation poroélastique est développée sur la base de deux relations constitutives : La contrainte appliquée (σ) et la pression interstitielle (p). Les équations gouvernantes sont également utilisées pour décrire l'écoulement des fluides dans les milieux poroélastiques. Les équations gouvernantes sont liées à l'équation d'équilibre des forces et à la pression interstitielle. Autrement dit, il montre la relation contrainte-déformation entre l'écoulement du fluide et le squelette du sol.

Processus mécanique

La pression de l'écoulement à travers les pores du sol affecte les contraintes et les déformations dans le squelette du sol. Ici, une analyse de ce phénomène est introduite avec le concept de contrainte effective.

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + \alpha p \delta_{ij} \quad (1)$$

Où σ'_{ij} est la contrainte effective, σ_{ij} est la contrainte totale et α est le coefficient de Biot-Willis [GHI 14].

La relation entre le déplacement et la petite déformation peut être exprimée comme suit :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (2)$$

Où ε_{ij} est la composante de déformation et u est la composante de déplacement.

La relation contrainte-déformation pour un matériau élastique linéaire a la forme suivante :

$$\sigma_{ij}' = \lambda \varepsilon_v \delta_{ij} + 2G \varepsilon_{ij} \quad (3)$$

Où ε_v est la déformation volumétrique du squelette, G est le module de cisaillement, λ est le module de Lamé et $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ est la déformation volumétrique.

La formule d'équilibre des contraintes est la suivante :

$$\sigma_{ij} = 0 \quad (4)$$

En combinant des formules. La différenciation de (1)-(4) par rapport à x , y et z donne la fonction de déplacement comme une équation mécanique de la théorie poroélastique linéaire de Biot [ZHO13]. En supposant une élasticité linéaire du squelette poreux (La loi de Hooke):

$$\left(\frac{G}{1-2\nu} + G\right) \nabla^2 \varepsilon_v - \alpha \nabla^2 p = 0 \quad (5)$$

Où ν est le coefficient de Poisson.

Processus hydraulique

L'écoulement de l'eau à travers un sol saturé est généralement décrit à l'aide de la loi de Darcy. La loi de Darcy (1856) régit l'écoulement des fluides dans les matériaux poreux ; Il s'agit d'une équation de transfert d'énergie qui relie le débit de fluide à la pression et au gradient d'élévation, comme indiqué dans l'équation suivante :

$$q = -\frac{k}{\gamma_m} \nabla(p - \rho_f g z) \quad (6)$$

Où q est le flux de fluide, k est la perméabilité intrinsèque, ρ_f est la densité du fluide, g est l'accélération gravitationnelle, z est l'élévation et γ_m est le poids spécifique du fluide, définie comme $\gamma_m = \rho_f g$. Puisque la loi de Darcy est une équation de transport d'énergie, l'écoulement de fluide dû à de l'énergie potentielle est exprimé comme "la force de frottement entre le fluide et la matrice solide équilibre la force motrice due au gradient de potentiel". La vitesse d'infiltration v est donc exprimée comme la vitesse linéaire moyenne entre les déplacements du fluide et de la matrice solide [WAN 2000] :

$$v = -\frac{k}{\mu} (\nabla p - \rho_f g \nabla z) \quad (7)$$

Où μ est la viscosité du fluide.

Processus couplé

L'écoulement et les processus géomécaniques interagissent constamment [MCK 88]. Le modèle actuel considère la relation entre la déformation volumétrique ε_v et la perméabilité k . Cette relation inclut la porosité n [QIQ97] donnée par :

Où n_0 est la porosité initiale.

$$n = \frac{1}{1+\varepsilon_v} (n_0 + \varepsilon_v) \quad (8)$$

L'équation de Kozeny-Carman décrit la relation entre la perméabilité et la déformation volumétrique à température constante [KOZ 27] :

$$k = \frac{k_0}{1+\varepsilon_v} \left(1 + \frac{\varepsilon_v}{n_0}\right) \quad (9)$$

Où k_0 est la perméabilité initiale.

L'équation (9) montre que la perméabilité augmente avec l'augmentation de la déformation. Pour coupler les modèles d'écoulement et géomécanique, la perméabilité est liée à la déformation volumétrique par sa relation avec la porosité.

4.4.2 Conditions aux limites et initiales

Différents profils de sol et matériaux géotextiles ont été étudiés dans cette étude. Le modèle de déformation plane convient à la mise en œuvre d'un schéma de section et de chargement uniforme. Le maillage correspond aux paramètres actuels des interfaces physiques dans le modèle. La différence de profil de sol est que le couplage hydraulique et hydromécanique de ce sol est comparé avec le sol à un matériau géotextiles. De plus, pour déterminer l'adéquation du modèle HM pour l'analyse numérique, un modèle H a été développé en utilisant les mêmes limites et conditions que le modèle HM selon les paramètres indiqués dans le tableau 1. Le modèle H est basé sur la loi de Darcy et le modèle HM est basé sur la théorie de la poroélastique. La seule différence entre les deux modèles était leurs équations gouvernantes. Les conditions aux limites hydrauliques et mécaniques du modèle sont présentées à la Figure 4.3.

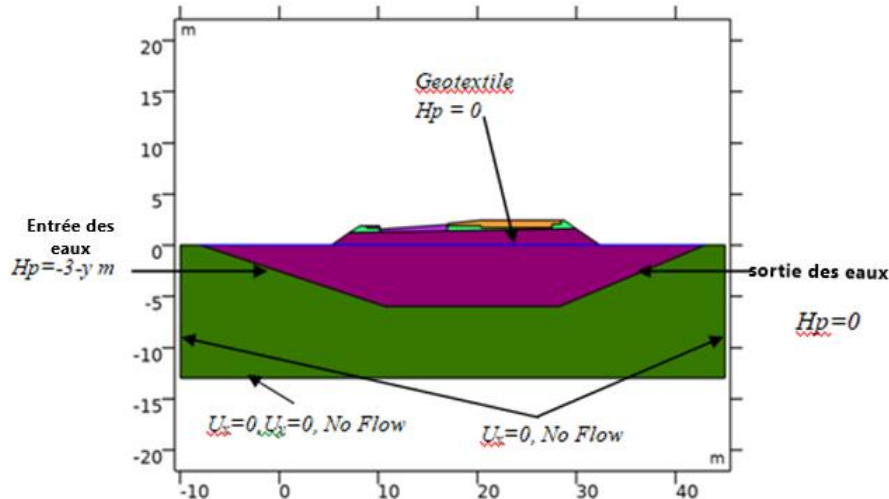


Figure 4.3 : Conditions aux limites [YAL23]

La limite inférieure ne peut pas se déplacer dans les deux sens. En revanche, le déplacement horizontal était fixé aux deux limites latérales, mais le déplacement vertical était autorisé. L'examen des niveaux de contrainte développés par le modèle numérique a montré que les conditions aux limites mécaniques supposées étaient raisonnables. Les conditions aux limites étaient la charge hydraulique sur le côté gauche considéré comme entrée des eaux, la limite sans écoulement à la base et une condition aux limites d'infiltration potentielle à droite. Une condition aux limites d'infiltration potentielle permet le drainage de l'humidité dans les conditions de saturation.

Les contraintes initiales du sol ont été générées à l'aide de la fonction COMSOL « Gravity Loading ». La contrainte initiale a été déterminée pour la charge gravitationnelle en appliquant le poids propre du sol et en résolvant l'équilibre dans la phase de calcul. La pression initiale de l'eau interstitielle dans le modèle tient compte de l'effet de l'accélération gravitationnelle verticale.

4.5. Dépouillement général des résultats et interprétations

Les charges d'impact élevées et les cycles alternés de séchage et d'humidification affectent le sol de la plate-forme de la voie ferrée. Diverses méthodes d'amélioration des sols ont été utilisées pour améliorer la qualité technique des sols et réduire la dégradation des remblais et des fondations. L'amélioration des remblais ferroviaires se fait actuellement par des méthodes chimiques, mécaniques et géosynthétiques [ROS 22]. La problématique de cette étude est la modélisation d'une plateforme du Tramway de Sidi Bel Abbes située en zone marécageuse. Pour traiter cette zones deux solutions qui présentent des avantages et des difficultés afin de choisir la solution adaptée à la situation, il est important de prendre en compte tous les facteurs (délai-coût-qualité-durabilité-environnement). La solution de traitement de sol avec géotextile est une solution adaptée pour la zone marécageuse du fait de sa mise en œuvre rapide à moindre coût.

- Le pré chargement du sol et l'installation de drains verticaux ont été suggérés pour accélérer la consolidation du sol et réduire le tassement résiduel pendant la durée de vie

de l'ouvrage. La solution de pré chargement de la zone nécessite l'installation de drains avec un équipement spécial. De ce fait, cette solution de traitement nécessite un temps considérable, prenant 2 mois pour sa réalisation. Par conséquent, la réalisation des drains s'effectuera dans une période pluviale.

- Une deuxième option consiste à purger et substituer complètement le sol compressible et à utiliser des matériaux moins nobles, incompressibles en milieu saturé et insensibles à l'eau avec une couche géotextile. Avec les matériaux sensibles à l'eau, les plates-formes peuvent être l'objet de désordres, généralement dus à une évolution défavorable des conditions hydriques, ce qui sera utile pour réaliser des remblais dans les zones en présence d'eau. La solution retenue en zone marécageuse est de réaliser des systèmes de drainage avec des gravillons non traités pour supprimer les risques inhérents à la présence d'eau et à l'utilisation de matériaux excavés non adaptés pour constituer une assise selon les spécifications contractuelles et normatives. La granulométrie de ce matériau permettra également de ne pas obstruer l'écoulement naturel de l'eau. Ainsi, la société a enquêté sur les matériaux disponibles en Algérie. Ces matériaux sont GNT0/63 et GNT0/31.5. La figure 4.4 montre une coupe typique de remblais après avoir purgé le sol compressible de ces différents matériaux.

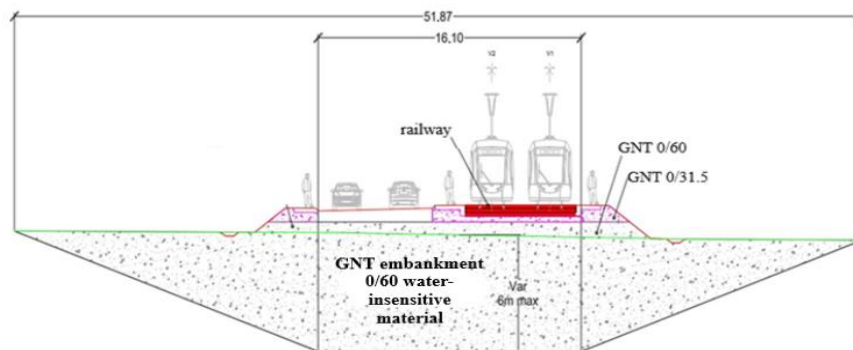


Figure 4.4 : Coupe transversale de la zone traitée (fournie par l'entreprise métro d'Alger (EMA)). [YAL23]

4.6. Simulation numérique

Un couplage de deux champs physiques (c'est-à-dire les champs hydraulique et mécanique) a été réalisé à l'aide de variables et des paramètres qui transfèrent l'information de manière interactive. En raison de la non-linéarité élevée, les équations doivent être résolues numériquement. Le modèle multi physique couplé a été résolu à l'aide de COMSOL, une plateforme commerciale de simulation multiphysique. Tout d'abord, nous avons créé la géométrie du modèle à l'aide d'une interface graphique interactive. Le modèle a ensuite été généralement construit, converti en forme faible et résolu à l'aide d'un solveur non linéaire fourni par COMSOL. Nous utilisons l'équation de poroélasticité de Biot pour relier la relation entre l'écoulement du fluide et la déformation. Des résultats numériques basés sur la formulation poroélastique sont présentés. L'objectif est de valider certains modèles numériques à l'aide du logiciel de simulation COMSOL.

4.7. Résultats et analyse

Un modèle numérique 2D, représenté sur la figure 5.1, a été calculé par le logiciel COMSOL après excavation et remplacement d'une section de la zone marécageuse du remblai du tramway, par un couplage hydromécanique.

4.7.1 Réponse de la distribution de la pression interstitielle

Dans cette étude, nous avons étudié l'effet de la pression du fluide sur le comportement en régime permanent d'une plate-forme du tramway. La charge hydraulique est appliquée à gauche ($H_p = -3$ ym) et à droite ($H_p = 0$ m). Ces charges produisent des vitesses à l'entrée. La figure 5.2 montre la distribution de la pression interstitielle pour les deux modèles (H et HM). Avec ou sans géotextile. Des valeurs de pression interstitielle plus élevées sont enregistrées sous le géotextile. En revanche, le sol sur géotextile avait une faible pression d'eau interstitielle. Le tableau 5.1 résume les résultats des simulations numériques des modèles hydrauliques et hydromécaniques avec et sans géotextile. La comparaison du modèle hydraulique avec et sans géotextile montre que la pression interstitielle diminue avec l'inclusion du géotextile. Il n'y avait pas de différence significative dans les résultats obtenus par rapport au couplage hydromécanique. Notez que les occurrences des distributions de pression pour HM sont linéairement superposées. Un processus couplé utilisant l'équation de Kozeny-Carman montre que la perméabilité est liée à la déformation volumétrique et à la porosité (voir équation 4.9).

Tableau 4.2 Réduction des pressions interstitielles [YAL23]

	Pressions interstitielles (kPa)		Réduction %
	Hydraulique	Hydromécanique	
Sans géotextile	78.8	23.7	70
Avec géotextile	29.4	23.7	19.38
Réduction %	63	Egal	/

Cette diminution de la pression interstitielle est attribuée au mécanisme de drainage du géotextile. En général, ce phénomène peut être causé par la présence de la couche géotextile qui empêche le mouvement de l'eau. Ce résultat est similaire à celui de (Bahador, 2012), indiquant que la présence de géotextile modifie la distribution de la pression interstitielle du gravier et du sable limoneux. En revanche, la pression de l'eau interstitielle du sol dans le modèle HM est quasiment inchangée avec ou sans géotextile. Une augmentation de la contrainte de compression externe signifie que le milieu poreux est comprimé pour réduire son volume, ce qui entraîne un volume de pores plus petit. Lorsque la charge externe est appliquée "lentement", le fluide au temps de s'échapper du volume comprimé et la pression du fluide augmente légèrement. C'est ce qu'on appelle la "réponse de drain HM". De même, lorsque la pression ou la masse du fluide est réduite, le milieu poreux va se tasser, entraînant une diminution simultanée de la masse et du volume des pores (consolidation du sol).

4.7.2 Distribution de vitesse

Un exemple d'hydraulique et d'hydromécanique dans un champ d'écoulement avec et sans géotextile est illustré à la Figure 5.3 avec des lignes de courant de vitesse. La situation physique représente un fluide en écoulement continu sans géotextile, Le géotextile présente une discontinuité d'écoulement. Le géotextile empêche l'eau de remonter jusqu'à la couche de base. Il peut affecter de manière significative le mouvement de l'eau et provoquer une redistribution du profil de l'eau.

4.7.3 Réponse de la charge hydraulique

Les contours de la charge hydraulique illustrés à la figure 5.4 montrent des résultats intéressants obtenus pour les géotextiles en comparant différentes cartes de contours. Les cartes de contours hydrauliques et hydromécaniques sans géotextile étaient remarquablement similaires. Cependant, il existe des différences importantes entre les deux modèles hydrauliques et hydromécaniques avec géotextile. Les conditions aux limites réduisent le volume d'eaux résiduelles et les effets de couplage hydromécanique dus à la compression de l'espace poreux par la charge d'eau. La résistance de frottement à l'intérieur des pores fait perdre au fluide une énergie importante.

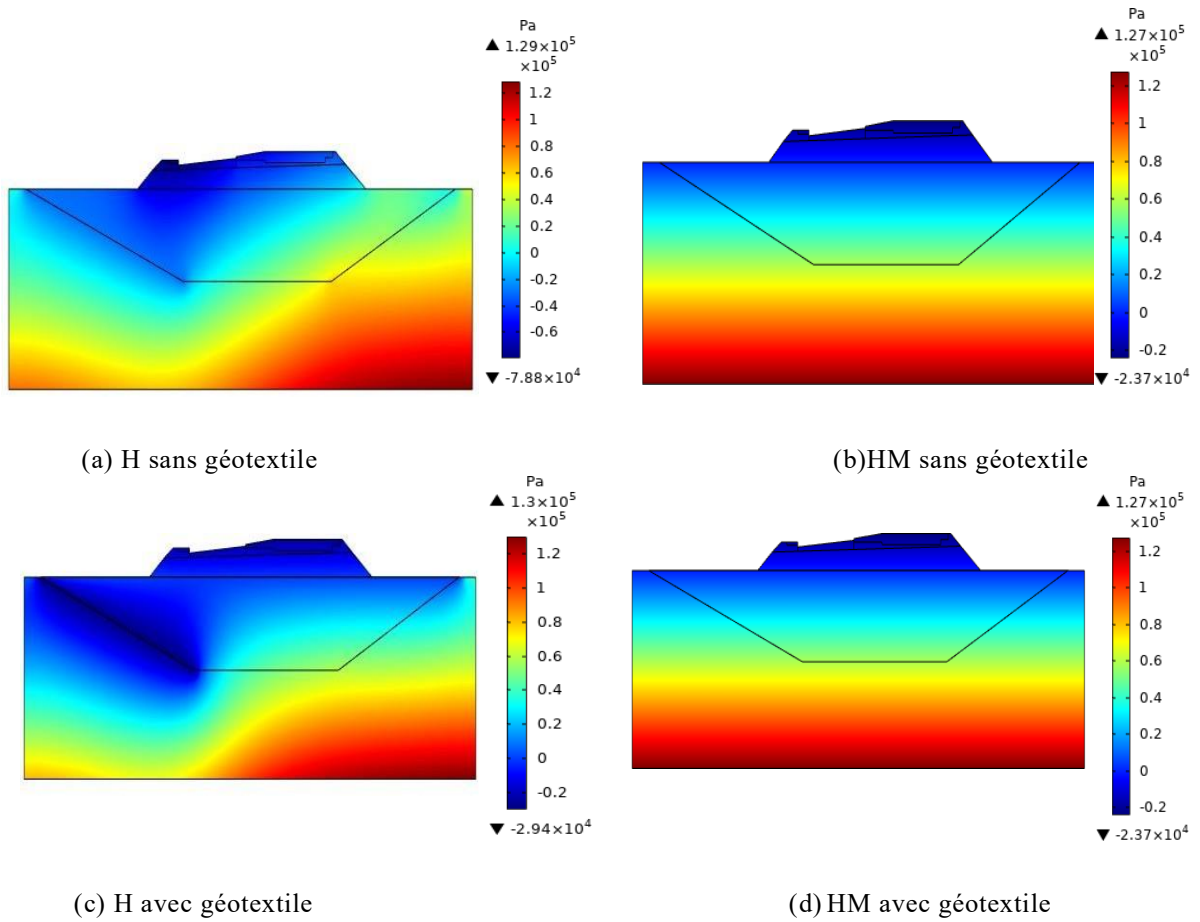


Figure .4.5. *Distribution de pression sans et avec géotextile. [YAL23]*

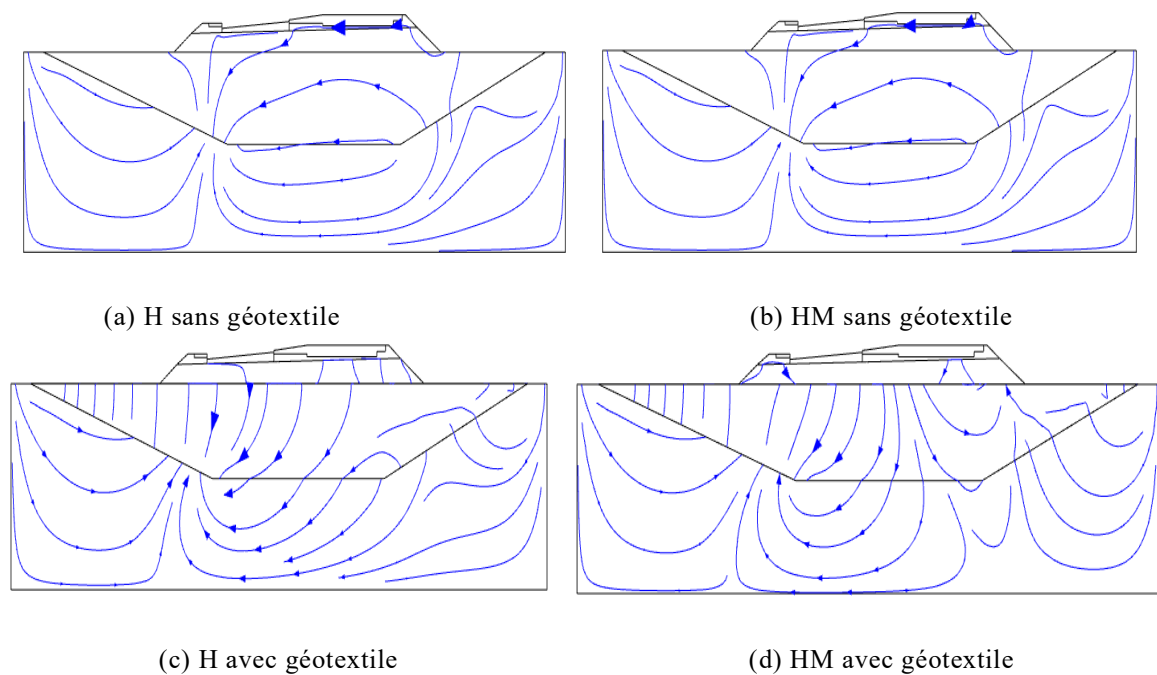


Figure. 4.6 : *Ligne de courant champ de vitesse de darcy [YAL23].*

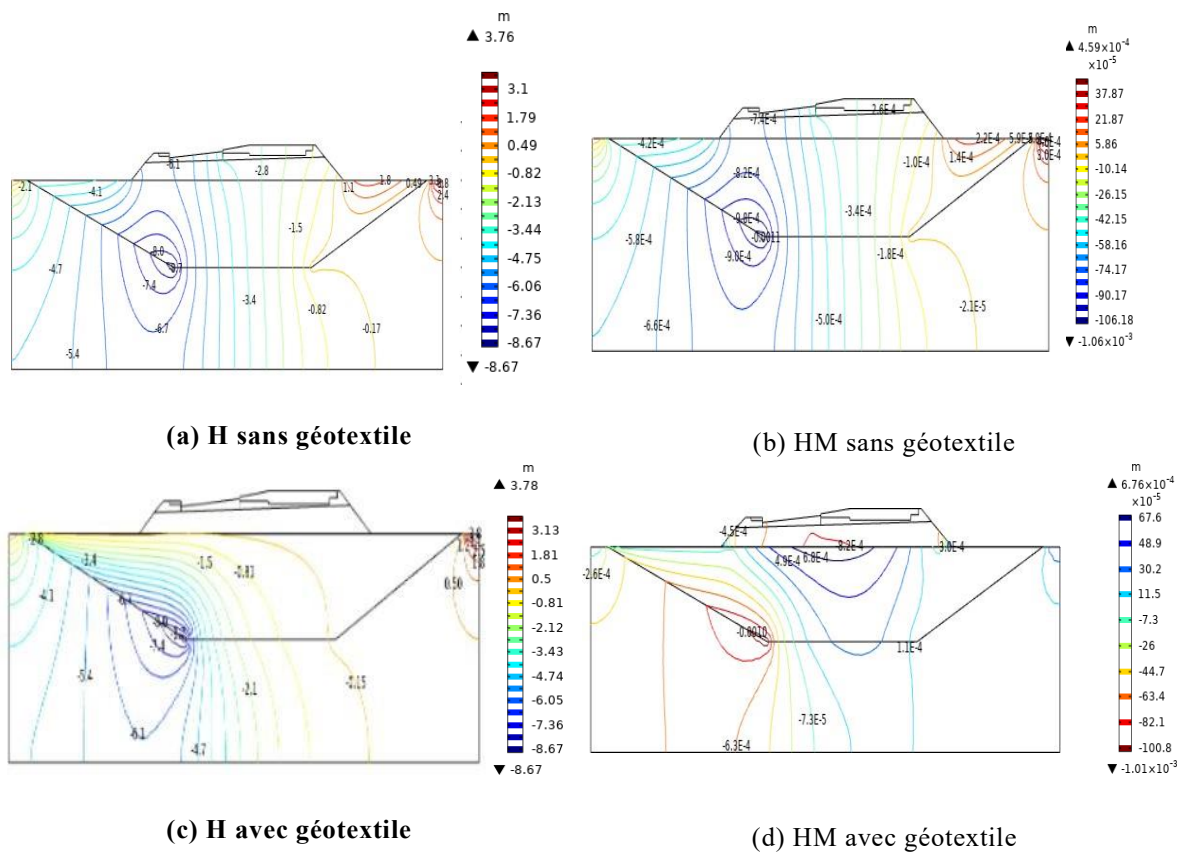


Figure 4.7. Iso-valeurs charge hydraulique (m) [YAL23].

4.7.4 Déformations volumétriques

Selon la théorie du couplage hydromécanique dans les sols et les roches, la présence d'eau souterraine a un effet direct sur les matériaux, comme l'augmentant du volume de la masse rocheuse, en particulier dans les matériaux du sol [PRI 16]. Les changements de pression interstitielle affectent les changements dans les propriétés mécaniques des matériaux. La variation de la teneur en eau volumétrique et la modification de l'eau interstitielle sont dues à la déformation volumétrique et la faible compressibilité, les charges externes sont complètement absorbées par la phase eau et la déformation volumétrique du squelette du sol égale aux changements de la teneur en eau volumétrique. La figure 5.5 montre l'évolution de la teneur en eau volumétrique. Des changements significatifs dans la teneur en eau volumétrique sont observés dans les deux profils sol et sol-géotextile. Ce résultat indique que le géotextile est efficace pour empêcher l'écoulement vertical de l'eau en raison de la différence de conductivité hydraulique des deux matériaux. L'augmentation de la teneur en eau volumétrique dans le profil sol-géotextile a été entravée, mais a augmenté plus rapidement que dans le profil de sol. Dans un géotextile saturé, l'eau se déplacera facilement de celui-ci vers le sol. Lorsque le géotextile est saturé, il n'y a pas de place pour l'eau pénétrer, donc l'eau s'écoule sous le géotextile perpendiculairement au sol. Ce résultat est similaire à celui de (Luky et al., 2012) qui a décrit une méthode de modifiée basée sur le principe de remontée capillaire pour obtenir la courbe de rétention d'eau du géotextile. Cette méthode vise principalement à obtenir plus de données pour tracer la courbe avec des processus de séchage et de mouillage.

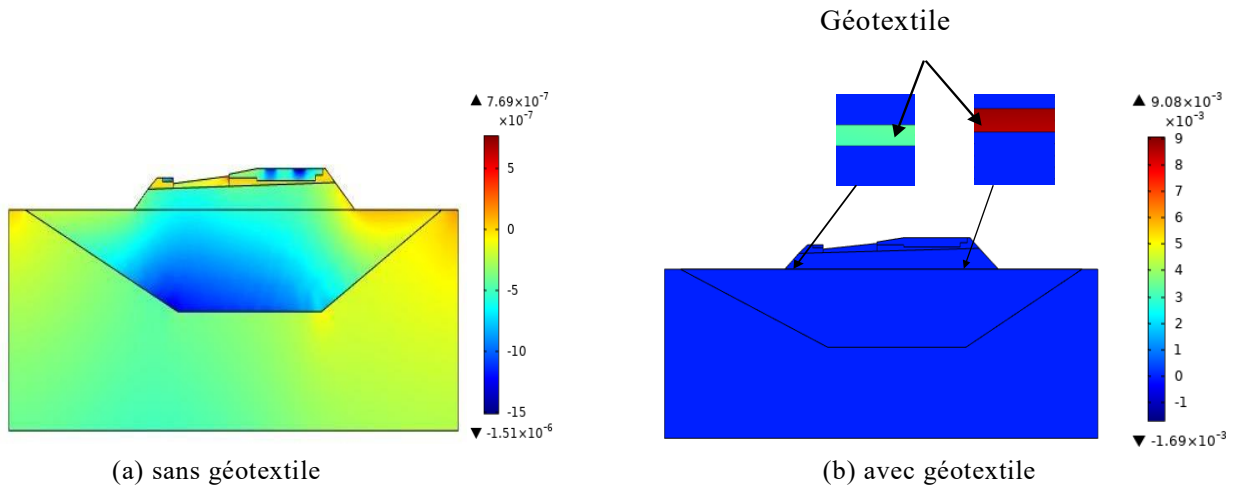


Figure4.8. *Distribution de déformation volumétrique [YAL23]*

4.7.5 Le stockage de l'eau

Une propriété physique supplémentaire, le stockage, est utilisée pour caractériser la capacité d'un aquifère à libérer de l'eau souterraine dans des conditions instables. Le coefficient de stockage est interprété comme la compressibilité du matériau aquifère et du fluide dans les pores. Dans ce modèle, S est défini comme un stockage linéaire utilisant la compressibilité fluide et solide avec l'équation suivante :

$$S = \varphi\chi_f + (1 - \varphi)\chi_p \quad (5.1)$$

où χ_f est la compressibilité du fluide [1/Pa], χ_p est la compressibilité du matériau aquifère [1/Pa] et φ est la porosité [1].

Les propriétés de stockage de l'eau combinaisons sol et géotextile peuvent avoir un impact significatif sur les propriétés des systèmes de sol non saturés. Le plus souvent, les géotextiles sont posés au-dessus de la nappe phréatique là où le sol est dans des conditions non saturées. Lorsqu'il est intégré au mouvement de l'eau, il affecte le profil de la teneur en eau, entraînant une redistribution. La capacité de stockage d'eau des sols et des géotextiles est généralement quantifiée par la relation entre la teneur en eau volumétrique et la succion. La figure 5.6 montre la répartition du stockage de l'eau avec et sans géotextile. Il y a une augmentation significative du stockage de l'eau dans le géotextile par rapport au sol, [ZOR 10b] a fait une observation similaire. Il a été démontré que les barrières capillaires géosynthétiques offrent une meilleure rétention d'eau que le sol seul. De plus, il offre les avantages de séparation et de filtration nécessaires à la performance supérieure à long terme des barrières capillaires dans les sols granulaires. Cela indique que la gamme de distributions de tailles de pores de ces matériaux augmente considérablement la capacité de stockage d'eau de géotextile par rapport au sol. Les gros pores sont drainés en premier, puis les petits pores. Lorsqu'il est mouillé, il remplira d'abord les petits pores, mais des grands pores peuvent empêcher de remplir certains petits pores. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par d'autres chercheurs [FRE 12] Utilisant un géotextile tissé avec des pores relativement plus grands par rapport aux pores du substrat.

Plus la taille des pores est grande, plus le niveau d'intrusion d'air est faible et plus il est facile de pénétrer dans les pores saturés d'eau. Lorsque l'eau dans les pores du géotextile est épuisée en raison de l'entrée d'air, sa perméabilité diminue considérablement car l'air est imperméable à l'eau, ce qui forme une barrière capillaire pour empêcher l'eau de s'écouler.

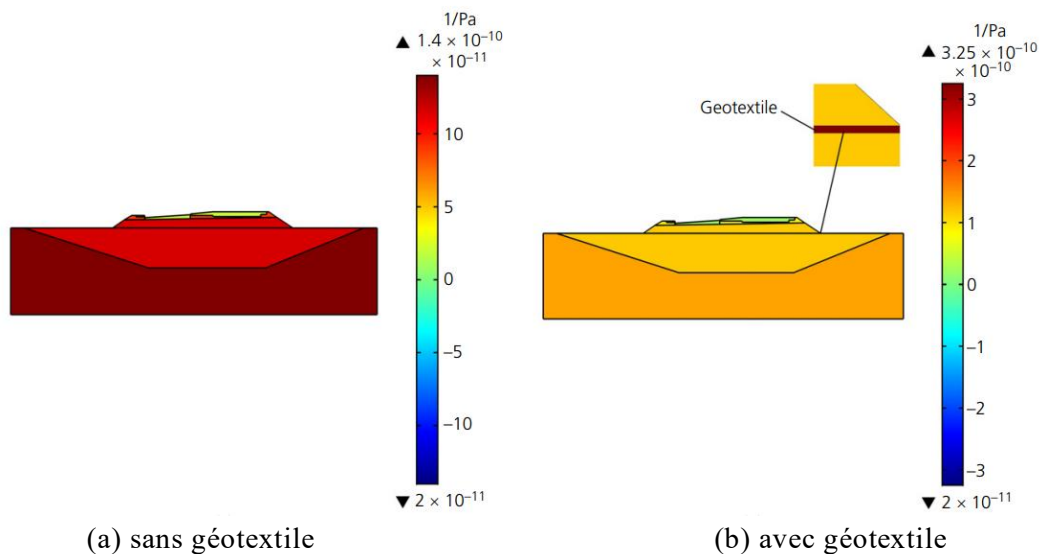
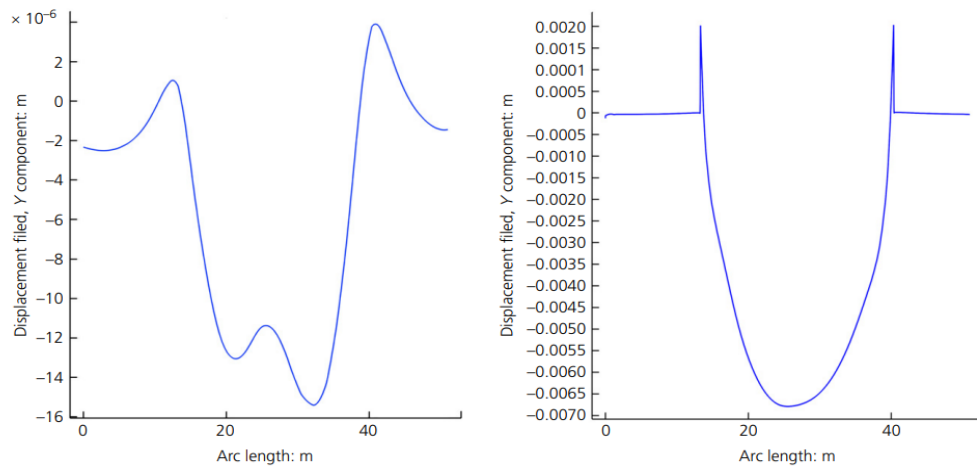


Figure 4.9. Le stockage de l'eau [YAL23]

4.7.6 Variation du déplacement

Pour mieux comprendre le déplacement entre le GNT et le géotextile, le déplacement du GNT sous charge statique de tram a été étudié. La modélisation numérique du déplacement avec et sans géotextile montre que le déplacement avec géotextile est plus important que sans géotextile. Avec et sans, il était respectivement de 0,168 cm et 41,79e-3 cm. Sans géotextile, GNT se déplace avec la profondeur. Le géotextile stabilise le mouvement du sol GNT sous protection géotextile. La stabilité du GNT est grandement améliorée par l'installation de géotextiles. Les GNT en surface suivent le mouvement du géotextile pour produire de grands déplacements. La Figure 5.7 montre l'évolution du profil de déplacement de la surface du sol de fondation avec et sans géotextile. Les résultats numériques montrent également qu'il y a moins de tassement au centre du remblai et un plus de tassement des deux côtés. Le déplacement vertical en l'absence de géotextile semble plutôt non linéaire. L'inclusion de géotextile crée une forme concave étirée. Ce phénomène provoque un effet de membrane. En pratique, le remblai apparaît plus stable car le corps est plus rigide.



(a) Sans géotextile

(b) Avec géotextile

Figure 4.10. *Déplacement vertical pour du modèle hydromécanique [YAL23].*

4.7.7 Comparaison des conditions de couplage et de découplage hydromécaniques

Des analyses hydromécaniques couplées et non couplées basées sur le cadre de la mécanique des sols ont été réalisées pour décrire la réponse physique des sols dans des conditions hydrauliques [NOG 11 ; CAS 13 ; OH 15 ; QI 15 ; WU 15a, 15b]. Nous pouvons modéliser le phénomène en utilisant deux approches différentes. La première consiste en une modélisation assez simple, en supposant que la déformation du squelette solide n'affecte pas l'écoulement. La méthode des éléments finis résout les équations d'écoulement et la pression interstitielle est donnée en chaque point. Ces pressions sont ensuite introduites comme contraintes initiales dans un calcul en partie finie d'un problème purement mécanique pour considérer l'effet de l'écoulement sur le comportement mécanique du sol. En effet, cette méthode ne prend pas en compte la période de transitoire lorsqu'il y a une interaction entre le squelette solide et l'écoulement. La deuxième approche nécessite une compréhension approfondie de l'interaction entre le squelette du sol et la multiphysique. Les phénomènes couplés sont essentiels pour décrire le comportement et les réponses réels du sol dans les processus multiphysiques actuels. Le phénomène de couplage hydromécanique est considéré comme le facteur le plus important dans les calculs de consolidation du sol. Les équations de Biot relient les changements de masse de contrainte et de déformation aux changements de contrainte et de pression de fluide. Les changements de pression de fluide dans les milieux poreux affectent le comportement contrainte-déformation des masses solides. La différence entre les deux approches est que l'analyse de découplage ne tient pas compte des changements de pression interstitielle (changement de volume du sol) dus à la déformation du sol.

Plusieurs chercheurs ont évalué les avantages d'utiliser des comportements hydromécaniques couplés et non couplés. Ces études démontrent la précision et l'efficacité de calcul des analyses non couplées, cela dépend fortement de l'incrément de temps choisi. La précision de l'analyse découplée est assurée par l'utilisation de petits incréments de temps. Cependant, des incréments de temps trop petits peuvent augmenter inutilement le temps de calcul [HUA13 ; VAN 15]. En revanche, l'analyse couplée intègre de manière robuste les deux procédures de calcul ci-dessus. Contrairement à une analyse découplée, une analyse couplée calcule simultanément les réponses hydrauliques et mécaniques du sol. Qi et Vanapalli [QI 15] ont constaté qu'une analyse couplée

produit un front de mouillage raisonnablement bien défini et un FS critique inférieur pour les pentes de sol non saturées. Oh et Lu [OH 15] commentent qu'une analyse couplée peut conduire à une évaluation plus précise de la stabilité des pentes dans des conditions d'infiltration et fournir une meilleure représentation physique du débit d'eau et des variations de contrainte dans les sols non saturés. Dans cette partie, seul le cas sans géotextile est présenté pour décrire les modes de couplage choisis dans notre étude. Sur les figures 5.8 (a) et (b), il existe une différence considérable entre la pression interstitielle des analyses couplées et non couplées. L'analyse non couplée a donné une pression interstitielle supérieure à celle de l'analyse couplée. La pression interstitielle maximale en hydromécanique varie de $8,42E+4$ (découplage) à $2,37E+4$ (couplage), soit une réduction de 71,85%. Les meilleurs résultats numériques sont obtenus avec l'approche couplée. Cette différence peut s'expliquer par le fait qu'une augmentation de la pression interstitielle dans l'analyse non couplée a un effet immédiat sur d'autres parties de la masse de sol comme l'augmentation temporaire de la pression interstitielle.

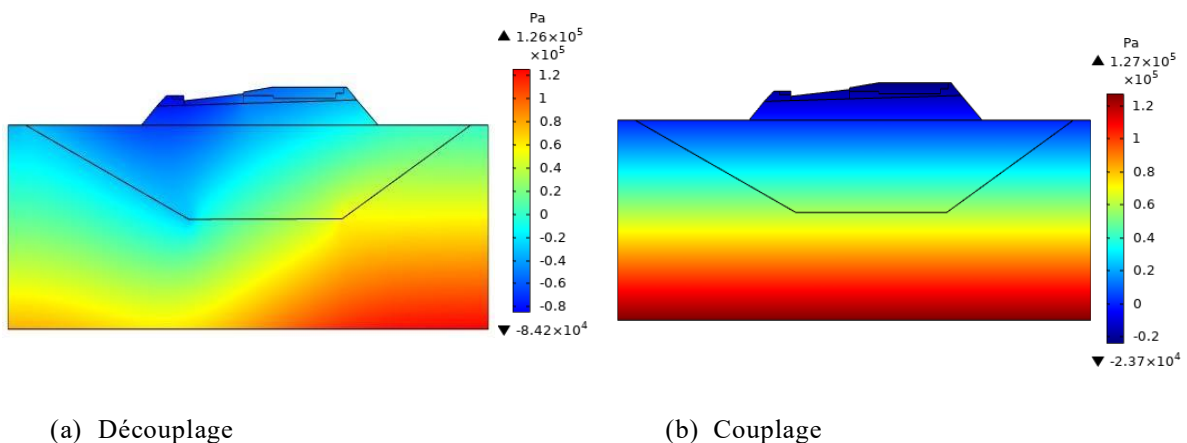


Figure 4.11 : distribution des pressions cas sans géotextile
(a) Découplage ; (b) couplage [YAL23]

4.8. Conclusion

L'objectif principal de ce travail était de démontrer l'importance de la modélisation des effets multiphysiques pour décrire le comportement couplé réaliste des matériaux poreux. L'avantage de la modélisation hydromécanique couplée est la capacité d'estimer la déformation et la dissipation de pression interstitielle du sol et des matériaux géotextiles, en tenant compte des interactions complexes. Les principaux résultats de cette étude sont :

1. Les géotextiles induisent des changements de pression interstitielle qui modifient le champ hydraulique et provoquent des déformations.
2. Les résultats ont montré qu'il y avait une différence dans les valeurs de déplacement entre les simulations sans géotextile et celles avec géotextile. Malgré que la déformation du géotextile fût significative, le changement de la pression interstitielle reste identique.
3. Une perte de la charge hydraulique correspond à une perte des forces de frottement dans le sol et les pores du géotextile.

4. Le stockage de l'eau due à la présence des géotextiles est augmenté par rapport au sol en raison de la différence des tailles des pores de ces matériaux.
5. Le géotextile réduit les remontées d'eau. Cela peut grandement affecter le mouvement de l'eau et provoquer une redistribution du profil de l'eau.
6. Les résultats de la simulation montrent une logique et un excellent accord entre le comportement du géotextile et du remblai, pour la modélisation couplée hydromécanique.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et perspectives

Diverses modélisations numériques ont été réalisées dans cette thèse, pour évaluer les performances des géotextiles dans différentes applications géotechniques. D'abord une étude paramétrique réalisée par le logiciel Plaxis pour vérifier l'effet d'un renforcement avec des géotextiles, dans le cas des fondations superficielles. Ensuite ; une analyse multiphysique dans le cas d'ouvrage géotechnique sous sollicitations hydromécaniques avec la présence d'une couche de géotextile simulée avec Comsol Multiphysics.

Le code des éléments finis Plaxis a été utilisé, dans la première partie de cette thèse ; pour mieux comprendre une nouvelle technique de construction combinant la substitution et le renforcement par géosynthétiques afin d'améliorer la capacité portante et réduire le tassement dans le cas de semelles filantes. L'étude s'est intéressée particulièrement à résoudre numériquement le problème de la capacité portante pour un sol frottant sans cohésion avec des nappes de géosynthétiques disposées horizontalement. L'analyse numérique a été effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques. La performance et l'efficacité de la technique de renforcement sont démontrées à travers plusieurs séries de simulations numériques. Les résultats obtenus ont été comparés avec les résultats expérimentaux. L'étude paramétrique met l'accent sur l'effet de certains paramètres sur la variation de la capacité portante, tels que le rapport de largeur, le rapport de profondeur, et la rigidité axiale du géosynthétique.

L'objectif principal de la deuxième partie de cette thèse était de démontrer l'importance de la modélisation des effets multiphysiques pour décrire le comportement couplé réaliste réel des matériaux poreux. Dans cette étude, les avantages de l'utilisation du couplage hydromécanique pour estimer la déformation et la dissipation de la pression interstitielle dans les matériaux poreux ont été démontrés. Les modèles numériques développés dans cette partie ont été créés en utilisant COMSOL, un progiciel d'éléments finis multiphysique, le cas étudié étant un modèle de Tramway avec une nappe de géotextile dans le cas d'une conception dans une zone marécageuse. Le concept poroélastique de Biot et l'approche de Wang (2000) pour la dérivation des équations poroélastiques ont été implanté dans le modèle numérique.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- ✓ Les géotextiles améliorent généralement le comportement granulaire du sol, augmentent la capacité portante et réduisent le tassement sous fondations. Ceci est vrai quelle que soit la valeur de rigidité de la couche de géotextile. Celles-ci sont dues aux contraintes de cisaillement générées entre les couches de sol et de géotextile, assurant une résistance à la traction horizontale et minimisant le déplacement vertical.
- ✓ La capacité portante est augmentée en augmentant le nombre de couches de renforcement et la rigidité de géotextile. Le coefficient BCR diminue au fur et à mesure que la distance verticale entre les couches de renforcement augmente.
- ✓ Pour un géotextile en monocouche, la distance optimale entre la première couche de renforcement et la base de la fondation est $u/B = 0,4$.

- ✓ La distance optimale (h) entre les couches de géotextile est estimée à environ un tiers de la largeur de la fondation ($h/B = 0,3$). L'espacement optimal du système de renforcement nécessite également l'espacement de la première couche $u = 0,3B$.
- ✓ Les géotextiles induisent des changements de pression interstitielle qui ce qui modifient le champ hydraulique et provoquent des déformations.
- ✓ Les résultats ont montré qu'il y avait une différence dans les valeurs de déplacement entre les simulations sans géotextile et celles avec géotextile.
- ✓ Malgré que la déformation du géotextile était significative, le changement de la pression interstitielle reste identique.
- ✓ Une perte de la charge hydraulique correspond à une perte des forces de frottement dans le sol et les pores du géotextile.
- ✓ Le stockage de l'eau due à la présence des géotextiles est augmenté par rapport au sol en raison de la gamme de distribution différente à cause de la taille des pores de ces matériaux.
- ✓ Le géotextile réduise les remontées d'eau comparé au GNT. Cela peut grandement affecter le mouvement de l'eau et provoquer une redistribution du profil de l'eau.
- ✓ Ce travail montre aussi la performance des méthodes de couplage numérique.

Les perspectives proposées pour ce travail de thèse sont :

1. Le transfert de chaleur dans les matériaux poreux est un facteur important dans de nombreux domaines d'ingénierie tels que l'ingénierie géotechnique et l'ingénierie pétrolière. Pour étudier le comportement des matériaux poreux sous sollicitations thermiques, fluide et/ou mécanique, des techniques de couplage thermo-hydrromécanique doivent être développées.
2. L'analyse de sensibilité pour corrélérer l'effet des paramètres poro-élastiques sur le comportement des matériaux poreux.
3. L'examen du comportement d'une fondation à l'aide du modèle d'équation de Richards dans le cas d'écoulement souterrain et utilisant le modèle de rétention de van Genuchten.
4. Le développement mathématique des interfaces sol géosynthétiques.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [ABU 13] **Abu-Farsakh M, Chen Q, Radhey S.** An experimental evaluation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. **Soils and Foundations.** (2013).53(2): 335–348.
- [ADA 97] **Adams ,M, T., Collin ,J, C. (1997).** Large model spread footing load tests on geosynthetic-reinforced soil foundations. **J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE** 123 (1), (1997) 66-72.
- [AKI 81] **Akinmusuru JO and Akinbolade JA.** Stability of loaded footings on reinforced soil. **Journal of Geotechnical Engineering.**(1981) 107(6): 819–827.
- [ALB19] **Albino,U., Portelinha,F., Zornberg,J., Futai,M.**Numerical simulation of infiltration into the fill of a wall reinforced with nonwoven geotextiles **Comput. Geotech.,** 108 (2019), pp. 27-39, 10.1016/j.compgeo.2018.12.006
- [BAT09] **Bathurst,R., Siemens,G., Ho,A.** Experimental investigation of infiltration ponding in one-dimensional sand–geotextile columns. **Geosynth. Int.,** 16 (2009), pp. 158-172, 10.1680/gein.2009.16.3.158
- [BIN 75b] **Binquet, J., Lee K,L .** Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE.** (1975a) 101(12): 1241–1255.
- [BIN 75b] **Binquet, J., Lee, K, L.** Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs." **J. Geotech. Eng. ASCE** 101 (12), (1975b) 1257-1276.
- [BIO 41] **Biot M.A.** General Theory of Three-Dimensional Consolidation. **Journal of Applied Physics.** (1941) 12(2):155-164.
- [BIO 41] **Biot, M.A.:** "Consolidation settlement under a rectangular load", **J. Appl. Phys.,** (1941) 12, 426-430.
- [BIO 55] **Biot, M.A.:** "Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid", **J. Appl. Phys.,** (1955) 26, 182-185.
- [BIO 56] **Biot, M.A.:** "General solutions of the equations of elasticity and consolidation for a porous material", **J. Appl. Phys.,** (1956) 27, 240-253.
- [BIO 56] **Biot, M.A.:** "Theory of deformation of a porous viscoelastic anisotropic solid", **J. Appl. Phys.,** (1956) 27, 452-469.
- [BOR 06] **Borja R. I.** On the mechanical energy and effective stress in saturated and unsaturated porous continua. **Int. J. Solids Struct. (2006)** (43(6): 1764–1786).
- [BOU 06] **Bouazza,A., J. Zornberg,J., McCartney,J., Nahlawi,H.** Significance of unsaturated behaviour of geotextiles in earthen structures Aust. **Geomech. J,** 41 (2006), pp. 133-142.
- [CAS 13] **Casini F.** Coupled processes during rainfall- an experimental investigation on silty sand. **Poromechanics. ASCE.** (2013)pp. 1542–1549.<https://doi.org/10.1061/9780784412992.183>.
- [CHE 07] **Chen, Q.** An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation. PhD dissertation, Louisiana State University, Baton Rouge, USA. (2007).
- [CHI 21] **Chi-Yuen Wang Michael Manga .** Chapter 3 Hydro-Mechanical Coupling. Water and Earthquakes, Lecture Notes in Earth System Sciences2021. https://doi.org/10.1007/978-3-030-64308-9_3.
- [CHI17] **Chinkulkijniwat,A.,Horpibulsuk,S., BuiVan.D., Udomchai,A., R. Goodary, R., A. Arulrajah,A.** Influential factors affecting drainage design considerations for mechanical stabilised earth walls using geocomposites **Geosynth. Int.,** 24 (2017), pp. 224-241, 10.1680/jgein.16.00027
- [CHR 70] **Christian, J.T. and Boehmer, J.W.:** "Plane strain consolidation by finite elements", *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE,* (1970) 96(SM4), 1435-57.

- [CLA 11] **Clancy, J. M. & Naughton, P. J.** An experimental study of pullout resistance of a multifunctional geosynthetic in fine grained fills using an innovative pullout apparatus. *Geo-Frontiers*, 2011, J. Han and D. E. Alzamora, Editors, GSP no. 211, ASCE, Reston, VA, USA, pp. 3609–3618.
- [CON20] **Constro Facilitator.** The Application of Geosynthetics in Civil Engineering December 26, 2020
- [COU 04] **Coussy O.** Poromechanics, John Wiley, Chichester, U.K.; 2004.
- [DAS 94] **Das, B. M., Shin, E. C., Omar, M. T.** The bearing capacity on surface strip foundations on geogrid reinforced sand and clay- a comparative study. **Geotech. Geol. Eng.**, (1994) 12(1), 1-14.
- [EHL 04] **Ehlers W, Graf T.,** Ammann M Deformation and localization analysis of partially saturated soil. **Comput Method Appl Mech.** (2004) 193:2885–2910.
- [ELS 12] **El Sawwaf ,M., Ashraf, K, N.**The effect of deep excavation-induced lateral soil movements on the behavior of strip footing supported on reinforced sand. **J. Adv. Res.**, (2012) 3, 337-344. <https://doi.org/10.1016/j.jare.2011.11.001>.
- [FER 15] **Ferreira ,F,B., Vieira, C,S., Lopes, M,L.** Direct shear behaviour of residual soil–geosynthetic interfaces – influence of soil moisture content, soil density and geosynthetic type. **Geosynthetics Int**, (2015) 22(3), 257-272. <https://doi.org/10.1680/gein.15.00011>.
- [GAR07] **Garcia,E, C. Gallage, T. Uchimura.** Function of permeable geosynthetics in unsaturated embankments subjected to rainfall infiltration **Geosynth. Int.**, 14 (2007), pp. 89-99, 10.1680/gein.2007.14.2.89.
- [GIR 06] **Giroud, J.** Criteria for geotextile and granular filters. 44th Terzaghi Lecture, ASCE, Reston, VA.2008.
- [GRI 05] **Griffiths DV, Lu N .** Unsaturated slope stability analysis with steady infiltration or evaporation using elasto- plastic finite elements. **Int J Numer Anal Methods.** (2005) 29:249–267.
- [GUI 86] **Guido, V, A., Chang, D, K., Sweeny, M, A.** Comparison of geogrid and geotextile reinforced slabs. **Can. Geotech. J.**,(1986)20,435-440.
- [GUI 85] **Guido VA, Biesiadecki GL and Sullivan MJ.** Bearing capacity of geotextile reinforced foundation. In: Proceedings of 11th International Conference on **Soil Mechanics and Foundation Engineering.** (1985) 3, pp 1777–1780.
- [HAT 13] **Hatami, K., Granados, J. E., Esmaili, D. & Miller, G. A.** Influence of gravimetric water content on geotextile reinforcement pullout resistance in MSE walls with marginal soils. *Transportation Research Record*, (2013). 2363, pp. 66–74.
- [HAT 14] **Hatami, K., Esmaili, D., Chan, E. & Miller, G. A.** Laboratory performance of reduced-scale reinforced embankments at different moisture contents, invited paper. **International Journal of Geotechnical Engineering, Special Issue on Geosynthetics**, (2014) 8, No. 3, 260–276
- [HOL 17] **Holtz R .**46th Terzaghi Lecture: Geosynthetic reinforced soil: From the experimental to the familiar. *J. Geotech. Geoenviron.* (2017) 143: 1–21.[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001674](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001674).
- [HUA 90] **Huang C and Tatsuoka F.** Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground. **Geotextiles and Geomembranes.** (1990). 9(1): 51–82.
- [HUA 97] **Huang and Menq.** Deep footing and wide slab effects in reinforced sandy ground. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.** 123 (1) (1997), pp. 30-36.
- [HUA 13] **Huang CC, Lo CL.** Simulation of subsurface flows associated with rainfall induced shallow slope failures. **Journal of Geo Engineering.** (2013) 8 (3):101–111.
- [IRY 05] **Iryo T, Rowe R.** Infiltration into an embankment reinforced by nonwoven geotextiles. **Canadian Geotechnical Journal.** (2005) 42(4):1145–1159.<https://doi.org/10.1139/t05-035>.
- [ISO15] **ISO 10318-1.** Géosynthétiques - Partie 1: Termes et définitions. Organisation internationale de normalisation, Genève, Suisse. (mai 2015)
- [JIN 02] **Jing Wan.** “STABILIZED FINITE ELEMENT METHODS FOR COUPLED GEOMECHANICS AND MULTIPHASE FLOW” a dissertation submitted to the department of

petroleum engineering and the committee on graduate studies of stanford university in partial fulfillment of the requirements for the degree of doctor of philosophy. (2002).

[KAH 17] **Kahlouche A, Chaib R** . Analysis of the Tram Safety: Case Study of Algeria. of 16th Conference on Reliability and Statistics in Transportation and Communication, RelStat'2016, 19-22 October, 2016, Riga, **Latvia Procedia Engineerin** (2017) . 178:401-408.

[KAZ 15A] **Kazi M, Shukla SK and Habibi D**. An improved method to increase the load-bearing capacity of strip footing resting on geotextile-reinforced sand bed. **Indian Geotechnical Journal**. (2015a) 45(1): 98-109.

[KHE 09] **Khedkar, M.S., Mandal, J.N.** Pullout behaviour of cellular reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes**, (2009). 27(4): 262-271. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.12.003>.

[KHI 93] **Khing KH, Das BM, Puri VK, Cook EE and Yen SC**. The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand. **Geotextiles and Geomembranes**. (1993). 12(4): 351-361.

[KHI 07] **Khire, M., Mukherjee, M.** Leachate injection using vertical wells in bioreactor landfills. **Waste Management**. 2007. 27 (9), 1233-1247.

[KOT 01] **Kotake, N., Tatsuoka, F., Tanaka, T., Siddiquee, MSA., Huang, C.C. (2001)**. FEM Simulation of the bearing capacity of level reinforced sand ground subjected to footing load," **Geosynthetics Int**. 8(6), (2001) 501-549. <https://doi.org/10.1680/gein.8.0205>.

[KOZ 27] **Kozeny, J.** Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden. Stizungsber Akad Wiss Wien.(1927) 136:271- 306.

[KUR 97] **Kurian, N, P., Beena, K, S., Kumar, R, K.** Settlement of reinforced sand in foundations. **J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE**. (1997). 123 (9), 818-827.

[LAT 09] **Latha, G.M., Somwanshi, A.** Bearing capacity of square footings on geosynthetic reinforced sand. **Geotextiles and Geomembranes**, (2009) 27(4): 281-294. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.02.001>.

[LEW 76] **Lewis, R.W., Roberts, G.K. and Zienkiewicz, O.C.** A non-linear flow and deformation analysis of consolidation problems", **Numerical Methods in Geomechanics**, (1976) 2, ASCE, New York, 1106-1118.

[MAD23] **Made-in-china.com**. Road-Construction-Railway-Reinforcement-Pet-PP-Nonwoven-Geotextiles (2023).

[MCK 88] **McKee CR, Bumb AC, Koenig RAJ**. Stress-dependent permeability and porosity of coal and other geologic formations. **SPE Form. Eval**. (1988) 81-91.

[MIC 04] **Michalowski**. Limit loads on reinforced foundation soils **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, 130 (4) (2004), pp. 381-390.

[MOH 08] **Mahmoud Ghazavi , Arash Alimardani Lavasan**. Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics. **Geotextiles and Geomembranes**. Volume 26, Issue 5, October 2008, Pages 404-415.

[MON 15] **Moniteur- des travaux publics et du bâtiment**. TECHNIQUE Définition, mise en œuvre et dimensionnement des géosynthétiques. CFG. 10 avril 2015 N°5811 www.lemoniteur.fr . figure-7-page-6.

[NOG 11] **Nogueira CDL, Azevedo RF, Zornberg JG**. Validation of coupled simulation of excavations in saturated clay: camboinhas case history. **Int J Geomech**. (2011) 11 (3):202-210.

[OH-15] **Oh S., Lu N.** Slope stability analysis under unsaturated conditions: case studies of rainfall-induced failure of cut slopes. **Eng Geol**. (2015) 184: 96-103.

[OMA 93a] **Omar MT, Das BM, Yen SC, Puri BK and Cook EE**. Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand. **Geotechnical Testing Journal**. (1993a). (16): 246- Références Thèse: Analyse numérique de la portance des fondations superficielles sur sol renforcé 130 52.

[OMA 93b] **Omar MT, Das BM, Puri VK and Yen SC**. Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. **Can Geotech Eng**. (1993b).30(3): 545-549.

- [PAT 05] **Patra, C. R., Das, B. M., Atalar, C.** Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand. **Geotextile and Geomembrane**, 23, (2005) 454-462.
- [POR14] **Portelinha, F., Zornberg, J.** Development of capillary barriers during water infiltration in a geotextile-reinforced soil wall, in **Proceedings of the 10th International Conference on Geosynthetics**, 10ICG, Berlin, Germany (2014), pp. 1-7.
- [PRI 16] **Price J.** Implications of Groundwater Behaviour on the Geomechanics of Rock Slope Stability. In 1st Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference, **Australian Centre for Geomechanics**.(2016) 25-48. https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1604_0.3_Price
- [QIQ 97] **Qiquan R.** Study on dynamic models of reservoir parameters in the coupled simulation of multiphase flow and reservoir deformation. **Pet. Explor.** (1997) 24 (2), 61-65.
- [QI- 15] **Qi S, Vanapalli SK.** Hydro-mechanical coupling effect on surficial layer stability of unsaturated expansive soil slopes. **Comput Geotech.** (2015) 70:68-82.
- [RAH17] **Rahardjo, H. Q. Zhai, A. Satyanaga, E. Leong, C. Wang, J. Wong.** Numerical analyses for assessment of geobarrier system performance Pan Am Unsaturated Soils 2017 (2017), 10.1061/9780784481677.007.
- [RAH19] **Rahardjo, H. A. Satyanaga, N. Gofar, E. Leong, J. Kew, C. Wang, J. Wong.** Geobarrier System for Protection Against Rainfall-induced Slope Failure **ISSMGE International Journal of Geoenvironment Case Histories**, 5 (2019), pp. 26-43, 10.4417/IJGCH-05-01-03
- [RAH18] **Rahardjo, H., Kim, Y., Gofar, N., EC, L., Wang, C., JLH, W.,** Field instrumentations and monitoring of GeoBarrier System for steep slope protection. **Transp. Geotech.** (2018) 16, 29-42. doi:<https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.06.006>.
- [ROS 22] **Roshan MJ, Ahmad SAR, Norshakila AW., Tamassoki S, Jusoh SN, Hezmi MA, Nik Daud NN, Apandi NM, Azmi M.** Improved methods to prevent railway embankment failure and subgrade degradation. **A review Transportation Geotechnics** (2022) .37:100834. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100834>.
- [TAF 10] **Tafreshi SNM and Dawson AR.** Comparison of bearing capacity of a strip footing on sand with geocell and with planar forms of geotextile reinforcement. **Geotextiles and Geomembranes**.(2010) 28(1): 72-84.
- [VAN 15] **Vanden BDR, Duncan JM, Brandon TL.** Limitations of transient seepage analyses for calculating pore pressures during external water level changes. **J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE.** (2015). 141 (1):1-10.
- [KHO11] **Khoury, C. N., Miller, G. A. & Hatami, K.** Unsaturated soil-geotextile interface behavior. **Geotextiles and Geomembranes**, (2011). 29, No. 1, 17-28.
- [YOO 07] **Yoo, H., Kim, H. & Jeon, H.** Evaluation of pullout and drainage properties of geosynthetic reinforcements in weathered granite backfill soils. *Fiber and Polymers*, (2007). 8, No. 6, 635-641.
- [ZOR05] **Zornberg, J. G. & Kang, Y.** Pullout of geosynthetic reinforcement with in-plane drainage capability. *Geosynthetics Research and Development in Progress*, (2005). Eighteenth Geosynthetic Research Institute Conference (GRI-18), Austin, TX, USA.
- [POR 13a] **Portelinha, F. H. M., Bueno, B. S. & Zornberg, J. G.** Performance of nonwoven geotextile reinforced walls under wetting conditions: laboratory and field investigation. **Geosynthetics International**, (2013a). 20, No. 2, 90-104.
- [POR 13b] **Portelinha, F. H. M., Bueno, B. S. & Zornberg, J. G.** Performance of nonwoven geotextile reinforced wall with unsaturated fine backfill soil. **Journal of Civil Engineering and Architecture**,(2013b). 7, No. 10, 1253-1259.
- [JUA 22] **Juan CGM, Edwin FGC, A Vega-Posada.** Effects of hydro-mechanical material parameters on the capillary barrier of reinforced embankments. **Soils and Foundations**. (2022) 62 (1):1-17. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2021.10.007>.
- [PAL 02] **Palmeira E, Gardoni M.** Drainage and filtration properties of non-woven geotextiles under confinement using different experimental techniques. **Geotextiles and Geomembranes** (2002).20:97-115.
- [AYD 07] **Aydilek AH, D'Hondt D, Holtz RD.** Comparative evaluation of geotextile pore

- sizes using bubble point test and image analysis. **Geotechnical Testing Journal**. (2007).30 (3):173–181.
- [BAI 18] **Bai B, Rao D, Xu T, Chen P**.SPH-FDM boundary for the analysis of thermal process in homogeneous media with a discontinuous interface. **International Journal of Heat and Mass Transfer**. (2018) vol. 117 pp.517–526.
- [DIN 22] **Ding Y, Jia Y, Wang X, Zhang J, Luo H, Yu Zhang., and Chen X** . The influence of geotextile on the characteristics of railway subgrade mud pumping under cyclic loading. **Transportation Geotechnics** (2022). 37 100831. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100831>.
- [RIC 97] **Richardson G**. Fundamental mistakes in slope design. Geotechnical Fabrics Report (1997) 15:15–17.
- [PAR 06]**Park KD, Fleming IR**. Evaluation of a Geosynthetic Capillary Barrier: **Geotextiles and Geomembranes**. (2006) V24:64-71.
- [MC CA 05] **Mc Cartney JS, Kuhn JA, Zornberg JG**. Geosynthetic drainage layers in contact with unsaturated soils. **Proceedings of the 16th ISSMGE Conference: Geotechnical in Harmony with the Global Environment Osaka Japan** (2005). V 4:2301-2306.
- [ZOR 10] **Zornberg JG**. Geosynthetic Capillary Barriers, **Proceedings of the 1st International GSI-Asia Geosynthetics Conference**, Taichung, Taiwan.13-28.
- [ZOR 07] **Zornberg JG., Christopher BR** . Chapter 37: Geosynthetics. In: Delleur, Jacques W. (Ed.) The Handbook of Groundwater Engineering, 2nd edition. CRC Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, Florida.(2007)
- [KOE05] **Koerner R**. Designing with Geosynthetics. 5th edition. Prentice Hall, NJ. (2005).
- [BOU 02] **Bouazza A**. Geosynthetic clay liners. **Geotextiles and Geomembranes**. (2002) 20 (1):3–17
- [BOU 06] **Bouazza, A., Zornberg, J., Mc Cartney, J., Nahlawi, H.**, Significance of unsaturated behaviour of geotextiles in earthen structures. **Aust. Geomech. J.** (2006) 41:133–142.
- [MOH 13] **Mohamed Ahmad**, "Multi-physics Modeling Of Geomechanical Systems With Coupled Hydromechanical Behaviors" (2013). **Electronic Theses and Dissertations**.
- [TER 43] **Terzaghi, K**. Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York, 1943.
- [BAL 18] **Balaban E, Onur MI**. A Numerical model on Geosynthetic reinforced pile supported embankments. Anadodu univ.**J of Sci and Technology A-Appl. sciandeng** (2018) 19(2):484-498
- [ANN11] **Anne-Julie Tinet**. Contribution à l'étude des transferts de fluides dans les Installations de Stockage des Déchets Non Dangereux. THÈSE DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE Spécialité : Sciences de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement.2011
- [CAD06] **cad-magazine** - N° 129 - décembre-janvier 2006 « Simulation multiphysique : l'approche Comso »
- [HOL17] **Holzbecher,E** . Analytical Solution for the Steady Poroelastic State under Influence of Gravity. Department of Applied Geosciences, German University of Technology in Oman, Muscat, Oman. Excerpt from the Proceedings of the 2017 COMSOL Conference in Rotterdam
- [BIS 54] **Bishop A.W**. The use of pore water coefficients in practice. **Géotechnique**. 1954. (4(4): 148–152).
- [BIS 59] **Bishop A.W**. The principle of effective stress. **Teknisk Ukeblad I Samarbeide Med Teknisk, Oslo, Norway**. (1959) (106(39): 859–863)
- [BIS 63] **Bishop A.W. and Blight G. E**. Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. **Géotechnique**.(1963) (13(3): 177–197).
- [JON02] **Jonny Rutqvist and Ove Stephansson**.The Role of Hydromechanical Coupling in Fractured Rock Engineering "**Hydrogeology Journal** (2002).
- [JEN 62] **Jennings J.E. and Burland J.B**. Limitation to the use of the effective stresses in unsaturated soils. **Géotechnique**.(1962) (12(2): 125–144).
- [HOU 97] **Houlsby G.T**. The work input to an unsaturated granular material.

Géotechnique (1997). (47(1):193–196

[KHA 98] **Khalili N. and Khabbaz M.H.** A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. **Géotechnique**. (1998) (48(5): 681–687).

[NUT 08] **Nuth M. and Laloui L.** Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**. (2008) (32: 771-801).

[SAD 15] **Şadoğlu, E.** Numerical analysis of centrally and eccentrically loaded strip footing on geotextile-reinforced sand. **Geosynthetics International**, 22 (3), (2015) 225-234.

[SHA 17] Shadi Aria, Sanjay Kumar Shukla & Alireza Mohyeddin . Optimum burial depth of geosynthetic reinforcement within sand bed based on numerical investigation. **International Journal of Geotechnical Engineering**. 2017. DOI: 10.1080/19386362.2017.1404202.

[SHI 02] **Shin EC, Das BM, Lee ES and Atalar C.** Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand. **Geotechnical and Geological Engineering**. (2002) 20(2): 169–180.

[WAH 13] **Wahib Arairo.** Influence des cycles hydriques de la dessiccation et de l'humidification sur le comportement hydromécanique des géomatériaux non saturés. Autre. **INSA de Lyon**, 2013. Français

[ALB14] **Albert Nardi, Andrés Idiart, Paolo Trincherio, Luis Manuel de Vries, Jorge Molinero.** Interface COMSOL-PHREEQC (iCP), an efficient numerical framework for the solution of coupled multiphysics and geochemistry **computers-and-geosciences**. Tome 69, août 2014 , Pages 10-21.

[CAR 05] Carl I. Steefel a, Donald J. DePaolo a b, Peter C. Lichtner. Reactive transport modeling: An essential tool and a new research approach for the Earth sciences. **Earth and Planetary Science Letters** 2005 Volume 240, Issues 3–4, 15 December 2005, Pages 539-558

[ROL11] **Roland PLASSART.** MODELISATION HYDROMECHANIQUE DU COMPORTEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS AVEC UN MODELE ELASTOVISCOPLASTIQUE » THESE D'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE. 2011

[YOK 71] **Yokoo, Y., Yamagata, K. and Nagaoka, H.** Finite element method applied to Biot's consolidation theory. **Soils and Foundation**, Japanese Soc. Soil Mech. Found. Engng, (1971) 11(10), 29-46.

[SMA 76] **Small, J.C., Booker, J.R. and Davis, E.H.** Elastoplastic consolidation of soil. **Int. J. Solids Struct.**, (1976), 12, 431-448

[SCH 69] **Schiffman, R.L., Chen, A.T.F. and Jordan, J.C.** An analysis of consolidation theories. **J. Soil Mech. Found. Div.** (1969) ASCE, 96(SM1), 285-312.

[SCH 77] **Schrefler, B.A., Lewis, R.W. and Norris, V.A.** A case study of surface subsidence of the polesine area", **Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.** (1977), 1, 377-86.

[WAN 00] **Wang HF.** Theory of linear poroelasticity. **Princeton Univ. Press.** 287p.

[GHA 73] **Ghaboussi, J. and Wilson, E.L.:** "Flow of compressible fluid in porous elastic media", **Int. J. Num. Meth. Engrg.** (1973) 5, 419-42

[CHU 22] **Chuang L, Xiong Z, Javad G, Yipeng G.** Working mechanism of a new wicking geotextile in roadway applications: A numerical study. **Geotextiles and Geomembranes**. (2022) V50, Issue 2, pp 323-336. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2021.11.009>

[EDW 10] **Edwin Fabian Garcia Aristizabal.** Numerical Analysis of the Rainfall Infiltration Problem in Unsaturated Soil. Thesis Kyoto University 2010.

[TER 36] **Terzaghi, K.** The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes for shear, In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard University Press: **Cambridge, MA**.1936. pp. 54–56.

[WAN 00] **Wang HF.** Theory of linear poroelasticity. **Princeton Univ. Press.** (2000) 287p.

[WU-15a] **Wu YM, Lan HX, Gao X, Li LP, Yang ZH,** A simplified physically based coupled rainfall threshold model for triggering landslides. **Eng Geol.** (2015a) 195:63–

69.

[WU-15b] **Wu LZ, Zhang LM, Li X.** One-dimensional coupled infiltration and deformation in unsaturated soils subjected to varying rainfall. **Int J Geomech. ASCE.** (2015b). [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000535](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000535).

[WU-16] **Wu LZ, Selvadurai APS.** Rainfall infiltration-induced groundwater table rise in an unsaturated porous medium. **Environ Earth Sci.** 2016.75:135

[YAL 23] **Yalaoui, N., Trouzine, H., Meghachou, M., Miranda, T.** Geotextile Reinforced Strip Footing: Numerical Modeling and Analysis. **Mathematical Modelling of Engineering Problems.** 2023. Vol. 10, No. 2, April, 2023, pp. 398-404. <https://doi.org/10.18280/mmep.100.202>.

[YAL 23] **Yalaoui, N., Trouzine, H., Meghachou, H., Boussad, A., Aissa Mamoune, S.M.** Multiphysics Analysis of Tramway Geotechnical Infrastructure: Numerical Modeling. **Engineering and Computational Mechanics (Proceedings of the ICE).** June, 2023. V176(2), pp.50-64. <https://doi.org/10.1680/jencm.22.00044>.

[YET 94] **Yetimoglu, T., Wu, J, T, H., Saglamer, A.** Bearing capacity of rectangular footings on geogrid reinforced sand. **J. Geotech. Eng., ASCE** 120, (1994) 2083-2099.

[YUE 95] **Yuen, S., Styles, J., McMahon, T.** An active landfill management by leachate recirculation: a review and an outline of full-scale project. In: Proceeding Sardinia 1995, **5th International Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, Italy.**

[ZHE 11] **Zhen Liu., Xiong Yu.** Coupled thermo-hydro-mechanical model for porous materials under frost action: theory and implementation. **Acta Geotechnica** (2011), 6:51-65 DOI 10.1007/s11440-011-0135-6.

[ZHO 13] **Zhou L, Houb MZ.** A new numerical 3D-model for simulation of hydraulic fracturing in consideration of hydro-mechanical coupling effects. **Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.** (2013) V60: 370-380. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2013.01.006>.

[ZIE 05] **Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L. & Zhu, J. Z.** The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals. 2005. **6th ed. Waltham, Elsevier.**

[ZON 17] **Zornberg, Jorge G.** Functions and applications of geosynthetics in roadways. **Procedia Engineering** 189 (2017) 298 – 306 Transportation Geotechnics and Geocology, TGG 2017, 17-19 May 2017, Saint Petersburg, Russia.

ANNEXES

Annexe 1 : Valorisation scientifique

Annexe 2 : Autorisation de reproduction

Annexe 1 Valorisation scientifique



Geotextile Reinforced Strip Footing: Numerical Modeling and Analysis

Nadia Yalaoui¹, Habib Trouzine^{1,2*}, Mourad Meghachou^{1,4}, Tiago Miranda³

¹ Civil Engineering and Environmental Laboratory, Civil Engineering and Publics Works Department, Faculty of Technology, Sidi Bel Abbes University, Sidi Bel Abbes 22000, Algeria

² Department of Civil Engineering, Faculty of Technology, Tlemcen University, Tlemcen 13000, Algeria

³ ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães 4800-058, Portugal

Corresponding Author Email: h_trouzine@yahoo.fr

<https://doi.org/10.18280/mmep.100202>

ABSTRACT

Received: 12 October 2022

Accepted: 12 March 2023

Keywords:

bearing capacity, geotextile, numerical model, reinforced sand

This paper aims to evaluate the impact of geotextile used on strip footing settlement and bearing capacity in sandy soil. Comparing reinforced and unreinforced soil foundations required numerical analysis. To determine their influence on the footing bearing capacity, the stiffness, number, and spacing of reinforcing layers were investigated parametrically using the validated numerical model. The failure stage in the sand was simulated using the Mohr-Coulomb criterion and a non-associated flow rule. The results showed that the geotextile could improve the footing's bearing capacity and reduce settlement. Finally, a comparison between the previously published experimental findings and the numerical results of this study showed good agreement.

1. INTRODUCTION

Sandy soils are natural or artificial granular mineral materials used for various civil engineering applications, including backfills behind retaining walls, embankment materials, and foundation soils. They are selected, placed, and compacted to an appropriate specification to achieve the required engineering performance [1]. Algeria is one of the countries whose territory constitutes a large part of the Sahara, as this desert stretches on 80% of the country's area where problems relating to construction are encountered [2, 3]. In recent decades, reinforced soil has been widely exploited in geotechnical engineering applications thanks to its economy, ease of construction, and performance. It is utilized in the construction of roads, railway embankments, retaining walls, stabilization of slopes, and in the improvement of soft ground. In these applications, soil engineering characteristics are enhanced through the reinforcement of the soil. The design of a shallow footing involves evaluating its serviceability, performance, and bearing capacity. The former is greatly dependent on the compressibility/deformability of the soils, whereas the latter depends on the soil strength characteristics. In particular, an approach is suggested to calculate the increase in the bearing capacity due to one or more layers of geotextile reinforcement placed within the foundation soil. This study examines the effect of the performance of different reinforcement parameters optimal for improving the bearing capacity of the strip footings supported by the sand bed with and without geotextile. For this purpose, a numerical simulation of finite elements has been done to determine the influence of the spacing of the first layer of reinforcement (u), the spacing between the layers (h), and the number of layers of geotextile (N), as well as the rigidity of reinforcement, for better bearing capacity. The results are then compared with those of prior studies [4-10].

2. PREVIOUS RESEARCH STUDIES ON GEOSYNTHETIC REINFORCEMENT

The failure mechanism of on reinforced soil - based footings is known not to be a simple issue, considering the limited knowledge relating to their load settlement behavior. Many experimental, numerical, and analytical studies have investigated the behavior of reinforced soil foundations for different soil types [11-17]; all these studies demonstrated that the bearing capacity of shallow foundations increases when the foundation is reinforced. The first researchers to examine the impact of soil reinforcement on the increase of the bearing capacity of shallow foundations were Binquet and Lee [4, 18]. Many researchers used the bearing capacity ratio to assess reinforced soil foundations' advantages (BCR). Many of these studies investigated the factors and elements influencing the BCR value. Yetimoglu et al. [6] conducted physical and numerical modeling of a rectangular footing resting on top of geogrid-reinforced sand. They performed small-scale model footing tests and a finite element analysis (FEA). Their results indicated that the highest BCR was achieved when the single-layer reinforcement was placed at $0.3B$ (where B is footing depth). The top layer of multi-layer reinforcement should be $0.25B$, and the optimum vertical spacing of reinforcement layers should vary between $0.2B$ and $0.4B$. They reported that the more reinforced layers there were, the more there BCR increased. Maharaj [19] investigated the influence of top layer depth, the vertical spacing of reinforcement layers, the reinforcement length, and the number of layers on the settlement of strip footing on reinforced clay using 2D non-linear FEA. The optimum layer depth for single-layer reinforcement was around $0.125B$, and the effective reinforcement length ratio (l/B) was around 2.0. The influence depth was determined by the stiffness of the reinforcement, and increasing the stiffness of the geosynthetics resulted in less footing settlement. El Sawwaf [20] suggested that the depth

and spacing of reinforcing geogrid should be $0.6B$ and $0.5B$, respectively. In addition, they recommended using three layers and that the geogrid length should be greater than or equal to five times the footing width. Ahmed et al. [21] investigated how well embankment building performed over weak subgrade soil using FEA. They adopted a modified cam-clay model for clay soil and a non-linear elastic-plastic model for sand, while a linear elastic model was used to represent geosynthetic materials. They reported that geogrid performed much better than geotextile. The best performance was achieved when geosynthetic reinforcements were nearest the footing. The strain within geosynthetics becomes negligible at a distance of $6B$. They also noted that introducing geosynthetics resulted in better stress distribution and deformation patterns within the embankment. Similarly, Latha and Somwanshi [22] performed FEA of square footings resting on sand using an elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb model to simulate the behavior of sand. They reported that the optimum spacing of reinforcing layers within the effective reinforcement zone was $0.4B$, and the optimum reinforcement length, l was $4B$. The impacts of utilizing nonwoven geotextile to increase the ultimate bearing capacity of footings sitting on medium-density sand are studied by Tavangar and Shooshpasha [23]. The testing findings demonstrated the system's maximum bearing capacity with four geotextile layers, a vertical layer separation of $0.3B$, and a geotextile width of $4B$. Moreover, by doing 3-D finite element studies with various sizes of the square plate, the influence of plate size and the sample size was quantitatively investigated. The numerical investigations showed that the bearing capacity ratio (BCR) values gradually decrease when the plate size increases to 65 cm. A further increase in plate size has little impact on BCR values. According to Sridhar and Prathapkumar [24], the number of layers of geotextile affects the bearing capacity of coir geotextile-reinforced sand. Peak stress, bearing capacity ratio, and settling reduction factor was used as comparison variables for various d/B ratios. Theoretical values validated the experimental values of bearing capacity. It can be claimed that $N=3$ to $N=4$ layers correspond to the ideal number of layers in terms of bearing capacity and settlement reduction factor (SRF). For $N=4$, the BCR is a maximum. The results of laboratory model testing on square footings lying on nonwoven geotextile-reinforced sand were presented by Tavangar and Shooshpasha [25]. Their results comprehensively demonstrated that nonwoven geotextiles increase the bearing capacity of footings in all cases. The findings also imply that as the relative density rises, the bearing capacity ratio also steadily rises. The optimum placement depth is between 0.3 and $0.4B$. Thamer and Shaia [26] suggested that soil reinforced with geotextiles could help increase the soil's bearing capacity. According to the results, the system that achieves the greatest bearing capacity has three geotextile layers, $0.25B$ vertical spacing, and a geotextile width of $5B$. The results also showed that the reinforced silty sand's behavior significantly impacted the reinforcement design. Jaiswal and Chauhan [27] noted that the optimum depth of the first layer of reinforcement having wraparound ends is 0.3 times the width of the footing, and further, an increase in depth of the placement of the reinforcing layer does not affect the BCR. The number of reinforcing layers with a specific geometric arrangement also helps improve the ultimate load-bearing capacity. According to their findings, the optimum depth of the first layer of reinforcement from the bottom of the footing and the width of the reinforcing layers

are 0.3 and 1.5 times the width of the footing, respectively, and the optimum number of reinforcement layers was three. However, adding more reinforcement does not change the footing's bearing capacity ratio beyond three layers.

3. NUMERICAL SIMULATION

The present study used the finite-element method to investigate the behavior of a strip footing resting on unreinforced and reinforced sand. The geometry of a typical finite element model used for the analysis is shown in Figure 1. Plaxis 2D was used for this study. The modeled foundation was a strip foundation of width $B=1$ m, supported on sandy soil and solicited by a maximum central vertical load of $P=400$ kN/m. The foundation sand soil is reinforced by N (number) geotextile layers; h and u are the spacing between the layers and the depth between the top layer and the bottom of the footing. The reinforcement is spaced over 4 m below the footing. The soil medium is simulated using 15-node triangular plane strain elements. The soil behavior was represented utilizing the elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb model, which requires five parameters: Young modulus E , Poisson's ratio ν , cohesion C , internal friction angle ϕ , and a dilatancy angle ψ . In this study the same boundary conditions as the Khedkar and Mandal [28] models are used. The bottom boundary is prevented from moving in both directions.

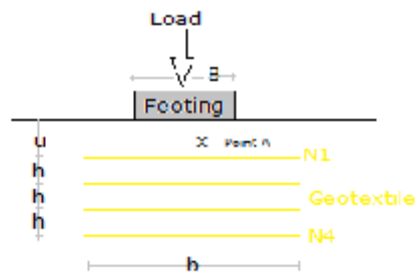


Figure 1. Geometry of the reinforced soil

In contrast, the vertical boundary is fixed horizontally, so the sand cannot move horizontally beyond the limit, yet the settlement of sand is permitted. Two types of geotextiles were considered, namely: Mirafi HP 570 (GEO1) and Tensar Basetex 400/50 (GEO2) (woven geotextile). A 5-node tension element was used to simulate the geotextile reinforcement without pre-stress. The elastic axial stiffness EA was the sole material characteristic needed for the geotextile. The interaction between soil and geosynthetics is of utmost importance in geosynthetic-reinforced soil structure design and stability analysis. Factors such as the geometry of a reinforced soil system and its construction process may affect soil-geosynthetic interaction properties. In addition, the interaction properties are strongly determined by the mobilized interaction mechanism, the physical and mechanical properties of the soil, and the mechanical and geometrical properties of the reinforcement [29]. In the present analysis, the interface element is assigned a virtual thickness to define the interface's material properties. The interface's

material properties are related to the adjacent soil material by a strength reduction factor (R_{inter}). The interface element's virtual thickness is small and is calculated as the virtual thickness factor times the average element size. This study used the Mohr-Coulomb material model to model stress-strain behavior. The strength reduction coefficient (R_{inter}) is defined as:

$$R_{inter} = \frac{C_{inter}}{C_{soil}} = \frac{\tan \phi_{inter}}{\tan \phi_{soil}} \quad (1)$$

where, C_{soil} and ϕ_{soil} are the cohesion and friction angles of the soil adjacent to the interface, C_{inter} and ϕ_{inter} are the adhesion and friction angles of the interface [30]. Thus, an elastic-plastic model is used to describe the behavior of interfaces.

Table 1. Properties of the soil used in the numerical simulations

Parameters	Sand	Footing (concrete)	GEO1 (geotextile)	GEO2 (geotextile)
Unit weight: kN/m ³	17	25	-	-
Young modulus: kN/m ²	13000	3x10 ⁵	-	-
Poisson's ratio	0.28	0.2	-	-
Friction angle	31°	-	-	-
Dilatancy angle	0°	-	-	-
Cohesion: kN/m ²	0.1	-	-	-
Interface reduction factor (R_{inter})	1	1	-	-
EA: kN/m	-	-	700	5365

Table 2. Details of model test program

Constant Parameters	Variable Parameters
Unreinforced sand	N=0
b=4B; u/B=0.3; h/B=0.3	Geotextile type (GEO1, GEO2) N=3; 4
b=4B; u/B=0.3; h/B=0.3; GEO2	N=1; 2; 3; 4
b=4B; N=1; GEO2	u/B=0.1 to 0.8
b=4B; u/B=0.3; GEO2	h/B=0.2 to 1 N=2; 3; 4

4. RESULTS AND DISCUSSION

The bearing capacity ratio BCR evaluates the improvement in bearing capacity due to the provision of geotextile reinforcement. According to Binquet and Lee [18], BCR is defined as follows:

$$BCR = \frac{q_r}{q_0} \quad (2)$$

where, q_r is the bearing pressure of the reinforced soil at a given settlement, and q_0 is the bearing pressure of unreinforced soil at the same settlement.

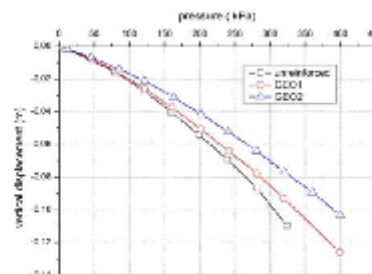
4.1 The influence of type of reinforcement

Two different types of reinforcement are considered in this study, and their properties are presented in Table 2. Geotextile GEO1 and GEO2 are arranged in 4 layers spaced at 0.3B. Figure 2 (a) displays the load-displacement curves at point A under the foundation axis. This point exhibits the maximum settlement for a given elevation. The improvement of reinforced soil behavior (i.e., reduced settlement under applied load) is correlated to the increase of geotextile elastic modulus. The decrease in the settlement, which is associated with an increase in foundation-bearing capacity, is attributed to the friction between the geotextile material and soil that mobilizes

The interface between soil and geotextile was defined as the fully-bonded interface ($R_{inter}=1$), as the occurrence of full friction caused by the texture of the geotextile and relative movement was not observed between the soil and geotextile [31]. Accordingly, the friction angle at the sand-reinforcement interface is assumed to equal the sand's friction angle in the adjacent zone. No slippage between sand and reinforcement and no pullout failure of reinforcement was observed in the physical experimental test results conducted by Kotake et al. [32].

The strip footing is simulated by creating a rectangular region and using a linear elastic material model. The model parameters used in the numerical simulation are tabulated in Table 1. Different configurations considered in this study are presented in Table 2.

shearing resistance resulting in additional soil confinement and consequently limiting settlement. As it is possible to state in Figure 2 (b), the tensile force is maximum within the central third of reinforcement due to the additional confinement of the footing load, gradually decreasing towards the edge of reinforcement. Kurian et al. [33] made a similar observation. Figure 3 shows the BCR based on settlement consideration for the two types of geotextile reinforcement. The results show that GEO2 geotextile significantly increased BCR, especially when using four reinforcement layers. For example, the relative gain in BCR employing GEO2 over GEO1 is 12% and 15% for N=3 and 4.



(a)

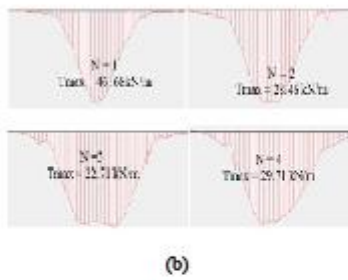


Figure 2. (a) Pressure–displacement curves at point A with different types of reinforcement; (b) The tensile force at the geotextile layers

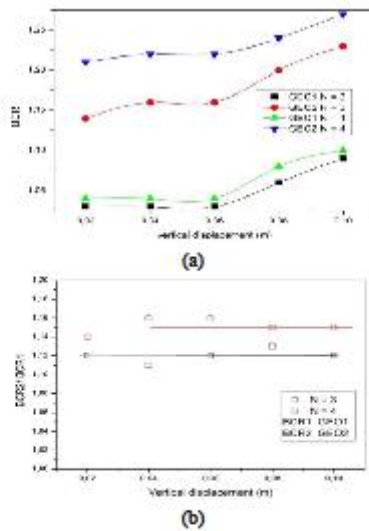


Figure 3. Improvement factor variation with displacement (variable EA)

Figure 3 (b) illustrates the variation of BCR according to vertical displacement and the number of reinforcement layers. The soil-bearing capacity increases with a high number of layers. For example, BCR respectively increases from 1.04 to 1.22, for $N=1$ to $N=4$ and for displacement of 0.06m.

4.2 Effect of number of layers on BCR and settlement

The granular medium is reinforced with layers of GEO2 spaced about $0.3B$ between them with an axial rigidity equal to 5437kN/m . Pressure–displacement curves for a different number of geotextile layers (N), varying from 1 to 4, are shown in Figure 4 (a). The behavior of the footing placed on unreinforced sand is included in the figure for comparison. The figure shows that soil reinforcement significantly increases initial stiffness and bearing load at the same settlement level. Additionally, the number of geotextile layers significantly reduces settlement for a given footing load. The curves demonstrate that the addition of four geotextile layers increased the bearing load to 400kN/m^2 compared to

305kN/m^2 for unreinforced sand, which is a number that represents an almost 30% increase. The reinforcing mechanism, which limits sand particles' spreading and lateral deformations, is responsible for this increase in ultimate load. The geotextile resists withstanding the imposed horizontal shear stresses created in the soil mass under the loaded area because of the mobilized tension in the reinforcement. The contact area and the interface between the geotextile layers and the soil increase with the number of geotextile layers. Consequently, large soil displacements and horizontal shear stresses built up in the soil under the footing were reduced and transferred by geotextile layers to a more extensive soil mass [34, 35].

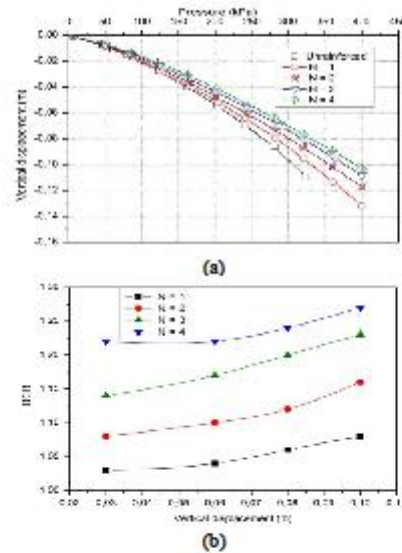


Figure 4. (a) Pressure–displacement curves at point A with a different number of geotextile layers; (b) Improvement factor variation with displacement (N variable)

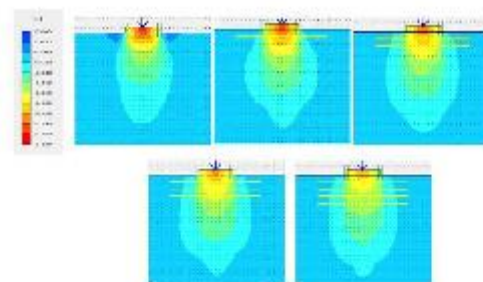


Figure 5. The vertical displacement with a number of layers

Apart from the economic aspect that would limit an excessive number of layers, previous work has shown that, on the whole, the use of a reinforcement system with more than four layers improves the bearing pressure only to a negligible extent and that in some other cases, on the contrary, BCR diminution is noticed. It might be related to the inter-lateral

slip of soil and the different reinforcement layers [5, 6, 11]. The graphical representation of Figure 5 for the various cases cited above clearly shows the total relative reduction of settlement below the foundation with the increasing number of reinforcing layers compared to the unreinforced configuration.

4.3 Depth effect of the first layer

The search for the best positioning of the layers beneath the foundation has motivated this study. To do this, a single layer is treated ($N=1$) with the change in the depth ratio u/B : 0.1; 0.2; 0.3; 0.4; 0.8. Figure 6 (a) shows the load-displacement curves for reinforced sand compared to the unreinforced medium.

Figure 6 (b) shows that the BCR has an optimum value for $u=0.4B$. This optimum value is included in the area proposed by Chen [9]. On both sides, the BCR decreases abruptly. Therefore, when using a single reinforcement layer, it is recommended to place it at a distance that corresponds to this optimum. When the distance (u) between the first layer and the base of the foundation is less than $0.25B$, the gain in bearing capacity is probably low due to the tensile failure of the geotextile, according to the research [4].

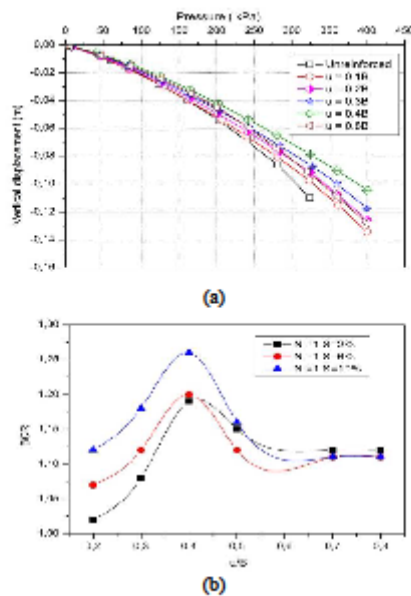


Figure 6. (a) Pressure-displacement curves with the depth of the first reinforcement layer; (b) BCR versus u/B for one layer of reinforcement

The bearing capacity is reduced if the distance (u) exceeds the optimum value. The layer moves away from the area influence of a load of footing and cannot even respond to requests for important values of (u). It should be noted that, usually, when this distance is more significant than $0.6B$, the soil's shear failure can occur under the foundation of the work of Binquet and Lee [4]. When (u) varies between $0.25B$ and $0.4B$, the reinforcing layers are solicited positively; that is to say, they mobilize more and more shear strength, and the interaction soil-geotextile then plays its full role at the optimum $u=0.4B$.

4.4 Effect of vertical spacing of reinforcement layers

In this study the vertical spacing between the layers $GEO2$ (h) were varied between $0.2B$; $0.3B$; $0.4B$; $0.5B$; $0.7B$; $1B$. The study was performed for a different number of reinforcement layers (N): 2, 3, and 4. Figure 7(a) show the evolution of settlements based on the loading for four layers. The bearing capacity of unreinforced soil is around 320 kPa for a settlement of about 11 cm. The bearing capacity is improved by introducing geotextile layers for the same settlement. However, the gain in soil strength is insignificant for large spacing between the layers, with h values beyond $h=0.7B$. The optimal spacing, giving the most important improvement bearing capacity factor, is obtained when the geotextile layers are spaced at $0.3B$. These results are similar to those obtained by other researchers [6, 9].

Figure 7(b) shows that the optimum $h=0.3B$ remains unchanged when the number of layer changes N increases from 2 to 4. The BCR factor is great for $N=4$ to $N=2$, with respective values of BCR being 1.24 and 1.16 . As the spacing h between the reinforcement layers increases, the soil-geotextile interaction decreases, mobilizing a lesser frictional force developed at the soil-reinforcement interface. When this spacing becomes important, the reinforced soil tends to lose soil reinforcement interaction and behaves like unreinforced soil, where shear failure can be generated. Finally, the optimum spacing gives the device a layer-soil tangle mobilizing an optimal reinforcement confinement system.

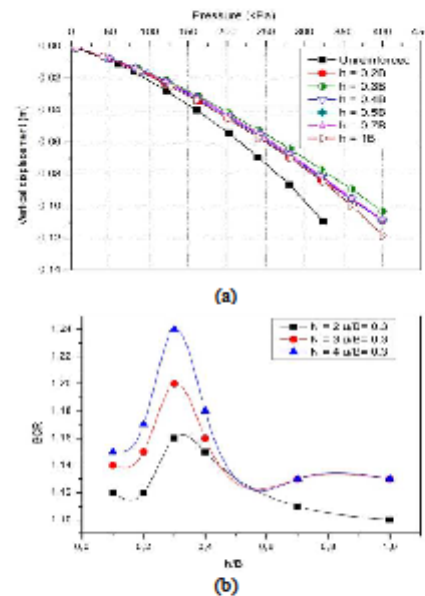


Figure 7. (a) Pressure-displacement curves with a spacing of geotextile layers ($N=4$); (b) BCR versus h/B with a number of layers

5. VERIFICATION OF NUMERICAL MODEL

The numerical results of reinforced strip footing obtained from PLAXIS 2D were validated with the results obtained

from the experimental by Binquet et al. [4], Das et al. [7], and Patra et al. [8]. The purpose of this study was to validate the finite-element model of unreinforced and geotextile-reinforced foundation sections done in PLAXIS. Table 3 shows a comparison of the optimum parameters conducted to find out the best location and configuration of the geotextile layers such that the depth of the first reinforcement (u), the

vertical spacing between layers (h), and the width of the reinforcement (b), that gives the optimum improvement in bearing capacity and reduced settlement. The predicted values by using the numerical solution of this study are in good agreement with the test results of Binquet et al. in researches [4, 18], Das et al. [7], and Patra et al [8] for u/B and h/B. On the other hand, b/B is less than in researches [7, 8].

Table 3. Result previous research of optimum parameters

	[18]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	Present study
Footing shape	strip	square	Rectangular	strip	strip	rectangular	square	strip
Reinforcement type	Aluminum	Geotextile	Geogrid	Geogrid	Geogrid	Geogrid	Geogrid	Geotextile
(u/B) _{opt}	0.3	-	0.25 – 0.3	0.3	0.35	0.33	-	0.3
(h/B) _{opt}	-	-	0.2 – 0.4	-	0.25	0.33	0.4	0.3
(b/B) _{opt}	-	3	4.5	8	5	5	4	4

6. CONCLUSIONS

(1) To estimate the bearing capacity of a strip footing built on the surface sand reinforced with geotextile, numerical computations based on Plaxis were carried out. The numerical analysis revealed the effects of some parameters on the bearing capacity of the footing using the tensile stiffness, the number of reinforcements, the depth of the first reinforcing layer, and the vertical distance between reinforced layers. Their effects on the bearing capacity are evaluated and compared with the results obtained from other experimental research. Based on the analyses performed in this study, the study's conclusion can be summarized as follows: 1. In general, using geotextile reinforces the behavior of granular soils, increases the bearing capacity, and reduces settlement under the foundation; this is true for whatever rigidity values of the geotextile layers; they are due to the shear stress mobilized between the soil and the geotextile layers, which confers a horizontal tensile strength and minimizes vertical displacement.

(2) The bearing capacity increases with increasing rigidity and the number of reinforcement layers. The BCR factor decreases with increasing the vertical spacing between the reinforcement layers.

(3) The optimum spacing between the first reinforcing layer and the base of the foundation equals u/B=0.4 in the case of a single layer of geotextile.

(4) The optimum spacing between layers of geotextile (h) is estimated to be approximately one-third of the footing width (h/B=0.3). Also, the optimal spacing of the reinforcement system requires the provision of the first layer at a distance of u=0.3B.

(5) A hydromechanical coupled simulation of these system should be studied in further details.

REFERENCES

- [1] Kazi, M., Shukla, S.K., Habibi, D. (2015). Effect of submergence on settlement and bearing capacity of surface strip footing on geotextile-reinforced sand bed. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 1: 1-11. <https://doi.org/10.1007/s40891-014-0006-y>
- [2] Mahmoudi, H., Spahis, N., Goosen, M.F., Sablani, S., Abdul-wahab, S.A., Ghaffour, N., Drouiche, N. (2009). Assessment of wind energy to power solar brackish water greenhouse desalination units: A case study from Algeria. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 13(8): 2149-2155. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2009.03.001>
- [3] Bouzidi, B. (2011). Viability of solar or wind for water pumping systems in the Algerian Sahara regions—case study Adrar. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 15(9): 4436-4442. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2011.07.108>
- [4] Binquet, J., Lee, K.L. (1975). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(12): 1257-1276. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000220>
- [5] Guido, V.A., Chang, D.K., Sweeney, M.A. (1986). Comparison of geogrid and geotextile reinforced earth slabs. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(4): 435-440. <https://doi.org/10.1139/t86-073>
- [6] Yetimoglu, T., Wu, J.T., Saglam, A. (1994). Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12): 2083-2099. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)07339410\(1994\)120:12\(2083\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)07339410(1994)120:12(2083))
- [7] Das, B.M., Shin, E.C., Omar, M.T. (1994). The bearing capacity of surface strip foundations on geogrid-reinforced sand and clay—A comparative study. *Geotechnical & Geological Engineering*, 12: 1-14. <http://dx.doi.org/10.1007/BF00425933>
- [8] Patra, C.R., Das, B.M., Atalar, C. (2005). Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(5): 454-462. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2005.02.001>
- [9] Chen, Q. (2007). An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation. PhD dissertation, Louisiana State University, Baton Rouge, USA.
- [10] Latha, G.M., Somwanshi, A. (2009). Bearing capacity of square footings on geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(4): 281-294. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2009.02.001>
- [11] Adams, M.T., Collin, J.G. (1997). Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1): 66-72. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:1\(66\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:1(66))
- [12] Kumar, A., Kaur, A. (2012). Model tests of square footing resting on fibre-reinforced sand bed.

- Geosynthetics International, 19(5): 385-392. <http://dx.doi.org/10.1680/gein.12.00024>
- [13] Javdanian, H., Haddad, A., Mehrzad, B. (2012). Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of adjacent footings on reinforced soil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17: 2597-2617.
- [14] Abu-Farsakh, M., Chen, Q., Sharma, R. (2013). An experimental evaluation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. *Soils and Foundations*, 53(2): 335-348. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.01.001>
- [15] Dixit, M.S., Patil, K.A. (2014). Effect of reinforcement on bearing capacity and settlement of sand. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19: 1033-1046.
- [16] Hegde, A., Sitharam, T.G. (2015). 3-Dimensional numerical modelling of geocell reinforced sand beds. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(2): 171-181. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.11.009>
- [17] Badakhshan, E., Noorzad, A. (2017). Effect of footing shape and load eccentricity on behavior of geosynthetic reinforced sand bed. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(2): 58-67. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.11.007>
- [18] Binquet, J., Lee, K.L. (1975). Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(12): 1241-1255. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000219>
- [19] Maharaj, D.K. (2003). Nonlinear finite element analysis of strip footing on reinforced clay. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 8: 241-256.
- [20] El Sawwaf, M.A. (2007). Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(1): 50-60. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2006.06.001>
- [21] Ahmed, A., El-Tohami, A.M.K., Marei, N.A. (2008). Two-dimensional finite element analysis of laboratory embankment model. In *geotechnical engineering for disaster mitigation and rehabilitation: Proceedings of the 2nd International Conference GEDMAR08*, Nanjing, China, pp. 1003-1018. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-79846-0_133
- [22] Latha, G.M., Somwanshi, A. (2009). Effect of reinforcement form on the bearing capacity of square footings on sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(6): 409-422. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.03.005>
- [23] Tavangar, Y., Shooshpasha, I. (2016). Experimental and numerical study of bearing capacity and effect of specimen size on uniform sand with medium density, reinforced with nonwoven geotextile. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 41: 4127-4137. <https://doi.org/10.1007/s13369-016-2101-y>
- [24] Sridhar, R., Prathap Kumar, M.T. (2017). Behaviour of model footing resting on sand reinforced with number of layers of coir geotextile. *Innovative Infrastructure Solutions*, 2(1): 50. <https://doi.org/10.1007/s41062-017-0099-y>
- [25] Tavangar, Y., Shooshpasha, I. (2020). Impacts of a nonwoven geotextile arrangement on load-bearing capacity of reinforced sand: A laboratory study. *Innovative Infrastructure Solutions*, 5: 1-9. <https://doi.org/10.1007/s41062-019-0253-9>
- [26] Thamer, L., Shaia, H. (2021). The effect of geotextile layers and configuration on soil bearing capacity. *Mathematical Modelling of Engineering Problems*, 8(6): 897-904. <https://doi.org/10.18280/mmep.080608>
- [27] Jaiswal, S., Chanhan, V.B. (2021). Response of strip footing resting on earth bed reinforced with geotextile with wraparound ends using finite element analysis. *Innovative Infrastructure Solutions*, 6(2): 121. <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00486-0>
- [28] Khedkar, M.S., Mandal, J.N. (2009). Pullout behaviour of cellular reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(4): 262-271. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.12.003>
- [29] Ferreira, F.B., Vieira, C.S., Lopes, M.D.L. (2015). Direct shear behaviour of residual soil-geosynthetic interfaces— influence of soil moisture content, soil density and geosynthetic type. *Geosynthetics International*, 22(3): 257-272. <https://doi.org/10.1680/gein.15.00011>
- [30] Chia-Cheng, F., Chih-Chung, H. (2010). The mechanical behaviour and design concerns for a hybrid reinforced earth embankment built in limited width adjacent to a slope. *Journal Computers and Geotechnics*, 38(2): 233-247. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.11.012>
- [31] Şadoğlu, E. (2015). Numerical analysis of centrally and eccentrically loaded strip footing on geotextile-reinforced sand. *Geosynthetics International*, 22(3): 225-234. <https://doi.org/10.1680/gein.15.00007>
- [32] Kotake, N., Tatsuoka, F., Tanaka, T., Siddiquee, M.S.A., Huang, C.C. (2001). FEM simulation of the bearing capacity of level reinforced sand ground subjected to footing load. *Geosynthetics International*, 8(6): 501-549. <https://doi.org/10.1680/gein.8.0205>
- [33] Kurian, N.P., Beena, K.S., Kumar, R.K. (1997). Settlement of reinforced sand in foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(9): 818-827. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:9\(818\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:9(818))
- [34] El Sawwaf, M., Nazir, A.K. (2012). The effect of deep excavation-induced lateral soil movements on the behavior of strip footing supported on reinforced sand. *Journal of Advanced Research*, 3(4): 337-344. <https://doi.org/10.1016/j.jare.2011.11.001>
- [35] Sahu, R., Patra, C.R., Sivakugan, N., Das, B.M. (2020). Behavior of inclined loaded strip footings resting on geogrid-reinforced sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38: 5245-5256. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01360-z>

NOMENCLATURE

B	Width of the footing (m)
b	Length of geotextile reinforcement (m)
BCR	Bearing capacity ratio (dimensionless)
h	Vertical spacing between reinforcement (m)
N	Number of geotextile layers (dimensionless)
R_{int}	Interface reduction factor (dimensionless)
T_{max}	The tensile force at the geotextile layers (kN/m)
u	Top layer spacing of geotextile from the bottom of the footing (m)

Cite this article

Yalaoui N, Trouzine H, Meghachou M, Abbès B and Aissa Mamoune SM
Multiphysics analysis of tramway geotechnical infrastructure: numerical modelling.
Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Engineering and Computational Mechanics,
https://doi.org/10.1680/jcem.22.00044

Research Article

Paper 2200044
Received 13/11/2022;
Accepted 06/07/2023;
First published online 24/07/2023

Emerald Publishing Limited: All rights reserved

Multiphysics analysis of tramway geotechnical infrastructure: numerical modelling

Nadia Yalaoui MSc

PhD student, Civil Engineering and Environmental Laboratory, Civil Engineering and Public Works Department, Faculty of Technology, Sidi Bel Abbès University, Sidi Bel Abbès, Algeria

Habib Trouzine PhD

Professor, Civil Engineering and Environmental Laboratory, Civil Engineering and Public Works Department, Faculty of Technology, Sidi Bel Abbès University, Sidi Bel Abbès, Algeria; Department of Civil Engineering, Faculty of Technology, Tlemcen University, Tlemcen, Algeria (corresponding author: h_trouzine@yahoo.fr)

Mourad Meghachou PhD

Professor, Civil Engineering and Environmental Laboratory, Civil Engineering and Public Works Department, Faculty of Technology, Sidi Bel Abbès University, Sidi Bel Abbès, Algeria

Boussad Abbès PhD

Professor, MATM, University of Reims Champagne-Ardenne, Reims, France

Sidi Mohammed Aissa Mamoune PhD

Professor, Smart Structures Laboratory (SSL), Civil Engineering and Public Works Department, University of Ain Temouchent, Algeria

Under realistic field conditions, geotechnical infrastructures are usually influenced by complex interactions of mechanical behaviour under the action of an internal water flow. This mechanism could be the main origin of damage to embankments. This study develops a new hydro-mechanical (HM) approach based on Darcy's law model and Biot's poroelastic concept to investigate the behaviour of soil with and without geotextile under realistic conditions. The problem's numerical solution is carried out using a finite-element method. The proposed two-dimensional model was implemented in Comsol Multiphysics Software. Under coupled HM behaviour, the stress in porous materials causes a volumetric change in strain, which causes fluid diffusion. Consequently, pore pressure dissipates through the pores. To discuss the advantages of coupled HM modelling and evaluate the geotextile performance, volumetric strain, pore-water pressure, storage and displacement are compared for a mechanical, hydraulic and HM model. These analyses were undertaken in connection with a tramway embankment project in a marshy area in Sidi Bel Abbès. The simulation results show better results for geotextile and embankment in HM coupled modelling.

Keywords: embankments/numerical modelling/water flow

Notation

C	cohesion
G	shear modulus
g	gravitational acceleration
H_p	hydraulic head
I_1	first stress invariant
J_2	second deviatoric stress invariant
K_d	drained bulk modulus
K_s	solid bulk modulus
k	intrinsic permeability
k_0	initial permeability
q	fluid flux
S	storage
u	displacement component
v	seepage velocity
z	elevation
α	Biot-Willis coefficient
γ_m	specific weight of the fluid
∂P_f	changes in the pore pressure
∂P_m	change of mean pressure
ϵ_y	strain component

ϵ_v	volumetric strain
λ	Lamé coefficient
μ	fluid viscosity
ν	Poisson's ratio
ρ_f	fluid density
σ_y	total stress
σ'_y	effective stress
Φ	angle of internal friction
ϕ	porosity
ϕ_0	initial porosity
χ_f	compressibility of fluid
χ_p	compressibility of aquifer material

1. Introduction

An increase in population leads to increasing demand for investments in infrastructure such as roads, highways, railways and airports. However, geotechnical engineers can encounter challenging circumstances when working on embankments. Due to the low undrained strength of the soft soil layer, these conditions can cause high compressibility and high settlements

over time. Ground improvement methods to overcome these undesirable conditions are pre-loading or staged construction, adding vertical drains, using lightweight fill, excavating an unsuitable layer by replacing it with suitable backfill material and reducing embankment slope (Balaban and Onur, 2018; Terzaghi, 1943). In recent decades, geosynthetics have revolutionised civil engineering practices (Holtz, 2017), and these products have solved several problems in geotechnical and geo-environmental engineering (Bouazza, 2002; Koerner, 2005; Zornberg and Christopher, 2007). This includes the separation of different soil layers and the filtration and drainage of the surrounding soil, and many other functions. In a construction project, the most important attributes are the ratio quality/price, the time of completion, durability of the proposed solution and its environmental impact. The durability of geotextiles installed in railway rehabilitation applications can be investigated by examining the track conditions and the change in properties of exhumed geotextiles at different time intervals. Properties that should be examined include soil fouling content, change in permeability ratio and change in geotextile strength (Raymond, 1994). Geotextiles can meet these requirements partly due to their high porosity – higher than most soils – despite their low thickness compared to most soils; geotextiles contain uniformly sized pores (Aydilek *et al.*, 2007; Palmeira and Gardoni, 2002). Due to similar hydraulic properties, the geotextile can replace commonly used hydraulic barrier materials, such as gravel and sand; geotextile is preferable because it is lighter and can be installed easily (McCartney *et al.*, 2005; Park and Fleming, 2006; Zornberg, 2010). Due to the hydraulic deficits between the soil layers and the geotextile, some investigations have found negative consequences of the existence of the capillary barrier (Bathurst *et al.*, 2009; Bouazza *et al.*, 2006; Garcia *et al.*, 2007; Iryo and Rowe, 2005; Portelinha and Zornberg, 2014; Richardson, 1997). Although rain penetration into the soil structure was protected and reduced, preferred flow around the soil-geotextile interface was used as a stabilisation approach to maintaining structural integrity (Juan and Edwin, 2022; Rahardjo *et al.*, 2017, 2018, 2019). The geotextile can also significantly reduce cumulative axial strain, residual excess pore-water pressure, and soil moisture content at the interface between subgrade and gravel layers (Ding *et al.*, 2022). Consolidation of saturated porous media is an important problem in geotechnical engineering. Earlier studies (Fox and Pu, 2015; Osman, 2010; Tall *et al.*, 2015) have used both coupled and uncoupled approaches to solve hydro-mechanical (HM) problems. In Biot's coupled consolidation equation, soil deformation and excess pore pressure are determined simultaneously at each time step associated with the HM coupling. Assuming that the total stress constant and volumetric strain over time is a function of the isotropic effective stress, uncoupled consolidation equations can be obtained using coupled consolidation equations. In the uncoupled equations, pore pressure and

deformation are determined separately (Baqersad *et al.*, 2016). HM coupling phenomena are considered the most important element for soil consolidation calculations. Due to the interaction between the soil skeleton and other transport phenomena, a coupled method is essential to describe the actual behaviour and response in multiphysical processes. The first theory to consider the HM coupling effect on soil was the one-dimensional consolidation model introduced by Terzaghi in 1923. Later, Biot (1941) extended Terzaghi's theory to consider three-dimensional consolidation. Biot's theory presented a set of energy balance equations called poroelastic equations. Under coupled HM behaviour, stress in porous materials causes a volumetric variation in strain, which causes fluid diffusion. Therefore, the pore pressure dissipates through the pores, which results in the consolidation of the porous material. The coupling model of saturated or unsaturated porous media is gradually developed based on the stress equilibrium equation, seepage continuity equation and Biot's effective stress principle (Li and Yang, 2018; Wang *et al.*, 2017) with the generalised application of HM coupling theory. Thorough knowledge of the interaction between the soil skeleton and water by multiphysics coupling is necessary to solve many geotechnical engineering challenges. The failure of a railway embankment is a vital issue in civil engineering infrastructures. Besides, climate change implications and the dynamic load applied make this problem more critical in saturated and unsaturated conditions from the numerical and experimental analysis results obtained by An *et al.* (2017), Li *et al.* (2023), Roshan *et al.* (2021) and Xie *et al.* (2021) noted that climate change and dynamic load play a vital role in the stability of railways. Chuang *et al.* (2022) numerically investigated the working mechanism of wicking geotextile that can laterally drain excess water in a roadway under saturated and unsaturated conditions and provide its advantages in pavement structure drainage performance. Researchers have paid more attention to coupling methods because they have many advantages over other numerical methods (Bai *et al.*, 2018; Shao *et al.*, 2017; Yang *et al.*, 2017). Griffiths and Lu (2005) investigated slope stability caused by rainwater infiltration in an unsaturated elastoplastic medium using a one-dimensional suction theory; Bishop's effective stress concept was used for an unsaturated porous medium. Ehlers *et al.* (2004) used a coupled seepage-deformation approach to study localisation and deformation due to infiltration in an unsaturated porous medium. Using Comsol Multiphysics software, Wu and Selvadurai (2016) investigated precipitation-induced groundwater advance in an unsaturated soil mass that considers the coupled effects of unsaturated seepage and soil deformation. Liu *et al.* (2019) used a HM coupling method to simulate the deformation during the construction process of a super-large section-long tunnel, considering the influence of groundwater seepage on the stability of the surrounding rock; Comsol multiphysics software was used for the simulation. The problem of

this study is the realisation of a Tramway platform, in Sidi Bel Abbas city, located in a marshy zone. To treat this zone two solutions with advantages and disadvantages are studied in order to choose the adapted one considering all factors (time–cost–quality–durability–environment). The solution of soil treatment with geotextile is a solution adapted for the marshy area due to its fast implementation with less cost. This study was used to evaluate the reliability of the HM model proposed here and used to evaluate in detail the parameters which affect the efficiency of the geotextile. Although the study in this research remains stationary, the model is based on associated theoretical partial differential equations (PDEs) and the multiphysics model in Comsol (Lai *et al.*, 2014). The elaboration of the numerical model is obtained by two types of coupling used to calibrate the realistic numerical model, which was then used to describe the HM process. The coupled HM model results are compared with those of a single-flow model (hereafter referred to as the H-model). The variations of hydraulic pressure, storage, volumetric deformation and soil displacement without and with geotextile are discussed.

2. HM coupling model

Darcy's law describes the movement of fluid in poroelastic media. The poroelastic equations are developed based on two constitutive relations for applied stress (σ) and pore pressure (p). Governing equations that describe fluid flow in a poroelastic medium are also used. The governing equations link the force equilibrium equations and pore pressure. In other words, they show the stress-strain relation between fluid flow and soil skeleton.

2.1 Geomechanical model

The pressure of a flow through the soil's pores affects the stress and strain in the soil skeleton. Analysis of this phenomenon is here initiated with the concept of the effective stress:

$$1. \quad \sigma_y = \sigma_f + \alpha p \delta_y$$

where σ_y is the effective stress, σ_f is the total stress and α is the Biot–Willis coefficient (Ghirian and Fall, 2014).

The parameter α is the Biot–Willis coefficient, which relates the volume of fluid expelled (or sucked into) a porous material element due to the volumetric change of the same element.

The Biot–Willis coefficient can be measured experimentally as the change of mean pressure (∂P_m) due to changes in the pore pressure (∂P_f), or defined in terms of the drained and solid bulk moduli as

$$\alpha = \frac{\partial P_m}{\partial P_f} = 1 - \frac{K_d}{K_s}$$

The drained bulk modulus K_d is always smaller than the solid bulk modulus K_s , and therefore the Biot–Willis coefficient is always bounded as $\alpha \leq \alpha \leq 1$, where α is the porosity.

The relationship between the displacement and the small strain can be expressed as follows:

$$2. \quad \epsilon_y = \frac{1}{2}(u_{y,j} + u_{j,y})$$

where ϵ_y is the strain component, and u is the displacement component.

The stress–strain relationship for a linear elastic material takes the following form:

$$3. \quad \sigma_y = \lambda \epsilon_v \delta_y + 2G \epsilon_y$$

where ϵ_v is the skeleton volumetric strain, G is the shear modulus, λ is the Lamé coefficient and $\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$ is the volumetric strain.

The stress equilibrium equation is

$$4. \quad \sigma_y = 0$$

By combining Equations 1–4 and differentiating with respect to x , y and z , a function of the displacement can be obtained as the mechanical equation of Biot's theory of linear poroelasticity (Zhou and Houh, 2013), which assumes a linear elastic behaviour of the porous skeleton (Hooke's law):

$$5. \quad \left(\frac{G}{1-2\nu} + G \right) \nabla^2 \epsilon_v - \alpha \nabla^2 p = 0$$

where ν is the Poisson ratio.

2.2 Governing equation of water flow

The water flow in saturated soil is commonly described using Darcy's law. Darcy's law (1856) governs the flow of the fluid in porous material; it is an energy transport equation that links fluid flow rates to pressure gradients and elevation gradients, as shown in the equation:

$$6. \quad q = -\frac{k}{\gamma_m} \nabla (p - \rho_f g z)$$

where q is the fluid flux, k is the intrinsic permeability, ρ_f is the fluid density, g is the gravitational acceleration, z is the elevation and γ_m is the specific weight of the fluid, defined as $\gamma_m = \rho_f g$.

Since Darcy's law is an energy transport equation, the fluid flow due to potential energy is expressed as 'The frictional forces between the fluid and solid matrix will balance the driving force due to the potential gradients'. As a result, seepage velocity v should be expressed as an average linear velocity between the fluid and the solid matrix displacements (Wang, 2000):

$$7. \quad v = -\frac{k}{\mu}(\nabla p - \rho_f g \nabla z)$$

where μ is the fluid viscosity.

2.3 Coupled process

The flow and geomechanical processes always interact (McKee *et al.*, 1988). The present model considers the relationship between the volumetric strain ϵ_v and the permeability k . The relationship involves the porosity ϕ (Qiqian, 1997), which is given by

$$8. \quad \phi = \frac{1}{1 + \epsilon_v}(\phi_0 + \epsilon_v)$$

where ϕ_0 is the initial porosity.

The Kozeny-Carman equation allows to obtain the relationship between the permeability and the volumetric strain at constant temperature (Kozeny, 1927):

$$9. \quad k = \frac{k_0}{1 + \epsilon_v} \left(1 + \frac{\epsilon_v}{\phi_0} \right)$$

where k_0 is the initial permeability.

Equation 9 indicates that the permeability increases with increasing strain. To couple the flow model and the geomechanical models, permeability is related to volumetric strain by the relation with porosity.

3. Engineering background

3.1 Sidi Bel Abbes tramway project

Transport represents one of the fundamental pillars of the sustainable development of any country. In Algeria, the transport sector knows a true change; numerous projects were realised to make this more powerful. Like the cities in Algeria (Kahlouche and Chaib, 2017), Sidi Bel Abbes profited from modern means of transport: the tramway. The tramway line extends to over 14.26 km and was developed and initiated by Metro d'Alger (EMA). A geotechnical study on certain parts of the site intended to realise that the tram project has made it possible to highlight an area of the route where the ground is

saturated and is of a potentially compressible nature. The zone is a distinguished permanent marshy zone over a length of approximately 350 m (Figure 1(a)) and treated before realising the platform of the tramway and the adjacent pavement so as not to have settlement after realising these works. Figure 1(b) is a photograph of the studied project after the execution phase.

3.2 Engineering geology and hydrogeology

During the investigation, a saturated marshy zone was encountered. This zone constitutes a corridor for the collection and circulation of water (Figure 2(a)). Those unable to infiltrate effectively in-depth due to a marly substratum impermeable. This marly substratum is covered by brown to ochre clay loose gravel with traces of carbonate, the second layer is compact brown clay with traces of carbonate; then compact grey to brown marl with sandstone passage stony clay (Figure 2(b)). The construction of cut earthwork for the future railway will

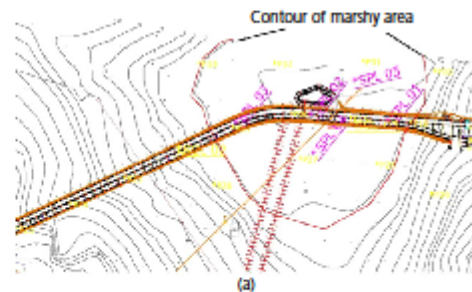


Figure 1. (a) Plan view of the marshy areas (provided by Algiers Metro Company) and (b) photograph of the studied project after the execution phase



Figure 2. (a) Flooded areas (image provided by Yapi Merkezi Company); (b) the profile of soils at the site of tramway (provided by Algiers Metro Company)

cause an important accumulation of water. This situation is due to the area's topography, hydrological and lithological nature of the underground. It has been noted that such conditions are expected to be more severe during the rainy season.

This hydro-morphological situation had consequences such as permanent presence of water, the deterioration of the ground in place and the accumulation on the surface of tender alluvia and the ground of poor geotechnical quality. In addition to the natural water flow, this zone also received rejection of water treatment stations in the west due to the accidental causes of water resulting from the control of water located in the south-western side.

3.3 Treatment of inundated area

High impact loads and alternate cycles of drying-wetting affect the soil in the railway subgrade. Different methods of soil improvement have been used to improve the engineering qualities of soils and reduce the deterioration of embankments and subgrades. Improvements to railroad embankments are currently being made using chemical, mechanical and geosynthetic methods (Roshan *et al.*, 2022). Two options are put up in the context of the tramway project to handle these compressible grounds.

- (a) The pre-loading ground and the installation of vertical drains are proposed to accelerate the consolidation of grounds and reduce residual settlements during the life of the work. The pre-loading and installation of the drains in the zone is a treatment solution that remains a difficult task due to instrument handling problems, the high cost

and it is time consuming. Consequently, the realisation of the drains will be during one rain time.

- (b) A second option consists of purging and substituting the compressible ground completely and using fewer noble materials that are incompressible in a saturated medium and insensitive to water with a geotextile layer.

With materials sensitive to water, the platforms can be the object of disorders, generally due to an unfavourable evolution of the hydrous conditions, which will be useful for constructing embankments in zones in the presence of water. The solution used in the marshy zone is to make drainage systems with untreated gravel to remove the risks inherent in the presence of water and the use of excavated materials not adapted to constitute a base according to contractual and normative specifications. The granulometry of this material will also make it possible not to obstruct the natural flow of water. Thus, the company has investigated materials available in Algeria. These materials are GNT063 and GNT031.5. Figure 3 shows a typical cross-section of embankments after purging compressible soil from these different materials.

4. Numerical simulations

The couplings of the two physical fields (i.e. hydraulic and mechanical fields) were realised by employing variables and parameters that transfer information interactively. Due to the high non-linearity, the equations must be solved numerically. The coupled multiphysical model was solved with the assistance of Comsol, a commercial multiphysics simulation platform. First, the model geometries were constructed by the interactive graphic interface. The models were then customarily

built, transformed into a weak form, and solved using the non-linear solver provided by Comsol. Biot's poroelastic equations are used to couple the relation between fluid flow and deformation. Numerical results based on poroelasticity formulation are presented. The goal is to validate several numerical models by using Comsol simulation software.

4.1 Material design

The parameter values adopted have been taken from different information sources, such as laboratory tests, in situ tests and average field measurements for materials. However, the combination of all of them could not correspond to a real case since they have been taken from different places. The elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb criterion and plane strain conditions are assumed to simulate the substrate's geomechanical behaviour. The non-linear elastic model is assumed for simulating GNT behaviour and linear elastic behaviour of the

concrete and bitumen concrete, which are related to the governing equations of poroelasticity, geotechnics and hydraulics for the calculation coupling multiple physics. The sample geometry of the proposed tram foundation model is viewed as a simple two-dimensional deformation problem. The foundation essentially contains a GNT0/63, GNT0/31.5, and the base is formed of a marly impermeable substratum. One layer of a non-woven polypropylene geotextile was used in this construction to maintain the performance of the embankment and facilitate water circulation. Table 1 summarises model's parameters.

The Mohr-Coulomb yield function and associated plastic potential is

$$10. \quad F = m\sqrt{J_2} + aI_1 - k$$

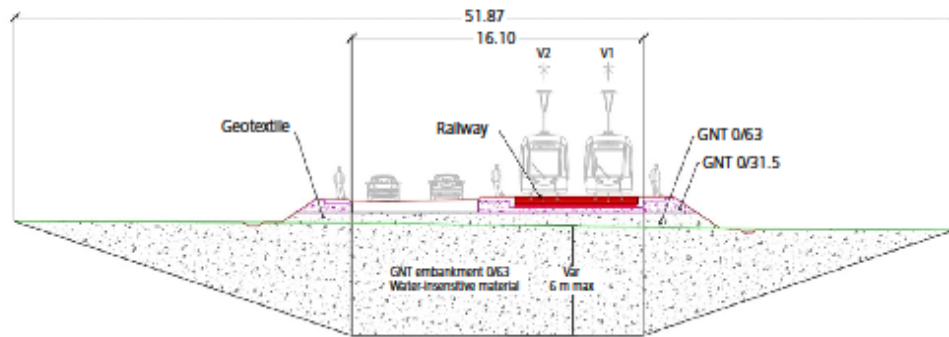


Figure 3. Cross-section of the area treats (provided by Algiers Metro Company)

Table 1. Summary of soil properties for HM model

Property		GNT0/63	GNT0/31.5	Concrete	Bituminous concrete	Marly soil	Geotextile
Material model	Units	Non-linear elastic	Non-linear elastic	Elastic	Elastic	Mohr-Coulomb	Elastic
γ_m Specific weight	kN/m ³	20.83	21.43	20.83	23.50	14	18.75
k Remediability	m/s	1×10^{-8}	2.25×10^{-5}	1×10^{-20}	1×10^{-20}	4×10^{-10}	4×10^{-2}
E Young's modulus	Fa	1.2×10^6	4×10^8	1.2×10^7	2.5×10^7	50×10^6	26
ν Poisson's ratio	N/A	0.2	0.35	0.2	0.2	0.2	0.25
ϕ Porosity	N/A	0.22	0.22	0.05	0.05	0.35	0.8125
α Biot-Willis's coefficient	N/A	1	1	1	1	1	1
μ dynamic viscosity	Fa s	1×10^{-2}	1×10^{-2}	1×10^{-2}	1×10^{-2}	1×10^{-2}	1×10^{-2}
C Cohesion	kPa	—	—	—	—	79	—
ϕ Friction angle	degree	—	—	—	—	24	—
G Shear modulus	Fa	0.4×10^6	0.4×10^6	—	—	—	—
K Bulk modulus	Fa	20×10^6	0.4×10^6	—	—	—	—
Thickness of geotextile	mm	—	—	—	—	—	1.6

where I_1 is the first stress invariant and J_2 is the second deviatoric stress invariant, with $\alpha = (\sin \varphi)^3$, $k = C \cos \varphi$, C is the cohesion and φ is the angle of internal friction.

The non-linear elastic material is used to model stress-strain relationships which are non-linear. This model requires either the non-linear structural materials module or the geomechanics module. The user-defined material model is specific to the bulk modulus implicitly by entering a relation between pressure and volumetric elastic strain.

$$11. \quad \epsilon_v = -\frac{P}{K}$$

4.2 Boundary and initial conditions

In this study, different soil profiles and geotextile materials have been dealt with. The plane strain model is suitable for implementing a uniform cross-section and loading scheme. Meshing is adapted to the current physics interface settings in the model. In this study, physics-controlled mesh is chosen to let the physics interfaces, all active physics interfaces, multiphysics couplings and moving mesh features in the model. Fine mesh was used to represent layers of soil and the very fine mesh was necessary for the geotextile layer due to its relative thinness. The total number of triangle elements was 8813, the minimum element quality was 0.4586, and the minimum element size was 0.00688 (Figure 4). This optimal mesh was determined after meshing sensitivity analysis.

The difference between soil profiles is that using geotextile materials, this soil's hydraulic and HM coupling are compared. Furthermore, to determine the suitability of the HM model for numerical analysis, the H model was developed using the same boundary and initial conditions as the HM model and the parameters given in Table 1. The H model was based on Darcy's law, while the HM model was based on the poroelasticity theory. The only difference between the two models was their governing equations.

The model's hydraulic and mechanical boundary conditions are illustrated in Figure 4. The bottom boundary is prevented from movement in both directions. In contrast, the horizontal displacement was fixed at the two lateral boundaries, but the vertical displacement was allowed. Examination of the developed stress levels in the numerical models revealed that the assumed mechanical boundary conditions were appropriate. The boundary conditions were a hydraulic head on the left side, a no-flow boundary at the base and a potential seepage boundary condition on the right side. The potential seepage boundary condition allows moisture drainage from the boundary-saturated conditions.

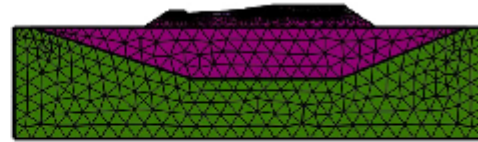


Figure 4. Finite-element mesh and boundary conditions

The initial stress within the soil was generated using the Comsol gravity loading function. The initial stress was established for gravity loading by applying the soil self-weight during the calculation phase and solving for equilibrium. The initial pore-water pressure in the model considers the influence of vertical gravitational acceleration.

5. Results and analysis

After excavation and substituting part of the marshy ground of the tramway embankment project, as presented in Figure 3, using a two-dimensional numerical HM coupling, the numerical model was calculated by Comsol software.

5.1 Response of pore-water pressure distribution

This study examined the effect of fluid pressure on the behaviour of the tram platform in the stationary state. The hydraulic load is imposed on the left side ($H_p = -3$ m), and a hydraulic head on the right side ($H_p = 0$ m); these imposed loads cause a velocity at the inlet. Figure 5 shows the pore-pressure distribution for the two models (H and HM); for the cases without and with geotextile. Higher pore-pressure values are registered below the geotextile; on the contrary, the soil above the geotextile showed lower pore pressures. The numerical simulation results obtained from both hydraulic and HM models with and without geotextile are summarised in Table 2. Compared to the hydraulic model with and without geotextile, it can be seen that the inclusion of geotextile reduced pore pressure. Compared to HM coupling, the obtained results were not very different. It should be noted that the aspect of the pressure distributions in the HM cases is overlaying linear; the coupled process using the Kozeny-Carman equation indicates that the permeability is related to volumetric strain with porosity (see Equation 9).

This decrease in pore pressure can be attributed to the drainage mechanism of geotextile. This phenomenon might be generally caused by the existence of a geotextile layer that prevents the movement of water. This result is similar to that of Bahador (2012) indicating that the presence of the geotextile changes the pore-pressure distribution in both the crushed

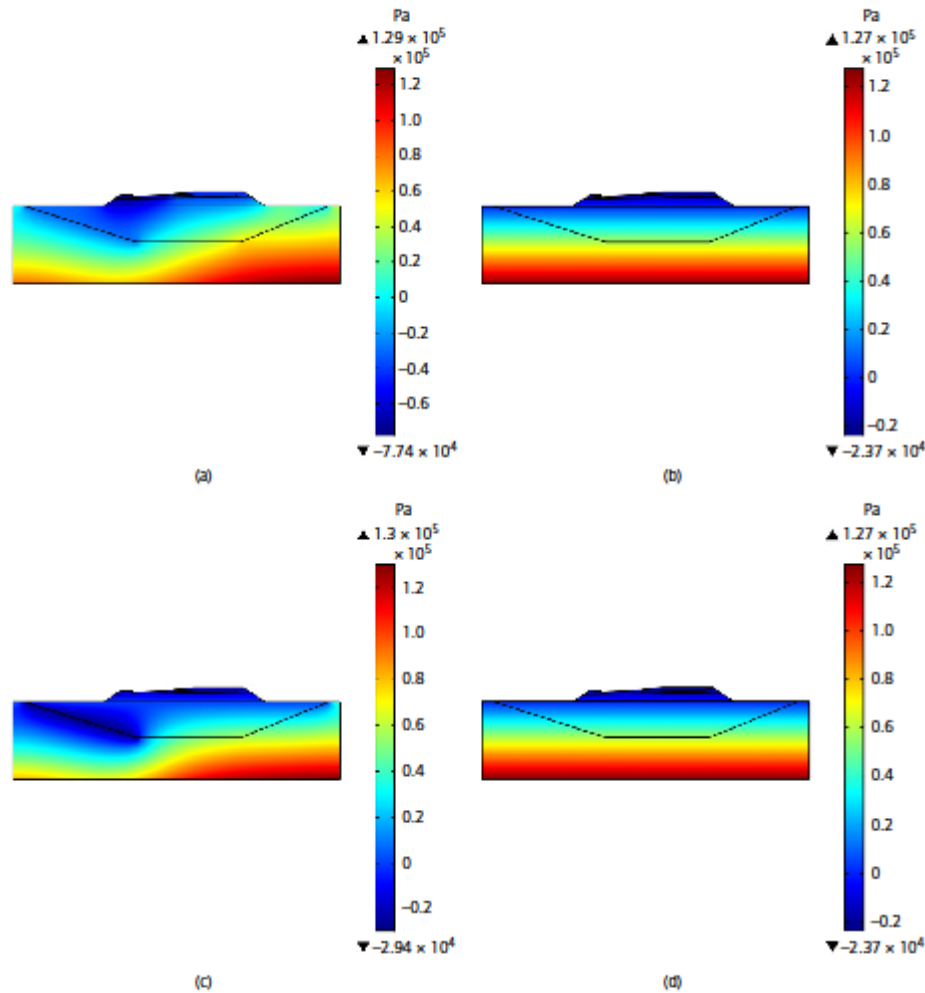


Figure 5. Pore-pressure distribution: (a) H without geotextile; (b) HM without geotextile; (c) H with geotextile; (d) HM with geotextile

Table 2. Reduction of pore pressure

	Pore pressure: kPa		Reduction: %
	Hydraulic	HM	
Without geotextile	-78.8	-23.7	70.00
With geotextile	-29.4	-23.7	19.38
Reduction: %	63.0	Equal	—

stone and the silty sand. Contrary, the pore-water pressure in the soil of the model HM without and with geotextile is almost unchanged. The increased compressive external load (or stress) means the porous medium will be compressed to smaller bulk and pore volumes. If the external load is applied 'slowly', the fluid has time to escape the compressing volume, in which case, the fluid pressure shows almost no increase at

all, the so-called 'drained HM response'. Likewise, a reduction in fluid pressure or fluid mass can cause a settlement of the porous media, with an accompanying reduction in bulk and pore volume (ground consolidation).

5.2 Distribution of velocity

Examples of hydraulic and HM in the case of with and without geotextile flow fields are presented in Figure 6 with velocity streamlines. The physical situation represents a fluid flowing over continuity in the case without geotextile. Flow discontinuities are observed in the case of the geotextile. The geotextile impedes water from rising to the base course. It can significantly influence the movement of water and give rise to a redistribution of the water profile.

5.3 Hydraulic head response

Figure 7 shows the hydraulic head contour, and the comparison of the various contour maps generated interesting results when the geotextile was used. The hydraulic and HM contour maps without geotextile were remarkably similar. There are, however, important subtle differences according to the geotextile model. Due to the boundary conditions, the increase leftwards decreases the amount of water and the HM coupling effect due to the compression of pore space by the water loading. The fluid loses energy considerably due to the resistance of friction in pores.

5.4 Volumetric strains

Based on the theory of HM coupling in soil and rock, the presence of groundwater has a direct impact on the material by increasing the volume of rock mass, especially in soil material (Price, 2016). The changes in pore pressure will impact changes in the material's mechanical properties. The change in volumetric water content caused by changes in the volumetric strain and the pore water represents the case where the pore water is increased. Incompressible such that any external load is taken up totally by the water phase and the volumetric strain of the soil skeleton is equal to the change in volumetric water content. Figure 8 shows the change in volumetric water content. Significant changes in volumetric water content for both profiles for the soil-geotextile profile are observed. This result shows that geotextile effectively impedes the vertical flow of water due to differences in the hydraulic conductivity of both materials. Even though increased volumetric water content in soil-geotextile profiles was impeded, it increased faster than the soil profile. Water can easily be transferred from soil into geotextile for a saturated geotextile. After being saturated, there is no more space for water inside the geotextile. Thus, water will be drained vertically to the soil below the geotextile. This result is similar to that obtained by Luky *et al.* (2012), who described the modification method as based on the capillary rise principle to obtain a geotextile water-retention curve. This method is mainly

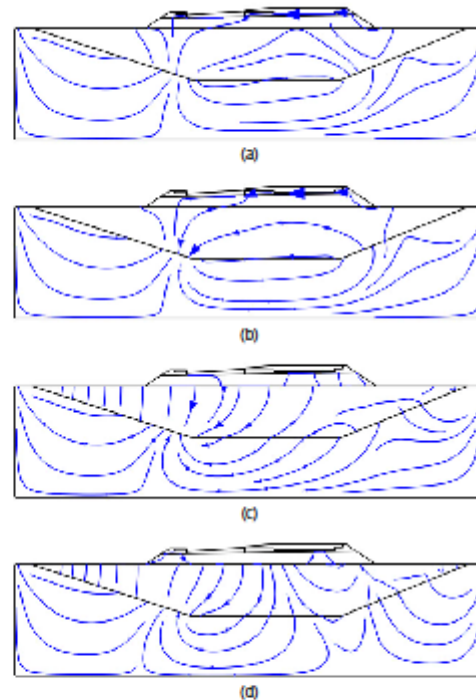


Figure 6. Velocity streamlines: (a) H without geotextile; (b) HM without geotextile; (c) H with geotextile; (d) HM with geotextile

proposed to obtain more data to draw the curve in the drying and wetting processes.

5.5 Water storage

Under unstable conditions, an additional physical property, storage, is used to characterise the capacity of an aquifer to release groundwater. The storage coefficient is interpreted as the compressibility of the aquifer material and the fluid in the pores. In this model, S is defined as linearised storage using the compressibility of fluid and solid in the following equation:

$$12. \quad S = \phi\chi_f + (1 - \phi)\chi_p$$

where χ_f is the compressibility of fluid (1/Pa), χ_p is the compressibility of aquifer material (1/Pa) and ϕ is the porosity (1).

Water storage characteristics of soil and geotextile combination can significantly influence the properties of unsaturated earthen

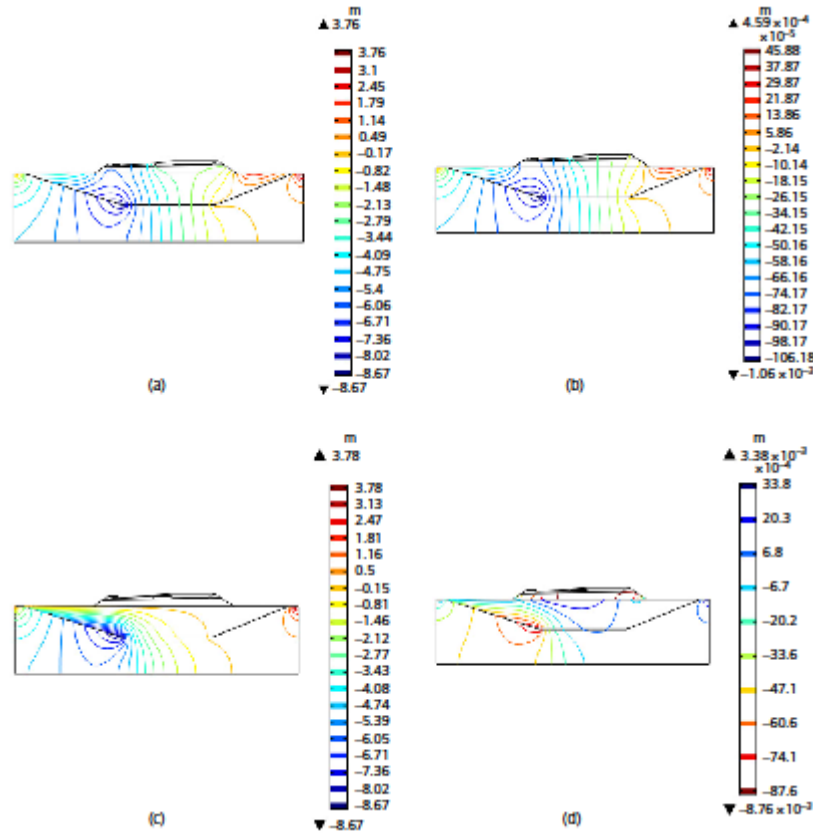


Figure 7. Hydraulic head contours in (m): (a) H without geotextile; (b) HM without geotextile; (c) H with geotextile; (d) HM with geotextile

systems. In most cases, geotextile is placed above the ground-water table where soils are under unsaturated conditions. When embedded in water movement, it significantly influences and gives rise to a redistribution of the water content profile. The water storage of soil and geotextile is typically quantified using the relationship between volumetric water content and suction. Figure 9 shows the distribution of water storage in two cases, with and without geotextile. It shows a significant increase in water storage in geotextile compared to the soil (Zornberg, 2010) made a similar observation: the geosynthetic capillary barriers have been shown to provide higher water storage than soil only. In addition, they also offer separation and filtration

benefits that are necessary for a good long-term performance of capillary barriers involving granular soils. This increase was caused by the range of pore-size distributions in these materials. During drying, the largest pores drain first, followed by the smaller pores. During wetting, the smaller pores fill first, but the presence of large pores may prevent some of the small pores from filling the large pores drain first, followed by the smaller pores. The smaller pores fill first during wetting, but large pores may prevent some small pores from filling. These results are similar to those obtained by other researchers (Frédlund *et al.*, 2012), by using woven geotextile with relatively larger pores compared to those in a base course material. The larger pore

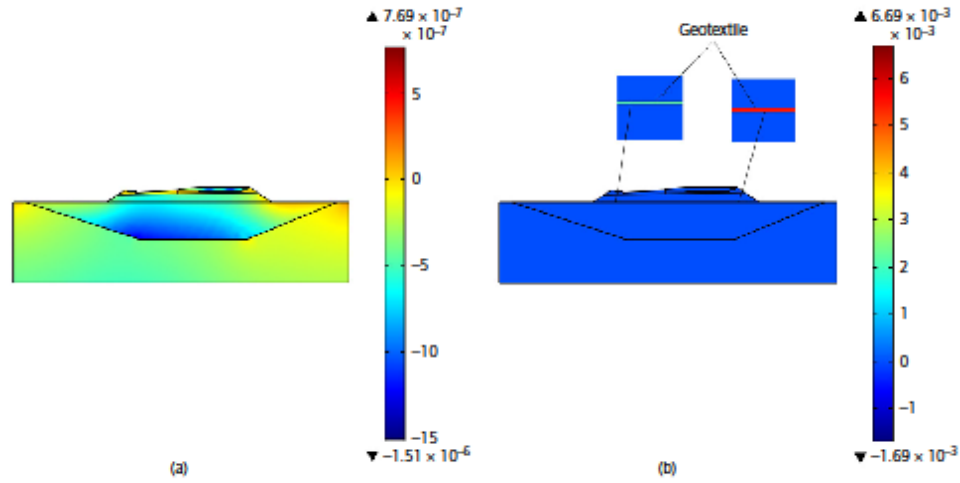


Figure 8. Distribution of volumetric strain: (a) without geotextile; (b) with geotextile

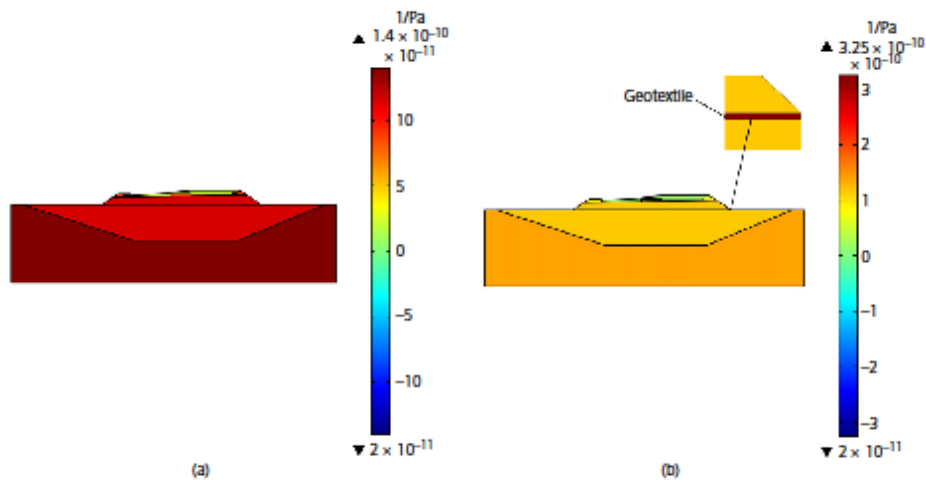


Figure 9. Water storage: (a) without geotextile; (b) with geotextile

sizes correspond to lower air-entry values, which mean that air can enter the pores saturated with water more easily. When the water in the pores in geotextile is depleted due to air entry, its

permeability decreases significantly since air is impermeable to water, which forms a capillary barrier to prevent water from flowing through.

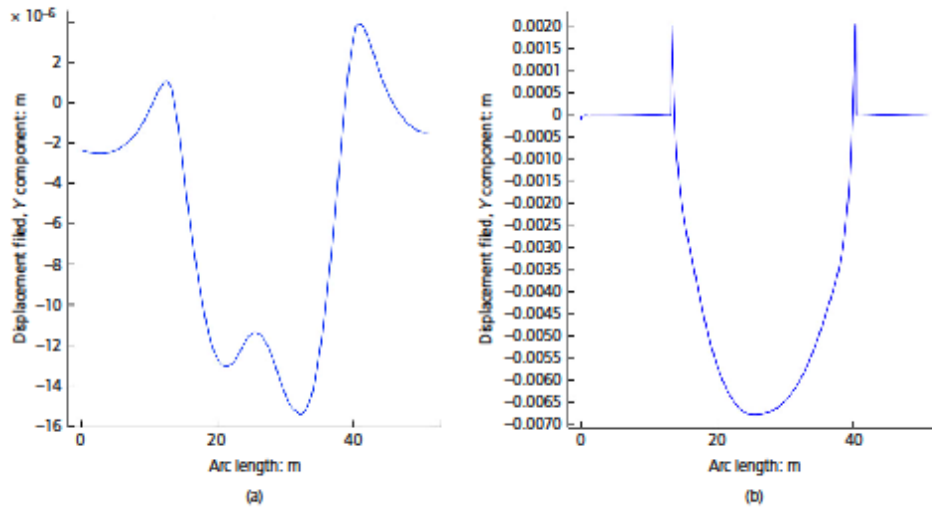


Figure 10. Vertical displacement for HM model: (a) without geotextile; (b) with geotextile

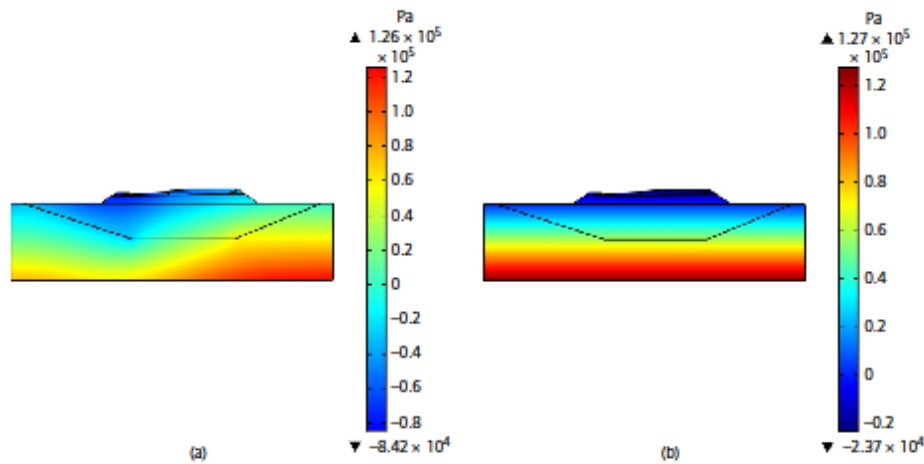


Figure 11. Distribution of pore pressure without geotextile: (a) uncoupling; (b) coupling

5.6 Variation of displacement

For a better understanding of displacement between GNT and geotextile, GNT displacements are investigated under a statical tram solicitation. The numerical modelling of displacement with

and without geotextile shows that the displacement with geotextile was larger than that without geotextile. These displacements with and without were 0.168 cm and $41.79 \times 10^{-3} \text{ cm}$, respectively. In the case without geotextile, GNT moves along with the

depth. With geotextile, the movements of GNT in the lower portion show more stability under the protection of geotextile. The stability of GNT is enhanced obviously with the installation of geotextile. The GNT on the surface produces large displacements following the movements of the geotextile. Figure 10 depicts the evolution of the profile of the displacement at the surface of the soil foundation with geotextile. The numerical result also shows less settlement in the centre and a higher settlement on both sides of the embankment. The vertical displacement without geotextile seems more non-linear; the inclusion of geotextile causes a stretched concave shape. This phenomenon induces a membrane effect. In reality, the embankment seems to settle as a much stiffer body.

5.7 Comparison of HM coupling and uncoupling conditions

Coupled and uncoupled HM analyses based on the framework of soil mechanics have been performed to describe the physical responses of soil under hydraulic conditions (Casini, 2013; Nogueira *et al.*, 2011; Oh and Lu, 2015; Qi and Vanapalli, 2015; Wu *et al.*, 2015a, 2015b). It is possible to model the phenomena according to two different approaches. The first one consists of a rather simple modelling, supposing that the deformation of the solid skeleton does not act on the flow. The finite-difference method then solves the flow equations, and the pore-water pressures are given at any point. These pressures are then introduced as initial constraints into the calculation by finished parts of the pure mechanical problem to consider the effect of the flow on the mechanical behaviour of the ground. Indeed, this method does not consider the transitional stage during which there is an interaction between solid skeleton and flows.

The second approach requires a profound understanding of the interaction between soil skeletons and multiphysics. A coupled phenomenon is critical to describing soils real behaviour and response in the current multiphysical processes. HM coupling phenomena are considered the most important element for soil consolidation calculations. Biot's equations link strain-stress mass changes to stress and fluid pressure change. Any change in fluid pressure in a porous medium will affect stress-strain behaviour in the solid bulk. The difference between the two approaches is that a change in pore-water pressure caused by the soil deformation (i.e. change of soil volume) is not considered in the uncoupled analysis.

Several researchers attempted to evaluate the benefits of using coupled and uncoupled HM behaviour. These studies demonstrate the accuracy and computational efficiency of the uncoupled analysis, which is highly dependent on the selected time increments. The accuracy of the uncoupled analysis is ensured by using a small-time increment. However, a too-small time increment may entail unnecessarily long computing times (Huang and Lo, 2013; Vanden *et al.*, 2015). In contrast, the coupled analysis robustly

integrates the above two computation procedures; the soil hydraulic and mechanical responses are calculated simultaneously in the coupled analysis compared with the uncoupled analysis. Qi and Vanapalli (2015) found that the coupled analysis produced a reasonably well-defined wetting front and lower critical FS for unsaturated soil slopes. Oh and Lu (2015) commented that the coupled analysis could lead to a more accurate slope stability assessment under infiltration conditions and demonstrate a better physical representation of water flow and stress variation within unsaturated soils. Only the case without geotextile is presented in this part to explain the coupling mode chosen in this study. In Figures 11(a) and 11(b), there is a considerable difference between pore pressure from coupled and uncoupled analyses. The uncoupled analysis has led to pore pressure higher than that of coupled analysis. The maximum pore pressure in HM decreases from 8.42×10^4 (uncoupling) to 2.37×10^4 (coupling), corresponding to a reduction of 71.85%. The better numerical results are given by using the coupled approach. This difference may be explained by the fact that the increase of pore pressure in the uncoupled analysis has an immediate effect on other parts of the soil mass as the temporary increase of pore pressure.

6. Conclusion

The main aim of this study was to demonstrate the significance of modelling multi-physical effects to describe a realistic coupled behaviour of porous materials. The advantages of HM coupled modelling are estimating deformations and pore-water pressure dissipation in soil and geotextile materials, considering complex interactions. The following are major findings from this study:

- (a) The geotextile causes changes in pore-water pressure, which in turn changes the hydraulic domain and causes deformations.
- (b) The results differed considerably in displacement values between simulations without and with the geotextile.
- (c) As pore-water pressure evolution was the same in both cases, deformation was significant with geotextile analysis.
- (d) The hydraulic head loss corresponds to a loss of frictional force in the soil pores and geotextile.
- (e) The water storage increased in geotextile compared to the soil, caused by the range of pore-size distributions in these materials.
- (f) The geotextile impedes water from rising. It can significantly influence the movement of water and gives rise to a redistribution of the water profile.
- (g) The simulation results show excellent agreement for geotextile and embankment in HM coupled modelling.

Acknowledgements

The authors are grateful to EMA (Algiers Metro Company) for its support during the data collection.

REFERENCES

- An N, Hemmati S and Cui Y (2017) Numerical analysis of soil volumetric water content and temperature variations in an embankment due to soil-atmosphere interaction. *Computers and Geotechnics* 83: 40–51, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.10.010>.
- Aydilek AH, D'Hondt D and Holtz RD (2007) Comparative evaluation of geotextile pore sizes using bubble point test and image analysis. *Geotechnical Testing Journal* 30(3): 173–181.
- Bahador M (2012) *Thermal, Hydraulic, and Mechanical Response of Unbound Pavement Layers with Geosynthetics at the Subgrade-Base Course Interface*. North Carolina State University, Raleigh, NC, USA.
- Bai B, Rao D, Xu T and Chen P (2018) SPH-FDM boundary for the analysis of thermal process in homogeneous media with a discontinuous interface. *International Journal of Heat and Mass Transfer* 117: 517–526.
- Balaban E and Onur Mİ (2018) A numerical model on geosynthetic reinforced pile supported embankments. *Anadolu University Journal of Science and Technology A – Applied Sciences and Engineering* 19(2): 484–498.
- Baqersad M, Haghighat AE, Rowdanzamir M and Bak HM (2016) Comparison of coupled and uncoupled consolidation equations using finite element method in plane-strain condition. *Civil Engineering Journal* 2(8): 375–388, <https://doi.org/10.28991/cej-2016-00000042>.
- Bathurst R, Siemens G and Ho A (2009) Experimental investigation of infiltration ponding in one-dimensional sand-geotextile columns. *Geosynthetics International* 16(3): 158–172, <https://doi.org/10.1680/gein.2009.16.3.158>.
- Biot M (1941) General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics* 12(2): 155–164.
- Bouazza A (2002) Geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes* 20(1): 3–17.
- Bouazza A, Zimberg J, McCartney J and Nahlawi H (2006) Significance of unsaturated behaviour of geotextiles in earthen structures. *Australian Geomechanics Journal* 41(3): 133–142.
- Casini F (2013) Coupled processes during rainfall – an experimental investigation on a silty sand. *Poromechanics* 1542–1549, <https://doi.org/10.1061/9780784412992.183>.
- Chuang L, Xiong Z, Jawad G and Yipeng G (2022) Working mechanism of a new wicking geotextile in roadway applications: a numerical study. *Geotextiles and Geomembranes* 50(2): 323–336, <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2021.11.009>.
- Ding Y, Jia Y, Wang X et al. (2022) The influence of geotextile on the characteristics of railway subgrade mud pumping under cyclic loading. *Transportation Geotechnics* 37: 100831, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100831>.
- Ehlers W, Graf T and Annam M (2004) Deformation and localization analysis of partially saturated soil. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 193(27–29): 2885–2910, <https://doi.org/10.1016/j.cma.2003.09.026>.
- Fox PJ and Pu H (2015) Benchmark problems for large strain consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 141(11): 06015008.
- Fredlund DG, Rahardjo H and Fredlund MD (2012) *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA.
- García E, Gallage Cand Uchimura T (2007) Function of permeable geosynthetics in unsaturated embankments subjected to rainfall infiltration. *Geosynthetics International* 14(2): 89–99, <https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.2.89>.
- Ghirian A and Fall M (2014) Coupled thermo-hydro-mechanical-chemical behaviour of cemented paste backfill in column experiments: part II: mechanical, chemical and microstructural processes and characteristics. *Engineering Geology* 170: 11–23, <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.12.004>.
- Griffiths DV and Lu N (2005) Unsaturated slope stability analysis with steady infiltration or evaporation using elastoplastic finite elements. *International Journal for Numerical and Analytical Methods* 29(3): 249–267, <https://doi.org/10.1002/nag.413>.
- Holtz R (2017) 46th Terzaghi lecture: geosynthetic reinforced soil: from the experimental to the familiar. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 143(9): 1–21, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001674](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001674).
- Huang CC and Lo CL (2013) Simulation of subsurface flows associated with rainfall induced shallow slope failures. *Journal of Geotechnical Engineering* 8(3): 101–111.
- Iryo T and Rowe R (2005) Infiltration into an embankment reinforced by nonwoven geotextiles. *Canadian Geotechnical Journal* 42(4): 1145–1159, <https://doi.org/10.1139/t05-035>.
- Juan CGM and Edwin FGC (2022) A Vega-Posada. Effects of hydro-mechanical material parameters on the capillary barrier of reinforced embankments. *Soils and Foundations* 62(1): 1–17, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2021.10.007>.
- Kahlouche A and Chaïb R (2017) Analysis of the tram safety: case study of Algeria. *16th Conference on Reliability and Statistics in Transportation and Communication, RelStat'2016, Riga, Latvia*. Procedia Engineering, vol. 178, pp. 401–408.
- Koerner R (2005) *Designing with Geosynthetics*, 5th edn. Prentice-Hall, Hoboken, NJ, USA.
- Kozsny J (1927) Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden. *Sitzungsber Akademie der Wissenschaften in Wien* 136(2a): 271–306.
- Lai Y, Pei W, Zhang M and Zhou J (2014) Study on theory model of hydro-thermal-mechanical interaction process in saturated freezing silty soil. *International Journal of Heat and Mass Transfer* 78: 805–819.
- Li WG and Yang Q (2018) Hydromechanical constitutive model for unsaturated soils with different over consolidation ratios. *International Journal of Geomechanics* 18(2): 04017142, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001046](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001046).
- Li H, Lulu Z, Delwyn GF et al. (2023) Hydraulic responses of railway embankments using coupled moisture-heat flow modeling: effects of fill materials and climate conditions. *International Journal of Civil Engineering* 21: 933–955, <https://doi.org/10.1007/s40999-022-00797-y>.
- Liu C, Li S, Zhou Z et al. (2019) Numerical analysis of surrounding rock stability in super-large section tunnel based on hydro-mechanical coupling model. *Geotechnical and Geological Engineering* 37: 1297–1310, <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0686-5>.
- Luky H, Nohtyuki Y and Harya D (2012) Unsaturated hydraulic properties of non-woven geotextile based on tilted capillary test. *Geosynthetics Engineering Journal* 27: 19–24, <https://doi.org/10.5030/jcigjournal.27.19>.
- McCartney JS, Kuhn JA and Zornberg JG (2005) Geosynthetic drainage layers in contact with unsaturated soils. *Proceedings of the 16th ISSMGE Conference: Geotechnical in Harmony with the Global Environment, Osaka, Japan*, vol. 4, pp. 2301–2306.
- McKee CR, Bumb AC and Koerig RAJ (1988) Stress-dependent permeability and porosity of coal and other geologic formations. *SPE Formation Evaluation* 3, 81–91.
- Nogueira CDL, Azevedo RF and Zornberg JG (2011) Validation of coupled simulation of excavations in saturated clay: Cambonhas case history. *International Journal of Geomechanics* 11(3): 202–210.

- Oh S and Lu N (2015) Slope stability analysis under unsaturated conditions: case studies of rainfall-induced failure of cut slopes. *Engineering Geology* 184: 96–103, <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.11.007>.
- Osman AS (2010) Comparison between coupled and uncoupled consolidation analysis of a rigid sphere in a porous elastic infinite space. *Journal of Engineering Mechanics* 136(8): 1059–1064.
- Palmeira E and Gardoni M (2002) Drainage and filtration properties of non-woven geotextiles under confinement using different experimental techniques. *Geotextiles and Geomembranes* 20(2): 97–115, [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(02\)00004-3](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(02)00004-3).
- Park KD and Fleming IR (2006) Evaluation of a geosynthetic capillary barrier. *Geotextiles and Geomembranes* 24(1): 64–71, <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2005.06.001>.
- Portelinha FHM and Zornberg JG (2014) Development of capillary barriers during infiltration in a geotextile reinforced soil wall. *Proceedings of the 10th International Conference on Geosynthetics, 10 ICG, Berlin, Germany*, pp. 21–25.
- Price J (2016) Implications of groundwater behaviour on the geomechanics of rock slope stability. In *1st Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference*. Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia, pp. 25–48, https://doi.org/10.36487/ACG_rep1604_03_Price.
- Qi S and Vanapalli SK (2015) Hydro-mechanical coupling effect on surficial layer stability of unsaturated expansive soil slopes. *Computers and Geotechnics* 70: 68–82, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.07.006>.
- Qiu Q (1997) Study on dynamic models of reservoir parameters in the coupled simulation of multiphase flow and reservoir deformation. *Petroleum Exploration* 24(2): 61–65.
- Rahardjo H, Zhai Q, Satyanaga A et al. (2017) Numerical analyses for assessment of geobarrier system performance. *PanAm Unsaturated Soils*, 132–148, <https://doi.org/10.1061/9780784481677.007>.
- Rahardjo H, Kim Y, Gofar N et al. (2018) Field instrumentations and monitoring of Geo Barrier System for steep slope protection. *Transportation Geotechnics* 16: 29–42, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.06.006>.
- Rahardjo H, Satyanaga A, Gofar N et al. (2019) Geobarrier system for protection against rainfall induced slope failure. *ISSMGE International Journal of Geoenvironment Case Histories* 5(1): 26–43, <https://doi.org/10.4417/IJGCH-05-01-03>.
- Raymond GP (1994) Durability of geotextiles rehabilitation in railway. *Transportation Research Record* 1439: 12–19.
- Richardson G (1997) Fundamental mistakes in slope design. *Geotechnical Fabrics Report* 15: 15–17.
- Roshan MJ, Rahid ASA, Wahab NA et al. (2021) Stability of railway embankment in saturated and unsaturated conditions. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 1153(2021): 012007, <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1153/1/012007>.
- Roshan MJ, Ahmad SAR, Norshakila AW et al. (2022) Improved methods to prevent railway embankment failure and subgrade degradation. *A Review Transportation Geotechnics* 37: 100834, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100834>.
- Shao S, Yan Y and Ji S (2017) Combined discrete-finite element modeling of ballasted railway track under cyclic loading. *International Journal of Computational Methods* 14(5), <https://doi.org/10.1142/S029876217500487>.
- Tall A, Cheikh M, Daoouda S, Mapathé N and Papa SF (2015) The evolution of pore water pressure in a saturated soil layer between two draining zones by analytical and numerical methods. *Open Journal of Civil Engineering* 5(4): 390–398.
- Terzaghi K (1943) *Theoretical Soil Mechanics*, 1st edn. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, USA.
- Vanden BDR, Duncan JM and Brandon TL (2015) Limitations of transient seepage analyses for calculating pore pressures during external water level changes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 141(1): 1–10.
- Wang HF (2000) *Theory of Linear Elasticity*. Princeton University Press, Princeton, NJ, USA, 287p.
- Wang RH, Zhang Q and Xia XZ (2017) Fully coupled modeling of fractured saturated porous medium using extended finite element method. *Rock and Soil Mechanics* 38(5): 1–9.
- Wu LZ and Selvadurai APS (2016) Rainfall infiltration-induced groundwater table rise in an unsaturated porous medium. *Environmental Earth Sciences* 75: 135, <https://doi.org/10.1007/s12665-015-4890-9>.
- Wu YM, Lan HK, Gao X, Li LP and Yang ZH (2015a) A simplified physically based coupled rainfall threshold model for triggering landslides. *Engineering Geology* 195: 63–69, <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.05.022>.
- Wu LZ, Zhang LM and Li X (2015b) One-dimensional coupled infiltration and deformation in unsaturated soils subjected to varying rainfall. *International Journal of Geomechanics* 16(2): [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)JGM.1943-5622.0000535](https://doi.org/10.1061/(ASCE)JGM.1943-5622.0000535).
- Xie Y, Feng SJ, Xiong Y, Zhang L and Ye G (2021) Coupled hydro-mechanical-air simulation of unsaturated railway embankment under rainfall and dynamic train load. *Transportation Geotechnics* 27: 100463, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100463>.
- Yang KH, Uzuoka R, Thuo JM, Lin GL and Nakai Y (2017) Coupled hydro-mechanical analysis of two unstable unsaturated slopes subject to rainfall infiltration. *Engineering Geology* 21(12): 13–30, <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.11.006>.
- Zhou L and Houb MZ (2013) A new numerical 3D-model for simulation of hydraulic fracturing in consideration of hydro-mechanical coupling effects. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 60: 370–380, <https://doi.org/10.1016/j.ijrms.2013.01.006>.
- Zornberg JG (2010) Geosynthetic capillary barriers. *Proceedings of the 1st International GSI-Asia Geosynthetics Conference, Taichung, Taiwan*, pp. 13–28.
- Zornberg JG and Christopher BR (2007) Chapter 37: geosynthetics. In *The Handbook of Groundwater Engineering* (Deleury JW (ed.)), 2nd edn. CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, FL, USA, 36pages.

How can you contribute?

To discuss this paper, please email up to 500 words to the editor at support@emerald.com. Your contribution will be forwarded to the author(s) for a reply and, if considered appropriate by the editorial board, it will be published as discussion in a future issue of the journal.

Proceedings journals rely entirely on contributions from the civil engineering profession (and allied disciplines). Information about how to submit your paper online is available at www.icevirtuallibrary.com/page/authors, where you will also find detailed author guidelines.

Annexe 2 Autorisation de reproduction





N° DPTTC/SBA/ZL/202/2017

SBA LE : 24/05/2017

Autorisation

Je, soussigne M^r Laid ZIANE, le chef de projet par intérim de la première ligne du tramway de la ville de Sidi Bel Abbes (l'entreprise métro d'Alger (EMA)).

J'autorise Me^{lle} YALAOUI NADIA doctorante en genie civil à l' UDL SBA d'exploiter les résultats des rapports géotechniques et plans relative au projet de de la première ligne du tramway SBA.

Cette autorisation lui permet aussi d'utiliser ces résultats dans ces differents publications et communications.

Copie :

- Monsieur le directeur des projets tramways et transport par câble (EMA ALGER).
- Monsieur le directeur régional (EMA ORAN).

PI/ LE CHEF DE PROJET

Laid ZIANE

