

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider– Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et hydraulique
Réf :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم : الهندسة المدنية و الري
المرجع :

Mémoire présenté en vue de l'obtention
du diplôme de
Magister en génie civil

Option : Interaction sol-structure

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES REMBLAIS RENFORCÉS PAR DES GÉOSYNTHÉTIQUES SUR SOLS MARÉCAGEUX

Présenté par :
BERRABAH Fouad

Soutenu publiquement le 02/12/2010

Devant le jury composé de :

Président :	Mme BENMEBAREK Naima	Prof	Université de Biskra.
Directeur de mémoire :	Mr BENMEBAREK Sadok	Prof	Université de Biskra.
Examineur :	Mr BELOUNAR Lamine	MC	Université de Biskra.
Examineur :	Mr BOUREZANE Messaoud	MC	Université de Biskra.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier mon Dieu pour tout ce qu'il m'a donné.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifié leur vie pour notre bien.

Toute ma famille et mes amis qui m'ont soutenu.

Je remercie monsieur le professeur Benmebarek Sadok pour avoir assuré l'encadrement scientifique de ce mémoire. Ses précieuses orientations et conseils m'ont permis de mener à bien ce travail.

En fin, mes sincères remerciements et gratitude à tous mes enseignants, du primaire aux études supérieures.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

RÉSUMÉ

Les solutions de renforcement des remblais sur sol mou par des nappes géosynthétiques, soit positionnées seules à la base du remblai, soit associées à un réseau de pieux, représentent une alternative économiquement et techniquement intéressante. Avec les différents produits géosynthétiques des solutions innovatrices peuvent être offertes à plusieurs situations. Le présent sujet, après présentation d'une synthèse sur les performances des géosynthétiques et les principes de conception des remblais et des plates formes sur sol mou associés à des géosynthétiques de séparation et de renforcement, s'intéresse à la simulation numérique de la consolidation, le tassement et la stabilité d'un remblai renforcé par des nappes géosynthétiques sur sols compressibles. Les simulations numériques à l'aide du logiciel PLAXIS visent l'effet de renforcement sur la stabilité et le tassement du remblai. Une application numérique sera faite sur la route traversant Sebkhah du Chott El Hodna.

L'analyse a été faite en utilisant le modèle pour les sols mous (SSM) et le modèle de Mohr Coulomb (MCM). Les résultats obtenus sont comparés avec ceux de l'analyse analytique.

Concernant les tassements calculés avec le modèle pour les sols mous (SSM), les tassements résultants à la fin de la consolidation sont en accord avec ceux calculés analytiquement par la méthode de Terzaghi. En outre, les surpressions interstitielles calculées avec le modèle Mohr Coulomb (MCM) sont en accord avec celles calculées analytiquement par la méthode de Terzaghi.

La présence du renforcement n'a pas d'influence significative sur le tassement du remblai. Mais le renforcement joue un meilleur rôle dans l'homogénéisation des tassements à la base du remblai et la réduction des déplacements horizontaux. Le renforcement améliore également la stabilité après la construction du remblai.

Mots clés : Géosynthétique, modélisation numérique, sol mou, sebkhah, cas étudié.

ABSTRACT

The techniques of reinforcement by geosynthetic for the embankments built on soft soil, either positioned at the base of the embankment, or associated to a network of piles; correspond economically and technically to an interesting option. With different geosynthetics products innovative solutions can be offered to several situations. This subject of research, after presentation of a synthesis on the performance of geosynthetics and the principles of design of the embankments and the platforms on soft soil associated with the geosynthetic of separation and reinforcement, it is interested in numerical simulation of the consolidation, the settlement and the stability of an embankment reinforced by geosynthetic layers on soft soils. The numerical simulations using software PLAXIS aim at the effect of reinforcement on the stability and the settlement of the embankment. A numerical application will be made on the road crossing Sebkhah of Chott El Hodna.

The analysis was done using the soft soil model (SSM) and the Mohr Coulomb model (MCM). The results obtained are compared with those of the analytical analysis.

Concerning the settlements calculated with the soft soil model (SSM), the resulting settlements at the end of consolidation are in agreement with those calculated analytically by the method of Terzaghi. In addition, the excess pore pressures calculated with the Mohr Coulomb model (MCM) are in agreement with those calculated analytically by the method of Terzaghi.

The presence of the reinforcement does not have a significant influence on the settlement of the embankment. But the reinforcement plays a better role in the homogenization of settlements at the base of the embankment and the reduction of horizontal displacements. The reinforcement also improves the stability after construction of the embankment.

Key words: Geosynthetics, numerical modelling, soft soil, sebkhah, case study.

ملخص

إن طرق تدعيم الردميات على تربة لينة بواسطة طبقات من الجيوسنتيتيك، سواء توضع لوحدها في قاعدة الردم أو ترتبط مع شبكة من الأعمدة، تمثل حلا إقتصاديا وتقنيا في غاية الأهمية. إن مختلف أنواع الجيوسنتيتيك يمكن أن تقدم حولا مبتكرة لعدة حالات. موضوع البحث الحالي وبعد عرض شامل عن دور الجيوسنتيتيك ومبادئ تصميم الردميات و البناءات المسطحة على تربة لينة مرتبطة بواسطة جيوسنتيتيك داعم و فاصل، فهو يهتم بالمحاكاة الرقمية للتضاغط، الهبوط و ثبات الردم على التربة اللينة و المدعمة بواسطة طبقات من الجيوسنتيتيك. المحاكاة الرقمية بإستعمال برنامج PLAXIS تهدف إلى معرفة مدى تأثير التدعيم في هبوط و ثبات الردم. سوف نقوم بتطبيق عددي على الطريق العابر لسبخة شط الحضنة.

تمت الدراسة بواسطة إستخدام نموذج للتربة اللينة (SSM)، ونموذج مور كولون (MCM). تقارن النتائج المتحصل عليها مع نتائج الدراسة النظرية.

فيما يتعلق بالهبوط المحسوب بواسطة نموذج للتربة اللينة (SSM)، الهبوط الناتج في نهاية التضاغط يتوافق مع ذلك المحسوب نظريا بواسطة طريقة ترزاجي. بالإضافة إلى ذلك، الضغوط المسامية الزائدة المحسوبة بواسطة نموذج مور كولون (MCM) تتوافق مع تلك المحسوبة نظريا بواسطة طريقة ترزاجي.

إن وجود التدعيم ليس لديه تأثير كبير على هبوط الردم ولكن التدعيم لديه دور أفضل في تجانس الهبوط في قاعدة الردم والحد من الإنتقال الأفقي. يحسن التدعيم أيضا الثبات بعد بناء الردم.

الكلمات المفتاحية : جيوسنتيتيك، النمذجة العددية، التربة اللينة، السبخة، دراسة حالة.

SOMMAIRE

Notations

Introduction générale 1

PARTIE A : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

SYNTHÈSE SUR LES REMBLAIS RENFORCÉS PAR GÉOSYNTHÉTIQUES

1.1 Introduction	4
1.2 Généralités sur les sols compressibles	5
1.2.1 Les vases et les argiles molles	5
1.2.2 Les tourbes	6
1.2.3 Les sols de sebkha.....	7
1.2.3.1 Types de Sebkha	7
1.2.3.2 Caractéristiques des sols de sebkha	9
1.2.3.3 Problèmes liés au sol de sebkha.....	10
1.2.3.4 Stabilisation de sebkha.....	12
1.3 Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles	13
1.3.1 Les problèmes de stabilité.....	13
1.3.2 Les problèmes de tassement.....	13
1.4 Techniques de renforcement des remblais sur sols compressibles.....	14
1.5 Performance des géosynthétiques	15
1.5.1 Définitions et types des géosynthétiques	15
1.5.2 Fonctions des géosynthétiques.....	17
1.5.3 Conception et choix	19
1.5.4 Considérations environnementales	19
1.6 Synthèse bibliographique sur l'étude par modélisation numérique et par expérimentation des remblais renforcés	20
1.6.1 Quelques cas historiques des remblais renforcés par des géosynthétiques sur sols compressibles.....	20
1.6.2 Principales observations réalisées sur des remblais renforcés par géosynthétiques	21
1.6.2.1 Étude de la stabilité.....	21
1.6.2.2 Hauteur de remblai.....	22
1.6.2.3 Effet de la vitesse de construction du remblai	22
1.6.2.4 Efforts mesurés dans le renforcement.....	22
1.6.2.5 Déformations mesurées dans le renforcement	23

1.6.3 Quelques études numériques des remblais renforcés par des géosynthétiques sur sols compressibles	24
1.7 Conclusion	26

CHAPITRE 2

MÉCANISMES DE RUPTURE ET MÉTHODES DE CALCUL ANALYTIQUES

2.1 Introduction	28
2.2 Étude de la stabilité d'un remblai renforcé par des géosynthétiques	28
2.2.1 Applications	28
2.2.2 Considérations de conception	29
2.2.3 Méthodes de calcul de la stabilité d'un remblai renforcé par géosynthétiques	32
2.2.3.1 Stabilité au poinçonnement	32
2.2.3.2 Stabilité au glissement circulaire	33
2.2.3.3 Stabilité au glissement latéral	36
2.2.4 Procédure de conception des remblais renforcés par des géosynthétiques	38
2.3 Étude des tassements d'un remblai sur sol compressible	42
2.3.1 Décomposition du tassement en trois termes	42
2.3.2 Calcul du tassement instantané	43
2.3.3 Calcul du tassement de consolidation	44
2.3.3.1 Amplitude des déformations	44
2.3.3.2 Correction de Skempton-Bjerrum	46
2.3.4 Calcul du tassement de fluage	47
2.3.5 Vitesse de tassement	48
2.3.6 Hauteur supplémentaire à donner au remblai pour compenser le tassement	54
2.4 Conclusion	55

PARTIE B : ÉTUDE NUMÉRIQUE

CHAPITRE 3

LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

3.1 Introduction	57
3.2 Description du code de calcul Plaxis	58
3.2.1 Méthode des éléments finis	59
3.2.2 Type de modèle	59
3.2.3 Discrétisation en 2D	60
3.2.4 Options par défaut et solutions approchées	61

3.3 Modèles de comportement.....	63
3.3.1 Modèle élastique linéaire	63
3.3.2 Lois de Comportement élastoplastique	64
3.3.2.1 Notion de surface de charge.....	65
3.3.2.2 Notion de règle d'écroûissage.....	66
3.3.2.3 Notions de loi d'écoulement	68
3.3.3 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb.....	70
3.3.4 Modèle pour les sols mous (<i>Soft Soil Model, SSM</i>).....	72
3.4 Interfaces	76
3.5 Géogrilles	78
3.6 Conclusion	79

CHAPITRE 4

MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI SUR SOL COMPRESSIBLE RENFORCÉ PAR DES GÉOSYNTHÉTIQUES

4.1 Introduction	80
4.2 Tassement et consolidation d'un remblai sur sol compressible	81
4.2.1 Présentation du cas étudié.....	81
4.2.2 Analyse analytique.....	82
4.2.2.1 Calcul des tassements	82
4.2.2.2 Évolution du tassement de consolidation.....	82
4.2.2.3 Surpressions interstitielles	83
4.2.3 Modélisation numérique	85
4.2.3.1 Maillage et conditions aux limites	85
4.2.3.2 Démarche de calcul.....	86
4.2.4 Résultats de l'étude	86
4.2.4.1 Analyse de tassement.....	88
4.2.4.2 Surpressions interstitielles	89
4.3 Application sur la route traversant sebkha du Chott El Hodna	94
4.3.1 Présentation du projet	94
4.3.2 Contexte hydrologique et géotechnique.....	95
4.3.3 Types des coupes stratigraphiques considérées pour le calcul	101
4.3.4 Analyse analytique.....	105
4.3.4.1 Calculs de stabilité	105
4.3.4.2 Calculs des tassements	105
4.3.4.3 Surpressions interstitielles	107
4.3.5 Analyse numérique	109
4.3.5.1 Maillage et conditions aux limites	109
4.3.5.2 Démarche de calcul.....	110
4.3.6 Résultats des simulations et analyse en petite et grande déformation	111
4.3.6.1 Analyse de tassement.....	113

4.3.6.2	Évolution du tassement de consolidation.....	116
4.3.6.3	Surpressions interstitielles	119
4.3.7	L'effet du renforcement par nappes géosynthétiques sur le comportement global du remblai	124
4.3.7.1	Caractéristiques géométriques de remblai et de sol de fondation.....	124
4.3.7.2	Caractéristiques mécaniques	126
4.3.7.3	Modélisation des géomatériaux	126
4.3.7.4	Maillage et conditions aux limites	127
4.3.7.5	Phasage des calculs	128
4.3.7.6	Résultats de l'étude	129
4.4	Conclusion	134
	Conclusion générale	136
	Références bibliographiques	

NOTATIONS

Les notations suivantes sont utilisées dans le présent mémoire.

B	Largeur du remblai
C'	Cohésion effective
C_c	Indice de compression
C_{sg}	Cohésion de l'interface sol-géosynthétique
C_s	Indice de gonflement
C_u	Cohésion non drainée
C_v	Coefficient de consolidation
C_α	Taux de consolidation secondaire
e	Indice des vides
E	Module d'élasticité
E_i	Module d'élasticité de la couche i
E_m	module d'élasticité moyen
F	Coefficient de sécurité
h	Hauteur du remblai
h_i	Épaisseur de la sous couche i.
H	Épaisseur de la couche compressible
I	Coefficient d'influence
J	Raideur de la géogridde
K_x, K_y	Coefficient de perméabilité horizontal et vertical
K_a	Coefficient de poussée
M_D	Moment moteur
M_R	Moment résistant
N_c	Facteur de capacité portante
P_a	Résultante des pressions des terres
q_{ult}	Capacité portante ultime
R_{inter}	Facteur de réduction de la résistance pour les interfaces
S	Tassement total
S_c	Tassement de consolidation
S_f	Tassement de fluage
S_i	Tassement instantané

S_{oed}	Tassement oedométrique
S_t	Tassement à l'instant t
T_g	Force stabilisante additionnelle de géosynthétique
T_{ls}	Force de glissement latéral de renforcement
T_v	Facteur temps
t_{100}	Temps correspondant à la fin de la consolidation primaire
U	degré de consolidation
Z	Profondeur
ΔM_R	Moment résistant additionnel de renforcement
Δu	Surpression interstitielle
$\Delta \sigma$	Contrainte exercée par le remblai
$\Delta \sigma_m$	Augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la couche compressible
$\Delta \sigma_z$	Accroissement de la contrainte verticale à une profondeur Z
β	Orientation de la force de renforcement par rapport à l'horizontale
φ'	Angle de frottement effectif
φ_{sg}	Angle de frottement de l'interface sol-géosynthétique
ψ	Angle de dilatance
γ	Poids volumique
γ_w	poids volumique de l'eau
μ	Coefficient correcteur de Skempton et Bjerum
ν	Coefficient de poisson
σ'_p	Contrainte de préconsolidation
σ'_{v0}	Contrainte verticale initiale
σ'_{vf}	Contrainte effective verticale à mi-couche

Identification des modèles de comportement abordés dans la modélisation numérique relative à ce mémoire :

MCM	Modèle de Mohr Coulomb (Mohr Coulomb Model)
SSM	Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model)

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La situation fréquente des terrains de mauvaise qualité, en zones dépressionnaires, fait que ces zones doivent souvent être franchies par des remblais de grande hauteur ou des viaducs. Il faut souligner aussi que les aménagements touristiques du littoral envasé ont conduit à construire des routes dans des zones particulièrement marécageuses.

Ces zones de faible consistance se caractérisent donc du point de vue mécanique, par une faible résistance au cisaillement et une grande compressibilité. Les problèmes posés par ce comportement particulier, pourront être évités en franchissant ces zones par des ouvrages d'art (viaducs), fondés en profondeur sur pieux encastrés dans le substratum rigide incompressible. Toutefois, cette solution reste considérablement plus chère que le passage en remblai (la plus part des études économiques ont montré qu'en moyenne le prix de revient du remblai était compris entre le tiers et la moitié de celui de l'ouvrage), et ne sera adoptée que si les risques résultants de la construction d'un remblai sont trop importants ou si les délais de construction sont trop courts pour permettre d'envisager l'édification d'un remblai en toute sécurité.

Les sols mous sont des matériaux récents classés sommairement en trois grandes catégories :

- les vases et argiles molles ;
- les tourbes ;
- les sols de sebkha formés de vase argileuse ou de vase sableuse.

Les problèmes posés par le comportement des sols mous chargés par des remblais sont de deux types :

- Problèmes de stabilité qui apparaissent lorsque nous dépassons une certaine hauteur de remblai, ou lorsque nous construisons ce dernier avec un coefficient de sécurité trop faible.
- Problèmes de tassement causés par la charge appliquée par le remblai dont l'amplitude est grande et de longue durée. Pour cela une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement.

Les remblais construits sur des sols de fondation mous ont une tendance à s'étendre latéralement à cause des pressions horizontales des terres agissant dans les remblais. Ces pressions des terres causent des contraintes de cisaillement à la base du remblai qui doivent être reprises par le sol de

fondation. Si le sol de fondation n'a pas la résistance adéquate au cisaillement, des ruptures peuvent survenir. Pour ces raisons, la technique de renforcement du remblai par géosynthétiques peut être une solution intéressante.

Des nappes de géotextiles ou de géogrilles de haute résistance correctement dimensionnées augmentent la stabilité et évitent ce type de rupture. Les deux matériaux peuvent être utilisés, pourvu qu'ils aient les propriétés de conception requises. Il y a quelques différences dans leurs mises en œuvre, particulièrement en ce qui concerne domaine d'application. Aussi, à quelques sites très mous, particulièrement où il y a aucune natte de racine ou de couche végétative, les géogrilles nécessitent l'utilisation d'un géotextile séparateur pour fournir la filtration et d'empêcher la contamination de la première couche du remblai si c'est un sol de type ouvert-gradué ou semblable. Le géotextile n'est pas requis si le sol est du sable.

Ce travail de mémoire constitue une contribution à l'étude du comportement d'un remblai renforcé par géosynthétiques sur sols compressibles. L'objectif de ce travail de recherche est plus particulièrement axé sur l'étude des problèmes de tassement et de stabilité du remblai sur ce type des sols en confrontant les résultats obtenus par modélisation numérique aux calculs analytiques. L'objectif est également pour montrer l'effet de renforcement sur le comportement global du remblai.

Dans ce but nous avons notamment employé un modèle pour les sols mous (SSM) afin de simuler le comportement de sol de fondation. Notre but est donc de valider ce modèle mathématique en montrant qu'il permet de prédire avec une fiabilité acceptable le comportement des sols compressibles.

Le présent mémoire est scindé en deux parties :

La première partie consacrée à la recherche bibliographique, comporte deux chapitres :

Le premier chapitre est une synthèse sur les remblais renforcés par géosynthétiques.

Il sera présenté dans ce chapitre : des généralités sur les sols compressibles ; les problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles ; les techniques de renforcement des remblais sur sols compressibles ; performance des géosynthétiques ; une synthèse bibliographique sur les études antérieures des cas historiques, et les études de modélisation utilisant la méthode des éléments finis.

Le deuxième chapitre sera consacré aux méthodes de calcul analytiques de stabilité et de tassement des remblais renforcés par géosynthétiques sur sols compressibles.

La deuxième partie du mémoire, consacrée à l'étude numérique, comporte deux chapitres :

Dans le troisième chapitre nous présenterons les lois de comportement utilisées dans ce mémoire ainsi que le code Plaxis.

Le quatrième chapitre représente notre contribution dans ce mémoire, à savoir la modélisation numérique d'un remblai sur sol compressible renforcé par des géosynthétiques.

Le problème sera étudié en deux dimensions (avec Plaxis 2D).

L'étude numérique a pour objectif d'analyser le comportement des remblais sur sols compressibles renforcés par des nappes géosynthétiques. Elle est axée sur l'analyse de :

- ✓ la stabilité du remblai à court et à long terme ;
- ✓ les tassements sous l'axe du remblai ;
- ✓ La vitesse des tassements ;
- ✓ Les surpressions interstitielles et leurs évolutions en fonction de temps et en fonction de l'épaisseur de la couche compressible ;
- ✓ L'effet du renforcement par nappes géosynthétiques sur le comportement global du remblai.

Une application numérique sera faite sur la route traversant Sebkhah du Chott El Hodna. L'étude présentée dans cette application a été réalisée pour la validation du modèle pour les sols mous (SSM), afin de comparer ses prévisions avec les résultats de tassements et de surpressions interstitielles obtenus par les différentes méthodes de calcul analytique existantes.

L'ensemble des résultats des simulations entreprises sera discuté.

PARTIE A : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 :

SYNTHÈSE SUR LES REMBLAIS RENFORCÉS PAR GÉOSYNTHÉTIQUES

1.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter la nature géologique et géotechnique des sols compressibles, et les problèmes posés par la construction des remblais sur ce type de sols. Nous exposerons également les caractéristiques des sols de sebkha, les facteurs influençant la formation de sebkha et les problèmes liés au sol de sebkha. Nous présenterons les divers types de géosynthétique (géotextile, géogrille, géocomposite, géomembrane, etc.) et les fonctions principales des géosynthétiques. Nous rappellerons les méthodes de construction des remblais et les techniques utilisées pour leur renforcement.

Ce chapitre comportera aussi une synthèse bibliographique sur les études antérieures tant expérimentales que les études de modélisation utilisant la méthode des éléments finis. On ne traitera pas dans ce chapitre des méthodes analytiques auxquelles on consacra le chapitre 2. La synthèse bibliographique présentée se rapporte à la réalisation d'ouvrages types (ou à des solutions originales) bien souvent instrumentés ayant donné lieu à des mesures ponctuelles ou à un suivi plus rigoureux. Les résultats expérimentaux présentés sont parfois comparés à des résultats numériques obtenus par des méthodes analytiques simples ou par des modèles numériques plus élaborés. On s'efforcera de dégager les principaux mécanismes décrits et de rappeler les principales conclusions formulées.

1.2. Généralités sur les sols compressibles

Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une charge verticale. L'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans de grandes proportions suivant le type de sol considéré. Les sols compressibles sont généralement de formation récente, inaptes à supporter un ouvrage d'art, mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir de fondation à un remblai. Les remblais routiers, tout au moins ceux qui ont une hauteur importante, sont souvent édifiés sur des sols très compressibles. Ils sont en effet, le plus souvent, construits dans des zones de dépression comportant de grandes épaisseurs de tels sols, soit que le remblai serve lui-même à la traversée de la vallée, soit qu'il s'agisse du remblai d'accès à un ouvrage franchissant une rivière.

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 formation récents (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 sebkhah formés de vase argileuse ou de vase sableuse.

1.2.1. Les 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).

1.2.2. Les tourbes

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.

1.2.3. Les sols de sebkha

Les 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.

1.2.3.1. Types de Sebkha

Plusieurs travaux ont été effectués sur les sebkhas de l'Arabie Saoudite (Kinsman, 1969 ; Akili, 1981 ; Abduljawad et al. 1994 ; Al-amoudi, 1992, 1995 ; etc.). D'après ces travaux, Il y a essentiellement deux types de sebkhas, côtière et continentale, associés à des conditions de formation spécifiques :

- **Sebkha côtière**

Ces sols de sebkha sont le résultat de dépôt des sédiments marins, au moins dans leurs parties vers la mer. La plupart de sols de sebkha côtiers sont des surfaces supratidale, 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 1.1 montre le processus possible de sebkha dans les zones côtières d'après Akili et Torrance (1981), et la figure 1.2 représente la distribution de sebkha le long des côtes de l'Arabie Saoudite.

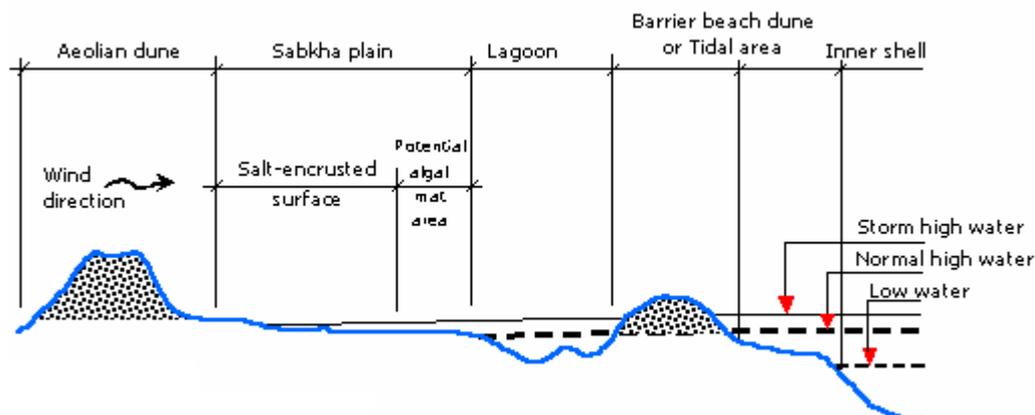


Figure 1.1. Section transversale typique de la sebkha côtière (Akili et Torrance, 1981).

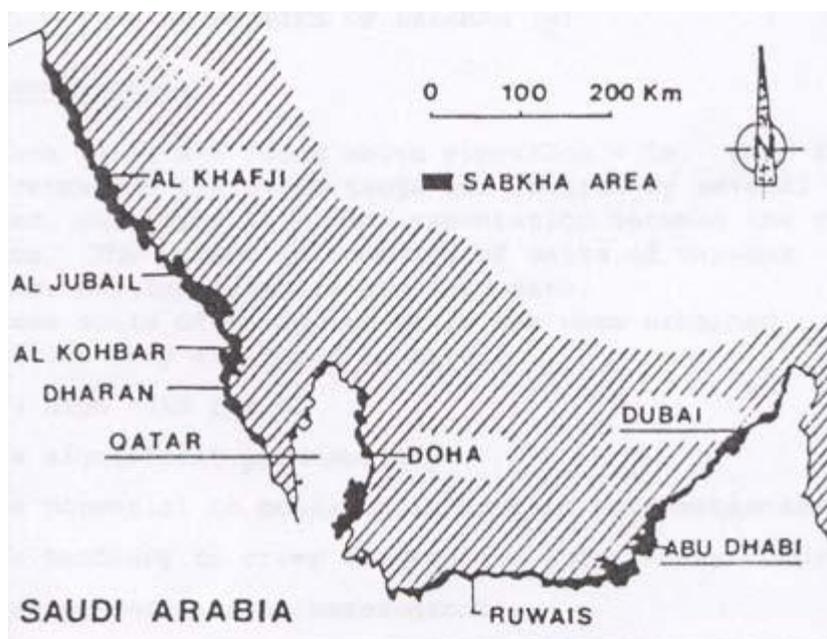


Figure 1.2. Distribution de sebkha le long des côtes de l'Arabie Saoudite.

- **Sebkha continentale ou intérieure**

Ils se développent habituellement comme des surfaces, dont le vent a enlevé les particules sèches de sédiment, parallèles à la nappe phréatique, aux niveaux qui sont contrôlés par l'humidité des sédiments (Johnson et al, 1978), (figure 1.3).

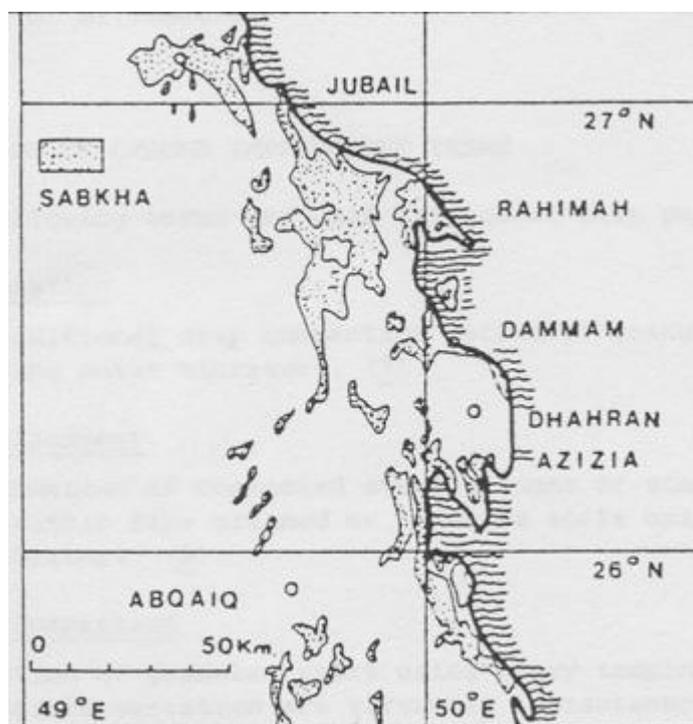


Figure 1.3. Sebkha continentale ou intérieure.

1.2.3.2. Caractéristiques des sols de sebkha

Les sols de sebkha sont caractérisés par la présence des sels diagénétique 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 (Al-amoudi, 1992 ; 1995). 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 (Al Amoudi, 1992 ; 1995). 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 (Sabant et autres, 1995).

<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

Tableau 1.1. Propriétés de sol des sebkhas côtière et intérieure (Juillie Y et Sherwood D.E, 1983).

1.2.3.3. Problèmes liés au sol de sebkha

Selon Al-Amoudi (1992) les problèmes peuvent être divisés en deux parties suivantes :

A. Problèmes associés à sebkha comme matériau de construction

1. Une variation potentielle de compressibilité des sédiments de sebkha mènera aux tassements différentiels excessifs. Ceci est attribué au fait que les dépôts de sebkha, généralement sont connus pour varier de conditions lâche ou très lâche aux conditions denses avec une distance relativement courte de cinq à dix mètres. Comme ordre, 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 de grain de sol (Al-Amoudi et Abduljawad, 1995).

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 (Abduljawad et al, 1994). 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.

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 (Akili, 1981).

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 (Akili, 1981 ; Al-Amoudi, 1995).

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 boursoufflures de sel et d'initier la fissuration de la surface au-dessous des structures (c.-à-d. chaussées) (Akili, 1981).

6. La densification des couches supérieures de sebkha par des moyens conventionnels, pour 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 (Akili et Torrance, 1981).

7. L'interaction de sebkha avec l'eau douce pourrait dissoudre certains des matériaux de cimentage et diminuer la résistance (Sonnenfeld, 1984 ; Al-Amoudi, 1992).

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 (Akili et Fletcher, 1978).

9. L'utilisation de l'eau distillée pour déterminer les propriétés géotechniques de sebkha, comme recommandées par ASTM, BS, DIN, etc., semble être inapproprié (Al-Amoudi et Abduljawad, 1994). C'est parce que l'eau distillée a tendance à dissoudre les sels, qui sont considérés en tant qu'élément du sol.

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 (Al-Amoudi, 1992).

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 (Al-Amoudi, 1992 ; Al-Shamrani et Dhowian, 1997).

3. Les problèmes dus à la présence des sels fortement corrosifs et des saumures en raison de travaux d'excavation et le remplissage induiront la remontée capillaire qui apporte avec lui les sels solubles additionnels 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 (Al-Amoudi, 1995).

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 des 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 (Al-Amoudi, 1992 ; Aiban, 1994).

1.2.3.4. Stabilisation de sebkha

Beaucoup d'études ont été récemment menées sur la stabilisation de sebkha (Al-Amoudi, 1992 ; Ali, 1999 ; Ahmed, 1997 ; Al-Ayedi, 1996). Les résultats de ces études peuvent être récapitulés comme suit :

1. Le ciment est considéré l'un des meilleurs matériaux utilisés dans la stabilisation de sebkha, particulièrement quand le sol est sableux. Le pourcentage du ciment à ajouter est déterminé basé sur quelques nombre d'essais pour évaluer la résistance et la durabilité lorsqu'il est soumis à l'inondation par l'eau (Al-Ayedi, 1996).

À haute teneur en eau semblable à celui existant dans le terrain, le ciment augmente la résistance de manière significative. Le mélange de ciment-sol nécessite une quantité d'eau pour obtenir un compactage approprié et d'aider dans le processus d'hydratation du ciment afin d'agir comme un agent cimentant (Al-Amoudi et autres, 1995).

2. La chaux est employée pour stabiliser les sebkhas plastiques qui contiennent une grande quantité d'argile. Les essais préliminaires devraient être effectués pour confirmer la convenance de la chaux pour renforcer la sebkha, particulièrement en présence d'une concentration modérée des sulfates (c.-à-d., gypse et anhydrite) et des chlorures. Par ailleurs, la combinaison de chaux et du ciment peut être employée pour obtenir la résistance et la durabilité appropriées (Ahmed, 1997).

La chaux peut développer de haute résistance en stabilisant le sol de sebkha particulièrement pour l'addition de chaux de plus de 5%. Cependant, des précautions doivent être prises en raison du fait que les sebkhas stabilisées soumises à la réduction significative de la résistance quand préparés à des teneurs en eau supérieur à l'optimum (Al-Amoudi et autres, 1995).

3. Les géotextiles peuvent être utilisés dans le cas de sebkha ayant des quantités élevées de sels (Abduljawad et autres, 1994). Il peut être secondairement utilisé comme technique de contrôle de drainage afin d'intercepter le bord capillaire (Ali, 1999 ; Siddiqi, 2000 ; Aiban 2006). Quelques essais sur l'utilisation des géotextiles pour augmenter la capacité portante des sebkhas et pour arrêter l'élévation de la salinité de l'eau ont été rapportées (Abduljawad et autres, 1994). Les géotextiles peuvent également réduire les déformations permanentes des sols de sebkha.

4. Dans le cas des couches épaisses de sebkha, les techniques de vibroremplacement (c.-à-d. colonnes en pierre) peuvent être la meilleure solution quand les conditions de chargement ne sont pas fortement concentrées. En ce cas, un certain nombre de colonnes sont recommandées pour être utilisées au-dessous de la fondation de natte (Akili et Ahmed, 1983).

5. Si le site a une base rocheuse aux niveaux profonds, les pieux en béton peuvent être la solution finale. Des mesures conservatoires pour améliorer la performance de durabilité de ces pieux, cependant, doivent être prises en compte (Akili et Ahmed, 1983).

6. La technique de préchargement peut également être appliquée pour la stabilisation de sebkha. Cette technique peut être viable pour la sebkha compressible complexe ayant des sols argileux ou des matières organiques (Al-Shamrani et Dhowian, 1997).

1.3. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles

La construction des remblais sur sols compressibles pose souvent des problèmes difficiles. Il faut d'abord éviter de provoquer la rupture du sol porteur qui peut compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants sur les structures avoisinantes. Il se pose ensuite le problème de tassements, aux effets plus lents mais tout aussi néfastes. Lorsque ces tassements sont importants et qu'ils n'ont pas été pris en considération dès le début de la construction, ils peuvent :

- ✓ Entraîner une déformation du remblai le rendant inapte à son usage initial ;
- ✓ Provoquer des poussées parasites sur des structures enterrées proches (pieux, palplanches, etc.) jusqu'à leur rupture.

1.3.1. Les 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.

1.3.2. Les 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 1.4) :

- ✓ 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.

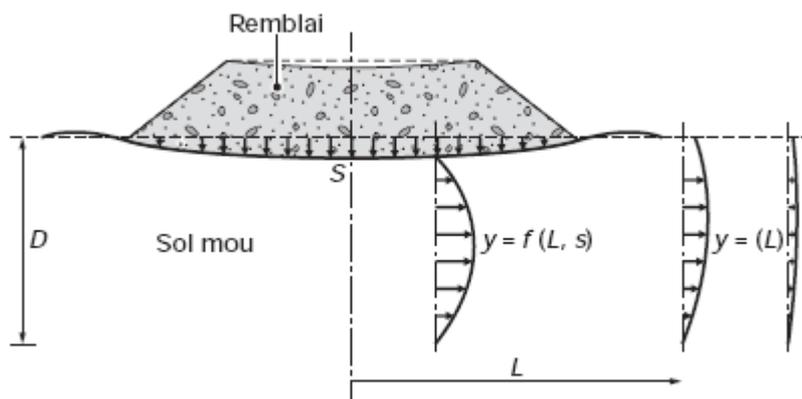


Figure 1.4. Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation.

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.

1.4. Techniques de renforcement des remblais sur sols compressibles

Les techniques classiquement utilisées pour la construction des remblais sur sols compressibles sont les suivantes :

A. Dispositions constructives relatives au remblai

- ✓ construction par étapes ;
- ✓ banquettes latérales ;
- ✓ surcharge temporaire ;
- ✓ remblais allégés ;
- ✓ renforcement par géosynthétiques.

B. Modifications du sol supportant le remblai

- ✓ substitution du mauvais sol ;
- ✓ drains verticaux ;
- ✓ consolidation atmosphérique ;
- ✓ colonnes ballastées ;
- ✓ plots ballastés pilonnés ;
- ✓ injection solide ;
- ✓ colonnes de mortier sol-ciment, réalisées par jet (technique souvent appelée «jet grouting ») ;
- ✓ colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment ;
- ✓ remblai sur inclusions rigides ;
- ✓ électro-osmose.

1.5. Performance des géosynthétiques

L'une des techniques de construction des remblais sur sols compressibles consiste en une solution de renforcement par des nappes géosynthétiques placées à la base du remblai. Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante. Holtz (2001) rapporte qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier. La consommation annuelle mondiale de géosynthétiques est de près de 1 milliards de m². En moins de 30 ans, les géosynthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel. Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un géosynthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

1.5.1. Définitions et types des 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 remblai sur sol mou.

Les **géotextiles** sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les **géogrilles** sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol. La grandeur des mailles doit être suffisante pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille.

Les **géomembranes** sont des géosynthétiques de faible perméabilité, manufacturés sous la forme de feuilles, qui peuvent être synthétiques, bitumineuses ou composées de bentonite, utilisées en géotechnique ou dans des applications d'ingénierie de l'environnement, hydraulique ou du transport.

Les **géocomposites** résultant quand deux matériaux ou plus sont combinés dans le processus de fabrication des géosynthétiques. Ils peuvent être des composés des géotextiles-géonets, des géotextiles-géogrilles, des géotextiles-géomembranes, des géomembranes-géonets, des noyaux géotextiles-polymères, et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules. Il n'y a presque aucune limite à la variété de géocomposites qui sont possibles et utiles. Ils peuvent être utilisés, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

Les géosynthétiques sont constitués principalement de fibres synthétiques pour des raisons de coût et de résistance aux actions chimiques et biologique des sols. Ces fibres sont obtenues par filage puis étirage de structures macromoléculaires appelées aussi polymères.

Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants :

✓ **Les vinyliques**, tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.

✓ **Les acryliques** sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.

- ✓ **Les polyamides** (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- ✓ **Les polyesters** (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.
- ✓ **Les polyoléfines** tels que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leur bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

1.5.2. Fonctions des géosynthétiques

L'incorporation de géosynthétiques dans le sol permet d'en améliorer le comportement mécanique et hydraulique. Les rôles principaux sont les suivants (figure 1.5) :

- **Séparation** : prévention contre le mélange des deux matériaux de natures différentes par l'emploi d'un géotextile.
- **Renforcement** : utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles afin d'améliorer les propriétés mécaniques des sols.
- **Protection** : fonction consistant à empêcher les endommagements localisés concernant un matériau donné en utilisant le géotextile, en général une géomembrane.
- **Étanchéité** : contrôle de la migration de gaz ou de liquide.
- **Filtration** : maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile.
- **Drainage** : collecte et transport des eaux pluviales, souterraines ou d'autres liquides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles.

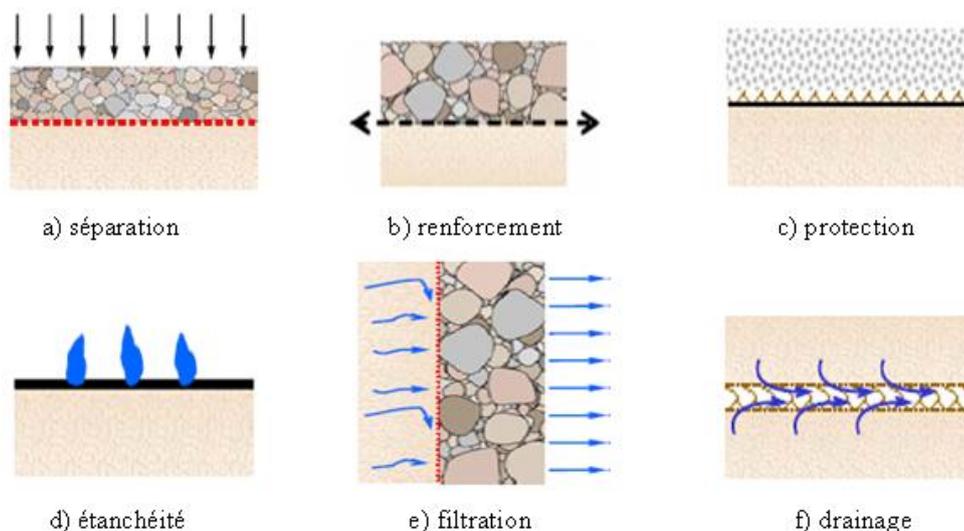


Figure 1.5. Rôles principaux des matériaux géosynthétiques.

Les géosynthétiques sont généralement définis par leur fonction principale. Dans un certain nombre d'applications, en plus de la fonction principale, le géosynthétique accomplit généralement une ou plusieurs fonctions secondaires. Il est important de considérer les fonctions principales et secondaires dans les calculs et les caractéristiques de conception.

La géomembrane trouve sa place dans de nombreux domaines de construction. Elle est utilisée dans le milieu hydraulique pour la réalisation de canaux ou de bassins, que ce soit pour l'irrigation, l'alimentation en eau potable ou le lagunage des eaux usées. Ce domaine s'étend à l'ensemble des applications concernant l'eau telle que les masques étanches de digues et de barrages ou les canaux navigables. La géomembrane est aussi employée pour l'étanchéité des stockages de déchets ménagers ou industriels, qu'ils soient d'origine animale, végétale ou chimique. En effet le manque de site naturellement étanche et la réglementation actuelle entraîne l'utilisation de géomembranes.

L'utilisation des géotextiles et des produits apparentés aux géotextiles dépend des besoins de l'ouvrage dans lequel ils sont disposés. Les géotextiles offrent une large étendue de résistance en traction et de raideur, ils peuvent être employés en renforcement de sols comme dans les murs renforcés par exemple.

La route a été le premier domaine d'emploi où les géotextiles ont été utilisés en quantités importantes ; les géotextiles sont employés pour les routes et les pistes comme séparateurs, renforts, filtres, drains et pour lutter contre l'érosion des talus.

Pour la réalisation des aménagements en bordure de mer (épaves, digues défenses de côtes), les géotextiles peuvent remplacer avantageusement des techniques comme celles des tapis filtrants ou des parafouilles.

Les géotextiles sont particulièrement intéressants dans les travaux hydrauliques, car ils permettent la réalisation d'interfaces continues, perméables, filtrantes. Ils sont donc utilisés, soit en addition à une structure classique, pour renforcer la sécurité de l'ouvrage, soit le plus souvent, en substitution de matériaux naturels. Dans ce cas, ils permettent des économies car ils remplacent des matériaux généralement calibrés et onéreux; de plus leur mise en œuvre est beaucoup plus facile pour la réalisation d'interfaces inclinées ou verticales.

1.5.3. Conception et choix

Dans les premiers temps où il y avait seulement quelques géotextiles disponibles, la conception était la plupart du temps par épreuve et essais et, le choix des produits était principalement par le type ou le nom de marque. Aujourd'hui, cependant, avec une grande variété de géosynthétiques disponible, cette approche est inadéquate. L'approche recommandée pour concevoir, choisir, et indiquer le géosynthétique n'est pas différente de ce qui est généralement pratiqué dans n'importe quelle conception de génie géotechnique. D'abord, la conception devrait être faite sans géosynthétiques pour voir s'ils sont vraiment nécessaires. Si les solutions conventionnelles sont impraticables ou peu économiques, alors des calculs de conception sont effectués utilisant des évaluations raisonnables de technologie des propriétés requises des géosynthétiques. Ensuite, les spécifications du type de performance sont écrites de sorte que le géosynthétique le plus approprié et le plus économique soit choisi, compatible aux propriétés exigées pour ces fonctions de conception, la capacité de survivre à la construction, et sa durabilité. En plus de l'essai conventionnel des sols et des matériaux, l'essai et l'évaluation des propriétés du géosynthétique est nécessaire. Enfin, comme toute autre construction, la conception avec les matériaux de géosynthétiques n'est pas complète jusqu'à ce que la construction a été réalisée de façon satisfaisante.

1.5.4. Considérations environnementales

La compatibilité chimique et biologique n'est habituellement pas un souci. Cependant, dans des situations peu communes telles que des PH très bas (c.-à-d., < 3) ou très hauts (c.-à-d., > 9) des sols, ou d'autres environnements chimiques peu communs (par exemple, dans les secteurs industriels ou proches des mines ou des décharges), la compatibilité chimique avec le polymère du géosynthétique devrait être vérifiée. Par ailleurs les géosynthétiques ne supportent pas et sont dégradés par les rayons UV (ultra violet). C'est pourquoi on doit les protéger tant en phase de construction en limitant la durée de leur exposition au soleil, qu'en service en les protégeant toujours par une couche de sol. Aussi, un petit pourcentage de carbone noir (couleur noire), est ajouté au polymère pour absorber la radiation UV de rayonnement et contrecarrer la dégradation due à la lumière du soleil. Enfin le géosynthétique est à protéger quant à un contact direct avec les camions et engins de chantier.

1.6. Synthèse bibliographique sur l'étude par modélisation numérique et par expérimentation des remblais renforcés

Le but de ce paragraphe est de fournir une synthèse et une évaluation de quelques cas historiques relative aux remblais renforcés qui peuvent être trouvés dans la littérature. Les cas historiques présentés témoignent de l'importance économique et de l'intérêt que suscite l'utilisation des géosynthétiques pour la réalisation des remblais dans des conditions géotechniques difficiles.

Le but de ce paragraphe est aussi de passer en revue les études de modélisation numérique utilisant les techniques d'éléments finis pour prévoir la réponse du remblai et pour illustrer l'effet du renforcement sur le comportement global du remblai.

Quant aux méthodes analytiques existantes utilisées pour la conception des remblais renforcés, elles feront l'objet du chapitre 2 de ce mémoire.

1.6.1. Quelques cas historiques des remblais renforcés par des géosynthétiques sur sols compressibles

a) Cas historique 1 (Volman et al, 1977)

Dans ce cas historique deux remblais d'essai ont été réalisés sur 4.2 m de tourbe et d'argile. Un des remblais était non renforcé et l'autre a été renforcé avec une nappe de géotextile tissé. Le renforcement a une résistance à la traction de 61 KN/m, la déformation à la rupture égale à 20% et la rigidité de tension moyenne égale à 258 KN/m. Les auteurs rapportent que le remblai sans renforcement a connu la rupture pour une hauteur de 3.5 m, alors que le remblai avec renforcement a atteint 4.5 m sans rupture.

b) Cas historique 2 (Rowe et Sodermen, 1984)

Rowe et Soderman (1984, 1985) présentent une étude de l'analyse de stabilité des remblais renforcés combinant la méthode d'équilibre limite et la méthode des éléments finis. Le remblai d'essai a été réalisé sur 3.8 m d'argile organique avec une résistance au cisaillement non drainée de 8 KPa. La résistance à la traction du renforcement est 215 KN/m et sa raideur $J = 2000$ KN/m. La hauteur à la rupture a été de 1.75 m sans renforcement et 2.75 m pour un remblai renforcé à la base par un géosynthétique. L'analyse d'équilibre limite (la méthode de Bishop) de ces remblais exécutés par les auteurs a prévu des hauteurs à la rupture égale à 1.7 m et à 2.55 m pour le remblai non renforcé et renforcé, respectivement. Ces prévisions sont comparées avec les hauteurs observées à la rupture dans les deux cas.

c) Cas historique 3 (Rowe, 2002)

Un remblai a été réalisé à Sackville avec et sans renforcement sur des sols sensibles présentant, sur une épaisseur comprise entre 1 et 6 m, une teneur en eau w comprise entre 40 et 70 %, une limite de liquidité W_L de 42 à 76 %, une limite de plasticité W_P de 15 à 23 % et un indice de liquidité I_L supérieur à 1. Le remblai sans renforcement a connu la rupture pour une hauteur de 6.1 m, alors que le remblai avec renforcement a atteint 8.2 m.

d) Cas historique 4 (Rowe, 2002 ; Herle et Herle, 2002)

Sur le site de Strazny (Herle et Herle, 2002), un remblai de 1 Km de longueur et de hauteur 5 m au maximum était prévu. Le sol de fondation est constitué de 2 m de tourbe et d'argile organique surmontant un sable argileux ou directement le substratum de granite. La teneur en eau des sols organiques atteignait 440 %, pour une résistance au cisaillement comprise entre 10 et 50 KPa. Sans renforcement, la hauteur maximale à la rupture était de 2 m. Avec un géotextile polyester de raideur 200 KN/m dans le sens longitudinal et 50 KN/m dans le sens travers, disposé perpendiculairement à l'axe du remblai avec un recouvrement de 0.5 m, la construction du remblai a été menée sans encombre en trois ans, par couches de remblai de 0.3 m d'épaisseur.

Sur le site de Dobrany, Herle et Herle (2002) décrivent un remblai de 1.4 m de hauteur sur 4 m de tourbe fibreuse dont la teneur en eau est comprise entre 600 et 650 %, surmontant des alluvions sableuses. Avec une résistance au cisaillement non drainé de 5 KPa, le remblai était instable dès que sa hauteur dépassait 1 m. Un géosynthétique en polypropylène de raideur 500 KN/m dans le sens longitudinal et 40 KN/m dans le sens travers a permis de réaliser le remblai à la hauteur projetée. Il a été mis en œuvre sur la première couche de remblai non compacté, de 0.4 m d'épaisseur, sur laquelle il a été replié.

1.6.2. Principales observations réalisées sur des remblais renforcés par géosynthétiques**1.6.2.1. Étude de la stabilité**

L'utilisation du renforcement sous la base du remblai permet une augmentation du coefficient de sécurité (Rowe et Sodermen, 1984).

1.6.2.2. Hauteur de remblai

Le renforcement par géosynthétique de la base des remblais permet de réaliser des remblais de hauteur supérieure à la hauteur de rupture sans renforcement (Volman et al, 1977 ; Rowe et Sodermen, 1984 ; Rowe, 2002).

1.6.2.3. Effet de la vitesse de construction du remblai

Rowe (2002) recommande de ne pas dépasser $B_{max} = 0.34$, où B_{max} est le rapport de la surpression interstitielle Δu à l'augmentation de contrainte $\Delta\sigma$ qui la crée. Une étude aux éléments finis a dès lors permis à Rowe et Soderman (1985, 1986) de définir des abaques comme celui présenté en figure 1.6 qui permet, dans le cas d'une couche de tourbe d'épaisseur donnée reposant sur un substratum ferme, de déterminer rapidement la raideur minimale nécessaire pour le renforcement permettant de réaliser un remblai de hauteur h et de poids volumique γ .

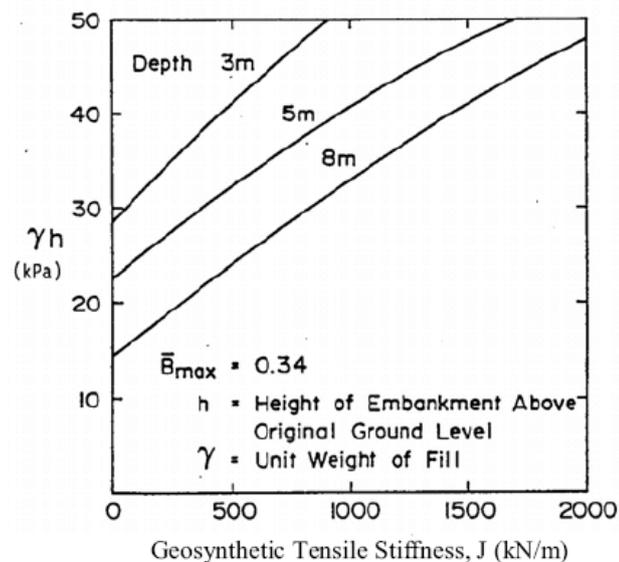


Figure 1.6. Abaque de dimensionnement d'un remblai sur tourbe construit avec $B_{max} = 0,34$ (Rowe, 2002).

1.6.2.4. Efforts mesurés dans le renforcement

En cours de construction, les efforts mesurés en place dans le renforcement sont généralement faibles par rapport aux résultats du dimensionnement (Rowe, 2002). À long terme par contre, après la fin de la construction, la traction admissible dans le géotextile diminue généralement du fait du fluage du produit. Abramanto et al. (2002) ont considéré un renforcement par géosynthétique polyester ou polyoléfine (c'est-à-dire toute matière sauf polyester). Leur étude a

montré que la diminution des caractéristiques du géosynthétique du fait du fluage était plus faible dans le cas du polyester que dans tous les autres cas (figure 1.7). D'autres causes de la diminution de la résistance du géotextile à long terme sont plus difficiles à prendre en compte : endommagement à la pose du géosynthétique, attaques chimiques ou biologiques (cités par [Abramento et al, 2002 ; Rowe, 2002]).

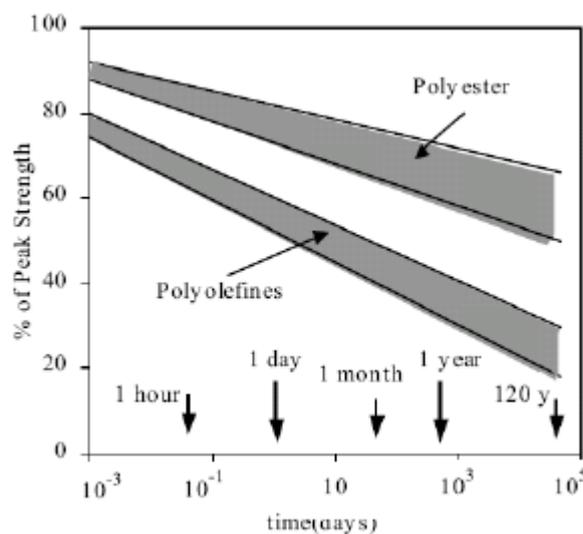


Figure 1.7. Diminution de la résistance par fluage pour les renforcements géosynthétiques (Abramento et al, 2002).

1.6.2.5. Déformations mesurées dans le renforcement

Les différents auteurs s'accordent par ailleurs sur le fait que les déformations dans le renforcement pendant la construction du remblai restent très faibles par rapport aux valeurs données par les calculs (Rowe, 2002 ; Herle et Herle, 2002). Dans le cas du remblai de Strazny, Herle et Herle (2002) donnent un allongement mesuré de 0.2 %, alors que le géotextile était dimensionné pour un allongement de 5 % à l'effort de traction maximal. Pour expliquer ces écarts, Rowe (2002) évoque des méthodes de calcul conservatrices, une mauvaise représentativité de la valeur de la cohésion non drainée ou encore les coefficients de sécurité. Après la fin de la construction, les déformations dans le renforcement augmentent du fait du fluage du géosynthétique ou du sol de fondation. Le fluage du géosynthétique dépend évidemment de la matière qui le constitue : Rowe (2002) évoque une augmentation de 50 à 100 % de la déformation dans le cas d'une géogrille en PEHD, alors que cette augmentation reste faible pour un géosynthétique polyester.

1.6.3. Quelques études numériques des remblais renforcés par des géosynthétiques sur sols compressibles

a) *R. Kerry Rowe et Brian L.J. Mylleville (1995)*

R. Kerry Rowe et Brian L.J. Mylleville ont examiné le comportement d'une section instrumentée d'un remblai à l'échelle naturelle renforcé par géogrille et construit sur un dépôt très mou de tourbe reposant sur un silt organique. Les résultats des mesures sur le terrain sont présentés de même que les propriétés mécaniques et physiques des sols obtenues par des essais en laboratoire. Le comportement a été analysé au moyen du programme d'éléments finis AFENA qui développé par Carter (1985). Le programme prend en considération l'effet de grandes déformations et considère la génération des surpressions interstitielles.

Les auteurs ont exécuté une analyse à la fin de la construction en permettant la dissipation partielle des surpressions interstitielles dans la tourbe alors que le silt organique a été traité comme un matériau non drainé et une analyse à long terme avec la dissipation totale des surpressions interstitielles.

Le remblai a été modélisé en utilisant un modèle élastique non linéaire simple, qui représente la rigidité dépendante de la contrainte. La rupture plastique a été modélisée au moyen de critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le module sécant du géogrille utilisé dans l'analyse était $J = 450$ KN/m, l'angle de frottement de l'interface sol-géogrille est 32° pour l'interface remblai-géogrille et 28° pour l'interface tourbe-géogrille.

Les auteurs ont fait une comparaison entre les mesures calculées telles que le tassement du remblai et les déformations développées dans le renforcement du géogrille et ils montrent que le comportement calculé est en bonne concordance avec le comportement observé.

b) *R. Kerry Rowe, C.T. Gnanendran, A.O. Landva, et A.J. Valsangkar (1995)*

R. Kerry Rowe, C.T. Gnanendran, A.O. Landva, et A.J. Valsangkar ont décrit l'analyse par éléments finis d'un remblai d'essai instrumenté renforcé par géotextile. Les auteurs ont comparé les résultats avec les mesures en place. Le remblai a été monté jusqu'à la rupture sur un dépôt de silt argileux organique, mou et compressible à Sackville, au Nouveau-Brunswick. L'analyse a été faite en utilisant un modèle de consolidation de Biot (élasto-plastique avec grandes déformations) complètement couplé à un comportement de type Cam-clay modifié pour le sol. Les auteurs ont montré que l'analyse reflète beaucoup d'aspects du comportement du remblai. Cependant la conclusion était que la formulation élastoplastique Cam-clay modifiée ne permet pas de prédire de façon précise et simultanée

les caractéristiques multiples du comportement du remblai (à savoir les déformations verticales et horizontales, les pressions interstitielles et les déformations du géotextile). Ceci provient principalement de la nature de la rupture qui est sensible à la vitesse et donc progressive.

c) R. Kerry Rowe et Allen Lunzhu Li (1999)

R. Kerry Rowe et Allen Lunzhu Li (1999) ont examiné le comportement des remblais renforcés par des géosynthétiques construits sur des fondations cohésives molles dans des conditions non drainées et partiellement drainées. La consolidation est modélisée en utilisant la théorie de Biot. Les auteurs ont analysé Les effets de la rigidité de renforcement, la consolidation partielle du sol de fondation pendant la construction du remblai et les sols de fondation avec différents profils de résistance non drainée initiale. En outre, les auteurs ont évalué l'effet du renforcement sur la déformation du sol de fondation. Une attention particulière est concentrée sur les déformations dans le renforcement de géosynthétique aux conditions de travail et à la rupture de remblai. Le sol de fondation est de profondeur de 15 m et sous-tendue par une couche relativement perméable. Les auteurs ont assumé que la nappe phréatique est au niveau du sol et les pressions interstitielles initiales avant la construction de remblai ont été prises pour être hydrostatiques. Les auteurs ont supposé que le matériau de remblai est un sol granulaire purement frottant avec un angle de frottement $\phi' = 37^\circ$, angle de dilatance $\psi = 6^\circ$, et un poids volumique $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.

Le renforcement a été modélisé par un élément barre à deux nœuds et deux éléments élastoplastiques ont été utilisés pour modéliser l'interface remblai/renforcement et l'interface remblai/fondation. L'interface remblai/renforcement était d'angle de frottement $\phi' = 37^\circ$. L'interface remblai/fondation a eu la même résistance au cisaillement que celle du sol de fondation à la surface. La raideur J du renforcement variait de 0 (aucun renfort) à 8000 KN/m. les auteurs ont noté les conclusions suivantes :

1. Le renforcement de géosynthétique peut sensiblement augmenter la stabilité des remblais sur les bases molles dans des conditions non drainées et partiellement drainées.
2. Quand les vitesses de construction typiques et la dissipation partielle de surpression interstitielle pendant la construction ont été considérées, la surpression interstitielle développée dans le sol de fondation à la fin de la construction était sensiblement moins que cela prévu dans des conditions non drainées.
3. L'effet du renforcement rigide était plus grand dans des conditions partiellement drainées que dans des conditions drainées. Cela a été, en partie, dû à l'augmentation de la résistance près de

l'interface renforcement-sol permettant une plus grande mobilisation de la force de renforcement.

4. Les conditions partiellement drainées fournissent un facteur de sécurité de 1.1 à 1.4 vis à vis la rupture non drainée des remblais renforcés examinés. Dans des conditions partiellement drainées la déformation de renforcement à la hauteur de rupture prévue pour des conditions non drainées était moins de 7 %.

5. Le renforcement a été prévu pour réduire les déformations de cisaillement verticales et latérales sous la crête de remblai et réduit la poussée à l'orteil pendant la construction de remblai.

6. Le drainage partiel pendant la construction fournit une augmentation de 11 à 38 % du facteur de sécurité vis à vis la rupture des remblais renforcés par rapport à celui prévu dans des conditions parfaitement non drainée.

1.7. 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.

Les techniques classiquement utilisées pour la construction des remblais sur sols compressibles sont classées essentiellement dans deux groupes :

- Le premier groupe rassemble les dispositions constructives directement rattachées au remblai.
- Le second groupe est celui des techniques qui nécessitent des interventions dans le sol de fondation.

Parmi toutes ces méthodes, l'utilisation d'un géosynthétique s'avère une solution alternative rentable vis-à-vis de l'économie de ressources naturelles, de temps et s'insère dans la durabilité et la protection de l'environnement.

Les géosynthétiques assurent diverses fonctions, à savoir, filtre, séparation, drainage, barrière, protection, et renforcement. En ce qui concerne notre présent mémoire nous nous intéressons exclusivement au rôle de renforcement du géosynthétique.

Nous avons vu que les géosynthétiques permettent d'augmenter d'une manière significative le facteur de sécurité et la hauteur du remblai. Il s'agit aussi d'une augmentation de performance

due aux tassements uniformes après la construction de remblai et une réduction des déplacements pendant la construction et ceci réduit la quantité de matériaux.

Quelques cas historiques et des études numériques relatives aux remblais renforcés ont montré notamment, que le renforcement par géosynthétique de la base des remblais permet de réaliser des remblais de hauteur supérieure à la hauteur de rupture sans renforcement. Les déformations dans le renforcement pendant la construction du remblai restent très faibles par rapport aux valeurs données par les calculs. Après la fin de la construction, les déformations dans le renforcement augmentent du fait du fluage du géosynthétique ou du sol de fondation.

L'influence de quelques paramètres, à savoir la rigidité et la viscosité de géosynthétique, la largeur de remblai, l'ordre de construction, l'épaisseur de la couche compressible et les conditions de drainage, tous ont montré un effet sur l'amélioration de la performance de remblai.

Certains remblais expérimentaux ont été construits jusqu'à leur rupture ; d'autres ont été suivis sur une longue période de temps. Les comparaisons calculs-mesures ont été effectuées soit à la fin de la construction du remblai, soit à long terme. Pour la modélisation numérique par éléments finis, trois types d'analyse ont été menés :

- ✓ en condition non drainée
- ✓ en condition drainée
- ✓ avec prise en compte de la consolidation

D'un point de vue historique, les deux premières analyses sont les plus anciennes. En effet, les calculs de consolidation en comportement non linéaire n'étaient pas possibles avant l'apparition d'ordinateurs rapides, au début des années 1980. Le modèle Cam-Clay modifié a été le plus utilisé parmi tous les autres modèles pour décrire le comportement des sols compressibles. Depuis une dizaine d'années, la tendance est à l'emploi de modèles élasto-plastiques couplés avec des lois de fluage plus ou moins empiriques. L'anisotropie est également un phénomène pris en compte par les modèles les plus récents.

Le renforcement peut diminuer les déplacements verticaux et horizontaux sous la base du remblai et par conséquent les tassements différentiels. Il est à noter que le renforcement ne réduit pas le temps de consolidation à long terme et non plus les tassements secondaires.

CHAPITRE 2 :

MÉCANISMES DE RUPTURE ET MÉTHODES DE CALCUL ANALYTIQUES

2.1. Introduction

Nous présenterons dans ce chapitre les mécanismes de rupture et les méthodes de calcul analytiques. Ces méthodes consistent à étudier successivement la stabilité et le tassement d'un remblai sur sols compressibles renforcé par géosynthétiques.

L'étude de stabilité doit permettre de définir un programme de chargement du sol, en respectant pour chaque phase un coefficient de sécurité minimum caractérisant le risque de rupture admis pendant la construction. Elle doit conduire également à préconiser certaines dispositions particulières de construction.

L'étude des tassements a pour but de chiffrer approximativement les déformations verticales auxquelles on peut s'attendre pendant et après la construction, de prévoir approximativement l'évolution des tassements dans le temps et de recommander des méthodes permettant de réduire ou d'accélérer ces tassements.

2.2. Étude de la stabilité d'un remblai renforcé par des géosynthétiques

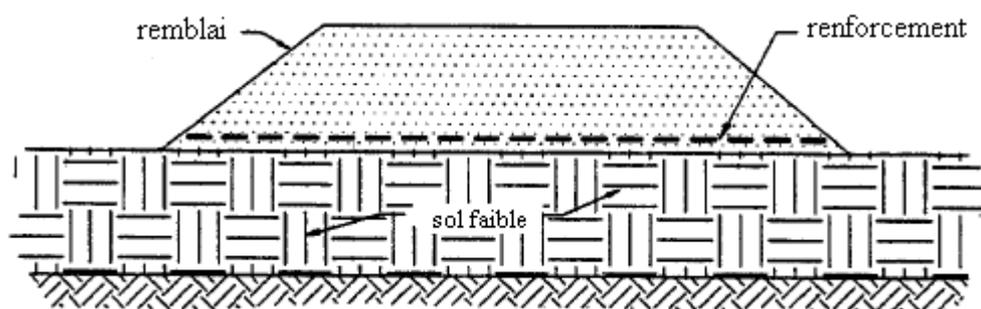
2.2.1. Applications

Les remblais renforcés sur des fondations faibles incluent typiquement les deux situations suivantes : la construction au-dessus des dépôts uniforme, et la construction au-dessus des anomalies locaux (Bonaparte, Holtz et Giroud, 1985). Le plus commun est les remblais construits sur des sols très compressibles tels que les tourbes, les vases, les argiles molles et les limons argileux (figure 2.1.a). Dans cette situation, le renforcement est généralement placé avec sa direction forte perpendiculaire à l'axe du remblai, et on assume que des états de déformation plane règnent. Le renforcement supplémentaire avec sa direction forte orienté parallèlement à l'axe peut également être nécessaire aux extrémités du remblai.

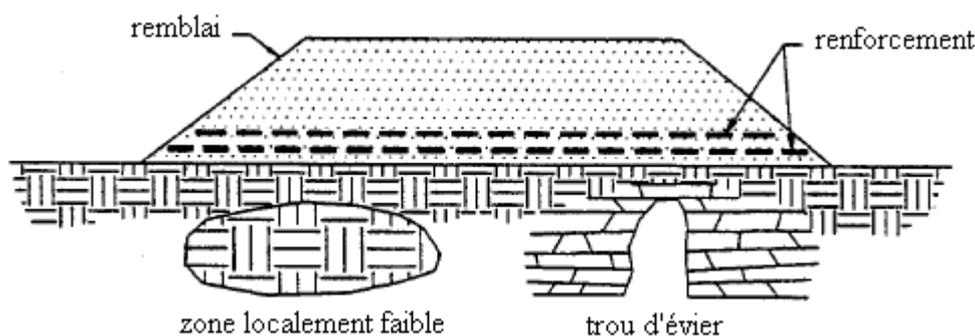
La deuxième situation du remblai renforcée comprend des fondations au-dessous du remblai qui sont localement faibles ou contiennent des vides. Ces zones ou vides peuvent être provoqués par

des trous d'évier, le dégel de la glace, lits anciens de cours d'eau, ou les poches de limon, d'argile, ou de la tourbe (figure 2.1.b). Dans cette application, le rôle du renforcement est de construire un pont sur les zones faibles ou les vides, et le renforcement extensible peut être exigé dans plus d'une direction. Ainsi, la direction forte du renforcement doit être placée dans l'orientation propre en ce qui concerne l'axe de remblai (Bonaparte, Holtz et Giroud, 1985).

Les géotextiles peuvent également être employés comme séparateurs dans la construction de remblai (Holtz 1989). Dans cette application, le géotextile ne fournit aucun renforcement mais agit seulement comme séparateur pour maintenir l'intégrité du remblai pendant qu'il déplace les sols de fondation. Dans ce cas, le dimensionnement de géotextile est basé sur la constructibilité et l'aptitude à la survie, et un matériau de grand allongement peut être choisi.



a) Remblai sur sol mou



b) Remblai sur des anomalies locales

Figure 2.1. Les applications de remblai renforcé (après Bonaparte et Christopher, 1987).

2.2.2. Considérations de conception

L'approche de conception de base pour les remblais renforcés est de dimensionner contre la rupture. La figure 2.2 représente le comportement qui peut se produire dans les remblais renforcés. Les trois modes de rupture possibles indiquent les types d'analyses de stabilité qui sont nécessaires. En outre, le tassement du remblai et le fluage du renforcement doit être

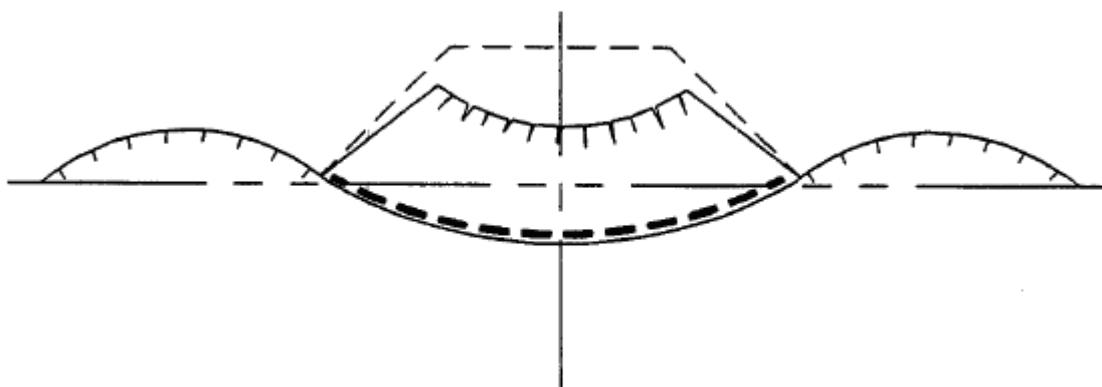
considéré, bien que le fluage est seulement un facteur si la vitesse de fluage dans le renforcement est plus grand que l'augmentation de la force qui se produisant dans le sol de fondation en raison de la consolidation. Puisque l'état la plus critique pour la stabilité de remblai est à la fin de la construction, le renforcement doit seulement fonctionner jusqu'à ce que les sols de fondation gagnent la force suffisante pour soutenir le remblai.

Les calculs exigés pour la stabilité et le tassement utilisent des procédures de conception géotechniques conventionnelles modifiées seulement pour la présence du renforcement.

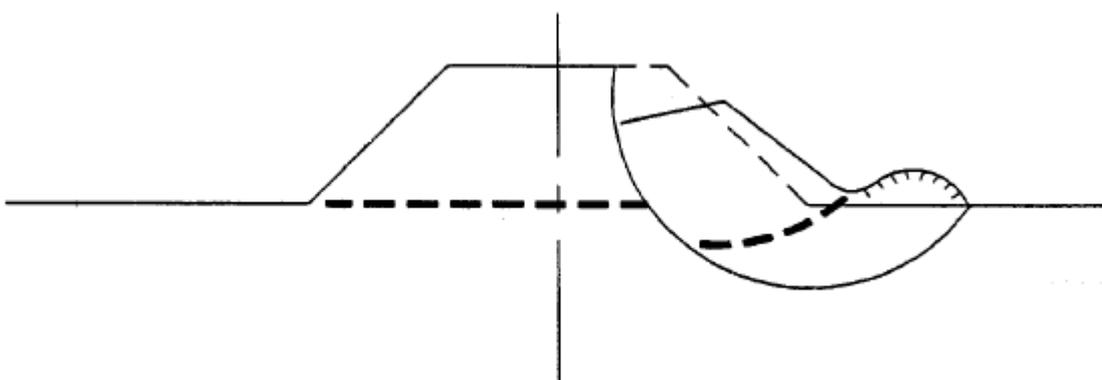
La stabilité d'un remblai sur sol mou est généralement déterminée par la méthode d'analyse des contraintes totales, qui est conservatrice puisque l'analyse suppose généralement que n'a pas d'augmentation de la résistance qui se produit dans le sol compressible. Les analyses de stabilité utilisent l'approche des contraintes totales, parce qu'elle est simple et appropriée pour la conception de renforcement (Holtz, 1989).

Il est toujours possible de calculer la stabilité en termes de contraintes effectives en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement des contraintes effectives. Cependant ce calcul exige une évaluation précise des surpressions interstitielles de terrain à être fait pendant la phase de conception de projet. En plus, des échantillons de haute qualité et non remaniés des sols de fondation doivent être obtenus et des essais triaxiaux consolidées non drainées doivent être effectuées afin d'obtenir les paramètres exigées de sol de conception. Puisque la prévision des surpressions interstitielles in situ avant la construction n'est pas facile, il est essentiel que des mesures des surpressions interstitielles de terrain en utilisant des piézomètres de haute qualité être faites pendant la construction pour le contrôle du taux de remplissage de remblai.

Notez qu'en tenant compte de l'augmentation de la force qui se produit avec la construction par étape de remblai, une résistance plus faible et donc un renforcement peu coûteux peut être utilisé. Cependant ; le temps requis pour la construction peut être sensiblement augmenté et les coûts de l'étude du site, les essais en laboratoire, les analyses de conception, l'instrumentation de terrain et le contrôle sont également plus grands.



a) rupture par poinçonnement



b) rupture circulaire



c) glissement latéral

Figure 2.2. Les modes de rupture des remblais renforcés (d'après Haliburton et al.1978).

2.2.3. Méthodes de calcul de la stabilité d'un remblai renforcé par géosynthétiques

2.2.3.1. Stabilité au poinçonnement

La capacité portante de sol de fondation du remblai n'est pas affectée par la présence d'une nappe de géosynthétique à l'intérieur ou à la base du remblai. Le renforcement n'augmente pas la capacité portante globale du sol de fondation. Si le sol de fondation ne peut pas supporter le poids du remblai, alors le remblai ne peut pas être construit. Ainsi, la capacité portante globale du remblai doit être satisfaisante, avant de considérer n'importe quel renforcement possible. Dans ce cas, la contrainte verticale due au remblai peut être considérée comme une contrainte moyenne sur toute la largeur du remblai, semblable à une fondation natte semi-rigide. La capacité portante peut être calculée en utilisant les méthodes classiques de mécanique des sols (Terzaghi et Peck, 1967 ; Vesic, 1975 ; Perloff et Baron, 1976 ; et U.S. Navy, 1982) qui utilisent le type d'analyse d'équilibre limite pour une semelle filante, en supposant des surfaces de rupture en spirale logarithmiques sur une base infiniment profonde.

Lorsque l'épaisseur du sol mou est beaucoup plus grande que la largeur du remblai, on utilise la théorie classique de la capacité portante :

$$q_{ult} = \gamma_R H = C_u N_c \quad (2.1)$$

Où

$N_c = 5.14$: le facteur de capacité portante ;

C_u : la cohésion non drainée du sol de fondation.

Ces analyses ne sont pas appropriées si l'épaisseur de dépôt mou est faible par rapport à la largeur du remblai. Dans ce cas, les contraintes latérales dans la couche molle sous le remblai peuvent conduire une rupture en compression latérale. Les forces de cisaillement développées sous le remblai doivent être comparées à la résistance au cisaillement correspondante du sol. Les approches discutées par Jürgenson (1934), Silvestri (1983), Bonaparte, Holtz et Giroud, 1985, Rowe et Soderman (1987), Hird et Jewell (1990) et Humphrey et Rowe (1991) sont appropriées. La hauteur de rupture prévue par la théorie classique de la capacité portante était de manière significative moins que la hauteur de construction réelle, particulièrement si des géotextiles et des géogrilles de haute résistance étaient employés comme renforcement (Holtz et Humphrey, 1986 et Humphrey, 1987).

2.2.3.2. Stabilité au glissement circulaire

C'est le mécanisme de rupture le plus généralement considéré, où il est caractérisé par une surface de rupture bien définie coupant le remblai, la nappe de géosynthétique et le sol de fondation (figure 2.2.b). Ce mécanisme peut impliquer une rupture à la traction de la nappe de géosynthétique ou rupture dû à l'ancrage insuffisant de l'extrémité de géosynthétique au delà de la surface de rupture. L'analyse procède le long des étapes habituelles de l'analyse conventionnelle de stabilité des pentes avec le géosynthétique fournissant une force stabilisante additionnelle, T_g , au point d'intersection avec la surface de rupture étant considérée. Le géosynthétique fournit ainsi de moment résistant additionnel pour obtenir le facteur de sécurité minimum exigé.

L'analyse consiste à déterminer la (ou les) surface(s) de rupture la plus critique en utilisant les méthodes d'analyse de l'équilibre limite conventionnelles. Pour chaque surface de glissement critique, le moment moteur (M_D) et le moment résistant (M_R) sont déterminés comme le montre la figure 2.3.a. Le moment résistant additionnel (ΔM_R) pour fournir le facteur de sécurité nécessaire est calculé comme la montre la figure 2.3.b. Alors une ou plusieurs nappes de géotextiles ou de géogrilles avec résistance à la traction suffisante aux déformations tolérables sont ajoutées à la base du remblai pour fournir le moment résistant additionnel nécessaire. Si plusieurs nappes sont utilisées, elles doivent être séparées par une couche granulaire et elles doivent avoir les propriétés de compatibilités contrainte-déformation (par exemple, le même type de renforcement doit être utilisé pour chaque nappe).

Un certain nombre de procédures ont été proposées pour déterminer le renforcement supplémentaire nécessaire, et ceux-ci sont résumés par Christopher et Holtz (1985), Bonaparte et Christopher (1987), Holtz (1990), et Humphrey et Rowe (1991). La différence de base entre les approches est dans la supposition de l'orientation de la force de renforcement à l'endroit de la surface de glissement critique (l'angle β dans les figures 2.3.a et 2.3.b). Il est conservateur de supposer que la force de renforcement agit horizontalement à l'endroit du renforcement ($\beta = 0$). Dans ce cas, le moment de renforcement supplémentaire est égal à la force de géosynthétique, T_g , fois la distance verticale, y , entre le plan de renforcement et le centre de rotation, où :

$$\Delta M_R = T_g y \quad (2.2)$$

Comme déterminé pour la surface de rupture la plus critique, représentée sur la figure 2.3.a. Cette approche est conservatrice parce qu'elle néglige n'importe quelle réorientation possible de

Où

β : L'orientation de la force de renforcement par rapport l'horizontal ;

θ : L'angle entre la tangente de la surface de glissement par rapport l'horizontal.

L'évidence limitée de terrain indique qu'il est réellement quelque part entre l'horizontal et tangentiel (Bonaparte et Christopher, 1987) selon les sols de fondation, la profondeur de sol mou par rapport à la largeur du remblai (le rapport D/B), et la rigidité de renforcement. Basé sur les informations disponibles minimales, les suggestions suivantes sont données pour choisir l'orientation :

- $\beta = 0$ pour les sols de fondation fragiles sensibles en déformations (par exemple, des argiles marines) ;
- $\beta = \theta/2$ pour $D/B < 0.4$ et les sols modéré à forte compressibles (par exemple, argiles molles, tourbes) ;
- $\beta = \theta$ pour $D/B \geq 0.4$ et les sols très compressibles (par exemple, argiles molles, tourbes) ; et renforcement avec haut allongement potentiel ($\varepsilon_{conception} \geq 10\%$), et grandes déformations tolérables et
- $\beta = 0$ dans les autres cas.

D'autres approches, comme indiqué par Bonaparte et Christopher (1987), exigent une analyse plus rigoureuse des caractéristiques de la déformation des sols de fondation et la compatibilité de la force de renforcement.

Dans chaque méthode, la surface de rupture critique doit être relativement peu profonde, c.-à-d., y dans la figure 2.3.a doit être grand, autrement la contribution de géosynthétique pour augmenter le moment résistant sera petite. D'autre part, Jewell (1988) note que les surfaces de glissement peu profondes ont tendance à sous-estimer la force motrice dans le remblai, pour cela Jewell et Leshchinsky (1987) ont proposé des méthodes pour résoudre ce problème.

Le facteur de sécurité pour assurer la stabilité au glissement circulaire est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\Sigma \text{moments résistants}}{\Sigma \text{moments moteurs}} \quad (2.4)$$

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \geq F_{s \min} = 1.3 \quad (2.5)$$

Avec :

$M_D = Wx$: Le moment moteur ;

$M_R = (\sum \tau_s L)R$: Le moment résistant de sol ;

ΔM_R : Le moment résistant supplémentaire de renforcement.

2.2.3.3. Stabilité au glissement latéral

Une analyse simplifiée pour calculer le renforcement nécessaire pour limiter le glissement latéral du remblai est illustrée dans la figure 2.4. Pour les remblais renforcés ainsi que les remblais non renforcés, les forces motrices résultent à partir des pressions latérales de la terre développées dans le remblai et qui doit, à l'équilibre, être transférés à la fondation par des contraintes de cisaillement (Holtz, 1990). L'instabilité se produit dans le remblai pour les deux cas suivants :

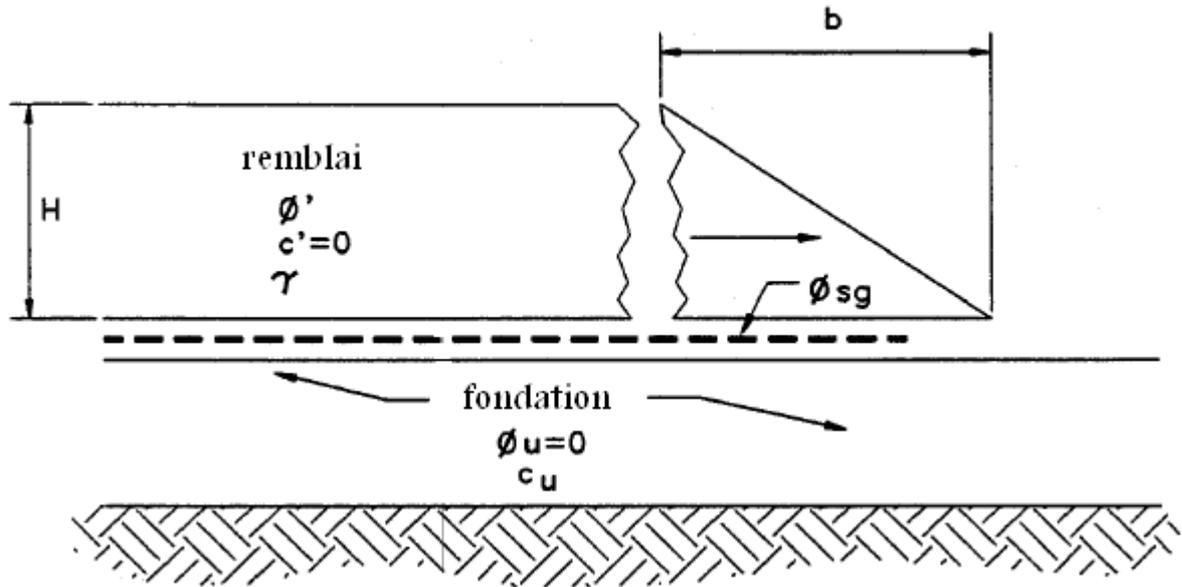
- ✓ Le remblai glisse sur le renforcement (figure 2.4.a) ; ou
- ✓ Le remblai glisse sur le sol de fondation en raison de la rupture par traction du renforcement (figure 2.4.b).

Dans le dernier cas, la résistance au cisaillement des sols de fondation au-dessous du remblai est insuffisante pour maintenir l'équilibre. Ainsi, dans les deux cas, le renforcement doit avoir le frottement suffisant pour résister au glissement dans le plan de renforcement, et la résistance à la traction de géosynthétique doit être suffisante pour résister pendant que la surface de glissement potentielle traverse le renforcement.

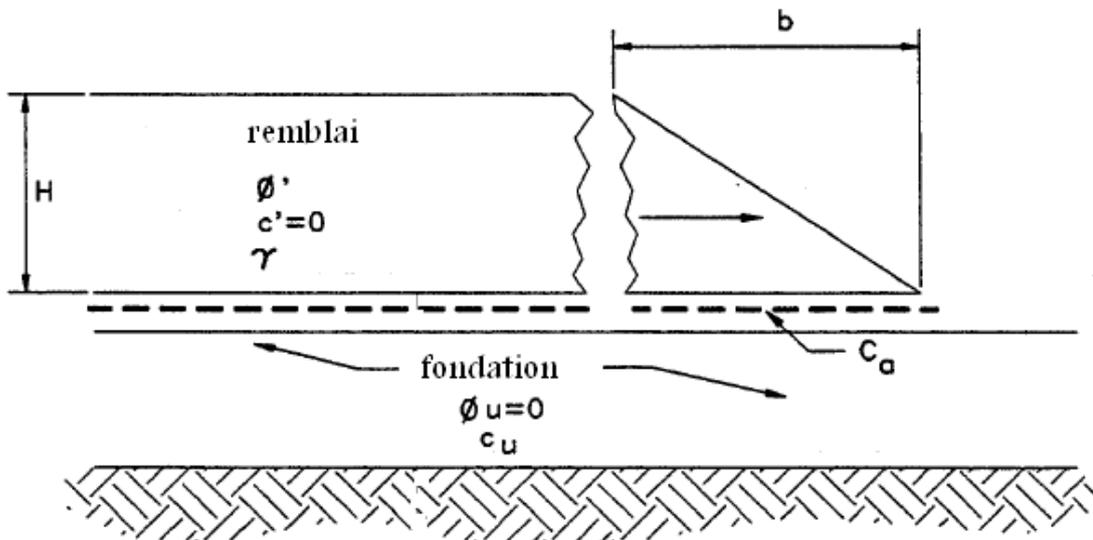
Les pressions latérales de la terre, généralement considérés comme actifs, sont maximum à la crête du remblai. Le facteur de sécurité pour assurer la stabilité au glissement latéral du remblai est le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices. Le facteur de sécurité minimum recommandé est 1.5. Selon la figure 2.4.a, le facteur de sécurité est donnée par :

$$F_s = \frac{btg\varphi_{sg}}{K_a H} \quad (2.6)$$

Avec φ_{sg} : L'angle de frottement sol/géosynthétique.



a) Glissement du remblai au-dessus de renforcement



b) Rupture de renforcement et glissement du remblai sur le sol de fondation

Figure 2.4. Le renforcement nécessaire pour assurer la stabilité au glissement latéral (Bonaparte et Christopher 1987).

La force de glissement latéral de renforcement nécessaire T_{ls} est donnée selon la figure 2.4.b par :

$$F_s = \frac{(bc_a + T_{ls})}{P_a} \geq F_{s\min} = 1.5 \quad (2.7)$$

Avec :

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$: La résultante des pressions des terres ;

$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$: Le coefficient de poussée ;

c_a : La cohésion sol/géosynthétique, doit être supposé égale à 0 pour les sols très compressibles et les remblais de faible hauteur.

Alors :

$$T_{ls} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 F_{s \min} \quad (2.8)$$

Si l'angle de frottement sol/géosynthétiques exigé est plus grand que celui raisonnablement réalisé avec le renforcement, le remblai et le sol de fondation, alors les pentes de remblai doivent être aplaties ou des bermes doivent être ajoutées. Généralement, il y a une résistance de frottement suffisante entre les géotextiles et les géogrilles couramment utilisés pour le renforcement et les matériaux granulaires utilisés dans la construction du remblai. Si c'est le cas, alors la résultante des pressions latérales de la terre doit être résistée par la résistance à la traction du renforcement.

2.2.4. Procédure de conception des remblais renforcés par des géosynthétiques

La procédure de conception des remblais renforcés par des nappes de géosynthétiques est donnée dans les étapes suivantes :

Étape 1. Définition des dimensions de remblai et des conditions de chargement.

- A. la hauteur de remblai, H
- B. la longueur de remblai
- C. la largeur de crête
- D. les pentes du talus, b/H
- E. les charges extérieures
 - 1. les surcharges
 - 2. les charges temporaires (du trafic)
 - 3. les charges dynamiques
- F. Les considérations environnementales
 - 1. l'action de gel
 - 2. le retrait et le gonflement

3. le drainage et l'érosion
- G. La vitesse de construction du remblai
 1. les servitudes de projet
 2. le taux anticipé ou prévu de construction

Étape 2. Établir le profil du sol et déterminer les propriétés mécaniques du sol de fondation.

- A. À partir d'une reconnaissance du sol de souterrain, déterminer
 1. La stratigraphie du souterrain et le profil du sol
 2. La nappe phréatique (position, variation)
- B. Les propriétés mécaniques de sol de fondation
 1. La résistance au cisaillement non drainé, C_u pour la fin de la construction
 2. Les paramètres de résistance au cisaillement drainé, c' et ϕ' , pour des conditions à long terme.
 3. Les paramètres de consolidation (C_c, C_r, C_v, σ'_p)
 4. Les facteurs Chimiques et biologiques, qui peuvent être préjudiciable pour le renforcement
 5. La variation des propriétés en fonction de la profondeur et l'ampleur régionale.

Étape 3. Obtenir les propriétés mécaniques des matériaux de remblai.

- A. La classification des propriétés
- B. Les rapports d'humidité-densité
- C. Les propriétés de résistance au cisaillement
- D. Les facteurs Chimiques et biologiques, qui peuvent être préjudiciable pour le renforcement.

Étape 4. Établir les facteurs de sécurité minimum appropriés et les critères opérationnels de tassement pour le remblai.

Les facteurs de sécurité minimum suggérés sont les suivants :

- A. La capacité portante globale : 1.5 à 2
- B. La stabilité globale au cisaillement (rotationnelle) à la fin de la construction : 1.3
- C. La stabilité interne au cisaillement, à long terme : 1.5
- D. La stabilité au glissement latéral : 1.5
- E. Le chargement dynamique : 1.1
- F. Les critères de tassement : dépend des conditions du projet.

Étape 5. Vérifier la capacité portante.

Étape 6. Vérifier la stabilité au cisaillement circulaire.

Étude la stabilité au glissement circulaire du remblai non renforcé pour déterminer la surface de rupture critique et le facteur de sécurité correspondant.

- A. Si le facteur de sécurité calculé est supérieur au facteur de sécurité minimum, alors le renforcement n'est pas nécessaire.
- B. Si le facteur de sécurité calculé est inférieur au facteur de sécurité minimum, alors calculer la force de renforcement nécessaire T_g pour fournir un facteur de sécurité suffisant.

Étape 7. Vérifier la stabilité au glissement latéral.

- A. Si le facteur de sécurité calculé est supérieur au facteur de sécurité minimum, alors le renforcement n'est pas nécessaire pour cette possibilité de rupture.
- B. Si le facteur de sécurité est insuffisant, alors déterminer La force de glissement latéral du renforcement T_{ls} nécessaire.
- C. Vérifier le glissement au-dessus du renforcement.

Étape 8. Établir les allongements à la rupture du géosynthétique et calculer le module de renforcement, J basé sur l'essai de traction (ASTM D 4595).

Le module de renforcement :

$$J = \frac{T_{ls}}{\varepsilon_{\text{géosynthétique}}} \quad (2.9)$$

Les recommandations pour les limites de déformation, basées sur le type des matériaux de remblai et pour la construction sur les tourbes, sont :

Sols pulvérulents : $\varepsilon_{\text{géosynthétique}} = 5 \text{ à } 10 \%$

Sols cohérents : $\varepsilon_{\text{géosynthétique}} = 2 \%$

Tourbes : $\varepsilon_{\text{géosynthétique}} = 2 \text{ à } 10 \%$

Étape 9. Établir la résistance de géosynthétique nécessaire dans La direction longitudinale du remblai (c'est-à-dire, la direction de l'alignement du remblai).

- A. Vérifier la capacité portante et la stabilité au glissement circulaire du remblai (les étapes 5 et 6).

- B. Utiliser la force et l'allongement qui sont déterminées à partir les étapes 7 et 8 pour contrôler le glissement latéral du remblai pendant la construction et pour contrôler la courbure après la construction.
- C. La force de couture nécessaire est la plus grande des forces déterminées à partir des étapes 9.A ou 9.B.

Étape 10. Établir les propriétés des géosynthétiques.

- A. Les résistances et les modules de conception sont basés sur l'essai de traction ASTM D 4595. Cette essai standard permet la définition du module de traction en termes de :
 - ✓ Le module de traction initiale ;
 - ✓ Le module de traction excentré ;
 - ✓ Le module de traction sécant ;En outre, le module sécant peut être défini entre deux points de déformation quelconques. Le module de géosynthétique pour la conception des remblais doit être déterminé en utilisant un module sécant, défini avec le point de déformation nul et le point de déformation limite de conception (c'est-à-dire, 2 à 10%).
- B. La résistance de couture est mesurée avec la méthode d'essai ASTM D 4884, et elle est égale à la force exigée dans la direction longitudinale du remblai.
- C. L'angle de frottement sol-géosynthétique, φ_{sg} est mesuré par l'essai ASTM D 5321 avec les sols in situ. Pour les estimations préliminaires, on suppose $\varphi_{sg} = 2/3\varphi$ et pour la conception finale, l'essai est recommandée.
- D. La rigidité de géotextile est basée sur les conditions de site et les expériences.
- E. Le choix des exigences de survivabilité et de constructibilité pour les géosynthétiques est basé sur les conditions de site, les matériaux de remblai et les équipements.

Étape 11. Estimer la grandeur et la vitesse de tassement de remblai.

Utiliser les procédures et les pratiques géotechniques conventionnelles pour cette étape.

Étape 12. Établir l'ordre et les procédures de construction.

Étape 13. Établir les exigences d'observation de construction

Étape 14. Tenir les réunions de préconstruction.

Étape 15. Observer la construction et construire avec confiance (si les procédures décrites dans ces directives sont suivies !).

2.3. Étude des tassements d'un remblai sur sol compressible

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (ruptures circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes de tassement, ou plus généralement de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles.

Les déformations du sol de fondation déterminent le volume global des matériaux à mettre en œuvre pour que la plate-forme du remblai, soit à long terme au niveau prévu dans le projet. Les déformations horizontales du sol de fondation, peuvent avoir un effet défavorable sur le comportement des fondations des ouvrages d'art adjacents au remblai (poussées horizontales).

Il est indispensable dans certains cas, de prévoir l'évolution des pressions interstitielles. C'est le cas de la construction du remblai par étapes, pour profiter du renforcement du sol en cours de consolidation. L'augmentation de la cohésion non drainée C_u est proportionnelle à l'augmentation des contraintes effectives dans le sol, c'est-à-dire C_u augmente lorsque la pression interstitielle diminue.

2.3.1. Décomposition du tassement en trois termes

Il est classique de distinguer trois étapes dans les déformations du sol de fondation d'un ouvrage :

- L'application instantanée ou quasi-instantanée de la charge à la surface du sol entraîne des déformations immédiates, c'est-à-dire sans expulsion d'eau interstitielle.
- L'expulsion d'une partie de l'eau interstitielle s'accompagne de déformations dites de consolidation (ou de consolidation primaire).
- Après dissipation des excès de pression interstitielle, nous constatons en général la poursuite des déformations du sol. C'est la phase de consolidation secondaire (ou compression secondaire ou fluage), pendant laquelle le sol se déforme sous des contraintes constantes.

En général, le tassement se décompose en trois termes selon la formule de Bourges (1976) :

$$S = S_i + S_c + S_f \quad (2.10)$$

Avec les notations suivantes :

S_i : tassement immédiat ;

S_c : tassement de consolidation ;

S_f : tassement de fluage.

2.3.2. Calcul du tassement instantané

Le calcul du tassement instantané des sols de fondation se fait classiquement dans l'hypothèse d'un sol complètement saturé, et de liquide incompressible. Comme nous supposons qu'il n'y a pas d'écoulement dans le sol, le tassement instantané se produit à volume constant. Le sol est supposé isotrope, homogène et qu'il est à un comportement élastique linéaire caractérisé par un module d'élasticité E et un coefficient de poisson $\nu = 0.5$. Il est aussi considéré comme un demi-espace élastique, ou comme une couche d'épaisseur finie reposant sur un substratum indéformable.

Divers recueils de tables et d'abaques, ont été publiés pour la détermination des déformations élastiques des sols de fondation. La solution de Giroud (1973), pour les sols de fondation monocouches, permet le calcul du tassement immédiat de la surface du sol, au point M distant de x de l'axe du remblai (figure 2.5). Il est donné par la formule suivante :

$$S_i = \frac{\gamma_R H}{E} \cdot \frac{a^2}{a - a'} \left[r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 \cdot r'_H \right] \quad (2.11)$$

Dans laquelle nous donnons à r_H et r'_H , les valeurs lues sur la figure 2.5 en fonction de $\left(\frac{H}{a}, \frac{X}{a} \right)$ et $\left(\frac{H}{a'}, \frac{X}{a'} \right)$ respectivement.

Le choix du module d'élasticité E à utiliser dans le calcul du tassement immédiat est simple dans le cas d'un sol homogène. Pour les sols nettement stratifiés, le module d'élasticité E est remplacé par un module moyen E_m (Bourges, 1976) tel que :

$$E_m = \frac{\Delta\sigma_m \cdot \sum h_i}{\sum \frac{h_i \Delta\sigma_i}{E_i}} \quad (2.12)$$

Avec les notations suivantes :

$\Delta\sigma_m$: Augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la couche compressible sous l'axe du remblai ;

$\Delta\sigma_i$: Augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la sous couche i sous l'axe du remblai ;

h_i : Épaisseur de la sous couche i ;

E_i : Module d'Young de la sous couche i .

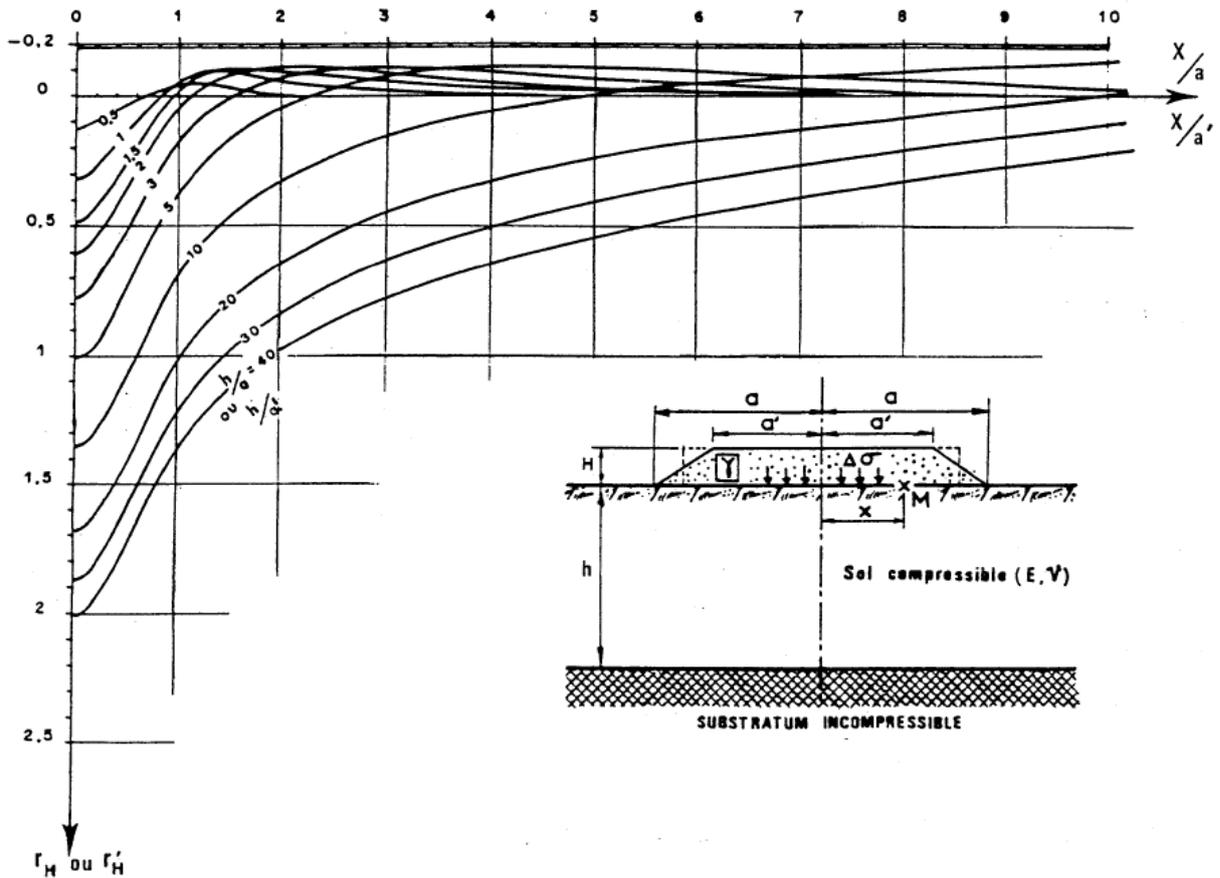


Figure 2.5. Notation et abaque de Giroud (1973) pour le calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0.5$).

2.3.3. Calcul du tassement de consolidation

La méthode de calcul du tassement de consolidation est basée sur les principes de Terzaghi (1951, 1957). La prévision de ce tassement s'opère généralement en deux temps à savoir, le calcul de l'amplitude des déformations et la détermination des vitesses de tassements.

2.3.3.1. Amplitude des déformations

Le calcul de l'amplitude du tassement de consolidation nécessite deux étapes qui consistent, pour la première, à déterminer le champ des contraintes dans le sol et, pour la seconde, à calculer le tassement à partir de ces contraintes et des résultats des essais en laboratoire.

Pour un sol multicouche, le tassement de chaque couche est calculé à partir des valeurs sur le plan moyen de chaque couche et le tassement total est obtenu par sommation des tassements élémentaires.

En présence d'une couche homogène de forte épaisseur, on améliore la précision des calculs en subdivisant la couche en sous-couches et en procédant comme pour un multicouche.

❖ calcul des contraintes

L'épaisseur de la couche compressible est suffisamment importante par rapport aux dimensions du remblai. Il est donc préférable de tenir compte de la distribution réelle des contraintes. Dans ce cas, nous utilisons généralement l'abaque d'Osterberg qui donne la distribution de la contrainte verticale due à une charge en forme de trapèze rectangle infiniment longue. La surcharge verticale $\Delta\sigma_z$ en un point M , à la profondeur Z , causée par le remblai est :

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_R \cdot I_Z \quad (2.13)$$

$$\Delta\sigma_R = \gamma_R \cdot H \quad (2.14)$$

Avec $I_Z = 2I$ où I est le coefficient d'influence lu sur l'abaque en fonction des paramètres $\frac{a}{Z}$ et $\frac{b}{Z}$ (figure 2.6).

❖ amplitude des déformations

Le calcul du tassement de consolidation s'effectue à partir des caractéristiques de compressibilité mesurées à l'oedomètre (sans déformation latérale du sol). Le sol de fondation est supposé être formé de plusieurs sous couches qui se tassent sous l'effet des contraintes $\Delta\sigma_z$. Le tassement S_{oed} d'une tranche verticale de sol se calcule à l'aide de la formule oedométrique. Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } \sigma'_{vf} > \sigma'_p : S_{oed} = \frac{H}{1 + e_0} \left(C_s \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right) \quad (2.15)$$

$$\text{Si } \sigma'_{vf} \leq \sigma'_p : S_{oed} = \frac{H}{1 + e_0} C_s \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.16)$$

Dans laquelle H , e_0 , C_s , C_c , σ'_{v0} et σ'_p sont respectivement la hauteur, l'indice des vides, l'indice de gonflement, l'indice de compressibilité, la contrainte verticale initiale et la contrainte de préconsolidation dans la sous couche de sol. La contrainte effective verticale à mi-couche, notée σ'_{vf} , est égale à la contrainte verticale initiale plus l'accroissement de contrainte induit par le l'ouvrage ($\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$).

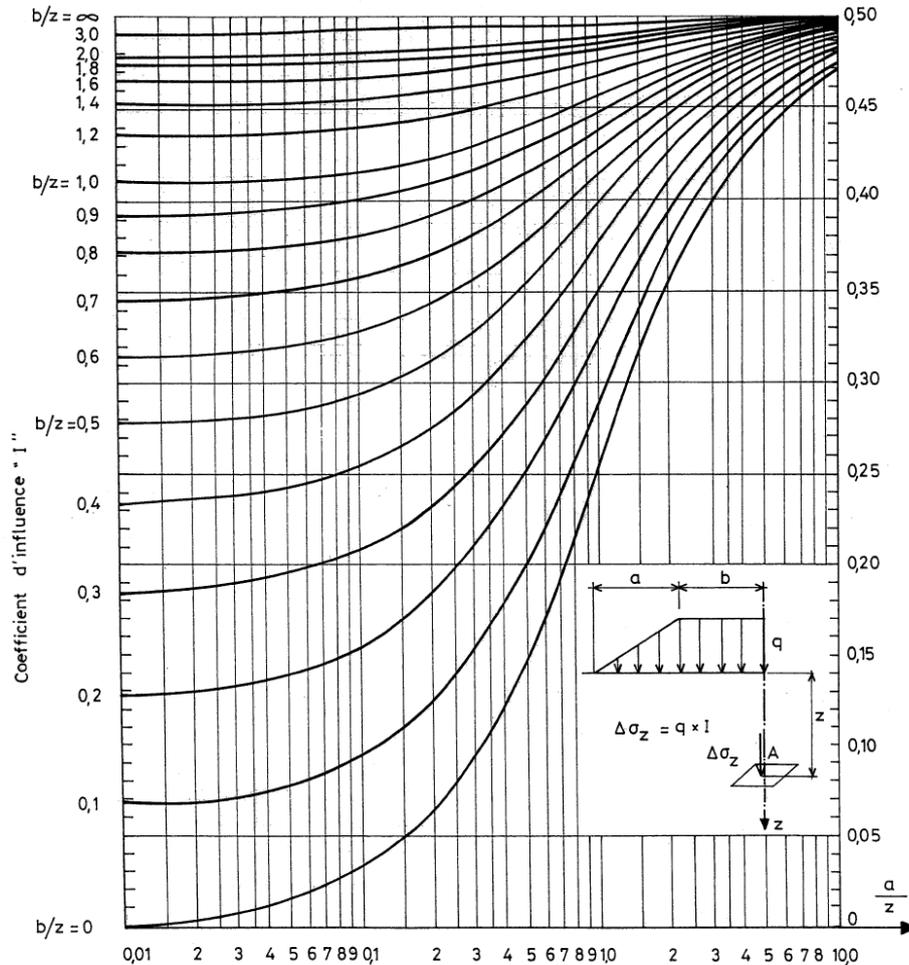


Figure 2.6. Abaque d'Osterberg (1957) pour le calcul du coefficient d'influence sous une charge en forme de demi-remblai.

2.3.3.2. Correction de Skempton-Bjerrum

Skempton et Bjerrum (1957), ont constaté que les tassements de consolidation observés sous les ouvrages sont souvent différents de ceux déduites des essais oedométriques. Ils ont attribué cette différence au caractère tridimensionnel des déformations immédiates des sols, qui comprendraient une partie du tassement calculé d'après les formules oedométriques.

Pour tenir compte de cette différence, ils ont proposé de corriger le tassement S_{oed} par un facteur $\mu(A)$, dépendant de la valeur du coefficient A de génération des surpressions interstitielles dans les sols saturés chargés rapidement :

$$S_c = \mu(A) \cdot S_{oed} \quad (2.17)$$

La valeur de $\mu(A)$ a été calculée dans l'hypothèse où le sol est élastique isotrope. Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mu = A + \alpha(1 - A) \quad (2.18)$$

Avec des coefficients A et α dont les valeurs sont indiquées dans les tableaux (2.1) et (2.2). Le coefficient α dépend de la largeur B ou du diamètre B de la charge et de l'épaisseur H de la couche molle.

Type de sol	A
Argiles très surconsolidées	≤ 0.2
Argiles surconsolidées	0.2 à 0.5
Argiles normalement consolidées	0.5 à 1
Argiles très sensibles	1 à 1.2

Tableau 2.1. Valeur du coefficient de pression interstitielle A (Skempton et Bjerrum, 1957).

H/B	Semelle circulaire	Semelle filante
0	1.00	1.00
0.25	0.67	0.74
0.5	0.50	0.53
1	0.38	0.37
2	0.30	0.26
4	0.28	0.20
10	0.26	0.14
∞	0.25	0

Tableau 2.2. Valeur du coefficient géométrique α (Skempton et Bjerrum, 1957).

Remarque : Pour les argiles alluvionnaires, la valeur de μ est prise égale à 1.

2.3.4. Calcul du tassement de fluage

Plusieurs méthodes de calcul permettent la détermination du tassement secondaire du sol. La méthode la plus couramment utilisée est celle de Buisman et Koppejan (1948). Il est admis que le tassement supplémentaire S_f dû à la compression secondaire s'applique au-delà de t_{100} , fin de la consolidation primaire. Pour $t \leq t_{100}$, le tassement suit une loi où intervient en particulier, la théorie de la consolidation.

La méthode est basée sur l'hypothèse fondamentale que le tassement relatif d'une couche de sol dû à la compression secondaire, suit une fonction du logarithme du temps, une loi linéaire, indépendante de l'épaisseur de la couche considérée (figure 2.7).

Pour $t > t_{100}$, la loi de tassement s'écrit :

$$S_f = \Delta\sigma \cdot h \cdot \alpha \cdot \log \frac{t}{t_{100}} \quad (2.19)$$

Avec les notations :

$\Delta\sigma$: charge due au remblai ;

h : épaisseur initiale de la couche compressible ;

α : coefficient de proportionnalité déterminé à l'oedomètre (essai de longue durée) ;

t_{100} : temps correspondant à la fin de la consolidation primaire.

Cette relation a l'inconvénient de ne pas présenter de limite finie : on admet généralement que le maximum du tassement du fluage est atteint au bout de dix ans. D'autres théories, basées sur des descriptions plus complexes, donnent des tassements secondaires d'amplitude finie. Le plus connu de ces modèles est celui de Gibson et Lo (1961), qui donne pour tassement de fluage :

$$S_f = \Delta\sigma'_z H_0 b \quad (2.20)$$

Où b , qui représente la compression secondaire, est déterminé par un essai oedométrique de longue durée.

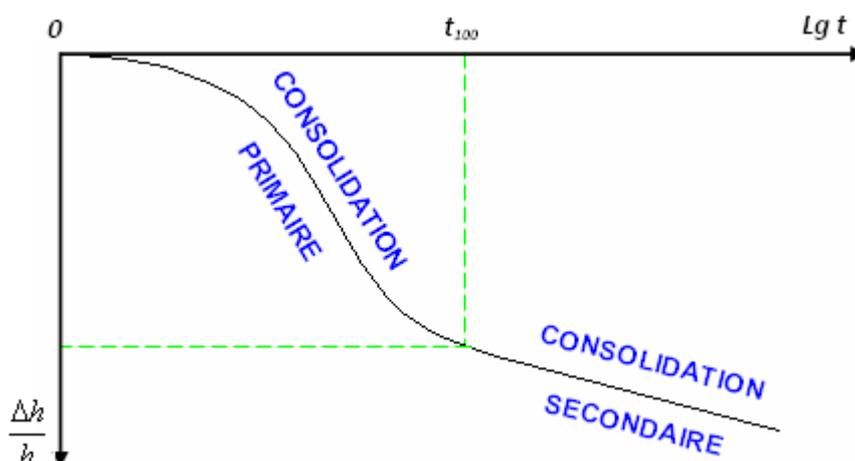


Figure 2.7. Tassement secondaire. Méthode de Buisman-Koppejan.

2.3.5. Vitesse de tassement

La théorie de Terzaghi permet, moyennant certaines hypothèses, d'évaluer le temps de consolidation. Elle se rapporte à une couche homogène de sol compressible saturé, s'étendant à l'infini dans le sens horizontal et chargée uniformément et instantanément sur toute sa surface.

Elle est basée sur un certain nombre d'hypothèses, dont les principales sont les suivantes :

- ✓ Les vides sont complètement saturés, la compressibilité de l'eau et des particules solides est négligeable vis-à-vis de celle du squelette solide ;
- ✓ La loi de Darcy est rigoureusement applicable ;
- ✓ Le sol est homogène et isotrope ;
- ✓ Le coefficient de perméabilité et le coefficient de compressibilité sont constants au cours de la consolidation ;
- ✓ La couche ne subit pas de déformation latérale.

La pression interstitielle varie avec le temps t et la profondeur z suivant l'équation différentielle suivante, due à Terzaghi :

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.21)$$

u représente ici l'excès de pression interstitielle Δu ;

C_v est le coefficient de consolidation verticale.

La résolution de cette équation différentielle, conduite à la solution $U = f(T_v)$; dans laquelle U est le degré de consolidation défini à l'instant t par le rapport :

$$U = \frac{\text{aireABDCMA}}{\text{aireABDC}} \quad (2.22)$$

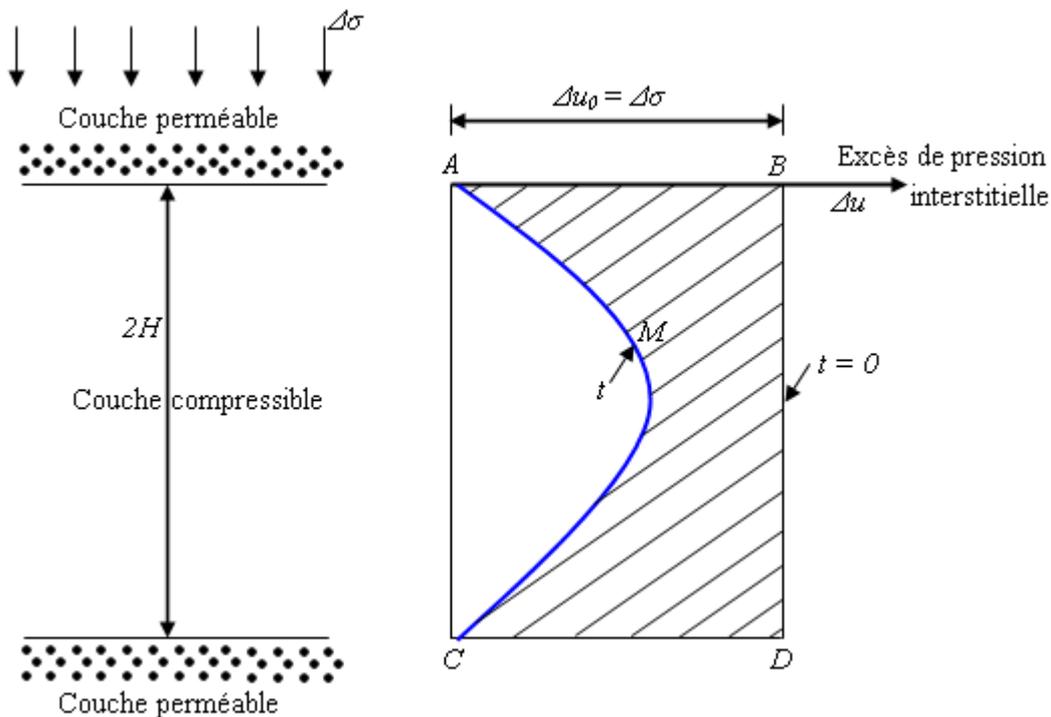


Figure 2.8. Variation de l'excès de pression interstitielle avec le temps et avec la profondeur au cours de la consolidation.

La linéarité des déformations par rapport aux contraintes permet de donner de U , une seconde définition équivalente à la première :

$$U(t) = \frac{S_t}{S} \quad (2.23)$$

Avec :

S_t : le tassement à l'instant t ;

S : le tassement final.

Le degré de consolidation $U(t)$ est donc indicateur de l'amplitude des tassements qui sont produits au temps considéré. La solution de l'équation de Terzaghi s'écrit :

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_1^{\infty} \frac{1}{(2m-1)^2} e^{-\frac{\pi^2 (2m-1)^2}{4} T_v} \quad (2.24)$$

T_v est le facteur temps, sans dimension, lié au temps t et aux caractéristiques géométrique H et mécaniques par la relation :

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \Rightarrow T_v = \frac{KE'}{H^2 \gamma_w} t \quad (2.25)$$

$$\text{Avec : } C_v = \frac{KE'}{\gamma_w} \quad (2.26)$$

En pratique, nous nous intéressons toutefois aux vitesses de tassement qui se produisent du degré de consolidation $U(t)$ précédemment. L'abaque $U = f(T_v)$, qui donne le degré de consolidation U en fonction du facteur temps est le principal outil du projeteur pour le calcul des vitesses de tassement, des remblais sans drains. Ces abaques sont utilisés de la façon suivante :

- ✓ Calcul du facteur temps T_v ;
- ✓ Lecture de U correspondante sur l'abaque de la figure 2.9.

Nous pouvons en première approximation, calculer le tassement à l'instant t , à partir du tassement de consolidation S_c , au moyen de la formule :

$$S(t) = U(t).S_c \quad (2.27)$$

L'évolution du tassement de consolidation en fonction du temps d'une couche d'épaisseur h_i s'écrit :

$$\Delta h_i(t) = h_i \frac{C_{ci}}{1 + e_{0i}} \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_i x U(t)}{\sigma'_{pi}} \quad (2.28)$$

$U(t)$ étant le degré moyen de consolidation à l'instant t et $\Delta \sigma_i$ l'accroissement moyen de contrainte verticale dû au remblai, pour la couche considérée.

Dans le cas des sols stratifiés (figure 2.10) où le coefficient de consolidation est variable d'une couche à l'autre, nous déterminons en général un coefficient de consolidation équivalent et l'on traite le sol comme une monocouche.

Absi (1965), propose de calculer la valeur de C_v équivalent par la formule :

$$C_{veq} = \frac{\left(\sum_i h_i\right)^2}{\left(\sum_i \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}}\right)^2} \tag{2.29}$$

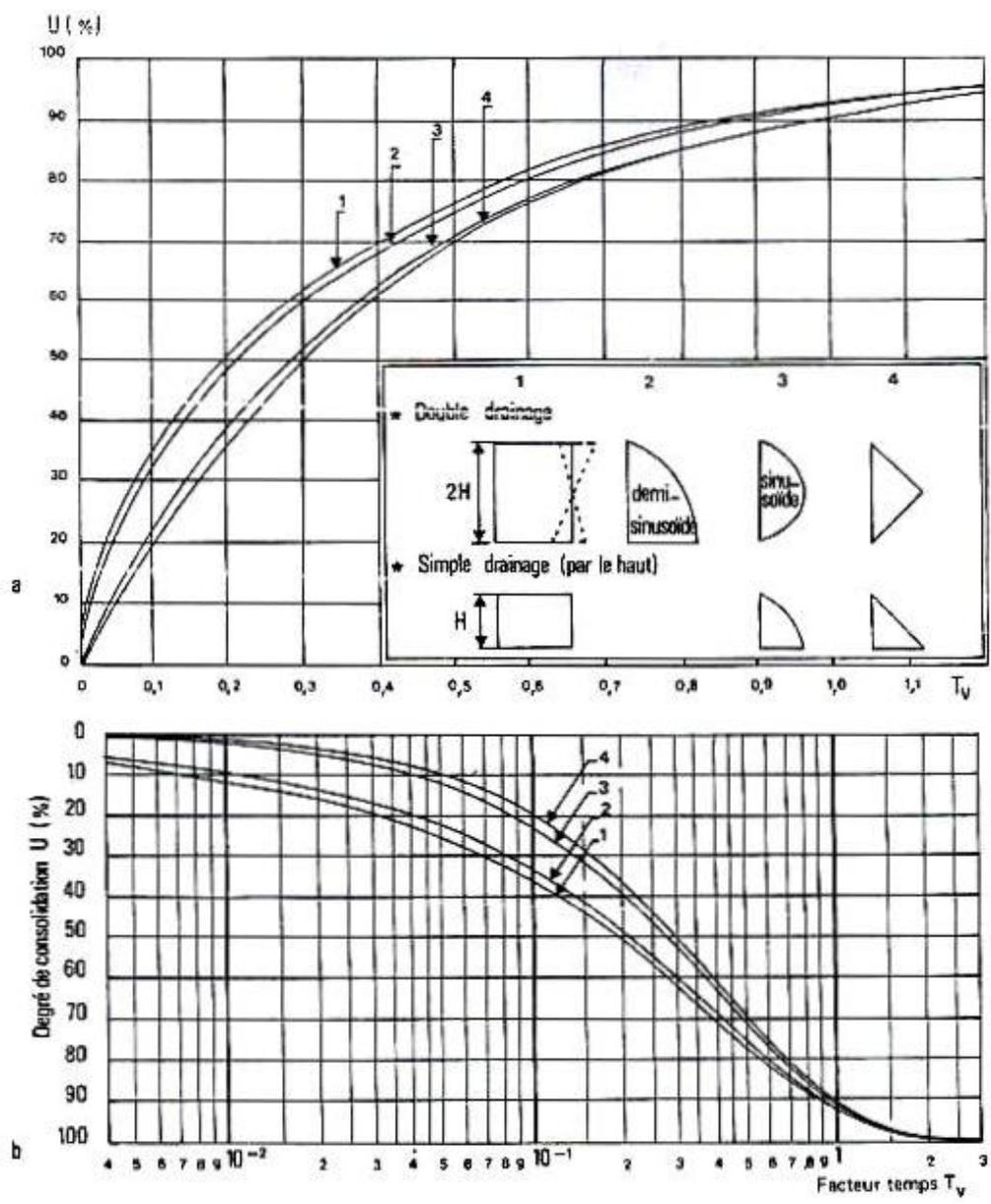


Figure 2.9. Consolidation unidimensionnelle. Degré de consolidation en fonction du facteur temps, d'après Terzaghi.

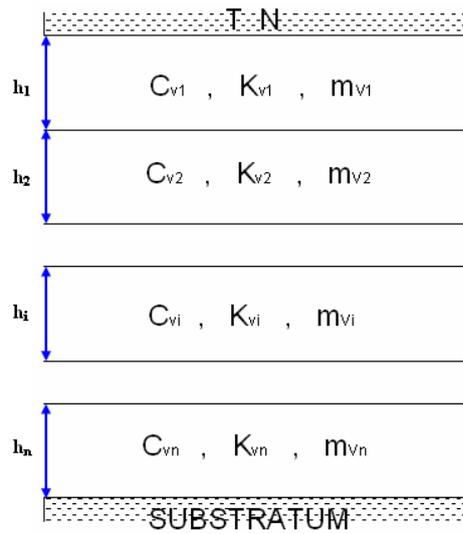


Figure 2.10. Sol stratifié. Notations.

Lorsque la couche compressible est composée de plusieurs sous-couches de coefficients de consolidation différents, et lorsque la surpression interstitielle initiale est variable, l'équation de consolidation de Terzaghi (équation 2.21) peut être résolue numériquement par la méthode des différences finies (Harr, M.E., 1968) (figure 2.11).

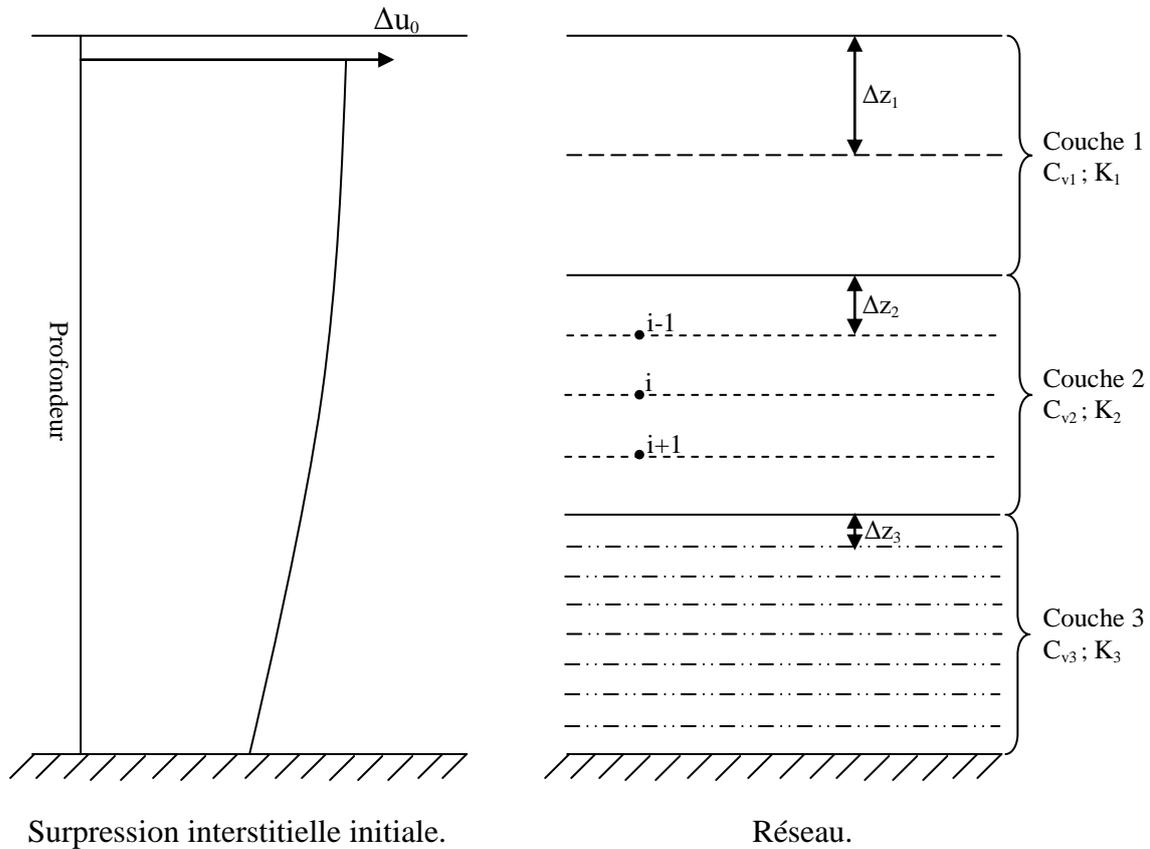


Figure 2.11. Résolution de l'équation de la consolidation par la méthode des différences finies.

En prenant pour les tranches horizontales d'épaisseur Δz l'indice i et pour les intervalles de temps l'indice j , on peut former un tableau à deux variables i et j , et calculer la pression interstitielle $u_{i,j}$ aux nœuds du tableau, en écrivant l'équation (2.21) sous forme de différences finies.

$$\frac{u_{i,j} - u_{i,j-1}}{\Delta t} = C_v \frac{u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j}}{\Delta z^2}$$

Soit
$$u_{i,j+1} - u_{i,j} = \alpha (u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j}) \quad (2.30)$$

Avec
$$\alpha = \frac{C_v \Delta t}{\Delta z^2}$$

Pour le calcul à la main, il est commode de prendre $\alpha = \frac{1}{2}$, l'équation (2.30) devenant :

$$u_{i,j+1} = \frac{1}{2} (u_{i+1,j} + u_{i-1,j}) \quad (2.31)$$

D'après Scott, R.F., il est plus exact de prendre $\alpha = \frac{1}{6}$. Ceci est possible, en faisant les calculs à l'ordinateur (Thomann, G., 1972). Jusqu'à maintenant, toutefois, et en particulier pour le remblai de la sebkha de Chott El Hodna, les calculs ont été faits avec $\alpha = \frac{1}{2}$.

Pour les différentes couches de coefficients de consolidation C_{v1} , C_{v2} , ..., C_{vm} différents, en conservant la même valeur de α et le même Δt , les épaisseurs de tranche doivent satisfaire à :

$$\frac{\Delta z_1}{\sqrt{C_{v1}}} = \frac{\Delta z_2}{\sqrt{C_{v2}}} = \dots = \frac{\Delta z_n}{\sqrt{C_{vn}}}$$

De plus, en passant d'une couche à une autre, on écrit la continuité du débit, ce qui donne, pour la pression interstitielle $u_{i,j}$ à l'interface des deux couches de coefficient de consolidation C_{v1} et C_{v2} et de coefficient de perméabilité k_1 et k_2 .

$$u_{i,j} = u_{i+1,j} - \frac{u_{i+1,j} - u_{i-1,j}}{1 + \frac{k_2 \Delta z_1}{k_1 \Delta z_2}} \quad (2.32)$$

L'application des formules de récurrence nécessite certaines hypothèses.

Si la surpression interstitielle initiale est égal à u_0 au niveau d'une couche drainante, pour le calcul, on prendra :

Pour $t = 0$, $u = \frac{u_0}{2}$ et pour $t > 0$, $u = 0$.

Si la couche compressible est limitée à la partie inférieure par une base imperméable, la surpression interstitielle sur celle-ci est déterminée à l'aide de la relation (2.30) et des valeurs de surpression interstitielle sur l'horizontale supérieure immédiate et sur son symétrique par rapport à la base imperméable, les surpressions interstitielles sur ces deux lignes étant identiques.

Cette méthode permet de tracer les isochrones représentant la surpression interstitielle à différentes époques et, de ce fait, de déterminer le degré de consolidation.

$$U = 1 - \frac{\int_0^H u_z dz}{\int_0^H (u_0)_z dz} \quad (2.33)$$

Notons que la formule (2.33) permet de déterminer le degré de consolidation pour toute la couche compressible ainsi que par sous-couche individualisée.

2.3.6. Hauteur supplémentaire à donner au remblai pour compenser le tassement

Si H est la différence entre la cote du terrain naturel et la cote du projet, l'épaisseur H_R du remblai sera telle que $H_R = H + \Delta h$, où Δh est le tassement provoqué par le remblai d'épaisseur H_R .

Nous traçons sur la même graphique (figure 2.12) les courbes suivantes :

- La droite représente la variation de $H_R - H$ en fonction de H_R (courbe 1) ;
- La courbe donnant la variation du tassement Δh en fonction de H_R (courbe 2).

Ces deux courbes se rencontrent pour une valeur $H_R = H_f$, hauteur à donner au remblai pour que sa cote supérieure soit celle du projet à la fin des tassements.

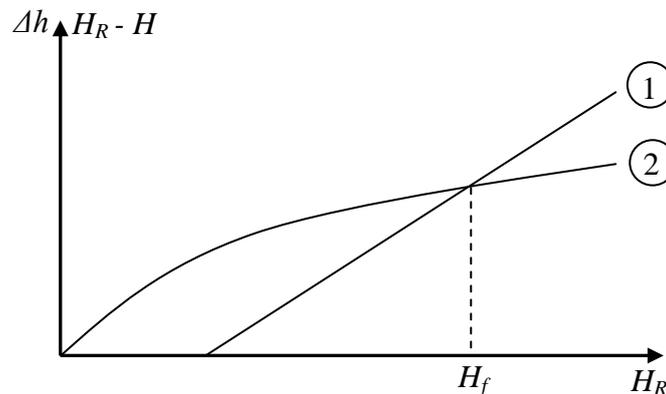


Figure 2.12. Détermination de la hauteur finale à donner au remblai pour tenir compte des tassements.

2.4. Conclusion

Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des fondations des structures, et notamment la détermination de leurs tassements. Cette connaissance (des tassements) doit être la plus complète possible pour la bonne prévision du comportement ultérieur de l'ouvrage.

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser par la suite : il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation. La consolidation est un phénomène élasto-plastique, différé dans le temps, dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Dans certains cas, le tassement ne se stabilise pas et continue au-delà de la fin supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors du tassement à long terme : ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage. Ces tassements secondaires peuvent avoir des conséquences graves sur l'ouvrage plusieurs décennies après la fin de sa construction. Le phénomène de fluage mérite donc d'être étudié avec précision pour pallier à ces éventuels problèmes.

La construction des ouvrages sur sols mous fait l'objet de cette partie : les propriétés mécaniques des sols mous en tant que sols de fondation sont caractérisés par :

- une faible résistance au cisaillement à court terme (c'est-à-dire tant qu'ils ne se sont pas consolidés sous les charges qui leurs sont appliquées). Cette résistance au cisaillement qui est alors appelée cohésion non drainée C_u , augmente lors de la consolidation du sol ;
- une compressibilité importante conduisant, sous charges, à des tassements de grande amplitude qui, compte tenu de la faible perméabilité du sol, se développent pendant plusieurs années, voir même des dizaines d'années.

Ces sols sont généralement situés sous la nappe et sont donc quasi saturés. Ces propriétés mécaniques particulières rendent de tels sols inaptes à supporter des fondations d'ouvrages. Par contre, un remblai peut s'adapter à des déformations, mêmes importantes, et par conséquent être fondé sur ces sols très compressibles.

Les problèmes posés par le comportement des sols mous chargés par des remblais sont de deux types : les problèmes de stabilité et les problèmes de tassement.

Une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement.

Alors, le choix d'une solution doit être fait, d'une part, à partir de considérations économiques, d'autre part, à partir des éléments techniques arrivant en conclusion des études de stabilité et de tassement.

Les calculs de stabilité et de tassement ne sont effectués qu'après une étude sérieuse des sols de fondation qui permet de les diviser en couches affectées de caractéristiques physiques et mécaniques moyennes représentatives. Ces caractéristiques sont obtenues à partir d'essais in-situ et d'essais en laboratoire sur échantillons intacts extraits du sol par sondage.

Pendant et après la construction du remblai suivant la méthode choisie, il est nécessaire de vérifier que le sol de fondation se comporte bien comme prévu, ou au contraire de modifier les conclusions de l'étude en fonction du comportement constaté. Compte tenu de la relative incertitude de certains calculs, il est donc indispensable d'effectuer des mesures d'auscultation en place (mesures des tassements et des pressions interstitielles).

PARTIE B : ÉTUDE NUMÉRIQUE

CHAPITRE 3 :

LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

3.1. 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.

3.2. Description du code de calcul Plaxis

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

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 nœuds), 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 simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

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 écoulement, 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.

3.2.1. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir de fonctions simples et paramétrées définies pour chaque zone du modèle. Un maillage du domaine à étudier permet de définir des zones élémentaires appelées éléments. Ceux-ci sont reliés entre eux en différents points dénommés nœuds.

Cette méthode consiste à résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée. Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation du problème consiste à vérifier les équations de base en un nombre limité de points (nœuds). Ainsi, on obtient une formulation algébrique du problème initial. La solution algébrique obtenue correspond aux composantes de la solution approchée du problème pour les éléments.

3.2.2. Type de modèle

PLAXIS peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymmetric*), (figure 3.1).

Les modèles en déformations planes (*Plane strain*) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques (*Axisymmetric*) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. À noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives.

Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de modèles en déformations planes ou de axisymétrique a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

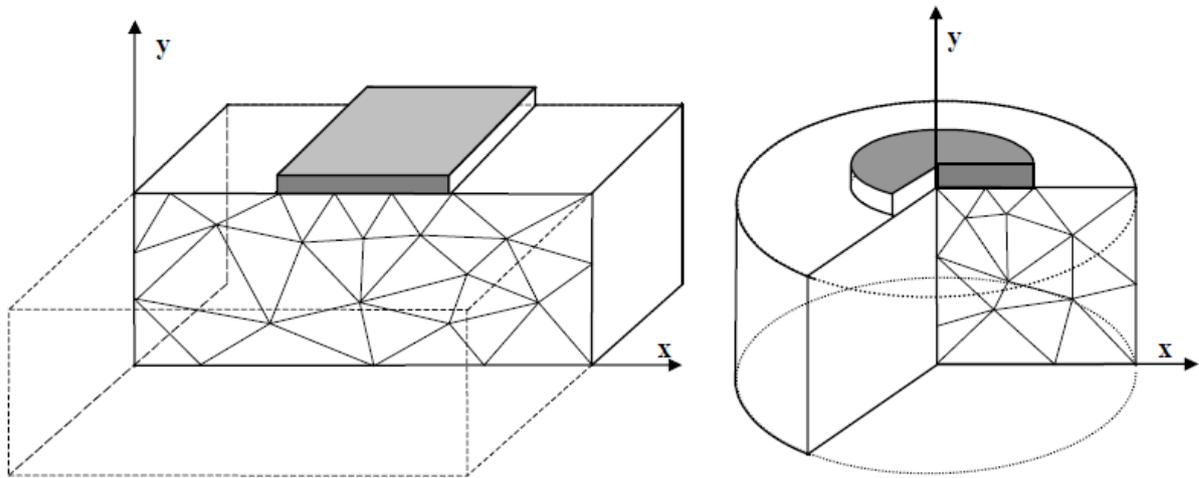


Figure 3.1. Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.

3.2.3. Discrétisation en 2D

Le milieu continu est discrétisé par des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure 3.2) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. Le triangle à 15 nœuds fournit 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 d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de *phi-c reduction*. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévaluées avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

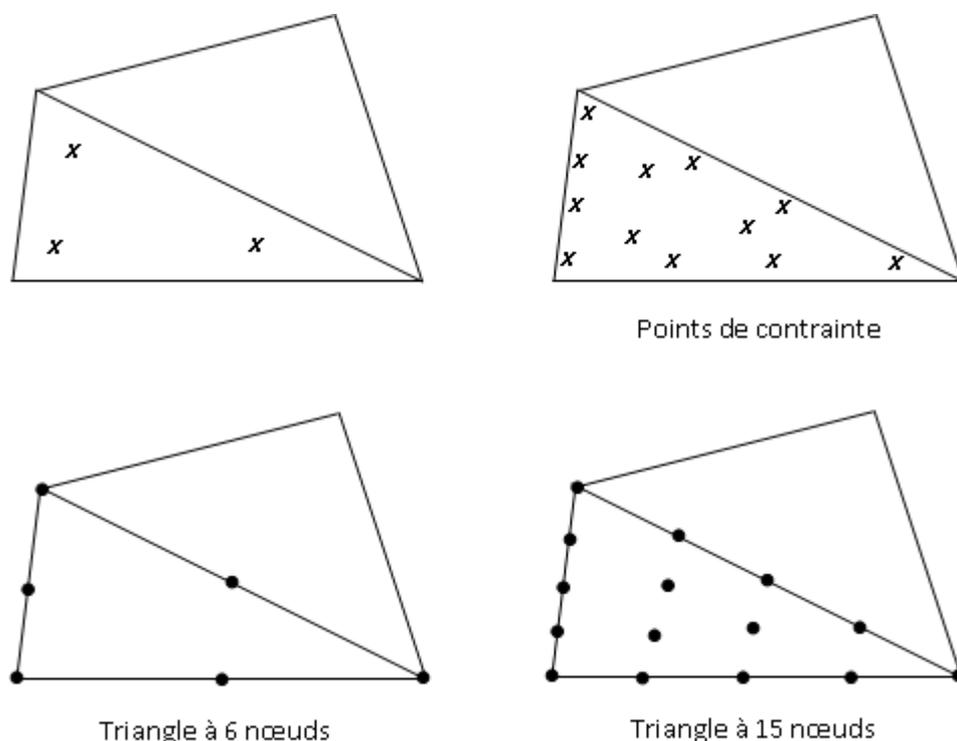


Figure 3.2. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

3.2.4. Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est 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 maillage 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 directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné 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.

3.3. Modèles de comportement

3.3.1. Modèle élastique linéaire

Ce modèle a été utilisé dans ce mémoire pour modéliser le renforcement de géosynthétique. Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées σ_{ij} à la réponse en déformations des matériaux ε_{ij} . Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans l'équation 3.1 et dans l'équation 3.2.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.2)$$

Où E et ν sont le module d'Young et le coefficient de Poisson et δ_{ij} est l'indice de Kronecker. Le modèle rhéologique relatif à l'élasticité linéaire peut être représenté par un ressort de raideur E .

	<i>Expression des paramètres</i>			
Couple de paramètres utilisés	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de poisson v
G, E	G	E	$\frac{G \cdot E}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
G, v	G	$2G(1 + v)$	$\frac{3G(1 + v)}{3(1 - 2v)}$	v
K, E	$\frac{3KE}{9K - E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6K}$
E, v	$\frac{E}{2(1 + v)}$	E	$\frac{E}{3(1 - 2v)}$	v
K, v	$\frac{3K(1 - 2v)}{2(1 + v)}$	$3K(1 - 2v)$	K	v

Tableau 3.1. Relations entre constantes élastiques (d'après Leipholz (1974)).

Le modèle élastique utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. Les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le tableau 3.1.

3.3.2. 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 de 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 :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.3)$$

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions.

3.3.2.1. Notion de surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties :

- ✓ L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations réversibles (élastiques) ;
- ✓ La surface de charge en elle-même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge :

$$F(\sigma_{ij}, R) = 0 \quad (3.4)$$

Avec, σ_{ij} : Tenseur des contraintes ;

R : Ensemble des paramètres d'écrouissage.

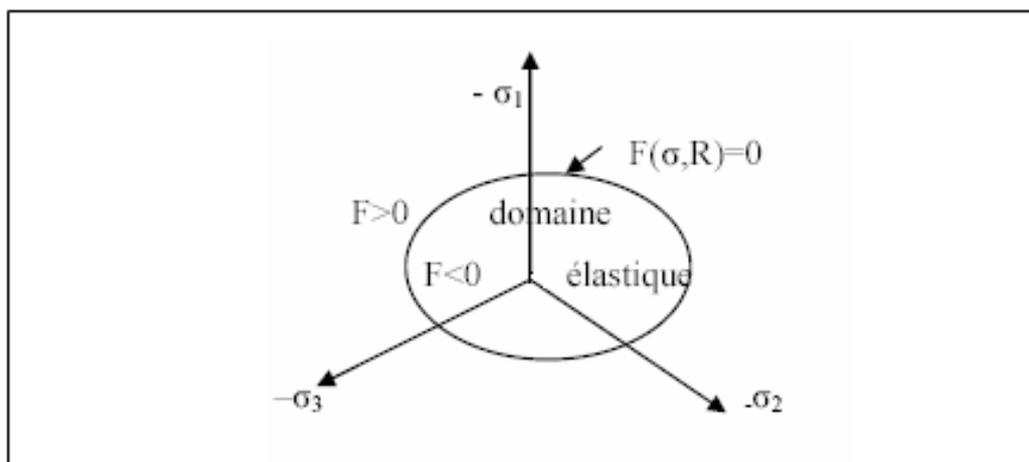


Figure 3.3. Surface de charge.

Trois cas de figure se présentent donc :

- ✓ $F < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique ;
- ✓ $F = 0$ Les déformations élastiques peuvent être, éventuellement, accompagnées de déformations plastiques ;
- ✓ $F > 0$ État de contraintes physiquement impossible en élasto-plasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F = 0$, deux cas de comportements élasto-plastiques sont possibles (figure 3.3) :

- La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage ;

- La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écrouissage).

3.3.2.2. Notion de règle d'écrouissage

L'écrouissage d'un matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. L'essai de traction (ou de compression) uniaxiale (figure 3.4) va nous permettre de décrire cette notion d'écrouissage.

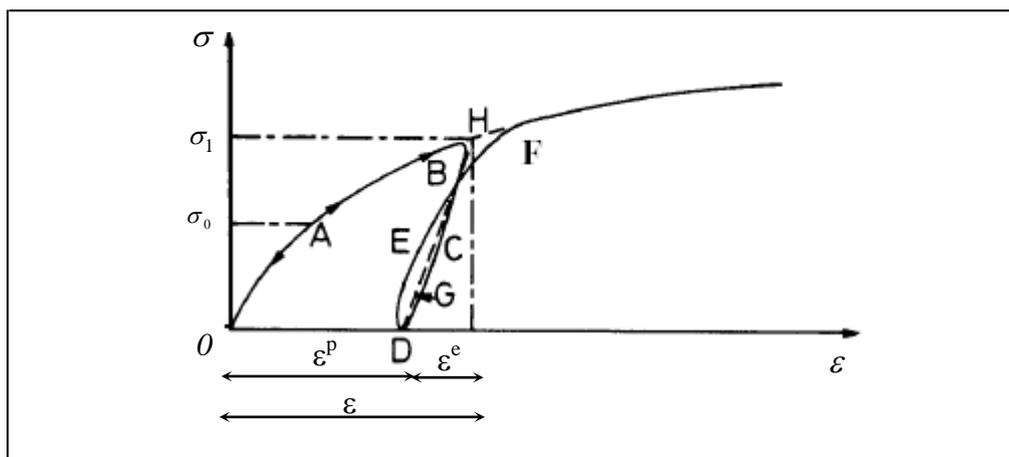


Figure 3.4. Essai de compression (ou de traction) uniaxiale d'un matériau.

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est-à-dire que, quand on décharge on revient en O. Le point A, représentant le point limite au-delà duquel on n'a plus de comportement élastique, correspond à une contrainte caractéristique dite « seuil » de plasticité initial ou « limite élastique ». Après l'avoir franchi, et si, étant au point B par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD. La déformation qui reste OD = ε^p est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin OAB. Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent (A). C'est justement cette élévation du seuil de plasticité qui s'appelle écrouissage. Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau.

L'écroissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écroissage R . Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être par exemple des scalaires fonctions des déformations plastiques comme pour le modèle de cam clay (Roscoe & Burland (1968), Schofield & Wroth (1968)) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écroissage, ou bien des tenseurs par exemple ε_{ij}^p .

En général, on peut distinguer quatre catégories de loi d'écroissage :

a) Ecroissage isotrope

L'écroissage est dit isotrope, quand l'évolution de la surface de charge n'est gouvernée que par un seul paramètre scalaire, par exemple la déformation plastique cumulée (figure 3.5). Ainsi, dans le plan $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$ en traction-compression simple, la courbe de traction succédant à celle de compression se déduit de cette dernière par une homothétie de rapport (-1) et de centre, le point de contrainte nulle (point A de la figure 3.5). Dans le plan déviatoire, la surface de charge croît de manière homothétique par rapport au point B.

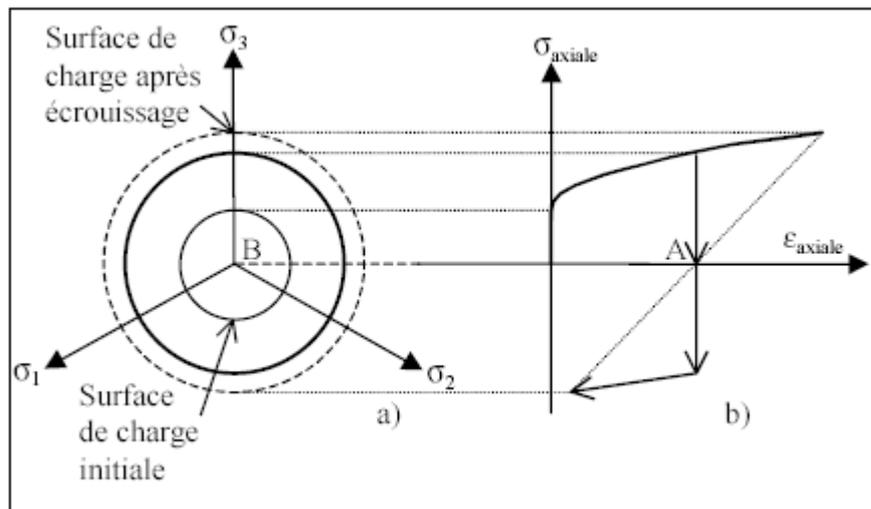


Figure 3.5. Représentation de l'écroissage isotrope en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$ en traction-compression simple.

b) Ecoulement cinématique

Le domaine d'élasticité délimité par la surface de charge se déplace par translation dans l'espace des contraintes principales (figure 3.6) et sans distorsion de la surface de charge initiale. L'écrouissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge.

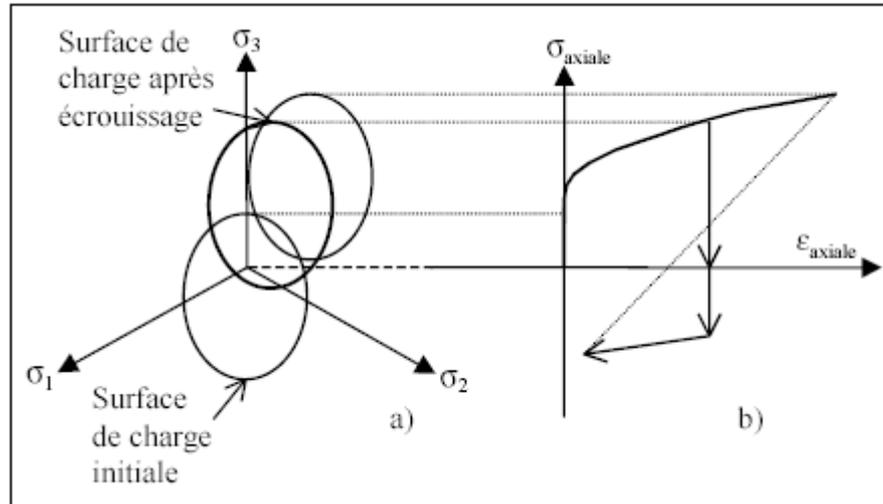


Figure 3.6. Représentation de l'écrouissage cinématique en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \epsilon_{axiale}$ en traction-compression simple.

c) Ecoulement mixte

La théorie de l'écrouissage 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.

d) Ecoulement anisotrope

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

3.3.2.3. Notions 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 3.3 citée ci-dessus. La loi d'écoulement est dite soit associée, soit non associée.

a) Lois d'écoulement associées

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer $F = G$.

La direction du vecteur de déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principale) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F = 0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.5)$$

Où λ est le multiplicateur plastique (scalaire positif)

Pour un état de contrainte σ tel que $F = 0$, deux cas sont possibles :

a) 1^{er} cas :

$$F(\sigma, R) = 0$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma < 0$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e \text{ et donc } d\varepsilon^p = 0$$

C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.

b) 2^{ème} cas :

$$F(\sigma, R) = 0$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma > 0$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux ou des sols purement cohérents.

b) Lois d'écoulement non associées

Dans le cas des sols frottants, les lois d'écoulement sont non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur de déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel

plastique, $G(\sigma_{ij}) = 0$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij}) = 0$.

3.3.3. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb

C'est le modèle utilisé dans ce mémoire pour modéliser le comportement du remblai qui constitué d'un matériau granulaire frottant. 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 de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d'équation : $\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi)$ (3.6)

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

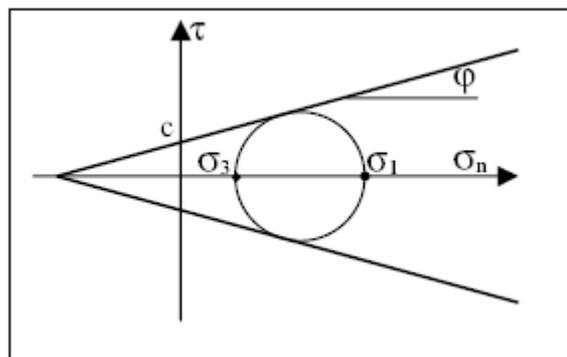


Figure 3.7. Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la figure 3.7. La contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans sa formulation. Dans le cas d'un matériau purement cohérent ($\varphi = 0$), on dit qu'il s'agit du critère de Tresca.

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 3.8. 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 $\varphi = 0$).

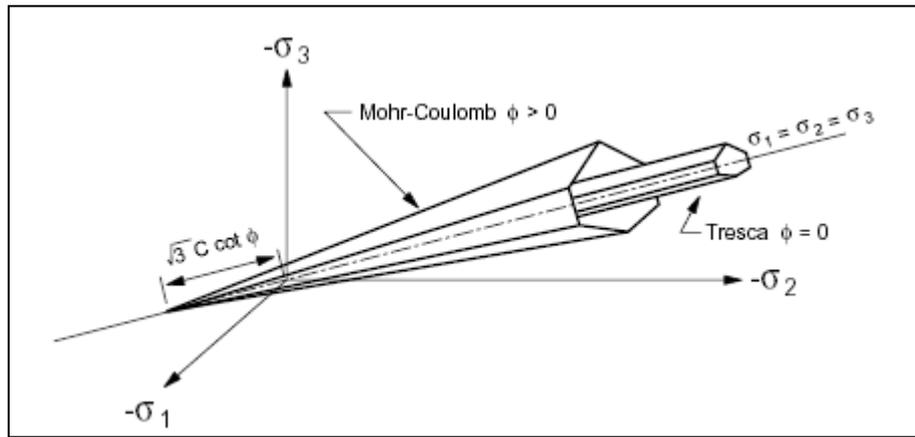


Figure 3.8. Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2000).

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

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.7)$$

Avec σ_1 : contrainte principale majeure ; et 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 :

$$G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \sigma_3 \quad (3.8)$$

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

$\Delta\varepsilon^{pv} / \Delta\varepsilon^{pc}$. 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 ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1 (Vermeer et de Borst, 1984).

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la figure 3.9.

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de Mohr-Coulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique de même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance ψ avec $\psi < \varphi$.

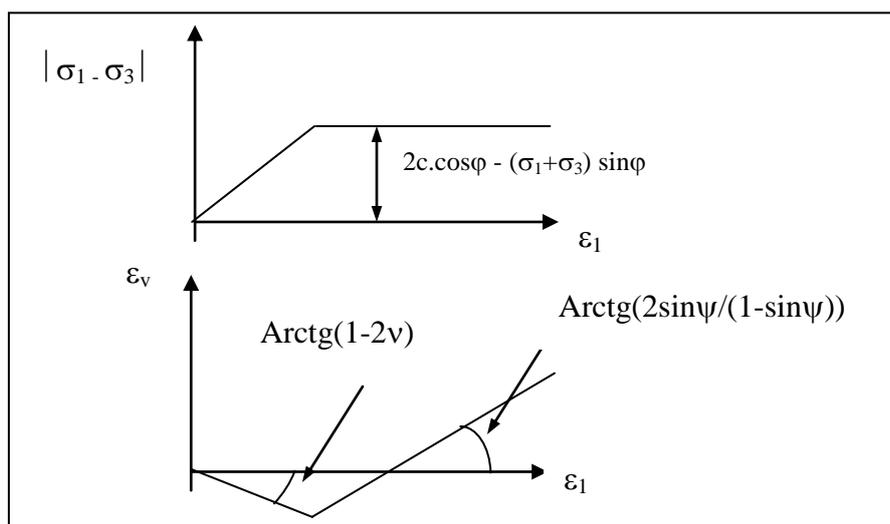


Figure 3.9. Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial

(Vermeer et de Borst, 1984).

Il est à noter que Vermeer et de Borst ont observé que les valeurs des angles de dilatance sont comprises approximativement entre 0° et 20° pour les sols, roches et bétons.

3.3.4. Modèle pour les sols mous (*Soft Soil Model, SSM*)

C'est le modèle utilisé dans ce mémoire 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. Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé

du Cam-Clay. Historiquement le modèle 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'écroutissement 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 de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

Paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des 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 κ . 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 3.10 résume les différentes définitions des paramètres.

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

Cohésion :

Une cohésion effective peut être introduite dans le modèle (SSM). Elle peut être nulle.

Paramètre de frottement :

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement

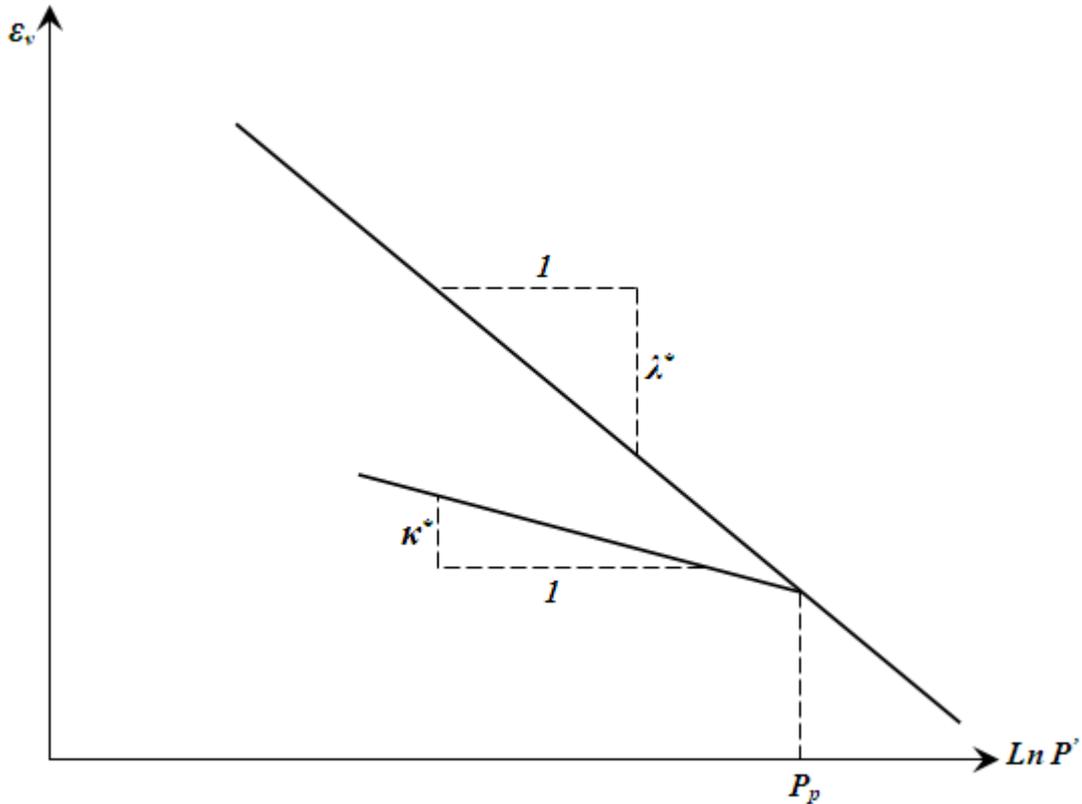


Figure 3.10. Représentations de l'essai oedométrique.

Paramètre de dilatance :

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible.

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 (3.9).

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (3.9)$$

Où φ_{cv} est l'angle du frottement critique qui est égal à $\varphi + 0.1^0$.

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 (3.9). En générale, la valeur de K_0^{NC} calculée par le programme est supérieure à celle

calculée par la formule de Jaky ($K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$). Sinon, on pourrait rentrer une valeur de K_0^{NC} pour calculer la valeur de M par la formule de Brinkgreve, 1994 (équation. 3.10).

$$M \approx 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad (3.10)$$

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

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan p - q .

Coefficient de Poisson :

Dans les modèles 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 (i.e. $\nu/(1-\nu)$) mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (3.11)$$

Les surfaces de charges :

La figure 3.11 fournit, dans le plan (p, q) une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. 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).

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*)).

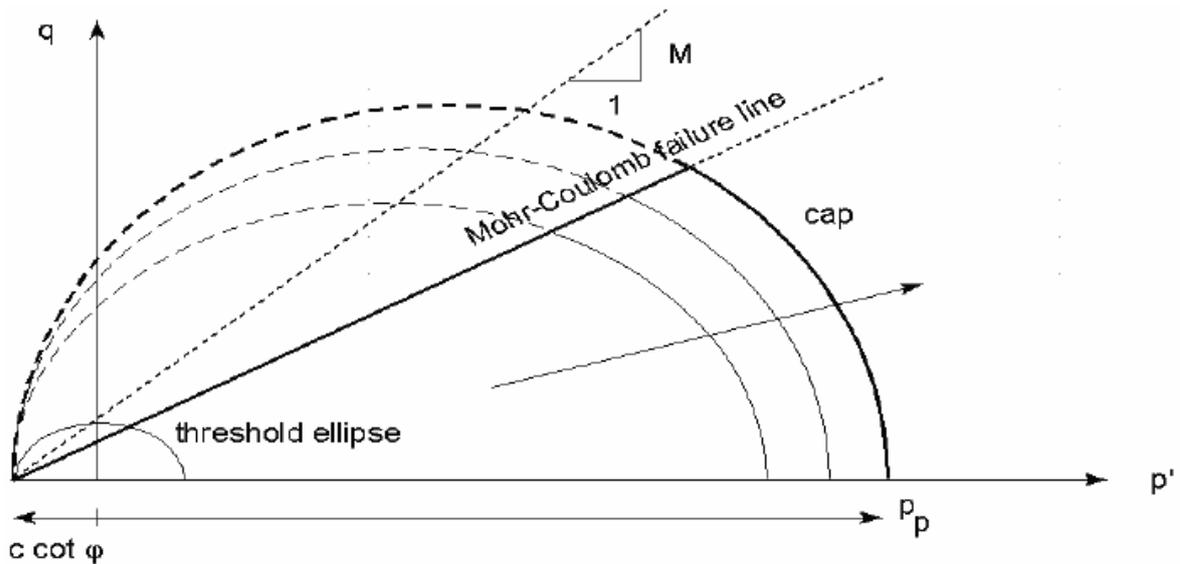


Figure 3.11. Surfaces de charge elliptiques.

En résumé :

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

κ^* : Indice du gonflement modifié	[-]
λ^* : Indice de compression modifié	[-]
c : Cohésion effective	[KN/m ²]
φ : Angle du frottement	[°]
ψ : Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur} : Coefficient du Poisson pour décharge-recharge	[-]
K_0^{NC} :	[-]
M : paramètre K_0^{NC}	[-]

3.4. Interfaces

Les interfaces sont composées d'éléments d'interface. La figure 3.12 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments de sol. Dans le cas d'éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface correspondants sont définis par cinq paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 6 nœuds, les éléments d'interface sont définis par trois paires de nœuds. Sur la figure 3.12, les éléments d'interface sont représentés avec une épaisseur finie, mais

dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface à une « épaisseur virtuelle » qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour définir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (*Virtual thickness factor*) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée à partir de la précision du maillage à deux dimensions.

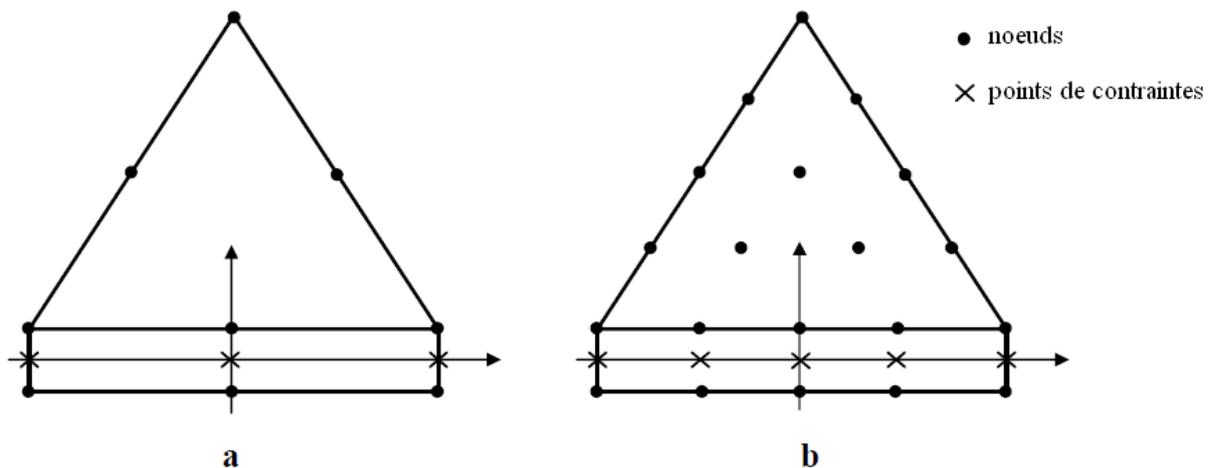


Figure 3.12. Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol.

La matrice de rigidité pour les éléments d'interface est obtenue au moyen de l'intégration de Newton-Cotes. La position des points de contrainte de Newton-Cotes coïncide avec les paires de nœuds. Par conséquent, cinq points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 10 nœuds alors que trois points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 6 nœuds.

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire.

Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par :

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (3.12)$$

Et pour un comportement plastique τ est donné par :

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (3.13)$$

Où φ_i et c_i sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface et σ_n , τ sont la contrainte normale et la contrainte tangentielle agissant à l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol.

Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}). Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes :

$$c_i = R_{inter} c_{sol} \quad (3.14)$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{sol} \leq \tan \varphi_{sol} \quad (3.15)$$

$$\psi_i = 0^0 \text{ pour } R_{inter} < 1, \text{ sinon } \psi_i = \psi_{sol}$$

En plus du critère de cisaillement de Coulomb, le critère de suppression des tractions décrit précédemment s'applique aux interfaces (s'il n'est pas désactivé) :

$$\sigma_n < \sigma_{t,i} = R_{inter} \sigma_{t,sol} \quad (3.16)$$

Où $\sigma_{t,sol}$ est la résistance à la traction du sol.

3.5. Géogrilles

Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géogrilles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol. La seule propriété d'une géogrille est sa rigidité axiale élastique EA entrée en unité de force par mètre linéaire. La rigidité axiale EA est usuellement fournie par le fabricant de la géogrille et peut être déterminée à partir de diagrammes dans lequel l'élongation de la géogrille est tracée en fonction de la force appliquée dans la direction longitudinale. La raideur axiale est le rapport de l'effort axial par unité de longueur et de la déformation axiale ($\Delta l/l$ où Δl est l'allongement et l est la longueur).

$$EA = \frac{F}{\Delta l/l} \quad (3.17)$$

Les géogrilles sont composées d'éléments (linéaires) ayant deux degrés de libertés en translation à chaque nœud (u_x, u_y). Quand des éléments de sol à 15 nœuds sont utilisés, chaque élément de géogrille est défini par cinq nœuds alors que des éléments de sol à 6 nœuds sont combinés avec des éléments de géogrilles à 3 nœuds. Les efforts axiaux sont évalués aux points de contrainte de

Newton-Cotes. Ces points de contrainte coïncident avec les nœuds. La localisation des nœuds et points de contraintes des éléments de géogrille sont indiqués sur la figure 3.13.

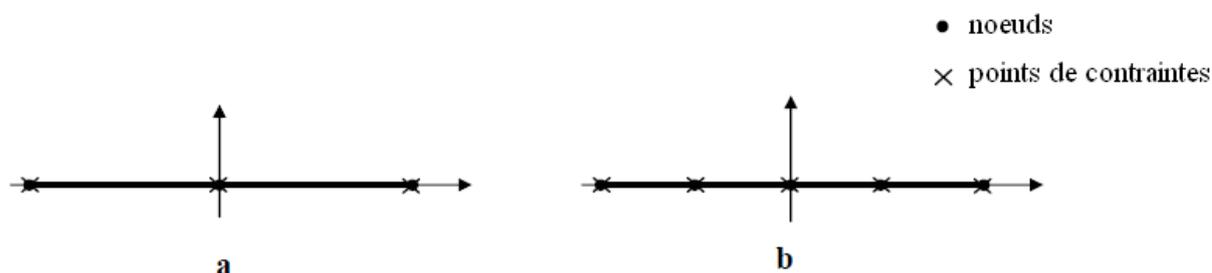


Figure 3.13. Position des nœuds et des points de contraintes sur les éléments de géogrille à 3 nœuds et à 5 nœuds.

3.6. 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.

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.

Pour ce qui concerne les lois de comportement nous avons retenu :

Le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr Coulomb pour le remblai. Le matériau utilisé pour la construction de remblai est frottant sans cohésion. Le modèle pour les sols mous (SSM) pour le sol de fondation. Le modèle élastique pour l'élément de géogrille en bidimensionnel. L'interaction de cet élément de géogrille, avec le remblai et le sol de fondation, est assurée par des éléments d'interface.

CHAPITRE 4 :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI SUR SOL COMPRESSIBLE RENFORCÉ PAR DES GÉOSYNTHÉTIQUES

4.1. Introduction

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 ;
- ✓ Les surpressions interstitielles et leurs évolutions en fonction de temps et en fonction de 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.

Une application numérique sera faite sur la route traversant Sebkhah du Chott El Hodna. L'étude présentée dans cette application a été réalisée pour la validation du modèle pour les sols mous (SSM), afin de comparer ses prévisions avec les résultats de tassements et de surpressions interstitielles obtenues par les différentes méthodes de calcul analytique existantes.

L'ensemble des résultats des simulations entreprises dans cette étude sont présentées sous forme de courbes graphiques explicites et sont largement discutés. Le présent chapitre sera couronné par une conclusion synthétique qui viendra y rappeler les résultats les plus importants.

4.2. Tassement et consolidation d'un remblai sur sol compressible

4.2.1. Présentation du cas étudié

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un remblai sur une couche d'argile molle. On s'intéresse d'étudier les problèmes de tassement et de consolidation. Le remblai étudié est de largeur en pied de talus 20 m et de largeur en crête de talus 12 m, la pente des talus étant de $\frac{1}{2}$ et la hauteur est de $h = 2$ m. le remblai est construit sur une couche d'argile d'épaisseur $H = 6$ m. la nappe phréatique coïncide avec la surface de sol de fondation. La couche d'argile est supposée drainée par ses deux faces, puisque l'horizon supérieur est constitué par le remblai en tout venant d'oued (TVO) et que l'horizon incompressible profond est composé de matériau drainant.

La figure 4.1 définit les différents termes descriptifs de la géométrie du remblai, et de la couche d'argile employés dans ce cas étudié. Les caractéristiques géotechniques et mécaniques du matériau de remblai et de sol de fondation sont indiquées dans les tableaux 4.1 et 4.2 respectivement.

γ (KN/m ³)	E (KN/m ²)	ν	C (KN/m ²)	φ (°)	ψ (°)
22	30000	0.3	1	35	0

Tableau 4.1. Caractéristiques du matériau de remblai.

γ_{sat} (KN/m ³)	E (KN/m ²)	ν	C (KN/m ²)	φ (°)	ψ (°)	C_c	C_s	C_α
18	5000	0.35	10	20	0	0.35	0.03	0.0233

Tableau 4.2. Caractéristiques du sol de fondation.

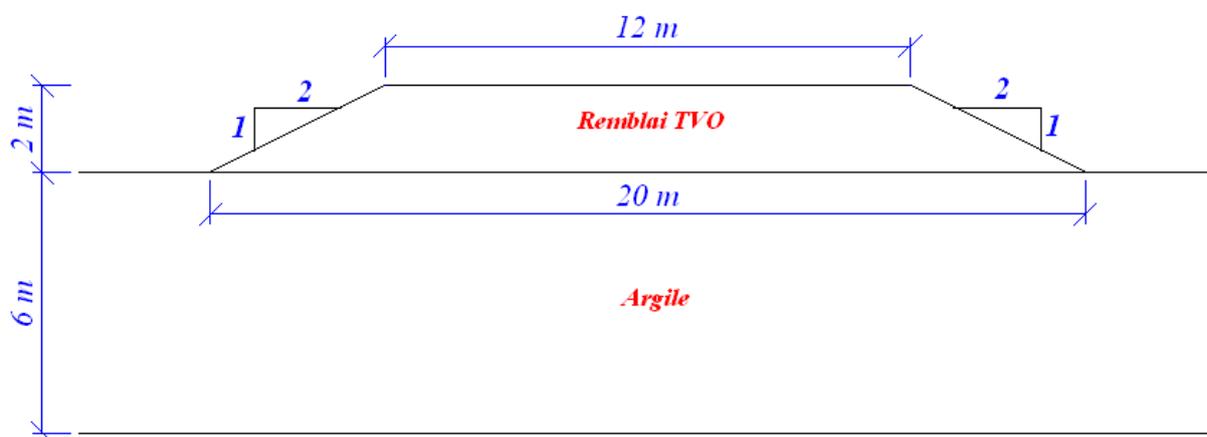


Figure 4.1. Présentation du cas étudié : remblai et sol de fondation.

4.2.2. Analyse analytique

4.2.2.1. Calcul des tassements

Les différents termes du tassement total S ont été évalués suivant les méthodes déjà exposées au chapitre 2, et en application de la formule (2.10)

$$S = S_i + S_c + S_f$$

Le tableau 4.3 récapitule les valeurs obtenues par les différentes méthodes de calcul pour le tassement total.

<i>Tassement (cm)</i>			
Tassement instantané (S_i)	Tassement primaire (S_c)	Tassement secondaire (S_f)	Tassement total (S)
1.20	48	$5.6 \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right)$	$49.2 + 5.6 \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right)$
t : en jours.			
t_{100} : temps nécessaire pour obtenir la fin de la consolidation.			

Tableau 4.3. Tassement total du remblai.

4.2.2.2. Évolution du tassement de consolidation

La figure 4.2 donne l'évolution du tassement de consolidation primaire S_c en fonction du temps t sur une échelle arithmétique, tandis que la figure 4.3 présente l'évolution du tassement de consolidation primaire et secondaire ($S = S_c + S_f$) sous forme logarithmique. Le tassement de consolidation primaire est calculé en utilisant la méthode de Terzaghi pour le cas où l'on considère une distribution linéaire des pressions interstitielles en fonction de la profondeur.

D'après la figure 4.2, on observe l'allure asymptotique du tassement primaire S_c lorsque t prend une valeur très élevée. Cela signifie que, théoriquement, la consolidation primaire n'atteint jamais 100 % mais se prolonge indéfiniment. Le temps de consolidation primaire correspondant à un degré de consolidation $U = 99.5$ % est $t = 220$ jours.

D'après la figure 4.3, on observe que le tassement de fluage S_f débute au point (a) de la courbe théorique du tassement en fonction du temps. Ce point représente le tassement à 99.5 % de consolidation ($S_c = 0.48$ m).

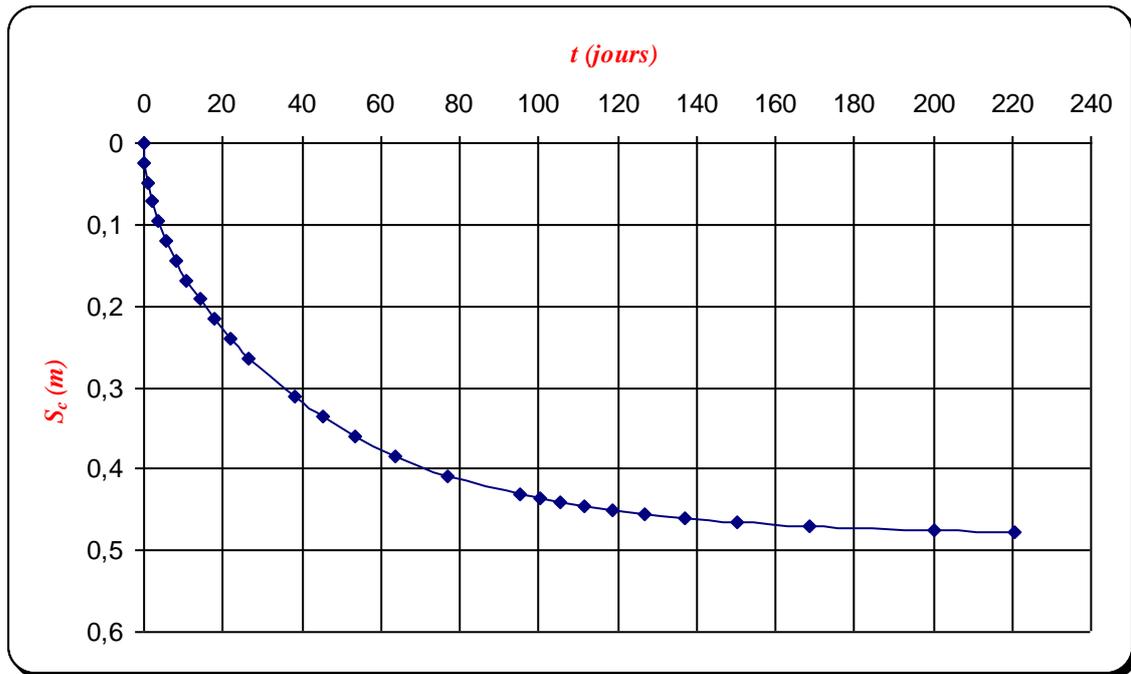


Figure 4.2. Évolution du tassement de consolidation primaire S_c .

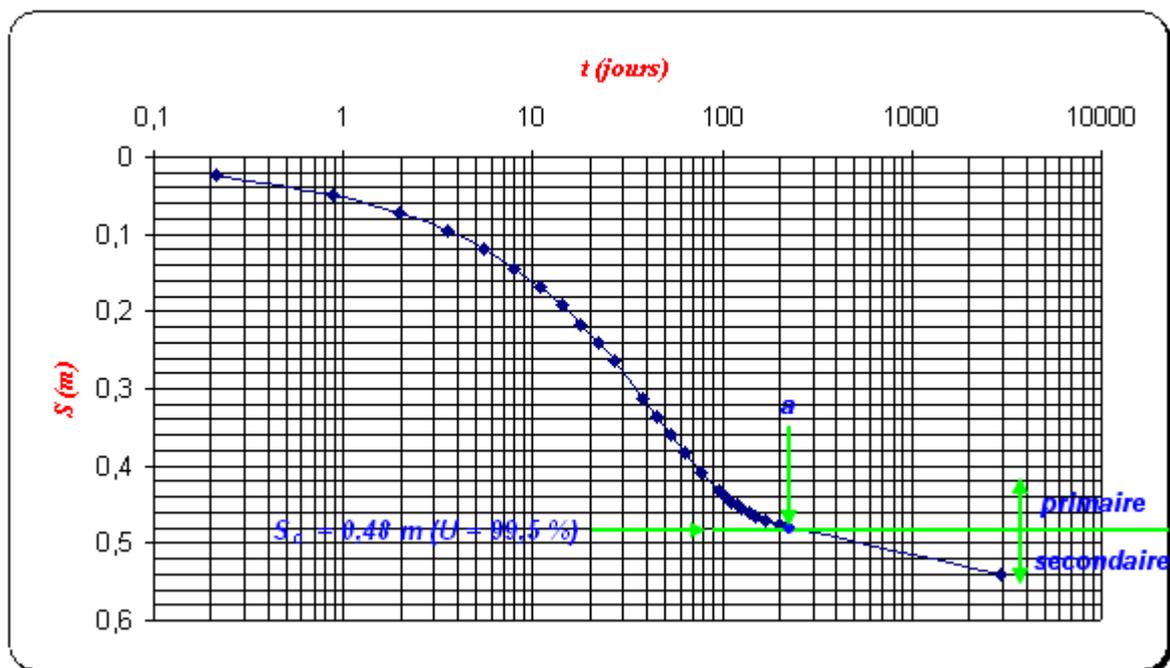


Figure 4.3. Évolution du tassement de consolidation primaire et secondaire ($S = S_c + S_f$).

4.2.2.3. Surpressions interstitielles

Les surpressions interstitielles ont été calculées aux temps $t = 75$ jours et $t = 150$ jours, en utilisant la méthode de Terzaghi. Le coefficient de consolidation C_v ($C_v = 8 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{jours}$) est donné par la formule (2.26) et le facteur temps T_v ($T_v = 0.667$ pour $t = 75$ jours et $T_v = 1.333$ pour $t = 150$ jours) pour une couche drainée par les deux faces est donné par la formule (2.25). On

suppose que la surpression interstitielle initiale $\Delta u_i = \Delta \sigma_{remblai} = 44 \text{ KN/m}^2$ (compression unidimensionnelle) et que la mise en place s'est faite instantanément. Les surpressions interstitielles calculées sont représentées en fonction de la profondeur Z sur la figure 4.4.

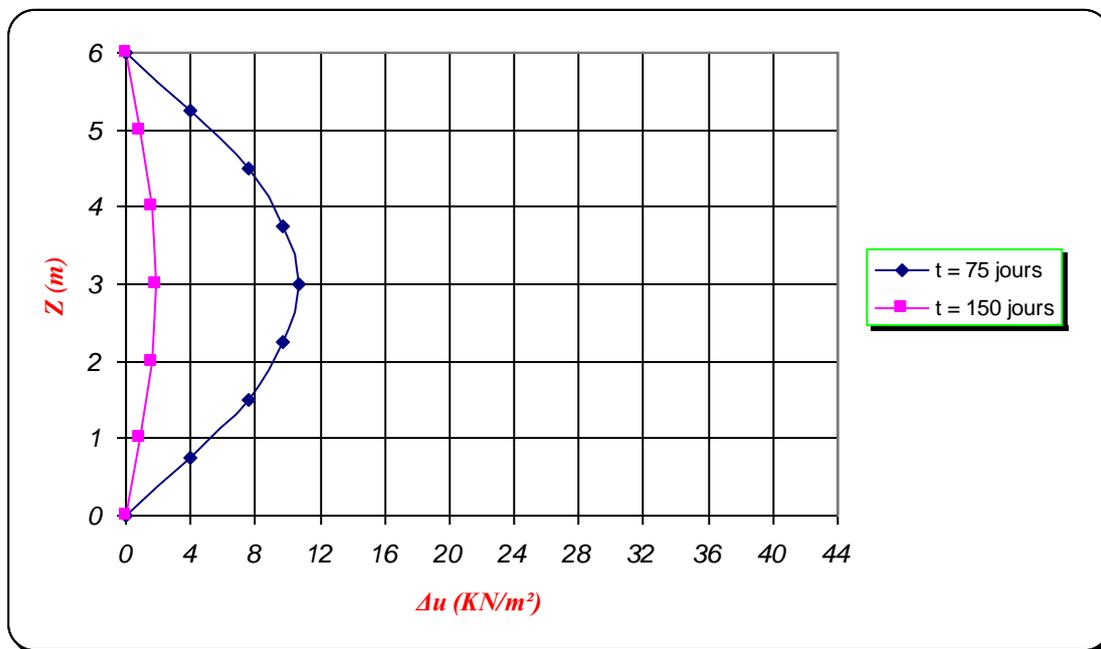


Figure 4.4. Surpressions interstitielles calculées sous le remblai.

La figure 4.5 représente le développement de la surpression interstitielle en fonction du temps au milieu de la couche d'argile. Il apparaît qu'au temps $t = 220$ jours, la surpression interstitielle est dissipée totalement. Ces résultats vont être comparés dans la suite de ce mémoire à des résultats numériques.

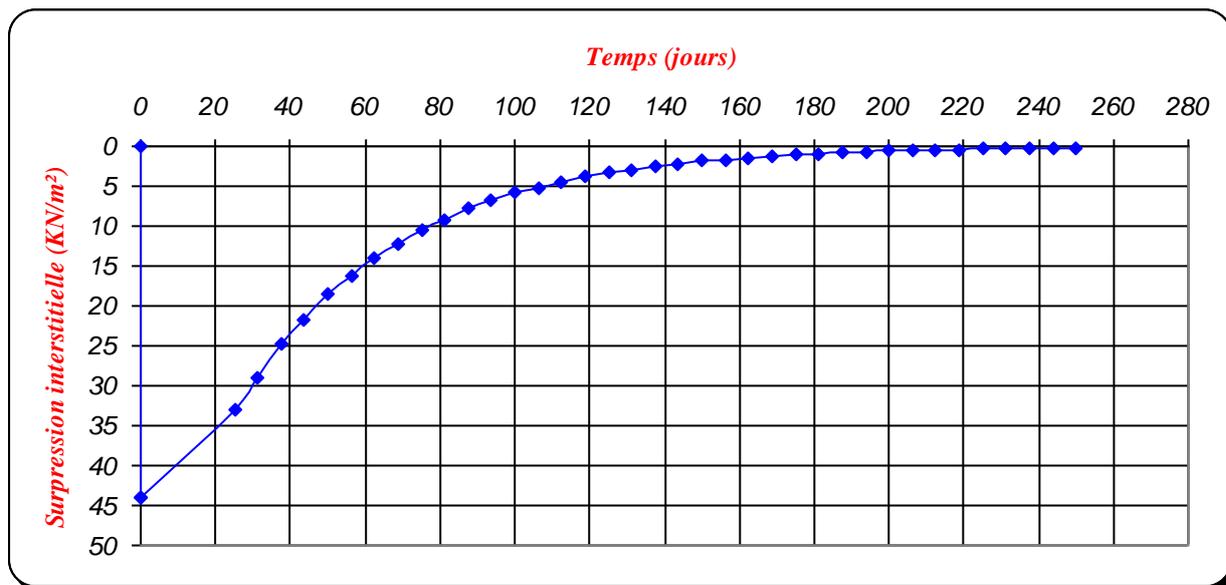


Figure 4.5. Surpression interstitielle au milieu de la couche d'argile.

4.2.3. Modélisation numérique

4.2.3.1. Maillage et conditions aux limites

Le maillage utilisé dans les calculs représente la moitié du remblai et du sol de fondation car le problème est symétrique, figure 4.6. La fondation a été maillée sur 30 m de longueur, c'est-à-dire 3 fois la demi-largeur du remblai et 6 m de hauteur avec les caractéristiques déterminées dans le tableau 4.2.

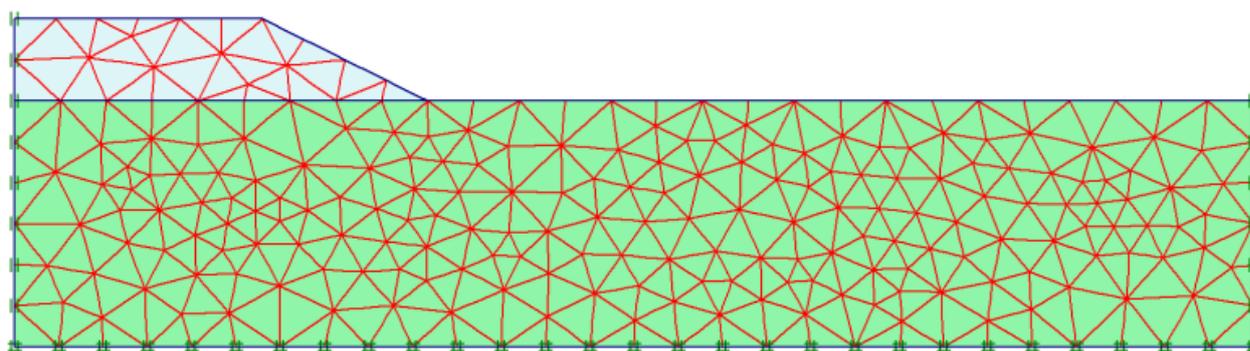


Figure 4.6. Maillage du remblai et de sa fondation (élément triangulaire à 15 nœuds).

Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- ✓ drainage par les faces inférieure et supérieure du massif de sol ;
- ✓ déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol ;
- ✓ déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, avec une nappe phréatique placée à la surface de sol.

Remarque : l'exactitude de l'analyse en éléments finis ne dépend pas seulement de la loi de comportement et les paramètres utilisés mais aussi des techniques numériques adoptées, comme la méthode d'application du chargement de remblai et de la simulation de la variation de perméabilité de sol mou (Chai et Bergado, 1993).

Il faut noter que dans une analyse d'éléments finis, l'incrément de charge du remblai à la possibilité d'être appliqué par une des trois méthodes suivantes (Chai et Bergado, 1993) :

- appliquer une charge surfacique ;
- faire augmenter la gravité de toutes ou une partie des éléments du remblai ; ou
- placer une nouvelle couche des éléments du remblai.

Cette énoncée va nous servir pour effectuer les calculs avec Plaxis, car celui là nous permet de construire le remblai en plaçant une nouvelle couche des éléments du remblai.

4.2.3.2. Démarche de calcul

Le calcul est effectué en deux étapes, correspondantes respectivement à la construction du remblai, puis à la consolidation du sol sous l'effet des contraintes provoquées par le remblai. Le mécanisme de déplacement d'un remblai peut être normalement considéré comme un problème de déformation plane.

Le modèle de comportement de Mohr coulomb a été utilisé pour simuler le comportement de remblai. Le sol de fondation a été simulé en utilisant un modèle pour les sols mous (SSM) et le modèle de Mohr coulomb (MCM).

4.2.4. Résultats de l'étude

Les résultats de l'analyse numérique avec Plaxis, sont présentés sur les figures 4.7 à 4.11. Il en résulte les remarques suivantes :

- ✓ Le maillage déformé après la phase de construction du remblai donne un tassement de 6 cm au centre et une remontée du sol sur les cotés. Le sol est effectivement non drainé et le volume reste constant (figure 4.7).

- ✓ Le maillage déformé après la phase de consolidation permet de voir que le tassement est passé de 6 cm à 51 cm. C'est dû à la dissipation des surpressions interstitielles, qui causent la consolidation du sol. Il n'y a plus de remontée latérale du sol (figure 4.8).

- ✓ Les incréments de déformation après la phase de construction donnent bien l'allure des ruptures observées en remblais sur sols compressibles (figure 4.9).

- ✓ la distribution des surpressions interstitielles après la phase de construction du remblai montre que la surpression interstitielle maximale ($\Delta u_{max} = 36 \text{ KN/m}^2$) se produit sous le centre de remblai (figure 4.10).

- ✓ On constate également sur la figure 4.11 que les surpressions interstitielles ont bien été toutes dissipées ($\Delta u_{max} < 1 \text{ KN/m}^2$).

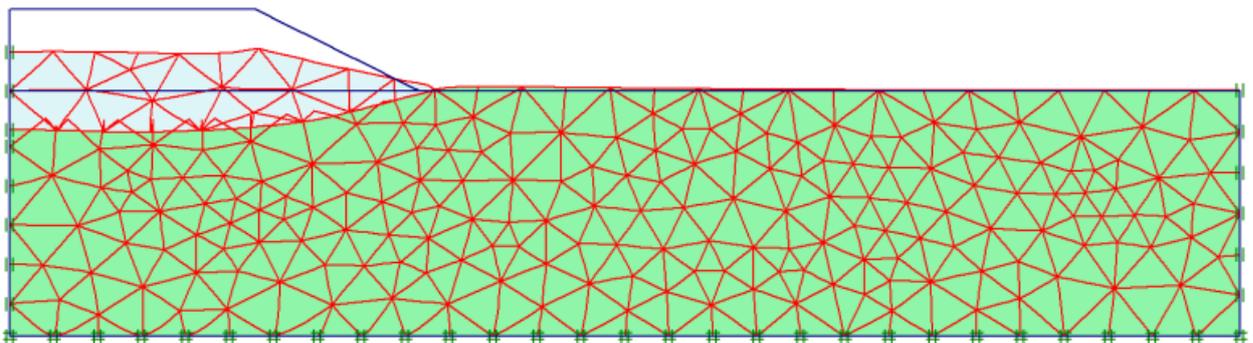


Figure 4.7. Représentation du maillage déformé après la construction du remblai.

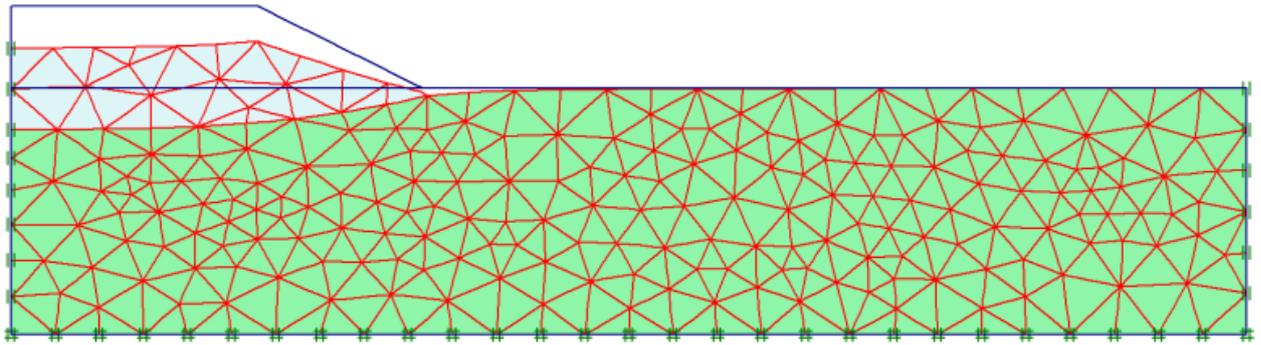


Figure 4.8. Représentation du maillage déformé après la consolidation.

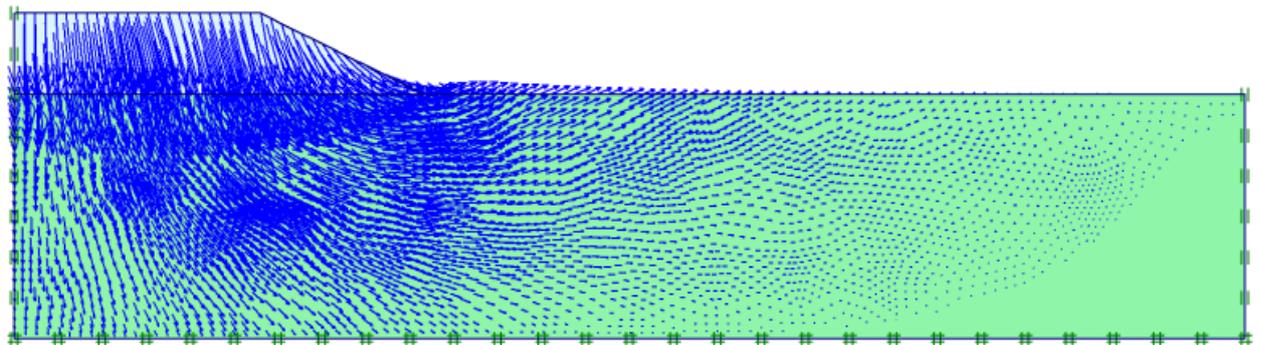


Figure 4.9. Représentation des incréments de déplacement totaux après la construction.

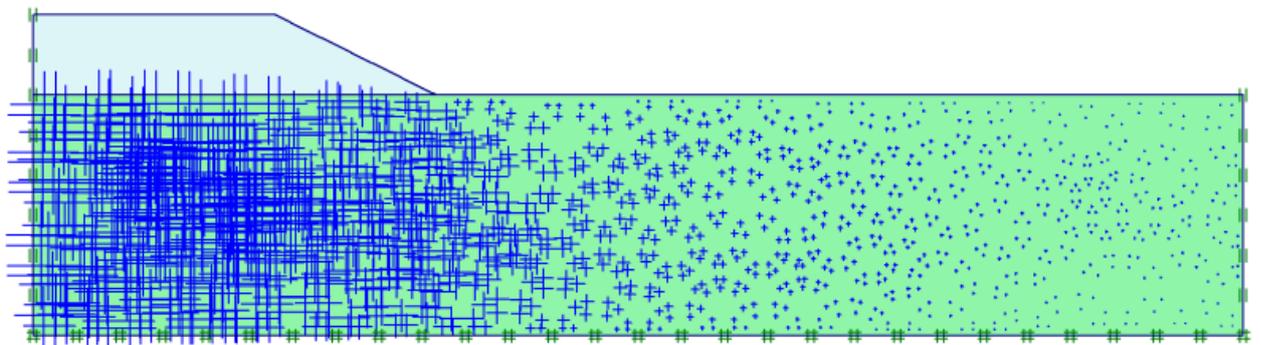


Figure 4.10. Représentation des surpressions interstitielles après la construction.

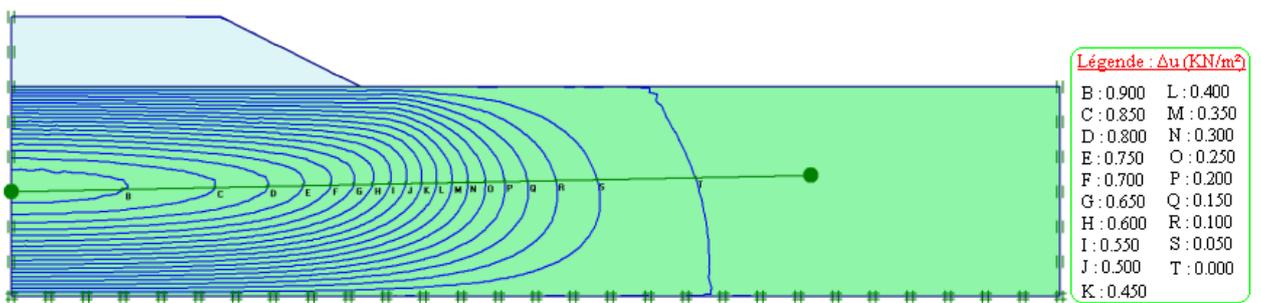


Figure 4.11. Représentation des surpressions interstitielles après la consolidation ($\Delta u < 1 \text{ KN/m}^2$).

4.2.4.1. Analyse de tassement

La figure 4.12 montre le tassement calculé sous l'axe du remblai en fonction du temps. La courbe du tassement calculé présente un palier après la dissipation de surpressions interstitielles, car la loi de comportement qui a été utilisée ne prend pas en compte le fluage.

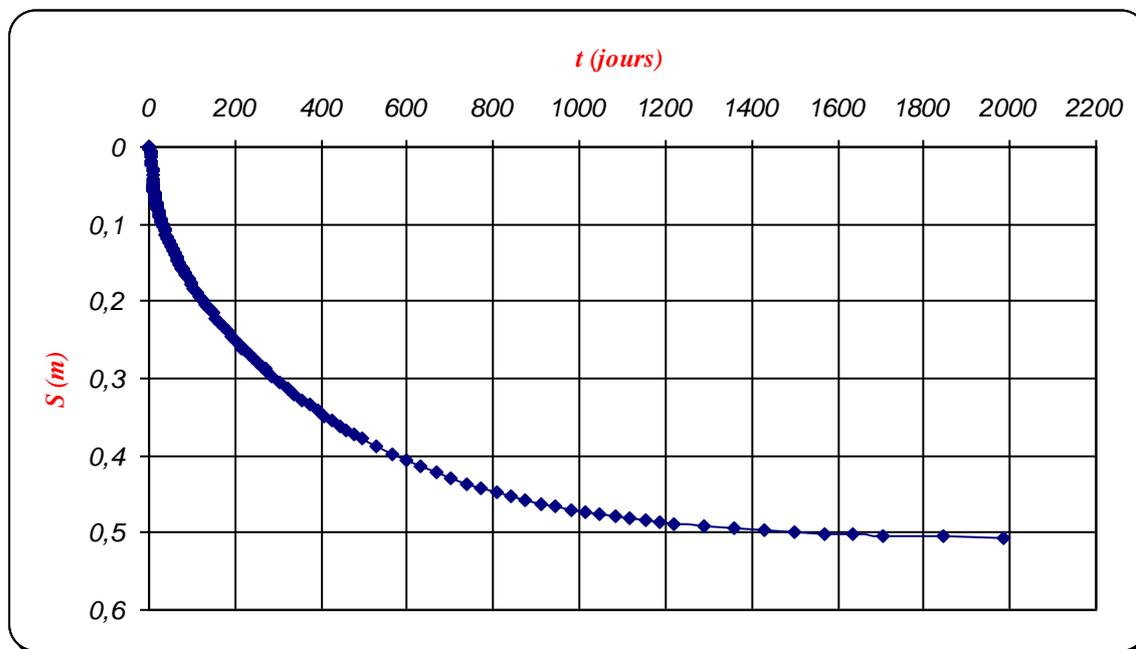


Figure 4.12. Tassement sous l'axe du remblai.

La figure 4.13 montre une comparaison entre le tassement calculé numériquement et le tassement de consolidation calculé analytiquement par la méthode de Terzaghi.

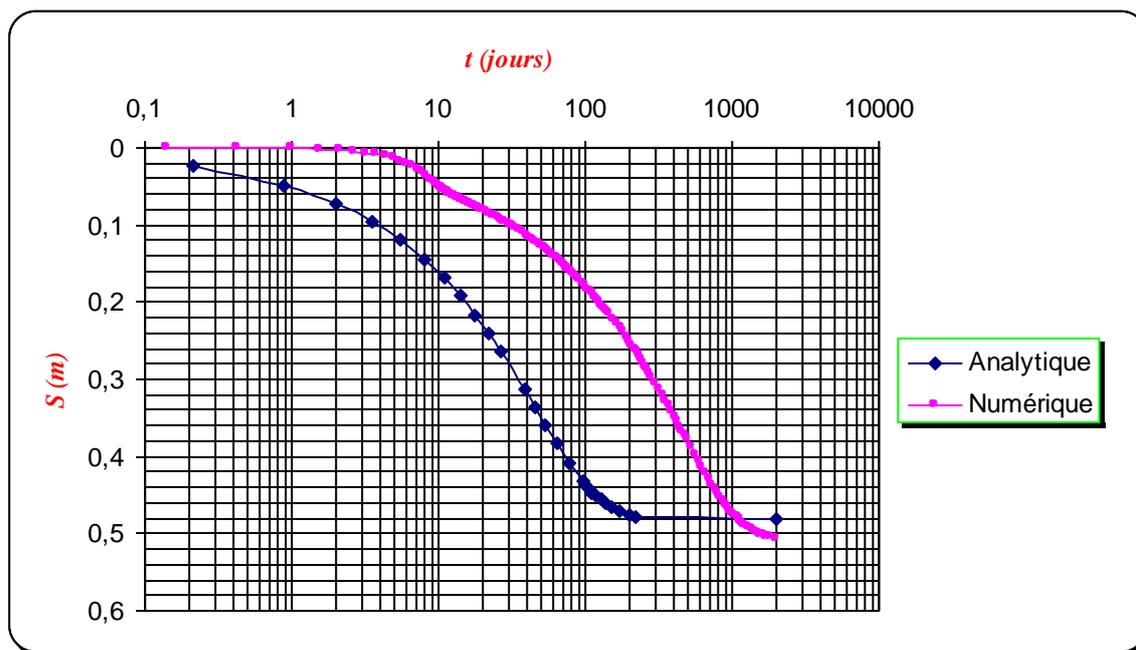


Figure 4.13. Comparaison entre le tassement numérique et le tassement analytique.

D'après ces résultats, on constate que le tassement obtenu par le calcul numérique est très proche de tassement obtenu par le calcul analytique à la fin de la consolidation.

Les deux courbes tendent vers la même asymptote correspondant à un tassement de fin de consolidation (consolidation primaire) de l'ordre de 50.6 cm pour le calcul numérique et de l'ordre de 48 cm pour le calcul analytique.

Au cours de la consolidation, les écarts entre les tassements calculés numériquement en utilisant le modèle (SSM) et les tassements calculés analytiquement par la méthode de Terzaghi sont relativement importants.

4.2.4.2. Surpressions interstitielles

Les surpressions interstitielles ont été calculées au bout de 75 jours et 150 jours, afin de les comparer avec les surpressions interstitielles calculées analytiquement par la méthode de Terzaghi.

Les surpressions interstitielles calculées lors des simulations effectuées, sous la partie centrale de remblai, sont représentées en fonction de la profondeur Z sur la figure 4.14.

On constate que les écarts sont importants entre les surpressions interstitielles calculées par le modèle (SSM) et celles calculées par le modèle (MCM). En plus, la dissipation des surpressions interstitielles calculées par le modèle (SSM) est plus lente que ne le prévoit le calcul par le modèle (MCM).

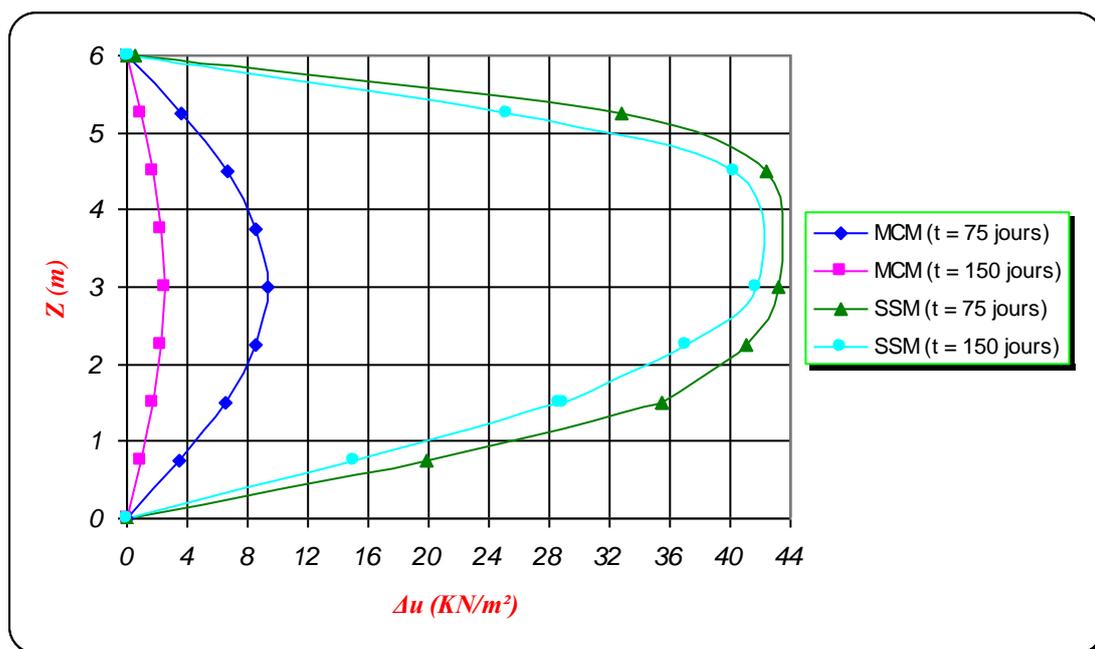


Figure 4.14. Surpressions interstitielles calculées sous le remblai.

La figure 4.15 montre une comparaison entre les surpressions interstitielles calculées numériquement et celles calculées analytiquement par la méthode de Terzaghi.

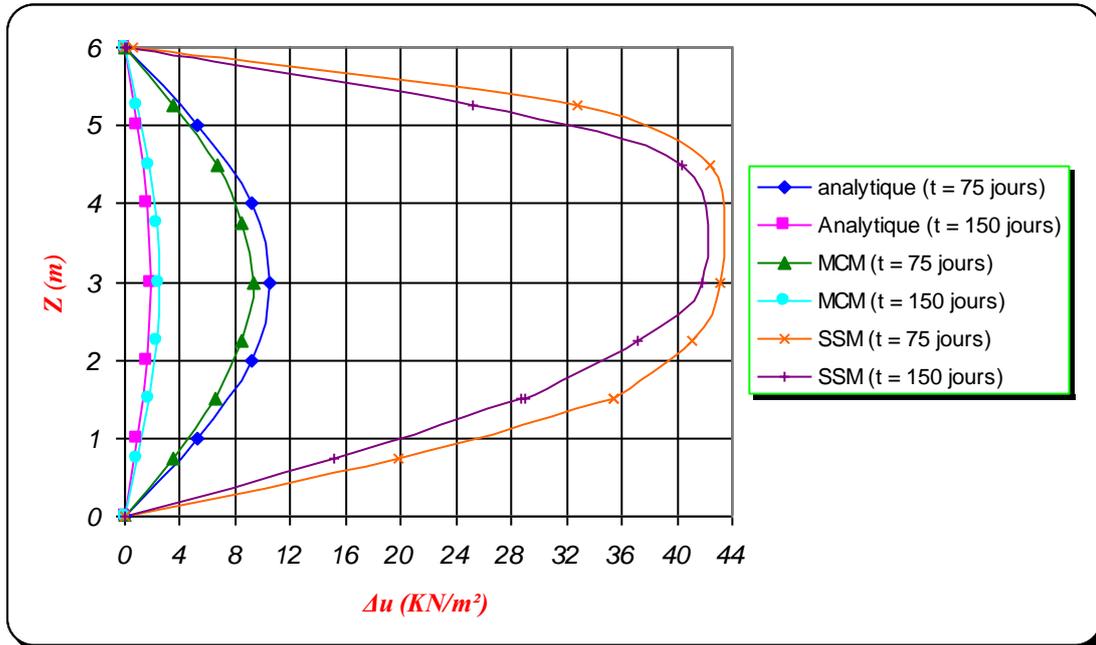


Figure 4.15. Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées sous le remblai (perméabilité constante) et celles obtenues par la méthode de Terzaghi.

Les résultats présentés ci-dessus montrent que les surpressions interstitielles calculées numériquement par le modèle (MCM) sont très proches que celles calculées analytiquement par la méthode de Terzaghi, à des temps 75 et 150 jours. Par contre les écarts sont plus importants entre les surpressions interstitielles calculées numériquement par le modèle (SSM) et celles calculées analytiquement par la méthode de Terzaghi, à des temps 75 et 150 jours. Ceci nous a amené à effectuer d'autres simulations en prenant en compte la variation de la perméabilité et en variant l'indice de compressibilité.

La perméabilité d'un milieu poreux est liée à la taille, à la forme, et à la distribution des leurs vides Taylor (1948), a proposé la relation suivante entre la perméabilité et l'indice des vides de l'argile :

$$\log\left(\frac{K}{K_0}\right) = \frac{\Delta e}{C_k} \quad (4.1)$$

Où Δe est la variation de l'indice des vides, K est la perméabilité de calcul, K_0 est la perméabilité initiale et C_k est une constante. Dans ce cas la valeur de C_k est généralement de même ordre de grandeur que l'indice de compression C_c .

Terzaghi a montré que le coefficient de consolidation C_v est proportionnel au module oedométrique E_{oed} (équation 2.26).

En outre, la relation entre le module oedométrique E_{oed} (relatif à la pression σ et à l'accroissement de pression $\Delta\sigma$) et l'indice de compressibilité C_c est donnée par :

$$E_{oed} = \frac{1+e}{C_c} \times \frac{\Delta\sigma}{\log\left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma}\right)} \quad (4.2)$$

Pour accélérer la vitesse de tassement (c'est-à-dire accélérer la dissipation des surpressions interstitielles), il faut augmenter le coefficient de consolidation C_v . Pour cela il est nécessaire de diminuer l'indice de compressibilité C_c .

La description des surpressions interstitielles a alors nécessité de tester plusieurs jeux de valeurs d'indice de compressibilité : $C_c = 0.2$ et $C_c = 0.1$.

Les figures 4.16, 4.17 et 4.18 montrent les résultats obtenus en prenant une perméabilité variable dans chaque couche et en variant l'indice de compressibilité.

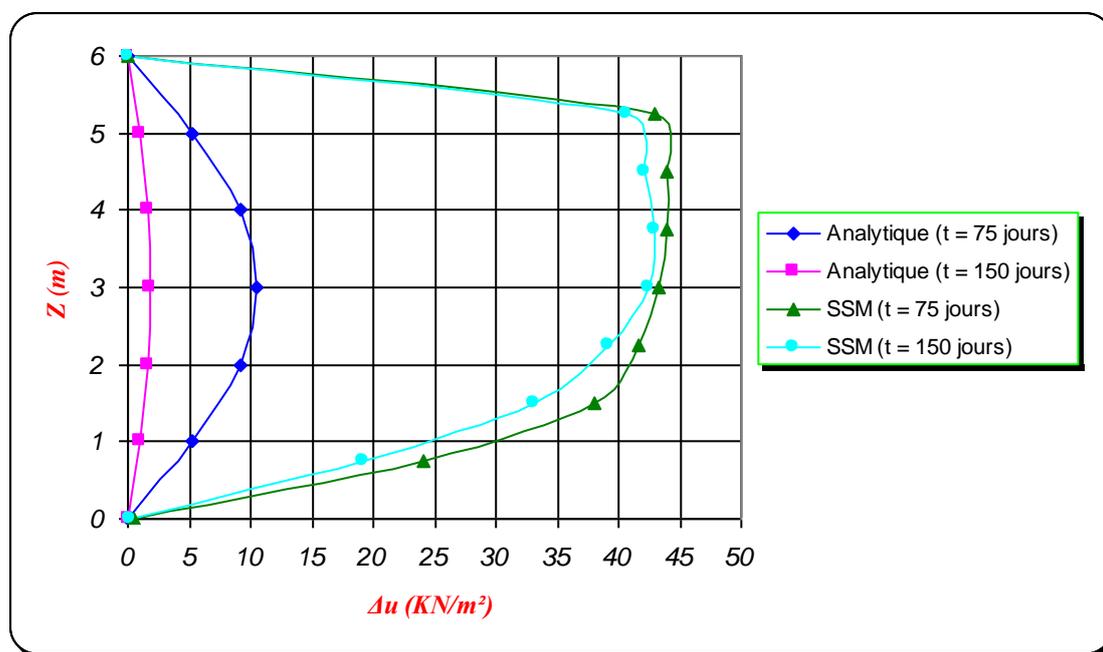


Figure 4.16. Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées sous le remblai (perméabilité variable) et celles obtenues par la méthode de Terzaghi.

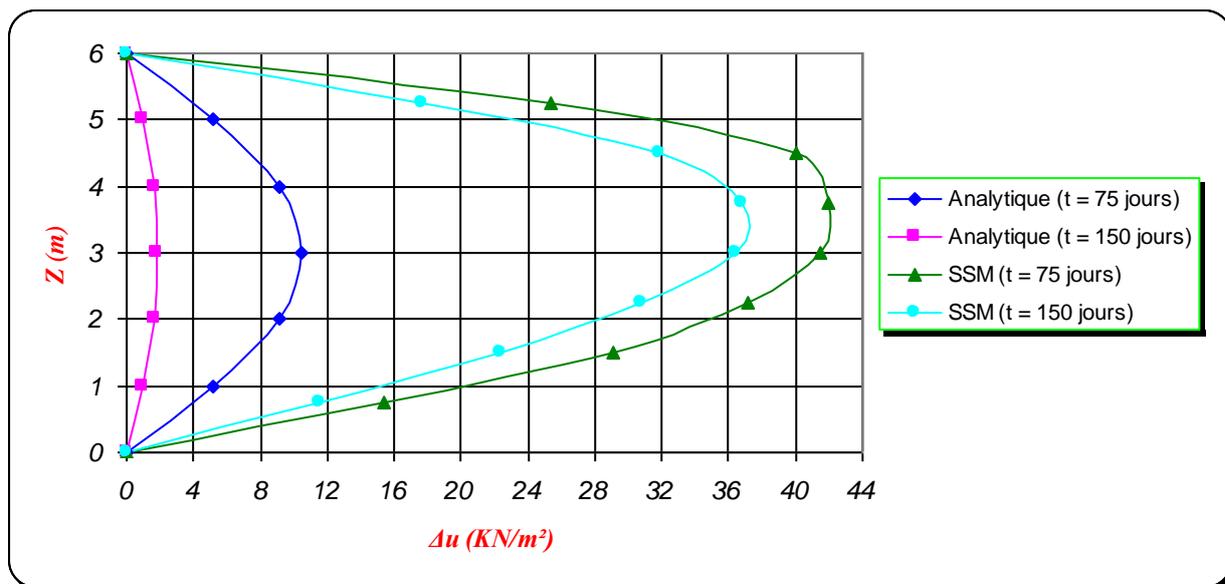


Figure 4.17. Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées sous le remblai ($C_c = 0.2$) et celles obtenues par la méthode de Terzaghi.

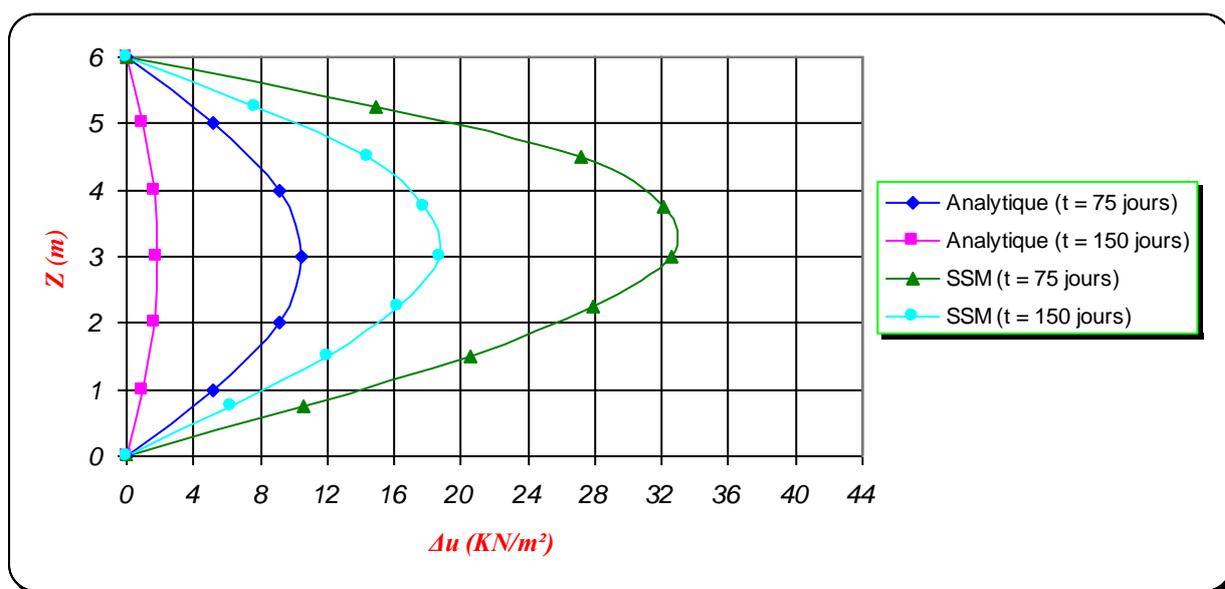


Figure 4.18. Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées sous le remblai ($C_c = 0.1$) et celles obtenues par la méthode de Terzaghi.

Les résultats obtenus par le modèle (SSM) ne sont pas satisfaisants malgré les différents jeux de valeur d'indice de compressibilité employés. Aussi bien que les calculs effectués avec une perméabilité qui évolue au cours de la consolidation.

Concernant l'évolution des surpressions interstitielles calculées sous l'axe du remblai et d'après ces simulations, on peut conclure que l'utilisation du modèle (MCM) donne de meilleurs résultats que le modèle (SSM).

La figure 4.19 montre le développement des surpressions interstitielles au milieu de la couche d'argile sous l'axe du remblai en utilisant les deux modèles (SSM) et (MCM).

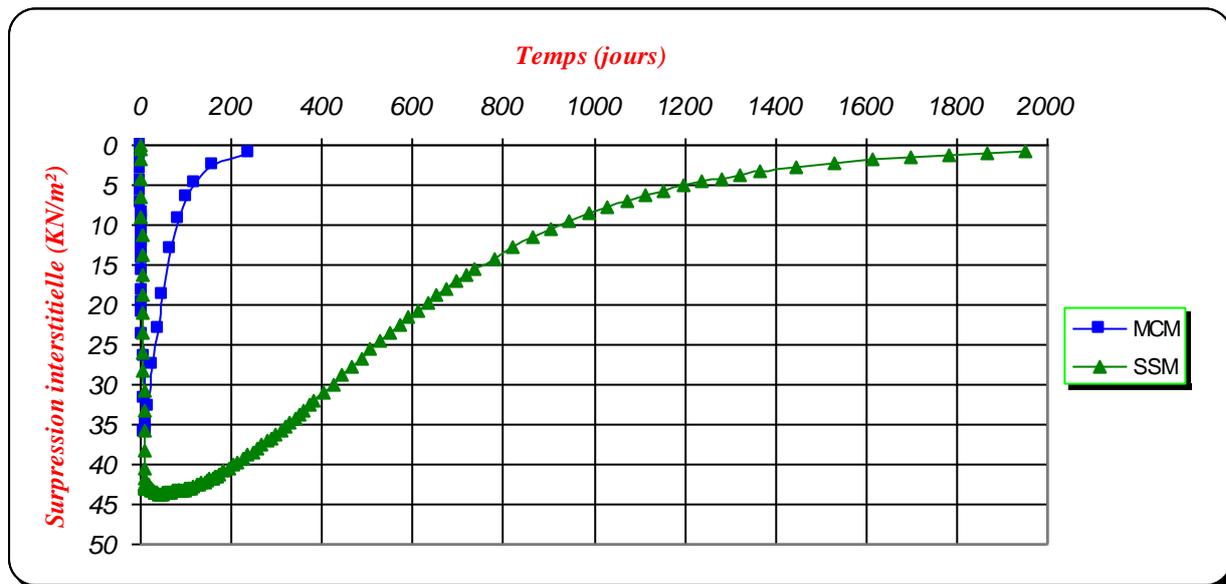


Figure 4.19. Surpression interstitielle au milieu de la couche d'argile.

La figure 4.20 montre une comparaison entre l'analyse analytique en utilisant la méthode de Terzaghi et l'analyse numérique en utilisant les deux modèles (MCM) et (SSM) pour calculer le développement de la surpression interstitielle au milieu de la couche d'argile en fonction du temps.

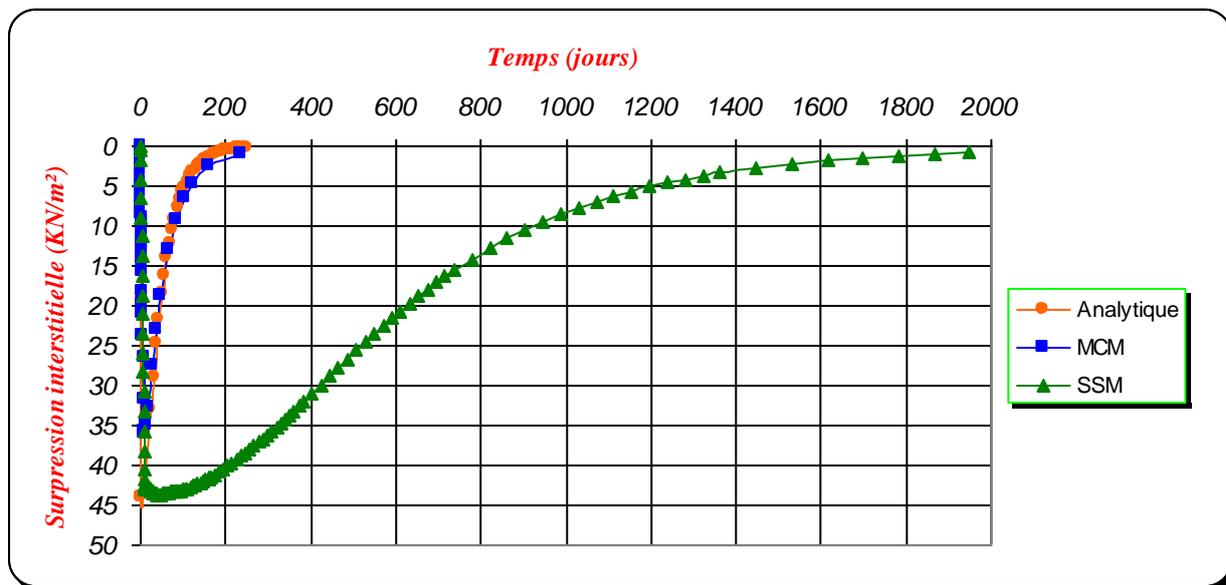


Figure 4.20. Comparaison entre les surpressions interstitielles au milieu de la couche d'argile.

L'analyse numérique montre que la surpression interstitielle initiale après la construction du remblai est de 36 KN/m^2 et 43 KN/m^2 pour les modèles (MCM) et (SSM) respectivement.

Dans l'analyse analytique par la méthode de Terzaghi, on suppose que la surpression interstitielle initiale après la construction du remblai est égale à la contrainte provoquée par le remblai (compression unidimensionnelle) et que la mise en place s'est faite instantanément ($\Delta u_i = 44 \text{ KN/m}^2$). On constate que le modèle (SSM) donne une surpression interstitielle initiale après la construction du remblai plus proche au calcul analytique par rapport au modèle (MCM).

Au cours de la consolidation, les écarts entre l'analyse analytique et l'analyse numérique par le modèle (SSM) sont très importants. Par contre la concordance entre l'analyse analytique et l'analyse numérique par le modèle (MCM) est bonne.

L'analyse numérique par le modèle (MCM) montre que le temps de consolidation est en accord avec la théorie de Terzaghi. Par contre l'écart entre le temps de consolidation obtenu par l'analyse numérique en utilisant le modèle (SSM) et celui obtenu par la méthode de Terzaghi est de 89 %.

4.3. Application sur la route traversant sebkha du Chott El Hodna

4.3.1. Présentation du projet

Le projet de route reliant Ain-El-Khadra à M'Cif (Wilaya de M'Sila) de 24 Km traverse la sebkha sur 11 Km du Chott El-Hodna (Figure 4.21). La réalisation de cette route permet de réduire la distance actuelle de ces deux villes de 120 Km et d'améliorer considérablement les activités commerciales et d'agricultures de la wilaya de M'Sila. L'observation visuelle du site montre que le sol support est essentiellement marécageux et très humide. Le niveau d'eau en surface balance entre 50 cm en période d'hiver et quelque centimètre voire zéro en période d'été.

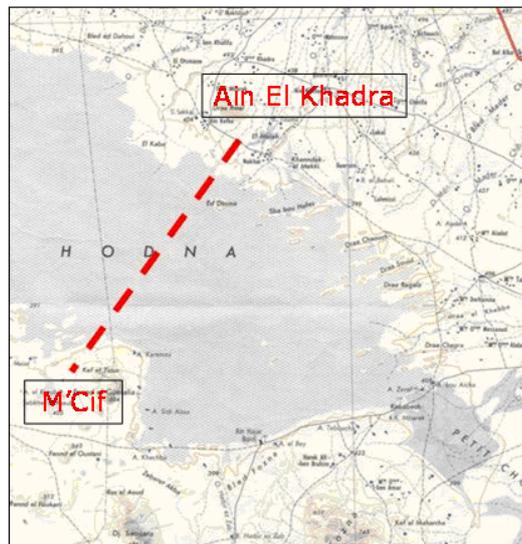


Figure 4.21. Situation du projet.

4.3.2. Contexte hydrologique et géotechnique

Le Chott du Hodna fait partie d'une série de chotts qui se sont développés là où convergent les eaux provenant de l'Atlas Saharien au Sud et l'Atlas Tellien au Nord. Son bassin situé à l'extrême Est des hauts plateaux s'étend sur 220 Km de long et 90 Km de large, c'est hydrologiquement un bassin fermé de plus 26.000 Km².

L'alimentation du Chott est assurée par au moins 12 cours d'eau principaux, auxquels il faut ajouter des sources d'eau douce. Le Chott se met en eau uniquement en hiver. Sec et salé en été, des croûtes de sel couvrent toute son étendue. La route projetée traverse le Chott El Hodna dans sa partie orientale et coupe le chott de M'Cif (Guellalia) à Ain El Khadra en deux parties : bassin Est et bassin Ouest (Figure 4.22). L'estimation de la hauteur d'eau maximale est un paramètre clé dans la conception du remblai routier. Le calcul hydrologique donne une hauteur maximale pour les deux bassins égale à 1.39 m pour une période de retour millénaire.

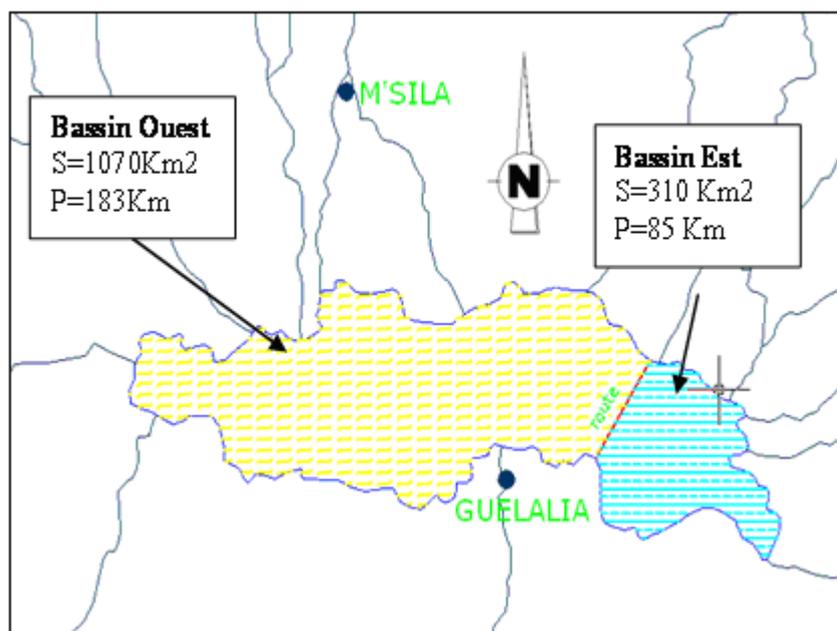


Figure 4.22. Bassin du Chott El Hodna et position de la route.

La reconnaissance géotechnique incluant les résultats de 10 essais au pénétromètre statique et de 15 sondages à carottage continu, jusqu'à une profondeur de 20 m sous la surface du remblai existant située à + 0.8 m par rapport à la cote du terrain naturel, à l'exception du sondage S.11 qui a été effectué à une profondeur de 42 m (figure 4.23).

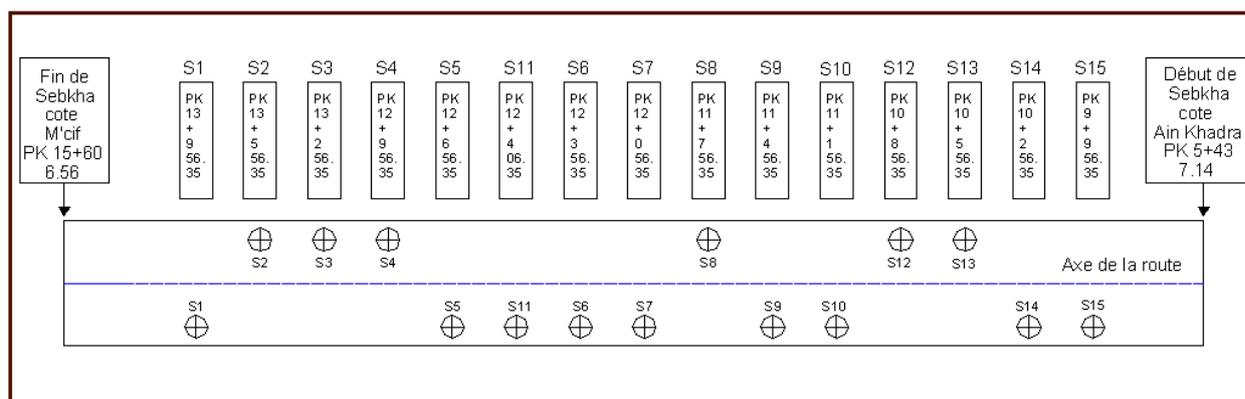


Figure 4.23. Schéma des sondages sur la grande sebkha.

Au cours de la réalisation des sondages, outre la description des terrains traversés, quelques échantillons non remaniés ont été prélevés et soumis en laboratoire à des essais de classification (analyse granulométrique, détermination de la teneur naturelle en eau, du poids volumique et des limites d'Atterberg : limite de liquidité W_L , limite de plasticité W_P et indice de plasticité I_P), de résistance mécanique et de compressibilité oedométrique.

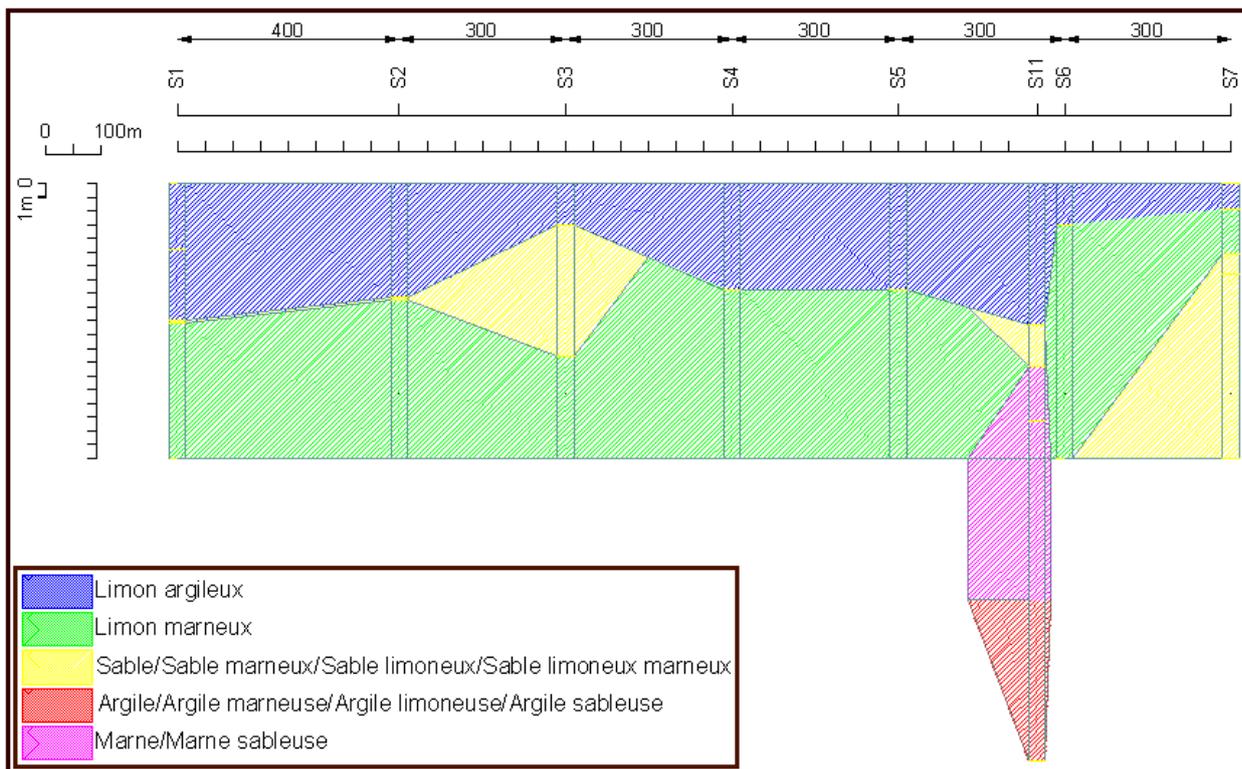
La stratigraphie mise à jour par les sondages est décrite ci-après. Une coupe géotechnique a été réalisée sur la base des résultats des enquêtes géognostiques et des essais géotechniques. Ci-après sont reportés deux extraits représentatifs du tronçon à l'Est (S.9 - S.15) et à l'Ouest (S.1 – S.8) (figure 4.24). Du point de vue stratigraphique l'on remarque :

Une couche de limon argileux et d'argile brune d'épaisseur variable de 1.5 à 10 m avec concrétions plus au moins significatives de gypse et de sel. L'épaisseur de cette couche de limon argileux et d'argile est assez variable, comme montrent les sondages reportés dans le tableau 4.4.

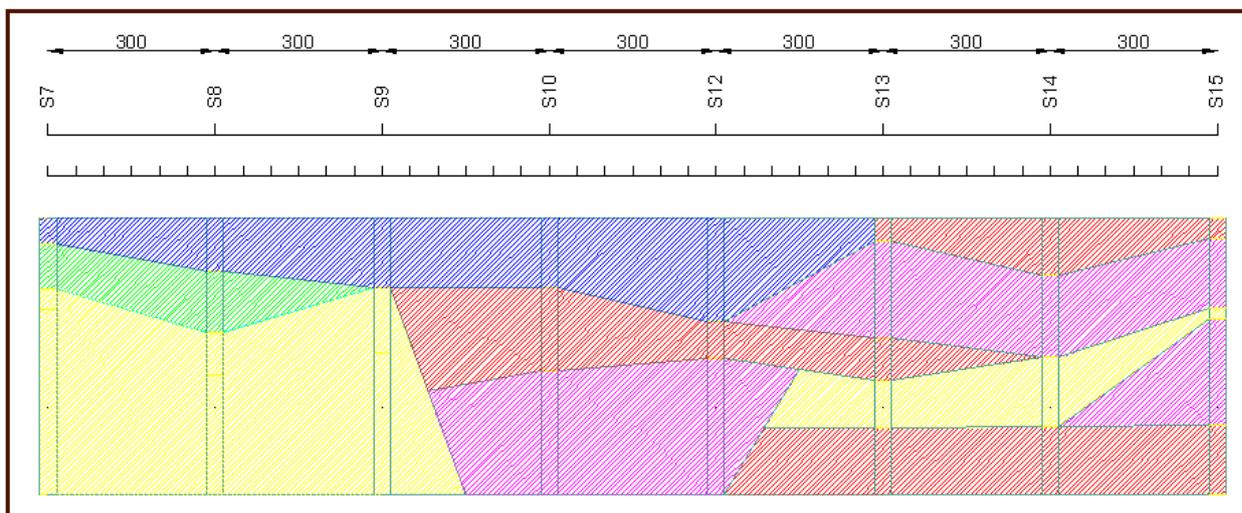
sondages	S.1	S.2	S.3	S.4	S.5	S.6	S.7	S.8	S.9	S.10	S.11	S.12	S.13	S.14	S.15
épaisseur (m)	10	8.3	3	7.7	7.7	5.8	3	1.9	3.8	5	5	7.5	1.7	4.1	1.5

Tableau 4.4. Épaisseur de la couche de limon argileux et d'argile.

En correspondance de chacun des premiers dix sondages effectués (de S.1 à S.10) ont été réalisés des essais au pénétromètre statique qui porte la numérotation correspondante. Les diagrammes de résistance de pointe et d'effort total de chaque essai donnent des résultats dont l'interprétation est incertaine. Toutefois, l'on peut estimer avec une marge acceptable de fiabilité des valeurs de résistance en pointe q_c moyennement comprises entre 0.3 à 0.4 MPa et 0.7 à 1 MPa, mettant en évidence des terrains de consistance moyenne à basse.



a) Coupe géotechnique S.1 – S.7



b) Coupe géotechnique S.7 – S.15

Figure 4.24. Coupe géotechnique.

Les essais de classification en laboratoire sur les échantillons prélevés à l'intérieur de la couche de limon argileux et d'argile ont indiqué des valeurs moyennes à hautes de plasticité, avec

limites de liquidité W_L variable de 35.5 à 69 % et indice de plasticité I_P de 13.6 à 33.1 %. La teneur en eau naturelle est de l'ordre de 11 à 49%; le poids volumique variable de 16.2 KN/m³ à 18.4 KN/m³. Le diagramme de plasticité de Casagrande est reporté dans la figure 4.25, avec la récapitulation des valeurs déterminées.

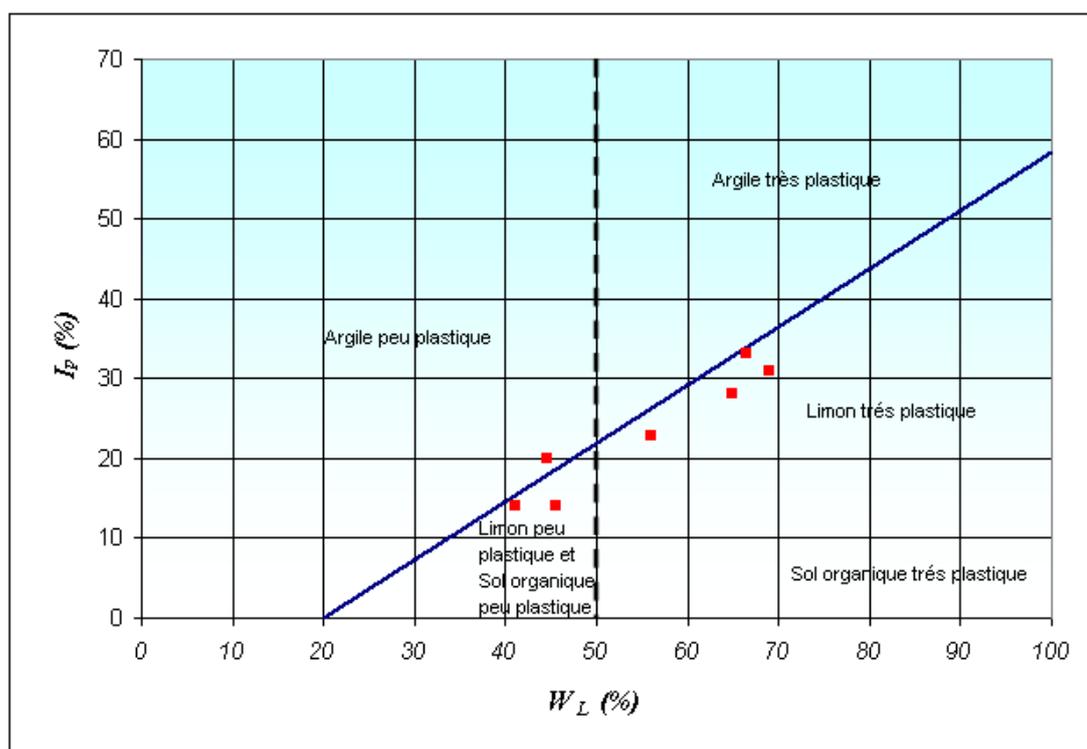


Figure 4.25. Diagramme de plasticité de casagrande pour la couche de limon argileux et d'argile.

Sur les échantillons non remaniés prélevés plusieurs essais de cisaillement direct ont été réalisés avec une phase de rupture rapide, ce qui a permis d'identifier des valeurs moyennes de résistance au cisaillement en conditions non drainées. L'interprétation des ces essais par le Laboratoire Central des Travaux Publics a fourni des valeurs de cohésion C_u comprises entre 22 KPa et 55 KPa et de l'angle de frottement apparent φ_u variable de 0.5° jusqu'à 8°. Les essais de cisaillement drainés ont fourni des valeurs de cohésion égales à 26 KPa et d'angle de résistance au cisaillement φ' de 16°.

Les essais de compressibilité œdométrique ont fourni des valeurs moyennes de l'indice de compression C_c comprises entre 0.23 et 0.56. Le coefficient de consolidation verticale C_v a été déterminé sur la base d'un nombre assez restreint d'essais : 2 échantillons concernant le sondage S.11 avec C_v égale à 1×10^{-8} m²/s.

À cet égard, l'on remarque que d'après l'enquête menée sur le tronçon initial qui fait l'objet du rapport de février 2008, les déterminations en laboratoire du coefficient C_v avaient été plus nombreuses, avec des valeurs comprises entre 2×10^{-8} m²/s à 1×10^{-7} m²/s.

Plus en profondeur la situation semble être plutôt inhomogène. En correspondance de la zone des sondages S.1 à S.6 jusqu'à une profondeur de 20 m, présente une couche de limon marneux avec des intrusions de gypse et sel. Les échantillons prélevés dans la couche de limon marneux ont fourni des valeurs moyennes à hautes de plasticité (limite de liquidité $W_L = 58$ % et indice de plasticité $I_P = 27$ %) ; la teneur naturelle en eau est de l'ordre de 26.5 % à 29 % (l'indice de consistance $I_c \cong 1$ indique des caractéristiques de consistance plastique à solide), pendant que le poids volumique varie entre 17.7 KN/m³ et 18.4 KN/m³. Le diagramme de plasticité de casagrande sur La figure 4.26 montre que cette couche est un limon très plastique.

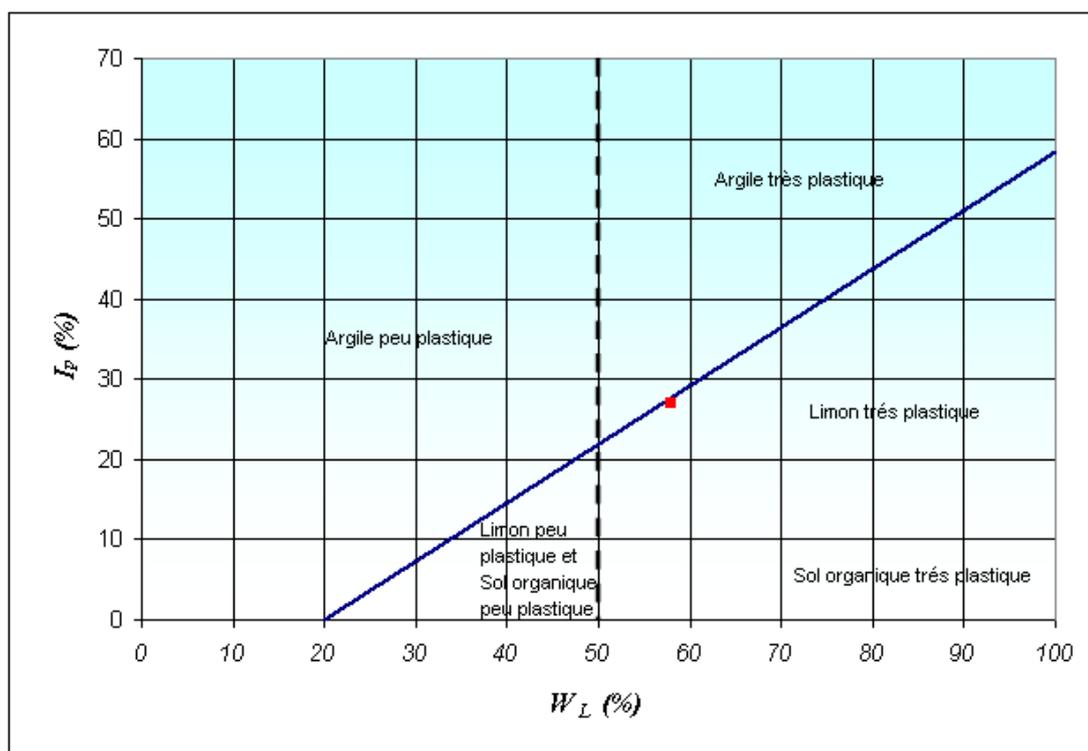


Figure 4.26. Diagramme de plasticité de la couche de limon marneux.

Les essais triaxiaux réalisés à des échantillons dans le sondage S.8 ont permis de définir la valeur moyenne de la cohésion non drainée $C_u = 29$ KPa et l'angle de frottement apparent $\varphi_u = 2^\circ$, toujours selon l'interprétation du Laboratoire Central des Travaux Publics.

Les essais de compressibilité œdométrique ont fourni des valeurs moyennes de l'indice de compression qui varient entre 0.23 et 0.36. Le coefficient de consolidation verticale C_v est égal à 0.7×10^{-8} m²/s.

En correspondance des sondages restants la situation stratigraphique est inhomogène. À des profondeurs différentes présentent des sables fines, sable limoneux marneux, argile, argile sableuse, argile limoneuse et argile marneuse avec traces de gypse et de sel alternées dans certains cas avec des couches de marne ou marne sableuse.

En détail :

Le sondage S.7 entre 1.9 et 5.10 m de profondeur et le sondage S.8 entre 3.8 et 8.3 m de profondeur, une couche de limon marneux sous laquelle se trouve un grand banc de sable fin et sable limoneux marneux à granulométrie fine d'environ 9 à 12 m d'épaisseur.

En correspondance le sondage S.9 entre 5 et 19.1 m de profondeurs, se trouve un grand banc de sable limoneux et sable limoneux marneux d'épaisseur 14.10 m avec traces de gypse et sel.

Le sondage S.10 entre 5 et 11 m de profondeur, une couche d'argile marneuse repose sur une couche de marne sableuse d'environ 8 m d'épaisseur. Et le sondage S.12 entre 7.5 et 10.2 m de profondeur, une couche d'argile marneuse sableuse sous laquelle se trouve une couche de marne de 9.4 m d'épaisseur avec des intrusions de gypse et de sel.

Le sondage S.11 entre 13.3 et 30.3 m de profondeur, en deçà de la couche de sable fin limoneux montre un grand banc de marne et marne sableuse d'épaisseur 17 m. en dessous duquel se trouve une couche d'argile et une couche de marne sableuse d'environ 11 m d'épaisseur avec traces de gypse et de sel.

En correspondance des sondages S.13, S.14 et S.15 en deçà de la couche d'argile se trouve un puissant banc (épaisseur de l'ordre de 5 à 7 m) de marne sableuse avec inclusions de gypse et sel.

En suite, jusqu'à 15 m de profondeur, le sondage S.13 présente une couche d'argile sableuse de 3 m d'épaisseur et une couche de sable limoneux de 3.5 m d'épaisseur, le sondage S.14 est constitué d'une couche de sable limoneux et le sondage S.15 est constitué d'une couche fine de sable marneux en dessous de laquelle se trouve un puissant banc de marne avec traces de gypse et sel. À partir de 15 m de profondeur jusqu'à la fin des sondages sont présentes par contre des argiles et argiles limoneuses avec, localement, des traces de gypse et de sel.

La situation géotechnique au delà de 20 m de profondeur a été examinée avec le sondage S.11 qui a été effectué jusqu'à 42 m de profondeur, en détectant la présence de marne contenant des concrétions de gypse et des traces de sel ; seulement entre 31 et 34.5 m de profondeur, se trouve une couche d'argile limoneuse.

4.3.3. Types des coupes stratigraphiques considérées pour le calcul

Avant d'examiner les coupes stratigraphiques considérées pour l'étude de tassement et de stabilité, nous présentons les caractéristiques géométriques et géotechniques du remblai étudié. Le remblai étudié est de largeur en pied de talus 18 m et de largeur en crête de talus 11 m, la pente des talus étant de 2/3 et la hauteur est de $h = 2$ m. Le matériau du remblai est constitué de tout venant d'oued (TVO). Les caractéristiques du matériau de remblai sont indiquées dans le tableau 4.5.

γ (KN/m ³)	E (KN/m ²)	ν	C (KN/m ²)	ϕ (°)	ψ (°)
20	30000	0.3	1	35	0

Tableau 4.5. Caractéristiques du matériau de remblai.

Comme énoncé auparavant, compte tenu de l'étendue considérable du tronçon concerné, qui s'étend sur 4000 m de long et l'inhomogénéité stratigraphique observée pendant les enquêtes menées, 3 coupes stratigraphiques ont été définies pour le calcul car celles-ci sont représentatives des différentes conditions géotechniques présentes le long du tracé.

1) Section A (S.3)

La coupe stratigraphique A se réfère aux résultats du sondage S.3 caractérisé par une couche de limon argileux d'épaisseur de 3 m, une couche de sable marneux d'épaisseurs 9.6 m et une couche de limon marneux d'épaisseur de 7 m.

La coupe géotechnique en travers de la section A (S.3) est présentée dans la figure 4.27 et les caractéristiques géotechniques des différentes couches sont données dans le tableau 4.6.

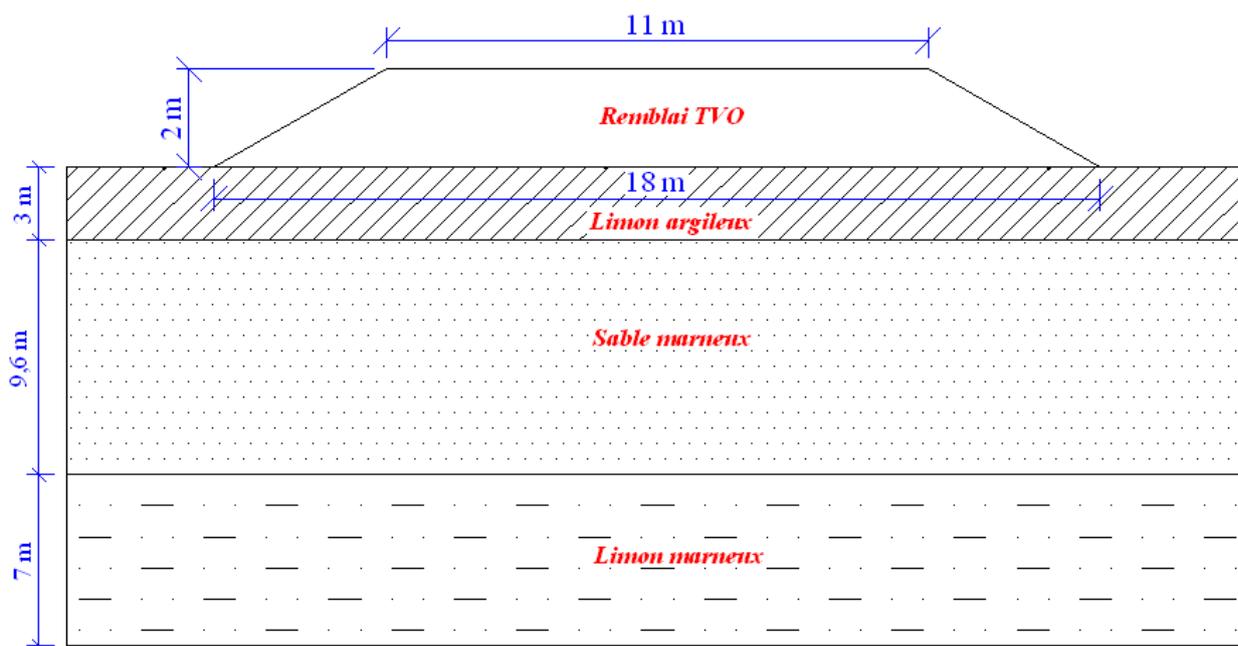


Figure 4.27. Coupe stratigraphique du sondage (S.3).

Couche (prof. En m)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	e_0	K_v (m/jours)	K_h (m/jours)	C' (KN/m ²)	φ (^o)	C_c	C_s	E (KN/m ²)	ν
1 0 à 3	18	18	1	10^{-5}	10^{-5}	10	20	0,35	0,035	8000	0.3
2 3 à 12.6	17	17	1	1	1	2	30	--	--	20000	0.3
3 12.6 à 19.6	18	18	1	10^{-5}	10^{-5}	10	20	0,30	0,030	8000	0,3

Tableau 4.6. Caractéristiques du sol de fondation (section A).

2) Section B (S.8)

La coupe stratigraphique B concerne les résultats du sondage S.8 caractérisé par la présence d'un puissant banc de sable fin et de sable limoneux marneux, sous une couche superficielle de limon argileux de 3.8 m d'épaisseur et une couche de limon marneux d'épaisseur de 4.5 m.

La coupe géotechnique en travers de la section B (S.8) est présentée dans la figure 4.28 et les caractéristiques géotechniques des différentes couches sont données dans le tableau 4.7.

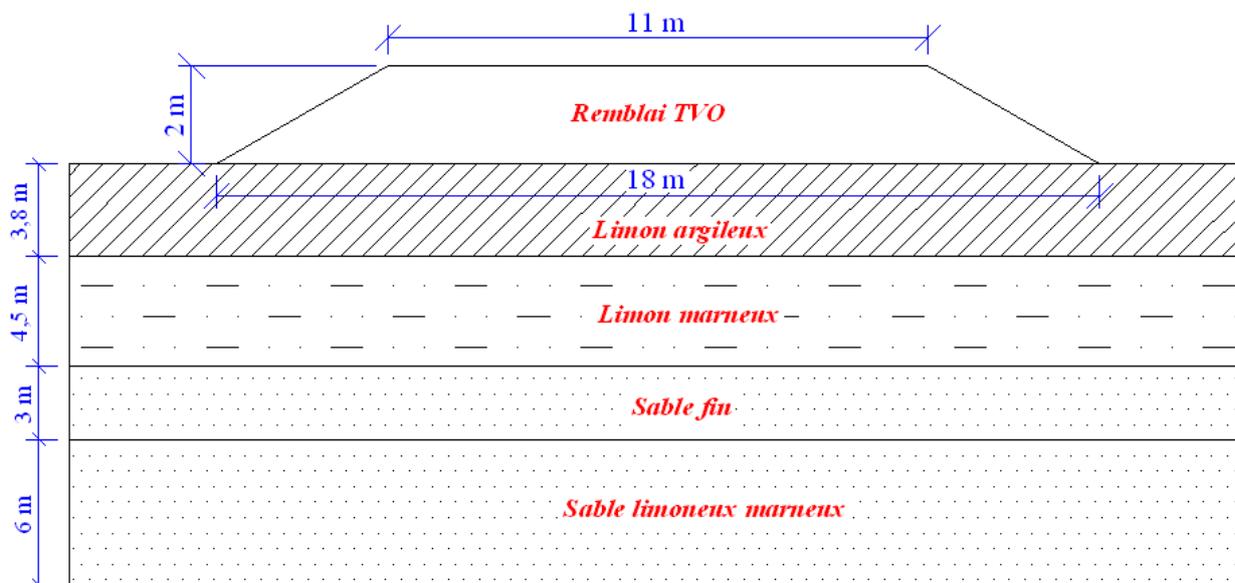


Figure 4.28. Coupe stratigraphique du sondage (S.8).

Couche (prof. En m)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	e_0	K_v (m/jours)	K_h (m/jours)	C' (KN/m ²)	ϕ' (^o)	C_c	C_s	E (KN/m ²)	ν
1 0 à 3.8	18	18	1	10^{-5}	10^{-5}	10	20	0,35	0,035	8000	0.3
2 3.8 à 8.3	18	18	1	10^{-5}	10^{-5}	10	20	0,30	0,030	8000	0,3
3 8.3 à 11.3	19	19	0.75	1	1	1	35	--	--	25000	0.3
4 11.3 à 17.3	18	18	1	1	1	2	30	--	--	20000	0.3

Tableau 4.7. Caractéristiques du sol de fondation (section B).

3) Section C (S.13)

La coupe stratigraphique C se réfère aux résultats du sondage S.13 avec une couche supérieure d'argile de moindre épaisseur et en suite des terrains de nature marne sableuse et argile sableuse alternés à des couches sableuses et argileuses.

La coupe géotechnique en travers de la section C (S.13) est présentée dans la figure 4.29 et les caractéristiques géotechniques des différentes couches sont données dans le tableau 4.8.

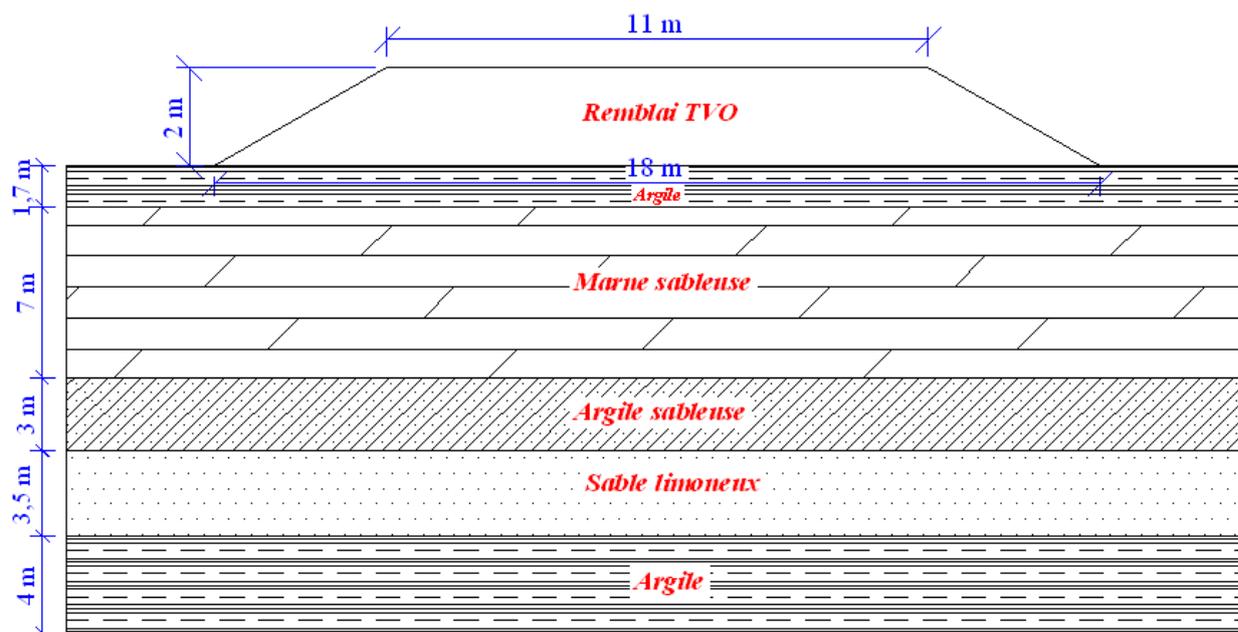


Figure 4.29. Coupe stratigraphique du sondage (S.13).

Couche (prof. En m)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	e_0	K_v (m/jours)	K_h (m/jours)	C' (KN/m ²)	ϕ' (^o)	C_c	C_s	E (KN/m ²)	ν
1 0 à 1.7	18	18	0.95	10^{-5}	10^{-5}	10	20	0,336	0,0336	5000	0.3
2 1.7 à 8.7	17.5	17.5	1	10^{-4}	10^{-4}	10	22	0,324	0,0324	15000	0,3
3 8.7 à 11.7	19	19	0.70	10^{-4}	10^{-4}	10	22	0.122	0.0122	15000	0.3
4 11.7 à 15.2	18	18	1	1	1	2	30	--	--	25000	0.3
5 15.2 à 19.2	18	18	0.95	10^{-5}	10^{-5}	10	20	0,336	0,0336	15000	0.3

Tableau 4.8. Caractéristiques du sol de fondation (section C).

4.3.4. Analyse analytique

4.3.4.1. Calculs de stabilité

Le coefficient de sécurité F a été déterminé, en contraintes totales, d'après la méthode de Bishop. Les caractéristiques mécaniques prises en compte sont les valeurs moyennes mentionnées dans les tableaux 4.6, 4.7 et 4.8. L'épaisseur du remblai est de 2 m et la pente du talus est de 2/3. La montée du remblai étant instantanée.

Deux calculs ont été effectués, pour fixer les limites du coefficient de sécurité F : l'un en considérant les caractéristiques non drainées, et l'autre les caractéristiques drainées de la couche supérieure. On a retenu, respectivement, pour les couches supérieures des sections A, B et C, les cohésions non drainées C_u de 50, 40 et 22 KPa.

Un résumé des résultats, en fonction des différentes sections de calcul analysées, est reporté dans le tableau 4.9.

<i>Sections</i>	<i>Coefficient de sécurité F</i>
Section A	1.692
Section B	1.692
Section C	1.692

Tableau 4.9. Résultats du coefficient de sécurité pour les sections A, B et C.

Les résultats de l'étude de la stabilité du remblai pour les trois sections conduisaient à un coefficient de sécurité $F > 1.5$.

4.3.4.2. Calculs des tassements

Le tassement total du remblai est principalement dû à la consolidation de couches cohérentes et dans une moindre mesure à la compression élastique des couches profondes de sable, sable marneux et sable limoneux.

Les différents termes de tassement total S ont été évalués suivant les méthodes déjà exposées au chapitre 2, et en application de la formule (2.10) :

$$S = S_i + S_c + S_f$$

Le tassement dû à la compression secondaire S_f , a été négligé, étant donné la valeur élevée du coefficient de sécurité ($F_s > 1.5$).

Le tableau 4.10 récapitule les valeurs obtenues par la méthode de Terzaghi du tassement total des différentes sections représentatives ($S = S_i + S_c$ avec $S_c = S_{oed}$).

<i>Section A (S.3)</i>		
<i>Tassement instantané (S_i)</i>	<i>Tassement primaire (S_c)</i>	<i>Tassement total (S)</i>
2.35	40	42.35
<i>Section B (S.8)</i>		
<i>Tassement instantané (S_i)</i>	<i>Tassement primaire (S_c)</i>	<i>Tassement total (S)</i>
2.38	62.6	64.98
<i>Section C (S.13)</i>		
<i>Tassement instantané (S_i)</i>	<i>Tassement primaire (S_c)</i>	<i>Tassement total (S)</i>
2.28	67.84	70.12

Tableau 4.10. Tassement total S (cm) pour les sections A, B et C.

L'évolution du tassement de consolidation primaire S_c en fonction du temps est représentée dans la figure 4.30 pour les sections A, B et C.

On constate que le tassement calculé à la fin de la consolidation pour la section C est grand par rapport à celui calculé dans les sections A et B.

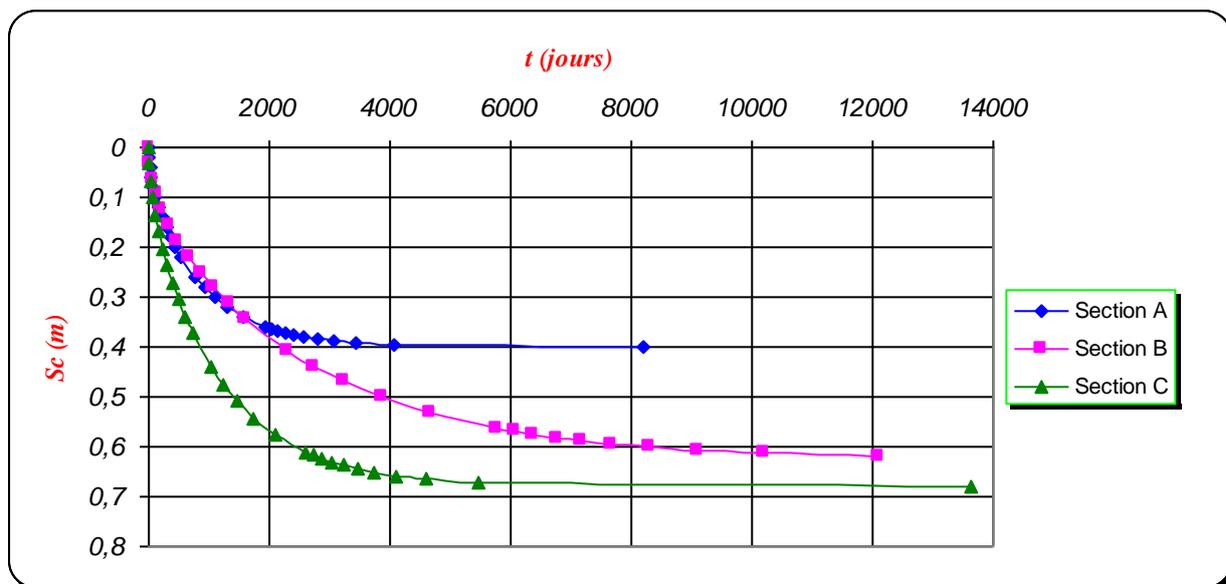


Figure 4.30. Évolution du tassement de consolidation primaire S_c pour les sections A, B et C.

4.3.4.3. Surpressions interstitielles

La résolution classique de l'équation de consolidation de Terzaghi a été faite pour une couche homogène affectée d'un coefficient de consolidation C_v constant ; elle n'est pas directement utilisable pour un système multicouche. On a utilisé ici la méthode des différences finies décrite dans le chapitre 2.

La méthode des différences finies permet d'intégrer pas à pas l'équation de consolidation de Terzaghi, pour des intervalles de temps Δt et d'espace Δz donnés.

Les surpressions interstitielles ont été calculées aux temps $t = 250$ jours, $t = 500$ jours et $t = 1000$ jours pour les sections A, B et C. Les résultats des surpressions interstitielles calculées sont représentés en fonction de la profondeur Z sur les figures 4.31, 4.32 et 4.33.

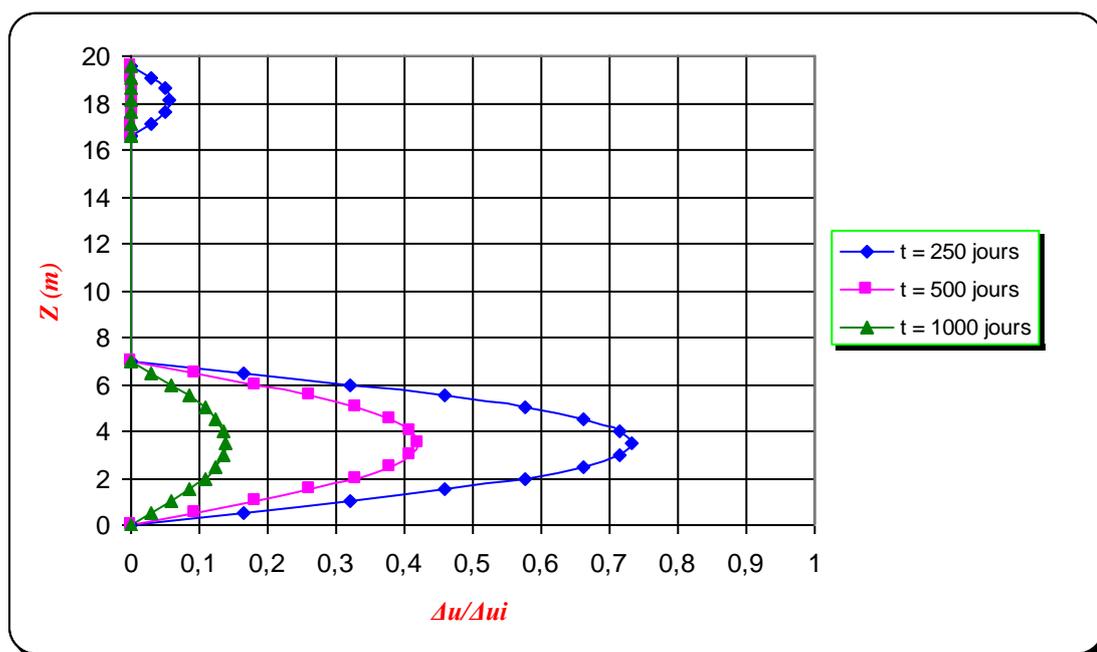


Figure 4.31. Surpressions interstitielles sous le remblai (Section A).

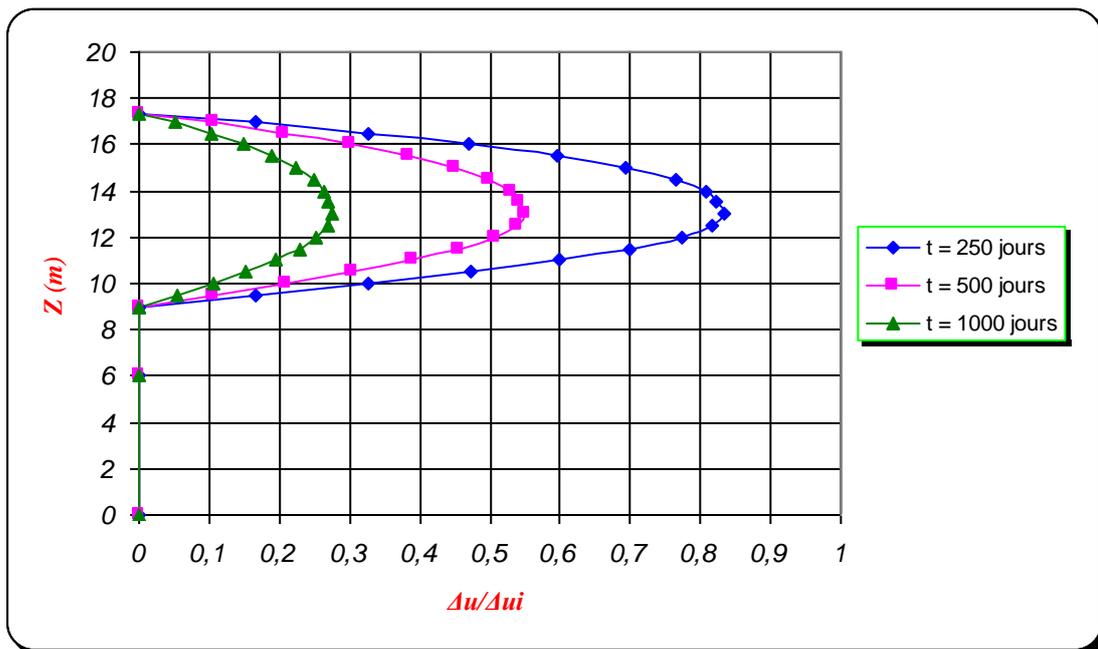


Figure 4.32. Surpressions interstitielles sous le remblai (Section B).

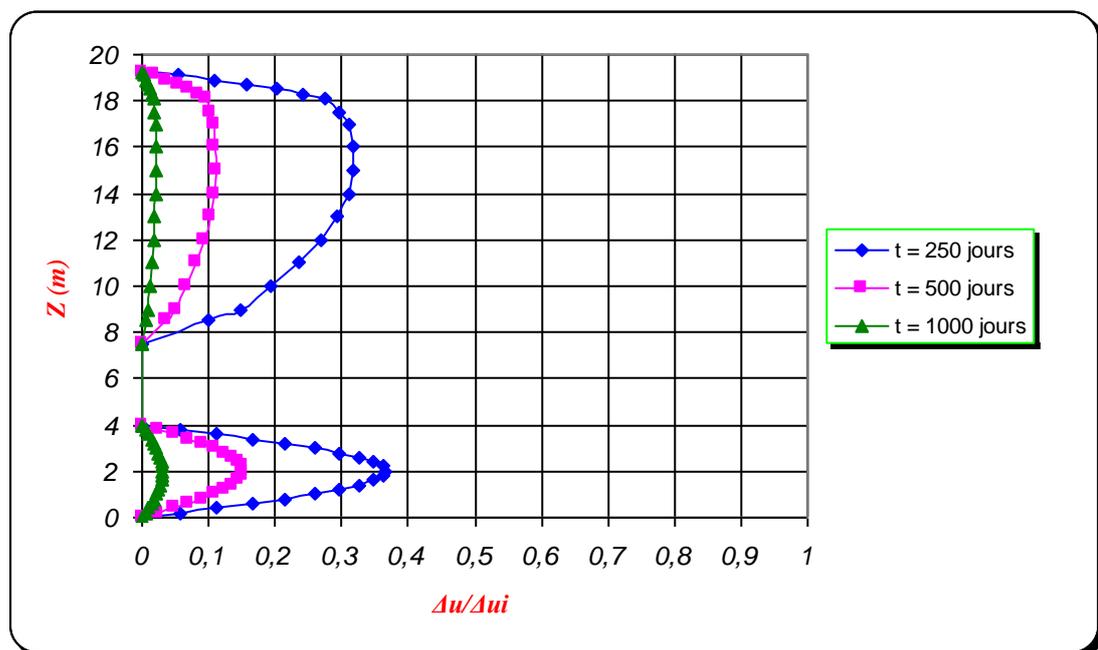


Figure 4.33. Surpressions interstitielles sous le remblai (Section C).

4.3.5. Analyse numérique

4.3.5.1. Maillage et conditions aux limites

Le maillage utilisé dans les calculs représente la moitié du remblai et du sol de fondation car le problème est symétrique. La fondation a été maillée sur 36 m de longueur, c'est-à-dire 4 fois la demi-largeur du remblai, en prenant des éléments triangulaires à 15 nœuds. Le maillage réalisé tient compte des couches définies dans les sections A, B et C avec les caractéristiques déterminées par la coupe géotechnique et les essais effectués dans des sondages sous le remblai.

Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- ✓ drainage par les faces inférieure et supérieure du massif de sol ;
- ✓ déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol ;
- ✓ déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, avec une nappe au niveau de la base du remblai, des déplacements horizontaux et verticaux nuls en tous les points du maillage et des contraintes initiales dû au poids des terres déduites à l'aide de coefficient de pression des terres au repos K_0 de sol normalement consolidé. Le remblai est initialement désactivé, et sera ensuite activé conformément à loi de chargement.

Dans le processus de chargement, l'activation d'une couche d'élément est la solution optimale pour prendre en compte la construction par étape (Chai et Bergado, 1993). Cette énoncée va nous servir pour effectuer les calculs avec Plaxis, car celui là nous permet de construire le remblai en plaçant une nouvelle couche des éléments du remblai.

La figure 4.34 représente le maillage et les conditions aux limites de la section A. Le maillage et les conditions aux limites des sections B et C sont faites de la même manière que la section A.

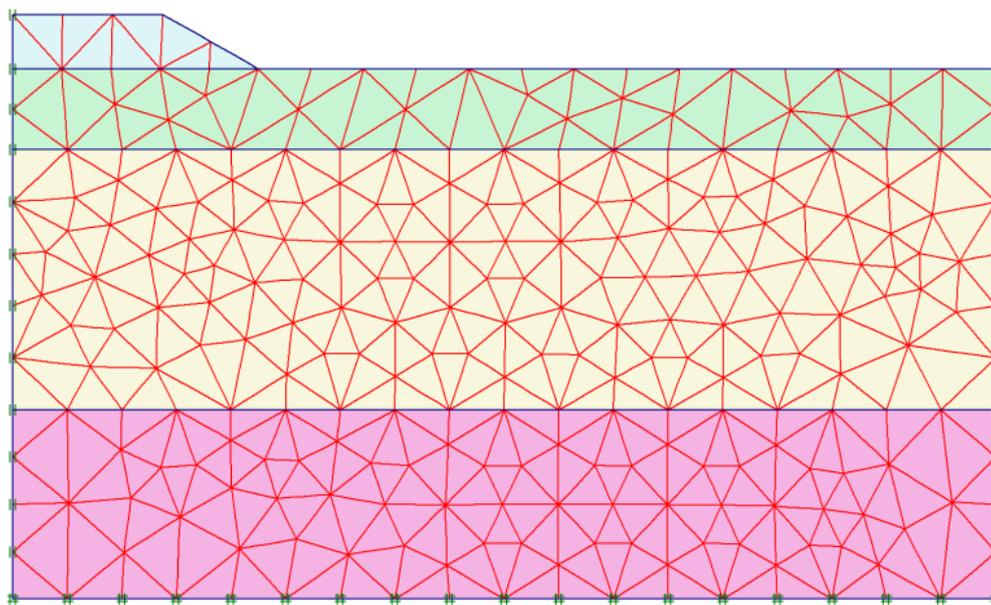


Figure 4.34. Maillage du remblai et de sa fondation (Section A).

4.3.5.2. Démarche de calcul

Le mécanisme de déplacement d'un remblai peut être normalement considéré comme un problème de déformation plane. Le modèle de comportement élastoplastique de Mohr coulomb a été utilisé pour simuler le comportement de remblai.

Compte tenu des conditions aux limites précédentes, trois simulations ont été effectuées afin de calculer la stabilité, l'amplitude et la vitesse de tassements du remblai en utilisant le modèle de comportement pour les sols mous (SSM) plus une perméabilité constante et le modèle de comportement élastoplastique de Mohr coulomb (MCM). Chaque simulation comprend trois étapes principales, correspondant respectivement :

- a) à l'initialisation des contraintes ;
- b) à la construction du remblai ;
- c) à la consolidation des couches de fondation.

La première simulation est effectuée en utilisant le modèle (SSM) pour les couches compressibles de sol de fondation correspondantes à des couches de limon argileux, limon marneux, argile, marne sableuse et argile sableuse. De plus, en utilisant le modèle (MCM) pour les couches sableuses dont le comportement de ces couches est considéré élastique linéaire.

La deuxième simulation est faite de façon semblable, mais en utilisant le modèle (MCM) pour toutes les couches de sol de fondation. Le but de cette simulation est d'une part de comparer les tassements obtenus par le modèle (SSM) et ceux obtenus par le modèle (MCM), et d'autre part

de calculer les surpressions interstitielles et leurs évolution en fonction du temps et en fonction de l'épaisseur de la couche compressible.

La troisième simulation est effectuée en utilisant le modèle (SSM) pour toutes les couches de sol de fondation. Les couches de sable, sable marneux et sable limoneux marneux ont simulé par le modèle (SSM) en attribuant une valeur d'indice de compression très faible de l'ordre de 10^{-5} pour négliger les tassements dus à la consolidation de ces couches. Le but de cette simulation est la comparaison entre les tassements dus à la consolidation de sol de fondation correspondante à la dissipation de toutes les surpressions interstitielles et les tassements de consolidation obtenus par le calcul analytique d'après la méthode de Terzaghi.

4.3.6. Résultats des simulations et analyse en petite et grande déformation

Les résultats du maillage déformé pour les trois sections A, B et C sont présentés sur les figures 4.35 à 4.40. Ces figures concernent les remblais non renforcés. Il a été pris en compte les deux cas d'analyse, grande et petite déformation.

D'après les figures présentées, on constate que Le maillage déformé en grande déformation donne un déplacement maximal plus faible par rapport à celui en petite déformation pour les trois sections. On constate une certaine différence entre les deux approches. L'approche en grande déformation se traduit par la prise en compte des effets du tassement du sol (en partie) sous une nappe phréatique permanente. En plus, l'analyse en grandes déformations inclut le non linéarité géométrique. L'équilibre est alors écrit dans l'état déformé, et non plus dans l'état initial.

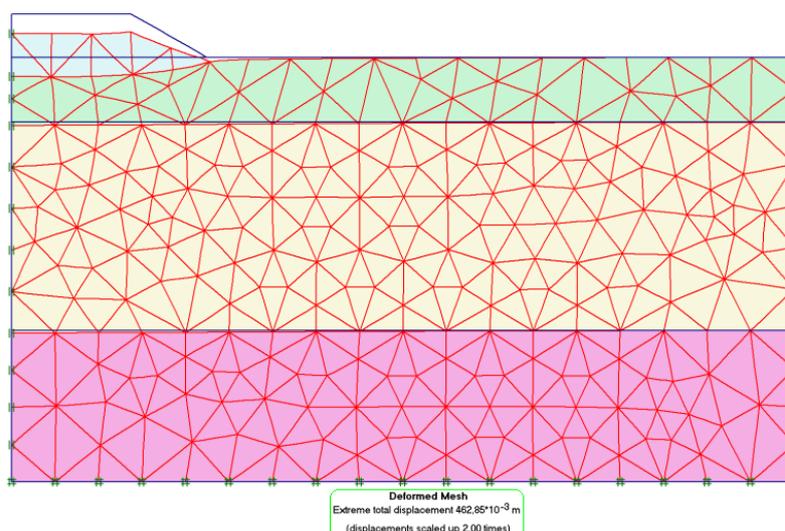


Figure 4.35. Maillage déformé en petite déformation : Section A.

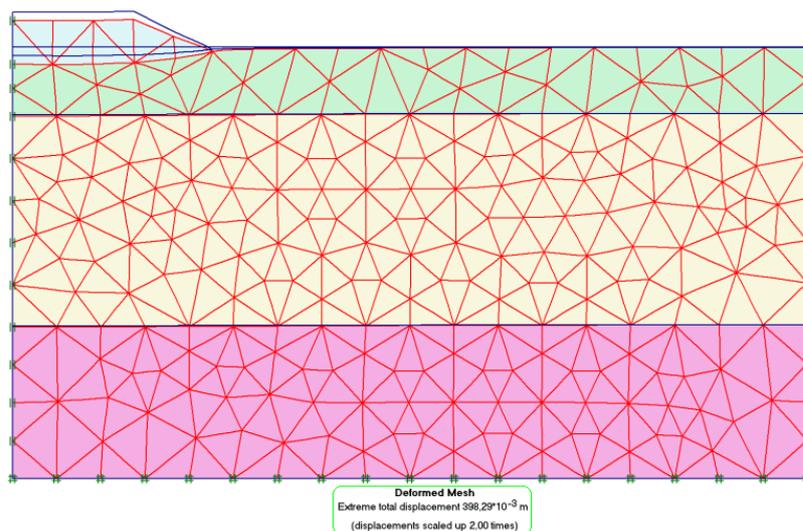


Figure 4.36. Maillage déformé en grande déformation : Section A.

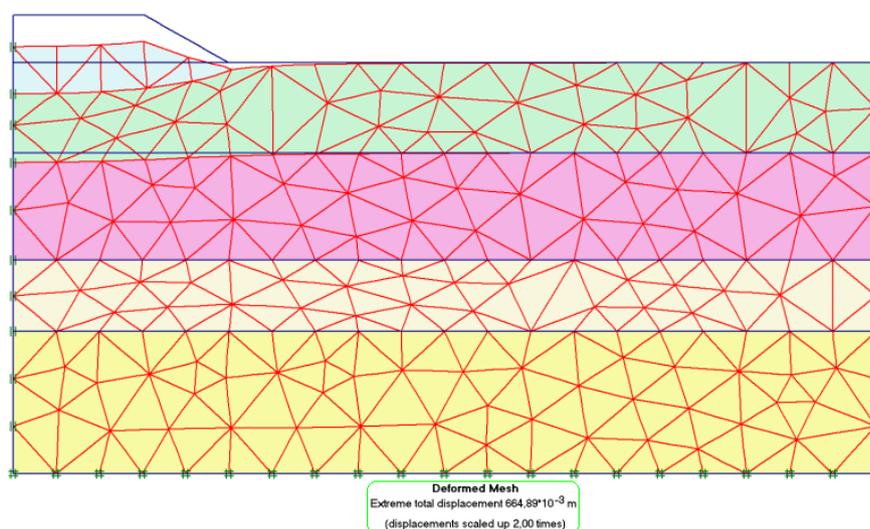


Figure 4.37. Maillage déformé en petite déformation : Section B.

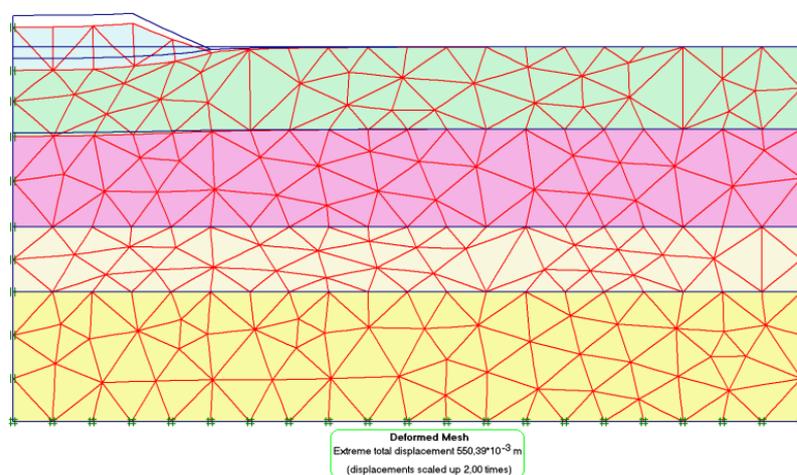


Figure 4.38. Maillage déformé en grande déformation : Section B.

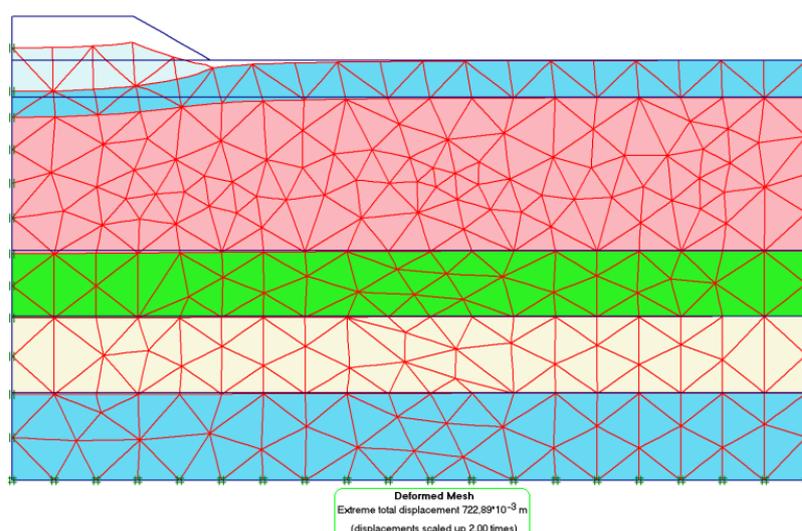


Figure 4.39. Maillage déformé en petite déformation : Section C.

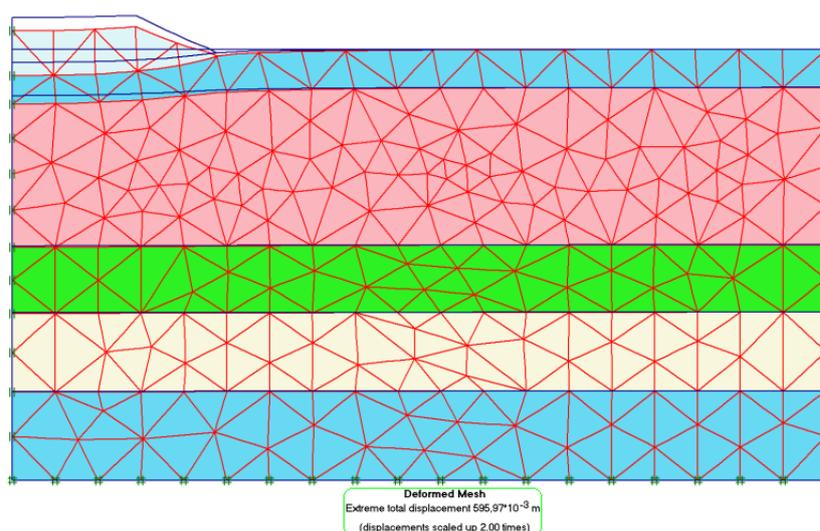


Figure 4.40. Maillage déformé en grande déformation : Section C.

4.3.6.1. Analyse de tassement

Les tassements calculés en petites déformations sont pris sur l'axe du remblai, et on les présente sur les mêmes figures que les tassements calculés en grandes déformations ; les figures 4.41, 4.42 et 4.43 montrent ces comparaisons.

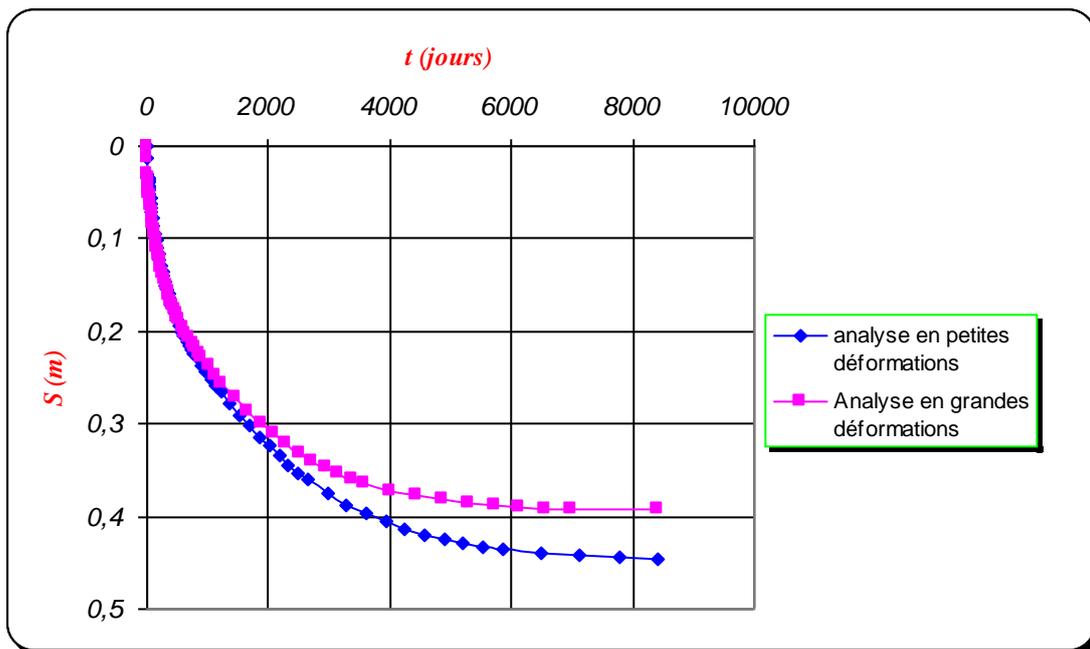


Figure 4.41. Tassement sous l'axe du remblai (Section A).

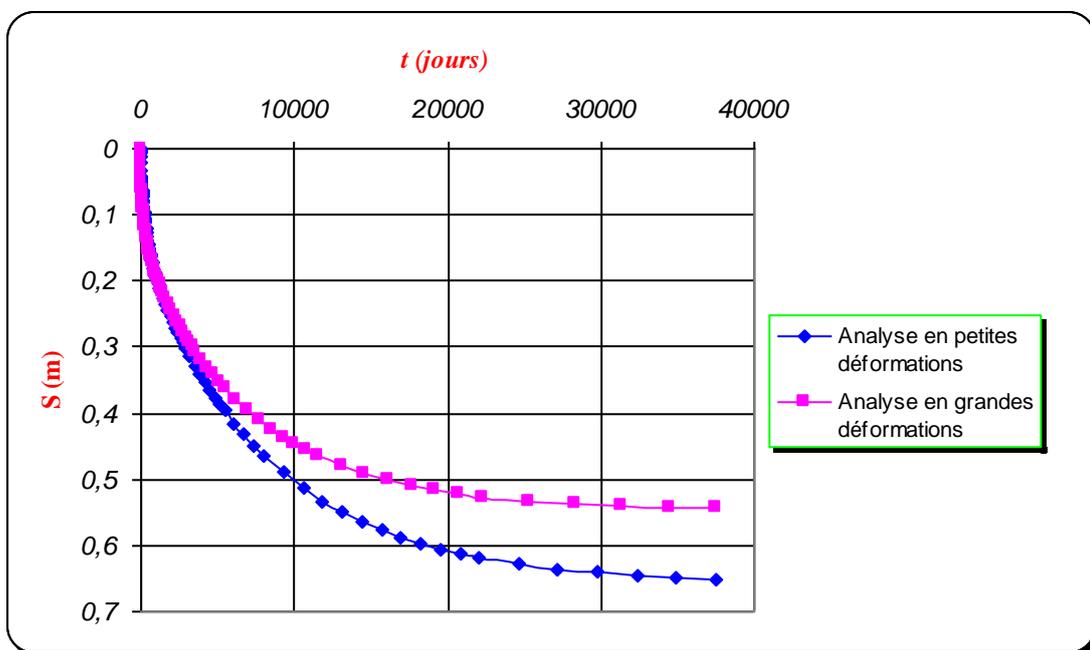


Figure 4.42. Tassement sous l'axe du remblai (Section B).

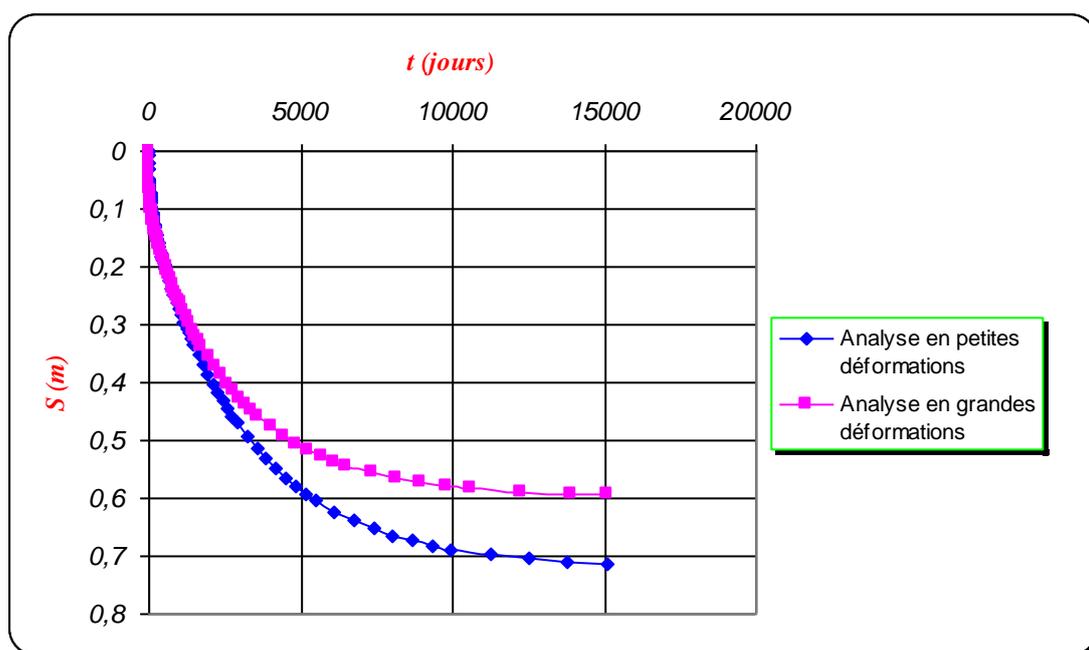


Figure 4.43. Tassement sous l'axe du remblai (Section C).

Les courbes 4.41, 4.42 et 4.43 montrent que les tassements calculés en grandes déformations sont moins à ceux calculés en petites déformations. C'est en partie parce que l'analyse en maillage actualisé inclut les effets de déformation du second ordre par lesquels des changements de la géométrie sont pris en considération, et en partie parce que l'actualisation de pressions interstitielles a comme conséquence de plus petits poids effective du remblai. Ce dernier effet est provoqué par le tassement du sol (en partie) sous une nappe phréatique constante.

Les écarts relatifs enregistrés sur les valeurs du tassement total calculé par l'analyse en grandes déformations et l'analyse en petites déformations sont respectivement, 12%, 16% et 17% pour les sections A, B et C.

Le tableau 4.11 représente une comparaison entre les tassements totaux obtenus par le calcul analytique et ceux obtenus par le calcul numérique pour les trois sections A, B et C.

<i>Tassement numérique (cm)</i>					
<i>Petites déformations</i>			<i>Grandes déformations</i>		
Section A	Section B	Section C	Section A	Section B	Section C
44.6	65	71.3	39.3	54.3	59.2
<i>Tassement analytique (cm)</i>					
Section A		Section B		Section C	
42.35		64.98		70.12	

Tableau 4.11. Tassement total du remblai (sections A, B et C).

D'après le tableau 4.11, on constate que les tassements totaux calculés en petites déformations sont plus proches aux tassements obtenus par le calcul analytique par rapport à ceux calculés en grandes déformations. Pour cela l'évolution du tassement de consolidation en fonction du temps est calculée par l'analyse en petites déformations.

4.3.6.2. Évolution du tassement de consolidation

Les tassements obtenus par le calcul numérique sont pris sur l'axe du remblai, et on les représente sur les mêmes figures avec les tassements obtenus par le calcul analytique ; les figures 4.44, 4.45 et 4.46 montrent ces comparaisons.

La figure 4.44 montre une comparaison entre les tassements calculés avec le modèle (SSM) (simulation 3), les tassements calculés avec le modèle (MCM) (simulation 2) et les tassements obtenus par le calcul analytique d'après la méthode de Terzaghi pour la section A. On constate que les tassements calculés avec le modèle (MCM) sont trop faibles par rapport à la réalité : ceci provient du fait que l'on n'intègre pas dans le tassement du remblai, le tassement de consolidation primaire des couches de limon argileux et limon marneux. Les écarts entre le tassement analytique et les tassements numériques sont respectivement 0.5% pour le modèle (SSM) et 90% pour le modèle (MCM).

On constate également que la courbe de tassement analytique et la courbe de tassement numérique obtenu par le modèle (SSM) tendent vers la même asymptote correspondant à un tassement de fin de consolidation de l'ordre de 40 cm et 39.82 cm pour les deux courbes respectivement. Alors que le tassement total à la fin de la consolidation primaire calculé par le

modèle (SSM) est très proche au tassement de consolidation primaire obtenu par le calcul analytique à l'aide de la méthode de Terzaghi.

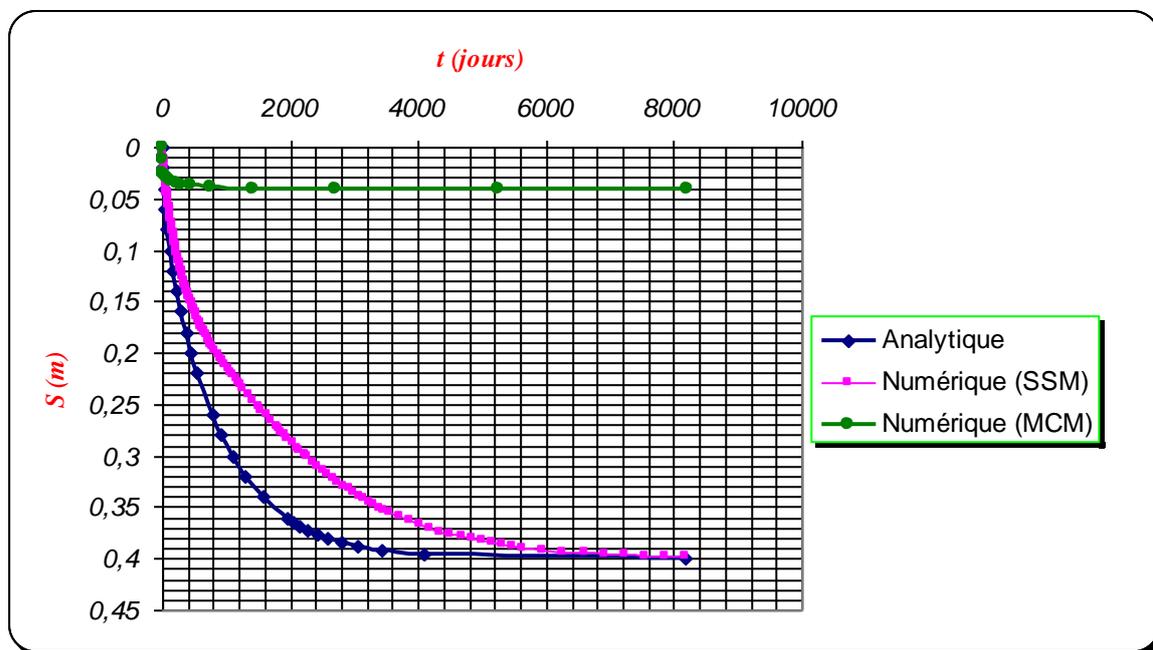


Figure 4.44. Comparaison entre le tassement numérique et le tassement analytique (Section A).

Les figures 4.45 et 4.46 représentent une comparaison entre les tassements calculés avec le modèle (SSM) (simulation 3) et les tassements obtenus par le calcul analytique. Ces figures correspondent aux sections B et C.

Ces deux figures montrent un accord global entre les tassements obtenus par le calcul numérique et ceux obtenus par le calcul analytique à la fin de la consolidation.

Les écarts entre les tassements calculés analytiquement et numériquement à la fin de la consolidation restent faibles. Elles sont égales à 2% et 3% pour les sections B et C respectivement.

On peut observer aussi que les courbes de tassements théoriques, déterminées par la méthode de Terzaghi, sont asymptotes aux courbes de tassements calculés numériquement.

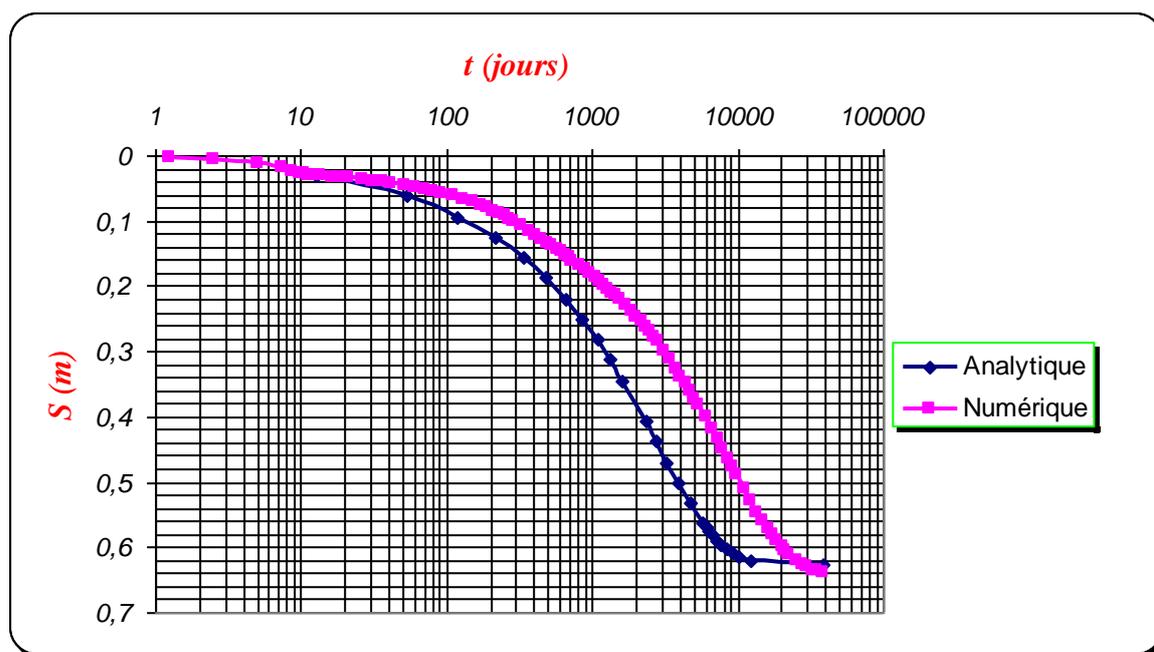


Figure 4.45. Comparaison entre le tassement numérique et le tassement analytique (Section B).

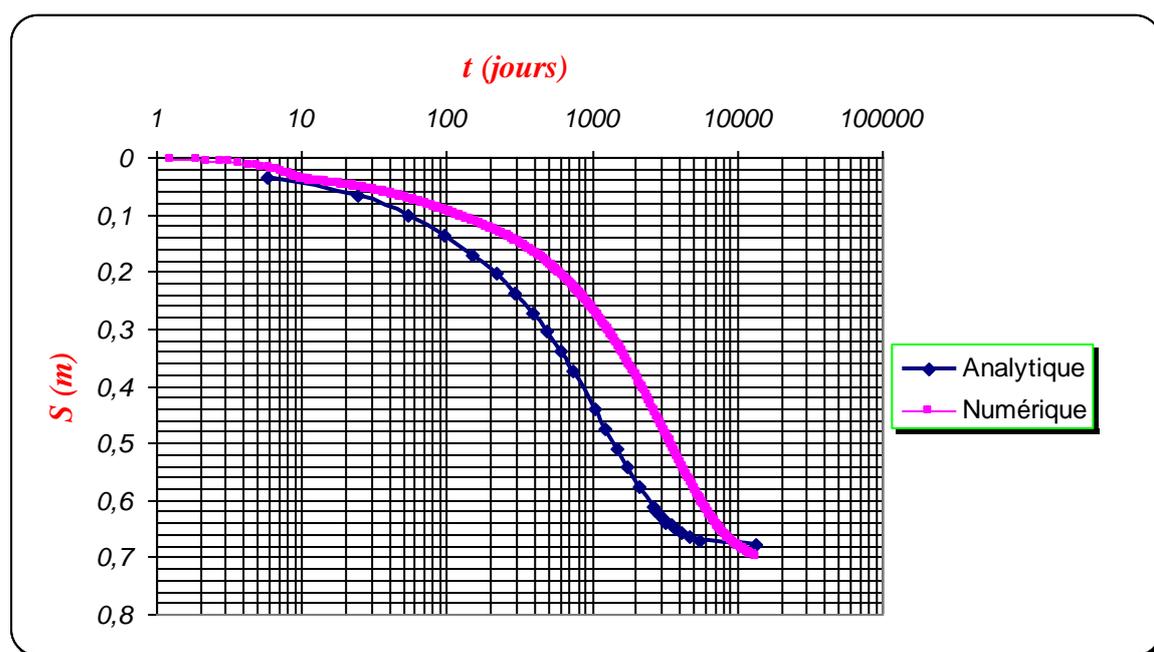


Figure 4.46. Comparaison entre le tassement numérique et le tassement analytique (Section C).

Nous savons que le degré de consolidation U se définit comme le rapport entre le tassement obtenu au bout du temps t et celui de consolidation primaire final (atteint théoriquement et numériquement d'une façon asymptotique). Partant de cette définition, on constate que l'analyse numérique de tassement donne un degré de consolidation au temps t inférieur par rapport à l'analyse analytique. Par exemple en ce qui concerne la section A, au temps $t = 500$ jours, le degré de consolidation est de 40% et 53% pour l'analyse numérique et analytique

respectivement. Cette différence est due principalement aux tassements calculés numériquement au cours de la consolidation qui sont inférieurs à ceux calculés analytiquement.

On peut conclure que le modèle (SSM) donne un tassement à la fin de la consolidation c'est-à-dire après la dissipation totale des surpressions interstitielles (tassement primaire) très proche au tassement théorique, et celle-ci est indépendamment de la différence entre ces tassements au cours de la consolidation.

4.3.6.3. Surpressions interstitielles

Concernant les surpressions interstitielles, Nous avons montré dans le paragraphe (4.2.4.2) de présent chapitre que le modèle (MCM) donne des résultats très proche au calcul analytique par rapport au modèle (SSM). Pour cela nous utilisons le modèle (MCM) pour calculer les surpressions interstitielles sous le remblai pour les trois sections A, B et C.

Les surpressions interstitielles ont été calculées au bout de 250 jours, 500 jours et 1000 jours afin de les comparer avec celles obtenues par le calcul analytique pour les trois sections A, B et C.

Les surpressions interstitielles calculées lors des simulations effectuées, sous l'axe du remblai, sont représentées en fonction de la profondeur Z sur les figures 4.47, 4.48 et 4.49.

Il faut noter que toutes simulations effectuées pour prévoir les surpressions interstitielles sont faites avec les paramètres des tableaux 4.8, 4.9 et 4.10.

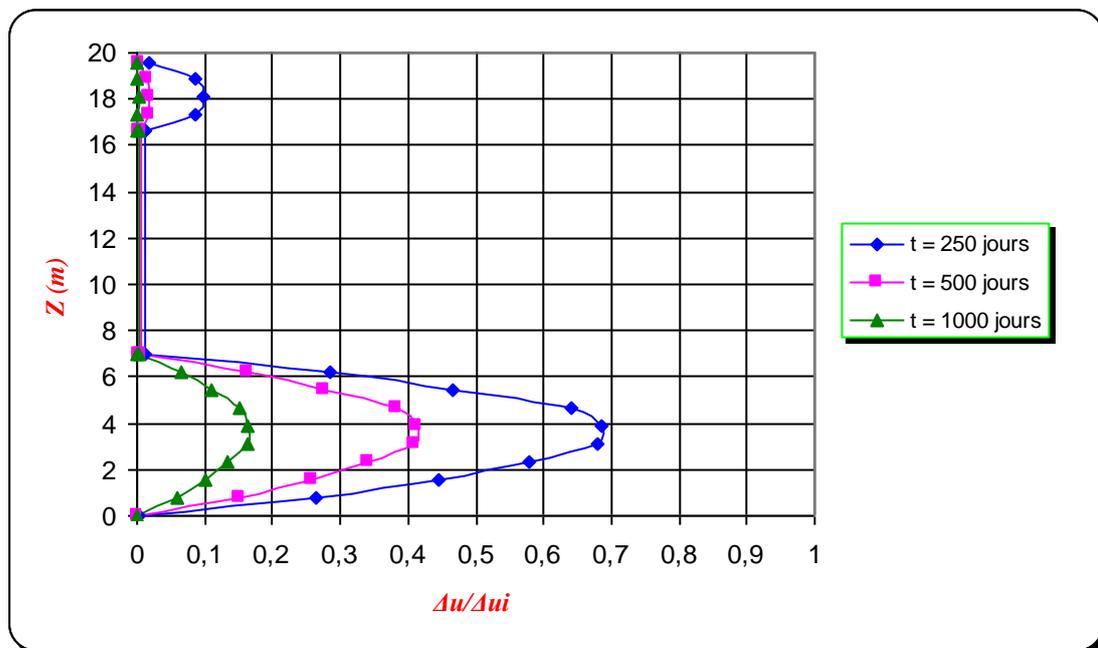


Figure 4.47. Surpressions interstitielles sous le remblai (Section A).

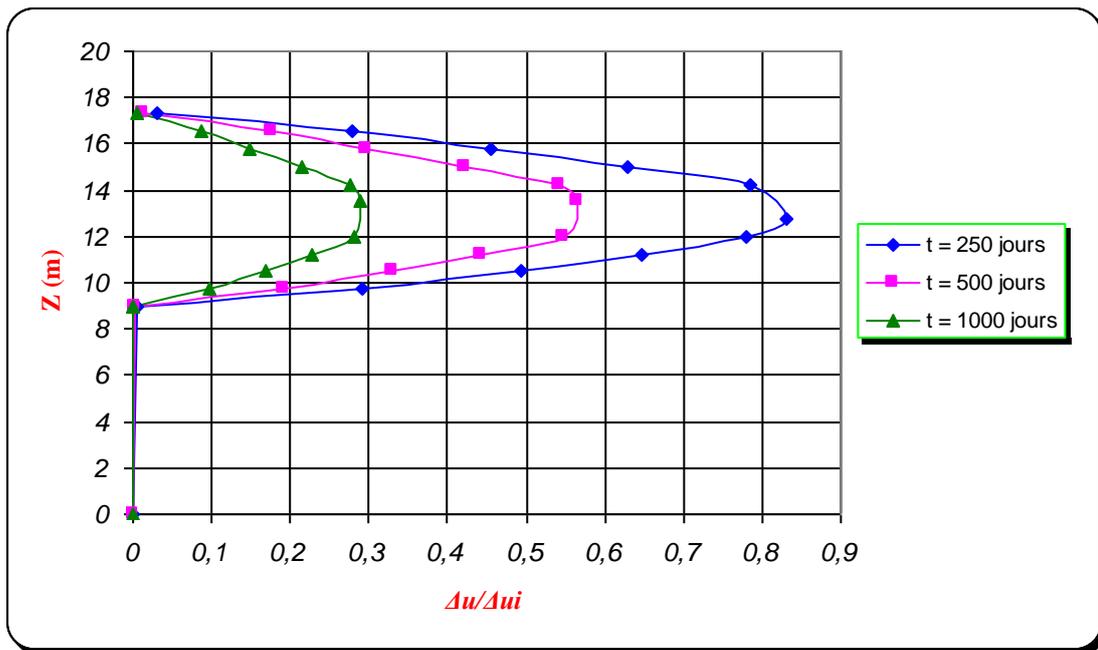


Figure 4.48. Surpressions interstitielles sous le remblai (Section B).

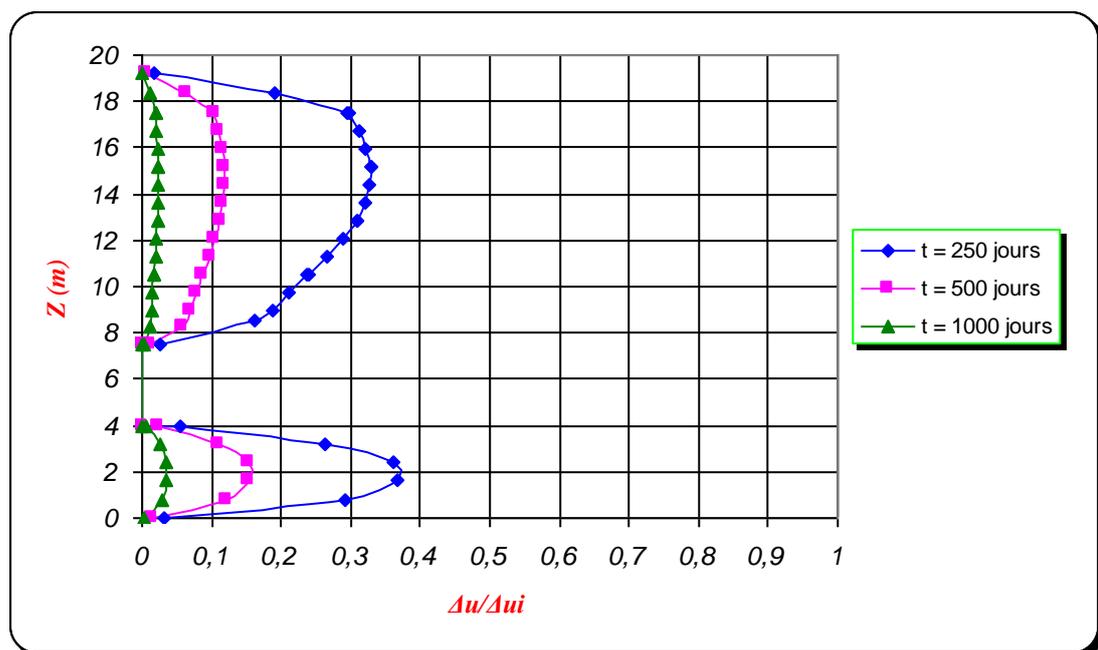


Figure 4.49. Surpressions interstitielles sous le remblai (Section C).

Les figures 4.50, 4.51 et 4.52 montrent une comparaison entre les surpressions interstitielles obtenues par le calcul numérique et celles obtenues par le calcul analytique pour les trois sections A, B et C.

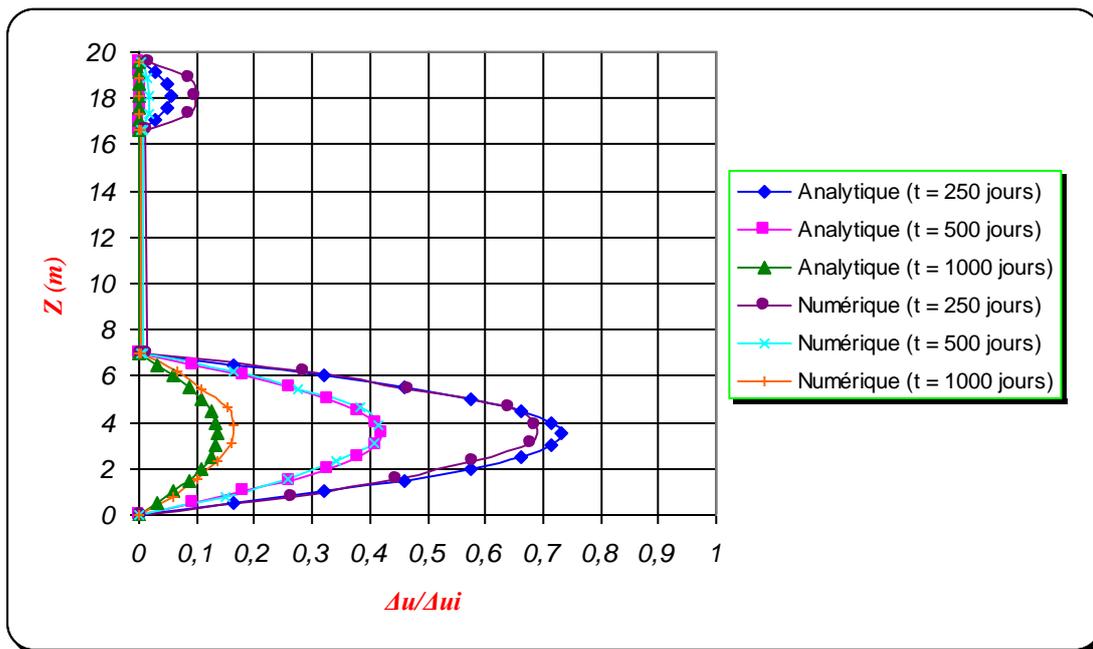


Figure 4.50. Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées numériquement sous le remblai et celles obtenues par le calcul analytique (Section A).

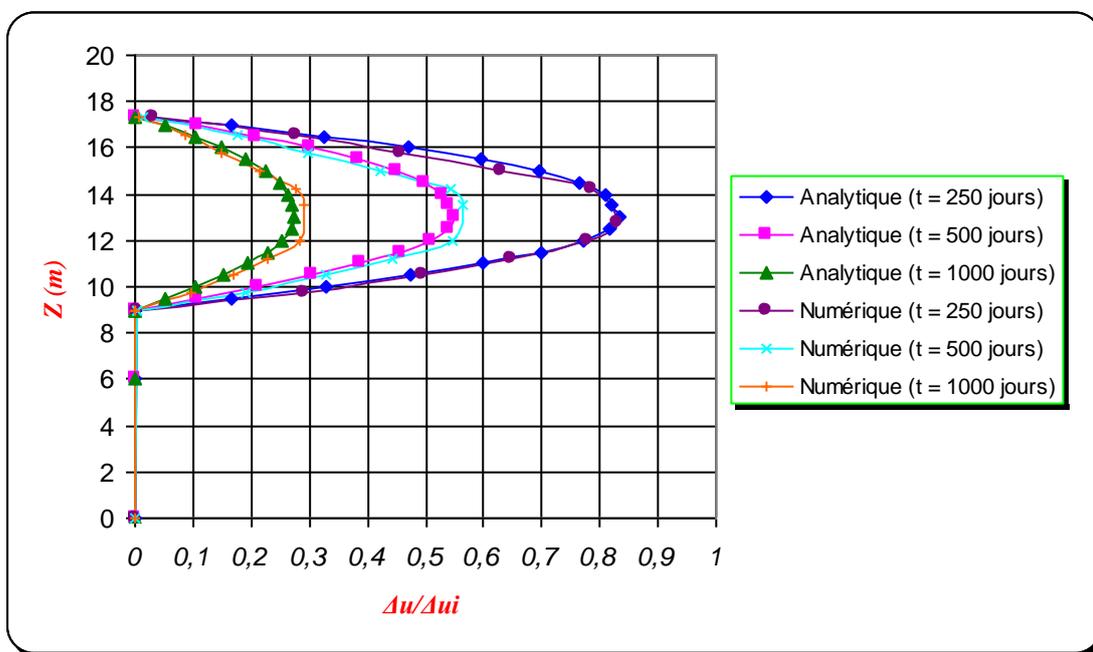


Figure 4.51. Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées numériquement sous le remblai et celles obtenues par le calcul analytique (Section B).

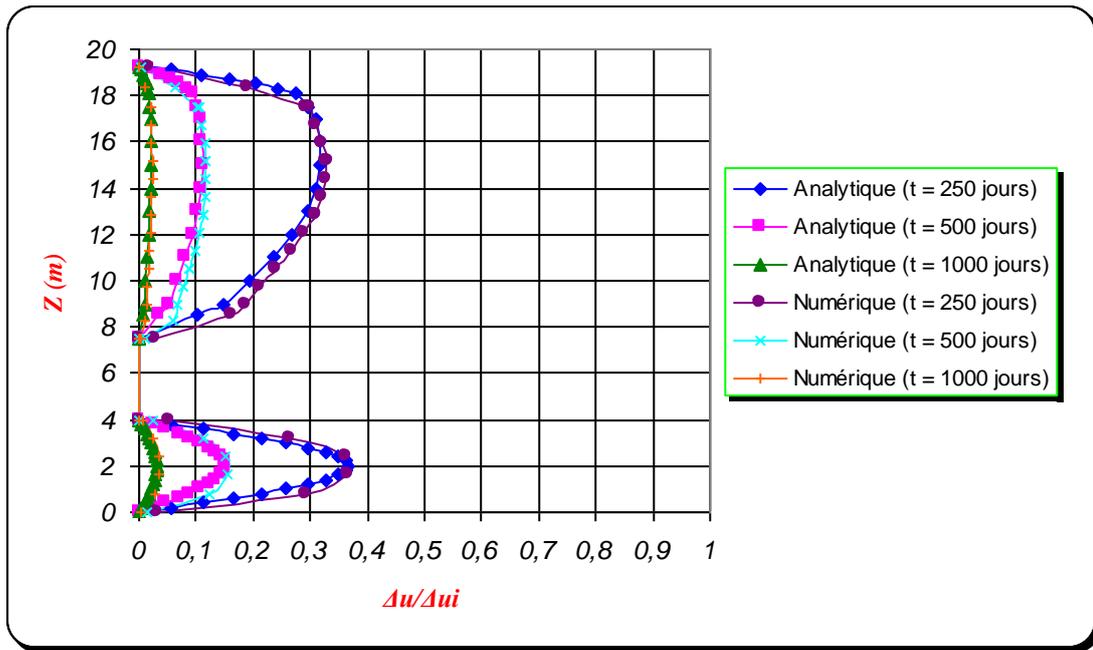


Figure 4.52. Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées numériquement sous le remblai et celles obtenues par le calcul analytique (Section C).

Cet examen comparatif permet les observations suivantes :

- ✓ Le maximum de surpression interstitielle calculé numériquement est assez voisin de la valeur calculée analytiquement ;
- ✓ La dissipation des surpressions interstitielles calculées numériquement est très proche à celles calculées analytiquement ;
- ✓ La forme des isochrones des surpressions interstitielles calculées analytiquement et numériquement est à peu près symétrique par rapport au plan médian des couches compressibles sous le remblai pour les trois sections A, B et C ;
- ✓ Les écarts sont très faibles entre les surpressions interstitielles calculées numériquement et celles calculées analytiquement ;
- ✓ La section C est consolidée plus vite que les sections A et B ;
- ✓ La concordance entre les surpressions interstitielles calculées analytiquement et celles calculées numériquement par le modèle (MCM) est bonne.

D'après les résultats de la figure 4.50 correspondantes à la section A, on a observé que la dissipation des surpressions interstitielles dans la couche de limon argileux est plus rapide que dans la couche de limon marneux à des temps $t = 250$ jours, $t = 500$ jours et $t = 1000$ jours. Ceci

est attribué au fait que la longueur du chemin de drainage de la couche de limon argileux est inférieure à celle de la couche de limon marneux. En plus, au temps $t = 1000$ jours, la couche de limon argileux est totalement consolidée, par contre la couche de limon marneux est en cours de consolidation.

D'après les résultats de la courbe 4.51 correspondantes à la section B, la couche de limon argileux et la couche de limon marneux sont drainées par les faces supérieure et inférieure. Les isochrones des surpressions interstitielles calculées aux temps $t = 250$ jours, $t = 500$ jours et $t = 1000$ jours sont symétrique par rapport au plan médian de ces couches. On peut noter que la section B est en cours de consolidation au temps $t = 1000$ jours.

D'après les résultats de la courbe 4.52 correspondantes à la section C, on constate que la dissipation des surpressions interstitielles dans les couches d'argile, marne sableuse, argile sableuse est la même que dans la couche d'argile située à la base de la section C. On peut conclure que les couches de la section C sont consolidées au même temps. On peut noter également qu'au temps $t = 1000$ jours la section C est à peu près consolidée.

En ce qui concerne les couches de sable, sable marneux et sable limoneux marneux, on constate qu'aucune surpression interstitielle n'est générée dans ces couches. C'est parce qu'elles sont totalement drainées du fait de leurs fortes perméabilités. Le rôle principal de ces couches est d'accélérer la vitesse de consolidation.

4.3.7. L'effet du renforcement par nappes géosynthétiques sur le comportement global du remblai

4.3.7.1. Caractéristiques géométriques de remblai et de sol de fondation

Trois configurations géométriques ont été adoptées pour l'évaluation de l'effet du renforcement par nappes géosynthétiques sur le comportement global de remblai : Géométrie A, géométrie D et géométrie E. Ces trois géométries supposent un comportement en état de déformations planes permettant le recours à des moyens de calcul numérique bidimensionnel.

La géométrie D est dérivée de la géométrie précédente A. On adopte une répartition non homogène de la couche de limon argileux dans la direction horizontale. La géométrie D est l'une des situations qui se rencontre la construction des remblais sur sols compressibles. Dans cette application, nous exposons le rôle de renforcement pour les remblais qui sont construits au-dessus des zones localement faibles ou contiennent des vides.

Deux couches ont été introduites dans le modèle géométrique D. Les deux couches ont des caractéristiques semblables à celle de la couche de limon argileux, sauf pour l'indice de compressibilité. Le rôle de ces couches est de produire des tassements inhomogènes à la base du remblai.

Le premier cas étudié de la géométrie D (cas 1) contient deux couches moyennement compressibles dont l'indice de compressibilité est égal à 0.2.

Le deuxième cas étudié de la géométrie D (cas 2) contient deux couches très compressibles dont l'indice de compressibilité est égal à 0.8.

Les deux géométries A et D ont été étudiées pour montrer l'effet de renforcement sur le tassement du remblai.

Les caractéristiques géométriques du remblai renforcé et de sol de fondation sont indiquées dans les deux figures 4.53 et 4.54 pour les deux géométries A et D respectivement.

L'effet de renforcement sur la stabilité du remblai a été étudié en adoptant le cas d'un remblai sur une couche d'argile molle. Ce cas étudié est représenté dans la figure 4.55 sous le nom « Géométrie E ». La couche d'argile molle est de cohésion non drainée $C_u = 10 \text{ KN/m}^2$ et d'angle de frottement non drainé $\varphi_u = 0$.

Pour les géométries A, D et E, le remblai a été renforcé par une nappe de géogrille située à une distance de 0.3 m par rapport à la base du remblai.

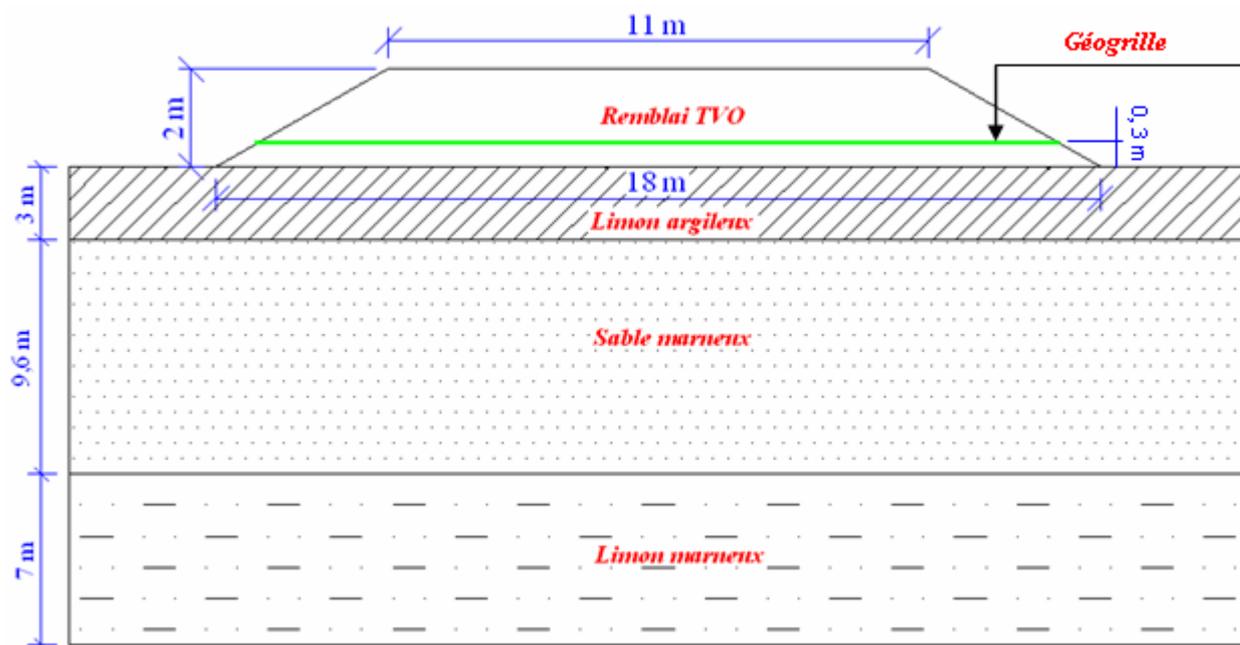


Figure 4.53. Caractéristiques géométriques, Géométrie A.

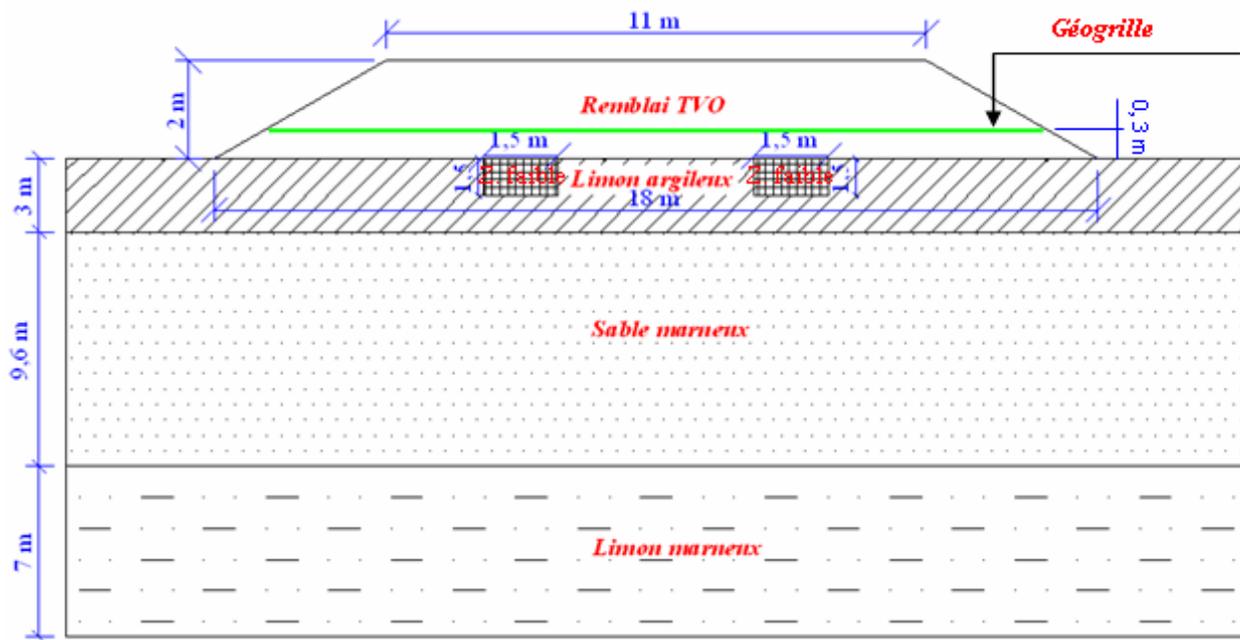


Figure 4.54. Caractéristiques géométriques, Géométrie D (cas 1 et cas 2).

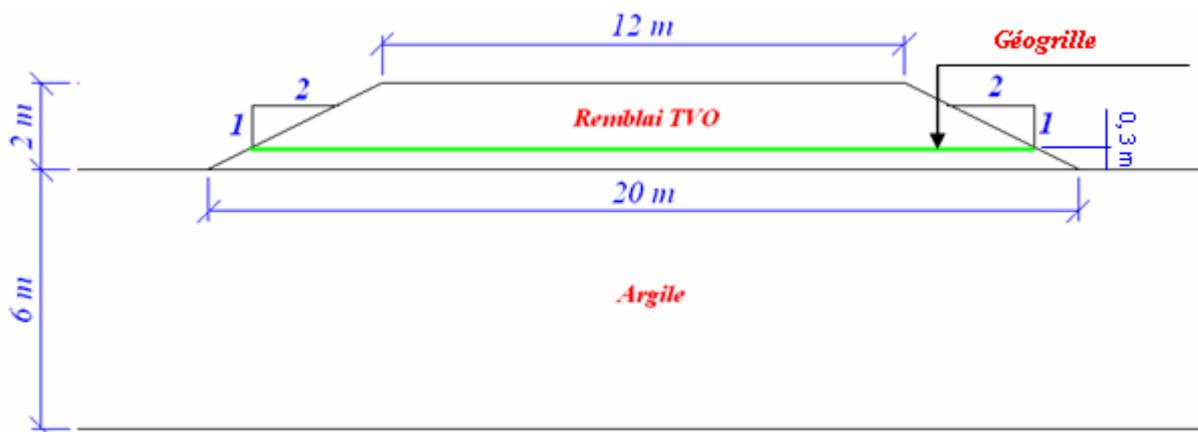


Figure 4.55. Caractéristiques géométriques, Géométrie E.

4.3.7.2. Caractéristiques mécaniques

L'étude a été réalisée en considérant les caractéristiques mécaniques des différents matériaux constitutifs du modèle (remblai, sol de fondation, géosynthétiques, interfaces...) (Tableaux 4.1, 4.2, 4.5, 4.6 et 4.12).

<i>géosynthétiques</i>	<i>Rigidité axiale EA (KN/m)</i>
géogrille	1000

Tableau 4.12. Caractéristiques des géosynthétiques.

Les rigidités axiales des géosynthétiques ont été définies au regard des caractéristiques mécaniques des produits existants sur le marché.

Les caractéristiques de l'interface sol-géosynthétique ont été déterminées en considérant de bonnes caractéristiques de frottement ($\varphi_{sg} = \varphi_{sol}$ et $C_{sg} = C_{sol}$), ce qui correspond par exemple à l'utilisation de géogrilles de renforcement.

4.3.7.3. Modélisation des géomatériaux

Le modèle de comportement de Mohr Coulomb a été utilisé pour simuler le comportement de remblai. Concernant les tassements calculés, le sol de fondation a été simulé en utilisant un modèle pour les sols mous (SSM) et le modèle de Mohr Coulomb (MCM).

Lors d'un calcul de stabilité, le sol de fondation a été modélisé en utilisant un comportement élasto-plastique répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb. C'est la stabilité à

court terme qui est la plus critique, puisque la consolidation du sol de fondation augmente sa résistance au cisaillement.

La justification de la stabilité du remblai vis-à-vis de la rupture en fin de construction se fera en utilisant les caractéristiques non consolidées non drainées C_u et $\varphi_u = 0$, appelées souvent caractéristiques à court terme.

Le calcul de stabilité par Plaxis (*Ph-c reduction*) est un type particulier de calcul plastique. La saisie d'un incrément de temps n'a en général pas de signification dans ce cas. En outre, le modèle pour les sols mous (SSM) va en fait se comporter comme le modèle standard de Mohr Coulomb, puisque que le comportement en raideur dépendant des contraintes et les effets de l'écroutissage sont exclus de ce type d'analyse.

Les nappes géosynthétiques sont modélisées par un élément de structure appelé "geogrid". Cet élément est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne. Ne supportant logiquement aucun moment fléchissant, l'élément est seulement caractérisé par sa rigidité axiale EA .

Il est à noter que l'introduction d'un élément géosynthétique dans le modèle, sans introduction d'éléments d'interface, ne provoque aucunement l'apparition de nouveaux nœuds dans le maillage, les caractéristiques mécaniques du géosynthétique modifiant le comportement global de la géométrie sont simplement introduites dans la matrice de rigidité comme condition supplémentaire reliant le comportement de certains nœuds.

Le contact sol-géosynthétique est régi par une interface ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb.

4.3.7.4. Maillage et conditions aux limites

Le maillage de la géométrie sous PLAXIS a été pensé afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs et de vitesse optimale de résolution. Les éléments triangulaires à 15 nœuds ont été utilisés pour la génération du maillage des trois géométries A, D et E.

Les limites des modèles sont déterminées de manière à éviter toute interférence avec la zone d'influence en termes de modification des états de contrainte et de déformation de l'ouvrage. Les dimensions finales des modèles étudiés sont : largeur : 36 m, hauteur : 19.6 m pour les deux géométries A et D, et largeur : 30 m, hauteur : 8 m pour la géométrie E.

Les conditions imposées aux limites des modèles sont des conditions en déplacement et en consolidation.

- ✓ drainage par les faces inférieure et supérieure du massif de sol ;

- ✓ afin de permettre l'initialisation des contraintes sans perturbation par les frontières, les déplacements verticaux sont autorisés sur les limites latérales ;
- ✓ les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués ;
- ✓ la surface topographique étant une surface libre, tout déplacement est toléré sur cette limite supérieure.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, avec une nappe phréatique placée à la surface de sol.

Le maillage et les conditions aux limites des trois géométries A, D et E sont indiqués dans les figures 4.56, 4.57 et 4.58 respectivement.

4.3.7.5. Phasage des calculs

Après initialisation de la géométrie (calcul des états de contrainte, de pression interstitielle et de déformation), Le calcul est effectué en trois étapes, correspondantes respectivement à la construction du remblai et l'emplacement des nappes géosynthétiques, à la consolidation du sol sous l'effet des contraintes provoquées par le remblai, puis à l'estimation de coefficient de sécurité après la construction du remblai.

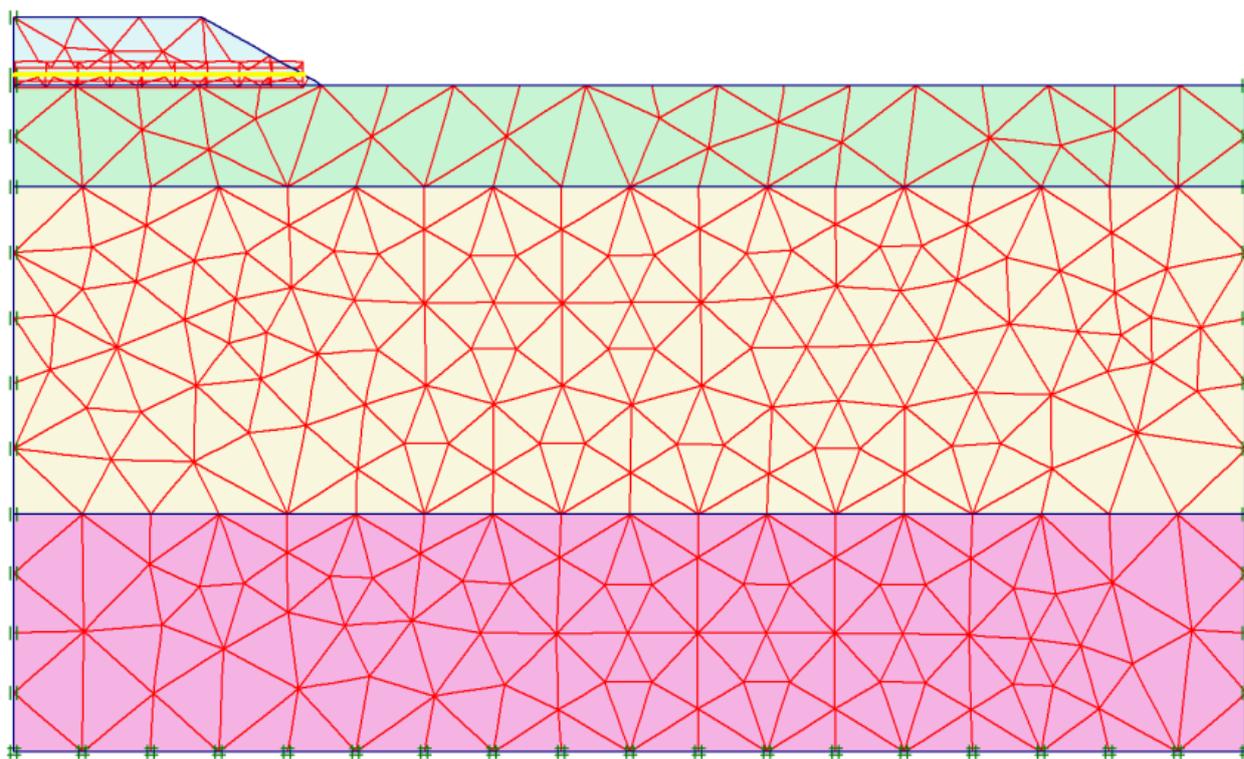


Figure 4.56. Maillage initial et conditions aux limites de la géométrie A (éléments T15).

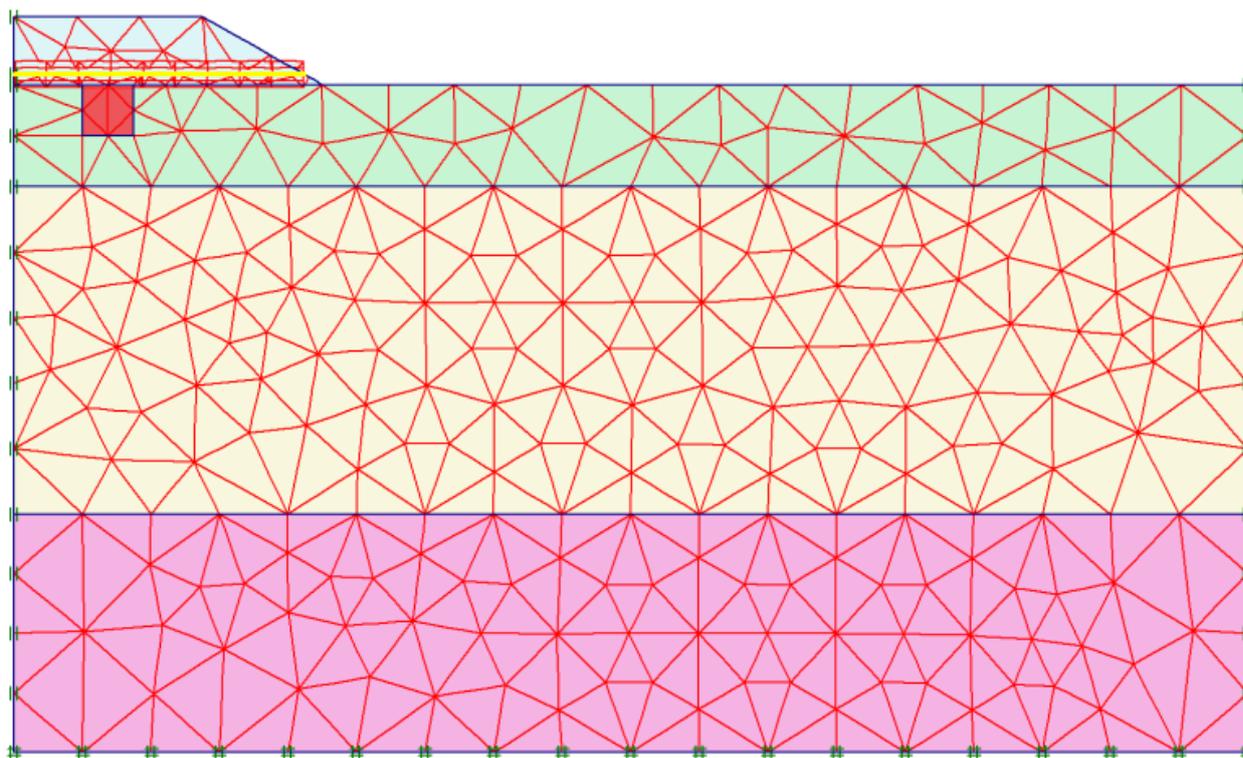


Figure 4.57. Maillage initial et conditions aux limites de la géométrie D (éléments T15).

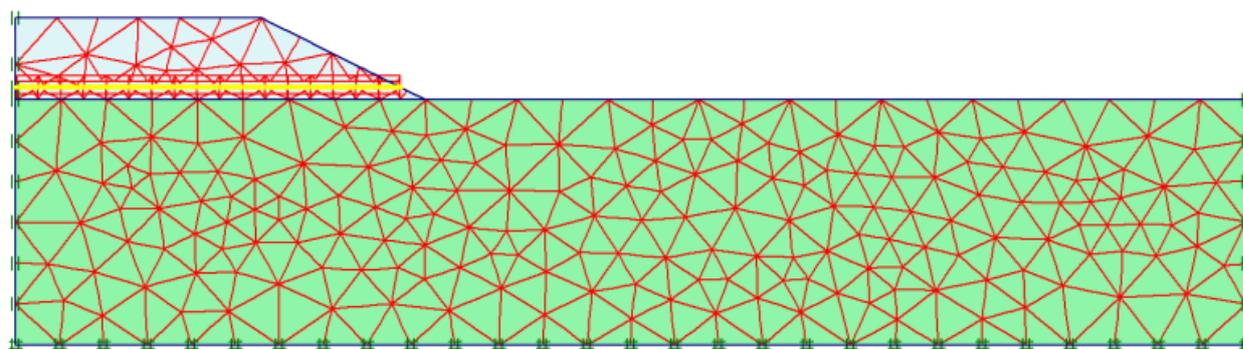


Figure 4.58. Maillage initial et conditions aux limites de la géométrie E (éléments T15).

4.3.7.6. Résultats de l'étude

Les résultats de l'analyse numérique avec Plaxis, sont présentés sur les figures 4.59 à 4.65. Ces figures concernent aussi bien les remblais renforcés que les remblais non renforcés. Ces résultats montrent l'effet du renforcement sur la stabilité et le tassement du remblai.

Les figures 4.59, 4.60, 4.61 et 4.62 récapitulent la comparaison des résultats de calculs, exprimant l'effet de renforcement, respectivement, sur les déplacements verticaux et horizontaux au dessus du sol de fondation.

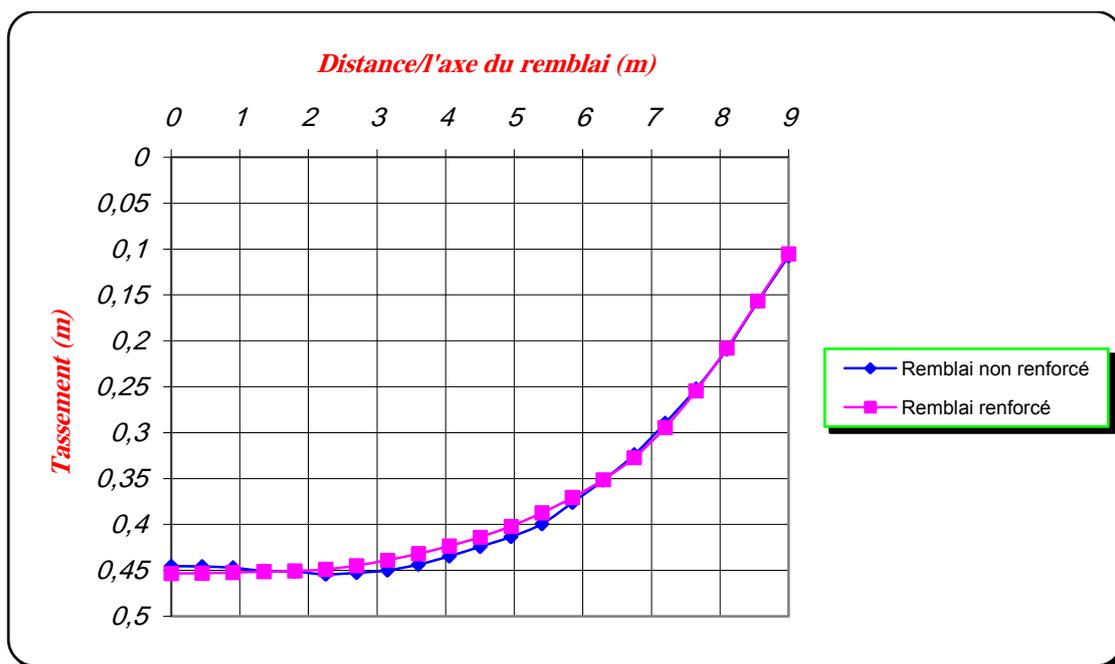


Figure 4.59. Effet de renforcement sur les tassements à la fin de la consolidation : Géométrie A.

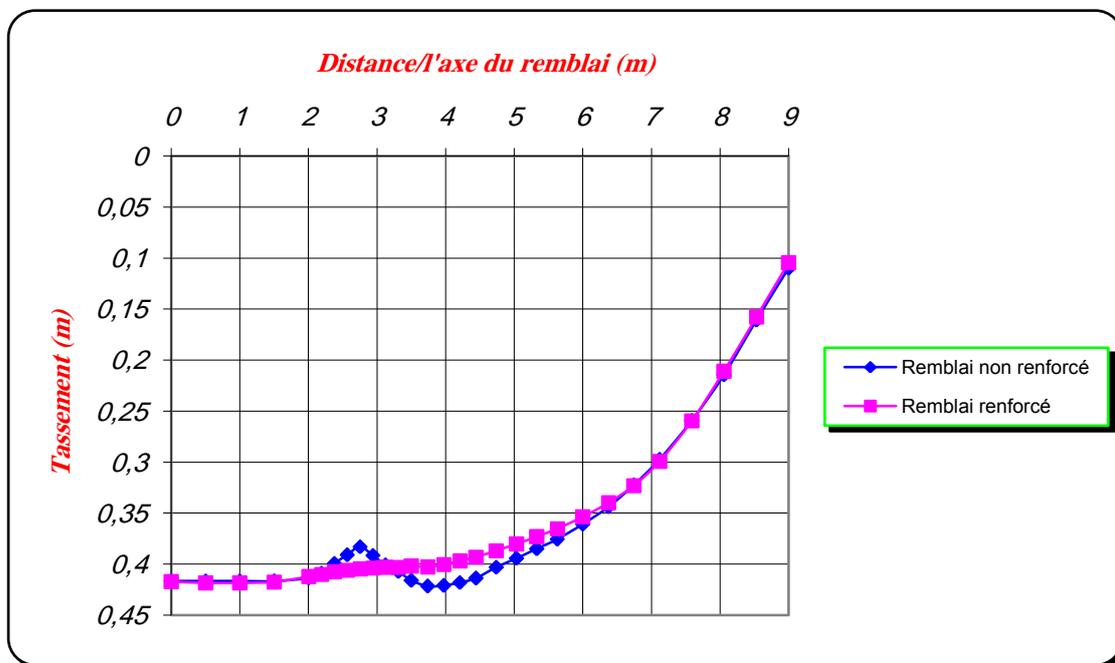


Figure 4.60. Effet de renforcement sur les tassements à la fin de la consolidation : Géométrie D (cas 1).

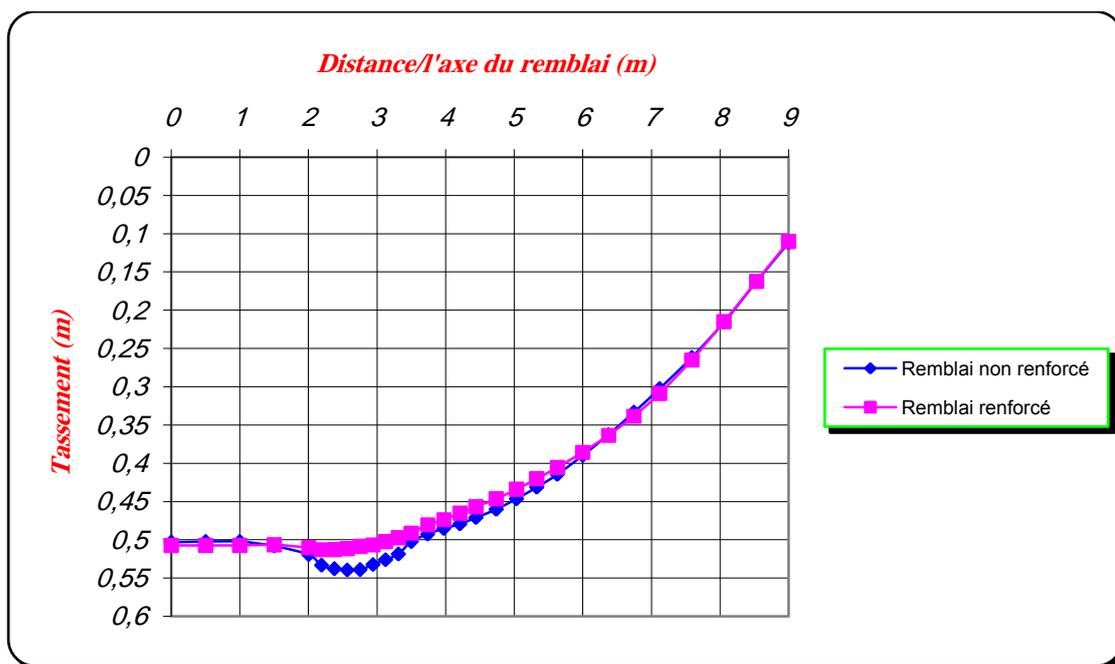


Figure 4.61. Effet de renforcement sur les tassements à la fin de la consolidation : Géométrie D (cas 2).

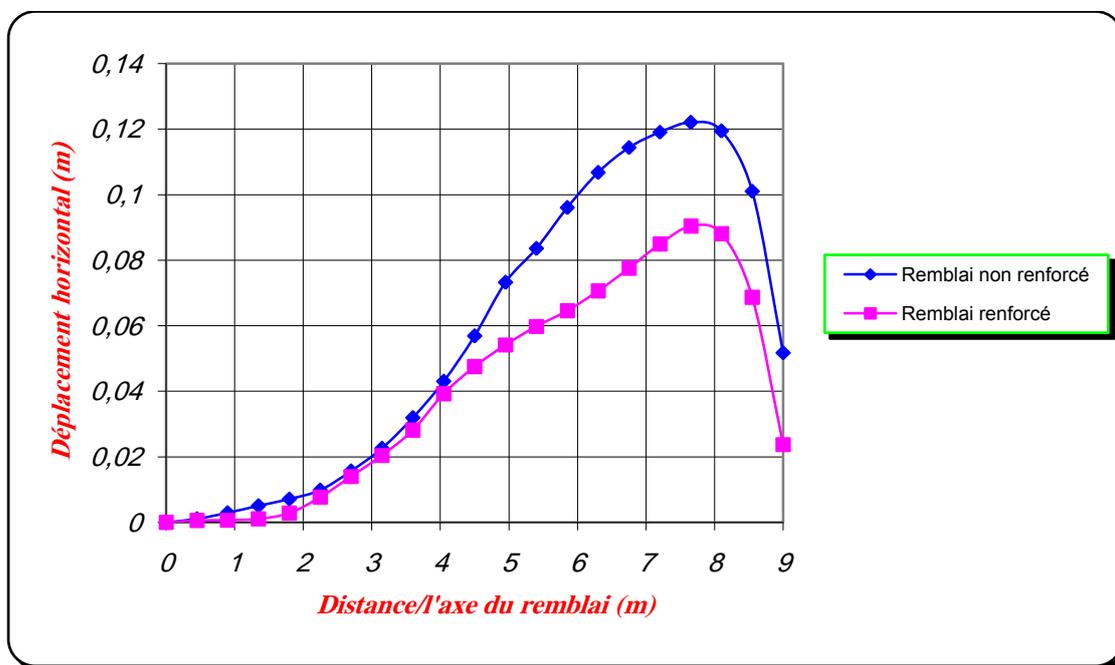


Figure 4.62. Effet de renforcement sur les déplacements horizontaux à la fin de la consolidation : Géométrie A.

La figure 4.63 représente une étude paramétrique en variant la rigidité axiale du renforcement. Ceci afin de déterminer leurs effets sur les tassements calculés à la base du remblai. Les valeurs de la rigidité axiale adoptées dans cette étude sont : $EA = 1500 \text{ KN/m}$ et $EA = 2000 \text{ KN/m}$.

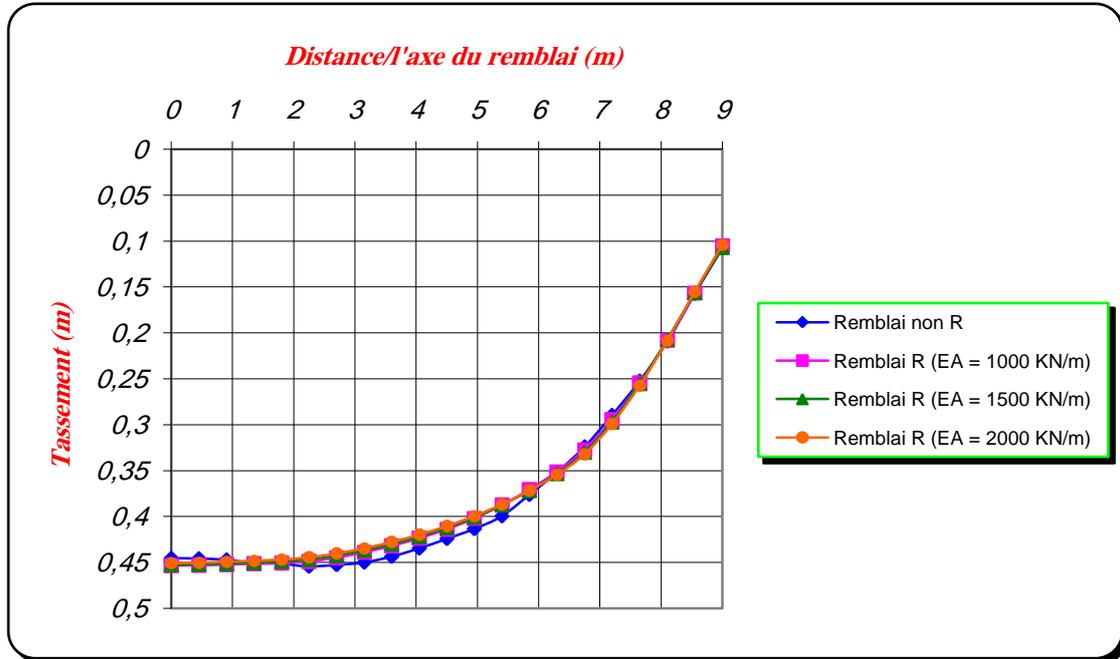


Figure 4.63. Effet de la rigidité axiale du renforcement sur les tassements à la fin de la consolidation : Géométrie A.

D'après ces résultats, On peut voir que :

- le renforcement ne diminue pas les tassements à la base de remblai (figure 4.59) ;
- le renforcement homogénéise les déformations et les tassements sur la plate forme finie en évitant la formation des ondulations à la base du remblai (figure 4.60 et figure 4.61) ;
- le renforcement réduit les déplacements horizontaux du sol à proximité du renforcement (figure 4.62) ;
- par rapport aux résultats de la figure 4.63, les tassements obtenus ne sont pas diminués malgré les différents jeux de valeur de rigidité axiale employés.

On peut conclure que la présence du renforcement n'a aucune influence significative sur le tassement du remblai. Mais le renforcement joue un meilleur rôle dans l'homogénéisation des tassements à la base du remblai.

La figure 4.64 montre les coefficients de sécurité calculés à la fin de la construction d'un remblai renforcé et non renforcé pour la géométrie E.

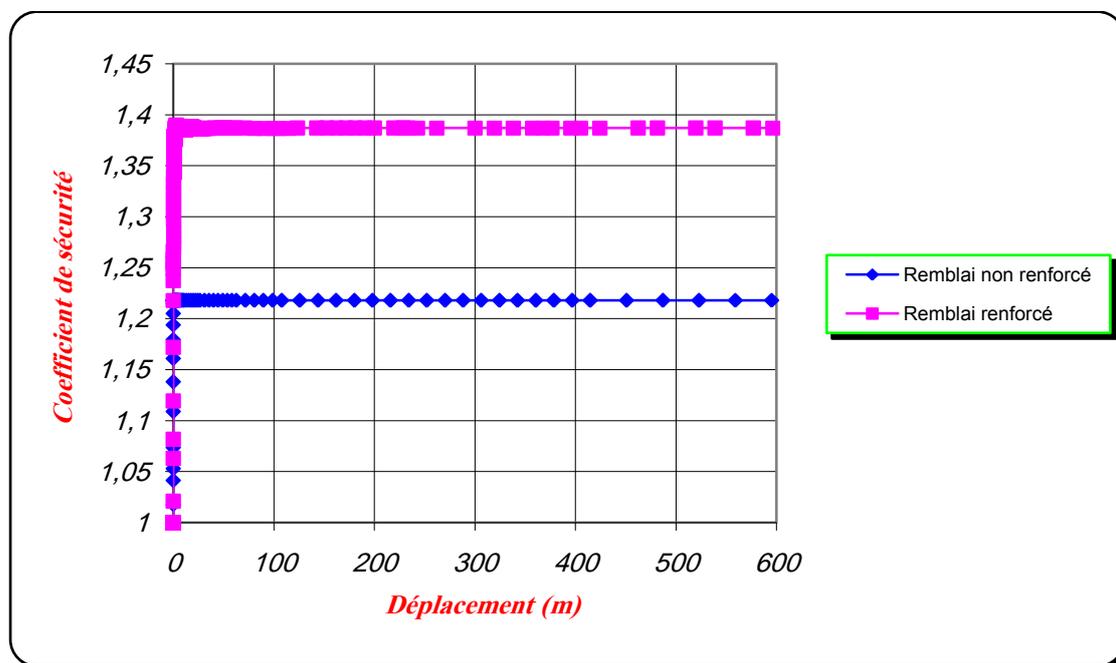


Figure 4.64. Comparaison entre le coefficient de sécurité d'un remblai non renforcé et renforcé à la fin de la construction : Géométrie E.

Dans le cas d'un remblai renforcé, la stabilité globale augmente de manière significative, qui est principalement due à la résistance du renforcement elle-même. L'augmentation de la résistance de sol provoqué par la présence du géosynthétique n'étant pas significative. Selon les résultats que nous avons obtenus par des simulations avec Plaxis, l'amélioration du facteur de sécurité vis-à-vis de rupture du remblai en fin de construction, apportée par le renforcement, est de 12 %. On peut conclure que le renforcement améliore la stabilité du remblai (augmentation du coefficient de sécurité).

La figure 4.65 montre la hauteur de rupture d'un remblai sans renforcement et avec renforcement. La hauteur de rupture du remblai est correspond à un coefficient de sécurité inférieure à 1.

Le remblai sans renforcement a connu la rupture pour une hauteur de 2.5 m, alors que le remblai avec renforcement a atteint 3.3 m. On peut conclure que le renforcement contribue à l'augmentation de la hauteur du remblai de 24 %.

En comparaison avec des travaux d'éléments finis antérieurs similaires et des cas historiques, Volman et al. (1977), Rowe et Sodermen (1984) et Rowe (2002) ont rapporté respectivement que l'amélioration de la hauteur du remblai apportée par le renforcement est de l'ordre de 22 %, 36% et 26 %.

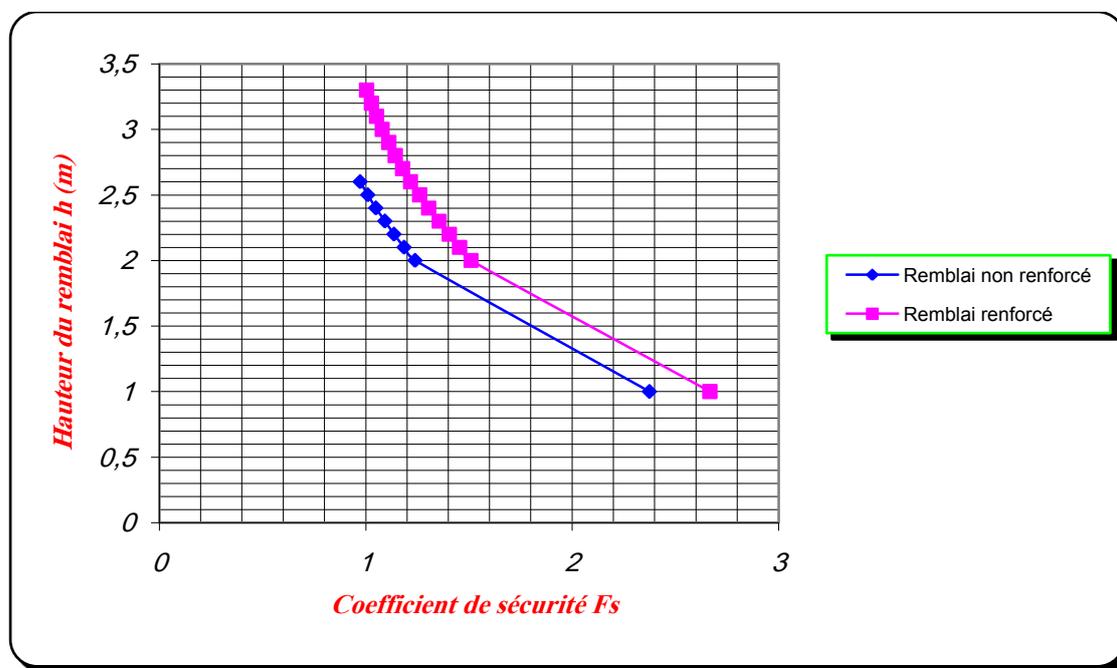


Figure 4.65. Effet de renforcement sur la hauteur du remblai : Géométrie E.

4.4. Conclusion

Le tassement primaire du sol de fondation du remblai a été calculé ainsi que son évolution dans le temps : cette étude a fourni des résultats utilisables pour la validation du modèle pour les sols mous (SSM). Les points suivants peuvent être retenus.

- 1) Pour les remblais construits sur sol compressible, des tassements considérables peuvent être produits durant le processus de consolidation.
- 2) La concordance entre les tassements calculés analytiquement et ceux calculés numériquement par le modèle (SSM) est bonne à la fin de consolidation.
- 3) les écarts entre les tassements calculés analytiquement et ceux calculés numériquement par le modèle (SSM) sont relativement importants au cours de la consolidation.
- 4) la prise en compte de la variation de la perméabilité du sol de fondation n'améliore pas la prévision des surpressions interstitielles sous l'axe du remblai.

5) Les tassements calculés numériquement par le modèle (MCM) sont trop faibles par rapport aux tassements calculés analytiquement : ceci provient du fait qu'il n'intègre pas dans le tassement du remblai, le tassement de consolidation primaire.

6) Les tassements calculés par l'analyse en grandes déformations sont moins que ceux calculés par l'analyse en petites déformations.

7) Les surpressions interstitielles calculées numériquement par le modèle (MCM) sont en accord avec la théorie de Terzaghi.

8) Concernant l'évolution des surpressions interstitielles calculées en fonction du temps et en fonction de l'épaisseur de la couche compressible sous l'axe du remblai, l'utilisation du modèle (MCM) donne de meilleurs résultats que le modèle (SSM).

9) La présence du renforcement n'a aucune influence significative sur le tassement du remblai. Mais le renforcement joue un meilleur rôle dans l'homogénéisation des tassements à la base du remblai.

10) Le renforcement réduit les déplacements horizontaux sous la base du remblai.

11) Le renforcement améliore la stabilité après la construction du remblai.

12) La hauteur de rupture du remblai avec renforcement est supérieure à celle du remblai sans renforcement.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les applications relatives aux remblais renforcés par géosynthétiques montrent l'intérêt indéniable de cette solution de renforcement pour les sols compressibles de faible portance. Le comportement mécanique de ces structures est cependant complexe puisqu'il fait intervenir des mécanismes assez mal connus comme le comportement en membrane de la nappe géosynthétique et l'action du sol compressible.

L'effet du renforcement du remblai sur sol compressible par géosynthétiques est un phénomène complexe limitant l'utilisation des calculs analytiques. La modélisation numérique de cet effet nécessite des outils professionnels (tels que ABACUS, FLAC, PLAXIS,...) faisant intervenir des éléments de renforcements, des éléments d'interface et des modèles de comportement avancés tel que le modèle pour les sols mous (SSM) avec des calculs en petite et en grande déformations.

Les objectifs du présent mémoire de recherche ont été atteints grâce à le test du modèle pour les sols mous (SSM). Ce modèle est de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme les argiles normalement consolidées. Le modèle (SSM) s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

En ce qui concerne les tassements et les surpressions interstitielles, une comparaison est faite entre l'analyse analytique par la méthode de Terzaghi et l'analyse numérique par le modèle (SSM) et le modèle de Mohr Coulomb (MCM).

L'analyse des résultats de simulation de la présente recherche à l'aide de logiciel PLAXIS permet de dégager les conclusions suivantes :

- Pour les remblais construits sur sol compressible, des tassements considérables peuvent être produits durant le processus de consolidation.
- La concordance entre les tassements calculés analytiquement par la méthode de Terzaghi et ceux calculés numériquement par le modèle (SSM) est bonne à la fin de consolidation.
- Les écarts entre les tassements calculés analytiquement et ceux calculés numériquement par le modèle (SSM) sont relativement importants au cours de consolidation.

- L'analyse en grandes déformations donne des tassements moins que L'analyse en petites déformations
- Les tassements calculés numériquement par le modèle (MCM) sont trop faibles par rapport à ceux calculés analytiquement : ceci provient du fait qu'il n'intègre pas dans le tassement du remblai, les paramètres du tassement de la consolidation primaire (C_c et C_s).
- Les surpressions interstitielles calculées numériquement par le modèle (MCM) sont en accord avec la théorie de Terzaghi.
- La dissipation des surpressions interstitielles est plus lente dans l'analyse numérique par le modèle (SSM) par rapport à l'analyse analytique effectué par la méthode de Terzaghi.
- Les surpressions interstitielles calculées numériquement par le modèle (SSM) avec une perméabilité variable sont évidemment trop tôt pour les comparer aux surpressions interstitielles calculées analytiquement par la méthode de Terzaghi.
- L'étude paramétrique de l'influence de l'indice de compressibilité de sol de fondation sur la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles pendant la consolidation montre que Les résultats obtenus par le modèle (SSM) ne sont pas satisfaisants.
- Concernant l'évolution des surpressions interstitielles calculées en fonction du temps et en fonction de l'épaisseur de la couche compressible sous l'axe du remblai, l'utilisation du modèle (MCM) donne de meilleurs résultats que le modèle (SSM).
- La présence du renforcement n'a pas d'influence significative sur le tassement du remblai. Mais le renforcement joue un meilleur rôle dans l'homogénéisation des tassements à la base du remblai.
- Le renforcement réduit les déplacements horizontaux à la base du remblai.
- L'étude paramétrique sur l'influence de la rigidité axiale du renforcement montre que l'augmentation de la raideur du géogrille n'a pas d'effet sur les tassements calculés à la base du remblai à la fin de la consolidation.
- Le renforcement améliore la stabilité après la construction du remblai.

▪ Le renforcement par géosynthétique de la base des remblais permet de réaliser des remblais de hauteur supérieure à la hauteur de rupture sans renforcement.

Par ailleurs et, en guise de faire la lumière sur tout le travail entrepris dans cette étude, il faut rappeler certaines remarques de la partie A consacrée à la bibliographie.

Les cas historiques dont certains ont été cités dans la bibliographie témoignent d'une amélioration certaine apportée par le géosynthétique de renforcement. Cette amélioration a été définie en termes de :

- ✓ augmentation du coefficient de sécurité ;
- ✓ augmentation de la hauteur du remblai ;
- ✓ réduction des déplacements pendant la construction ;
- ✓ augmentation de performance due aux tassements uniformes après la construction de remblai.

En ce qui concerne l'augmentation du coefficient de sécurité et de la hauteur du remblai, l'amélioration reflétée par les simulations est de l'ordre de 12% et 24% pour le coefficient de sécurité et la hauteur du remblai respectivement. En plus, et d'après les résultats des simulations, le renforcement par géosynthétiques homogénéise les tassements à la base du remblai.

Cette étude du remblai sur sol compressible, pourra servir de référence à des cas similaires. Pour compléter ce travail, nous recommandons de disposer des instruments de mesure en place dans le corps de remblai qui construit sur le site de sebka de Chott El Hodna pour vérifier les calculs de tassements et de surpressions interstitielles obtenus.

En conclusion, il est évident que les formulations numériques sont mieux placées pour aborder de tels problèmes complexes et le recours à des essais expérimentaux complète utilement les résultats numériques.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abduljawad, S.N., Bayomy, F., Al-Shaikh, A.M. and Al-Amoudi, O.S.B., “Influence of Geotextiles on Performance of Saline Sebkhah Soils”. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 11, pp. 1939-1960, 1994.

Abramento M., Castro G.R., Campos S.J.A.M., “Short and long-term analysis of a reinforced embankment over soft soil”. 7th International Conference on Geotextiles, Nice 2002, France, Vol. 1, pp. 139-142., 2002.

Ahmad, I., “Improvement of Eastern Saudi Sabkha Soils for Road Construction”. MS Thesis, Department of Civil Engineering, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Dhahran, Saudi Arabia., 1977.

Aiban, S.A., “A Study of Sand Stabilization in Eastern Saudi Arabia”. Engineering Geology, v. 38, pp. 65-79, 1994.

Aiban, S.A., Al-Ahmadi, H.M., Asi, I.M., Siddique, Z.U. and Al-Amoudi, O.S.B., “Effect of geotextile and cement on the performance of sabkha subgrade”. Building and Environment, Elsevier, pp. 807-820, 2006.

Akili, W. and Torrance, J.K., “The Development and Geotechnical Problems of Sabkha, with Preliminary Experiments on the Static Penetration Resistance of Cemented Sands”. Quarterly Journal of Engineering Geology, v. 14, Part 1, pp. 59-73, 1981.

Akili, W., “On Sabkha of Eastern Saudi Arabia”. Proceedings, Symposium on Geotechnical Problems in Saudi Arabia, Riyadh, v. 2, May, pp. 775-798, 1981.

Akili, W. and Fletcher, E.H., “Ground Conditions for Housing Foundations in Dhahran Region, Eastern Province, Saudi Arabia”. Proceedings, First International Conference on Housing Problems in Developing Countries, Dhahran, v. 2, pp. 533-546, 1978.

Akili, W. and Ahmad, N., “The Sabkhas of Eastern Saudi Arabia: Geotechnical Considerations”. Proceedings, First Saudi Engineering Conference, King Abdulaziz University, Jeddah, May, pp. 300-322, 1983.

Al-Amoudi, O.S.B., “Studies on Soil-Foundation interaction in the Sabkha Environment of Eastern Province of Saudi Arabia”. PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Dhahran, Saudi Arabia, 1992.

Al-Amoudi, O.S.B., “Soil Stabilization and Durability of Reinforced Concrete in Sabkha Environments”. Proceedings, Fourth Saudi Engineering Conference, King Abdulaziz University, Jeddah, pp. 53-72, 1995.

Al-Amoudi, O.S.B., and Abduljawwad, S.N., “Laboratory and Field Leaching Tests on Coastal Salt-Bearing Soils”. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 10, October, pp. 1900-1902, 1994.

Al-Amoudi, O.S.B. and Abduljawad, S.N., “Compressibility and Collapse Characteristics of Arid Saline Sabkha Soils”. *Engineering Geology*, v. 39, pp. 185-202, 1995.

Al-Amoudi, O.S.B, Asi, M.I. and El-Naggar, Z.R., “Stabilization of an Arid, Saline Sabkha Soil using Additives”. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, v. 28, pp. 369-379, 1995.

Al-Ayedi, E.S., “Chemical Stabilization of Al-Qurayyah Eastern Saudi Sabkha Soil”. MS Thesis, Department of Civil Engineering, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Dhahran, Saudi Arabia, 1996.

Ali, S. M., “Interface Frictional Characteristics of Non-woven Geotextile- Sabkha and –Sand using Pull-out Tests”. MS Thesis, Department of Civil Engineering, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Dhahran, Saudi Arabia, 1999.

Al-Shamrani, M.A and Dhowian, A.W., “Preloading for Reduction of the Compressibility Characteristics of Sabkha Soil Profiles”. *Engineering Geology*, v. 48, pp. 19-41, 1997.

Benmebarek, S., “ Cours de Rhéologie ”. Université de Biskra, 2007.

Benmebarek, S., Louahdi, A. et Tabti, S., “Renforcement et protection par geosynthétique du remblai de la route traversant Chott El-Hodna”. 1^{er} Colloque Algerien sur les Géosynthétiques 2008.

Bonaparte, R. and Christopher, B.R., “Design and Construction of Reinforced Embankments over Weak Foundations”. *Proceedings of the Symposium on Reinforced Layered Systems*. Transportation Research Record 1153, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 26-39, 1987.

Bonaparte, R., Holtz, R.R. and Giroud, J.P., “Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids”. *Geotextite Testing and The Design Engineer*. J.E. Fluet, Jr., Editor, ASTM STP 952, 1987, Proceedings of a Symposium held in Los Angeles, CA, pp. 69-118, July 1985.

Brinkgreve, R.B.J., Al-Khoury, R., Bakker, K.J., Bonnier, P.G., Brand, P.J.W., Broere, W., Burd, H.J., Soltys, G. et Vermeer, P.A. Den Haag, D.O.C., “Plaxis 2D-Version 8 Manuals”. Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherlands, 2002.

Chai, J. C., and Bergado, D. Y., “Some techniques for finite element analysis of embankments on soft ground”. *Can. Geotech. J.* 30, 710-719, 1993.

Christopher, B.R. and Holtz, R.R., “Geotextile Engineering Manuel”. Report No. FHWA-TS-86/203, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1044 p, Mar 1985.

Ennio M. Palmeira, Jose H.F. Pereira and Antonio R.L. da Silva., “Backanalyses of geosynthetic reinforced embankments on soft soils”. *Geotextiles and Geomembranes* 16, pp. 273-292, 1998.

Haliburton, T.A., Anglin, C.C. and Lawmaster, J.D., “Sélection of Geotechnical Fabrics for Embankment Reinforcement”. Report to U.S. Army Engineer District, Mobile, Oklahoma State University, Stillwater, 138p, 1978.

Herle V., Herle I., “Road embankments with reinforced base on peat”. 7th International Conference on Geotextiles, Nice 2002, France, Vol. 1, pp. 5-34, 2002.

Hird, C.C. and Jewell, R. A., “Theory of Reinforced Embankments”. Reinforced Embankments - Theory and Practice. Shercliff, D.A., Ed., Thomas Telford Ltd., London, UK, pp. 117-142, 1990.

Holtz R.D., “Geosynthetics for soil reinforcement”. 9th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering, November 2001.

Holtz, R.R., “Design and Construction of Geosynthetically Reinforced Embankments on Very Soft Soils”. State-of-the-Art Paper, Session 5, Performance of Reinforced Soil Structure, Proceedings of the International Reinforced Soil Conference. Glasgow, British Geotechnical Society, pp. 391-402, 1990.

Humphrey, D.N. and Holtz, R.D., “Reinforced Embankments - A Review of Case Histories”. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 4, No. 2, pp. 129-144, 1986.

Humphrey, D.N. and Rowe, R.K., “Design of Reinforced Embankments”. Recent Developments in the State of the Art, Geotechnical Engineering Congress 1991. McLean, F., Campbell, D.A. and Harris, D.W., Eds., ASCE Geotechnical Special Publication No. 27, Vol. 2, pp. 1006-1020, June 1991.

Jewell, R.A., “The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soils”. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 7, No. 4, 1988, pp.237-273, 1988.

Juillie Y. and Sherwood D.E., “Improvement of Sabkha Soil of the Arabian Gulf Coast”. Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 1983.

Kinsman, D.J.J., “Modes of Formation, Sedimentary Associations, and Diagnostic Features of Shallow-Water and Supratidal Evaporates”. The American Association of Petroleum Geologists Bulletin, Vol. 53, N^o. 4, pp. 830-840, 1969.

Leshchinsky, D., “Short-Term Stability of Reinforced Embankment over Clayey Foundation”. Soils and Foundations, The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 27, No. 3, pp. 43-57, 1987.

Rowe R.K., “Geosynthetic reinforced embankments over soft foundations”. 7th International Conference on Geotextiles, Nice 2002, France, Vol. 1, pp. 5-34, 2002.

Rowe, R.K. and Allen Lunzhu Li., “Reinforced embankments over soft foundations under undrained and partially drained conditions”. Elsevier, Geotextiles and Geomembranes 17, pp. 129-146, 1999.

Rowe R.K. and Mylleville B.L.J., “A geogrid reinforced embankment on peat over organic silt: a case history”. Can. Geotech. J. 33: 106-122, 1995.

Rowe, R. K., Gnanendran, C.T., Landva, A.O. and Valsangkar, A.J., “Calculated and observed behaviour of a reinforced embankment over soft compressible soil”. Can. Geotech. J. 33: 324-338, 1995.

Rowe, R.K., Soderman, K.L., “Comparison of predicted and observed behaviour of tow test embankments”. *Geotextiles and Geomembranes* 1 (2), 143-160, 1984.

Rowe, R.K., Soderman, K.L., “Geotextile reinforcement of embankments on peat”. *Geotextiles and Geomembranes* 1 (2), 277-298, 1984.

Rowe, R.K. and Soderman, K.L., “Reinforcement of Embankments on Soils Whose Strength Increases With Depth”. *Proceedings of Geosynthetics 87. Industrial Fabrics Association International*, St. Paul, MN, Vol. 1, pp. 266-277, 1987.

Sabtan, A., Al-Saify, M. and Kazi, A., “Moisture Retention Characteristics of Coastal Sabkhas”. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, v. 28, part 1, February, pp. 37-46, 1995.

Siddiqi, Z.U., “Effects of Geotextiles on the Load-Carrying Capacity of Pavements on Sabkha”. MS Thesis, Department of Civil Engineering, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Dhahran, Saudi Arabia, 2000.

Sonnenfeld, P., “Brines and Evaporites”. Academic Press, Inc., London, 1984.

Terzaghi, K. and Peck, R.B., “Soil Mechanics in Engineering Practice”. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York, 1967, 729 p.

Volman, W., Krekt, L., Risseuw, P., “Armature de traction en textile, un nouveau procédé pour améliorer la stabilité des grands remblais sur sols mous”. *Proceedings Coll. Int. Sols textiles*, Paris, Vol. 1, pp. 55-59, 1977.

Références bibliographiques non citées

Costet, J. et Sanglerat, G., “Cours pratique de mécanique des sols”. Tome 1 et Tome 2, Dunod, 1983.

Dreyfus, G., “Étude des remblais sur sols compressibles”. *Recommandations des laboratoires des ponts et chaussées*, Dunod, Paris 1971.

Hello, B.L., “Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique”. Thèse de doctorat, Université Grenoble I - Joseph Fourier, France, 2005.

Holtz, R.D., Christopher, B.R. and Berg, R.R., “Geosynthetic design and construction guidelines”. National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of transportation, April 1998.

Holtz, R.D. et Kovacs, W.D., “Introduction à la géotechnique”. Traduit par Jean Lafleur, École polytechnique de Montréal, 1991.

Jenck, O., “Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique”. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France, 2002.

Khemissa, M., “Méthodologie d’étude et règles de construction des remblais sur sols compressibles”. Séminaire de sétif, pp. 151-170.

LCPC., “Remblais sur sols compressibles”. 1973.

LCPC et SETRA., “Étude et réalisation des remblais sur sols compressibles”. Guide technique, 2000.

Magnan, J.P., “Remblais et fondations sur sols compressibles”. LCPC, 1984.

Magnan, J.P., “Amélioration des sols”. Techniques de l’ingénieur, 1988.

Philipponnat, G. et Hubert, B., “Fondations et ouvrages en terre”. Eyrolles, 2000.

Pilot, G., Chaput, D. et Queyroi, D., “Remblais routiers sur sols compressibles, Étude et construction”. 1988.

Reiffsteck, P., “Étude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire armater, analyse numérique et expérimentale ”. Partie I Les géosynthétiques, pp 1-22, Thèse de doctorat, Université Blaise PASCAL - Clermont II, France, 1996.

Rossi, P., Gavois, L. et Raoul, G., “Assises des vallées compressibles, Choix des méthodes de consolidation”. Techniques de l’ingénieur, 2008.

Rossi, P., Gavois, L. et Raoul, G., “Assises des vallées compressibles, Approches géologique et géotechnique”. Techniques de l’ingénieur, 2008.

Schlosser, F. et Unterreiner, P., “Renforcement des sols par inclusions”. Techniques de l’ingénieur.

Shukla, S.K. and Yin, J.H., “Fundamentals of Geosynthetic Engineering”. Taylor and Francis Group, London, UK, 2006.