



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des sciences et de la technologie
Département de génie civil

MÉMOIRE DE MASTER

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : géotechnique

Réf. : Entrez la référence du document

Présenté et soutenu par : **khaled Messaouda**

Le: lundi 24 juin 2024

Analyse numérique des remblais sur sols mous

Jury :

Dr	Remadna Mohamed saddek	MCA	Université de Biskra	Président
Dr	Abd aleaziz bruthun	MCA	Université de Biskra	Examineur
Dr	Debbabi imad eddine	MCA	Université de Biskra	Encadreur

Année universitaire : 2023 - 2024

RÉSUMÉ

Le présent travail de recherche s'intéresse à la contribution à l'analyse numérique des remblais sur sol mou. le sol mou en Afrique du Nord et ailleurs possèdent une densité et une résistance très faibles qui nécessitent une amélioration avant toute construction réelle. Ce sol est non seulement mou et très humide pendant les saisons de crue mais comporte également de fréquentes petites zones de sol très mou que l'on appelle ici zones faibles. se caractérise par une faible résistance et une haute compressibilité. Ce présent travail présente les résultats d'une analyse numérique bidimensionnelle réalisée à l'aide de PLAXIS 2D 2016, pour la modélisation d'un remblai soutenu par des Géosynthétiques sur un sol mou. L'étude porte sur l'évaluation du tassement vertical et horizontal maximal de la remblais

Mots clés : Sol compressible - Remblai -éléments finis-PLAXIS 2D – Tassement

Abstract

The present research work is concerned with the contribution to the numerical analysis of soft soil embankments. soft soil in North Africa and elsewhere has very low density and strength which requires improvement before any actual construction. This soil is not only soft and very wet during flood seasons but also has frequent small areas of very soft soil which are referred to here as weak zones. is characterised by low strength and high compressibility. This work presents the results of a two-dimensional numerical analysis carried out using PLAXIS 2D 2016, for the modelling of an embankment supported by Geosynthetics on soft soil. The study evaluates the maximum vertical and horizontal settlement of the embankment.

Key words: Compressible soil - Fill - finite elements-PLAXIS 2D - Settlement

المخلص

يُعنى هذا العمل البحثي بالمساهمة في التحليل العددي لسدود التربة الرخوة. تتميز التربة الرخوة في شمال أفريقيا وأماكن أخرى بكثافة وقوة منخفضة للغاية مما يتطلب تحسينها قبل أي بناء فعلي. هذه التربة ليست رخوة ورطبة جدًا خلال مواسم الفيضانات فحسب، بل تحتوي أيضًا على مناطق صغيرة متكررة من التربة اللينة جدًا والتي يشار إليها هنا بالمناطق الضعيفة التي تتميز بقوة منخفضة وقابلية انضغاطية عالية. يعرض هذا العمل نتائج التحليل العددي ثنائي الأبعاد الذي تم ، لنمذجة سد مدعوم بمواد جيوسينثيتية على تربة لينة. تُقيم الدراسة الحد الأقصى PLAXIS 2D 2016 إجراؤه باستخدام للتسوية الرأسية والأفقية للجسر.

-الكلمات المفتاحية: التربة القابلة للانضغاط - السدود - العناصر المحدودة - بلاكسيس 2D - التسويه

Dédicaces

À mes Chers Parents.

À mon grande mère et grand père

À mes Frères et Sœurs.

À toute ma grande Famille et mes

Amies

À toute la promotion de 2ème master de génie civil

2024 .

Remerciement

Je dois tout d'abord remercier le bon Dieu, pour m'avoir donné la santé, la force et la patience pour accomplir ce travail.

Le moment est venu d'exprimer toute ma reconnaissance à mon Encadreur Debbabi Imad Eddine , de m'avoir fait confiance et puis pour sa disponibilité, sa patience, son suivi constant de ce travail.

J'adresse mes plus sincères remerciements à toute ma famille et mes amis, et tous les collègues.

Finalement je tiens à remercier chaleureusement tous les enseignants du département de génie civile et tous qui ont participé de près ou de loin pour accomplir ce travail.

Sommaire

Sommaire

Dédicace.....	i
Remerciement.....	ii
Sommaire	iii
Liste de figure.....	v
Liste des tableaux.....	vi
Liste des symboles	vii
Liste des abréviations	viii
Introduction générale.....	1

PARTIE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES SOLS MOUS

I.1. Introduction	2
I.2. Sols mous	3
I.2.1. vases et les argiles molles	3
I.2.2. Tourbes	4
I.2.3 Les argiles molles	5
I.2.4. Les limons argileux	6
I.2.5. sols de sebkha	6
I.2.5.1. Types de Sebkha	7
I.2.5.2. Caractéristiques des sols de sebkha	9
I.2.5.3. Problèmes liés au sol de sebkha	11
I.3. Construction des remblais sur sols mous	13
I.3.1. Définition d'un remblai	13
I.3.1.1. types de remblai et leur comportement	14
I.3.2. conception des remblais sur pilotis	15

Sommaire

I.3.3. Charges générées par le remblai	15
I.4. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols mous	16
I.4.1. Problèmes de stabilité	16
I.4.2. Problèmes de tassement	19
I.5. Réalisation et dimensionnement des remblais	20
I.6. Conclusion	24

CHAPITRE 2

RENFORCEMENT DES SOLS

II.1. Introduction	25
II.2. Définition d'un remblai	25
II.3. matériaux constitutifs du remblai	25
II.4. sol support	26
II.5. Renforcement des sols (modifications du sol supportant le remblai)	27
II.6. Techniques de renforcement	27
II.6.1. Colonnes ballastées	27
II.6.2. Utilisation des plots ballastés pilonnés	29
II.6.3. Utilisation colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet.....	30
II.6.4. Inclusions rigides	30
II.6.5. Remblayage et compactage	31
II.6.7. Géosynthétiques	32
II.6.8. Tirants d'ancrages	34
II.6.9. Colonnes de pieux	35
II.6.10. Terre armée	35
II.6.11. Utilisation des fibres	36
II.6.12. Clouage du sol	36

II.7. Comparaison de certaines méthodes de renforcement	37
II.8. Conclusion	37

PARTIE II : SIMULATION NUMÉRIQUE

CHAPITRE 3

MODÈLES DE COMPORTEMENT ET OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

III.1. Introduction	38
III.2. Description du code de calcul PLAXIS	38
III.2.1. Méthode des éléments finis	39
III.2.2. Différents type d'analyse utilisées par Plaxis	39
III.2.3. Type d'éléments finis utilises par plaxis	40
III.2.4. Options par défaut et solutions approchées	41
III.3. Modèles de comportement	43
III.3.1. Modèle élastique linéaire	43
III.3.2. Lois de comportement élastoplastique	44
III.3.3. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb	49
III.3.4. Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model, SSM)	52
III.4. Conclusion	57

CHAPITRE 4

MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI SUR SOL COMPRESSIBLE

IV.1. Introduction	59
IV.2. Modèles de comportement et outil numérique utilisé	60

Sommaire

IV.2.1. Définition des modèles utilisés dans cette étude	60
IV.2.1.1. Le modèle de Mohr-Coulomb (M-C)	60
IV.2.1.2. Le modèle de sol durcissant (HS)	60
IV.2.1.3. Le modèle de sol mou (SSM)	61
IV.3. Modélisation numérique	62
IV.3.1. Présentation du modèle d'éléments finis et des paramètres des matériaux	62
IV.4. Résultats et discussions	65
IV.4.1. Influence de l'angle de frottement des matériaux de remblai	65
IV.4.2. Influence de la rigidité du géosynthétique	66
IV.4.3. Analyse du remblai sur une nappe géosynthétiques	68
IV.4.4. Effet de l'Angle du Talus	72
IV.5. Conclusions	73
Conclusion générale	74
Référence bibliographique.....	75

Liste des figures

Liste des figures

Numéro de la Figure	Désignation de la Figure
Figure I.1	Image montrant les vases [4]
Figure I.2	Image montrant un sol argileux [4]
Figure I.3	Image montrant un sol limoneux[4]
Figure I.4	Sabkha côtier [6].
Figure I.5	Sebkhas côtières[7].
Figure I.6	Exemple d'une sebkha continentale ou intérieure [2].
Figure I.7	sebkhas intérieures[7].
Figure I.8	Types de Remblai (ferroviaire, routier)[8].
Figure I.9	Exemples de Remblai[8].
Figure I.10	Répartition des contraintes à la base d'un remblai[1].
Figure I.11	Exemple de rupture par poinçonnements du remblai sur sol compressible [4]
Figure I.12	Exemple de rupture rotationnel sans fissuration[4]
Figure I.13	Schéma représentant une rupture de remblai par glissement rotationnel (philipponnat et Hubert 1998)[4]
Figure I.14	Rupture rotationnel avec fissuration[4]
Figure I.15	Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation[5].
Figure I.16	Schéma représentant les différentes parties d'un remblai [4]
Figure I.17	Image représentant pente avec risberme [4]
Figure I.18	La construction par couches du remblai [4]
Figure II.1	Remblai routiere [11]
Figure II.2	Effondrement d'un remblai autoroutier [12]
Figure II.3	Principe de la méthode [13]
Figure II.4	Quelques ouvrages en colonnes ballastées [14].

Liste des figures

Figure II.5	Technique de mise en œuvre des colonnes ballastées (Ammar Dhouib et Francis Blondeau, 2005) [15]
Figure II.6	Technique de mise en œuvre des plots ballastés pilonnés [15]
Figure II.7	Principe du renforcement par inclusions rigides. [16]
Figure II.8	Chantier de montage de murs en sol renforcé (Terre Armée)[21]
Figure II.9	les géotextiles [18]
Figure II.10	Installation d'une géogrille (Berrabah et al 2020).
Figure II.11	les géogrilles.[18]
Figure II.12	les géomembranes.[18]
Figure II.13	Principe de la stabilisation des talus par tirants d'ancrage [19]
Figure II.14	mur en terre armée.[18]
Figure II.15	mur en terre armée.[18]
Figure II.16	Comparaison de certaines techniques de renforcement (Springmann et al, 2012)
Figure III.1	Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique [26].
Figure III.2	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol [26]
Figure III.3	Surface de charge. (a) Cas de charge et (b) de décharge [31].
Figure III.4. a	Écrouissage isotope [32].
Figure III.4. b	Limite élastique actuelle en fonction de ε^p [32].
Figure III.5	Représentation de l'écrouissage cinématique en projection [33].
Figure III.6	Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr [29].

Liste des figures

Figure III.7	Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca [29].
Figure III.8	Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial, Vermeer et de Borst [29] .
Figure III.9	Représentations de l'essai oedométrique [24].
Figure III.10	Surface de rupture pour un soft soil model SSM [35].
Figure IV.1	Situation d'un remblai routier sur sol meuble (PLAXIS 2D Tutorial Manual 2016)
Figure IV.2	Illustration du problème
Figure IV .3	tassement vertical en fonction des différents angles de frottement du matériau de remblai
Figure IV.4	tassement vertical en fonction de rigidité du géosynthétique
Figure IV .5	tassement horizontal en fonction de rigidité du géosynthétique
Figure IV.6	Géométrie du problème renforcé avec géosynthétiques
Figure IV.7	tassement vertical en fonction effet de l'angle du talus

Liste de tableaux

Liste des tableaux

Numéro du Tableau	Désignation du Tableau
Tableau I.1	Propriétés de sol des sebkhas côtière et intérieure [5].
Tableau I.2	Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur [4]
Tableau III.1	Paramètres SSM [35].
Tableau III.2	Paramètres Avancés SSM [35]
Tableau IV.1	Paramètres des matériaux utilisés dans l'analyse numérique
Tableau IV.2	Séquence de construction du remblai

Liste des symboles

Liste des symboles

γ_d poids volumique sec

C_u cohésion non drainé .

γ poids volumique

σ_v Contrainte verticale

H Épaisseur de la couche compressible

i représente l'angle que fait le talus avec l'horizontale, il doit être inférieur à l'angle de frottement interne appelé φ

h hauteur de remblai

b largeur de la base du remblai

H_1 Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol. La hauteur suivante
 H_2 est déterminée en utilisant

φ Angle de frottement interne

γ poids volumique du remblai.

H_2 Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation

F Coefficient de sécurité

$c^{(0)}$ la cohésion initiale du sol support avant la construction du remblai.

R_t hauteur totale du remblai à construire.

H_r hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé Pour la surcharge.

T pourcentage de tassement prévu.

Liste des symboles

q	Charge appliquée
δ	angle de frottement (interaction) sol-pieu ($^{\circ}$)
K_0	Coefficient des terres au repos.
E	module d'Young,
ν	coefficient de Poisson
G	module de cisaillement
E_{oed}	module œdométrique
R	L'ensemble des paramètres « cachés » ou « d'écrouissage ».
C	Cohésion.
ψ	Angle de dilatance
τ	Contrainte de cisaillement.
σ_1	contrainte principale majeure
σ_3	contrainte principale mineure
C_c	Indice de compression
C_s	Indice de gonflement

Liste des abréviations

Liste des abréviations

G.T.R : Guide de terrassement routier .

HSM : Hardening Soil Model.

MEF : Méthode des Eléments Finis.

SSCM: Soft Soil Creep Model.

SSM : Soft Soil Model.

Introduction générale

L'analyse numérique des remblais sur sols mous est une discipline cruciale dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Elle vise à évaluer le comportement des remblais construits sur des sols présentant une faible capacité portante ou une grande sensibilité à la consolidation. Cette analyse repose sur l'utilisation de modèles numériques pour simuler le comportement du sol et du remblai sous diverses charges, ainsi que les interactions entre eux. Les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis sont souvent employées pour résoudre les équations constitutives du sol et modéliser les phénomènes de consolidation, de fluage et de rupture. Les principaux aspects pris en compte dans l'analyse numérique des remblais sur sols mous incluent la distribution des contraintes et des déformations dans le sol et le remblai, la prédiction des tassements différentiels, la stabilité globale du remblai et la sécurité des structures avoisinantes.

En résumé, l'analyse numérique des remblais sur sols mous permet aux ingénieurs d'anticiper les comportements géotechniques complexes et de concevoir des solutions efficaces pour garantir la stabilité des ouvrages construits sur de tels sols. La construction des remblais sur sols mous pose souvent des problèmes difficiles (stabilité et tassement). La modélisation du comportement des sols est une étape importante qui conditionne la qualité des analyses des ouvrages.

L'objectif de cette étude de mémoire est de contribuer à l'analyse numérique des remblais sur sol mou, en utilisant le logiciel PLAXIS..

En premier temps on a présente des generalites sur les sols mous .

Ensuite on a expose renforcement des sols .

On a presente tous les modules du code de calcul par éléments finis PLAXIS, leur mode de fonctionnement, l'introduction des données , la modélisation des phases de calculs, la lecture des résultats et le trace des différentes.

CHAPITRE I
GENERALITES SUR LES SOLS MOUS

I.1. Introduction

Les dépôts de sol mou présentent généralement des caractéristiques de tassement excessives et ont une faible capacité de charge faible. Les sols fragiles sont assez répandus dans le monde entier et se trouvent surtout dans les grandes villes importantes. Les constructions civiles sur des sols fragiles posent deux problèmes principaux : le tassement excessif et la faible résistance au cisaillement, le tassement excessif et la faible résistance au cisaillement. Dans ce chapitre, nous présentons la nature géologique et géotechnique des sols compressibles géologique et géotechnique des sols compressibles [1].

Les sols compressibles sont caractérisés par :

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable.
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés).
- Une résistance au cisaillement très faible.
- Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années.

Ces sols, généralement de formations récentes (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques, on peut les diviser en trois catégories :

- ❖ Les vases et argiles molles.
- ❖ Les tourbes.
- ❖ Les sols de sebkha.
- ❖ Les argiles molles
- ❖ Les limons argileux [2].

I.2. Sols mous

I.2.1. Vases et les argiles molles

Du point de vue géologique, les vases sont des dépôts formés en eau douce ou salée, constituées de grains généralement très fins (inférieurs à 200 μ avec un pourcentage important de particules inférieures à 2 μ) de nature minéralogique variable, disposés en flocons (structure dite en « nids d'abeilles »). La proportion d'eau retenue est assez forte, les particules adhérant les unes aux autres, non pas suivant l'arrangement donnant la plus grande compacité, mais suivant les directions où elles sont entrées en contact.

La vase contient généralement une certaine proportion de matières organiques (le plus souvent inférieure à 10%). Elle peut être tourbeuse si la présence de certains micro-organismes favorise la formation de tourbe. Dans les zones littorales, la présence de chlorure de sodium empêche la prolifération de ces micro-organismes, et de ce fait, la vase déposée n'est pas tourbeuse.

En se consolidant, la vase perd une partie de son eau, la structure se détruit, et elle se transforme en une argile ou une marne d'autant moins molle que la consolidation est plus importante.

En fait, du point de vue géotechnique, on confond souvent vase et argile molle. Pour le géotechnicien, ces sols se caractérisent par :

- Une teneur en eau est généralement voisine de la limite de liquidité, et un faible poids spécifique sec γ_d (souvent inférieur à 10 kN/m³).
- Une teneur en matière organique de 2 à 10% environ.
- Une faible cohésion non drainée C_u (de l'ordre de 15 kPa en moyenne).
- Une forte compressibilité donnant lieu à des tassements secondaires importants.
- Une faible perméabilité.
- Un état normalement consolidé (avec surconsolidation en surface et exceptionnellement sous-consolidé dans les couches profondes)[2].



Figure I.1 : Image montrant les vases [4].

I.2.2. Tourbes

La tourbe se définit comme le produit de la fossilisation de débris végétaux par des microorganismes (bactéries, anthropodes, champignons, microfaune) dans des milieux humides et pauvres en oxygène que l'on appelle tourbière sur un intervalle de temps compris entre 1 000 et 7 000 ans. Si la tourbe est soumise à des conditions particulières de pression et de température causées par son enfouissement, elle se transforme, au bout d'une période de l'ordre du million d'années, en charbon. Il existe plusieurs types de la tourbe à savoir :

- A. **La tourbe blonde** : qui provient de la transformation des sphaignes. Elle est riche en fibre de cellulose et en carbone. Sa texture est fibrique. Ses autres traits essentiels sont sa faible densité, sa forte teneur en eau et sa faible teneur en cendre minérale car elle est souvent jeune (2 000 ans).
- B. **La tourbe brune** : qui provient de la transformation de débris végétaux ligneux (arbres) et d'éricacées. Elle est composée de fibres mélangées à des éléments plus fins, provenant d'une dégradation plus poussée des végétaux, lui donnant une texture mésique. Elle est plus âgée (5000 ans) que la précédente.
- C. **La tourbe noire** : qui provient de la transformation des cypréracées. Elle est riche en particules minérales et organiques fines. Sa texture est saprique, c'est-à-dire que la tourbe est plastique et moins fibreuse. Visuellement, la tourbe noire se distingue facilement de la tourbe blonde par sa couleur foncée. Une tourbe blonde très ancienne tend à se rapprocher, par certains caractères, de la tourbe noire [3].

Les tourbes sont des dépôts naturels organiques très compressibles, à hautes teneurs en matière organique, à très hautes teneurs en eau et à très hauts degrés de saturation, dont le

contenu en fibres végétales décomposées constitue une structure anisotrope qui influence les résistances mécaniques.

Le tassement de la tourbe ne suit généralement pas les lois classiques de la consolidation des argiles:

- La pression de préconsolidation est généralement difficile à déterminer, bien qu'il s'agisse vraisemblablement de sols normalement consolidés.
- La phase de consolidation est généralement très courte et malaisée à définir.
- La compression secondaire est souvent prédominante.

Les indices de compression déterminées à l'oedomètre sont très forts (supérieurs à 1). La perméabilité a généralement une composante horizontale beaucoup plus forte que la composante verticale. Cette perméabilité diminue notablement au cours du tassement [2].

I.2.3 Argiles molles

Les argiles sont des sols fins dont la taille des grains reste inférieure à 5 μm (Figure I.2). Ces sols présentent une cohésion. Leur structure minéralogique « en feuillets », à la surface permet aux molécules d'eau d'être adsorbées. Cette eau assure les liaisons entre les grains et permet les modifications de structure du sol lors des variations de teneur en eau. Par conséquent, la quantité d'eau dans les vides d'un sol argileux joue un rôle important vis à vis de la variation de volume et de la résistance mécanique du sol.

Terzaghi et Peck (1996) ont établi que la consistance d'une argile peut être décrite par sa résistance au cisaillement (C_u). Ils ont considéré l'argile comme très molle si sa résistance au cisaillement non drainé est inférieure à 25 kpa, et comme molle quand la résistance est entre 25 kpa et 50 kpa. Selon le département des transports du Texas (TxDOT) l'argile est considérée comme molle quand le nombre de coup de cône pénétromètre du Texas est inférieur ou égal à 20 coups pour 300 mm de pénétration ($NTCP \leq 20$). (Vipulanandan, 2009) [4].



Figure I.2 : Image montrant un sol argileux [4]

I.2.4.Limons argileux

Ce sont des sols de tailles intermédiaires entre les argiles et le sable, d'une teneur en argile variable (Figure I.3). Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre de ce fait est donc à éviter pour les fondations [4].



Figure I.3 : Image montrant un sol limoneux [4].

I.2.5. Sols de sebkha

Sols de sebkha sont des dépôts côtiers et intérieurs salins en zones climatiques arides qui consistent essentiellement en des particules de silt sableux et d'argile silteuse faiblement cimentées. Ces sols contiennent invariablement une quantité appréciable de matériau organique

et ils sont caractérisés par une forte compressibilité. Les différents types de sebkha dépendent de leur milieu de formation. Mais toutes les sebkhas ont un point commun ; il s'agit de zones

proches de la nappe phréatique. La déflation joue jusqu'à ce que soit atteint le niveau hydrostatique. Par capillarité, l'eau de la nappe subit une aspiration due à sa propre évaporation

en surface. Se faisant, elle dépose successivement des sels dissous de carbonate de calcium (CaCO_3), de gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), d'anhydrite (CaSO_4) et de chlorure de sodium (NaCl), qui

précipitent pour donner une croûte imperméable et parfois très épaisse d'évaporites [5].

I.2.5.1. Types de Sebkhha

Plusieurs travaux ont été effectués sur les sebkhas de l'Arabie Saoudite. D'après ces travaux, Il y a essentiellement deux types de sebkhas, côtière et continentale, associés à des conditions de formation spécifiques[5] :

a) Sebkhha côtière

Ces sols de sebkha sont le résultat de dépôt des sédiments marins, au moins dans leurs parties vers la mer. La plupart des sols de sebkha côtiers sont des surfaces supra-tidaux, qui ont été développées à la suite d'un ordre de sédimentation qui semble avoir commencé il y a des milliers d'années par l'eau de mer transgressant au-dessus des dunes de sable. La figure I.4 montre le processus possible de sebkha dans les zones côtières d'après représente la distribution de sebkha le long des côtes de l'Arabie Saoudite[2].

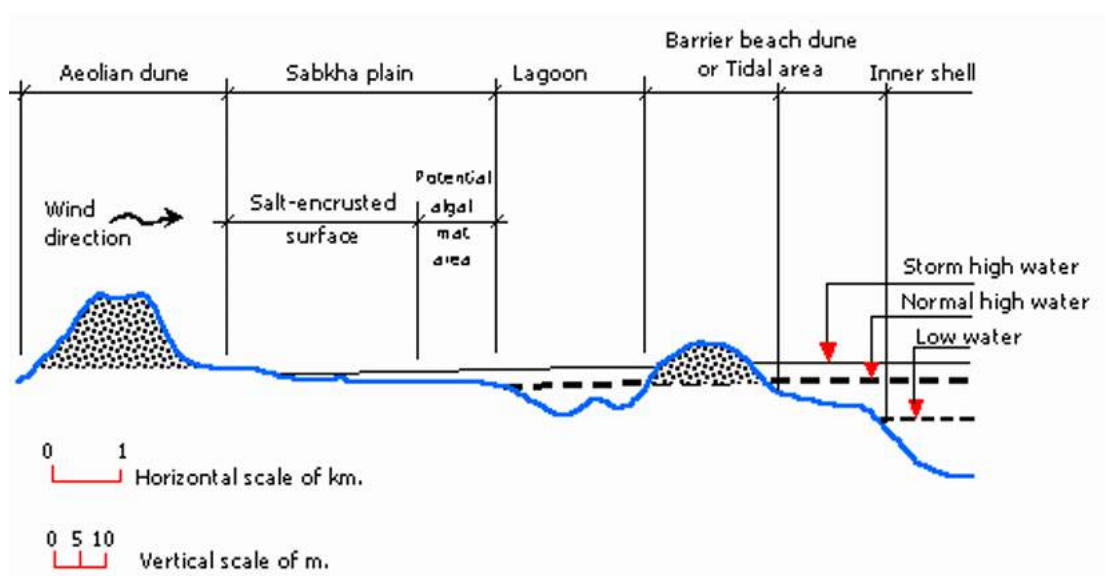


Figure I.4 : Sabkha côtier [6].



Figure I.5 : Sebkhass côtières[7].

b) Sebkhha continentale ou intérieure

Ils se développent habituellement comme des surfaces, dont le vent a enlevé les particules sèches de sédiments, parallèles à la nappe phréatique, aux niveaux qui sont contrôlés par l'humidité des sédiments (figure I.6) [2].

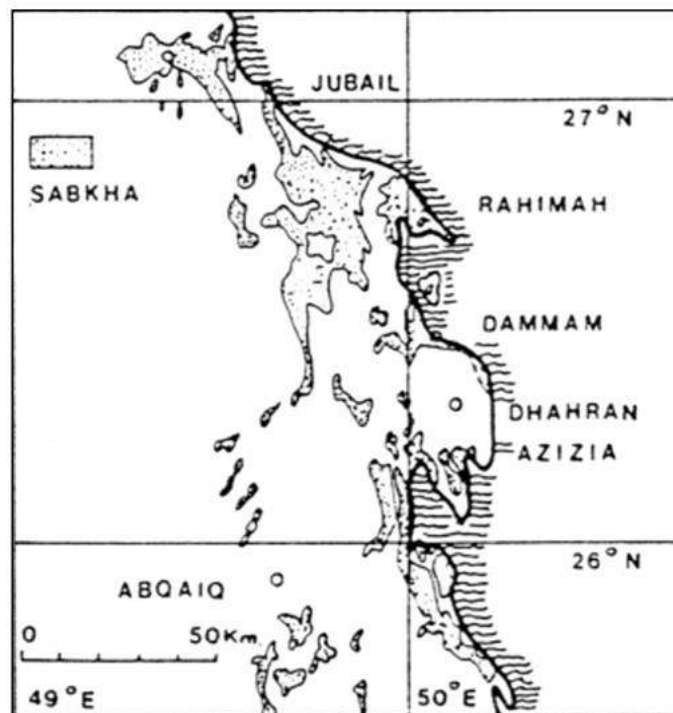


Figure I.6 : Exemple d'une sebkhha continentale ou intérieure [2].



Figure I.7 : sebkhas intérieures[7].

I.2.5.2. Caractéristiques des sols de sebkha

Les sols de sebkha sont caractérisés par la présence des sels diagenétique de composition et de texture différente à différentes profondeurs. La précipitation des sels au-dessous de la nappe phréatique est attribuée à l'augmentation de la concentration en sel au-dessus de sa limite de saturation. Le dépôt du sel dans les couches superficielles (c.-à-d. au-dessus du niveau d'eaux souterraines) est attribué à l'évaporation de l'humidité qui a été aspirée aux couches supérieures par l'action capillaire. Les sebkhas existent toujours sous forme d'alternance de couches cimentées et non cimentées, ainsi que des morceaux de quartz et/ou de carbonate de sable. Dans les couches cimentées, les matériaux de cimentage principaux sont aragonite et calcite (CaCO_3), gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), anhydrite (CaSO_4), et halite (NaCl). Les couches supérieures de sebkha peuvent présenter des caractéristiques fermes et raides dans son état sec. Cependant, lorsque humidifiée avec l'eau, la résistance est fortement réduite, car les sels de cimentage sont susceptibles de la lixiviation et de la dissolution ou de ramollir ce qui conduit à la perte de résistance en conditions humides. De plus, Les sebkhas sont caractérisées par le changement volumétrique dû à l'hydratation et à la déshydratation alternatives du gypse instable dans des conditions chaudes et humides . La conservation de l'eau de sebkha est influencée par la salinité des eaux souterraines, tandis que la salinité plus élevée de l'eau, la quantité plus grande de l'eau sera maintenue par sebkha (Sabtan et autres, 1995) [5].

Tableau I.1 : Propriétés de sol des sebkhas côtière et intérieure (Juillie Y et Sherwood D.E, 1983) [5].

<i>Propriétés</i>	<i>Sebkha côtière</i>	<i>Sebkha intérieure</i>
Pourcentage des grains fins	25 à 95	5 à 25
Teneur en sel (%)	2 à 18	2 à 15
Teneur en eau (%)	25 à 90	4 à 40
Densité in-situ	1 à 1.35	1.3 à 1.85
Frottement interne (°)	0 à 22	20 à 35
Pourcentage de Ca CO ₃ (%)	20 à 90	> 30
Indice de plasticité	0 à 40	Non plastique
Cohésion (KN/m ²)	0 à 55	0
Indice de compression	0.4 à 0.95	0
Valeurs S.P.T (coups)	0 à 4	2 à 10
Résistance statique de cône (MPa)	0.2 à 2	1 à 6
Capacité portante (KN/m ²)	15 à 30	30 à 60

I.2.5.3. Problèmes liés au sol de sebkha

En raison de la nature concentrée de la saumure de sabkha et de sa proximité avec la surface du sol, plusieurs problèmes géotechniques et de construction peuvent se poser. de la surface du sol, plusieurs problèmes géotechniques et de construction peuvent apparaître.

Ces problèmes sont encore exacerbés par le fait que les terrains de sabkha sont présents dans plusieurs grandes villes

Ces problèmes peuvent être divisés en deux parties :[6]

a) Problèmes associés à sebkha comme matériau de construction

1. Une variation potentielle de la compressibilité des sédiments de sebkha mènera aux tassements différentiels excessifs. Ceci est attribué au fait que les dépôts de sebkha, en général, sont connus pour varier de conditions lâches ou très lâches aux conditions denses

avec une distance relativement courte de cinq à dix mètres. En séquence, la sebkha possède un potentiel élevé d'effondrement principalement en raison de la dissolution du chlorure de sodium, de la lixiviation des ions de calcium et de l'ajustement des grains de sol [2].

2. Les couches supérieures de sebkha ont une faible résistance dans leur état naturel, menant aussi qu'une faible résistance moyenne à la pression d'environ 20 KPa. La résistance réduira sensiblement aussi dans les couches superficielles de sebkha en raison des précipitations, inondations, marées, ou simplement en raison de l'absorption de l'eau des environnements humides[5].

3. Le changement volumétrique alternatif dû à l'hydratation et à la déshydratation alternative du gypse instable endommagera la construction au-dessus du sol de sebkha [6].

4. Les sels fortement concentrés de chlorure et de sulfate présentent dans les sédiments de sebkha et ses saumures, mènent à la corrosion du renfort d'acier et de la détérioration du béton lui-même.

5. L'élévation fréquente d'eau souterraine en raison du mécanisme d'évaporation déplace les sels solubles de la nappe phréatique vers la surface où ils précipitent. Les cristaux de sel ainsi formés peuvent créer les boursouffures de sel et d'initier la fissuration de la surface au-dessous des structures (par exemple les chaussées).

6. La densification des couches supérieures de sebkha par des moyens conventionnels, afin d'améliorer sa capacité portante et de réduire ses caractéristiques de tassement, peut casser les liens de cimentation dans les couches sous-jacentes et réduire leur capacité portante.

7. L'interaction de sebkha avec l'eau douce pourrait dissoudre certains des matériaux de cimentage et diminuer la résistance.

8. Les difficultés liées à l'accessibilité aux sites de sebkha en raison de la saturation et la perte de résistance peuvent retarder les opérations de construction et augmenter le coût.

9. L'utilisation de l'eau distillée pour déterminer les propriétés géotechniques de sebkha semble être inappropriée. C'est parce que l'eau distillée a tendance à dissoudre les sels, qui sont considérés en tant qu'élément du sol[2].

b) Problèmes de fondation dans le sol de sebkha

1. Les problèmes dus aux changements périodiques de la teneur en eau, mèneront à de grands changements de la densité, la consistance, la résistance et des changements volumétriques. Ces changements volumétriques excessifs peuvent causer des dommages graves aux fondations aussi bien qu'aux constructions au-dessus du sol de sebkha [6].

2. Les problèmes dus aux tassements différentiels excessifs peuvent se produire en raison de l'inhomogénéité du profil de sol de sebkha, le relâchement de certaines couches dans le profil de sol et la compressibilité fortement variable des divers composants du sol. Ceci peut mener aux tassements différentiels rigoureux et aux fissures importantes et à l'inclinaison dans les structures sur le sol de sebkha[5].

3. Les problèmes dus à la présence des sels fortement corrosifs et des saumures en raison d'excavation et de remplissage induiront la remontée capillaire qui apporte avec lui des sels solubles supplémentaires aux nouvelles fondations. Les ions de sulfate et de chlorure présents à des concentrations élevées sont fortement corrosifs au béton et au renfort, respectivement. De plus, la cristallisation de sel se produit habituellement dans les pores du béton au-dessus de la nappe phréatique menant à la désintégration lente du béton due à la pression élevée de cristallisation qui est augmentée par évaporation .

4. Les problèmes dus à la proximité de la nappe phréatique en raison des fluctuations dans le niveau d'eau souterraine peuvent poser des problèmes graves de tassements pour les structures construites sur un tel sol. Ces tassements se produisent en raison de l'humidification des terres arides, des sables lâches ou en raison de la compressibilité des sols sableux, lâches, arénacés. En outre, la susceptibilité du sol de sebkha à l'inondation en raison de la faible altitude de la surface de sebkha peut causer plusieurs problèmes [2].

I.3. Construction des remblais sur sols mous

I.3.1. Définition d'un remblai

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, super- structures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...)[8].



Figure I.8 : Types de Remblai (ferroviaire, routier)[8].

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le compose et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais (Consiste à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des terres du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité)[8].



Figure I.9 : Exemples de Remblai[8].

I.3.1.1. Types de remblai et leur comportement

Il existe plusieurs types de remblai. En effet, le remblai peut être constitué de divers éléments adaptés aux conditions climatiques et mécaniques. Ainsi, nous avons[7] :

a. La craie

Elle se désagrège en sol humide et constitue une pâte qui pourrait occasionner des pressions, empêchant la stabilité de la structure finale. Par ailleurs, en sol très sec, la craie est résistante[7].

b. Les roches argileuses

Elles ne sont pas recommandées pour les travaux de remblayage. En effet, ces roches peuvent être réduites en poudre laissant des éléments sablonneux qui gonflent le sol, déstabilisant ainsi la future structure.

c. Les roches siliceuses

Ces roches sont fragmentables mais sont résistantes.

d. Les roches salines

La composition en sel de ses roches leur procure un caractère soluble qui ne permet pas de les utiliser. Sera comme matériaux de remblai.

e. La terre de remblai

Appelé remblai provenant des fouilles, ce sont des terres capables d'être utilisées comme terre de remblai. Cependant, après excavation il est conseillé d'éviter l'utilisation des terres argileuses, sableuse ou trop humides pour servir de remblai[7].

f. Les matériaux de démolition

Les débris et matériaux issues d'une démolition peuvent être réutilisés dans le remblai. Nous pouvons citer entre autres, les briques, les parpaings, les blocs de ciment, les mortiers...Cependant certains éléments doivent être enlevés à savoir, les éléments putrescibles, les ferrailles etc...[7].

I.3.2. conception des remblais sur pilotis

La conception des remblais sur colonne peut être divisée en trois parties principales :

1. Calcul de la proportion de la charge verticale porté par l'armature du fait de la voûte du sol sur les colonnes,
2. Calcul de la tension générée dans le renforcement dû à la proportion du vertical chargement non supporté par l'armature,
3. Calcul de la force de traction générée dans le renforcement dû à la tendance du remblai à étaler latéralement[9].

I.3.3. Charges générées par le remblai

Le remblai apporte des charges aux sols de fondation qui sont d'abord proportionnelles à sa densité moyenne (γ) dont l'estimation est donc nécessaire pour toute évaluation de charge. La mesure de (γ) est souvent rendue difficile en terrassement par la rapidité avec laquelle le remblai est mis. De plus, cette densité peut changer en augmentant ou en diminuant la teneur en eau du matériau de remblai (pluie, etc.)

Lorsque le remblai est très large par rapport à sa hauteur H, il est normal de supposer que dans partie centrale la répartition des pressions à la base du remblai est verticale et uniforme :

$$\sigma_v = \gamma.H \quad (\text{I.1})$$

Bien qu'il n'en soit plus de même sur les bords, on reconnaît que les contraintes sont verticales partout et proportionnel à la hauteur du remblai au-dessus du point considéré Figure 1.7. Cette hypothèse est considérée comme de moindre qualité car la largeur en tête (a) du remblai diminue en importance par rapport à sa hauteur (H) Chalosse [1].

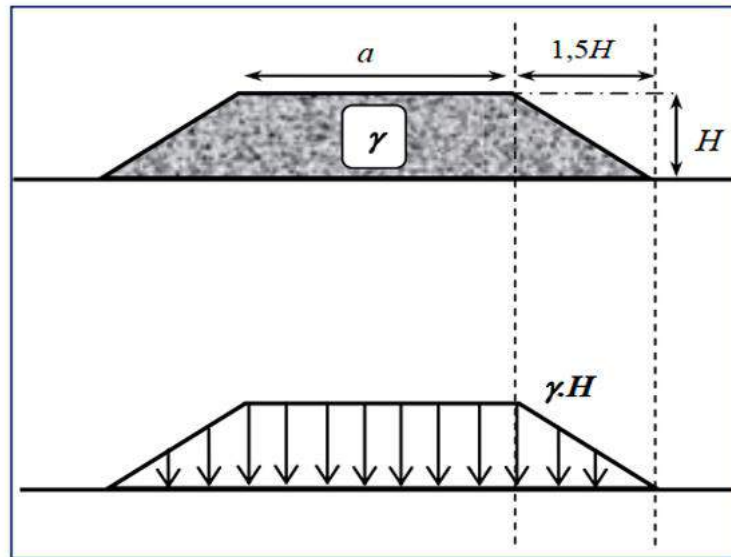


Figure I.10 : Répartition des contraintes à la base d'un remblai[1].

I.4. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols mous

I.4.1. Problèmes de stabilité

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement, il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai[2].



Figure I.11 : Exemple de rupture par poinçonnements du remblai sur sol compressible [4]



Figure I.12 : Exemple de rupture rotationnel sans fissuration[4]

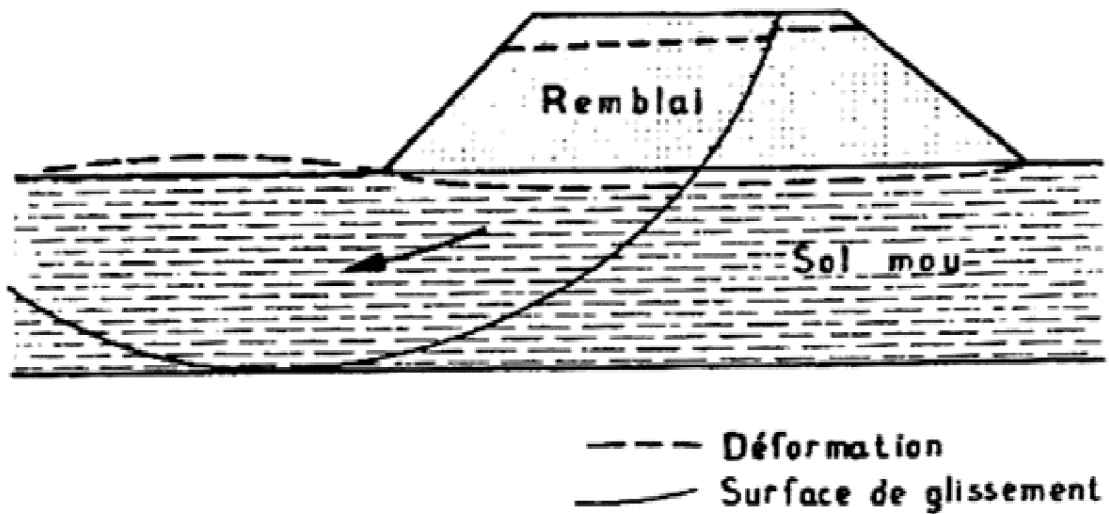


Figure I.13 : Schéma représentant une rupture de remblai par glissement rotationnel

(philipponnat et Hubert 1998)[4]

Lorsque la croûte est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement (figure I.14)



Figure I.14 : Rupture rotationnel avec fissuration[4]

La stabilité d'un remblai sur sol mou est plus critique à court terme, pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également. Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important (Mestat et al. 1999).

Un choix judicieux de la géométrie du remblai lors de son édification permet d'éviter que celui-ci soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire (Mestat et al. 1999).[4]

I.4.2. Problèmes de tassement

À l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit (figure I.15) :

- Au centre du remblai par un enfoncement vertical ;
- Sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral de sol de fondation ;
- Hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol compressible[5].

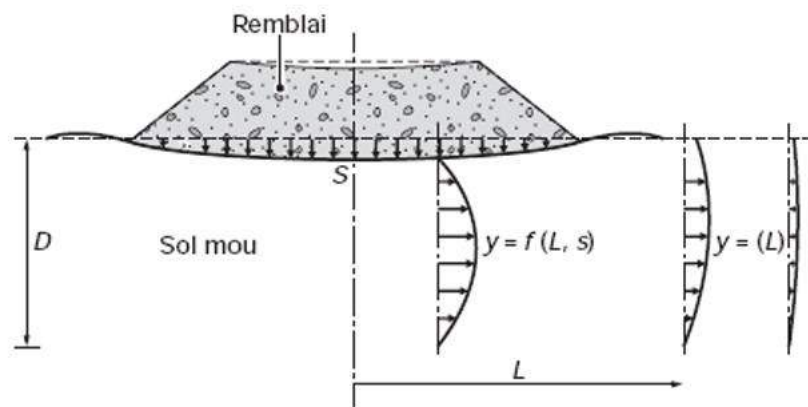


Figure I.15 : Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation[5].

Les déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres. Pour les couches très molles ou de forte épaisseur, cette amplitude peut atteindre plusieurs mètres. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plate-forme. Les déplacements horizontaux sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux, le rapport entre les deux étant notamment fonction du coefficient de sécurité, de la géométrie du remblai et de l'épaisseur des sols mous. Néanmoins, des déplacements horizontaux de plusieurs dizaines de centimètres ont été observés. La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes [5].

I.5. Réalisation et dimensionnement des remblais

La réalisation de cet ouvrage nécessite deux phases principales, la première dans laquelle on définit :

- Les matériaux requis pour le projet sont sélectionnés en fonction de leurs caractéristiques physiques et mécaniques.
- Les ressources technologiques disponibles et les recherches géotechniques requises.

La deuxième étape, celle de la construction, implique la réalisation du remblai en respectant les spécifications du dossier de conception et en respectant les dimensions adéquates. Dans le calcul du corps du remblai (figure I.16), il est nécessaire de définir la pente du talus, l'épaisseur des couches de remblai et la hauteur totale du remblai. [4]

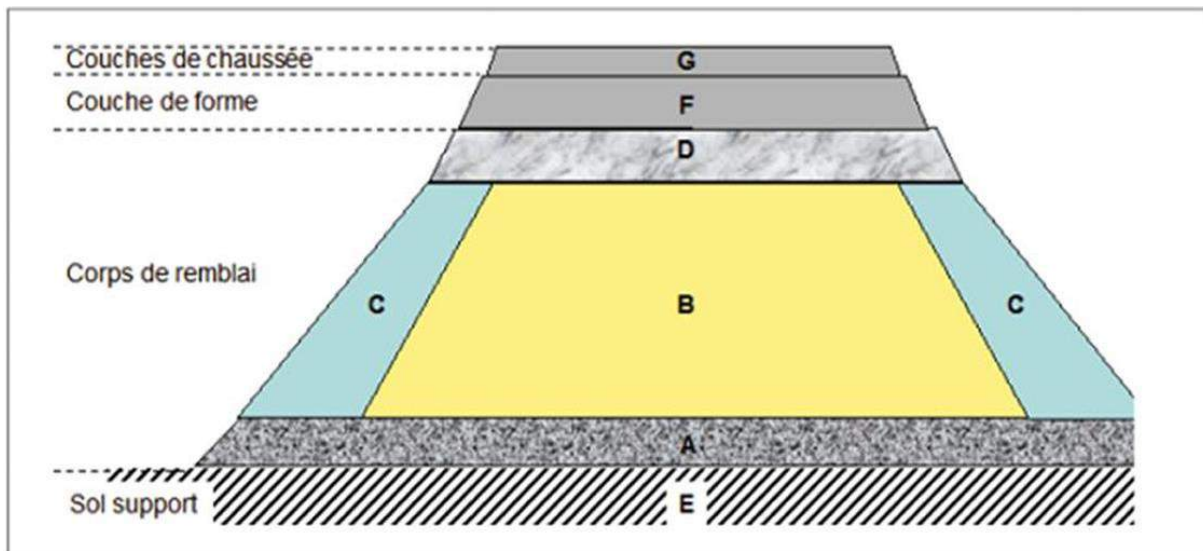


Figure I.16 : Schéma représentant les différentes parties d'un remblai [4]

Le corps du remblai est constitué de plusieurs parties et se résume à ce qui suit :

A : La base du remblai, cette partie assure la stabilité de l'ouvrage en terre surtout dans le cas des ouvrages de grande hauteur et contribue à la stabilité de l'ouvrage en cas de remontées d'eau libre ou d'eau capillaire provenant du sol support.

B : Le centre du remblai, cette zone est peu affectée par les éléments extérieurs (trafic, conditions météorologiques).

C : la zone latérale du remblai, cette zone a pour fonction d'assurer la stabilité de la pente du talus et le confinement de certains matériaux, si essentiel la protection du noyau du remblai vis-à-vis des conditions extérieures (météo, gel et dégel, cycles humidification).

D : Cette zone, située en haut des terrassements, fait partie du plan de l'infrastructure qui surmonte le remblai et joue un rôle mécanique à long terme.[4]

- Pente du remblai

Afin d'assurer la stabilité obtenue grâce à la bonne tenue des terres en remblai et des tranchées, il est nécessaire de donner aux talus une inclinaison appropriée. Cette inclinaison est définie par la tangente de l'angle que ce talus forme avec l'horizontale, comme suit :

$$\tan i = \frac{h}{b} \quad (\text{I.2})$$

i: représente l'angle que fait le talus avec l'horizontale, il doit être inférieur à l'angle de frottement interne appelé φ

h : hauteur de remblai

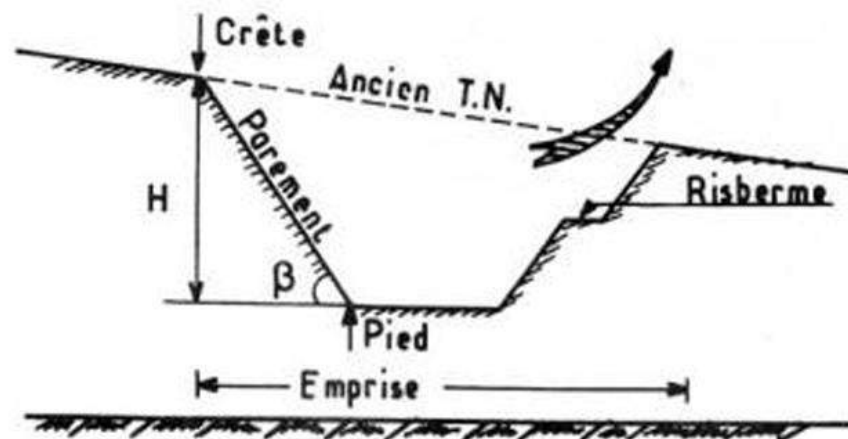
b : largeur de la base du remblai

Les pentes de talus peuvent être fixées en fonction de la hauteur du remblai ainsi que de la nature de matériaux conformément aux indications données selon le tableau (I.2) :

Tableau I.2 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur [4].

Nature du matériau	Hauteur du remblai		
	$h \leq 5\text{ m}$	$5 \leq h \leq 10\text{ m}$	$h \geq 10\text{ m}$
Sols et matériaux cohérents sensible à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable.	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/2$	Pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité.
Matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse.	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	Pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité.
Matériaux issus de roche dure non altérée.	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

Une plate-forme appelée risberme est construite au milieu d'un talus de grande hauteur (figure I.17) afin d'améliorer sa stabilité et de faciliter son maintien. Les machines de maintenance des espaces verts, telles que les épareuses, ont donc la capacité de se déplacer et d'atteindre des zones du talus qui sont inaccessibles à partir de leur pied. Il est recommandé de réaliser une risberme pour les talus de remblais de plus de 12 m environ et presque obligatoire pour ceux de plus de 15 m environ.[4]

**Figure I.17** : Image représentant pente avec risberme [4].

-Epaisseurs des couches de remblai

Étant donné que la construction du remblai peut être réalisée de manière progressive sur des hauteurs successives, ce qui permet d'accroître la résistance du sol en fonction du niveau des contraintes réelles, cette caractéristique est utilisée pour des sols qui ne peuvent pas supporter la totalité de la charge prévue dans leur état naturel. La construction du remblai se fait en plusieurs couches ; l'épaisseur de la prochaine couche est calculée en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente. Ainsi, H_1 et H_2 (figure I.18) sont définis de la manière suivante :

$$\Delta C_u = \gamma \times H_1 \times C_u \times \tan \varphi \quad (\text{I.3})$$

γ : poids volumique du remblai.

C_u : la cohésion non drainé qui résulte de la consolidation.

H_1 : Epaisseur maximale pour la résistance initiale du sol. La hauteur suivante H_2 est déterminée en utilisant :

$$H_2 = \frac{\pi+2}{\gamma F} \cdot (c^{(0)} + \Delta C_u) \quad (\text{I.4})$$

$C^{(0)}$: la cohésion initiale du sol support avant la construction du remblai.

H_2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation

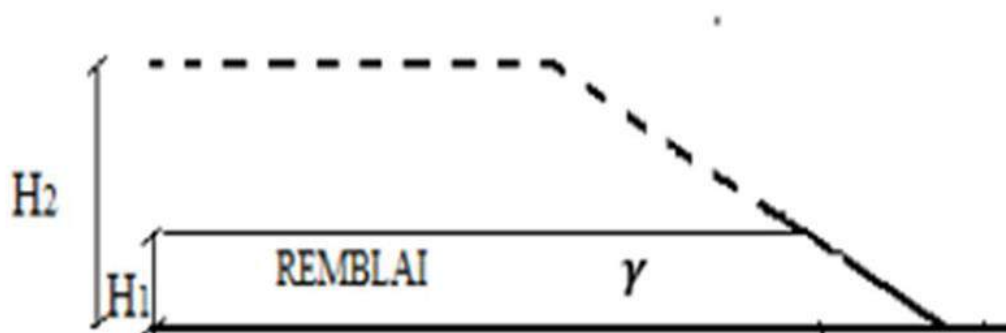


Figure I.18 : La construction par couches du remblai [4]

- Hauteur totale du remblai

Selon le GTR, les remblais sont distingués selon leur hauteur en 3 catégories. Les remblais de grande hauteur qui atteignent les 10 m, les remblais de hauteurs moyennes qui sont compris entre 5 et 10 m et les remblais de faible hauteur limités à 5m.

La hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Rt} = \frac{\mathbf{Hr} \times \mathbf{100}}{\mathbf{(100-T)}} \quad \mathbf{(I.5)}$$

Rt : hauteur totale du remblai à construire.

Hr : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé Pour la surcharge.

T : pourcentage de tassement prévu.[4]

I.6. Conclusion

Les sols compressibles sont caractérisés par une faible résistance au cisaillement qui s'accroît avec la consolidation, une grande compressibilité et un comportement différé sous chargement dans le temps. Toute construction de remblai sur ce type de sols pose généralement deux types de problèmes liés à la stabilité et aux tassements [2].

CHAPITRE II
RENFORCEMENT DES SOLS

II.1. Introduction

Le passage parfois par des sols possèdent des faibles caractéristiques physico mécanique (les sols compressibles) pose un problème de stabilité ou déformation des ouvrages en terre. Pour résoudre ces problèmes les ingénieurs géotechniciens disposent et développent de nombreuses techniques de renforcement de sol. Il existe différentes méthodes de renforcement des sols, plus ou moins anciennes (le battage...) et plus ou moins développées (pilonnage...). Dans ce présent chapitre, nous présentons en générale les techniques de renforcement de sol les plus utilisées à l'heure actuelle [10].

II.2. Definition d'un remblai

Le remblai est une opération qui consiste à apporter un ensemble de terre ou de Matériaux inertes sur un terrain pour créer une plate-forme ou combler un vide. Le remblai est donc nécessaire pour la mise en place d'un terrassement...[11]



Figure II.1 : Remblai routiere [11]

II.3. matériaux constitutifs du remblai

- sols sensibles à l'eau dont les caractéristiques mécaniques ont pu évoluer avec la teneur en eau (le caractère évolutif des matériaux naturels est défini dans le GTR)
- Remblais présentant des contrastes de perméabilité ou de caractéristiques mécaniques importants (remblais sandwichs, encagements, etc.) ;

- Sols sensibles à l'érosion interne en cas de circulation d'eau ou de gradients hydrauliques ;
- Conditions de mise en œuvre difficiles (météorologie défavorable, zones restreintes, etc.) ;
- Matériaux de remblai difficiles à mettre en œuvre (matériaux secs, matériaux rocheux évolutifs, forte énergie de compactage, chenillage intense, etc.) [12].

II.4. sol support

- Sol support en pente importante, zone instable (glissements anciens et actuels), sols supports sensibles à la liquéfaction en cas de séismes ;
- Remblai construit sur un sol compressible (tassements différentiels, fluage à long terme, etc.), présence de décharges anciennes ;
- Site karstique, sol support présentant des risques de dissolution (sel, gypse), présence de cavités anthropiques (sapes de guerre, carrières souterraines, etc.) ;
- Ouvrage en terre de faible hauteur construit sur un sol gonflant.[12]



Figure II.2 : Effondrement d'un remblai autoroutier sur l'A75 suite à l'érosion des matériaux contigus à un ouvrage hydraulique lors d'un épisode pluvieux particulièrement intense.(Sources : Figure de gauche - Détachement Aérien de Gendarmerie de Montpellier - Figure de droite, DIR MED [12])

II.5. Renforcement des sols (modifications du sol supportant le remblai)

Le principe du renforcement est illustré par la Figure II.3. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.[13]

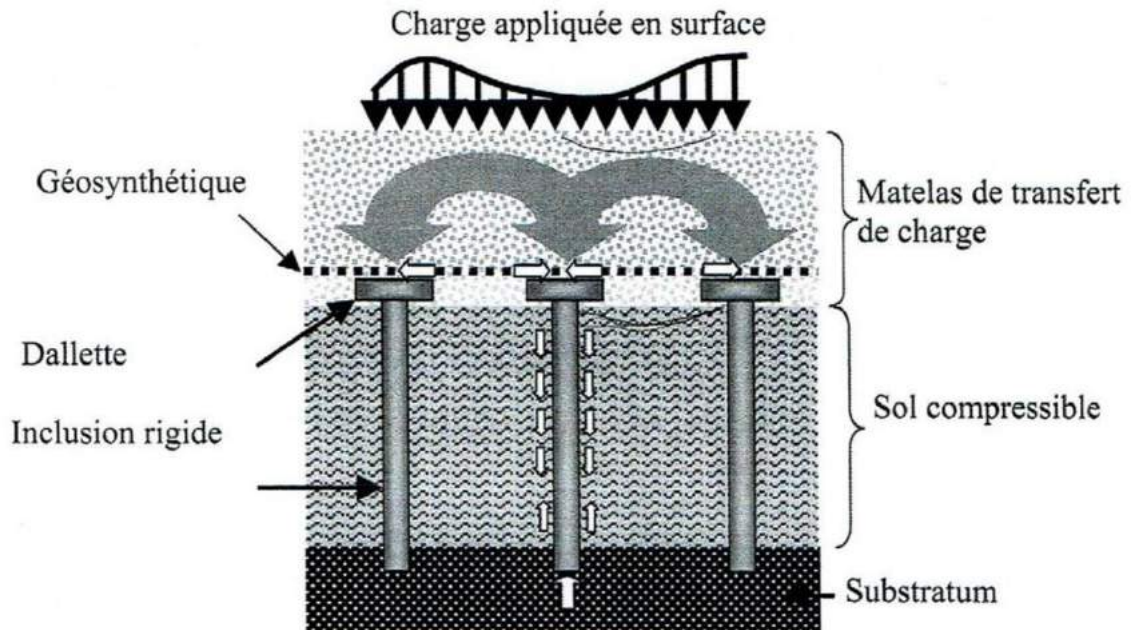


Figure II.3 : Principe de la méthode [13]

II.6. Techniques de renforcement

II.6.1. Colonnes ballastées

La technique des colonnes ballastées est une extension de la vibroflottation aux terrains qui comportent des couches limoneuses ou argileuses dont les éléments ne peuvent être réarrangés par la vibration. Les colonnes ballastées permettent de traiter ces sols par incorporation de matériaux granulaires (couramment appelés ballast) compactés par passes remontantes.

Ces colonnes peuvent être également cimentées ou constituées de mortier. Elles servent également de drains et permettent une accélération du processus naturel de consolidation. En zone sismique, elles réduisent les risques de liquéfaction.[14]

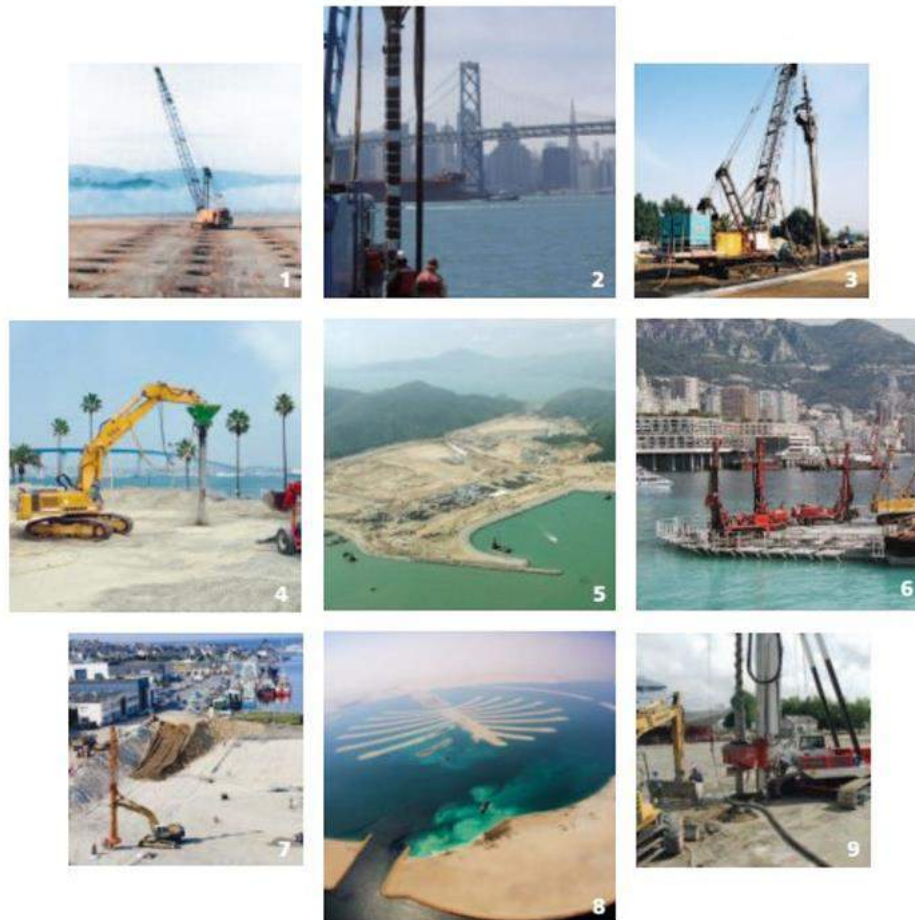


Figure II.4 : Quelques ouvrages en colonnes ballastées [14].

1. *INDONESIE Plate* : forme industrielle.
2. *ETATS-UNIS* : San Francisco Colonnes ballastées.
3. *FRANCE* : Cannes Aérodrome de Mandelieu.
4. *ETATS-UNIS* : San Diego Fondation d'un bâtiment pour la US Navy.
5. *HONG KONG* : Vibroflottation d'un remblai sableux.
6. *MONACO* : La Condamine Extension du port de la Condamine.
7. *FRANCE* : Concarneau Forme de radoub.
8. *EMIRATS ARABES UNIS* : Dubai Palm Jebel Ali.

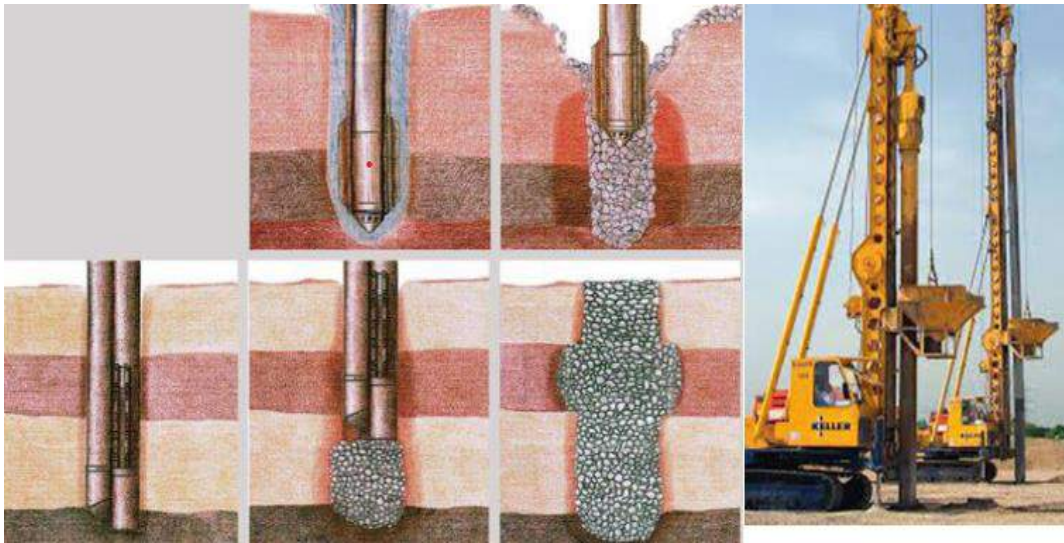


Figure II.5 : Technique de mise en œuvre des colonnes ballastées (Ammar Dhouib et Francis Blondeau, 2005) [15]

II.6.2. Utilisation des plots ballastés pilonnés

Dans ce cas le traitement du sol se fait par inclusion de bons matériaux compactés à l'aide de colonnes créées par pilonnage qui peuvent jouer aussi le rôle de drains (figure II.6). Bien que cette technique permette de limiter le tassement final et d'améliorer la stabilité cependant elle nécessite un environnement peu sensible aux vibrations et la profondeur ne dépasse pas 7 mètres.[15]

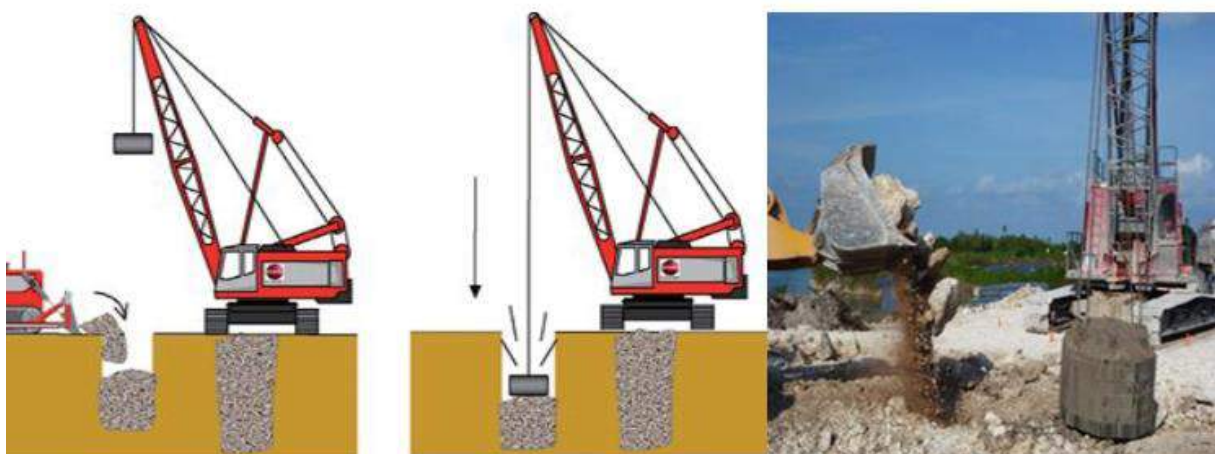


Figure II.6 : Technique de mise en œuvre des plots ballastés pilonnés [15]

II.6.3. Utilisation colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet

La méthode comporte une déstructuration du sol du terrain par jet de fluide à haute pression, suivie d'une mise en place de colonnes de mortier-ciment effectué par injection de ciment. Grâce à ces colonnes une partie des charges due au remblai sera reportée en profondeur. Par conséquent, les tassements seront diminués. Ainsi, il y aura une amélioration de la stabilité. La mise en œuvre de cette technique est délicate et coûteuse. [15]

II.6.4. Inclusions rigides

Le principe de la technique de renforcement des sols par inclusions rigides est présenté sur la (Figure II.7). La charge appliquée en surface est transmise à un substratum

rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

L'efficacité de cette technique peut être améliorée par la disposition de nappes géosynthétiques noyées au sein du matelas, et de dallages situés au-dessus du matelas de transfert de charge. [16]

La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, étant donné que les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface. De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Celles-ci peuvent être préfabriquées ou réalisés in situ, tous types de pieux peuvent être envisagés y compris les micropieux. « L'effet des pieux est significatif sur la diminution des tassements qui sont inadmissible sans renforcement » (Chevalier, 2008)

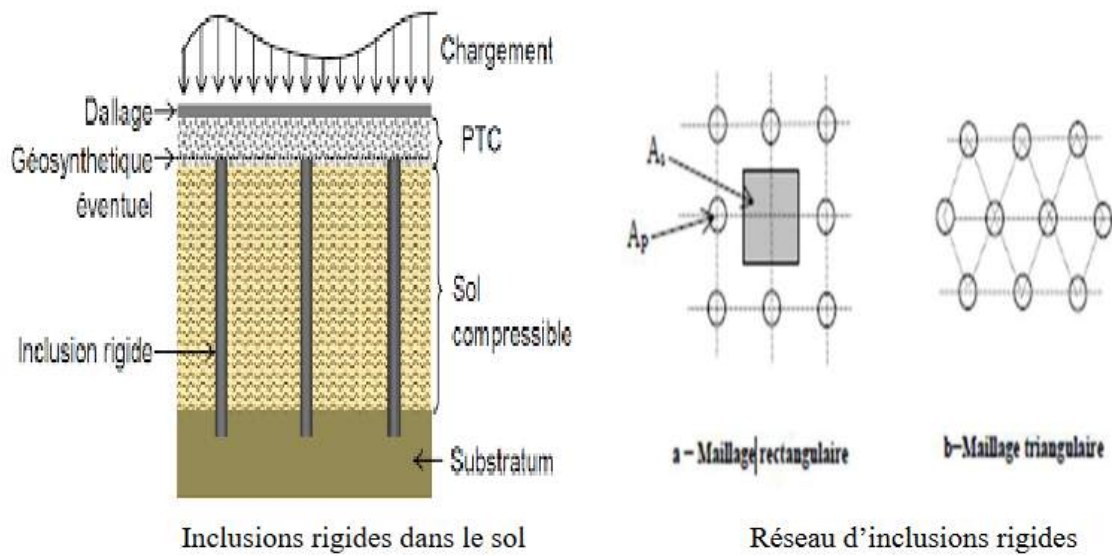


Figure II.7 : Principe du renforcement par inclusions rigides. [16]

II.6.5. Remblayage et compactage

Le remblai est placé en couches de 30 à 40 cm d'épaisseur et compacté avec l'équipement adéquat. Il faut éviter le passage direct des engins sur les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des panneaux pour ne pas nuire à leur verticalité[21].



Figure II.8 : Chantier de montage de murs en sol renforcé (Terre Armée)[21]

+

II.6.7. Géosynthétiques

Le nom “géosynthétique” désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d’années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu’ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d’utiliser des matériaux de qualité limitée, d’empêcher l’interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblaisur sol mou.

Les centaines de produits géosynthétiques existant actuellement sur le marché peuvent être classés en 6 groupes, d’après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d’utilisation : [17]

- Les géotextiles



Figure II.9 : les géotextiles [18]



Figure II.10 : Installation d'une géogridle (Berrabah et al 2020).

- Les géogridles



Figure II.11 : les géogridles.[18]



Figure II.12 : les géomembranes.[18]

II.6.8. Tirants d'ancrages

Le principe des tirants d'ancrages, consiste à réduire les forces actives du glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, grâce à des forces de traction appliquées en surface. Ces efforts peuvent être répartis sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques (figure II.13), sous forme de parois moulées, ou exécutées par la méthode berlinoise. Les tirants d'ancrages s'appliquent, aussi bien, pour la stabilisation des talus en sol meubles qu'aux talus rocheux.[19]

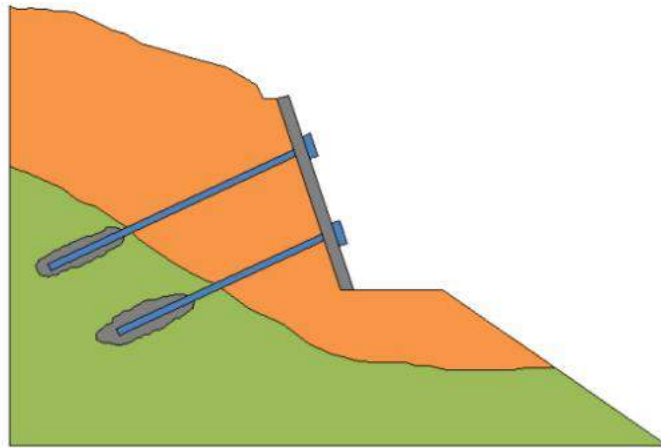


Figure II.13 : Principe de la stabilisation des talus par tirants d'ancrage [19]

II.6.9. Colonnes de pieux

Les colonnes de pieux peuvent être utilisées pour stabiliser ou prévenir les glissements de terrain. Cette technique d'amélioration des sols augmente la résistance au cisaillement moyenne du sol le long d'une surface de glissement potentiel par le remplacement ou le déplacement du sol avec une série très rapprochées des colonnes de grand diamètre compactée. En outre, les colonnes de pieux fonctionnent comme des drains de gravier efficace en fournissant un chemin pour le soulagement des pressions interstitielles, augmentant ainsi la résistance des sols.[10]

II.6.10. Terre armée

Maginée par Henri Vidal, le premier mur en terre armée dans les années 60 et connaît des améliorations au fur des expériences sur le chantier. Cette technique de soutènement fait usage du sol pour soutenir le versant d'une pente. Il est dit « terre armée » car le mur de sol est fortifié par des armatures qui augmentera l'angle de frottement du remblai granulaire. La terre armée est constituée d'un sol granulaire de bonne compacité disposé en couches, d'un lit d'armatures qui servira à fortifier le sol, d'un parement en béton ou en pneus pouvant être végétalisé. Les armatures géosynthétiques constituent le ferrailage le plus courant dans ce type d'installation. Ils sont appréciés pour leur résistance qui est nettement supérieure à celle des armatures métalliques. Le mur de terre armée convient à la plupart des ouvrages du fait de sa bonne retenue des versants pentus tels que les arches d'un pont ou un talus.[18]



Figure II.14 : mur en terre armée.[18]



Figure II.15 : mur en terre armée.[18]

II.6.11. Utilisation des fibres

Le terme fibre fait référence à un solide flexible ayant une forme de base cylindrique, de quelques centimètres de diamètre et d'une longueur égale à plusieurs centimètres

Des milliers de fois ce diamètre. Le terme est également couramment utilisé pour définir les éléments de base de la construction textile. De plus, nous avons distingué les fibres Longue ou fibre longue de 20 à 150 mm, fibre courte ou Filament continu. Les différentes fibres actuellement disponibles peuvent être classées

Selon leurs origines issues de deux grandes familles :

- Fibres naturelles : fibres minérales, fibres animales et fibres végétales.
- Fibres chimiques : d'origine synthétique ou artificielle.[10]

II.6.12. Clouage du sol

C'est une technique de renforcement des sols in-situ à l'aide de barres passives, soit scellées dans des bous de forage, soit simplement battues dans le sol. Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.[20]

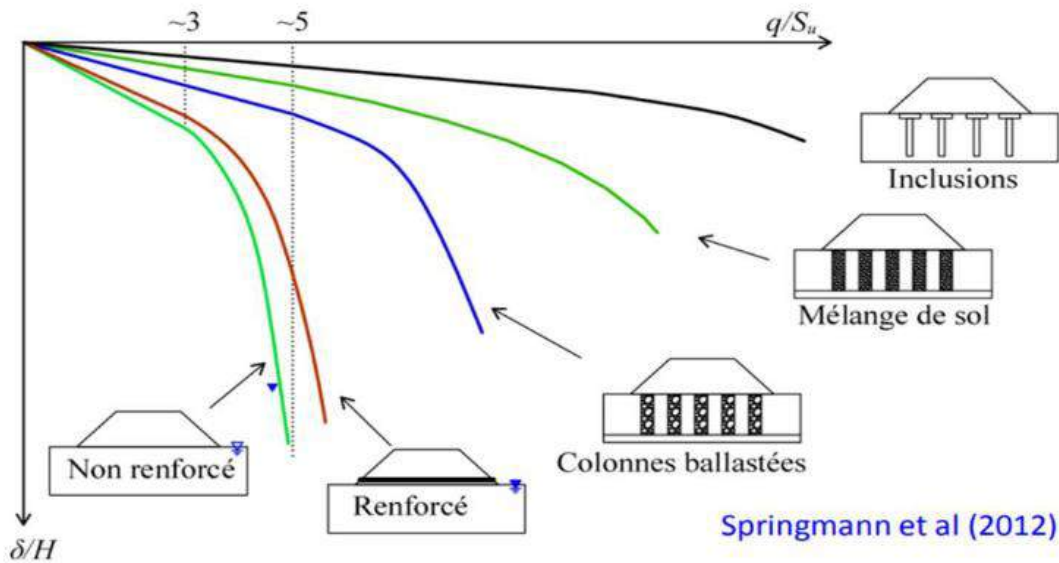
II.7. Comparaison de certaines méthodes de renforcement

Suite à la comparaison réalisée par Springmann et al (2012) (figure II.16), où :

q/S_u : représente la contrainte normalisée par la résistance en cisaillement non drainée et

δ/H : représente les tassements normalisés par l'épaisseur.

On constate que les tassements les plus faibles sont ceux des remblais sur inclusions



rigides.[15]

Figure II.16 : Comparaison de certaines techniques se renforcement (Springmann et al, 2012)

II.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous présentons différentes techniques de stabilisation des sols. Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des fondations, qui a pour objectif de palier à des phénomènes préjudiciables pour les constructions. Ces derniers sont la stabilité et les tassements des sols. Une étude préalable permet donc de définir le comportement du sol après la mise en œuvre du projet. De ce fait, le choix d'une solution doit être fait, d'une part à partir de considérations économiques d'autre part à partir des éléments techniques établi par les études de stabilité et du tassement. Dans un projet de réalisation d'un remblai routier, il est important de prévoir les vérifications pendant et après sa construction afin d'inspecter le comportement du sol de fondation et voir si des modifications des conclusions de l'étude en fonction du comportement constaté doivent être apportées. Compte tenu de la relative incertitude de certains calculs, il est donc indispensable d'effectuer des mesures d'auscultation en place (mesures des tassements).[15]

CHAPITRE III
MODÈLES DE COMPORTEMENT
ET OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

III.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter Les différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation du comportement d'un remblai renforcé par des géosynthétiques sur sols compressibles. Tout d'abord, on présentera une étude bibliographique des modèles utilisés pour l'étude des remblais sur sols compressibles ; ensuite, nous présenterons en bref quelques modèles avancés utilisés dans le code Plaxis tel que le modèle pour les sols mous SSM (Soft Soil Model).

La simulation numérique d'un remblai renforcé ou non par des géosynthétiques sur sols compressibles est un problème complexe qui présente un comportement non linéaire et La mise en jeu de plusieurs éléments à savoir : sol de fondation, remblai, interfaces, éléments géogrille, etc. Ces conditions complexes nécessitent un outil numérique bien adapté. Nous présentons ici les principes du code de calcul Plaxis qui a été utilisé pour nos simulations bidimensionnelles[22].

III.2. Description du code de calcul PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [23].

Le logiciel PLAXIS intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux, on peut citer le modèle élastique, modèle de Mohr-Coulomb, modèle

pour les roches fracturées, modèle de sol avec écrouissage, modèle pour les sols mous, modèle pour les sols mous avec fluage. Le logiciel permet même à l'utilisateur d'introduire une nouvelle loi de comportement [24].

III.2.1. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de résoudre les problèmes liés à la charge limite en considérant généralement un sol élastique parfaitement plastique de Mohr- Coulomb.

On a recours alors, pour la résolution du problème, à un processus itératif et il est nécessaire de procéder par incréments de chargement pour se rapprocher du chargement réel. L'étude par la méthode des éléments finis des problèmes élasto-plastiques permet de suivre les déformations, les contraintes et la zone plastique durant le processus de chargement. Cela représente un avantage certain sur les méthodes usuelles d'équilibre limite utilisées actuellement dans les calculs de charge limite de fondation. En effet, en plus de la charge limite, la méthode des éléments finis fournit aussi la connaissance des courbes efforts-déformation.

Il faut noter que la méthode des différences finies permet aussi de résoudre les problèmes liés à la charge limite d'une manière analogue à celle des éléments finis [25].

III.2.2. Différents type d'analyse utilisées par Plaxis

Plaxis peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis. Les modèles d'élément finis peuvent être soit plans (plan strain), soit axisymétriques (axisymmetric). Le réglage par défaut du paramètre modèle est plan strain.

Les modèle en déformation planes (planes strain) sont utilisés pour des ayant une section plus ou moins uniforme, et avec un état de contrainte et un schéma de chargement uniforme sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z).les déplacement perpendiculaire à la section sont considérés comme nuls. Ce pendant, les contraintes normales dans la direction Z sont intégralement prises en compte.

Les modèle axisymétrique (axisymmetric) sont utilisés pour des structure circulaire ayant une section radiale plus ou moins uniforme, avec un schéma de chargement reparti é autour de l'axe centrale et des états de contrainte et de déformation identique selon les directions radiales. Pour un modèle d'élément fini à deux dimension, le choix de plan strain

ou de axisymmetric à pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans la direction x et y [26].

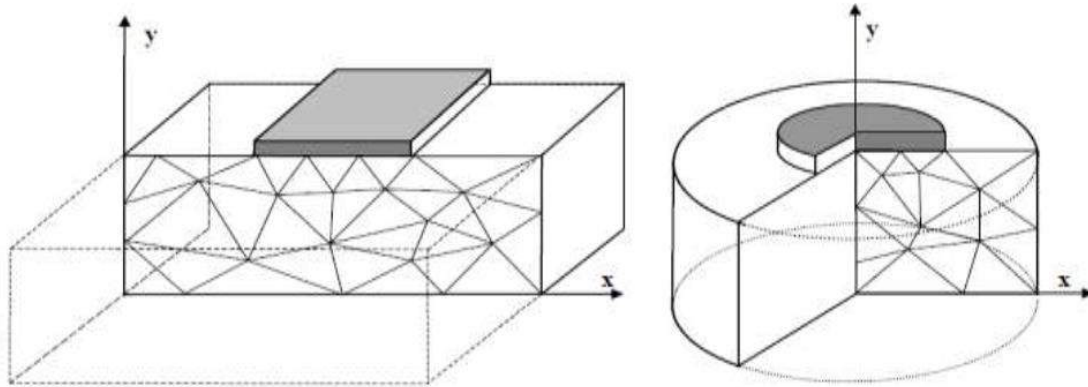


Figure III.1 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique [26].

III.2.3. Type d'éléments finis utilisés par plaxis

Deux types d'élément peuvent être utilisés dans plaxis ; élément triangulaire à 6 nœuds et élément triangulaire à 15 nœuds. Ces éléments servent à modéliser les couches de sol et autres éléments de volume.

Les éléments de 15 nœuds fournissent une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est de deuxième ordre et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes (calcul de la rupture des sols incompressibles) alors que le triangle à 6 nœuds offre de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être très prudent dans le cas des modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en

compte, comme un calcul de la capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de ϕ - c réduction. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient donc d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds [26].

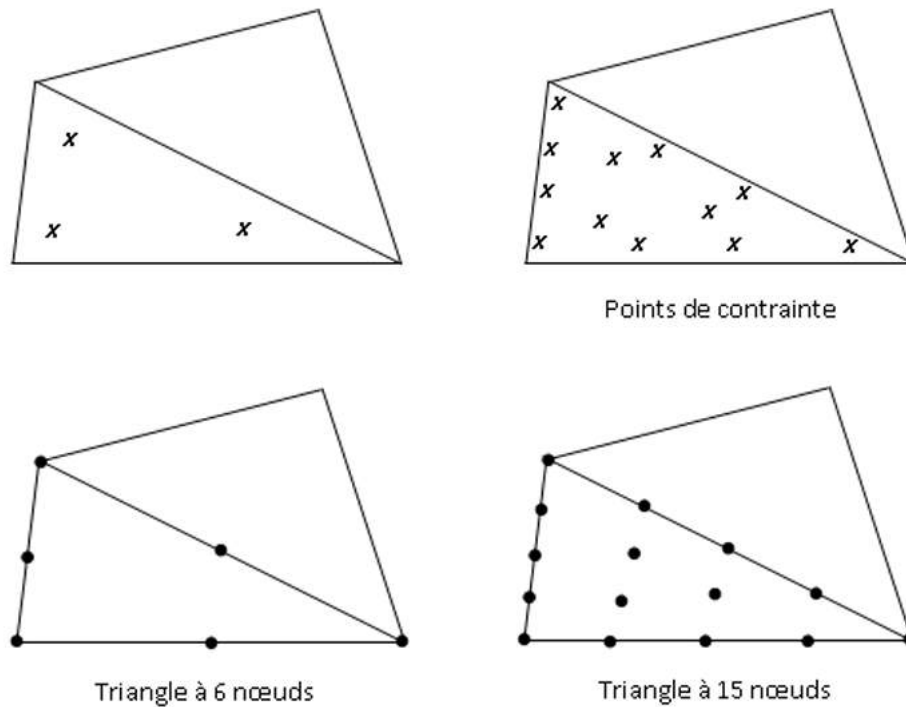


Figure III.2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol [26]

III.2.4. Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des

fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce Système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel. L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place,

compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction Proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats donnés du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées [27].

III.3. Modèles de comportement

III.3.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Ce modèle comporte deux paramètres d'entrées: le module

d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν . Plaxis permet aussi la définition de d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement, G , et le module œdométrique, E_{oed} (comme alternative). Ces modules sont en

relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{III.1a})$$

$$E_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (\text{III.1b})$$

Le modèle élastique linéaire est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol, il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches [28].

III.3.2. Lois de comportement élastoplastique

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte les déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La déformation totale est la somme des déformations élastiques ε^e et plastiques ε^p . Elle est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{III.2})$$

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales :

- La surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible.
- L'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité.
- La règle d'écoulement plastique, qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions [29].

a) Notion de surface de charge

Dans le cas de sollicitation multiaxiale, le seuil de plasticité est remplacé par une surface caractérisée par une fonction scalaire appelée fonction de charge.

$$F(\sigma, R) = 0 \quad (\text{III.3})$$

Avec σ : Tenseur des contraintes

R : L'ensemble des paramètres « cachés » ou « d'écrouissage ».

Cette fonction décrit dans l'espace des contraintes, une surface dite surface de charge ou d'écoulement, la position de cette surface dépend de la valeur instantanée du paramètre d'écrouissage :

Pour $F < 0$: C'est l'intérieur de la surface, ce domaine est élastique.

Pour $F = 0$: Plastification.

Pour $F > 0$: Est un état de contraintes physiquement impossibles en élasto-plasticité [29].

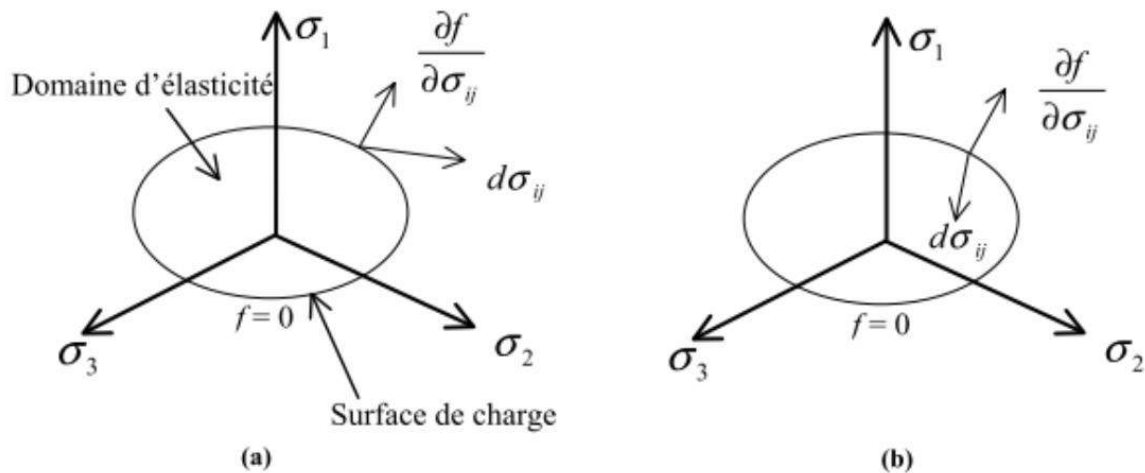


Figure III.3 : Surface de charge. (a) Cas de charge et (b) de décharge [31].

b) Notion de règle d'écrouissage

Cette règle doit donner la limite élastique actuelle σ_B et décrire l'effet Bauschinger.

Différentes idées ont été proposées pour donner l'évolution du seuil qui regroupent :

- L'écrouissage isotrope

- L'écrouissage cinématique
- L'écrouissage mixte (isotrope et cinématique) [30].

- Ecouissage isotrope

L'hypothèse de l'écrouissage isotrope est une expansion uniforme du domaine élastique, c'est-à-dire une modification du seuil du patin avec les déformations plastiques.

Prenons un matériau avec des limites élastiques en compression et traction identique avant toute histoire de sollicitation. Appliquons maintenant au matériau une traction qui le porte dans le domaine plastique. On a vu que la limite élastique en traction se trouve augmentée. Si on décharge, la limite élastique a changé de la même valeur, on est en présence d'un écouissage isotrope schématisé par la (figure III.4 a).

Si on décharge et on inverse le chargement à partir du point B, l'écoulement plastique dans l'autre sens commencera à la contrainte $-\sigma_B$. Donc il y a une symétrie par rapport à l'axe $\sigma=0$ (point O), cela s'exprime par :

$$F(\sigma, \sigma_B) = |\sigma| - \sigma \quad (\text{III.4})$$

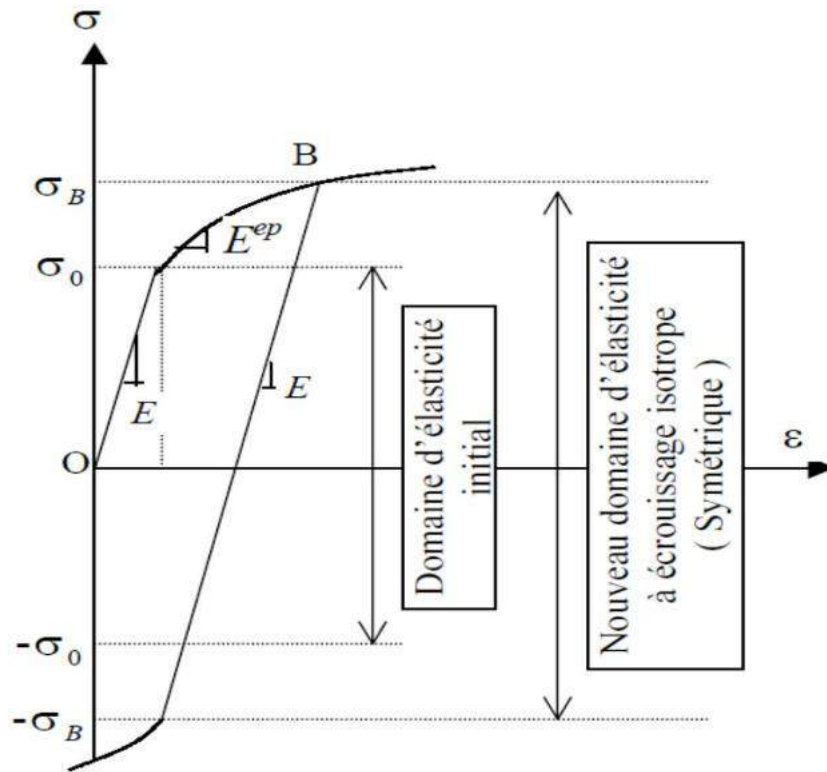


Figure III.4. a : Ecrouissage isotope [32].

Où σ_B est la limite élastique actuelle dépend de la déformation plastique ϵ^P (Figure III .4.b).

$$\sigma_B = \sigma_B + \int | H . d\epsilon^P | \tag{III.5}$$

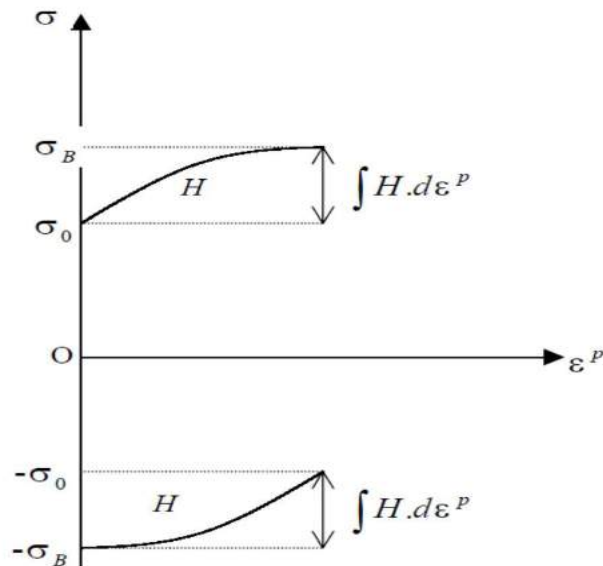


Figure III.4. b: Limite élastique actuelle en fonction de ϵ^P [32].

Avec :

H : caractéristique du matériau qu'on détermine expérimentalement (module d'érouissage).

- Il se peut que la limite élastique soit plus faible en compression qu'en extension. Nous n'avons plus un érouissage isotrope, c'est ce qu'on appelle l'effet Bauschinger.

- Si H est constant donc $\sigma_B = \sigma_0 + H \cdot \varepsilon^P$

- En élasto-plasticité parfaite $H = 0$ donc $\sigma_B = \sigma_0$ [32].

- Érouissage cinématique

Le domaine d'élasticité délimité par la surface de charge se déplace par translation dans l'espace des contraintes principales (figure III.5) et sans distorsion de la surface de charge initiale. L'érouissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge [33].

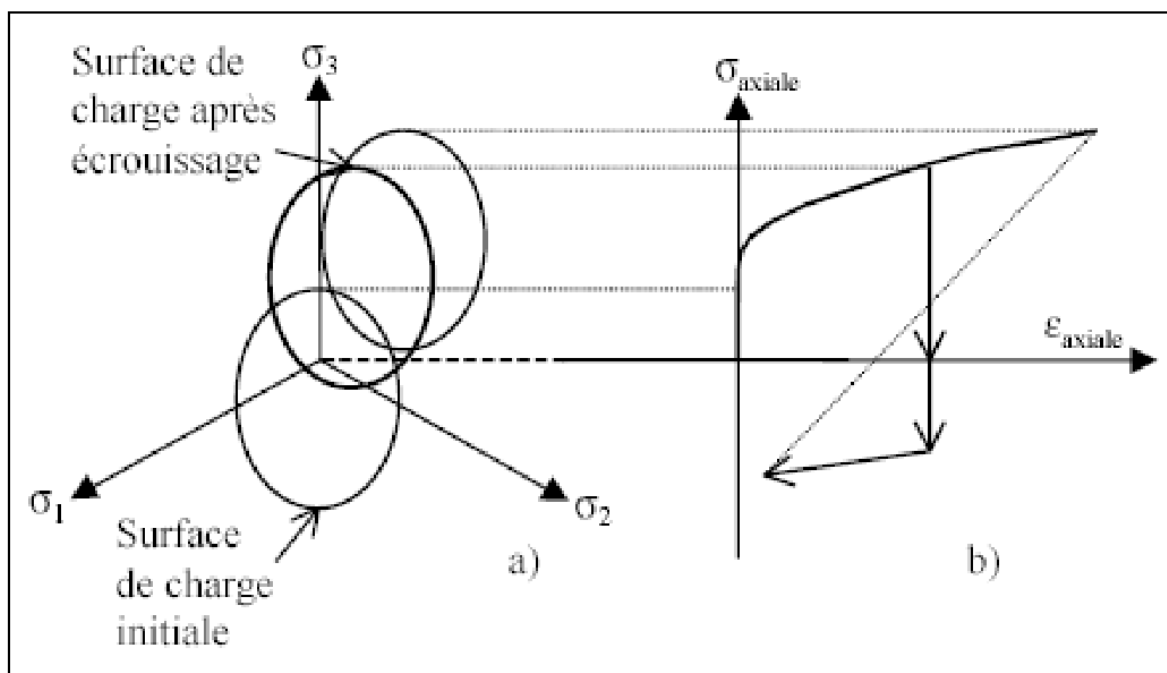


Figure III.5 : Représentation de l'érouissage cinématique en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$ en traction-compression simple [33].

- Érouissage mixte

La théorie de l'écroutissement mixte est une combinaison des deux théories précédentes pour permettre la création d'un modèle « anisotrope cinématique ». La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions [24].

– Écroutissement anisotrope

Pour un écroutissement anisotrope, la surface de charge peut subir en plus d'une expansion / contraction et d'une translation, une rotation et une déformation [24].

c) Notion de loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$. La loi d'écoulement est dite soit associée, soit non associée [31].

III.3.3. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb

C'est le modèle utilisé dans cette thèse pour représenter la rupture par cisaillement du sol de fondation. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$. C'est un modèle à 5 paramètres.

Dont 2 paramètres élastiques : E et ν et 3 paramètres de rupture (c , φ et ψ) tels que :

- E : Module d'Young.
- ν : Coefficient de Poisson.
- c : Cohésion.
- φ : Angle de frottement.
- ψ : Angle de dilatance.

Dans le plan de Mohr, la forme des courbes enveloppes de ce critère est une droite appelée droites de coulomb d'équations :

$$\tau = \sigma \tan(\varphi) \quad (\text{III.6})$$

$$\tau = c + \sigma \tan(\varphi) \quad (\text{III.7})$$

Où : σ_n et τ correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée [29].

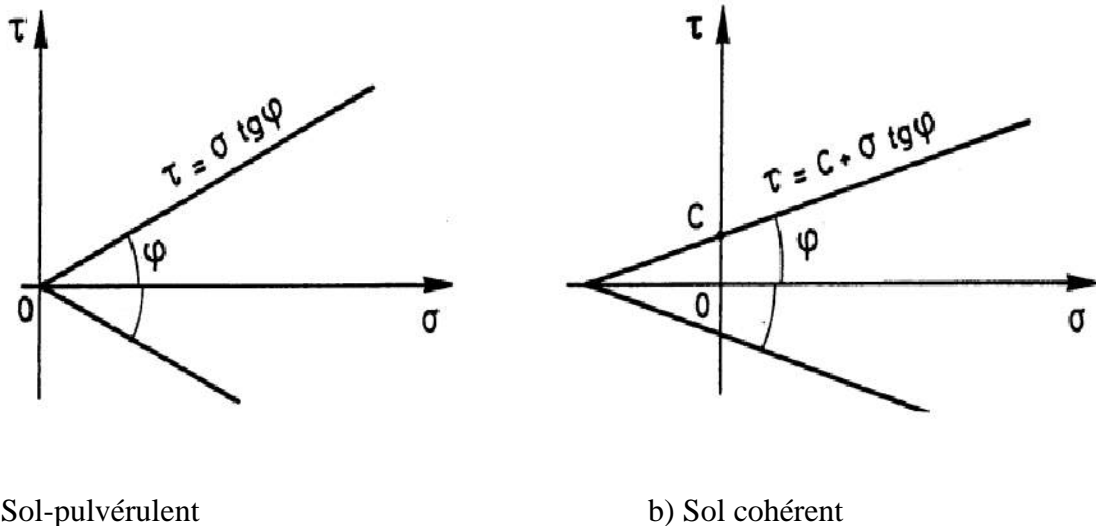


Figure III.6 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr [29].

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la Figure III.8 ci-dessus. L'angle φ désigne le frottement interne du matériau. Si C est nul et φ non nul, le matériau est dit pulvérulent. Si φ est nul et C non nul, comme dans le cas du critère de Tresca, le matériau est purement cohérent.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure III.7. Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr Coulomb lorsque $\varphi = 0$).

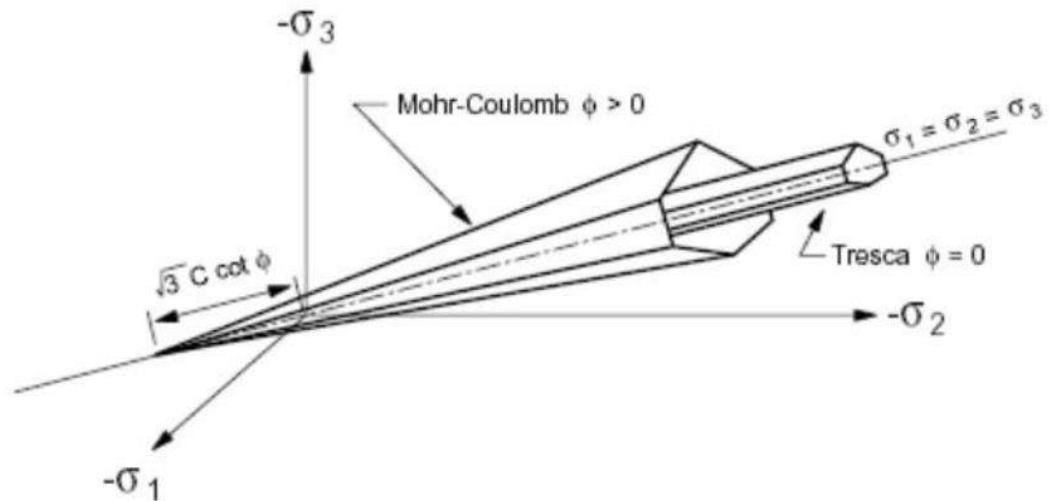


Figure III.7 : Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca [29].

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1-\sin \varphi} \quad (\text{III.8})$$

Avec σ_1 : contrainte principale majeure

σ_3 : contrainte principale mineure

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte, σ_t contrainte de rupture par traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr -Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation:

$$(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin \psi}{1-\sin \psi} \sigma_3 \quad (\text{III.9})$$

Lorsque l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La dilatance correspond au changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle ψ qui représente le rapport de l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement $\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps}$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique e^v en fonction de la déformation axiale e_1 (Vermeer et de Borst, 1984).

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la Figure III.8.

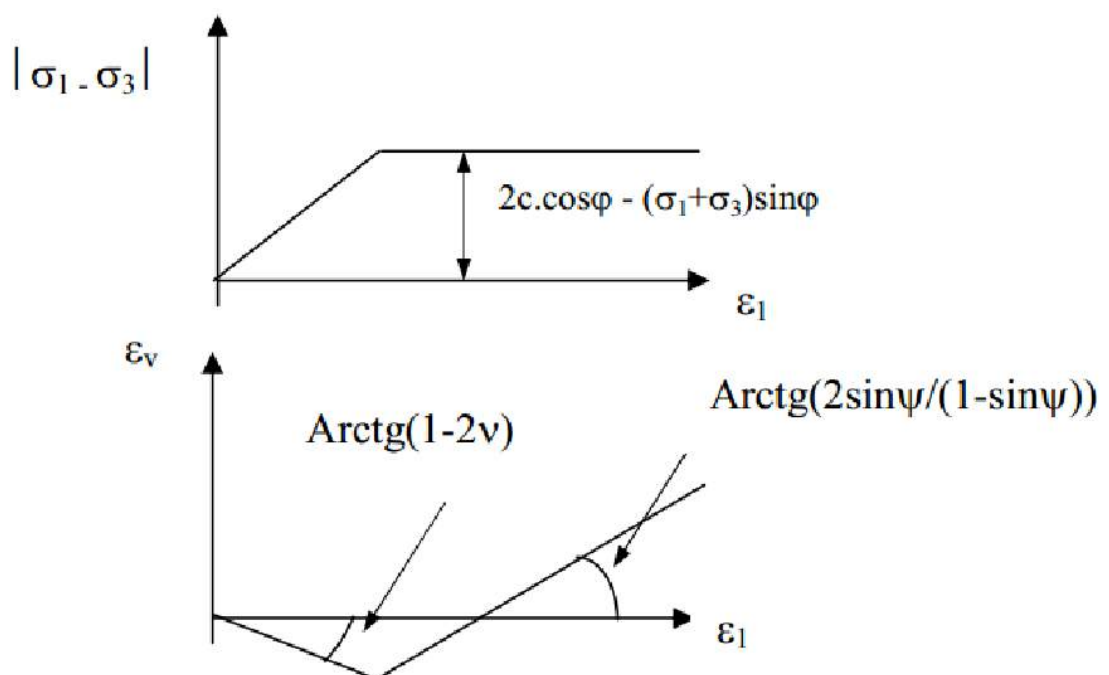


Figure III.8 : Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial, Vermeer et de Borst [29] .

III.3.4 Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model, SSM)

C'est le modèle utilisé dans cette thèse pour représenter la rupture par cisaillement du sol de fondation qui est caractérisé par une faible résistance au cisaillement qui s'accroît avec la consolidation et une grande compressibilité [24].

Ce modèle (en abrégé SSM) est modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur

les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles [34].

– Paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et k . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides est variable. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale. . La figure III.9 résume les différentes définitions des paramètres [34].

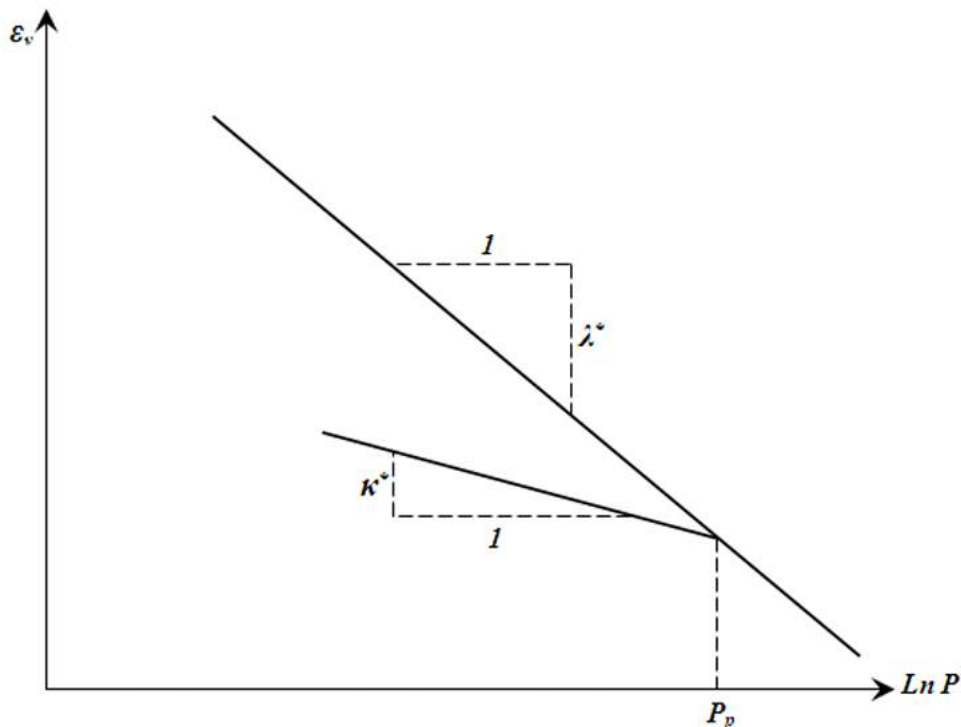


Figure III.9 : Représentations de l'essai oedométrique [24].

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale [34].

– Cohésion

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle [35].

– Paramètre de frottement

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement [35].

– Paramètre de dilatance

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nul est proposée par défaut [35].

– Paramètre de contrainte K_0

Avant de définir le paramètre K_0 , il est nécessaire de déterminer le paramètre M qui représente la pente de ce qu'on appelle « critical state line ». Par défaut, M peut être calculé depuis la relation

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv}} \quad (\text{III.10})$$

Où ϕ_{cv} est l'angle du frottement critique qui est égal à $\phi + 0.1^\circ$

Cette valeur de M est une valeur pratique calculée par défaut. D'ailleurs, PLAXIS permet de calculer, une valeur approximative de K_0^{NC} , qui correspond à la valeur de M calculée à partir de l'équation (3.1). En générale, la valeur de K_0^{NC} calculée par le programme est supérieure à celle calculée par la formule de Jaky ($K_0^{NC} = 1 - \sin \phi$). Sinon, on pourrait rentrer une valeur de K_0^{NC} pour calculer la valeur de M par la formule de Brinkgreve, 1994 (équation. III.11).

$$M \approx 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}}$$

$$M \approx 3.0 - 2.8 K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écrouissage dans le plan p-q [22].

– Coefficient de Poisson

Dans les modèle Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}}$$

Dans Plaxis la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15 [35].

– Les surfaces de charges

Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant) [34].

-Remarques

- Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr Coulomb.
- Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de C et ϕ [34].

– Prise en compte de la surconsolidation

PLAXIS calcule la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (Pre Overburden Pressure)) [34].

– **En résumé**

Les paramètres nécessaires au SSM ainsi que leurs unités sont notées dans les tableaux suivants :[35].

Tableau III.1 : Paramètres SSM [35].

Paramètres SSM	
Paramètre	unité
λ^* : Indice de compression	-
k^* : Indice de gonflement	-
C : cohésion (effective)	KN/m ²
φ : Angle de frottement	°
ψ : Angle de dilatance	°

Tableau III.2 : Paramètres Avancés SSM [35].

Paramètres Avancés	
Paramètre	unité
ν_{ur} : Coefficient de poisson en charge décharge	-
K_0^{NC} : Paramètre de contrainte	-
M : Paramètre lié à K_0^{NC}	-

La figure III.10 indique la surface de rupture pour un soft soil model SSM

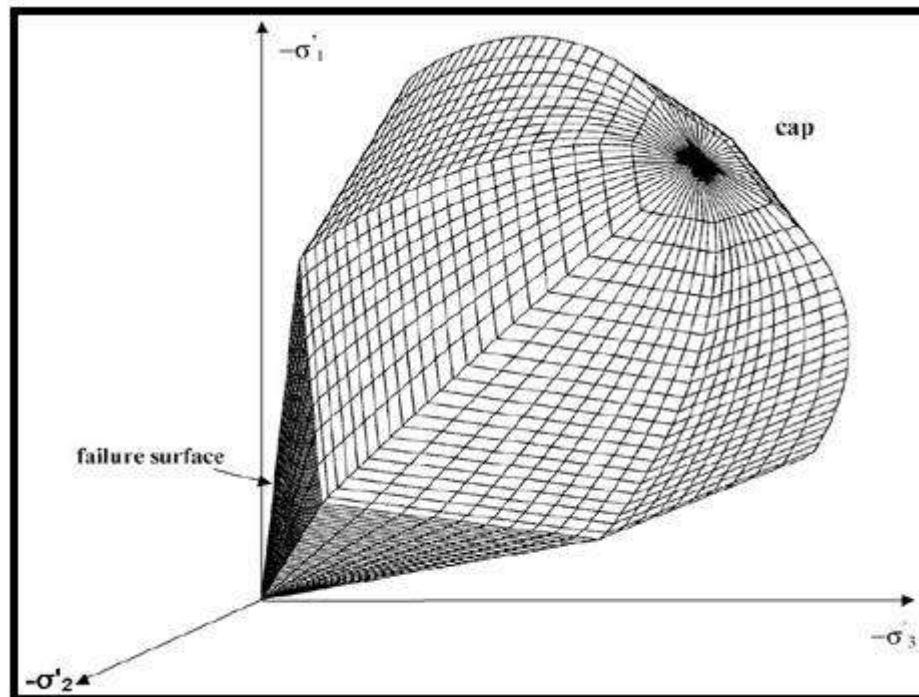


Figure III.10 : Surface de rupture pour un soft soil model SSM [35].

III.4. Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des certains modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique [24-35-34].

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul "manuel" pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais parcellaires, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins "courant" est vraisemblablement l'angle de dilatance [24-35-34].

Pour ce qui concerne les lois de comportement nous avons retenu le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb pour le remblai, le modèle pour les sols mous (SSM) pour le sol de fondation et le modèle élastique pour l'élément de géogridde en bidimensionnel. L'interaction de cet élément de géogridde, avec le remblai et le sol de fondation, est assurée par des éléments d'interface [24].

CHAPITRE IV
MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI SUR
SOL COMPRESSIBLE

IV.1. Introduction

Dans certains cas, les propriétés du sol ne sont pas adaptées aux structures de support telles que les bâtiments, les ponts et les barrages, en particulier les problèmes liés à la traversée des routes dans les sols mous en plus du comportement des sols mous compressibles qui sont très sensibles au mouillage et ont souvent une diminution significative de la capacité portante lorsque ces sols entrent en contact avec l'eau. En général, nous avons constaté que l'utilisation des géosynthétiques pour l'amélioration des sols mous est pratique, économique et facile à mettre en œuvre. Dans le cadre de cette étude, des analyses bidimensionnelles ont été réalisées à l'aide de PLAXIS 2D 2016. Les remblais renforcés avec géosynthétiques sont l'une des meilleures méthodes d'amélioration de remblai sur sol mous, en particulier d'augmenter la stabilité du remblai.

La modélisation d'un remblai permet de calculer les déformations instantanées et les tassements de consolidation en fin de construction du remblai. Ces tassements sont caractérisés par leur amplitude et leur évolution au cours du temps. L'amplitude des tassements dépend des caractéristiques des sols de fondation. Celles-ci sont modélisées par le modèle du comportement. L'étude numérique de comportement des remblais sur sols compressible, comportant :

- ❖ la stabilité du remblai à court et à long terme.
- ❖ les tassements sous l'axe du remblai .
- ❖ La vitesse des tassements . l'épaisseur de la couche compressible.
- ❖ L'effet du renforcement par nappes géosynthétiques sur le comportement global du remblai.

L'objectif de la modélisation du remblai est d'associer la meilleure représentation possible de la géométrie de l'ouvrage, des chargements et surtout les différentes couches de sol à travers les paramètres du modèle de comportement.

IV.2. Modèles de comportement et outil numérique utilisé

Pour l'opérateur qui possède peu de compétences. Même si le code est extrêmement fiable sur le plan numérique, il utilise des éléments de grande précision (triangles à 15 nœuds) ainsi que des méthodes récentes de contrôle de la résolution (méthode de la longueur d'arc). (Technique des distances d'arc). Sur le plan fonctionnel, le menu arborescent à l'écran le rend souple et agréable à utiliser. Flexible et plaisant à manipuler, car l'opérateur ne se préoccupe pas trop de son esprit. Les manuels sont de plus en plus rares, ils sont de petites tailles et faciles à consulter. Allez à l'essentiel (prédire le comportement d'une structure) avec toutes les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles), même si l'on peut réaliser plus tard, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

Le programme Plaxis intègre de multiples modèles fondamentaux qui peuvent être adaptés à une variété de matériaux. Le modèle flexible, le modèle de Mohr Coulomb, le modèle de roches brisées, le modèle de sol avec durcissement (HS), le modèle de sol mou (SSM), le modèle de sol mou avec fluage sont quelques exemples de matériaux. Fluage. Le programme offre à l'utilisateur la possibilité d'incorporer un code de conduite nouveau.

IV.2.1. Définition des modèles utilisés dans cette étude

IV.2.1.1. Le modèle de Mohr-Coulomb (M-C)

Il est courant d'utiliser ce modèle populaire comme première approximation du comportement du sol. Il comprend cinq coefficients : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ et l'angle d'expansion Ψ .

IV.2.1.2. Le modèle de sol durcissant (HS)

Le but du modèle HSM est d'optimiser le modèle de Mohr Coulomb sur divers aspects. principalement :

- L'évolution du module de déformation lors de l'augmentation de la contrainte est prise en compte : Les courbes de contrainte-déformation des oedomètres ne sont pas droites. La contrainte s'accroît : Les graphiques de contrainte-déformation ne sont pas des graphiques droits

- Distinguer la charge et la décharge

- Il est important de considérer l'évolution non linéaire du module lorsqu'il s'agit du module de cisaillement. Le module E50 ne répond pas à la réalité : Avant d'atteindre la plasticité, les courbes contrainte-déformation sont courbées.

IV.2.1.3. Le modèle de sol mou (SSM)

SSM (abréviation de Cam-Clay) est un modèle de dérivé. Le modèle Cam Clay a été initialement élaboré à Cambridge dans les années 1960 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée fondamentale de ce modèle consiste à considérer l'impact de la rigidité de contrainte sous contrainte moyenne sur l'argile. L'argile. Effectué sous une pression moyenne, La quantité d'eau diminue et la résistance de l'argile augmente. C'est un modèle en plastique souple qui possède une surface de charge. Au-dessous de la surface de support, le matériau demeure flexible. Dans le cas où le matériau est élastique sous la surface d'appui, les déformations plastiques se manifestent avec un comportement irréversible lorsque le point représentant la condition de contrainte effective atteint la surface d'appui. Les déformations plastiques sur la surface d'appui se manifestent de manière irréversible. La distance entre les états acceptables et inacceptables est restreinte par la surface liée de plasticité.

Concernant les modèles constitutifs de cette étude, la tourbe et l'argile ont été simulées à l'aide du modèle de sol mou (SSM). le sable et le matériau du remblai ont été simulés à l'aide du modèle Hardening Soil (HS). Le comportement du géosynthétique a été simulé à l'aide d'éléments linéaires avec deux degrés de liberté en translation à chaque nœud. Le géosynthétique ne peut supporter que des forces de traction et être modélisé comme un matériau élastique linéaire avec une rigidité en traction J. L'enveloppe géosynthétique utilisée dans cette étude était de type géotextile appelé Ringtrac. Ringtrac est une marque déposée de HUESKER Synthetic GmbH.

Des choix appropriés de propriétés des matériaux sont nécessaires pour avoir une simulation précise du système de renforcement dans la modélisation numérique. Les propriétés du remblai, tourbe et argile, se trouvent dans les Manuels Plaxis 2016 Dans le quatrième exemple. Le Tableau 1 montre les paramètres utilisés dans le FEM.

IV.3. Modélisation numérique

IV.3.1. Présentation du modèle d'éléments finis et des paramètres des matériaux

Le projet qui fait l'objet de cette étude est constitué par un remblai autoroutier passant par une zone compressible. Le remblai de 20 m de largeur à la base et de 4 m de hauteur du remblai ((PLAXIS 2D Tutorial Manual 2016). La figure (IV.1) montre une vue en coupe des couches de remblais et des matériaux de fondation. La nappe d'eau est au sommet des matériaux de la fondation. La première couche du remblai est placée sur un géosynthétique.

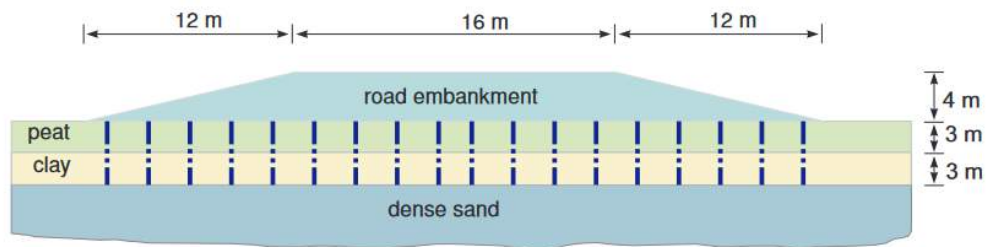


Figure IV.1 : Situation d'un remblai routier sur sol meuble (PLAXIS 2D Tutorial Manual 2016)

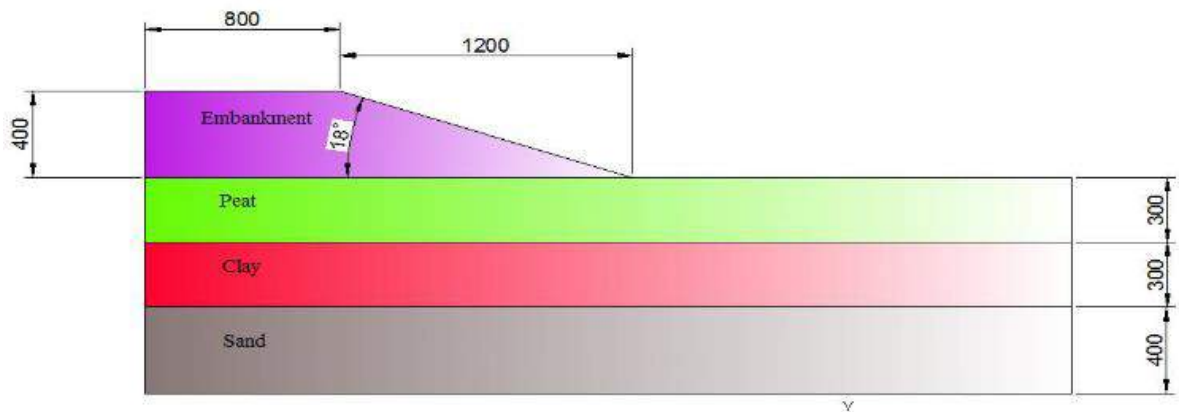


Figure IV.2 : Illustration du problème

Tableau IV.1 : Paramètres des matériaux utilisés dans l'analyse numérique

Parameter	Name	Embankment	Sand	Peat	Clay	Unit
General						
Material model	<i>Model</i>	Hardening soil	Hardening soil	Soft soil	Soft soil	-
Type of material behaviour	<i>Type</i>	Drained	Drained	Undrained (A)	Undrained (A)	-
Soil unit weight above phreatic level	γ_{unsat}	16	17	8	15	kN/m ³
Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}	19	20	12	18	kN/m ³
Initial void ratio	e_{init}	0.5	0.5	2.0	1.0	-
Parameters						
Secant stiffness in standard drained triaxial test	E_{50}^{ref}	$2.5 \cdot 10^4$	$3.5 \cdot 10^4$	-	-	kN/m ²
Tangent stiffness for primary oedometer loading	E_{oed}^{ref}	$2.5 \cdot 10^4$	$3.5 \cdot 10^4$	-	-	kN/m ²
Unloading / reloading stiffness	E_{ur}^{ref}	$7.5 \cdot 10^4$	$1.05 \cdot 10^5$	-	-	kN/m ²
Power for stress-level dependency of stiffness	m	0.5	0.5	-	-	-
Modified compression index	λ^*	-	-	0.15	0.05	-
Modified swelling index	κ^*	-	-	0.03	0.01	-
Cohesion	c_{ref}^*	1.0	0.0	2.0	1.0	kN/m ²
Friction angle	φ'	30	33	23	25	°
Dilatancy angle	ψ	0.0	3.0	0	0	°
Advanced: Set to default	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes

Les Phases de construction

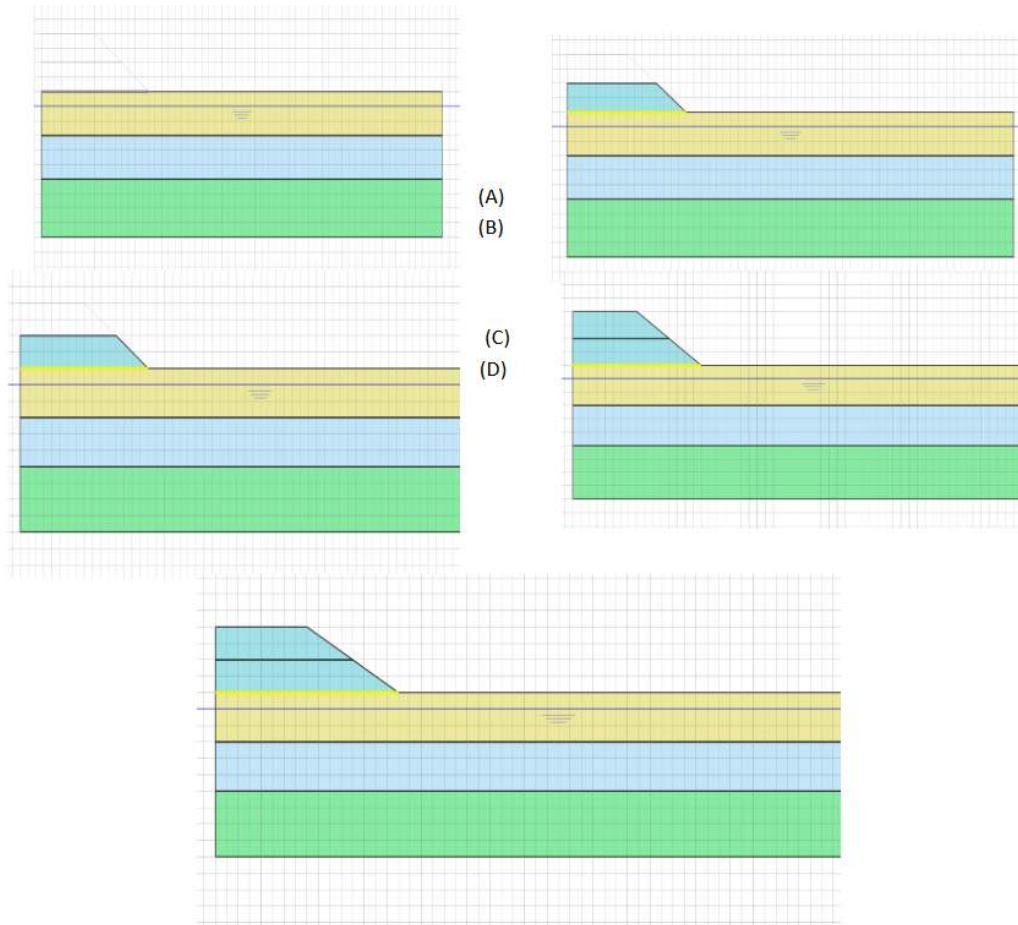


Tableau IV.2 : Séquence de construction du remblai

Phases	Phases de construction	Hauteur de remplissage (m)	Temps(jours)
Initiale	Phase initiale	/	/
Première	Phase 1	0-2	2
Première	Phase 2	2	30
Seconde	Phase 3	2-4	1
Seconde	Phase 4	4	Temps calculé jusqu'à ce que l'eau interstitielle la pression est dissipée (1 kPa)

IV.4. Résultats et discussions

IV.4.1. Influence de l'angle de frottement des matériaux de remblai

Afin d'étudier l'effet de l'angle de frottement des matériaux de remblai sur tassement vertical, nous avons effectué des analyses avec une série de quatre angles de frottement (20° , 30° , 35° et 40°).

La figure IV.3 montre le tassement vertical de remblai en fonction de différents angles de frottement du matériau de remblai.

Différents angles de frottement du matériau de remblai. On constate que plus la valeur de l'angle de frottement est élevée, moins le tassement vertical est important. La différence entre le tassement vertical de l'angle 20° et de l'angle 30° est estimée à 3 cm, et cette différence entre les angles (35° , 40°) est de 2 cm. Cela montre que l'angle de frottement de remblai joue un rôle important dans la réduction du tassement vertical. L'augmentation de l'angle de frottement du remblai diminue le tassement. Pour les angles de frottement de 20° , 30° , 35° et 40° le tassement estimé est de 1,22 m, 1,15 m, 1,13 m et 1,11 m respectivement. L'angle de frottement de remblai est important pour réduire le tassement.

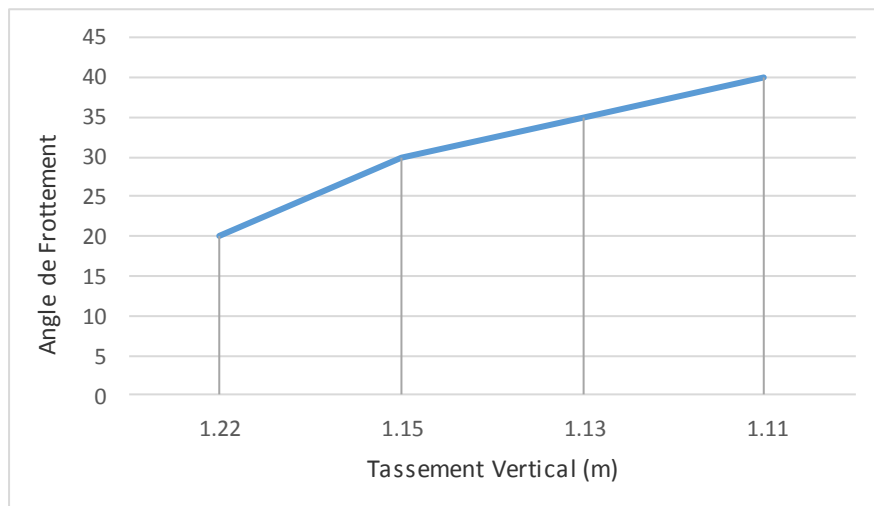


Figure IV.3 : tassement vertical en fonction des différents angles de frottement du matériau de remblai

IV.4.2. Influence de la rigidité du géosynthétique

On a réalisé une étude numérique sur l'impact de la rigidité à la traction du géosynthétique utilisé sur la base de remblai. On a effectué des études numériques sur les performances de stabilité du remblai. Dans cette étude, nous avons étudié l'impact de la rigidité à la traction du géosynthétique utilisé sur la base de remblai en optant pour cinq valeurs de rigidité différentes. Cinq valeurs de résistance à la traction différentes, à savoir 2000, 5000, 80000, 12000, et 15000 kN/m, ont été sélectionnées pour l'analyse. L'effet de l'enveloppe géosynthétique est clairement illustré dans la figure 3 pour les tassement horizontale et figure IV.4 pour les tassement verticale.

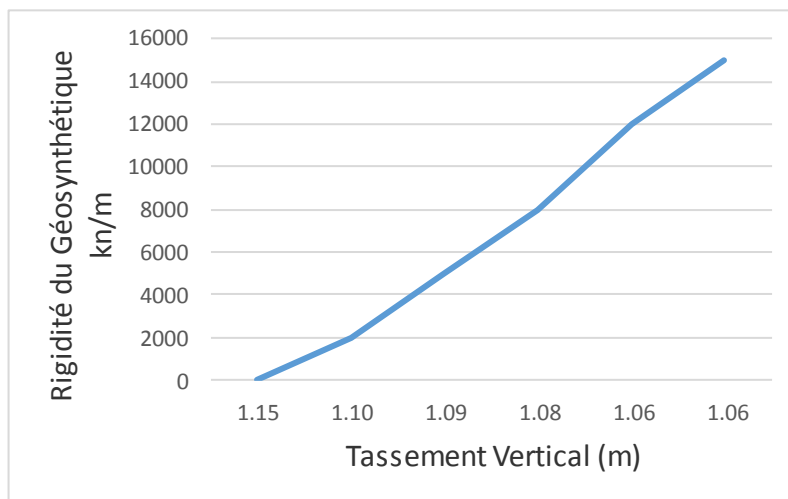


Figure IV.4 : tassement vertical en fonction de rigidité du géosynthétique

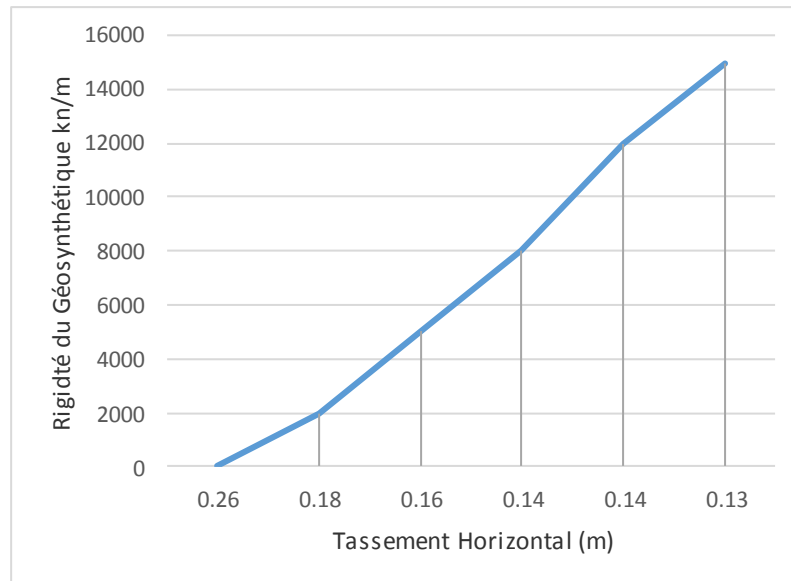


Figure IV.5 : tassement horizontal en fonction de rigidité du géosynthétique

L'influence de la rigidité en traction du géosynthétique utilisé pour le renforcement sur la performance du remblai sur des sols mous a été étudiée numériquement [8]. Dans ce présente étude, l'effet de la rigidité d'une performance du remblai sur des sols mous a été examiné en choisissant cinq valeurs différentes de résistance à la traction différentes de 2000, 5000, 8 000, 12 000 et 15 000 kN/m. Par rapport à un remblai sans géotextile. La variation du tassement (tassement vertical) par rapport à la variation de la rigidité en traction est illustré à la figure 30. Il a été observé qu'avec l'augmentation de la rigidité en traction, le tassement vertical diminue. Par exemple, la variation du tassement (tassement vertical) par rapport à la variation de la traction

La rigidité est illustrée à la figure 30. Il a été observé qu'avec l'augmentation de la rigidité en traction, la le règlement diminue. Par exemple, avec une rigidité en traction de $J= 0, 2000, 5000, 8000, 12000$ et $15\ 000$ m, les tassements verticaux sont de 1.15, 1,12, 1,10, 1,08, 1,07, et 1,06 m, respectivement. Ceci explique cette augmentation de la rigidité en traction due à la réduction de la valeur du règlement vertical, Il a également été observé qu'avec l'augmentation de la rigidité en traction, les déplacements horizontaux diminue. Par exemple, avec une rigidité en traction de $J= 0, 2000, 5000, 8000, 12000$ et 15000 m, les déplacements horizontaux sont de 0.26, 0,19, 0,16, 0,15, 0,14 et 0,13 m, respectivement. Ceci explique cette augmentation de la rigidité en traction due à la réduction de la valeur du déplacements horizontaux, ceci est illustré plus en détail sur la figure IV.3 et la figure IV.5.

IV.4.3. Analyse du remblai sur une nappe géosynthétiques

Pour cette simulation, le premier renforcement utilisé est le renforcement par nappe géosynthétiques qui se trouve directement sous le remblai (voir figure IV.1). Les géosynthétiques ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression, ce qui signifie que la seule caractéristique des géosynthétiques est la rigidité axiale élastique EA fournie par le fabricant des produits. Dans le cadre de cette étude, une rigidité axiale de 2000 kN/m a été choisie.

On a réalisé la modélisation de la nappe géosynthétiques en utilisant des éléments ayant un comportement élastique linéaire.

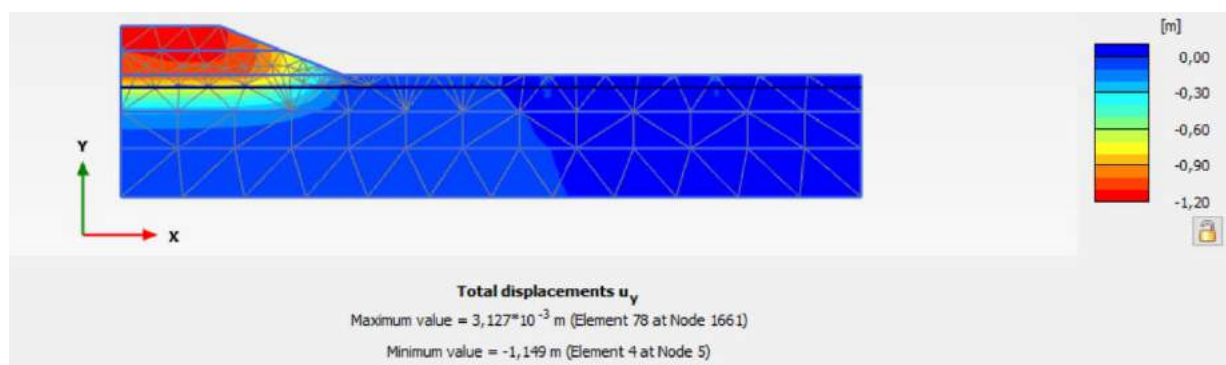


Figure IV.6 : Géométrie du problème renforcé avec géosynthétiques

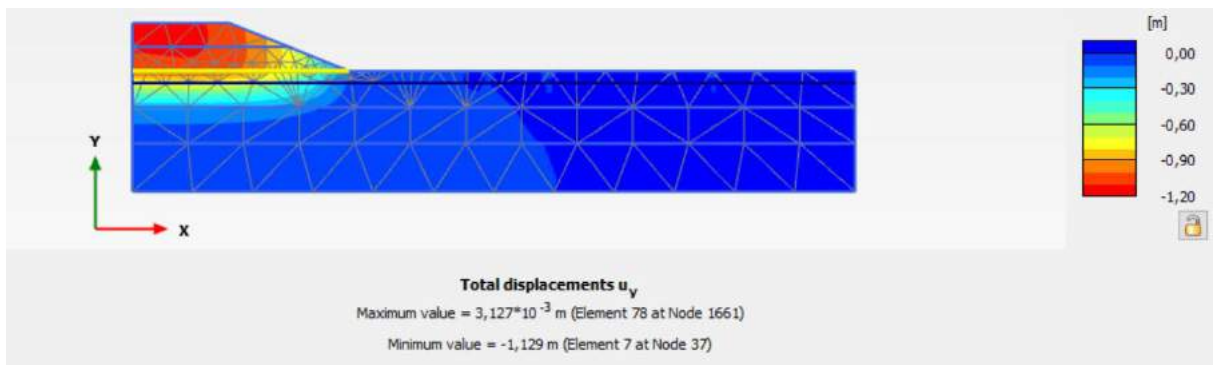
La modélisation du remblai sans renforcement à long terme est réalisée en 4 étapes décrites dans le chapitre précédent. Les résultats de la simulation se présentent comme suit :

❖ Les tassements verticaux

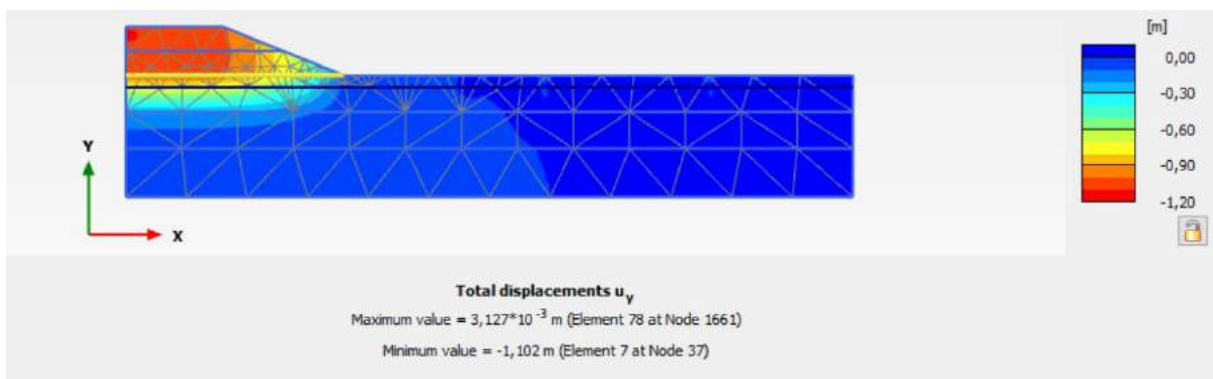
Phase 4 (Non renforcé par géosynthétiques)



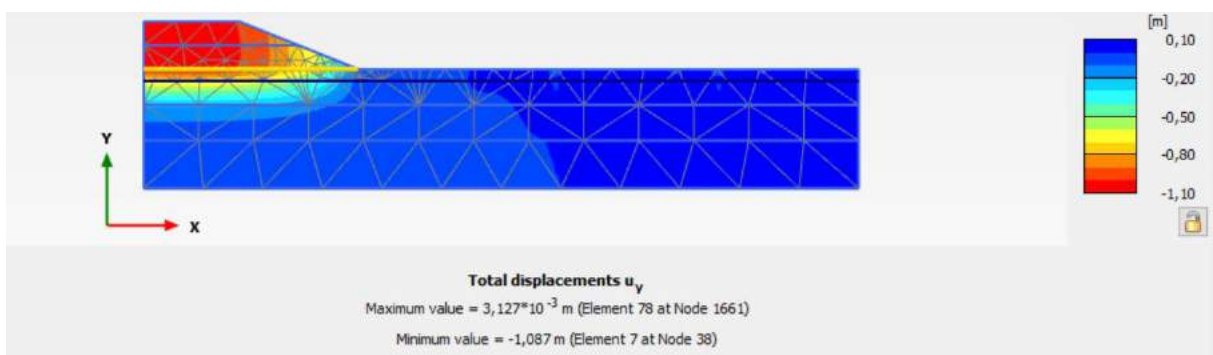
Phase 8 (une rigidité axiale de 2000 kN/m)



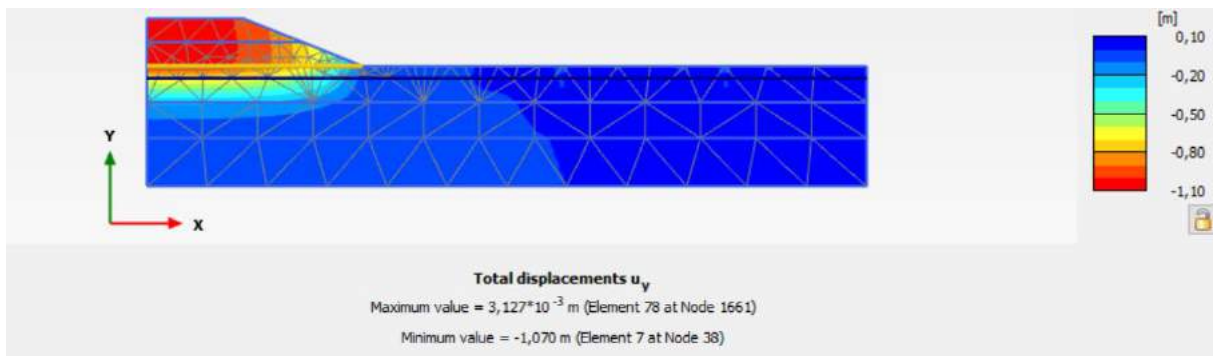
Phase 12 (une rigidité axiale de 5000 kN/m)



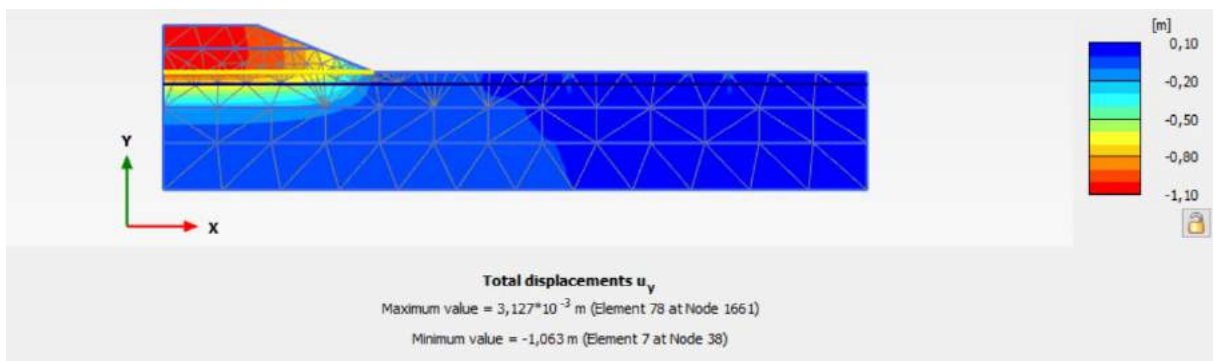
Phase 16 (une rigidité axiale de 8000 kN/m)



Phase 20 (une rigidité axiale de 12000 kN/m)

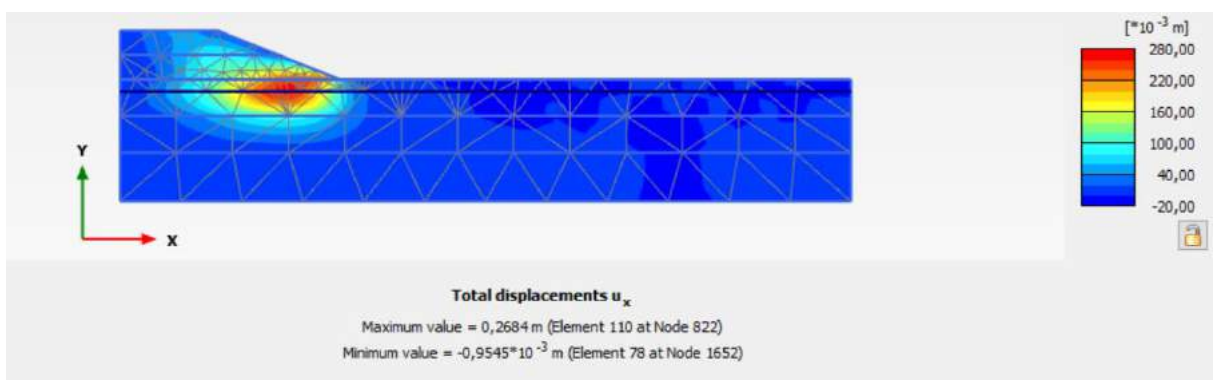


Phase 24 (une rigidité axiale de 15000 kN/m)

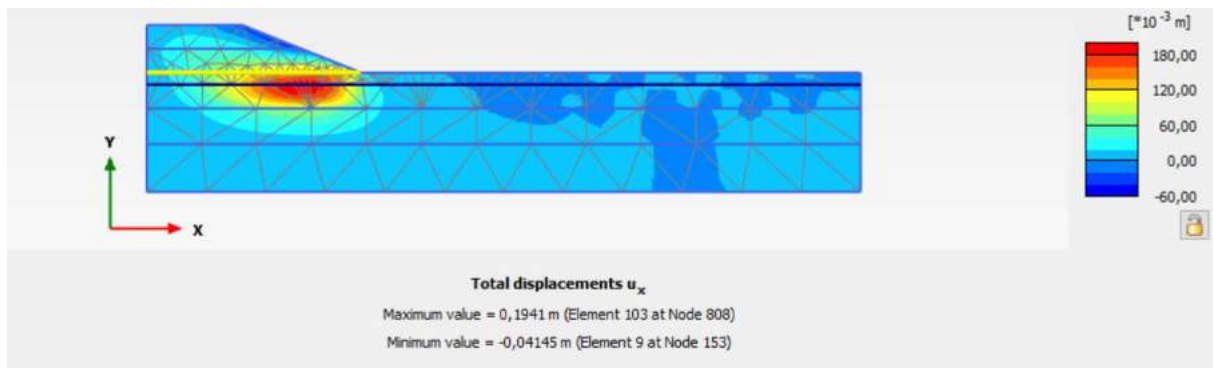


❖ Les tassement Horizontal

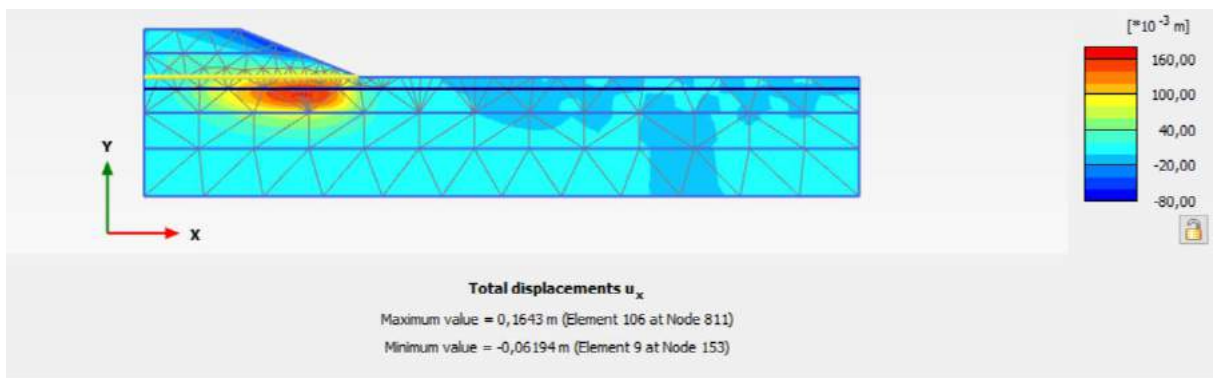
❖ Phase 4 (Non renforcé par géosynthétiques)



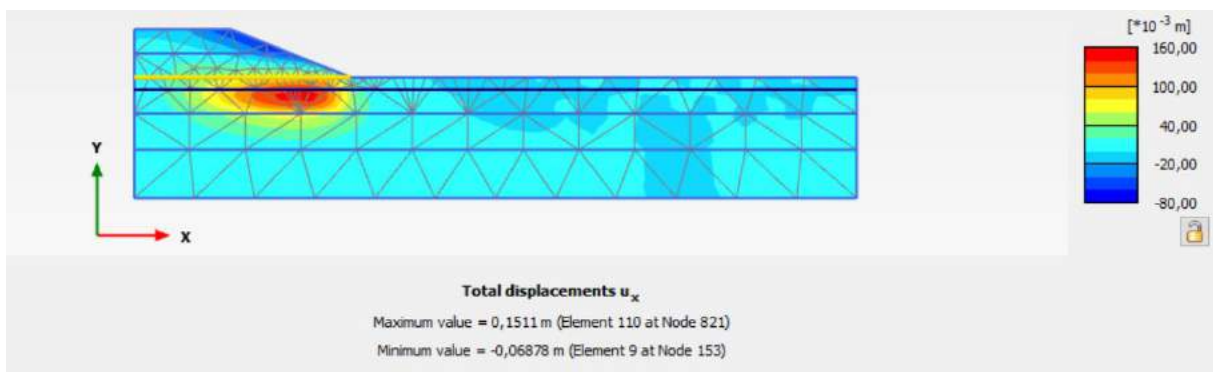
❖ Phase 8 (une rigidité axiale de 2000 kN/m)



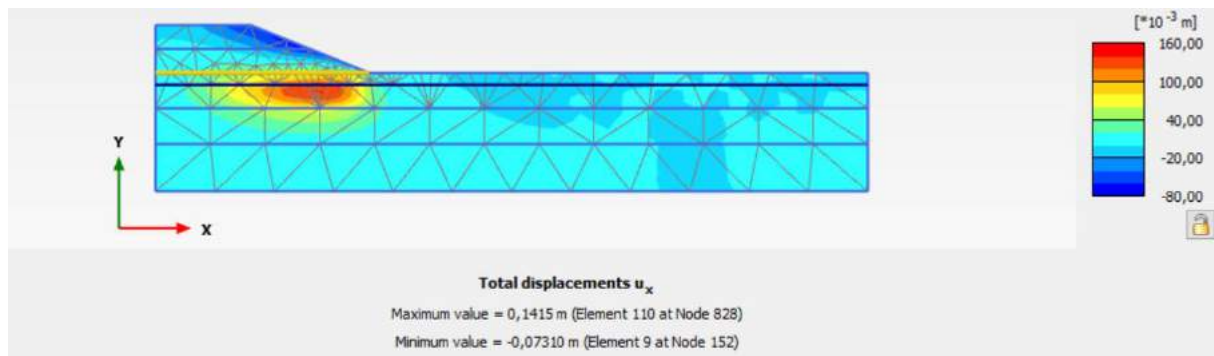
❖ Phase 12 (une rigidité axiale de 5000 kN/m)



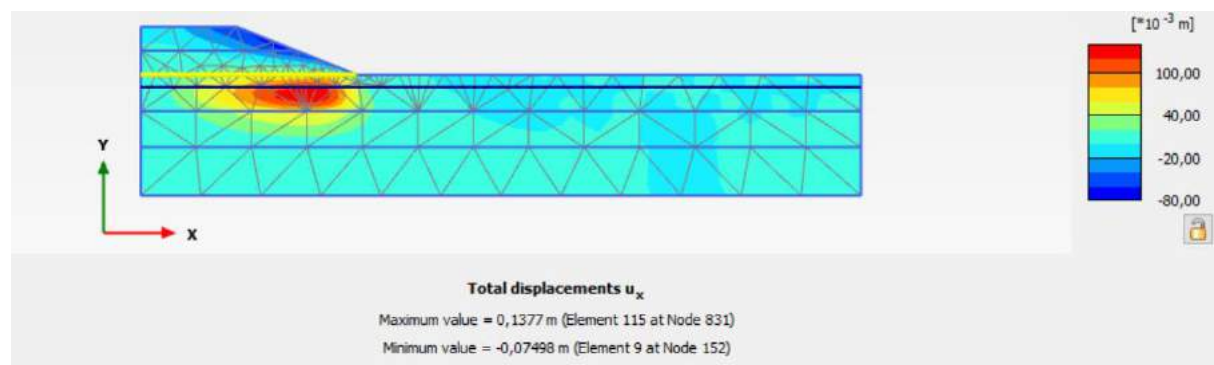
❖ Phase 16 (une rigidité axiale de 8000 kN/m)



❖ Phase 20 (une rigidité axiale de 12000 kN/m)



Phase 24 (une rigidité axiale de 15000 kN/m)



IV.4.4. Effet de l'Angle du Talus

Afin d'étudier l'effet de l'angle du talus sur le tassement vertical, nous avons effectué des analyses avec une série d'angles du talus (18° , 15° et 33°). La figure IV.7 montre le tassement vertical de remblai en fonction de différents angles du talus.

Pour les angles du talus (33° , 18° et 15°) le tassement estimé est de 1,30 m, 1,15 m et 1,09 m respectivement. L'angle du talus de remblai (18° , 15° et 33°) est important pour réduire le tassement.

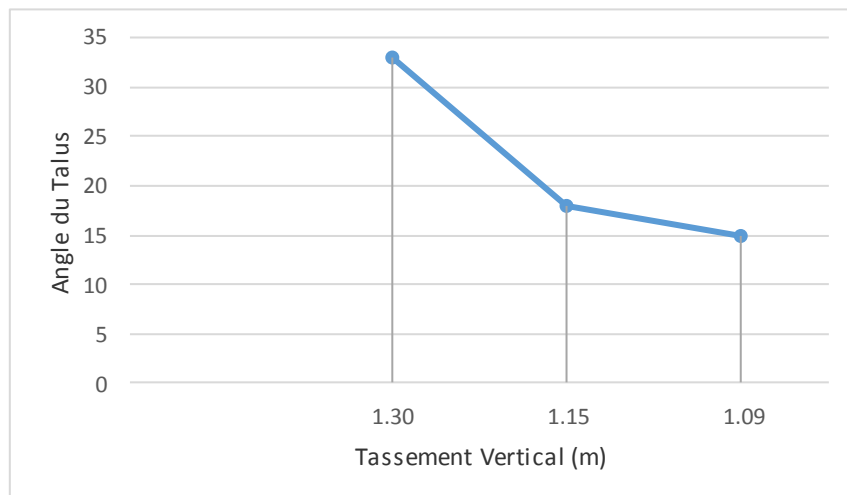


Figure IV.7 : tassement vertical en fonction effet de l'angle du talus

IV.5. Conclusions

L'étude numérique bidimensionnelle par éléments finis a été menée dans cette section, portant sur le rôle des géosynthétique dans la réduction des mouvements de sol d'un remblai autoroutier construit sur un horizon compressible.

La mise en place de la modélisation numérique permet de visualiser la diminution et l'uniformisation des tassements causés par le phénomène de déplacement de la charge sur des géosynthétique. Les conclusions de la simulation sont les suivantes :

- Les mouvements horizontaux et verticaux affectent le sol en assise du remblai.
- On constate que plus la valeur de l'angle de frottement est élevée, moins le tassement vertical et horizontal est important.
- Le renforcement par géosynthétique et a permis de réduire les déplacements verticaux et horizontaux en base du remblai, ce qui contribue à l'amélioration de sa stabilité.
- L'angle du talus de remblai est important pour réduire le tassement.

Conclusion générale

L'étude numérique bidimensionnelle par éléments finis a été menée dans cette section, portant sur le rôle des géosynthétique dans la réduction des mouvements de sol d'un remblai autoroutier construit sur un horizon compressible.

La mise en place de la modélisation numérique permet de visualiser la diminution et l'uniformisation des tassements causés par le phénomène de déplacement de la charge sur des géosynthétique. Les conclusions de la simulation sont les suivantes :

- Les mouvements horizontaux et verticaux affectent le sol en assise du remblai.
- On constate que plus la valeur de l'angle de frottement est élevée, moins le tassement vertical et horizontal est important.
- Le renforcement par géosynthétique et a permis de réduire les déplacements verticaux et horizontaux en base du remblai, ce qui contribue à l'amélioration de sa stabilité.
- L'angle du talus de remblai est important pour réduire le tassement.

Parmi toutes ces méthodes, l'utilisation d'un géosynthétique s'avère être une solution alternative rentable en termes d'économie de ressources naturelles, de temps et d'intégration de durabilité et de protection de l'environnement. Les géosynthétiques remplissent diverses fonctions, à savoir le filtre, la séparation, le drainage, l'imperméabilisation, la protection et le renforcement. Nous avons vu que les géosynthétiques peuvent augmenter considérablement le facteur de sécurité et la hauteur du remblai. Il s'agit également d'une augmentation des performances grâce aux tassements uniformes après la construction du remblai et à la réduction des déplacements pendant la construction, ce qui réduit la quantité de matériau.

Bien que les conclusions de cette étude ne puissent pas nécessairement être généralisées à tous les cas présentant des géométries et des propriétés géosynthétiques du sol différentes, elles fournissent une indication utile sur les tendances générales du comportement des remblais soutenus par des géosynthétiques dans les zones faibles, afin qu'il soit possible de construire remblais très et hauts sécurisés.

Références bibliographique

- [1] D.Imad Eddine ;{Contribution à l'analyse numérique des remblais sur sols mous} ; Thèse de doctorat, Université de Biskra ,Algerie (2021) .
- [2] B. Fouad ;{ Évaluation numérique de l'effet du renforcement par nappes de géosynthétique sur la stabilité et le tassement des remblais sur sol compressible} :Thèse de doctorat, Université de Biskra ,Algerie (2015)
- [3] B.Zeineb et A.Nehla ;{ Etude du comportement d'une marne argileuse traitée pour valorisation dans les projets routiers } ; Mémoire de Master , Université de Guelma , Algerie (2017).
- [4] N. Chahinez ;{ Modélisation numérique du comportement d'un remblai autoroutier, supporté par des pieux, sur sols compressibles} ; Mémoire de Master , Université de Tizi-ouzou,Algerie (2021).
- [5] B.Fouad ;{ Etude du comportement des remblais renforcés par des géosynthétique sur soles marécageux}, Mémoire de Master ; Université de Biskra ;Algerie (2010).
- [6] W. Ali.{ Studies on soil-foundation interaction in the Sabkha environment of Eastern Saudi Arabia} ;Mémoire de Master ; Université de Biskra; Algerie(2004).
- [7] T.Samira.{ Modélisation numérique des colonnes ballastées recouvertes de géosynthétiques à couches Horizontales supportant le remblai sur les sols mous}.Mémoire de Master, Université de Biskra, Algerie (2022).
- [8] A. salah.{ Calcule et modélisation numérique de la stabilité du Remblai sur zone inondable}. Mémoire de Master . Université annaba ; Algerie (2019).
- [9] RUSSELL, Darren, NAUGHTON, P. J., et KEMPTON, G. A new design procedure for piled embankments. In : Proceedings of the 56th Canadian Geotechnical Conference and 2003 NAGS Conference. CGS Winnipeg, MB, 2003. p. 858-865.
- [10] G. Lamia et B. Hiba ; {Traitement et renforcement d'un sol fin par différentes techniques d'amélioration : étude expérimentale et numérique}, Mémoire de Master ,Université de Guelma, Algérie (2020).

Références bibliographique

- [11] D. Mohamed ; {étude de stabilité d'un remblai sur zone inondable} . Mémoire de Master . Université de Annaba. Algérie (2021) .
- [12] [en ligne] disponible sur le site : [<https://www.cerema.fr/fr/actualites/recommandations-diagnostic-suivi-remblais-routiers>]
- [13] F.Nahla. {amélioration de la capacité portante d'un sol par colonnes balastes } . Mémoire de Master ; Université de Annaba. Algérie (2019) .
- [14] M. Rayane. (modélisation numérique d'un remblai renforcé par des inclusions rigides verticales) . Mémoire de Master . Université de Guelma. Algérie (2023)
- [15] N. Chahinez, { Modélisation numérique du comportement d'un remblai autoroutier, supporté par des pieux, sur sols compressibles}, Mémoire de Master , université de Tizi-Ouzou ,Algérie (2021)
- [16] L. Chahrazed, { Etude statique et dynamique des sols renforcés par les inclusions rigides } . Mémoire de Master , Université de Jijel ,Algérie (2018)
- [17] A. Rahouf ,{ Analyse numérique de la rupture et du tassement d'un remblai renforcé par géotextile sur sol compressible } ; Mémoire de Master , Université de Annaba . Algérie (2021)
- [18] H. Imed Eddine,{analyse de la stabilité des parois berlinoises } ; Mémoire de Master , Université de Guelma, Algérie (2023)
- [19] B.samir , { Modélisation et interaction renforcement sol pour les talus instables } ; Mémoire de Master , Université de tlemcen ;Algérie (2008)
- [20] K.Nesrine et S.Ahlem , { Étude de renforcement d'un sol fin par ajout des fibres naturelles}, Mémoire de Master , Université de Jijel ; Algérie (2020).
- [21] A. Samir ; { Analyse numérique du comportement des culées porteuses en sol renforcé } ; Thèse de doctorat, Université de Biskra ,Algérie (2017) .
- [22] B.Fouad ; { étude de comportement des remblais renforcés par des géosynthétique sur sols marécageux } ; Mémoire de Master ; Université de Biskra ; Algérie (2010)

Références bibliographique

- [23] M.Walid ; { étude de l'effet d'interférence de deux fondations superficielles construites sur un sable renforcé par des géosynthétique } ; Mémoire de Master ; Université de Batna ; Algérie (2013).
- [24] B. Fouad ; { Évaluation numérique de l'effet du renforcement par nappes de géosynthétique sur la stabilité et le tassement des remblais sur sol compressible } ; Université de Biskra ; algerie (2015)
- [25] R. Saddek ; { Estimation Numérique des facteurs de portance et d'influence de la forme des fondations superficielles } ; Thèse de doctorat, Université de Biskra ,Algerie (2013).
- [26] H.Ahmed ; { Étude numérique du comportement des fondations superficielles soumises aux différentes charges et reposant sur des sols en pente renforcée.} ; Thèse de doctorat ; Université de Batna 2 ; Algérie (2020)
- [27] T.Yacine ; { Contribution à l'étude des fondations superficielles par une approche numérique } ; Mémoire de Master ; université de Tizi-Ouzou ; Algérie (2023)
- [28] B. Fatiha ; { étude paramétrique de remblais sur sols compressibles comparaison entre différents modèles de comportement de sol } ; Mémoire de Master ; Université de m'sila ; Algérie (2011)
- [29] G. Ahlem ; { Capacité portante des fondations sous charge inclinée par approche numérique } ; Thèse de doctorat, Université de Biskra ,Algerie (2019)
- [30] [en ligne] disponible sur le cite [<https://www.google.com/search?client=firefox-b-e&q=CHAPITRE+III+%3A+THEORIE+D%E2%80%99ELASTO-PLASTICITE>]
- [31] [en ligne] disponible sur le cite [<https://www.google.com/search?client=firefox-b-e&q=PRESENTATION+DE+L%27OUTIL+DE+SIMULA>]
- [32] [en ligne] disponible sur le cite [https://www.google.com/url?sa=t&source=web&rct=j&opi=89978449&url=https://www.univ-usto.dz/images/coursenligne/TDP_BAFZ.pdf&ved=2ahUKEwjO6N7Y7OKGAXVfRaQEHCWTAjCQFnoECA4QAw&usg=AOvVaw3iGkdmxZIO_4cs3m6S1qen]

Références bibliographique

- [33] B. Samir ; { Analyse numérique de l'influence de la stratification sur la portance des fondations superficielles } ; Thèse de doctorat, Université de Biskra ,Algerie (2013)
- [34] B. Lazhar ; { Analyse de la capacité portante des fondations superficielles Par le code de calcul « Plaxis»} ; Mémoire de Master ; Université de Guelma ; Algérie (2010)
- [35] A. Mohamed ; { Étude par éléments finis du comportement du sol environnant un pieu sous sollicitation horizontale } ; Mémoire de Master ; Université de Annaba ; Algérie (2011)