

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université Badji Mokhtar - Annaba
Badji Mokhtar – Annaba UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

**Analyse numérique de la rupture et du tassement d'un remblai
renforcé par géotextile sur sol compressible**

Présenté par : ALLOUACHE Rahouf

Encadrant : KEFFAF Tarek

Jury de Soutenance :

Présidente : Boukhatem Ghania M.C.A Université Badji Mokhtar – Annaba

Encadreur : Keffaf Tarek M.A.A Université Badji Mokhtar – Annaba

Examineur : Chabbi Hsaine M.A.A Université Badji Mokhtar – Annaba

Année Universitaire : 2020/2021

DÉDICACES

Rien n'a éclairé mon chemin sauf les bougies d'espoir et de réussite qui sont allumées par les mains des sacrifices et la patience de mes parents et ma femme Ferouz.

C'est à eux que je dédié ce travail en souhaitant une longue vie pleine de bonheur et santé pour ma mère et ma femme et la paix pour l'âme de mon père.

Je dédié le fruit de ce travail à mes enfants
Ranine, Tasnime et Abdelmouiz.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier vivement mon encadreur M. KEFFAF Tarek pour ses conseils et pour son suivi continu durant la période de réalisation de ce travail.

J'adresse aussi mes remerciements à tous les enseignements qui ont contribué à ma formation au niveau du département de génie civil notamment M. Hacene Chaouch, Zbartai, Meksaouine, Radjel, Mme Boukhatem, Chaabi et Mme Zamouli

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 un remblai d'essai jouxtant une rivière a été réalisée aux pays-bas, près de la localité d'Almere. L'analyse a été faite en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb (MCM). Les résultats obtenus sont comparés avec ceux de l'analyse du remblai sans renforcement. La présence du renforcement a une influence significative sur le tassement du remblai et 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, cas étudié

ABSTRACT

Solutions for reinforcing embankments on soft soil with geosynthetic layers, either positioned alone at the base of the backfill, or associated with a network of piles, represent an economically and technically advantageous alternative. With the different geosynthetic products, innovative solutions can be offered to several situations. The present subject, after presentation of a synthesis on the performance of geosynthetics and the design principles of embankments and platforms on soft ground associated with separation and reinforcement geosynthetics, is interested in the numerical simulation of consolidation, settlement and stability of an embankment reinforced by geosynthetic layers on compressible soils. Numerical simulations using PLAXIS software aim at the reinforcing effect on the stability and settlement of the backfill. A numerical application will be made on a test embankment adjacent to a river was carried out in the Netherlands, near the town of Almere. Analysis was done using the Mohr-Coulomb model (MCM). The results obtained are compared with those of the analysis of the embankment without reinforcement. The presence of the reinforcement has a significant influence on the settlement of the backfill and plays a better role in the homogenization of the settlements at the base of the backfill and the reduction of horizontal displacements. The reinforcement also improves stability after construction of the embankmen.

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

Table de Matière

Dédicaces

Remerciements

Résumé

Abstract

1	CHAPITER 01	ETUDE BIBIOGRAPHIQUE.....	3
1.1	Introductions		3
1.2	Renforcement des sols.....		3
1.2.1	Généralités sur les sols compressibles		3
1.2.2	Définition d'un remblai		3
1.2.2.1	Les types de remblai et leur comportement :.....		4
1.2.3	Problème poses par la construction des remblais sur sols compressibles		4
1.2.3.1	Problèmes de stabilité :		5
1.2.3.2	Problèmes de tassement :		8
1.2.3.3	Problèmes d'écoulement des eaux :		8
1.2.3.4	Problèmes liés aux interactions remblai-ouvrage :		9
1.2.3.5	Problèmes de conservation de la flore et de la faune :		9
1.3	Renforcement des sols compressibles par géosynhtétiques.....		9
1.3.1	Définition.....		10
1.3.2	Classification des géosynthétiques.....		10
1.3.3	Les fonctions des géo synthétiques		16
1.3.4	Conditions de mise en œuvre :		21
1.3.5	Caractéristiques des géosynthétiques :		22
1.3.6	Le renforcement par géogrilles		23
1.3.7	Géosynthétiques dans les remblais sur sols compressibles.....		24
1.3.8	Géosynthétiques dans les routes non revêtues		27
1.3.9	Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement.....		29
1.3.10	Conclusion.....		30
2	Chapitre 02	METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAIS	32
2.1	Introduction		32

2.1.1	Notion de facteur de sécurité.....	32
2.2	Études de la stabilité des pentes	33
2.2.1	Méthodes Analytiques	33
2.2.2	Méthodes d'équilibre limite	34
2.2.3	Méthode d'analyse limite	35
2.2.4	Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre Limite	36
2.2.5	Méthodes Numériques :.....	41
2.3	Etude des tassements du sol de fondation.....	42
2.4	Principe de calcul des tassements	42
	Les Principales méthodes de calcul des tassements :	43
2.5	Calcul des tassements selon la méthode oedométrique	44
2.6	Calcul de la stabilité au poinçonnement	49
2.7	Conclusion.....	50
3	Chapitre 03 OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL AVEC L'ETUDE D'UN CAS PRATIQUE.....	53
3.1	Introduction	53
3.2	Logiciel Plaxis.....	53
3.2.1	Présentation de Plaxis.....	53
3.2.2	Fonctionnement du Logiciel.....	54
3.3	Etude d'un cas théorique.....	54
3.3.1	Introduction	54
3.3.2	Saisie des donnés.....	55
3.3.3	Paramètres de sol.....	55
3.3.4	Le Maillage.....	56
3.3.5	Conditions initiales.....	57
3.3.6	Première phase de chargement	58
3.3.7	Phase de consolidation	60
3.3.8	Second cycle de chargement et consolidation.....	61
3.3.9	Courbes.....	62
3.3.10	Conclusion.....	64
4	Chapitre 04 : ETUDE DE LA STABILITE DU REMBLAI RENFORCE PAR UNE NAPPE DE GEOTEXTILE	66
4.1	Introduction.....	66
4.2	Géométrie	66
4.3	Propriétés mécaniques.....	67

4.4	Géotextile	69
4.5	Interfaces	69
4.6	Maillage.....	69
4.7	Initialisations	70
4.8	Phasage des travaux, phasage des calculs	72
4.9	Evolution au cours de la construction	77
4.10	Calculs en grandes déformation	78
4.11	Etude de cas.....	80

Liste des Figures

Figure 1	Rupture par poinçonnement du sol de fondation	5
Figure 2 :	Coefficient correcteur $\mu(IP)$ à appliquer à la valeur D_c de la cohésion non drainée mesurée au scissomètre.....	6
Figure 3:	Rupture par poinçonnement	6
Figure 4:	Rupture rotationnelle.....	7
Figure 5:	Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation	8
Figure 11:	Structure d'un non-tissé à liaison mécanique	11
Figure 12:	Structure de différents tricotés	11
Figure 13:	Processus de fabrication d'une géogridde biaxiale	12
Figure 14:	Structure de géogridde	12
Figure 15:	Structure d'un géofilet	13
Figure 16:	Géomembrane	13
Figure 17:	Géo synthétique bentoniques	14
Figure 18:	Structure d'un geotextile alvéolaire	14
Figure 19:	Différent s produits géo composites.....	15
Figure 20:	Structure d'une natt.....	15
Figure 21:	L'utilisation des géosynthétiques dans la séparation	16
Figure 22:	Pose des géogriddes de séparation.....	17
Figure 23:	22 L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration	17
Figure 24:	Utilisation pour filtration	18
Figure 25:	Géosynthétiques en drainage	18
Figure 26:	Utilisation des géotextiles pour le drainage	19
Figure 27:	L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus	20

Figure 28: Utilisation des géosynthétique comme confinement des (barrières aux) fluides/gaz.....	20
Figure 29: Utilisation contre l'érosion	21
Figure 30: Comportement simplifié d'une inclusion à la traction.....	23
Figure 31 : Exemple de géogrille uniaxiale.....	23
Figure 32: Imbrication des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite).....	23
Figure 33: Utilisation du géogrille dans le renforcement	24
Figure 34: Rupture type d'un remblai non renforcé et utilisation de nappes géosynthétiques en renforcement	25
Figure 35: Prévenir une rupture d'ensemble du remblai et du sol de fondation	25
Figure 36: Prévenir une rupture par glissement le long de la nappe géosynthétique .	25
Figure 37: 36 L'efficacité des nappes géosynthétique en renforcement de remblais sur sols compressibles	26
Figure 38: Renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge	26
Figure 39: Applications de géotextiles dans les remblais (Jewell, 1989).....	27
Figure 40: Mécanisme du renforcement dans une chaussée non revêtue (OECD,1991)	28
Figure 41: Mécanismes typiques de dégradation des routes non revêtues et non renforcées sur les sols mous	28
Figure 42: Apport des géosynthétiques sur le comportement des routes non revêtues	28
Figure 43: Diagramme typique de conception	29
Figure 44: Construction d'une route non revêtue sur une argile organique molle	29
Figure 45: Etat des contraintes le long de la courbe de rupture	33
Figure 46: Surface de rupture potentielle.	34
Figure 47: Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle	34
Figure 48: Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches.....	37
Figure 49: Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m	40
Figure 50: Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n	40
Figure 51: Principales méthodes de calcul des tassements.....	43
Figure 52: Abaque de Giroud (1973), calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0,5$)	45
Figure 53: Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).	46
Figure 54: Conversion des déplacements latéraux en un tassement supplémentaire .	47
Figure 55: Déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles.....	48
Figure 56: Détermination du coefficient λ (Bourges et Mieussens, 1979).....	49
Figure 57: Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979)	50
Figure 58: Géométrie du problème.....	55
Figure 59: Fenêtré des caractéristiques générales relative à la couche d'argile.....	56

Figure 60: Maillage du problème	56
Figure 61: Répartition des pressions interstitielles.....	57
Figure 62: Coué verticale des pressions interstitielle	58
Figure 63: Définition des charges.....	58
Figure 64: Représentation du maillage déformé	59
Figure 65: Représentation des incréments de déplacement totaux.....	59
Figure 66: Représentation des surpressions interstitielles.....	60
Figure 67: Maillage déformé après consolidation	61
Figure 68: Surpression interstitielles après la première consolidation.....	61
Figure 69: Représentation des vecteurs déplacements en fin de phasage	62
Figure 70: Coupe sous le remblai et rôle du maillage	62
Figure 71: Courbes déplacement en fonction du temps pour le point A.....	63
Figure 72: Pression interstitielle vers 9M de profondeur	63
Figure 73: Déformation de la géométrie par les points clés, et par les domaines (clusters) correspondant aux diverses couches de sol, aux interfaces et à la nappe géotextile.....	66
Figure 74: Géométrie du remblai.....	67
Figure 75: Rechargement phase 01	68
Figure 76: Rechargement phase 02	68
Figure 77 : Rechargement phase 03	68
Figure 78: Déformation du sol (Soil body collapses).....	69
Figure 79: Maillage du modèle	70
Figure 80:Spécification de la nappe phréatique horizontale au sommet de la couche d'argile, générant une pression hydrostatique dans l'argile (analyse en contraintes totales).....	71
Figure 81: Pression interstitielle	71
Figure 82: Configuration du modèle avant initialisation par la procédure K0..	71
Figure 83: Les contraintes effectives dites (initiales) calculées selon la procédure K0 pour la couche de sol la plus basse, à toit horizontale.....	71
Figure 84: Les contraintes effectives dites « initiales » dans la couche d'argile, après activation du toit de cette couche (chargement gravitaire, phase 01).....	72
Figure 85: Les contraintes effectives et le maillage déformé, après construction de la première partie du remblai (phase 02).....	73
Figure 86: Les contraintes effectives et le maillage déformé, pour le remblai élevé jusqu'à la cote 5.50 m (fin phases 03).....	74
Figure 87: Les contraintes effectives et le maillage déformé, pour le remblai élevé jusqu'à la cote 6.00 m (fin phase 04).....	75
Figure 88:Vecteur déplacement dans la nappe géotextile en fin de phase 04.....	76
Figure 89: Force axiale (traction dans la nappe géotextile en fin de phase 04.....	76
Figure 90: Module du vecteur déplacement du point A à partir de la phase 02	77
Figure 91: Déplacement horizontal du point A, en direction de la rivière.....	77
Figure 92: Déplacement horizontal du point A, en direction de la rivière.....	78

Figure 93: Maillage déformé en fin de phase 04, pour un calcul en grandes déformations	79
Figure 94: Histoire du vecteur déplacement du point (analyse en grands déplacements)	79
Figure 95: Histoire du vecteur déplacement horizontal du point A (Analyse en grands déplacements)	80
Figure 96: Comparaison de 04 cas de calculs.....	81

LISTE DES NOTATIONS

A: coefficient d'accélération de zone

kh : coefficient d'accélération sismique horizontal

c: cohésion

c': cohésion effective

cu : cohésion non drainée

cc : indice de compression

cg: indice de gonflement

E : module d'élasticité (module d'Young)

Eref: module de référence

E50 : module sécant

FS : coefficient de sécurité

G : module de cisaillement du sol (module de Coulomb)

h : hauteur du talus

K0 : coefficient de pression des terres au repos

Kh: coefficient pseudo-statique horizontal

Kv: coefficient pseudo-statique vertical

Nf: indice de frottement

Ns : indice de stabilité

Ne: indice de séisme

P : fonction de perturbation

σ'_p : pression de préconsolidation

σ'_{vo} : pression effective des terres

U : pression interstitielle

Ul: effort dû à la pression d'eau latérale

V: effort vertical

W: poids des terres

β : angle du talus

γ : poids volumique

γ_d : poids volumique sec

γ_{sat} : poids volumique saturé

ϕ : angle de frottement interne

ϕ' : angle de frottement interne effectif

ϕ_u : angle de frottement interne non drainé

ν : coefficient de Poisson

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure

σ' : contrainte effective

α : inclinaison de la surface de rupture

τ_{ult} : contrainte de cisaillement ultime du sol

τ_{max} : résistance au cisaillement

τ : contrainte de cisaillement mobilisée

ψ : angle de dilatance

ΣM_{sf} : coefficient total de sécurité (facteur de sécurité)

Introduction générale

Introduction générale

Malgré tout l'expérience acquise au cours des dernières décennies, concevoir un remblai sur un sol mou en coresoulève plusieurs préoccupations liées à la caractéristique géotechnique du sol mou (faible, résistance au cisaillement...)

Un certain nombre de techniques sont disponibles pour améliorer le comportement géotechnique du remblai sur sol compressible comme le renforcement avec des géosynthétiques, inclusions rigides, les colonnes ballastées. Le renforcement des sols consiste à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique (vibrations par exemple) ou par l'inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant dans le but de

- Augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement ;
- Diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer
- Diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou des vibrations importantes.

La méthode de colonnes ballastées est généralement utilisée pour résoudre les problèmes de stabilité des ouvrages sur sols compressibles. Cette méthode consiste à remplacer une partie du sol par un matériau granulaire, possédant un angle de frottement interne élevé et une cohésion négligeable.

Pour analyser la stabilité des talus en remblais on utilise plusieurs méthodes analytiques (méthodes d'équilibres limites) et numérique (utilisation du logiciel plaxis). La modélisation par éléments finis ou différences finies permet d'étudier l'effet de nombreux phénomènes sur la stabilité des pentes, cette modélisation permet de définir un facteur de sécurité en réduisant simplement les caractéristiques de résistance jusqu'à ce que la rupture se produise (méthode $c-\phi$ réduction). L'objectif principal de ce contexte est de l'étude numérique de la stabilité d'un remblai établie sur un sol compressible renforcée par **Géotextile**.

CHAPITRE 01

Etude Bibliographique

1 CHAPITRE 01

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introductions

Les sols compressibles, sont des sols qui tassent lorsqu'on les soumet à une charge. La notion de compressibilité n'est donc significative que si l'on fait référence aux déformations admissibles induites par l'ouvrage projeté, ces déformations amplitude et vitesse dépendent de la nature du sol support et de l'importance des charges appliquées. Pour résoudre ces problèmes les ingénieurs géotechniciens disposent et développent de nombreuses techniques d'amélioration de sol. Dans ce présent chapitre, nous présentons la nature géologique et géotechnique des sols compressibles, et nous présentons en générale les techniques de traitement de sol les plus utilisées à l'heure actuelle, on particulier la méthode de renforcement des sols par des nappe géosynthétiques et la méthode de renforcement des sols par colonnes ballastées.

1.2 Renforcement des sols

1.2.1 Généralité sur les sols compressibles

Sol qui contient 88,6~95,1% d'éléments <0.2mm avec un degré de saturation de 97%~99% et une teneur en matière organique comprise entre 2,9%~3,6%

Les sols compressibles sont des matériaux récents (âgés de 10000 à 15000 ans au plus), classés sommairement en deux grandes catégories : les argiles molles (peu ou pas organiques) et les tourbes (sols très organiques). Tous ces matériaux se sont déposés dans l'eau d'une manière qui varie donc beaucoup selon les conditions hydrauliques rencontrées : côte marine, estuaire, lagune, lac, etc., en sorte que l'étendue et la nature des sols mous sont directement liées aux évolutions hydrauliques. Les sols compressibles sont des sols dont la résistance au cisaillement est assez faible ; ce sont des sols qui subissent des tassements relativement importants et qui posent des problèmes de tassement et de stabilité.

1.2.2 Définition d'un remblai

1. juridiquement qualifié d'exhaussement du sol », c'est l'action de rehausser la terre. Il consiste en l'apport de toutes matières pour élever un terrain, combler un creux ou combler les vides d'une exploitation minière

2. Le terme remblais est employé ici pour des sols qui ont été mis en place afin de créer des terrains gagnés sur le milieu aquatique ou afin de combler des zones terrestres. Ces sols sont constitués de remblais hydrauliques, remblais argileux, remblais divers de démolition. Les zones remblayées sont donc particulièrement difficiles à traiter compte tenu de la nature et de l'hétérogénéité spatiale de ces sols.

1.2.2.1 Les types de remblai et leur comportement :

- **La craie** : elle se désagrège en sol humide et constitue une pâte qui pourrait occasionner des pressions, empêchant la stabilité de la structure finale. Par ailleurs, en sol très sec, la craie est résistante.
- **Les roches argileuses** : elles ne sont pas recommandées pour les travaux de remblayage. En effet, ces roches peuvent être réduites en poudre laissant des éléments sablonneux qui gonflent le sol, déstabilisant ainsi la future structure.
- **Les roches siliceuses** : ces roches sont fragmentables mais sont résistantes.
- **Les roches salines** : la composition en sel de ses roches leur procure un caractère soluble qui ne permet pas de les utiliser comme matériaux de remblai. → Les terres de remblai : appelé remblai provenant des fouilles, ce sont des terres capables d'être utilisées comme terre de remblai. Cependant, après excavation il est conseillé d'éviter l'utilisation des terres argileuses, sableuse ou trop humides pour servir de remblai.
- **Les matériaux de démolition** : les débris et matériaux issues d'une démolition peuvent être réutilisés dans le remblai. Nous pouvons citer entre autres, les briques, les parpaings, les blocs de ciment, les mortiers... Cependant certains éléments doivent être enlevés à savoir, les éléments putrescibles, les ferrailles etc ...

1.2.3 Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles

Il s'agit de la construction d'un remblai sur un sol mou « **compressible** », argile saturée en eau (terrain sous nappe)

La construction de remblais peut poser des problèmes sur les types de sols variés tels que : les tourbes, les vases, les argiles molles, les limons argileux ou lâches. ces sols associent en général une forte déformabilité, une faible perméabilité et une résistance faible. On les appelle habituellement « sols compressibles » ou « sols

mous ». Par ailleurs, la profondeur et l'épaisseur des sols compressibles ont une grande influence sur la nature et l'ampleur des problèmes posés par la construction des remblais et sur les solutions que l'on peut envisager pour les résoudre : - en surface, la médiocrité des sols pose en premier lieu des problèmes de stabilité, mais une solution de purge peut être envisagée ; - plus la couche compressible est épaisse, plus les tassements sont importants et évoluent lentement

1.2.3.1 Problèmes de stabilité :

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement 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.

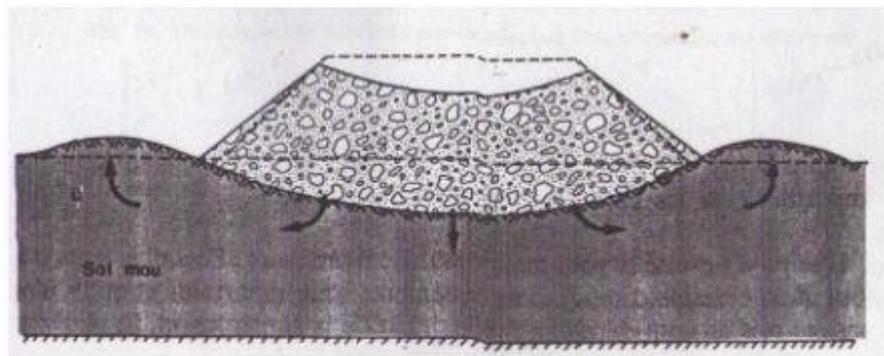


Figure 1 Rupture par poinçonnement du sol de fondation

L'expérience montre que les remblais sur sol mou peuvent se rompre «se casser », à court terme, de trois façons. Ces trois modes correspondent à des profils de résistance non drainée. Il n'y a pas de rupture à long terme du fait de la consolidation qui augmente la résistance au cisaillement du sol avec le temps.

Rupture par poinçonnement

Le schéma de rupture est analogue à celui du sol sous une fondation superficielle. Ceci permet l'approximation classique du coefficient de sécurité par $F = \frac{q_u}{\gamma x H}$, où $\gamma x H$, représente la contrainte au niveau du sol dans l'axe du remblai. $q_u = N_c \times C_u$ ou $(N_c \text{ le terme de portance pris égal à } (\pi+2))$, C_u est la cohésion corrigée avec un coefficient correcteur μ qui dépend de l'indice de plasticité du sol IP , du fait que la valeur de C_u fournie par les mesures en place ne correspond pas à la

valeur moyenne de la cohésion non drainée mobilisée lors de la rupture du sol de fondation.

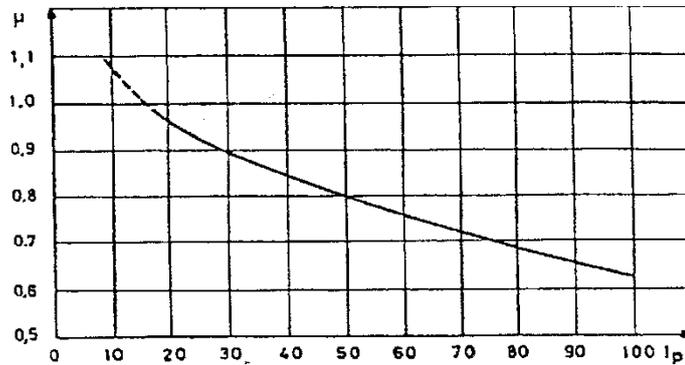


Figure 2 : Coefficient correcteur $\mu(I_p)$ à appliquer à la valeur De la cohésion non drainée mesurée au scissomètre

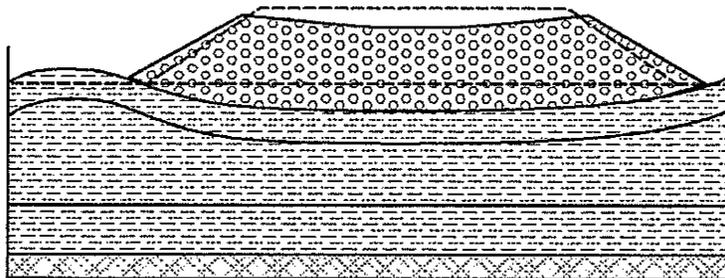


Figure 3: Rupture par poinçonnement

Rupture rotationnelle dans un sol de fondation présentant une couche sur consolidée épaisse en surface.

La présence d'une couche surconsolidée épaisse, sensiblement plus consistante que le sol sous-jacent minimise la transmission des déplacements horizontaux, donc il n'y a pas de fissures et la résistance du remblai est à prendre en compte.

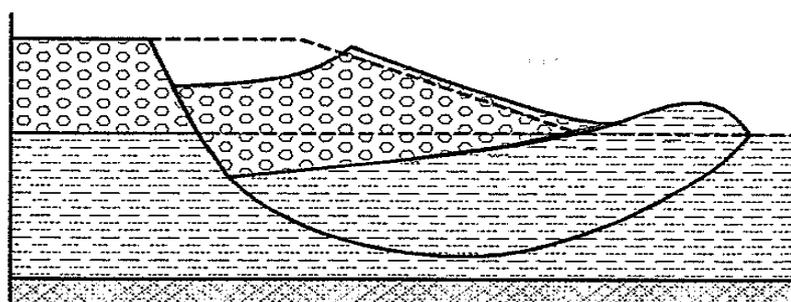


Figure 4: Rupture rotationnelle

Remarque : le calcul des ruptures rotationnelles se fera par la méthode de BISHOP ou la méthode éléments fini



Présentation du type de rupture du remblai en question (remblai du PK384)



1.2.3.2 Problèmes de tassement :

A 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 :

- Au centre du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral du 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. Les déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres voire plusieurs mètres pour les couches très molles ou de forte épaisseur. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plateforme.

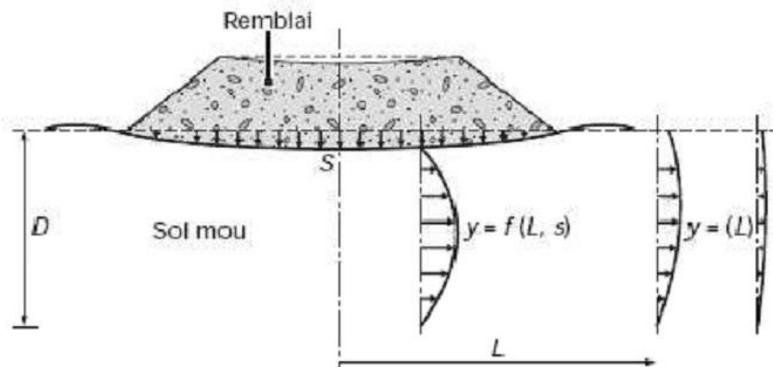


Figure 5: Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation

On note également des déplacements horizontaux qui sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux. La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes. Il n'est pas rare de mesurer des tassements résiduels de 5 à 10 cm par an pour des remblais effectués depuis une dizaine d'années.

1.2.3.3 Problèmes d'écoulement des eaux :

Les sols compressibles sont souvent situés en fond de vallée. La construction d'un remblai en travers de la vallée d'un cours d'eau ou le long de cette vallée perturbe l'écoulement des eaux en période de crues. Les écoulements de crues peuvent éroder le pied du remblai, qui doit alors être protégé. Ils nécessitent aussi souvent de prévoir des ouvertures à travers le remblai pour laisser passer l'eau. La déformation des sols compressibles peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe.

1.2.3.4 Problèmes liés aux interactions remblai-ouvrage :

Les déformations du sol mou sous le poids d'un remblai s'étendent au-delà des limites de la zone chargée en surface. La construction d'un remblai peut pour cette raison provoquer des tassements sous des ouvrages voisins existants (voies ferrées, autres voies, voie dont le remblai constitue un élargissement, fondations superficielles de bâtiment ou d'ouvrage d'art, etc.).

Les déformations verticales et horizontales des sols compressibles peuvent d'autre part induire des efforts très importants sur les ouvrages fixes ou incapables de suivre les déplacements des sols qui les entourent (fondations profondes d'ouvrages d'art, de bâtiment ou de quais, par exemple).

Cette interaction des remblais et des ouvrages existants ou à construire peut avoir des conséquences importantes sur les conditions d'exploitation des ouvrages. Elle doit être examinée avec soin lors de l'élaboration du projet et du phasage des travaux de construction.

1.2.3.5 Problèmes de conservation de la flore et de la faune :

La construction d'un remblai dans une zone marécageuse perturbe l'équilibre de l'écosystème au sein de ce dernier et peut même le détruire complètement. Cet état de chose entraîne généralement la disparition de certaines espèces animales et végétales. Ce fait peut entraîner des réactions de la part des écologistes qui peuvent perturber le déroulement des travaux ou beaucoup d'autres désordres pouvant aller jusqu'au blocage du chantier.

1.3 Renforcement des sols compressibles par géosynthétiques

Les géosynthétiques sont définis comme étant des produits synthétiques, utilisés en relation avec les sols et les roches dans les domaines suivants : géotechnique, génie civil (constructions lourdes et bâtiment), hydrogéologie, environnement (Koemer, 1990). Les géosynthétiques sont produits sous différentes formes à partir de matières

synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique. Les centaines de produits géosynthétiques existant actuellement sur le marché peuvent être classés en 6 groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation :

- Les géotextiles
- Les géogrilles
- Les géofiles
- Les géomembranes
- Les géocomposites
- Les géodivers'' ou'' géoautres

Les géotextiles, qui seront principalement traités dans ce mémoire et qui forment le groupe de géosynthétiques le plus important, sont des textiles au sens propre du mot, constitués surtout de fibres synthétiques, plutôt que de fibres naturelles comme le coton ou la jute. Les fibres synthétiques sont transformées en un tissu flexible.

1.3.1 Définition

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 remblais sur sol mou.

1.3.2 Classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géosynthétiques sont présentées ci-dessous.

❖ Les géotextiles

Les géotextiles appartiennent à la famille des Géosynthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion

Selon les éléments constitutants, le procédé de fabrication et la structure, plusieurs types de géotextiles et produits apparentés sont obtenus.

- **Non-tissés**
- **Tissés**
- **Tricotés**

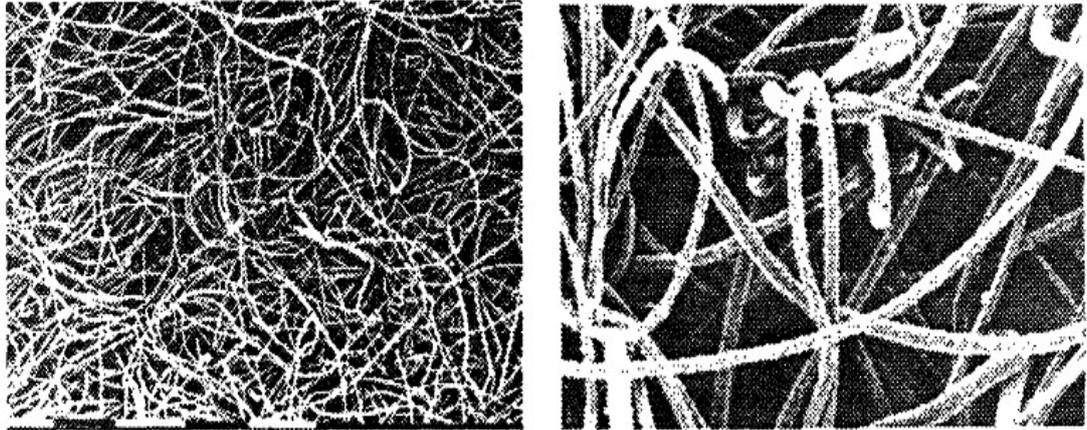


Figure 6: Structure d'un non-tissé à liaison mécanique

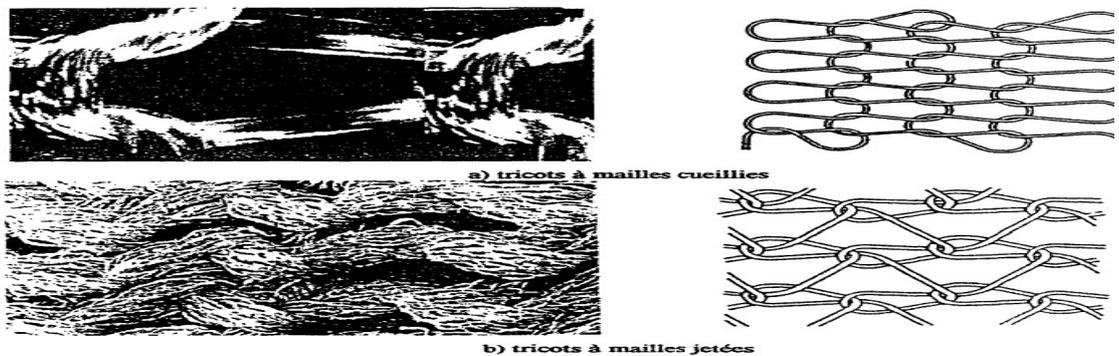


Figure 7: Structure de différents tricotés

❖ Géogrilles

Une géo grille est une structure plane constituée par un réseau ouvert d'éléments résistant à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier. Elle est fabriquée à partir de bandes de polymères de haut module, selon le processus présenté sur la figure. La bande de polymère est généralement portée à haute température et ensuite étirée. L'étirage peut être réalisé dans une seule direction (géogrille uniaxiale) ou dans deux directions (géogrille biaxiale). Au cours de l'étirage, une orientation des

macromolécules se produit, ce qui entraîne une grande résistance à la traction dans le sens de l'étirage. Les géogrilles sont aussi fabriquées par soudure de lanières de polymères ou par liaison thermique de fibres extrudées.

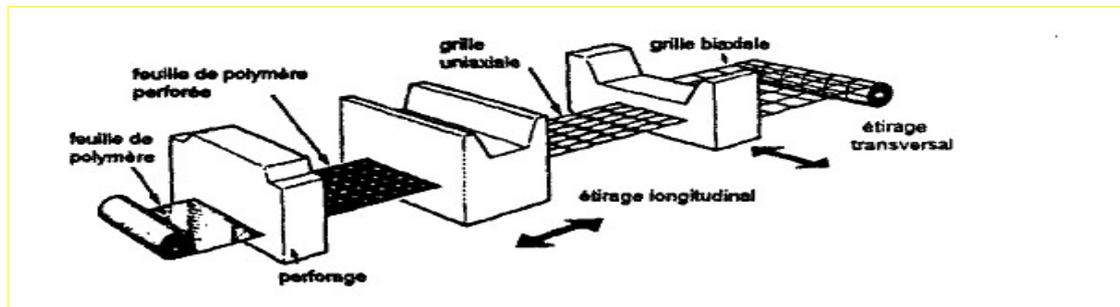


Figure 8: Processus de fabrication d'une géogrille biaxiale

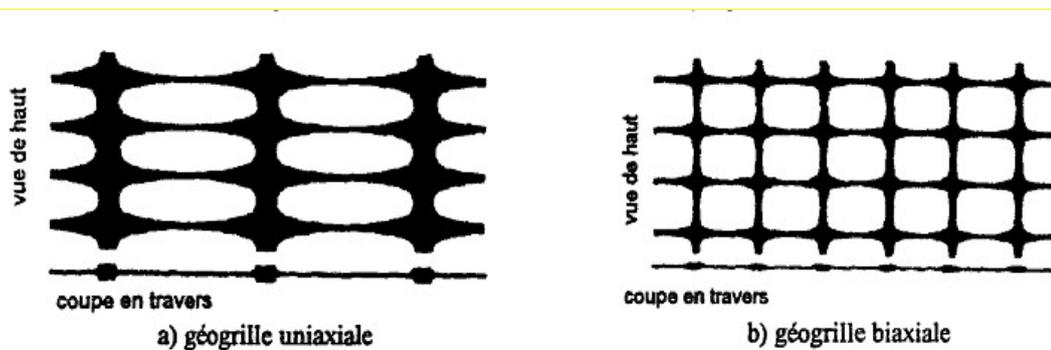


Figure 9: Structure de géogrille

❖ Géofilet

Un géofilet est une structure plane constituée par un réseau ouvert d'éléments reliés par des nœuds. Il est formé de deux séries de fils parallèles extrudées se croisant avec des angles constants (généralement entre 60 et 90°). Les intersections des fils sont liées thermiquement. Certains géofiletts sont légèrement étirés lors de la fabrication pour leur donner une haute résistance à la traction. Des épaisseurs de fils entre 1 et 5 mm sont utilisées pour fabriquer des géofiletts avec des ouvertures entre 10 et 75 mm.

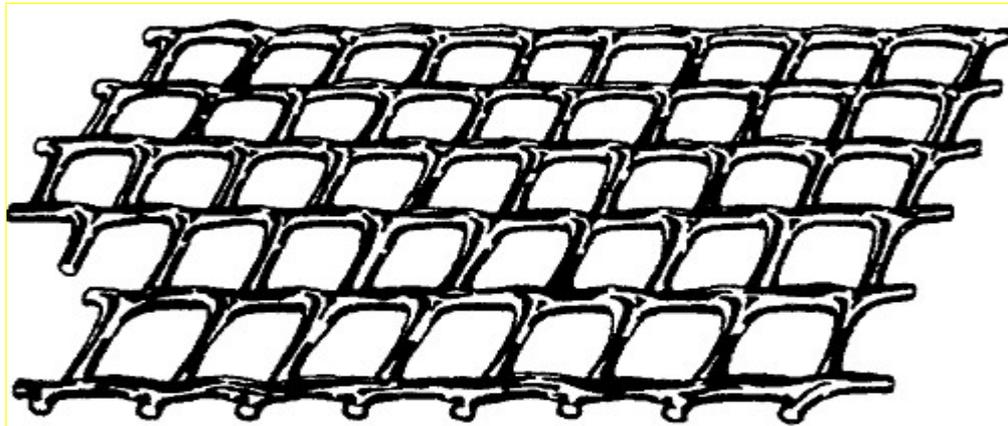


Figure 10: Structure d'un géofilet

❖ **Géomembranes**

Les géo membranes constituent, après les géotextiles, le second groupe par ordre d'importance parmi les géo synthétiques. Ce sont des feuilles étanches, souples, minces et continues fabriquées à partir de produits synthétiques comme le polyéthylène de haute densité, le polyéthylène de basse densité et le polyvinylchloride ou de produits comme le copolymère bitumineux. Il existe plusieurs types de géo membranes, qui se différencient selon les produits chimiques de base, les processus de fabrication et les structures macroscopiques. Les géo membranes sont principalement utilisées comme barrières contre les gaz et les liquides dans les déchetteries et les décharges de produits toxiques.



Figure 11: Géomembrane

❖ **Les géosynthétiques benthoniques (GSB)**

Sont des géo composites préfabriqués avec une couche de bentonite supérieure et un géotextile inférieur ou collée à une géo membrane ou une couche unique de géotextile. Les géo synthétiques benthoniques à base de géotextiles sont souvent cousus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne. Lorsqu'ils sont hydratés, ils sont efficaces comme barrière aux

liquides et gaz et sont communément utilisés dans les étanchéités de décharges, souvent en association avec une géo membrane.

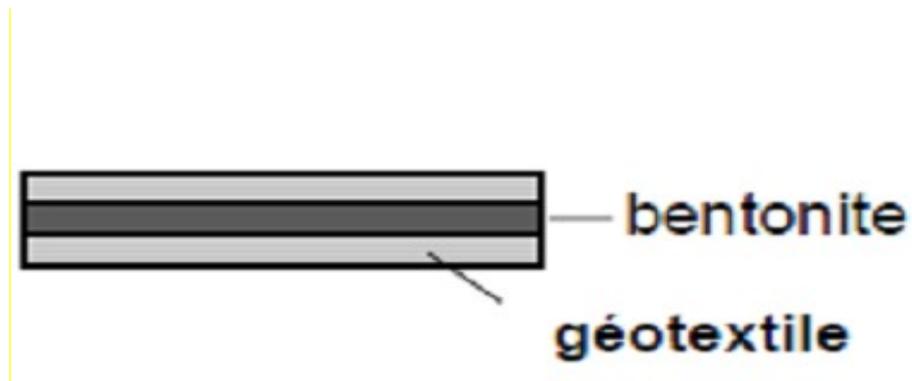


Figure 12: Géo synthétique benthoniques

❖ Géotextiles alvéolaires

Un géotextile alvéolaire est une structure tridimensionnelle, formée d'une nappe régulière constituée de bandes de géotextiles soudées par point entre elles. Les alvéoles obtenues ont d'habitude une forme à peu près hexagonale. Une structure alvéolaire type.

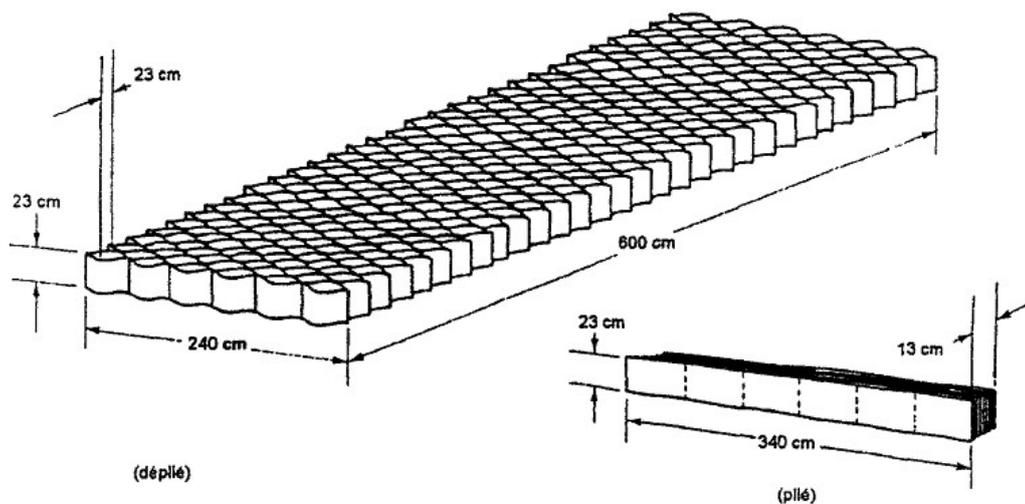


Figure 13: Structure d'un géotextile alvéolaire

❖ Géo composites

Un géo composite est une structure fabriquée à partir de deux ou plusieurs types de géotextiles. Il existe de multiples combinaisons possibles à partir de la gamme de produits (fil, filament, fibres coupées) ou de matériaux (géotextiles, géo grilles, géo membranes ...) disponibles. Cela permet la fabrication de structures à fonction très spécifiques. La diversité des produits géo composites est énorme. Quelques exemples de produits géo composites.

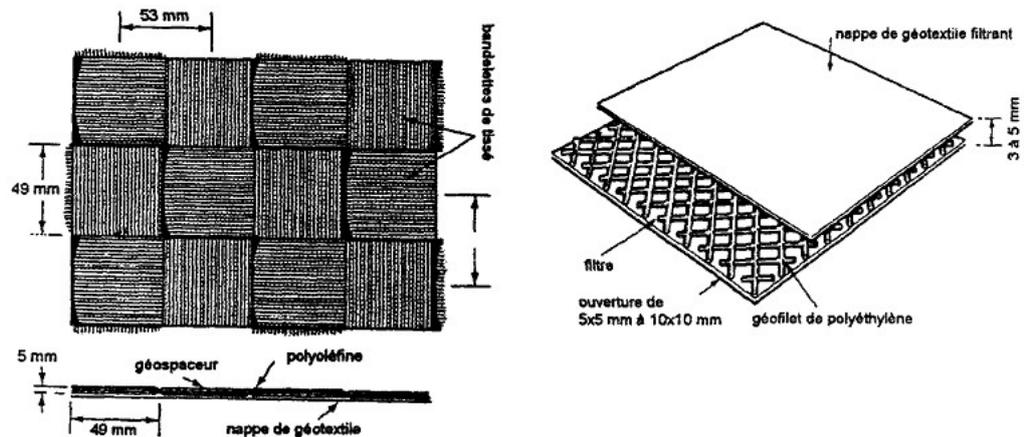


Figure 14: Différents produits géo composites

❖ Nattes

Une natte est une structure tridimensionnelle très ouverte constituée de gros fils relativement rigides, dont les intersections sont liées thermiquement. Les nattes ont des épaisseurs entre 10 et 20 mm.

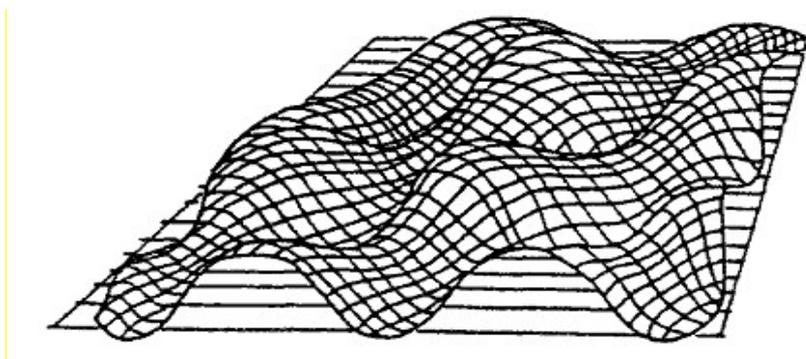


Figure 15: Structure d'une natte

❖ Géo divers ou géo autres

Aux géo synthétiques présentés ci-dessus, il faut ajouter une variété de produits ayant des structures et des caractéristiques spéciales, développée presque sur commande pour des conditions particulières d'application.

Ces produits sont obtenus par affinement et par combinaison des matières premières » des procédés de fabrication » des caractéristiques et des fonctions déjà utilisés pour les autres géo synthétiques. De tels produits sont regroupés sous le nom de géo divers ou géo autres.

1.3.3 Les fonctions des géo synthétiques

❖ La séparation :

Le géo synthétique sépare deux couches de sol de Granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes.

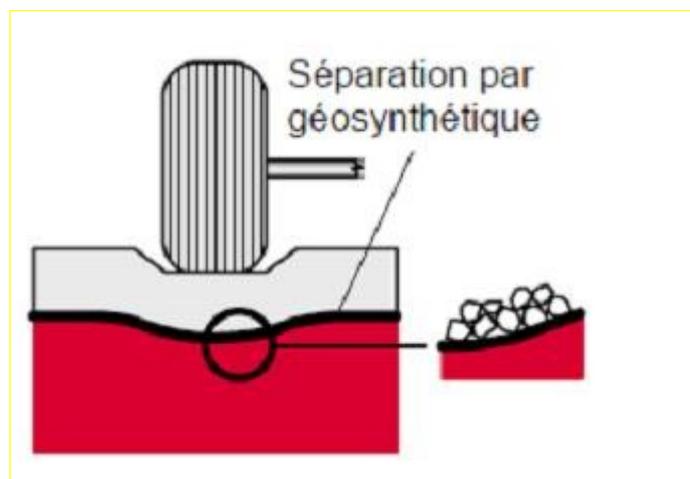


Figure 16: L'utilisation des géosynthétiques dans la séparation



Figure 17: Pose des géogrilles de séparation

❖ La filtration :

Le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols.

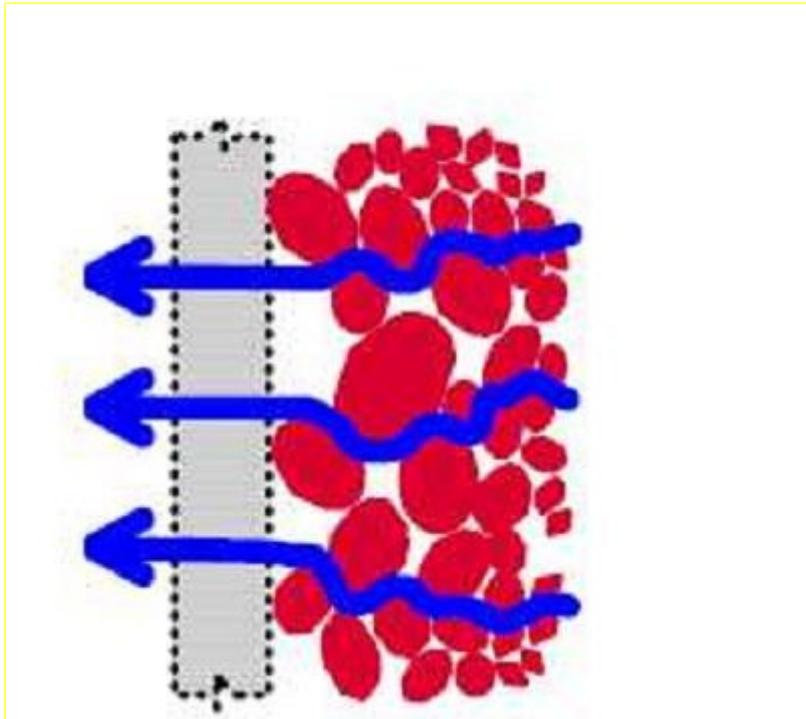


Figure 18: 22 L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration



Figure 19: Utilisation pour filtration

❖ **Le drainage :**

Le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais pré- chargés. Assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.

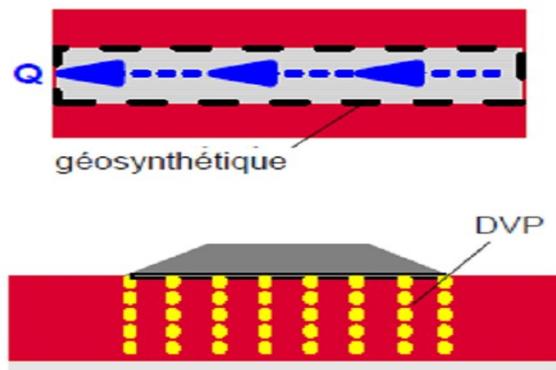


Figure 20: Géosynthétiques en drainage



Figure 21: Utilisation des géotextiles pour le drainage

❖ **Le renforcement :**

Le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou sub-verticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.



Figure 22: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus

❖ **Confinement des (barrières aux) fluides/gaz :**

Le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentoniques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en encapsulage de sols gonflants et confinement de déchets

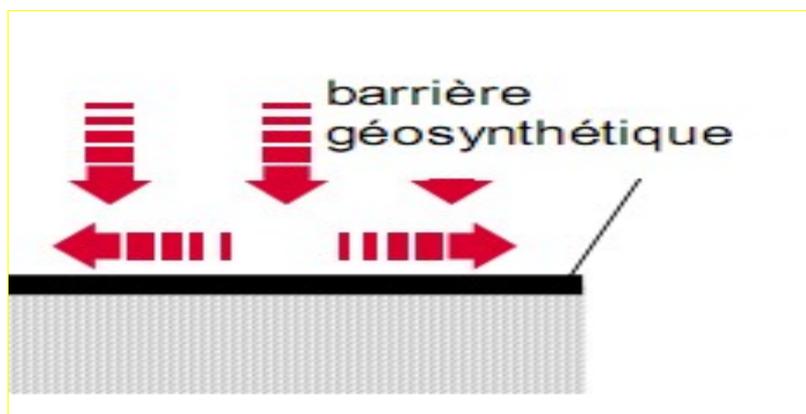


Figure 23: Utilisation des géosynthétique comme confinement des (barrières aux) fluides/gaz

❖ **La protection :**

Protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant.

❖ **La lutte contre l'érosion :**

Le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la

surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments. Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables.

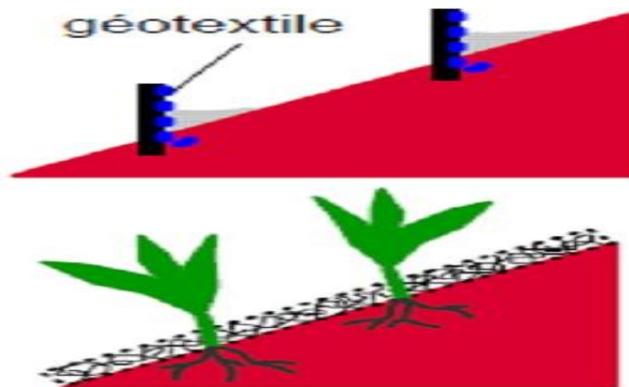


Figure 24: Utilisation contre l'érosion

❖ **Les propriétés des géotextiles :**

La connaissance des propriétés des géotextiles permet à l'ingénieur de suivre sa philosophie rationnelle de dimensionnement et de sélectionner le type de géotextile à prescrire. Du fait du développement rapide des produits géotextiles et de leurs modes d'application, il n'a pas été possible d'unifier les méthodes d'analyse du comportement des géotextiles. Les propriétés des géotextiles sont généralement regroupées dans les cinq catégories suivantes :

- Propriétés physiques,
- Propriétés mécaniques,
- Propriétés hydrauliques,
- Comportement à long term
- Durabilité.

1.3.4 Conditions de mise en œuvre :

La mise en œuvre du géosynthétiques se fait classiquement sur une couche de sol compacté. L'interface sol / géosynthétique est plane, ce qui peut en faire une surface de glissement préférentielle ($\phi < 1$). Lorsqu'on utilise des sols grossiers (particulièrement pour les matériaux provenant d'éboulements), il peut subsister des

branches, des blocs anguleux qui poinçonnent le géotextile. Il est difficile de prévoir si ce phénomène contribue à l'ancrage de la nappe dans le sol ou si au contraire cela nuit à la résistance du produit.

Rq : Ces dernières années, l'utilisation des géosynthétiques en Génie Civil a connu un développement considérable, grâce surtout à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi relativement facile, permettant un domaine d'utilisation large et varié. A la multicité des produits géotextiles qui sont proposés par les producteurs correspond une multicité de techniques d'utilisation où le géotextile remplit plusieurs rôles à la fois.

1.3.5 Caractéristiques des géosynthétiques :

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes :

- Avoir une bonne résistance à la rupture
- Mobiliser le frottement du sol

Le fonctionnement à la traction est caractérisé par son module de raideur en traction (J)

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l'interface sol / géosynthétique.

Ces deux aspects (comportement à la traction et interaction sol/inclusion) sont par exemple pris en compte dans le programme de calcul de stabilité Cartage.

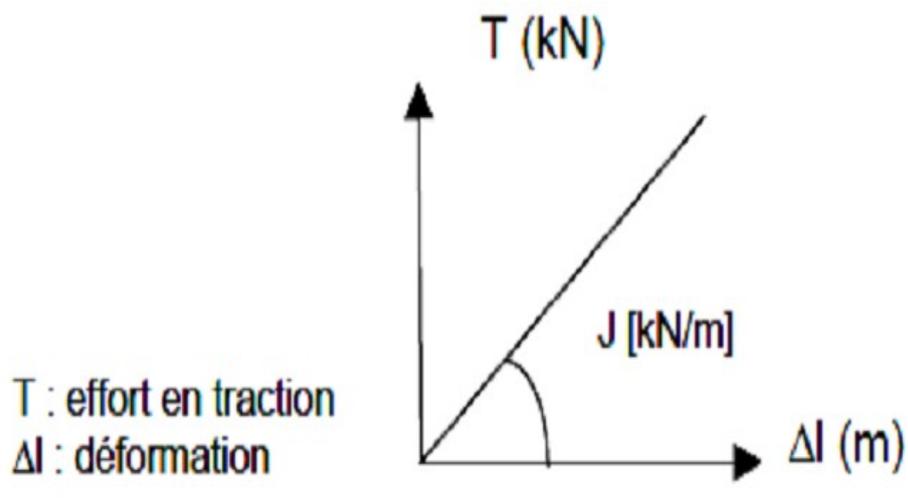


Figure 25: Comportement simplifié d'une inclusion à la traction

1.3.6 Le renforcement par géogrilles

Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol- géogrille mais aussi par auto blocage entre la grille et le remblai comme le montre le second schéma de la page suivante

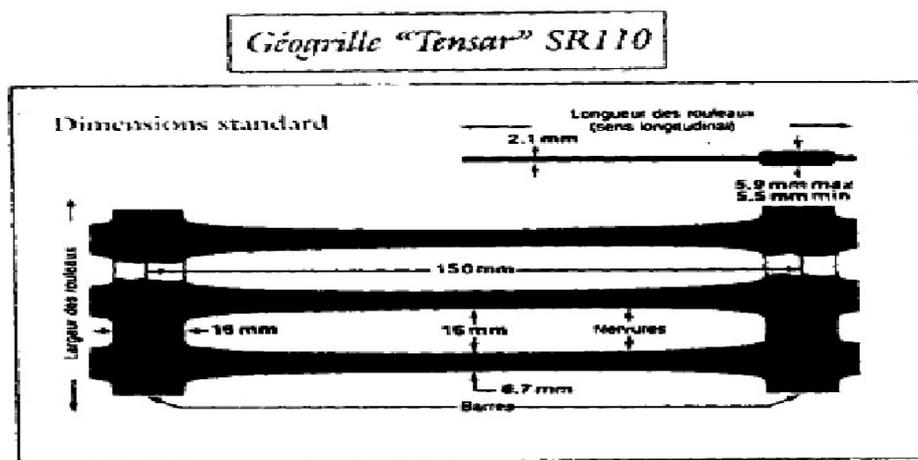


Figure 26 : Exemple de géogrille uniaxiale

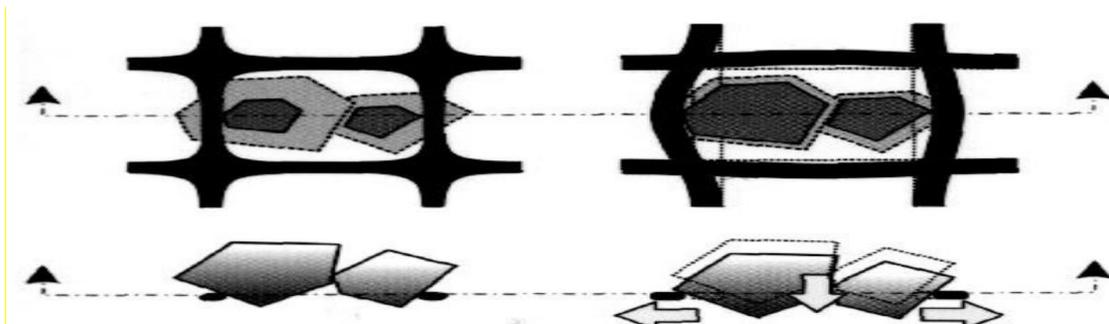


Figure 27: Imbrication des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite)

Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrilles. D'autre part, la nature même des géogrilles fait que leur module d'élasticité est élevé ce qui génère une grande résistance à la traction pour de faibles contraintes. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie



Figure 28: Utilisation du géogrille dans le renforcement

D'une manière générale les géogrilles présentent les caractéristiques suivantes :

❖ **Avantages**

- Bonne résistance à l'endommagement
- Excellente perméabilité (colmatage impossible)

❖ **Inconvénients**

- Peu de souplesse en flexion
- Recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m)

1.3.7 Géosynthétiques dans les remblais sur sols compressibles

La construction de remblais sur sols compressibles constitue un enjeu majeur. Dans ce contexte, l'utilisation de nappes géosynthétiques pour améliorer la stabilité de ces remblais est une des techniques de renforcement de sol parmi les plus efficaces et largement éprouvées. Pour ces problèmes, les géosynthétiques peuvent être efficacement utilisés pour réduire les déplacements des sols compressibles causés par leurs faibles portances.



Figure 29: Rupture type d'un remblai non renforcé et utilisation de nappes géosynthétiques en renforcement

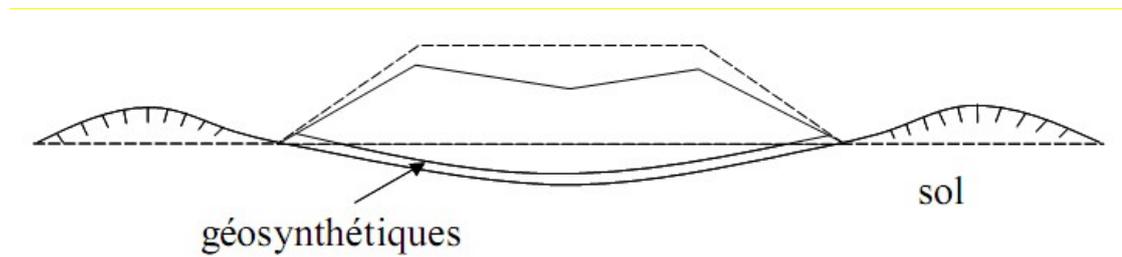


Figure 30: Prévenir une rupture d'ensemble du remblai et du sol de fondation

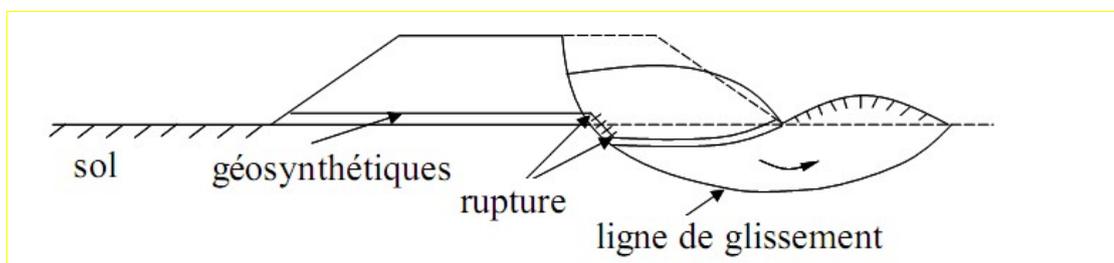
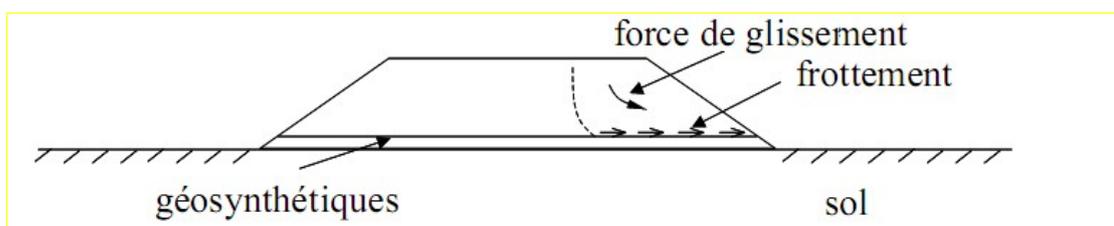


Figure 31: Prévenir une rupture par glissement le long de la nappe géosynthétique



Le niveau de stabilité d'un remblai renforcé sur sols compressibles peut être évalué par le coefficient de sécurité (F_s)

Pour une stabilité d'ensemble, $F_s = \frac{MR + \Delta MR}{MD}$ en général ≥ 3 , $1 \sim 2$, 1

M_d : moment moteur du sol, M_r : moment résistant du sol et ΔM_r : moment résistant dû à l'action du géosynthétique pour une stabilité vis-à-vis d'une rupture par glissement, $F_s = \frac{PR}{PA} \geq$ en général 1.5

PA : force de poussée du remblai (de pression de poussée des terres), PR : force de frottement le long de l'interface renforcement / remblai. L'efficacité des nappes

géosynthétiques en renforcement de remblais sur sols compressibles est présentée sur les figures suivantes

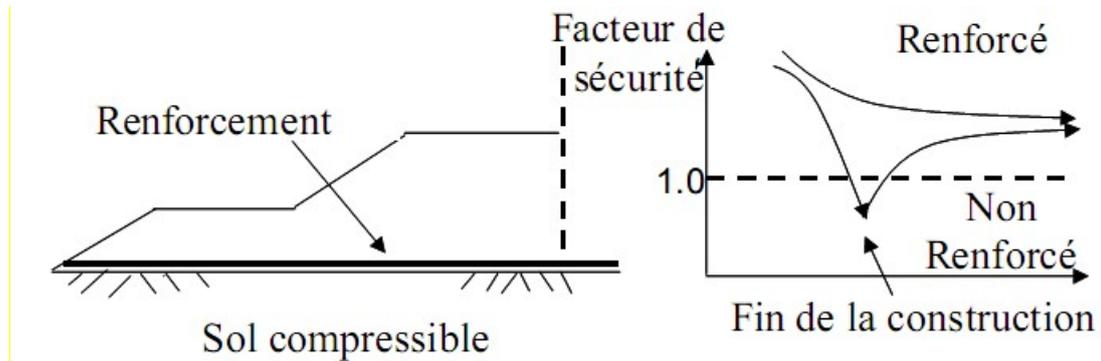


Figure 32: 36 L'efficacité des nappes géosynthétique en renforcement de remblais sur sols compressibles

Dans le cas où le renforcement géosynthétique seul est insuffisant, le renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge peut être utilisé. Des pieux préfabriqués ou une technique d'amélioration des sols peuvent être employés

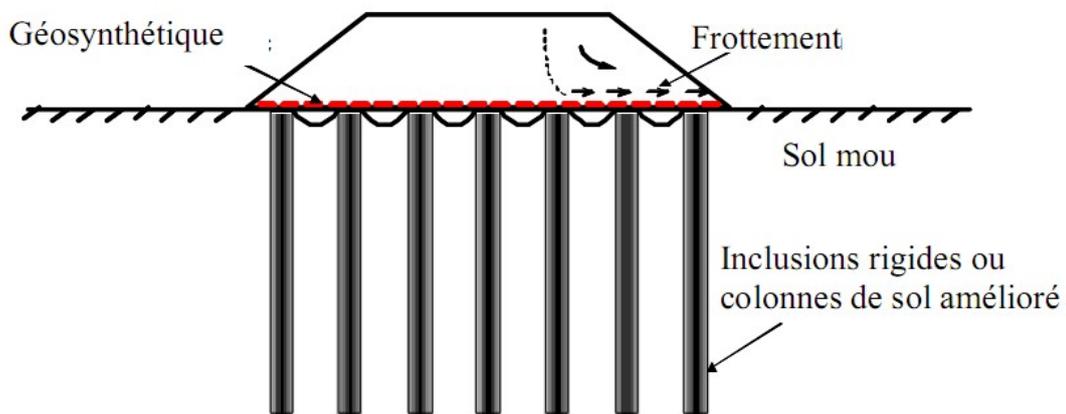


Figure 33: Renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge

Si des matériaux drainants sont utilisés, des nappes géosynthétiques peuvent être spécifiquement employées pour accélérer le tassement de consolidation du sol compressible

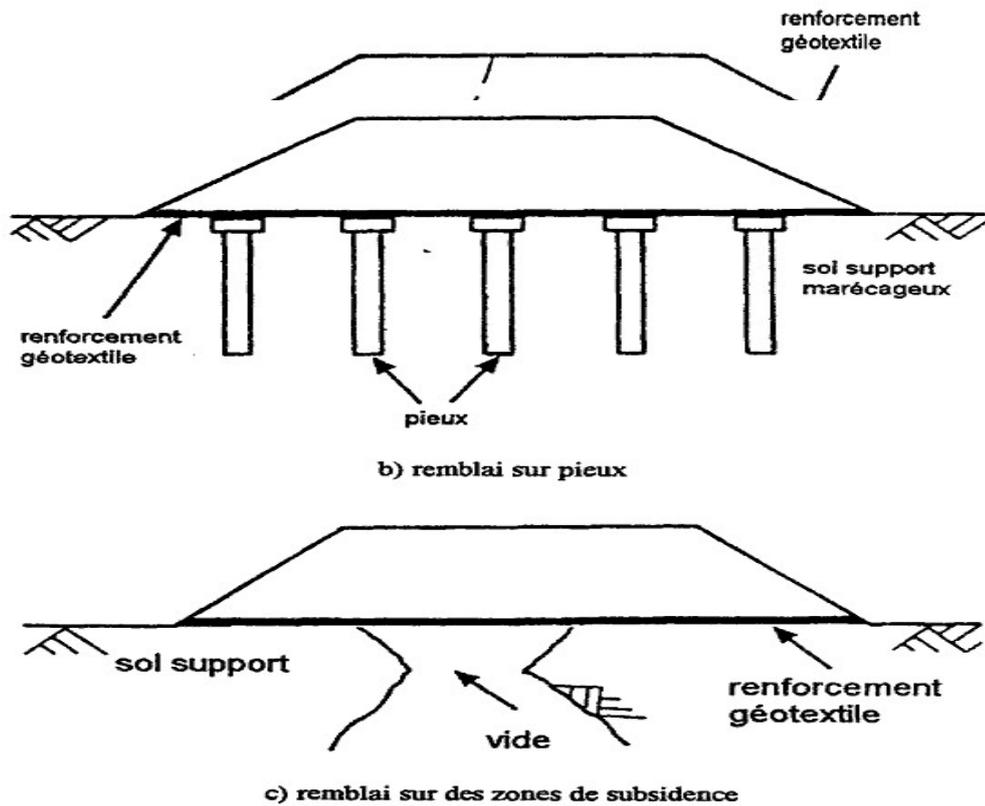


Figure 34: Applications de géotextiles dans les remblais (Jewell, 1989)

1.3.8 Géosynthétiques dans les routes non revêtues

Le géotextile s'oppose mécaniquement à l'accumulation de déformation créée par les sollicitations répétées, qui se manifeste par l'occurrence de surfaces de rupture localisées dans le sol de fondation, il peut également réduire les affaissements dans les sols de faible capacité portante. Dans ce cas, le géosynthétique :

- Reprend et répartit les contraintes au niveau du sol support (renforcement) dès que la moindre déformation se produit dans l'ouvrage
- Agit par un effet de membrane, au-dessous et le long des traces de roues dès que la déformation et le tassement atteignent une certaine importance, ce qui suppose un ancrage adéquat du géosynthétique sur les côtés

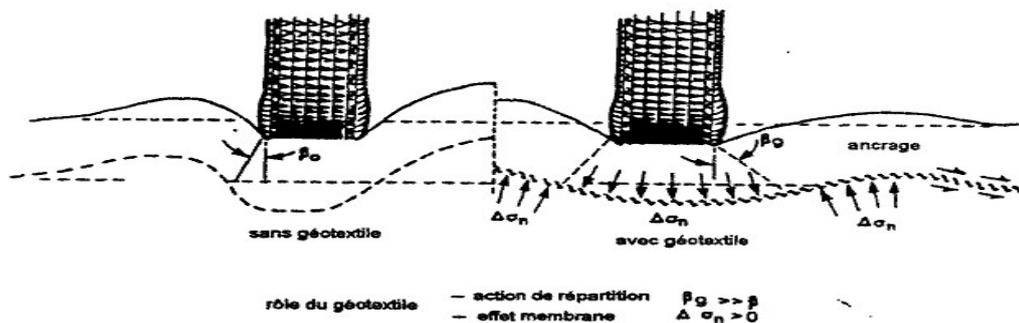


Figure 35: Mécanisme du renforcement dans une chaussée non revêtue (OECD,1991)



Figure 36: Mécanismes typiques de dégradation des routes non revêtues et non renforcées sur les sols mous

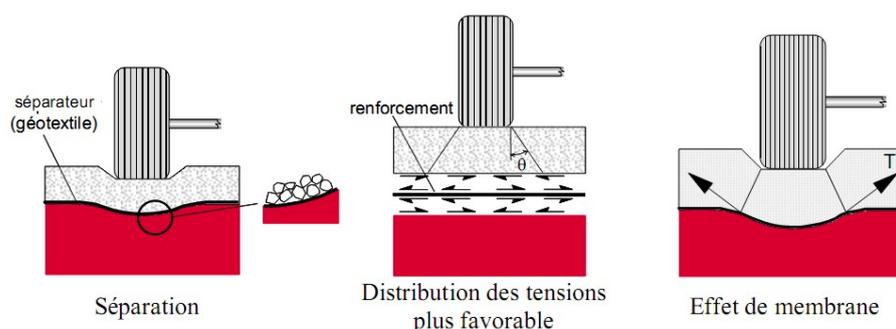


Figure 37: Apport des géosynthétiques sur le comportement des routes non revêtues

A mesure que la profondeur des ornières augmente, la déformation du géosynthétique fournit davantage de renforcement grâce à l'effet de membrane. La composante verticale de la force de tension du renforcement réduit les incréments de déformation verticale du remblai. Plusieurs recherches dans la littérature ont montré que dans une route renforcée une profondeur d'orniérage donnée sera atteinte pour un nombre de répétitions de charge (intensité du trafic) plus grande que dans le cas non renforcé. Ceci engendrera une plus grande durée de vie et demandera une moindre maintenance.

Un drainage accélérera également la consolidation du sol mou, augmentant sa résistance. Le drainage du sol mou peut être réalisé en employant un géotextile, une géogridde et un géotextile ou un géocomposite. La stabilisation de la partie supérieure du sol mou sera bénéfique si la route doit être revêtue par la suite en réduisant les coûts de construction et en réduisant au minimum les déformations de la chaussée

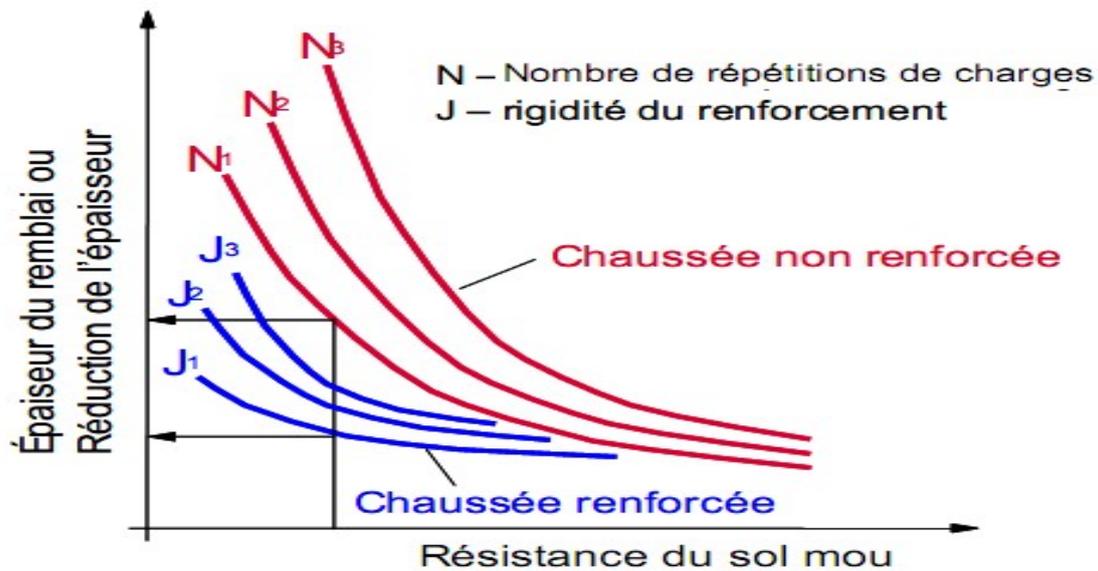


Figure 38: Diagramme typique de conception



Figure 39: Construction d'une route non revêtue sur une argile organique molle

Des méthodes de conception sont disponibles dans la littérature, y compris des méthodes simples qui comportent l'utilisation de diagrammes pour les analyses préliminaires. Ces méthodes exigent des paramètres conventionnels des sols et des géosynthétiques pour la conception dans des conditions courantes. Quelques diagrammes de conception ont été également développés par quelques producteurs de géosynthétiques spécifiquement pour la conception préliminaire en utilisant leurs produits.

1.3.9 Avantages de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement

- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols.
- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre.
- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau.
- Modification des structures routières et ferroviaires pour augmenter les capacités.
- Diminution des emprises.
- Création de merlons antibruit d'aspect naturel réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale)
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais
- Préservation de l'aspect naturel du paysage
- Optimisation des coûts de construction.

1.3.10 Conclusion

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement quelques problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles. Nous avons exposé dans ce chapitre aussi les techniques les plus utilisées en pratique pour l'amélioration des sols. Le renforcement par des nappes géosynthétiques représente une alternative économiquement et techniquement intéressante.

La méthode de traitement par colonnes ballastées est largement utilisée pour résoudre les problèmes de stabilité des ouvrages sur sols compressibles.

CHAPITRE 02
METHODE D'ANALYSE
DE LA STABILITE DES
RAMBLAIS

2 Chapitre 02 METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAIS

2.1 Introduction

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...).

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture à l'aide :

- Des méthodes d'équilibre limite ;
- Des méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.

Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

2.1.1 Notion de facteur de sécurité

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante :

$$F = \tau_{max} / \tau$$

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture

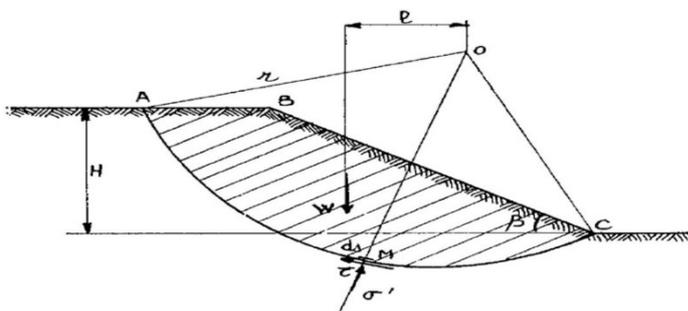


Figure 40: Etat des contraintes le long de la courbe de rupture

- Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ;
- Si $F < 1$, il y a rupture ;
- Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus

2.2 Études de la stabilité des pentes

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

- Les méthodes analytiques ;
- Les méthodes numériques.

2.2.1 Méthodes Analytiques

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

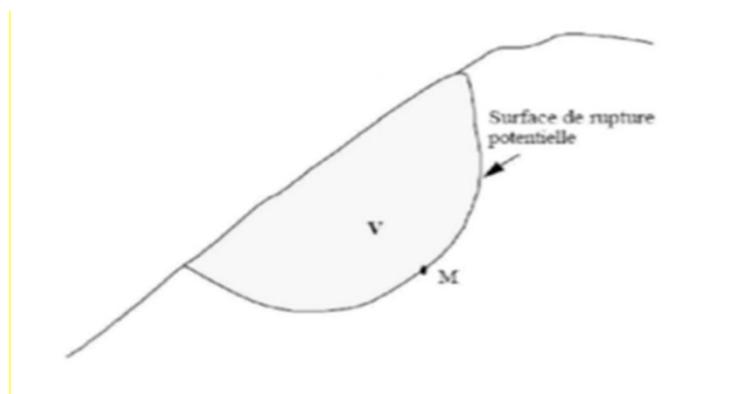


Figure 41: Surface de rupture potentielle.

Les méthodes incluent :

- Des méthodes à l'équilibre limite.
- Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

2.2.2 Méthodes d'équilibre limite

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et al., 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable.

La figure 2.2 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche, concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles (i.e. méthode d'équilibre limite).

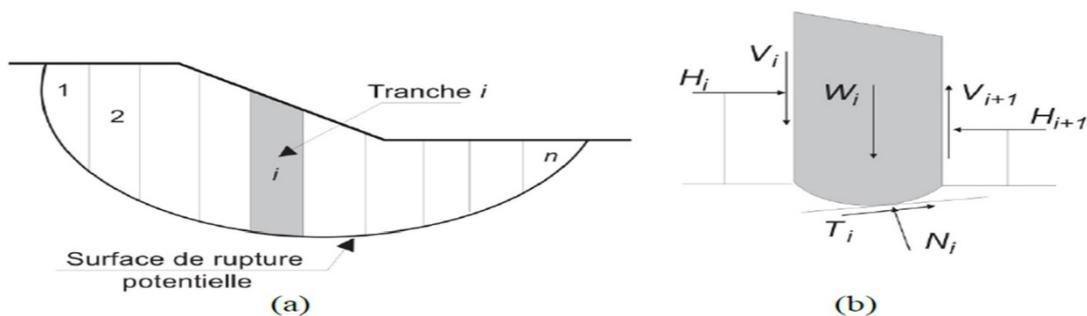


Figure 42: Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle

Nous découpons la masse de sol supposée en mouvement (zone de glissement) en tranches verticales successives (Fig. 2.3 (a)), en veillant à ce que la base de chaque tranche puisse être considérée comme à peu près rectiligne et située dans un seul

type de sol ou de régime hydraulique. Le nombre total de variables (inconnues) associées à chaque tranche est de $6 - 2$, (Fig. 2.3 (b)).

L'équilibre des forces, définies ci-dessus, s'exprime par les considérations statiques habituelles, à savoir par 3 équations d'équilibre :

- Equations de rotation, s'exprimant ici par la sommation des moments,
- Equations de translation, à savoir la sommation des forces dans deux directions.

C'est à partir de ces équations que sont définis les coefficients de sécurité. Les 3 équations d'équilibre et n équations données par le critère de rupture (qui est généralement le critère de Mohr-Coulomb) ne suffisent pas à rendre le problème déterminé, aussi est-on obligé de posséder des informations supplémentaires relatives, soit à la répartition des composantes normales à la base, soit à celle des forces entre les tranches. Donc, le nombre d'équations supplémentaires est de $2 - 2$. En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité global est défini par le quotient de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} et de la contrainte de cisaillement τ mobilisée s'exerçant réellement sur la surface :

$$F = \tau_{max} / \tau$$

- $F = 1$, il n'y a pas de rupture
- $F < 1$, la rupture se produit)

2.2.3 Méthode d'analyse limite

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\phi}{tg\phi_m}$$

D'où c et ϕ : respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,

: la cohésion mobilisée et est l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

- Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux
- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale...
- Pente sans renforcements « cas défavorable »:

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

2.2.4 Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre Limite

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols

Homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité,
- Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé

La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (A.BENAISSA, 2003):

- Le problème est supposé bidimensionnel.
- Il existe une ligne de glissement.
- Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite
- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de

Coulomb $\tau = C + \sigma \tan \varphi$. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de

glissement continue en même temps pas de rupture.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

- Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936): Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement.
- Méthode simplifiée de (Bishop, 1955) : Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical.
- Méthode de (Spencer, 1967) : Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces intertranches.
- Méthode complète de (Janbu, 1968) : Qui suppose que le point d'application de chaque force intertranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.
- Calculs de stabilité Sans Séisme :
Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches

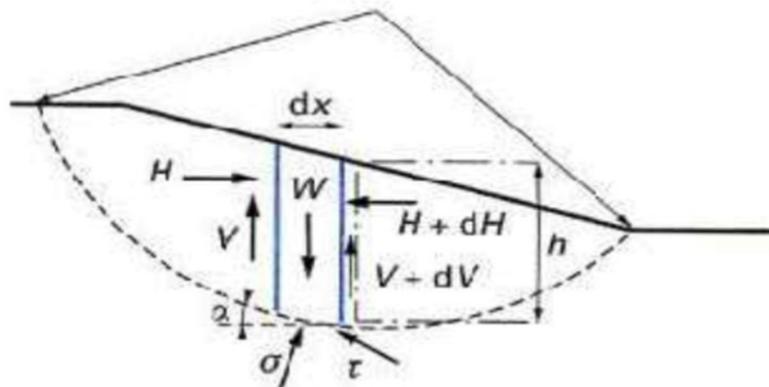


Figure 43: Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches

Le coefficient de sécurité au glissement circulaire est défini par le rapport des moments résistants et moteur selon l'expression suivante :

$$F = M_{\text{résistant}} / M_{\text{moteur}}$$

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- La méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c'b + (W \cos^2 \alpha - ub) \text{tg} \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

Soit après identification :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c'b + (\gamma h^2 \cos^2 \alpha - u) \text{tg} \varphi'] / \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha}$$

- La méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\sum [c'b + (W - ub) \text{tg} \varphi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \text{tg} \varphi' / F_{\text{Fellenius}})}{\sum W \sin \alpha}$$

Soit après identification :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\sum \frac{c'b + (\gamma h - u) \text{tg} \varphi'}{1 + \text{tg} \alpha \text{tg} \varphi'} \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha}$$

- Calcul manuel à l'aide d'abaques : Pour les cas les plus simples, les solutions obtenues ont été portées sous forme d'abaques qui permettent ainsi l'obtention rapide de facteurs de sécurité. Il faut cependant toujours les utiliser avec beaucoup

de précautions et n'appliquer leurs résultats qu'après avoir soigneusement vérifié qu'on se trouve dans le domaine de validité de ces abaques.

Les abaques de Bishop-Morgenstern ont été établies pour permettre le calcul du facteur de sécurité d'un talus (et donc lié au cercle de rupture le plus critique) pour un sol homogène, peu ou faiblement cohésif mais soumis à un régime hydraulique défini. Ce dernier est défini par le paramètre r_u donné par la formule ci-dessous :

$$r_u = u / \gamma \cdot h$$

On suppose aussi que ce rapport reste constant sur toute la section de la pente. Cette hypothèse est fortement restrictive car r_u n'est constant que si la surface piézométrique est confondu avec l'enveloppe du talus. Dans ce cas, si l'on considère la nappe au repos (pas d'écoulement), r_u est égal au rapport entre le poids volumique de l'eau et le poids volumique du sol et varie entre 0.4 et 0.5 suivant le poids du sol. La valeur de r_u diminue lorsque la nappe phréatique se trouve sous la surface du talus et augmente lorsque la nappe se trouve au-dessus du talus. Pour les calculs simples d'avant-projet, nous proposons d'appliquer les coefficients reportés ci-dessous.

Tableau 2.1 : Variations de r_u en fonction des conditions hydrauliques régnant au sein du massif

Conditions hydrauliques	r_u
Pas de nappe	0.0
Nappe à mi-hauteur du talus	0.25
Nappe confondue avec le talus	0.4-0.5
Talus immergé	0.6

D'une pente donnée peut être alors défini par : $FS = m(c', \varphi', \beta) - n(c', \varphi', \beta) \cdot r_u$

Les abaques de Bishop-Morgenstern, qui donnent les facteurs m et n sont adaptés aux cas où la Cohésion est nulle. Ils sont présentés dans les figures ci-après.

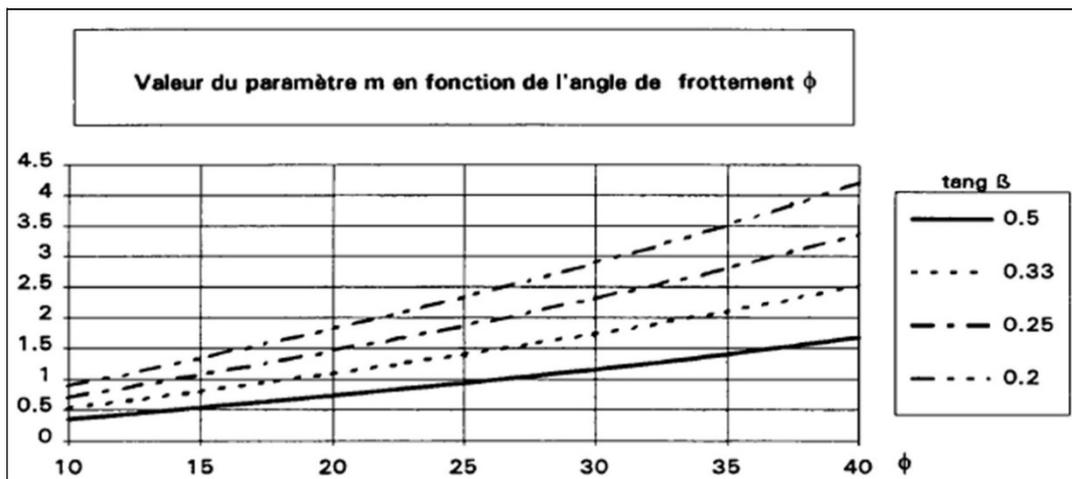


Figure 44: Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m

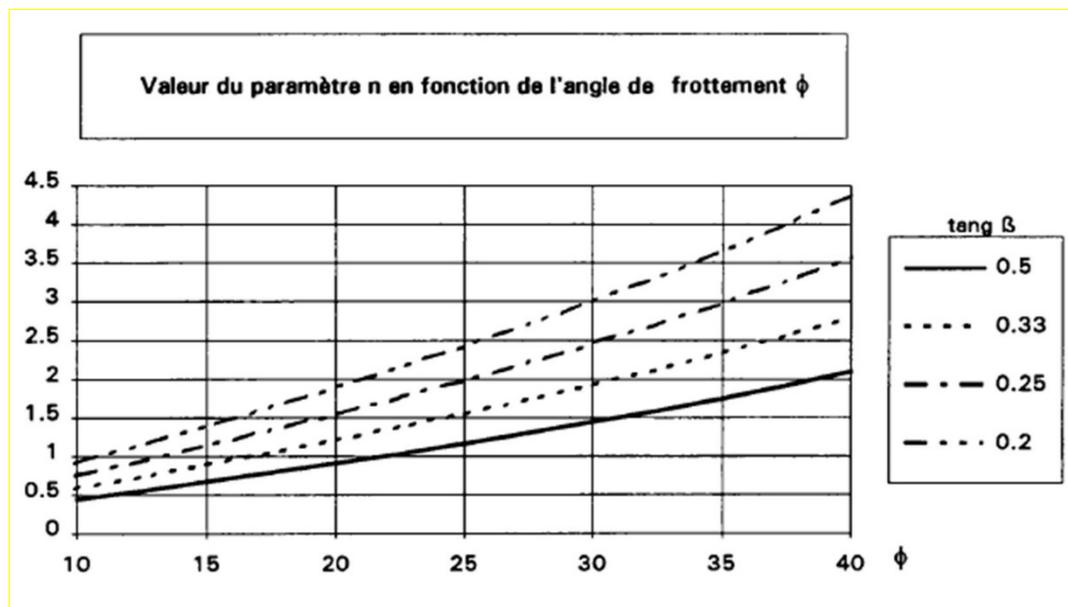


Figure 45: Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n

Les autres abaques

Les abaques de Taylor-Biarez, permettent la définition du facteur de sécurité pour des talus et remblais constitué de sols granulaires dont la résistance est définie par les caractéristiques de cisaillement c' et ϕ' . La présence d'une nappe phréatique n'est pas envisagée. Pour les sols non cohésifs, ces abaques donnent les résultats définis par la formule :

$$FS = \tan \phi' / \tan \beta$$

Les abaques de Hoek et Bray (1981), ne s'appliquent pas aux talus constitués de matériaux non cohérents. Elles ont cependant l'avantage de donner des facteurs de sécurité pour cinq configurations hydrauliques prédéterminées de talus homogènes présentant éventuellement une fissure de traction (fente) en tête de talus.

Les abaques de Kérisel (1966), permettent de déterminer le facteur de sécurité ainsi que le cercle le plus défavorable à la stabilité pour des talus en fonction des

paramètres de résistance et de l'angle d'inclinaison par rapport à la normale des lignes de courant rectilignes et uniformes.

Pour terminer nous citons les abaques de Pilot (1967) qui traitent de la stabilité des talus et remblais reposant sur des sols compressibles.

Cependant, du fait que l'on s'appuie sur le comportement associé (élastique parfaitement plastique) donc sur une rhéologie relativement éloignée du comportement réel, les méthodes classiques ne peuvent fournir que des bornes inférieure et supérieure correspondant respectivement aux champs statiquement admissibles et cinématiquement admissible. Dès lors, des modèles de comportement élastoplastiques sont nécessaires et la méthode de calculs par éléments finis permet de contourner ces difficultés dans l'étude de la stabilité des pentes. Ceci fait l'objet de la partie suivante.

2.2.5 Méthodes Numériques :

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

➤ **La méthode des éléments finis :**

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

➤ **La méthode des différences finies :**

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique

d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977) , c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

Choix de la méthode :

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou composants discrets qui représentent un maillage.

Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

2.3 Etude des tassements du sol defondation

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (rupture circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes des tassements 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.

Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié (Magnan et al., 1984)

2.4 Principe de calcul destassements

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai

oedométrique. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions suivantes: couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mestat et al., 1988).

Ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables (Bourges, 1976).

En revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation.

A cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante: remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes d'aérodromes ou à des voies ferroviaires ; etc.

Les Principales méthodes de calcul des tassements :

Le calcul des tassements est obtenu par différentes méthodes selon le binôme (type d'ouvrage/nature du sol). On distingue deux principales méthodes :

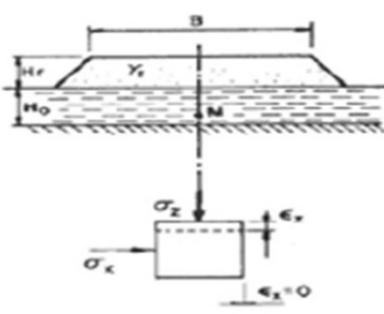
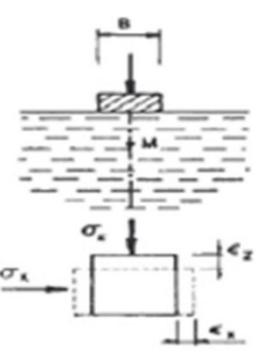
Méthode oedométrique	Méthode Préssiométrique
 <p style="text-align: center;"><u>Ouvrages conc</u> <u>ernés</u></p>	 <p style="text-align: center;"><u>Ouvrages conc</u> <u>ernés</u></p>

Figure 46: Principales méthodes de calcul des tassements

2.5 Calcul des tassements selon la méthode oedométrique

Calcul du tassement immédiat « si »

Le tassement immédiat étant provoqué par un phénomène rapide, il est admis que les déformations instantanées se produisent à volume constant ($\Delta V=0$) car l'eau n'a pas le temps d'être expulsée. Ce tassement reste souvent assez faible vis-à-vis du tassement de consolidation. On suppose généralement que le sol est isotrope, homogène et qu'il a un comportement élastique linéaire caractérisé par les modules E et $\nu=0,5$ (Magnan et al., 1984); (Pilot et al., 1988); (Mestat et al., 1999):

$$s_i = \frac{I \gamma h}{E}$$

Où γh est la pression appliquée par le remblai et I , le coefficient d'influence dépendant de la géométrie et de l'épaisseur du sol compressible. En pratique, divers recueils de tables et d'abaques, ont été publiés pour la détermination des déformations élastique des sols de fondation. Par exemple, l'abaque de Giroud pour les sols de fondation monocouches (1973) :

Le tassement immédiat de la surface du sol au point M distant de x de l'axe du remblai se calcul à l'aide de la formule :

$$s_i = \frac{\gamma h}{E} \frac{a^2}{a - a'} \left[r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 r'_H \right]$$

Les paramètres sans dimensions r_H et r'_H peuvent être lu sur l'abaque de la figure 52 en fonction de $(x/a$ et $H/a)$ pour r_H et $(x/a'$ et $H/a')$ pour r'_H .

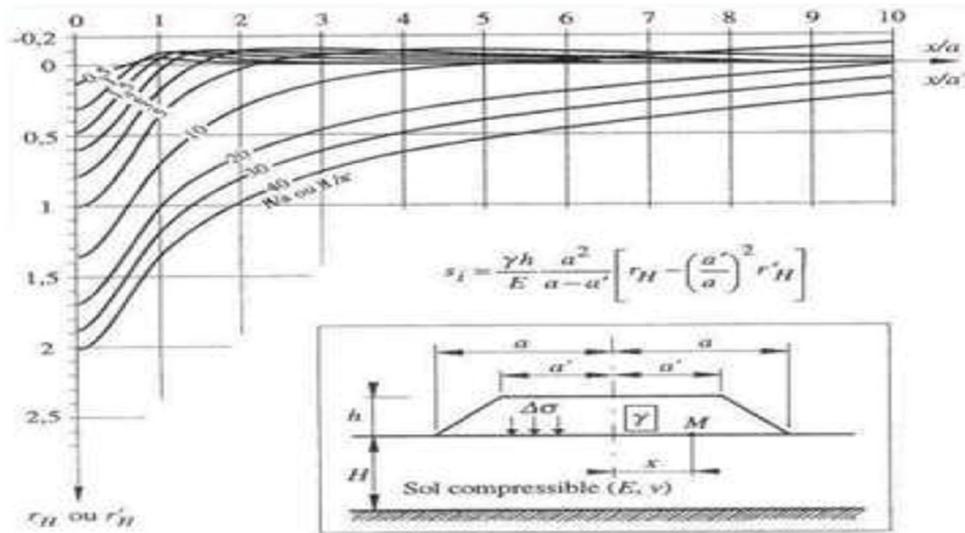


Figure 47: Abaque de Giroud (1973), calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0,5$)

Calcul du tassement de consolidation primaire « sc »

Il est déduit du tassement œdométrique s_{oed} moyennant l'application d'un coefficient correcteur μ de Skempton et Bjerrum. Ce coefficient correcteur permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement unidimensionnel final :

$$s_c = \mu s_{oed}$$

La méthode œdométrique se résume comme suit : Le massif compressible est assimilé à un assemblage de couches horizontales élémentaires relativement homogènes. Pour chaque couche i , le tassement résultant de l'accroissement $\Delta\sigma_{vi}$ des pressions appliquées au niveau de la couche est calculé par l'expression :

$$s_{oedi} = \frac{H_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{si} \lg \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}} + C_{ci} \lg \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right]$$

C_{ci} est l'indice de compression de la couche i . La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. L'accroissement de la contrainte effective ($\Delta\sigma_{vi}$), dans l'axe du remblai, est donné par la formule suivante, établie dans le cadre de la théorie de l'élasticité par Osterberg (1957)

$$\Delta\sigma_{vi} = \frac{2\Delta\sigma}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right]$$

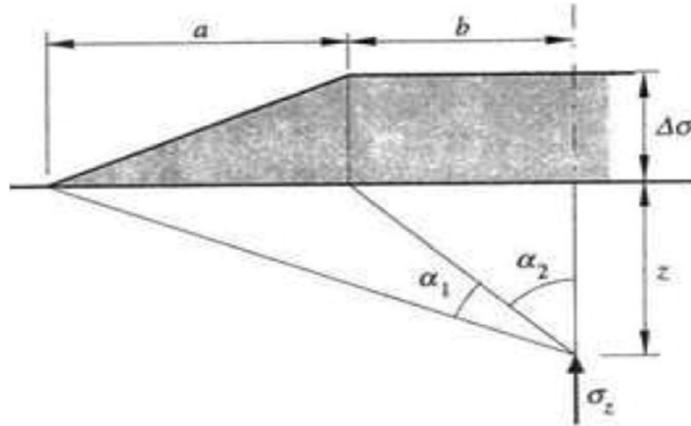


Figure 48: Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).

Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux « slat »

Il n'existe pas actuellement de méthode de calcul de ce terme faisant l'unanimité ; aussi ce terme est-il le plus souvent ignoré dans l'évaluation des tassements. Lorsque le coefficient de sécurité est supérieur à 2, ce terme peut être négligé. Pour réduire le délai de construction des remblais sur sol mou, l'usage est d'adopter un coefficient de sécurité minimal de 1,5.

Dans ce cas, le tassement dû aux déplacements latéraux n'est plus négligeable (Pilot et al., 1988). Bourges et Mieussens (1979) ont proposé une méthode qui convertit le volume correspondant aux déplacements latéraux en un tassement supplémentaire du sol (fig. 2.10).

Cette méthode de prévision permet de déterminer la géométrie de la déformée horizontale

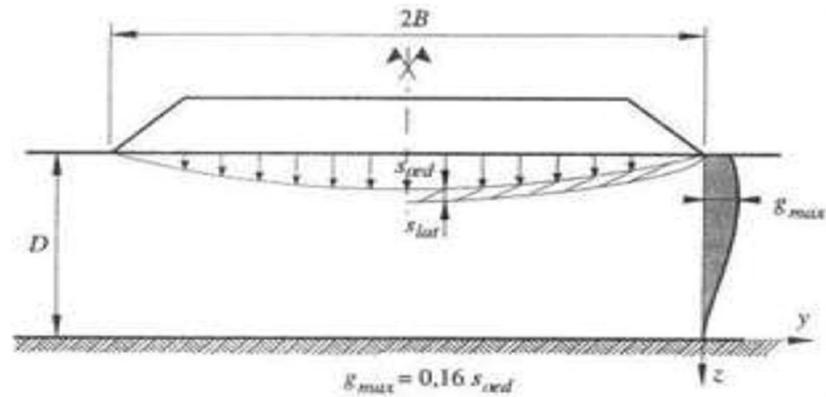


Figure 49: Conversion des déplacements latéraux en un tassement supplémentaire

Déplacements horizontaux du sol sous les remblais

La méthode de Bourges et Mieussens (1979) fournit également le déplacement horizontal $g(z,t)$ sous la forme

$$g(z, t) = G(Z) g_{\max, t}$$

$g_{\max, t}$: le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t et $G(Z)$ une fonction qui décrit l'allure de la déformée horizontale.

La détermination de $G(Z)$, avec $Z=z/D$, a été effectuée par une méthode empirique, suite à une analyse détaillée des déplacements latéraux mesurés en pied de remblai sur de nombreux sites de sols compressibles.

Indépendamment de la position de l'inclinomètre par rapport au pied du remblai (figure 2.11-a) et selon la nature des sols, trois types de courbe ont été proposés pour la fonction $G(Z)$ (figure 2.11-b et tableau 2.1).

Tableau 2.1. Hypothèses de calcul et équations des déformées types (Magnan et al., 1984) ; (Pilot et al., 1988).

Courbe	Hypothèse de calcul	Equation de la déformée type
I	Peu de données sur le sol sont disponibles.	$1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$
II	La couche molle est normalement consolidée sans couche surconsolidée en surface.	$3,42 Z^3 - 6,37 Z^2 + 2,14 Z + 0,81$
III	La couche de surface est moins déformable que les couches profondes.	$-2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$

La valeur du déplacement horizontale maximal en fin de construction $g_{max,0}$ est estimée au moyen de l'abaque de la figure 2.12. Connaissant le coefficient de sécurité (F) et le paramètre m qui caractérise la position de l'inclinomètre, $g_{max,0}$ est déterminé par la relation :

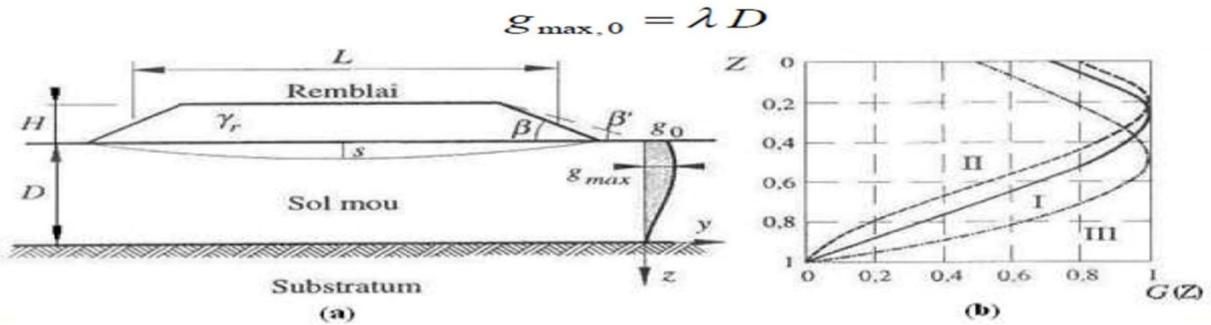


Figure 50: Déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles

(Bourges et Mieussens, 1979) (a) définition des paramètres utilisés pour la prévision de la déformée ; (b) déformées adimensionnelles.

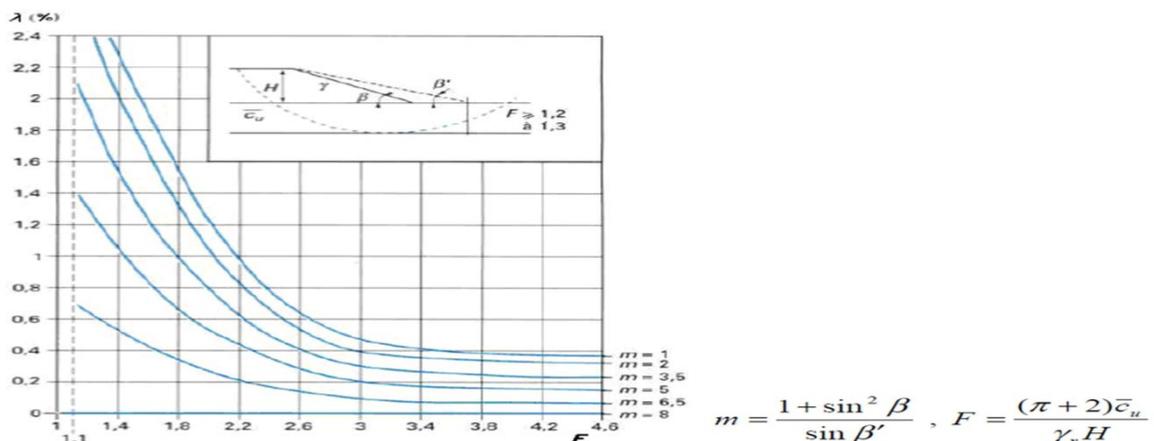
Pour les remblais qu'ils ont étudiés, Bourges et Mieussens (1979) ont estimé la variation ultérieure du déplacement maximal, par la relation :

$$\Delta g_{max,t} = 0,16 (s_t - s_0)$$

Où s_t est le tassement à l'instant t dans l'axe du remblai ; s_0 , le tassement à la fin de la construction. Le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t est la somme de ces deux termes :

$$g_{max,t} = g_{max,0} + \Delta g_{max,t}$$

Cette relation permet aussi de calculer le déplacement horizontal maximal du sol final, en calculant le deuxième terme pour le tassement final du sol sous le remblai s ($t = \infty$).



$$m = \frac{1 + \sin^2 \beta}{\sin \beta'}, \quad F = \frac{(\pi + 2) \bar{c}_u}{\gamma_r H}$$

Figure 51: Détermination du coefficient λ (Bourges et Mieussens, 1979)

2.6 Calcul de la stabilité au poinçonnement

Le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. A court terme (cas généralement le plus défavorable), le coefficient de sécurité est donné par (Magnan et al., 1984):

$$F_s = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{(\pi + 2)c_u}{\gamma_r H}$$

q_{\max} : est la pression maximale admissible sur le sol ; q la contrainte apportée par le remblai de poids volumique γ_r et de hauteur H sur son axe; c_u , la cohésion non drainée.

Martar et Salençon (1979) ont proposé des abaques pour évaluer le coefficient de sécurité pour un sol homogène d'épaisseur D , dont la résistance $\tau_f = c_u$ croît linéairement avec la profondeur (τ_0 étant la valeur en surface et g , le gradient de cohésion).

Le coefficient de sécurité F_s s'exprime alors par la formule :

$$F_s = \frac{q_{\max}}{\gamma_r H} = \frac{\mu_c \tau_0}{\gamma_r H} \left(N'_c + \frac{gB}{4\tau_0} \right)$$

μ_c et N'_c : sont donnés à la figure 57 et B étant la largeur moyenne du remblai.

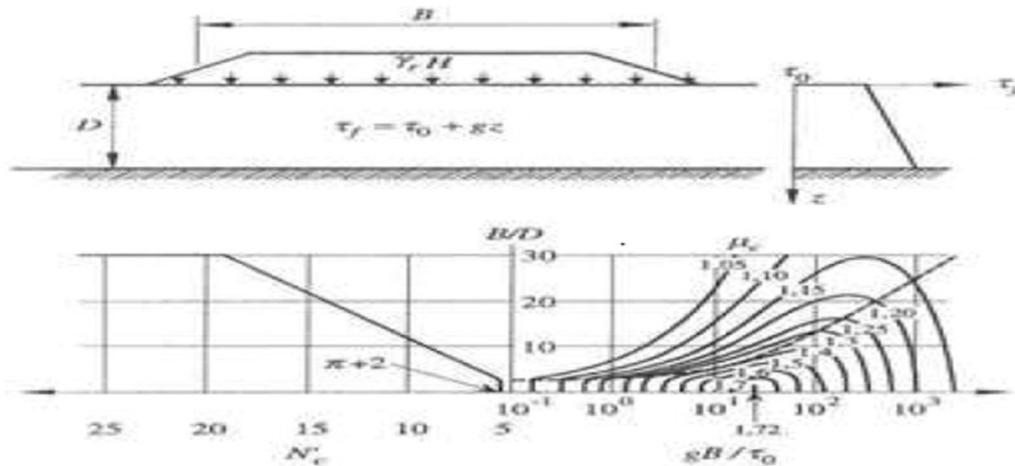


Figure 52: Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979)

2.7 Conclusion

Les remblais sur sols compressibles ont fait l'objet de nombreux développements depuis l'année 1960 et des méthodes de calcul classiques sont utilisées dans la pratique. Ces méthodes nous ont permis de constater que :

Les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols.

L'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux.

L'expérience a montré que les talus restent toujours stables si $N_c > 1,5$ et que, le glissement est pratiquement inévitable si $N_c < 1$.

Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque d'autant plus grand que N_c diminue. Le coefficient global de sécurité minimal requis est généralement de 1,4 à 1,5.

La constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées rendent l'analyse de sécurité globale et approchée. Cependant, malgré leurs imperfections, les méthodes de calcul à la

rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une longue expérience. Elles ont cependant un défaut

Majeur, qu'il est impossible de corriger tant que le sol est considéré comme rigide plastique. Il n'est pas possible de prévoir, avec ces méthodes, l'influence des mouvements du sol sur des structures existantes (ouvrages d'art, habitations, etc.). C'est dans cette voie que se développent actuellement des méthodes de calcul en déformation basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leur traitement par la méthode des éléments finis.

L'analyse de la consolidation par la méthode de Terzaghi (1925) présente de nombreuses limitations. Ces limitations peuvent être actuellement supprimées par l'utilisation de programmes de calcul par éléments finis. Ceux-ci permettent de faire une analyse réaliste du processus de consolidation en prenant en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau dans le sol de fondation, l'effet du fluage ainsi que la variation des paramètres de déformabilité et de perméabilité. Parmi ces programmes numériques, le code de calcul par éléments finis "Plaxis".

CHAPITRE 03

**OUTILS NUMERIQUE DE
CALCUL AVEC L'ETUDE
D'UN CAS PRATIQUE**

3 Chapitre 03 OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL AVEC L'ETUDE D'UN CAS PRATIQUE

3.1 Introduction

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols.

Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les deux logiciels de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).

Le but de ce chapitre est de faire une étude numérique d'un remblai routier sur sol mou avec les logiciels PLAXIS V8.

On a adopté un phasage de la construction par couches du remblai car cette approche permet de tenir compte de la technique de construction, en installant des couches successives de sol (tassement).

Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées.

Le planning de chargement consistera à mettre en œuvre le remblai en plusieurs phases successives et chacune correspond à la construction d'une hauteur (précise $h_i=2$ m), avec des périodes d'attente pour chaque phase permettant d'obtenir une consolidation suffisante pour qu'à chaque palier la résistance au cisaillement atteinte conduise à un coefficient de sécurité satisfaisant.

3.2 Logiciel Plaxis

3.2.1 Présentation de Plaxis

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité (avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, 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, de point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, 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).

3.2.2 Fonctionnement du Logiciel

Définition des données (Input) :

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec Plaxis, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide de programme d'entrée des données (Input) :

Hypothèses et géométrie

En pratique, pour des remblais qui sont relativement longs, une analyse en déformation plane d'une section transversale courante de l'ouvrage est appropriée. Donc le remblai sera analysé en déformations planes.

Caractéristiques des matériaux

Le sol de fondation compressible et le remblai sont supposés avoir un comportement décrit par le modèle de Mohr-Coulomb.

On a deux différents types de comportement de sol :

- Comportement drainé

Aucune surpression interstitielle n'est générée

- Comportement non drainé

Permettre la génération complète des surpressions interstitielles

3.3 Etude d'un cas théorique

3.3.1 Introduction

On s'intéresse ici au tassement d'un remblai sur une couche d'argile molle. Ce remblai est construit en deux étapes de construction : la première étape correspond à un chargement équivalent de 15 Kpa et la seconde à un nouveau chargement de 20

Kpa : ceci correspond donc à environ un remblai de deux mètres 2M de hauteur. Dans un but de signification, on a choisi de remplacer ici le remblai (et les caractéristiques mécaniques du remblai) uniquement par une contrainte verticale équivalente à son poids propre.

Dans la première phase de construction, rapide, le sol sera supposé non drainé. Les surpressions interstitielles pourront ensuite se dissiper jusqu'à ce que la valeur de la surpression interstitielle soit inférieure à 1 kPa. C'est alors que l'on appliquera la seconde étape de chargement suivie de sa consolidation. Ce processus de chargement est couramment utilisé dans la construction de remblai sur sols mous

3.3.2 Saisie des données

On choisit un nom « cas3 », en déformation plane avec des triangles à 6 nœuds.

On suppose une couche de sol de 10M, d'épaisseur de 50M. de large. On obtient donc un rectangle de 10m x 50M.

Les conditions aux limites sont prises par défaut. On choisit le chargement A (load system A) et on l'applique de X=15M à 35M en définissant des points pour X=20M, et X=30M : tel que dessiné ce chargement est uniforme entre les points 4 à 7. Pour tenir compte de la pente du remblai, cliquez 2 fois entre les points 4 et 5 : une fenêtre de dialogue apparait ; celle-ci permet d'appliquer une charge nulle au point 4 en choisissant de modifier le chargement (load). En répétant l'opération pour le point 7, on annule le chargement au point 7.

On obtient alors la figure 58.

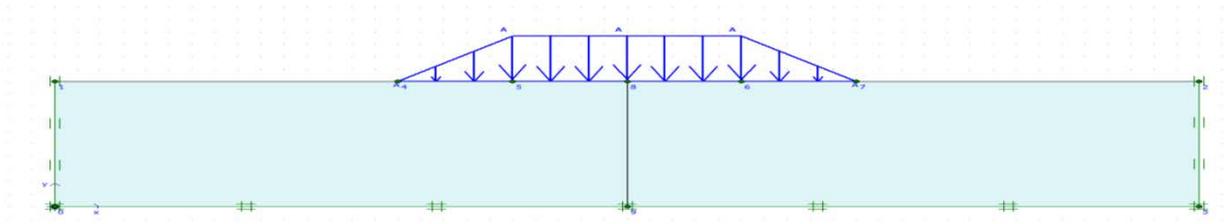


Figure 53: Géométrie du problème

3.3.3 Paramètres de sol

On définit un nouveau type de sol en choisissant « new » dans la base de données des matériaux.

On utilisera un modèle de Mohr-coulomb et on précisera que le sol est non-drainé (*Undrained*). Les paramètres du sol sont donnés dans le tableau 1.

Paramètre	Valeur
$\gamma_{unsat} = \gamma_{sat}$	18 KN/M ³
$K_X = K_V$	0.0086 M/Jour
E'	3000 kPa
ν	0.25
C'	1 kPa
ϕ	29°
ψ	0°

Tableau 1 : Valeurs des différents paramètres de l'argile

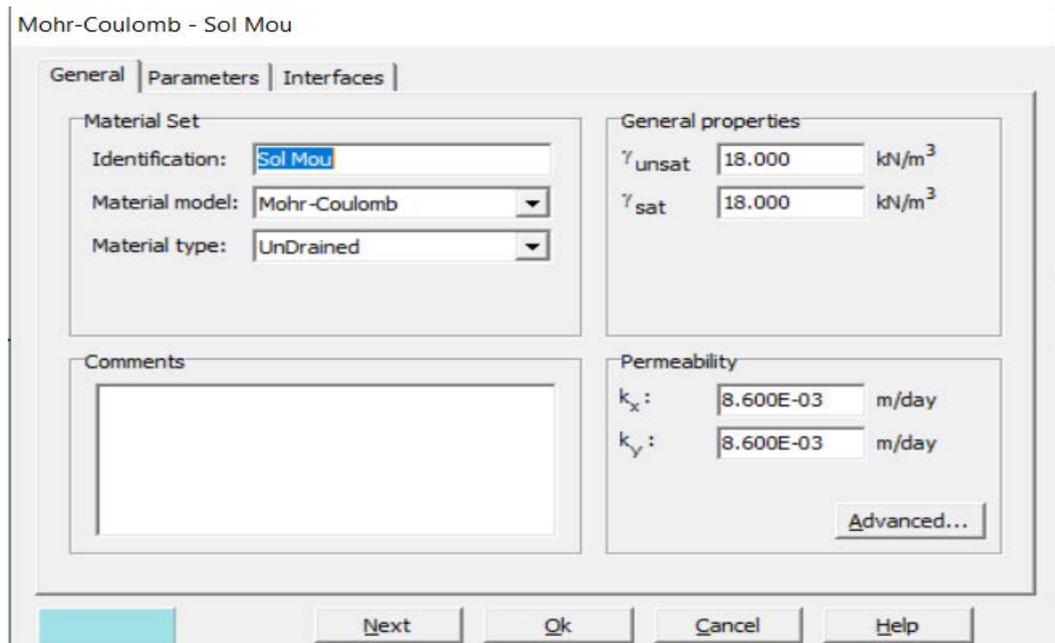


Figure 54: Fenêtré des caractéristiques générales relative à la couche d'argile

3.3.4 Le Maillage.

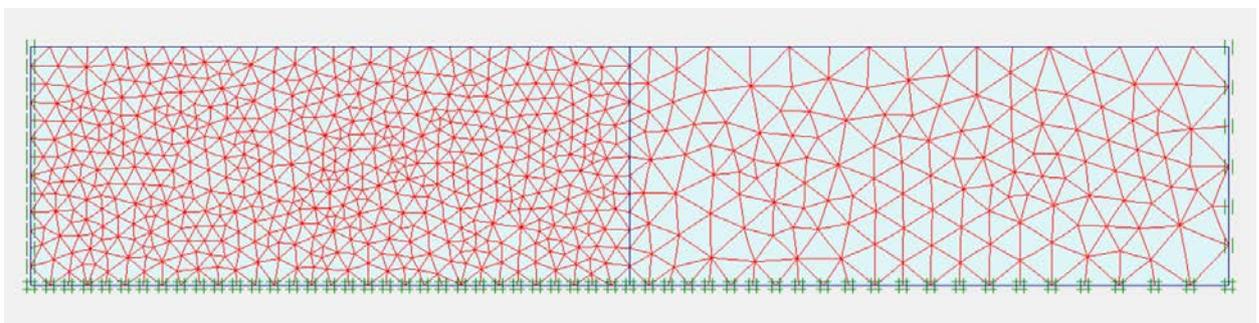


Figure 55: Maillage du problème

On peut alors lancer la génération automatique du maillage (figure 60)

Nota : dans ce problème symétrique, on a ici généré volontairement un maillage non symétrique avec des tailles d'éléments différents : les résultats ne seront pas parfaitement identiques... (on a conservé le maillage par défaut à gauche, et on a choisi le menu Mesh puis l'option « Refine cluster » après avoir sélectionné le cluster de droite)

3.3.5 Conditions initiales

Validez le poids volumique de l'eau et ensuite placez une nappe à 1M de profondeur : elle est définie par deux points sur les côtés du massif.

On doit maintenant définir les conditions aux limites pour la consolidation : seule la face supérieure sera supposée drainante : utiliser pour cela les limites de consolidation fermées (*Closed consolidation boundary*) sur les trois autres frontières du modèle (traits orange).

On peut ensuite calculer les pressions interstitielles initiales (croix bleues, option « phretic level ») : il n'y a pas d'écoulement. La valeur maximale obtenue est de -88.5 kPa ; en effet, les pressions sont négatives (convention de la Mécanique des Milieux continus) et 88.5 est la valeur calculée au point de Gauss et non au fond de la « boîte » (elle vaudrait 90 kPa résultat que donne une coupe verticale.)

L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions K_0 . Plaxis propose par défaut un K_0 selon la formule de Jaky que l'opération peut modifier. La valeur maximale est de -89.21 kPa.

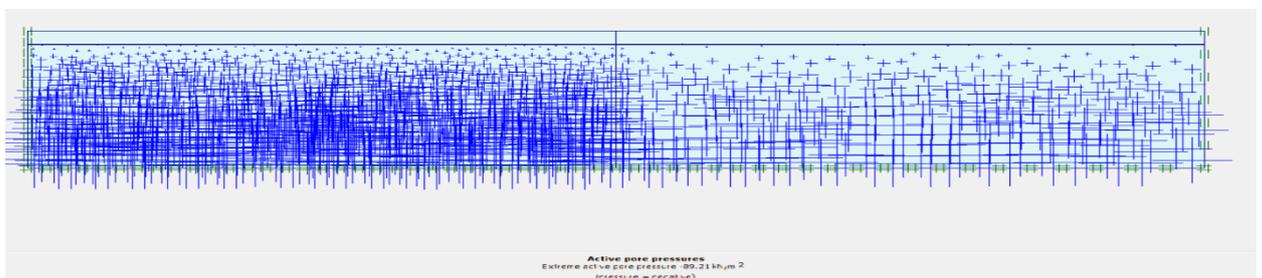


Figure 56: Répartition des pressions interstitielles

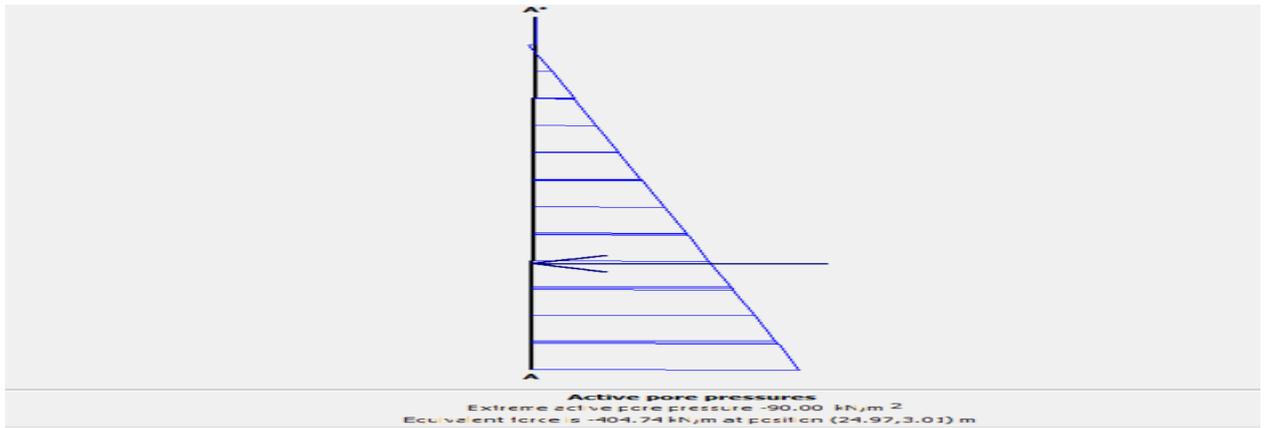
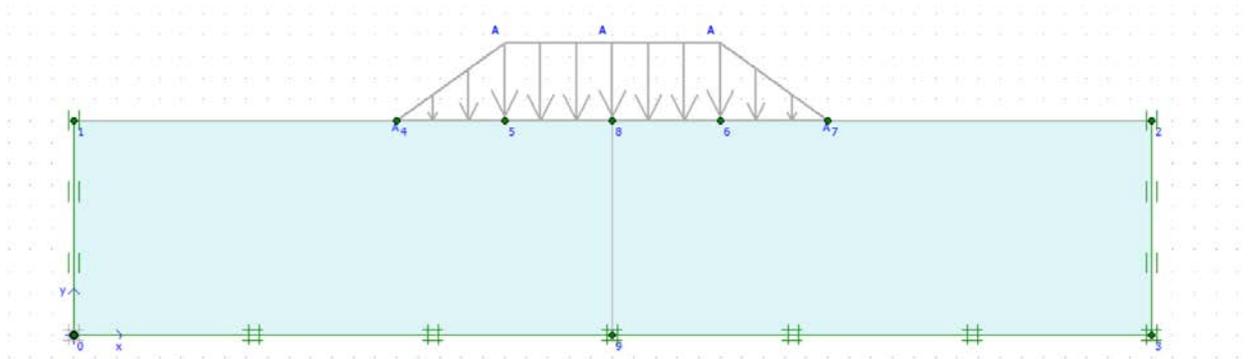


Figure 57: Coué verticale des pressions interstitielle

Avant de passer aux calculs, on sauvegarder les données tel que proposé.

3.3.6 Première phase de chargement

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet *paramètres*, on prend l'option « construction par étapes » puis on clique sur le bouton « Définir ». on obtient alors une vue du massif avec en grisé les charges que l'on va activer



en cliquant dessus et régler les valeurs de la charge aux différents points à 15 kPa (Figure 63).

Figure 58: Définition des charges

Il est nécessaire de choisir les points où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des nœuds) qu'en contraintes (des points de Gauss). On propose un point au centre du remblai et un sur le bord. Pour les contraintes, on suppose que l'on a placé une cellule de pression à la cote -8M pour suivre la consolidation.

On peut alors lancer le calcul ...

Le résultat obtenu donne un tassement de 15mm au centre et une remontée du sol sur les côtés : le sol est effectivement non drainé et le volume reste constant

Les incréments de déformations donnent bien l'allure des ruptures observées en remblais sur sol mou (figure 64 & 65).

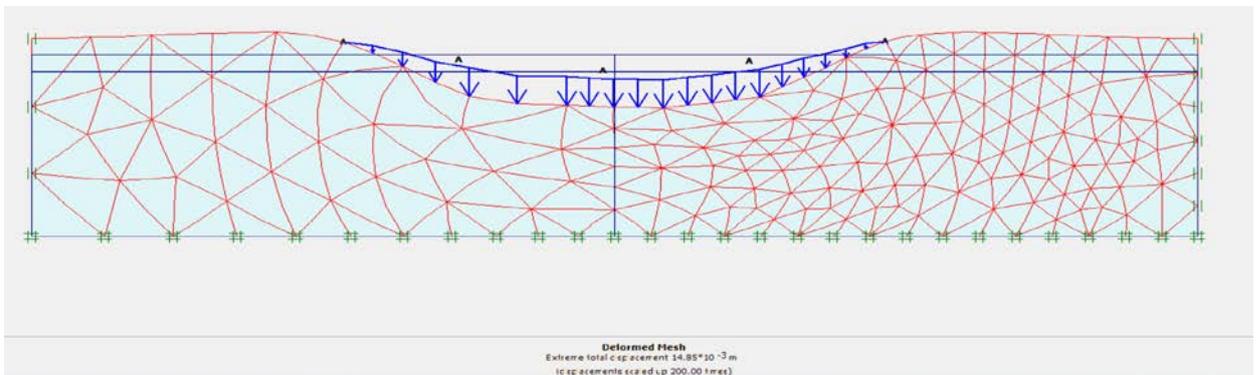


Figure 59: Représentation du maillage déformé

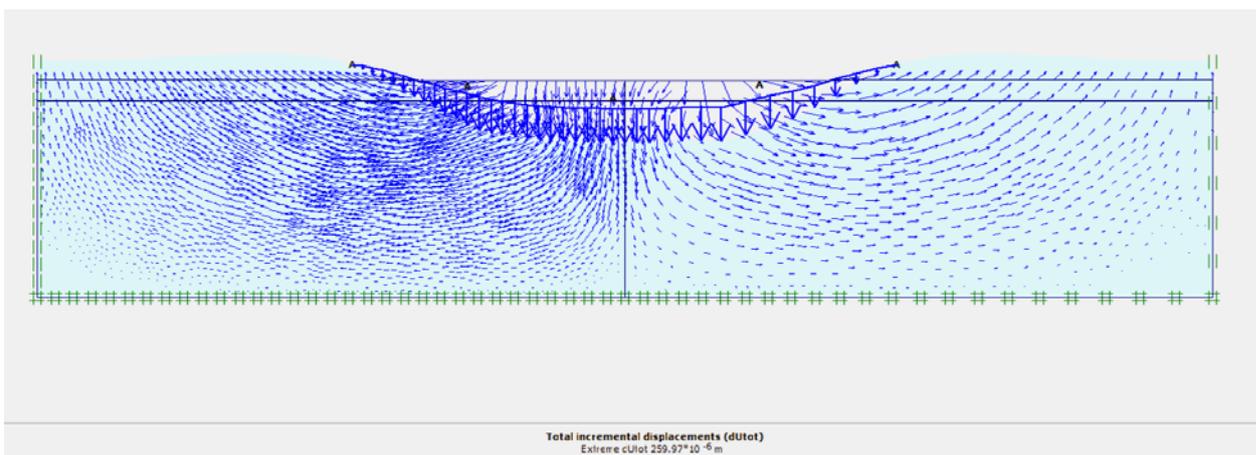


Figure 60: Représentation des incréments de déplacement totaux

En choisissant *Excess Pore Pressure* dans le menu *Stress*, on obtient une surpression maximale de -13 kPa correspondant au chargement (Figure 66).

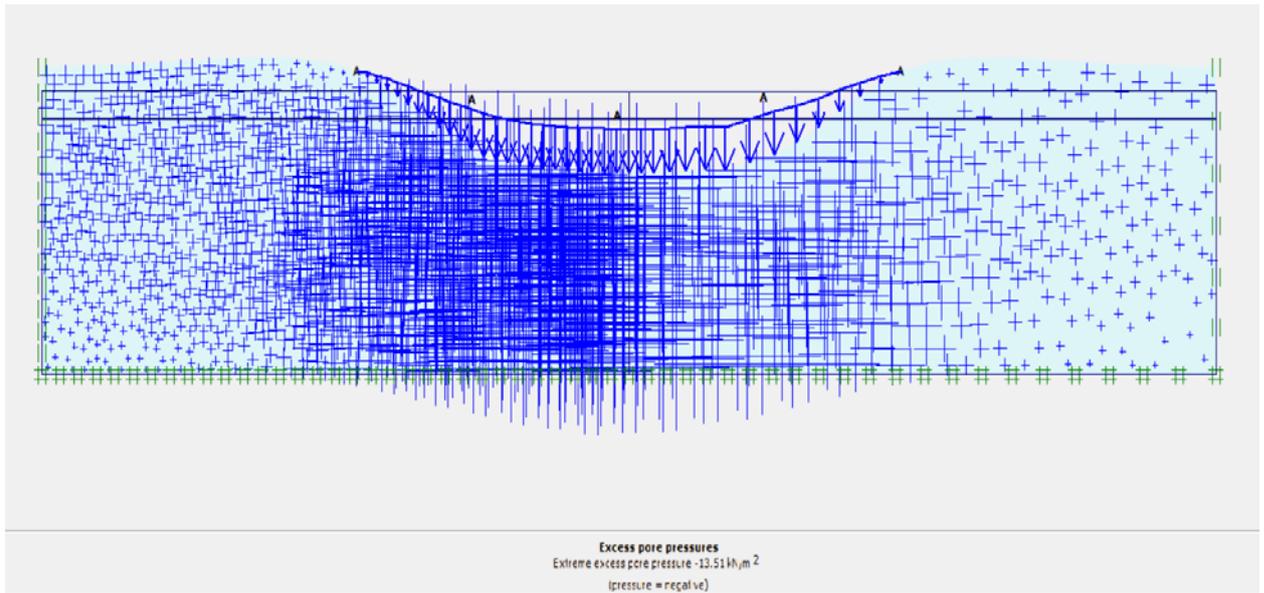


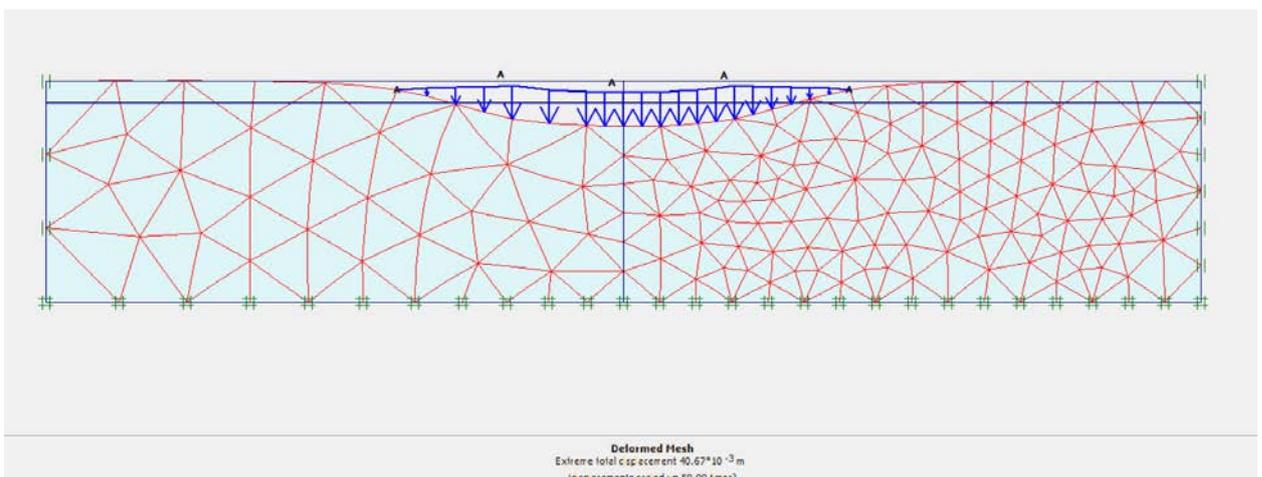
Figure 61: Représentation des surpressions interstitielles.

3.3.7 Phase de consolidation

On revient dans le menu de calcul, et en clique sur « Next » pour créer la phase suivante. On choisit cette fois l'option *consolidation* dans l'onglet *General*. On accepte les valeurs par défaut et l'on souhaite arrêter le calcul lorsque la surpression interstitielle sera inférieure à 1 kPa (option « Minimum pore pressure » dans l'onglet « Paramètre »).

On lance le calcul. L'observation du maillage déformé permet de voir que le tassement est passé de 15mm à 41mm. Il y'a plus de remontée latérale du sol (voir Figure 67).

On constate également sur la figure 68 que les surpressions interstitielles ont bien été toutes dissipées (Valeur maxi inférieure à 1 kPa, attention à l'échelle trompeuse de



représentation)

Figure 62: Maillage déformé après consolidation

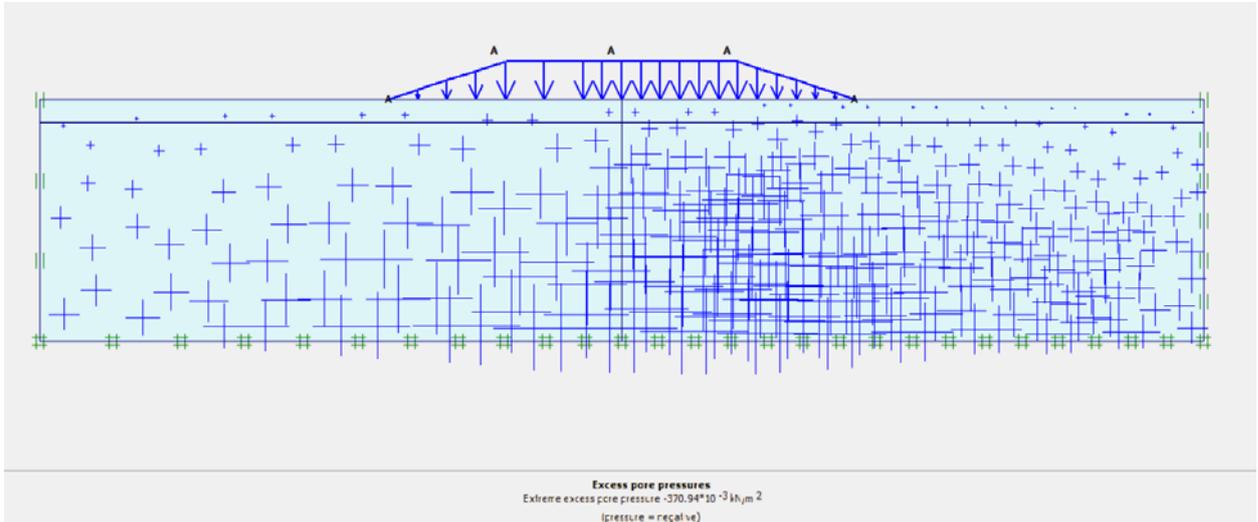


Figure 63: Surpression interstitielles après la première consolidation

3.3.8 Second cycle de chargement et consolidation.

On répète le même scénario en faisant un nouveau chargement de 15 à 35 kPa en conditions non drainées (le sol l'est de nouveau car les données d'entrée restent inchangées).

Le tassement au centre du remblai est de 60 mm. Puis en faisant une consolidation sous le deuxième chargement, on obtient un tassement final de l'ordre de 100 mm (Figure 69).

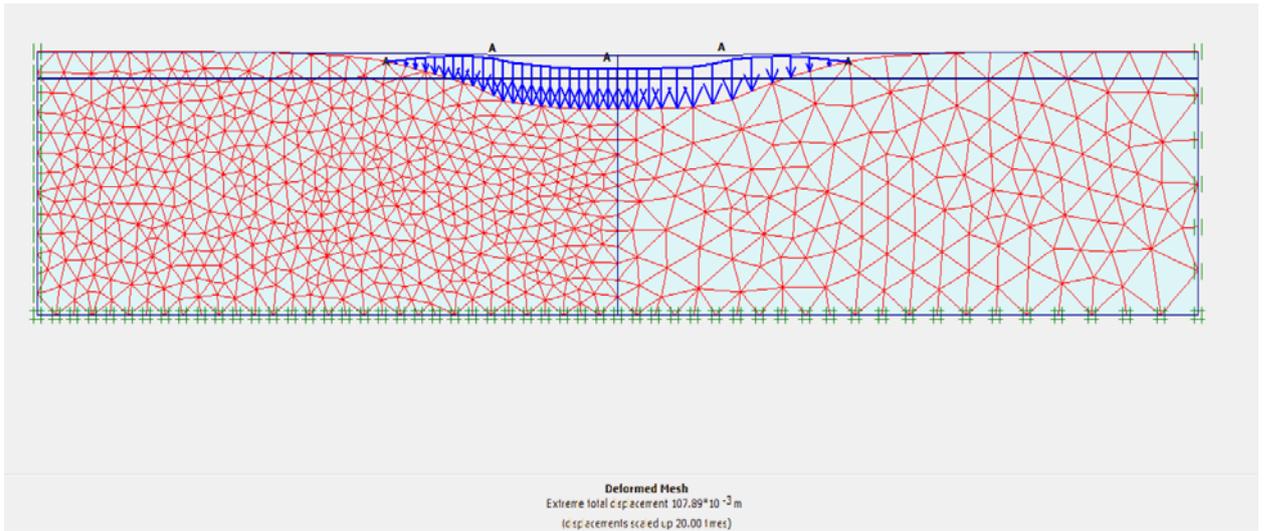


Figure 64: Représentation des vecteurs déplacements en fin de phasage

La figure 70 donne une coupe sous le remblai de la contrainte q' : cette courbe a été tracée pour montrer le rôle du maillage : la partie droite est plus « lisse » : ceci est normal car il y a plus de points de calcul (courbe obtenue pour un maillage raffiné deux fois dans la partie droite du modèle).

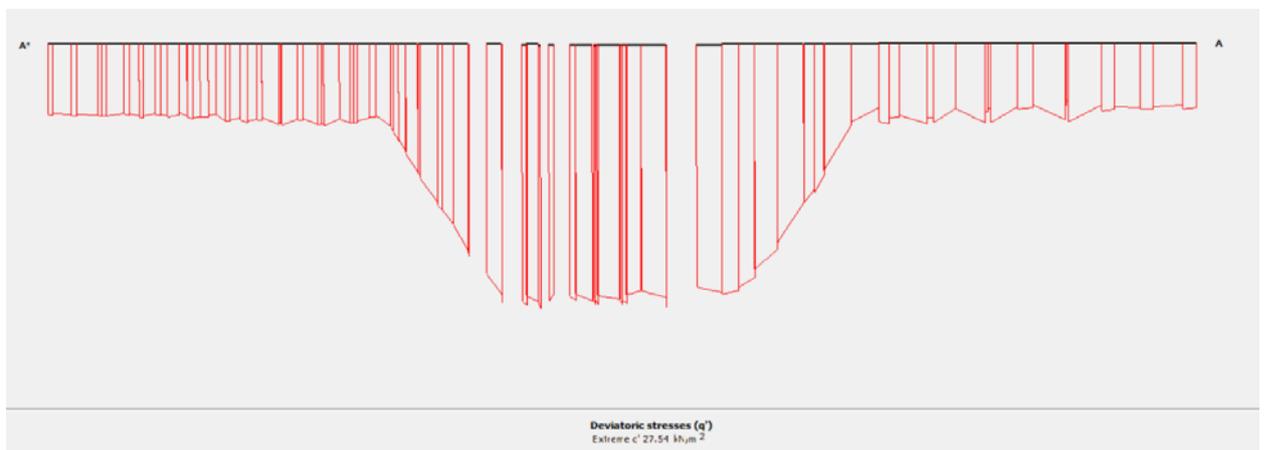


Figure 65: Coupe sous le remblai et rôle du maillage

3.3.9 Courbes

Deux courbes apparaissent intéressantes : tracer le tassement au centre et la pression interstitielle à 8 mètres de profondeur en fonction du temps.

On va dans le programme *Curves* pour visualiser les tassements du point A (centre du remblai) (Figure 71).

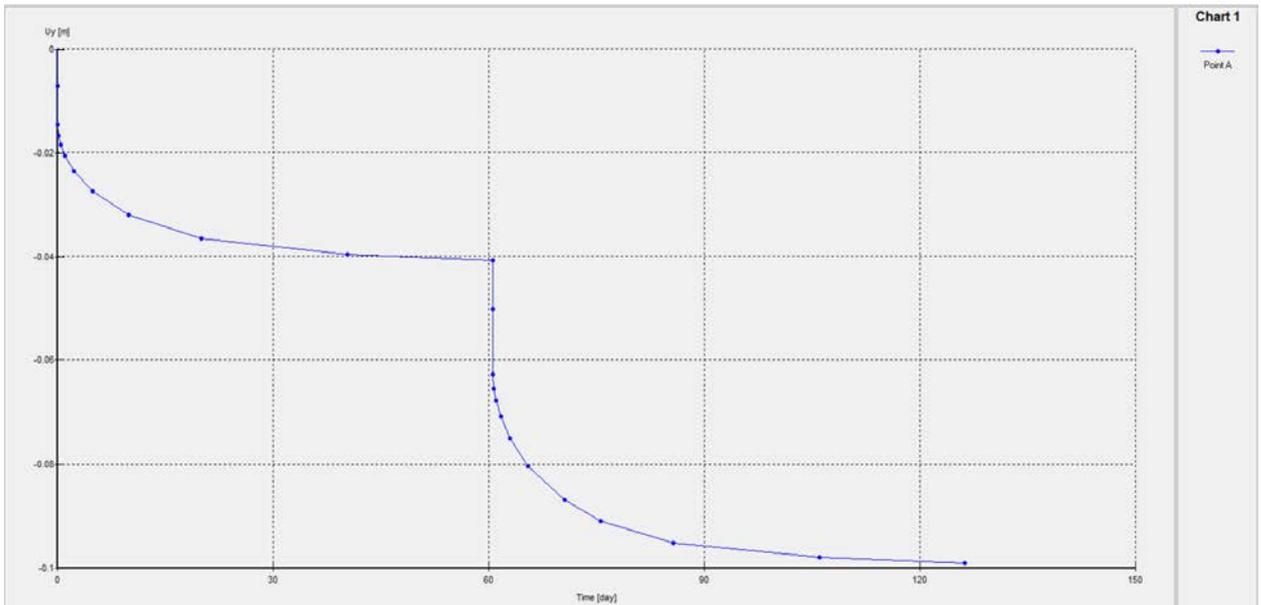


Figure 66: Courbes déplacement en fonction du temps pour le point A

On peut aussi visualiser la pression interstitielle au point en profondeur (Figure 72).

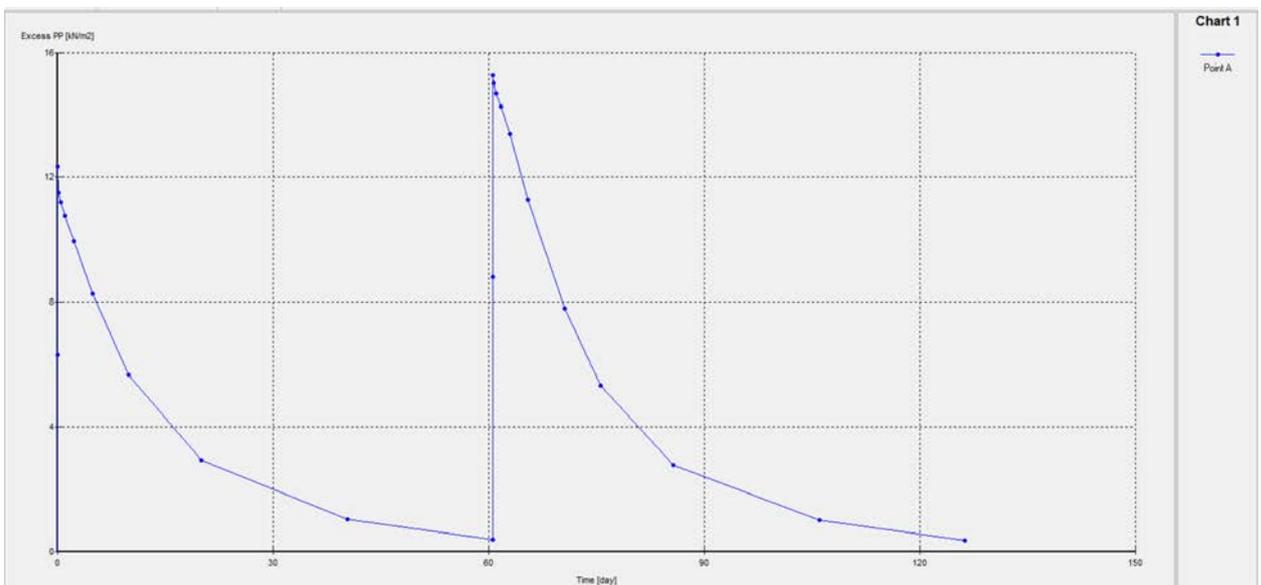


Figure 67: Pression interstitielle vers 9M de profondeur

On note la génération de pression lors des par phase de chargement puis la dissipation progressive pendant 60 jours lors de chaque phase de consolidation : le

coefficient de consolidation C_v étant le même, les deux phases de dissipation ont la même durée en accord avec la théorie de Terzaghi.

3.3.10 Conclusion

Cet exemple a été simplifié pour montrer les possibilités d'analyse de tassement et de consolidation que peut permettre PLAXIS. Il ne serait pas beaucoup plus compliqué de traiter un cas réel en tenant compte :

- De l'anisotropie de perméabilité : souvent on a $K_x > K_y$.
- De différentes couches de terrain argileux ou sableux
- D'un remblai réel en tout venant (au lieu d'une charge)
- De paramètres de sol plus réalistes (module croissant avec la profondeur, coefficient de compressibilité, etc...)

Il serait aisé de comparer les résultats de la modélisation avec des surpressions interstitielles mesurées ou encore avec des inclinomètres placés en bordure de talus. Enfin, on peut remarquer que dans ce cas symétrique, il n'était pas nécessaire. Théoriquement – de mailler l'ouvrage entier : seule une moitié aurait suffi.

CHAPITRE 04

ETUDE DE LA STABILITE
DU REMBLAI RENFORCE
PAR UNE NAPPE DE
GEOTEXTILE

4 Chapitre 04 : ETUDE DE LA STABILITE DU REMBLAI RENFORCE PAR UNE NAPPE DE GEOTEXTILE

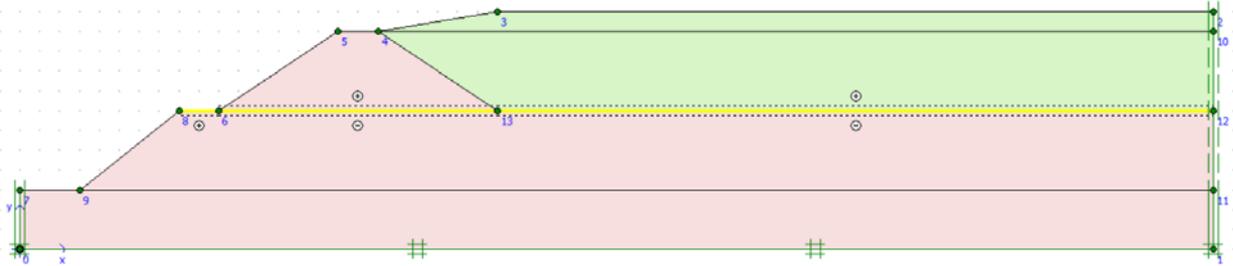


Figure 68: Déformation de la géométrie par les points clés, et par les domaines (clusters) correspondant aux diverses couches de sol, aux interfaces et à la nappe géotextile

4.1 Introduction.

En 1979, un remblai test jouxtant une rivière a été réalisée aux pays-bas, près de la localité d'Almere. L'objectif de cet essai grandeur réelle était de mesurer l'influence d'un renforcement par géotextile sur la stabilité à court terme d'un remblai construit sur une argile molle.

Dans ce but, deux remblais identiques de 60 m de long furent édifiés sur un dépôt d'argile molle (figure 1). L'un de ces remblais a été renforcé et l'autre non afin de servir de référence. Après construction, ces deux remblais ont été chargés en leur amont par un remblai hydraulique. La rupture de la section renforcée s'est produite 24h après la mise en charge. La hauteur alors atteinte par le remblai hydraulique était de 3.00 mètres. Le mécanisme de rupture observé correspondait à celui d'une rupture observée correspondait à celui d'une rupture circulaire. Le remblai non renforcé s'est rompu pour une hauteur de remblai hydraulique égale à seulement 1.75 m.

L'objet de cette application est de simuler le scénario de la rupture selon différentes hypothèses et d'en tirer les conclusions quant à l'influence d'une analyse en grandes déformations dans le cas de sols renforcés par géotextiles. On n'étudiera directement ici que le remblai renforcé.

4.2 Géométrie

On choisit un modèle plan avec éléments à 15 nœuds.

La figure 73 présente la géométrie du modèle (points clés, couche d'argile, couche de sable, nappe géotextile).

On choisit la condition standard pour les conditions de déplacement sur les limites du modèle

4.3 Propriétés mécaniques

Ces propriétés sont entrées dans les boîtes de dialogue adéquates (sable, argile, interfaces, géotextile), puis affectées (par glissement à la souris), aux domaines (clusters) correspondants.

1) Sols.

Des essais in situ (CPT) ont montré que le sous-sol était composé d'une argile sablo-tourbeuse, sur une épaisseur de 3.50m, présentant une résistance moyenne au cône de 150 Kpa. Le facteur de cône étant supposé égale à 15, la résistance au cisaillement non drainé a été estimée à $c_u = 10$ kPa.

L'argile molle est définie avec avec un modèle de Mohr-Coulomb standard. Le comportement non drainé est simulé par l'introduction de caractéristique non drainées (c_u, ϕ_u). On sélectionne donc un comportement drainé dans Plaxis.

Les paramètres retenus pour modéliser la couche d'argile molle sont donc :

$E_{ref} = 350$ kPa	$c_u = 10$ kPa
$v_u = 0.49$	$\Phi_u = 0^\circ$
$\gamma = 20$ KN /m ³	$\Psi_u = 0^\circ$

Cette couche molle surmonte une couche plus raide composée d'un sable moyen à grossier avec passage de tourbe. Cet horizon constitue la condition limite inférieure en déplacement du modèle (substratum).

Il n'y a pas eu de test effectué sur le sable mise en œuvre pour le remblai hydraulique. En conséquence on a retenu un jeu de paramètres plausibles correspondant au cas d'un sable moyen lâche totalement saturé (modèle de Mohr-Coulomb, comportement drainé).

$E_{ref} = 6000$ kPa	$c_u = 1$ kPa
$v_u = 0.35$	$\Phi_u = 32^\circ$
$\gamma = 20$ KN /m ³	$\Psi_u = 2^\circ$

Figure 69: Géométrie du remblai

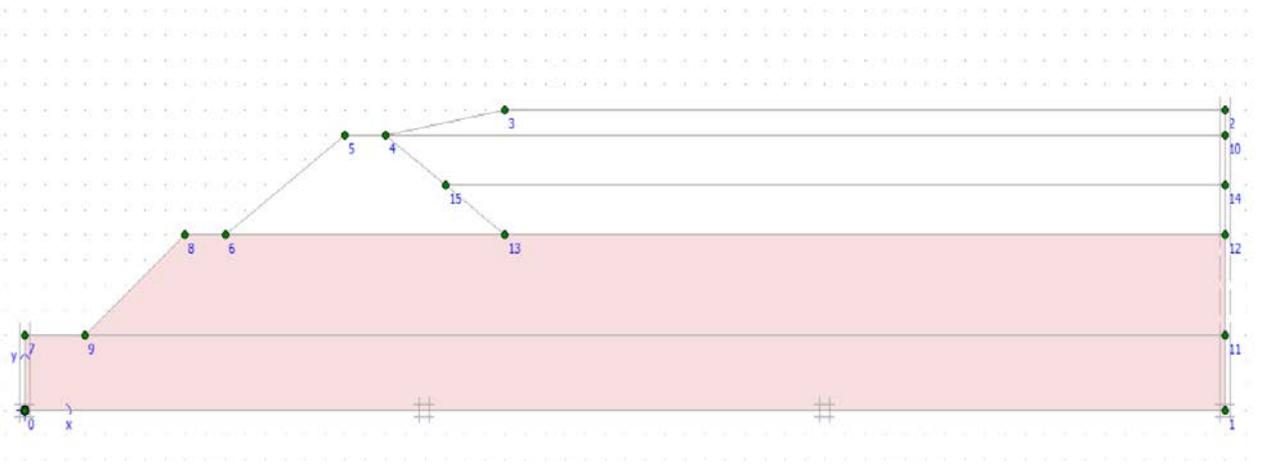


Figure 70: Rechargement phase 01

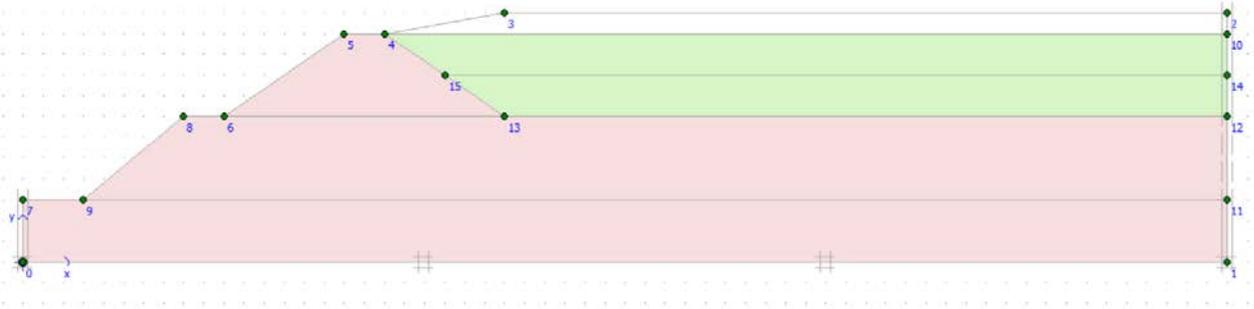


Figure 71: Rechargement phase 02

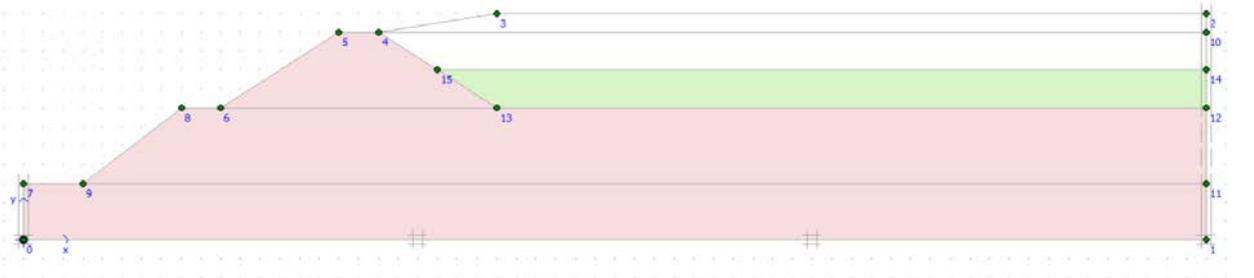


Figure 72 : Rechargement phase 03

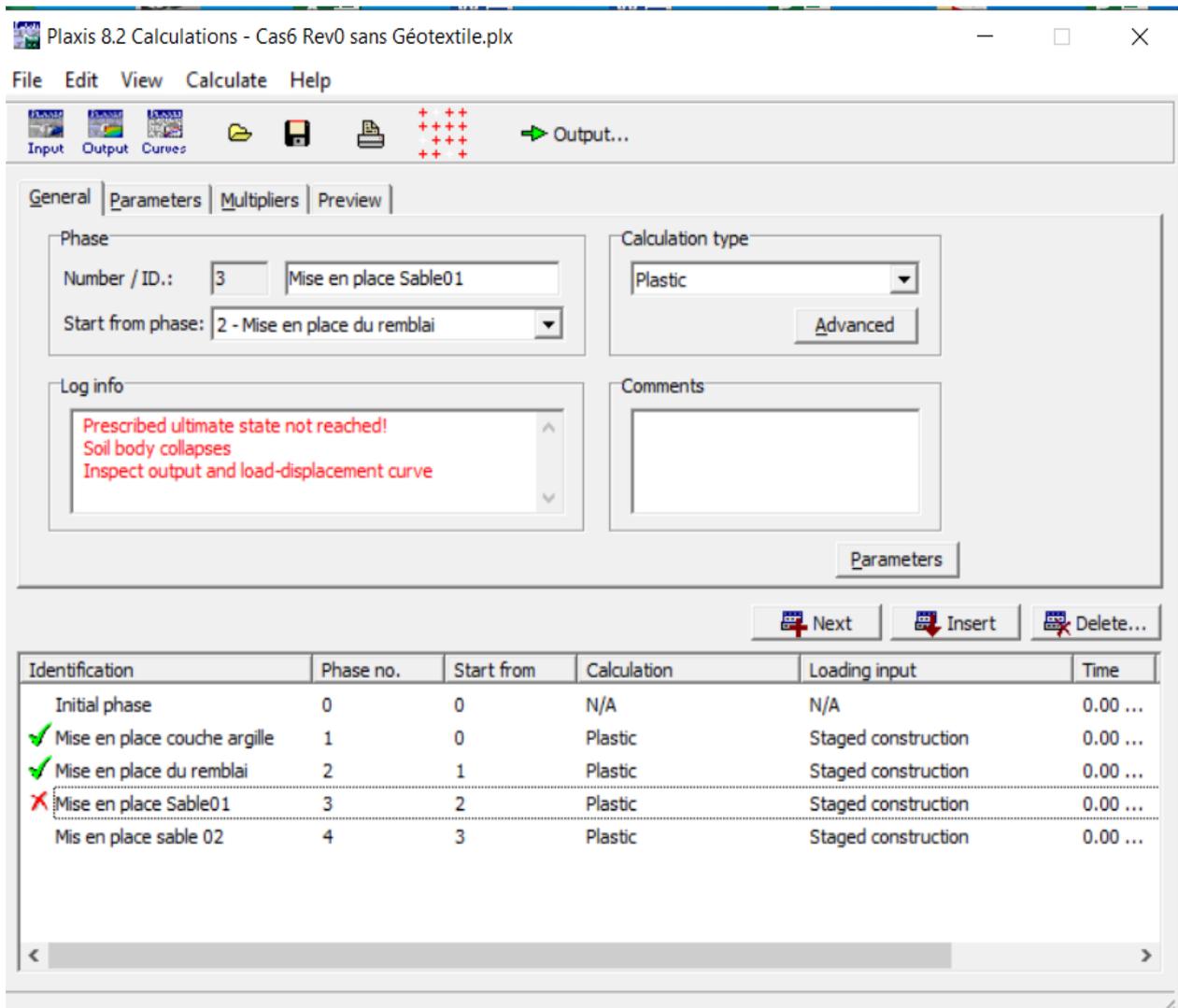


Figure 73: Déformation du sol (Soil body collapses)

4.4 Géotextile

Le remblai a été renforcé à l'aide d'un géotextile polyester de type Stabilenka 200. Les spécifications techniques de ce produit indiquent une rigidité de 1900 kN/m.

4.5 Interfaces.

Le paramètre de réduction de résistance mécanique appliqué de part et d'autre de l'interface est $R_{inter} = 0.5$.

4.6 Maillage.

La figure 79 fournit un maillage possible du problème schématisé sur la figure 73.

Le maillage a été raffiné à la base du premier remblai.

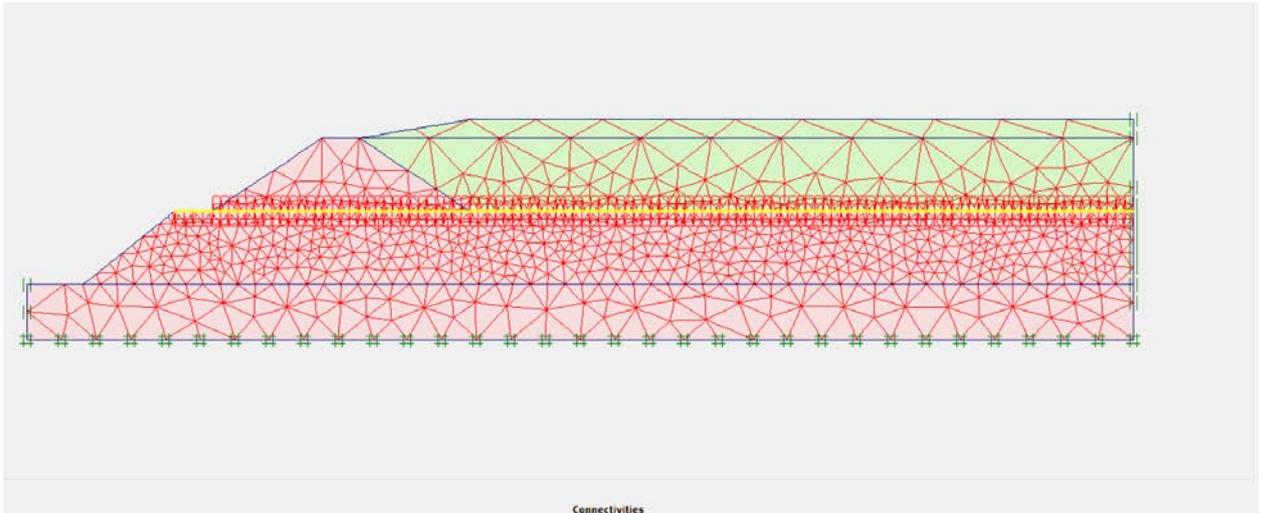


Figure 74: Maillage du modèle

4.7 Initialisations

Hydraulique : la présence de l'eau dans la rivière est mobilisée automatiquement (en entrant une nappe phréatique horizontale à la surface de l'argile), par une pression hydrostatique équivalente (figure 80). En effet, dans la suite des calculs, la couche molle sera considérée comme non drainée et nous adopterons directement des caractéristiques à court terme pour modéliser cette couche. Nous raisonnerons donc en contraintes totales plutôt qu'en contraintes effectives.

Contraintes : Les contraintes initiales calculées selon la procédure simple $K_0 (=0.5)$ ne peuvent être appliquées qu'à la couche de sol la plus basse, située sous le niveau du fond comme on peut le voir sur la figure 83. En effet, les autres couches ne sont pas horizontales et nécessiteront un chargement gravitaire.

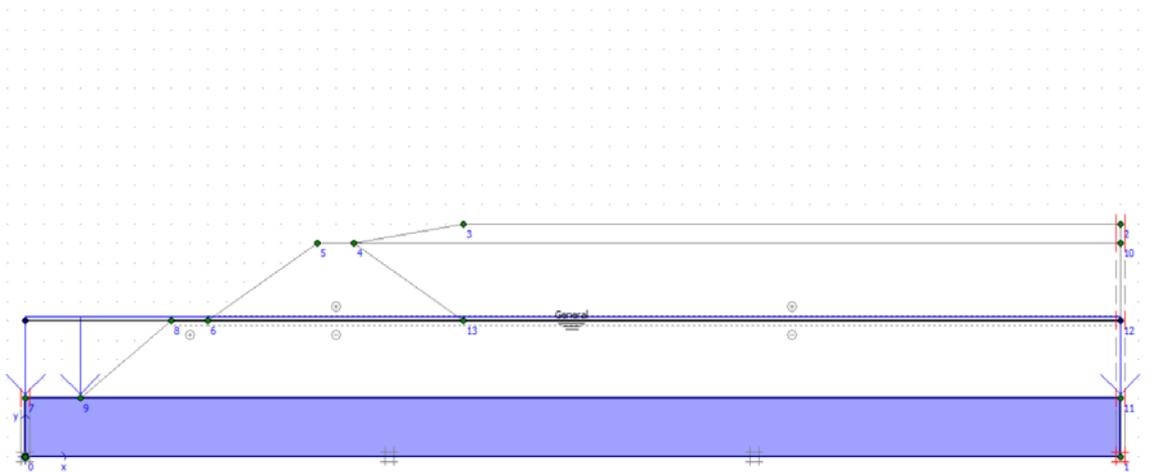


Figure 75: Spécification de la nappe phréatique horizontale au sommet de la couche d'argile, générant une pression hydrostatique dans l'argile (analyse en contraintes totales)

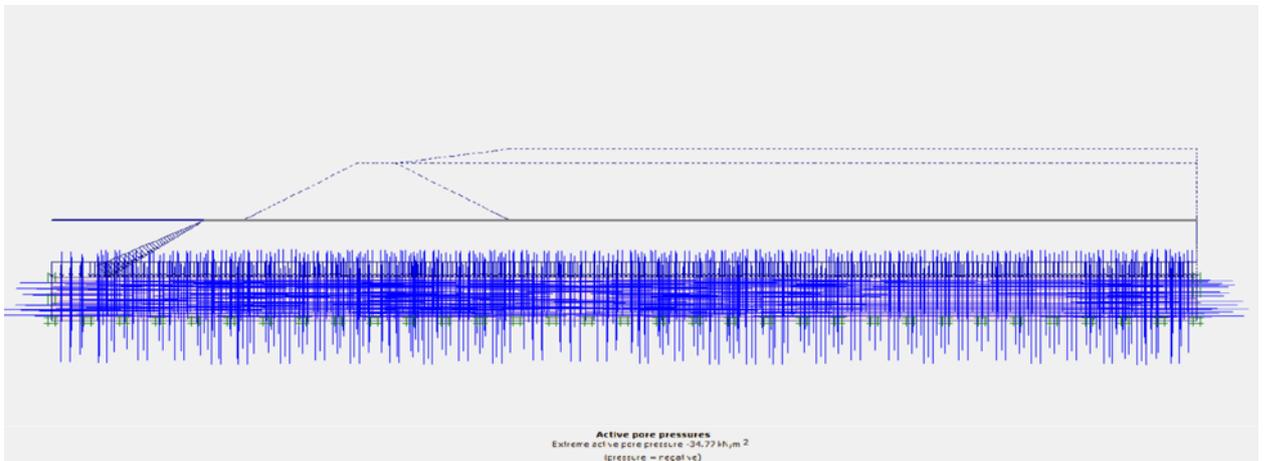


Figure 76: Pression interstitielle

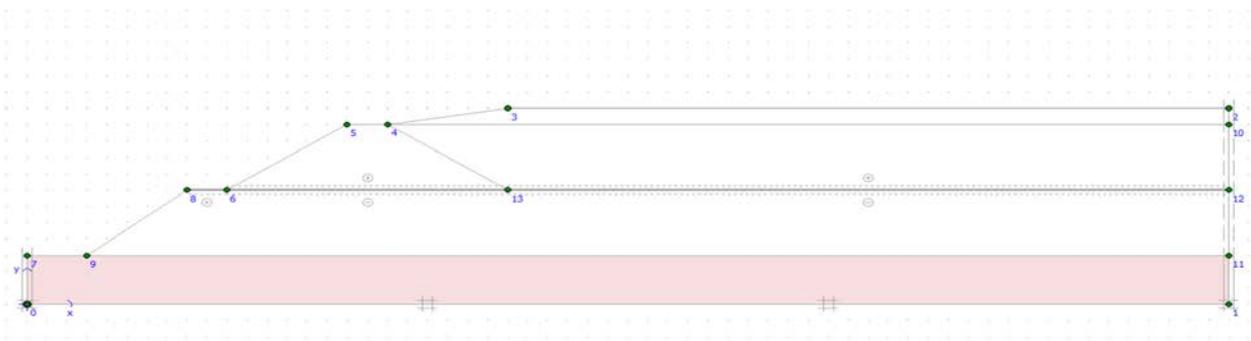


Figure 77: Configuration du modèle avant initialisation par la procédure K0

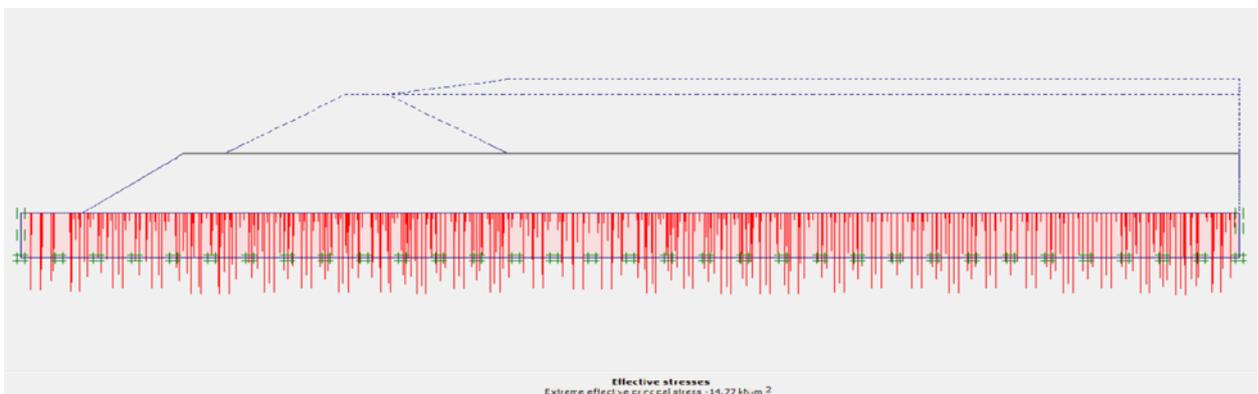


Figure 78: Les contraintes effectives dites (initiales) calculées selon la procédure K0 pour la couche de sol la plus basse, à toit horizontale

4.8 Phasage des travaux, phasage des calculs

Les étapes de calculs sont décrites ci-après. Au nombre de quatre, elles sont préparées en une seule fois dans le module « calcul » -Calculassions-.

Pour l'approche présente, classique, en « petits déplacements », on choisira l'option de base « calculs plastiques » -Plastic calculassions-.

- 1- Fin de mise en place les contraintes initiales dans l'argile par chargement gravitaire (staged construction, définie, activation du haut de la couche d'argile), voir figure 84.
- 2- Au début de cette étape 2, qui correspond au début véritable de construction du remblai (sa partie gauche), on remet les déplacements à zéro, car ceux qui vont être calculés à partir de maintenant seront comparables à ceux qu'on peut mesurer pendant la construction du remblai. Début de construction du remblai, et activation de la nappe géotextile, figure 85. On suppose la construction du remblai réalisée en trois étapes
- 3- Chargement par remblaiement hydraulique, figure 86. Le remblaiement hydraulique est effectué en deux étapes, soit tout d'abord ici. jusqu'à la cote 5.50 m, puis ensuite phase 04 jusqu'à la hauteur de 6.00m (si la résistance de l'ensemble de l'ouvrage le permet). On construit donc ici le remblai jusqu'à la cote 5.50 m
- 4- Fin de chargement par remblaiement hydraulique, figure 87. Le remblaiement hydraulique est effectué ici jusqu'à 6.00 m

Avant de lancer les calculs, on sélectionne des points de suivi, dont un au moins (Point A pour nous) situé à la base du premier remblai construit en phase 02, coté rivière.

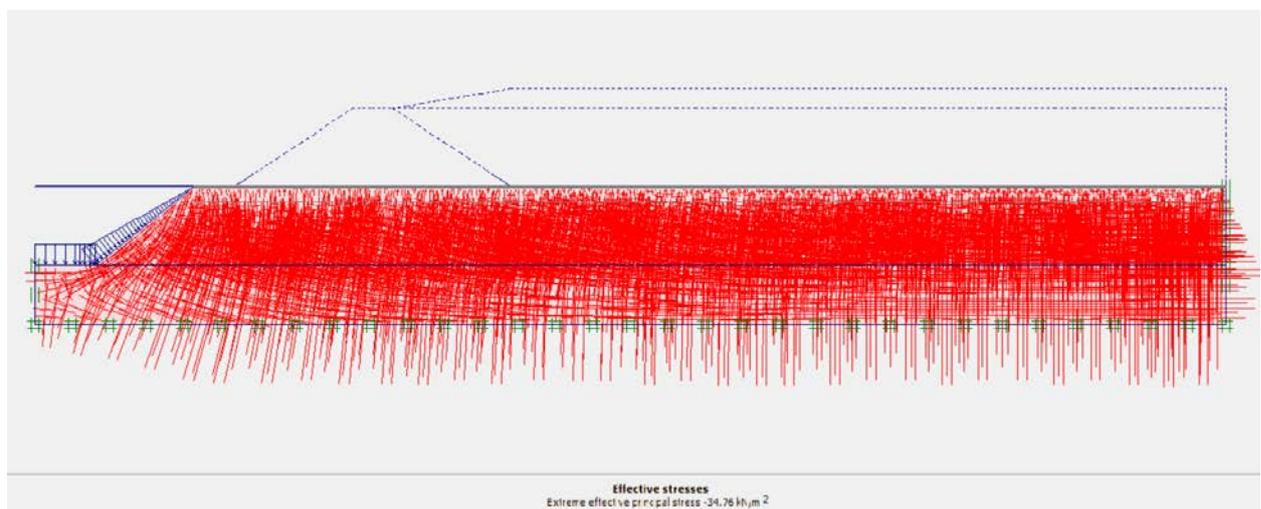


Figure 79: Les contraintes effectives dites « initiales » dans la couche d'argile, après activation du toit de cette couche (chargement gravitaire, phase 01)

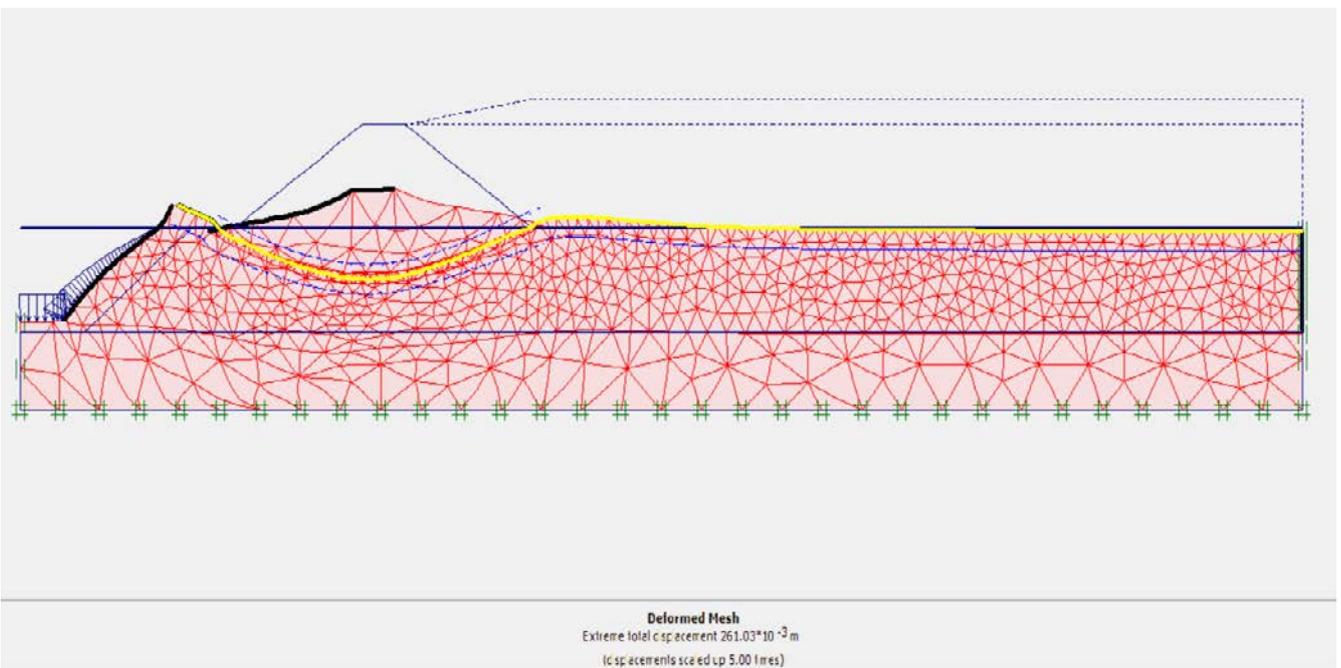
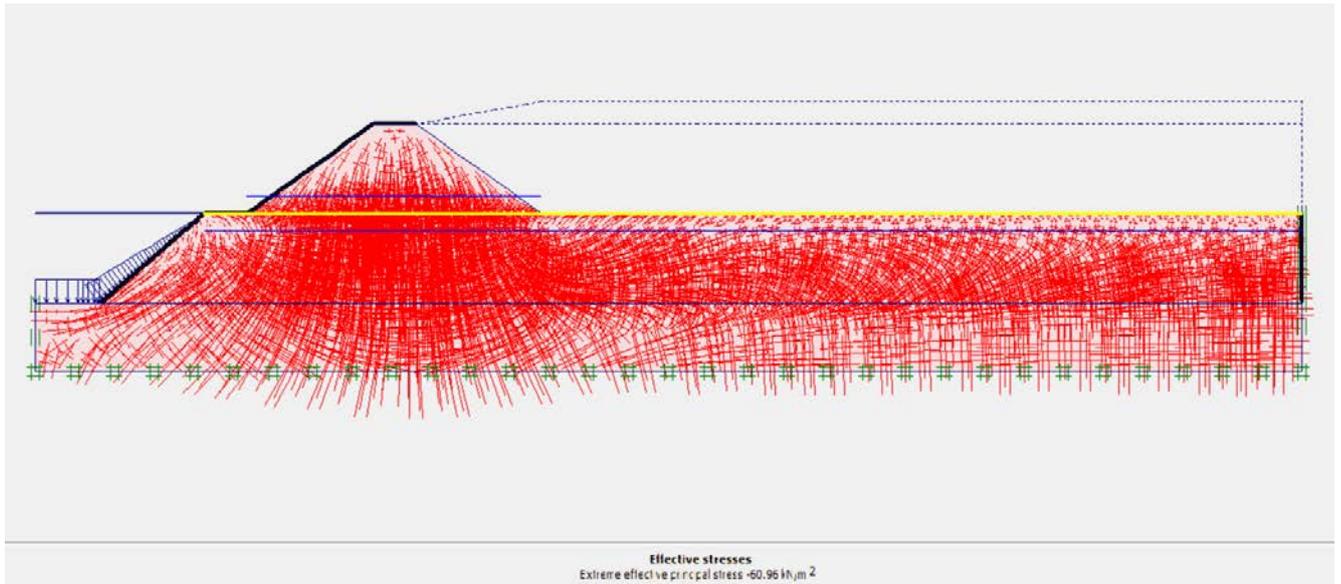


Figure 80: Les contraintes effectives et le maillage déformé, après construction de la première partie du remblai (phase 02)

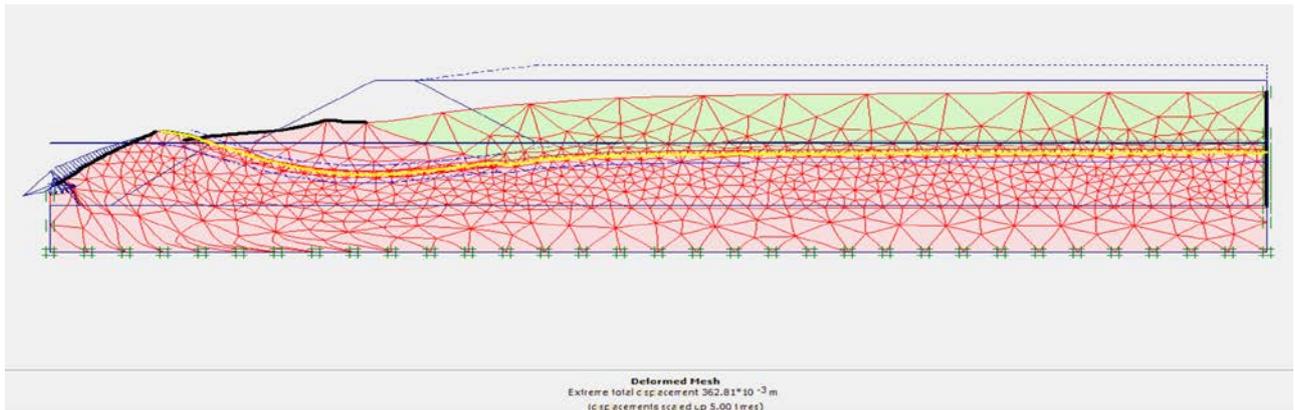
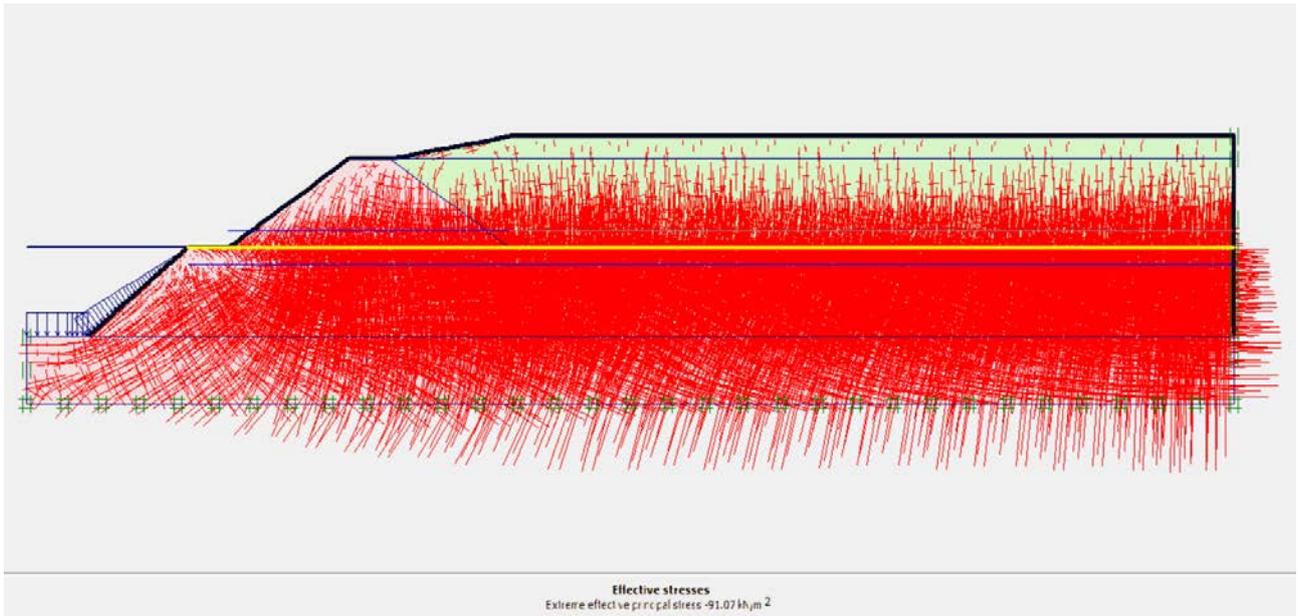


Figure 81: Les contraintes effectives et le maillage déformé, pour le remblai élevé jusqu'à la cote 5.50 m (fin phases 03)

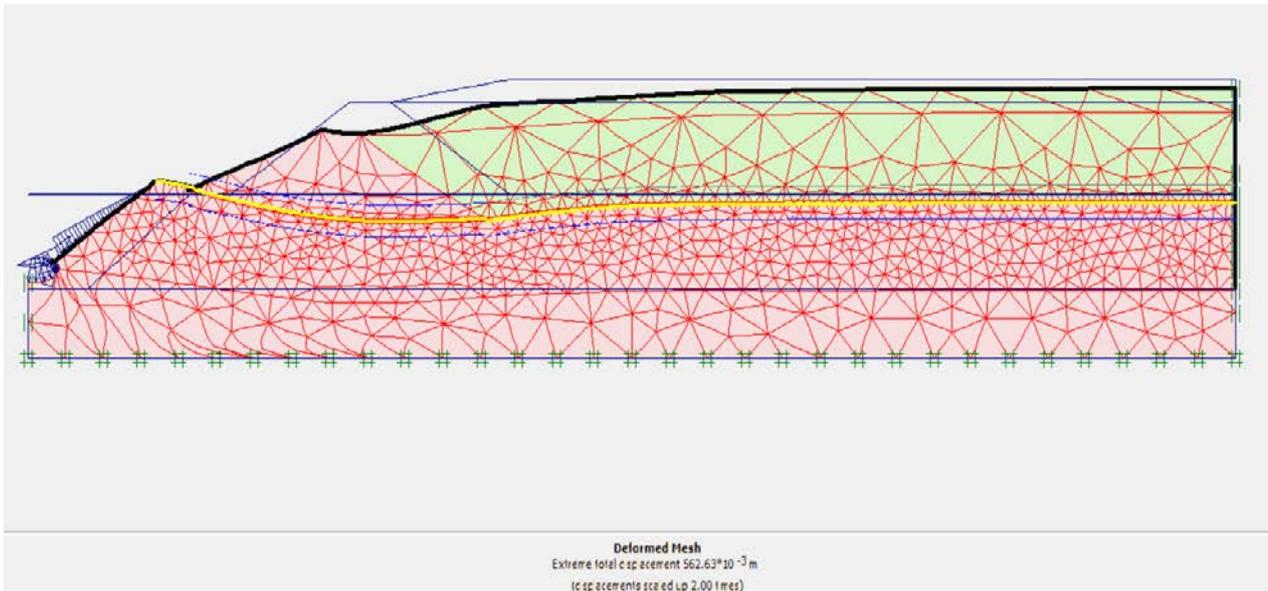
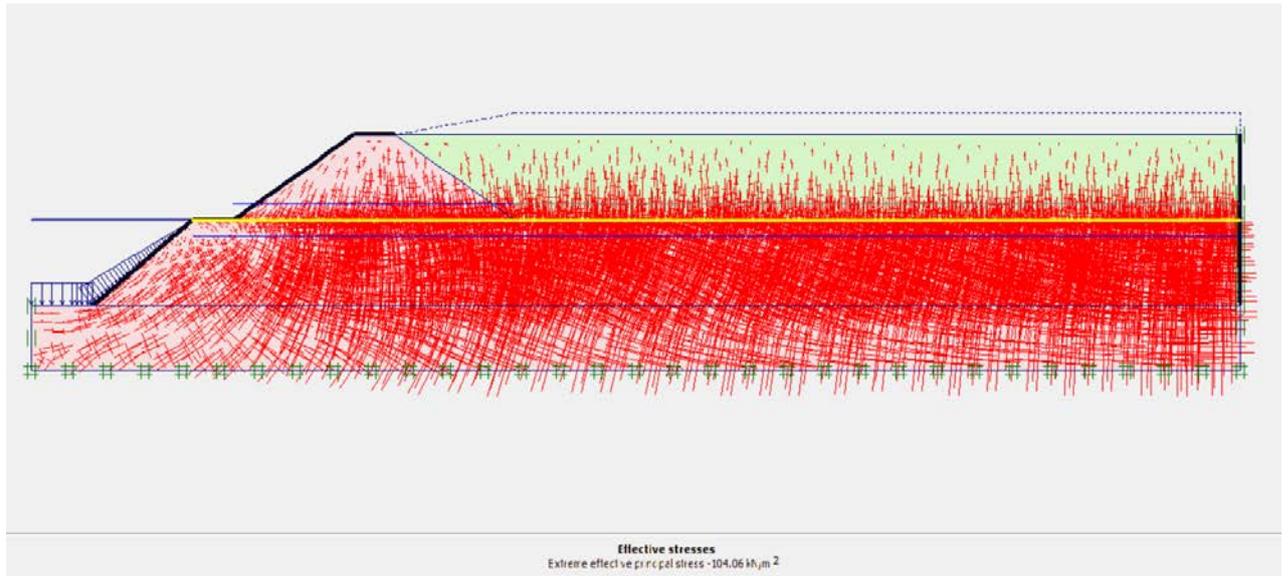


Figure 82: Les contraintes effectives et le maillage déformé, pour le remblai élevé jusqu'à la cote 6.00 m (fin phase 04)

Le calcul a pu être poursuivi jusqu'à sa phase ultime grâce à la présence de la nappe de renforcement géotextile. Les déplacements enregistrés sont indiqués à la figure 87 (déformée du maillage), et accusent un maximum de plus de 50 cm.

La nappe géotextile connaît un déplacement en bloc et une déformation en extension (figure 88, vecteur déplacement, et 89, force axiale).

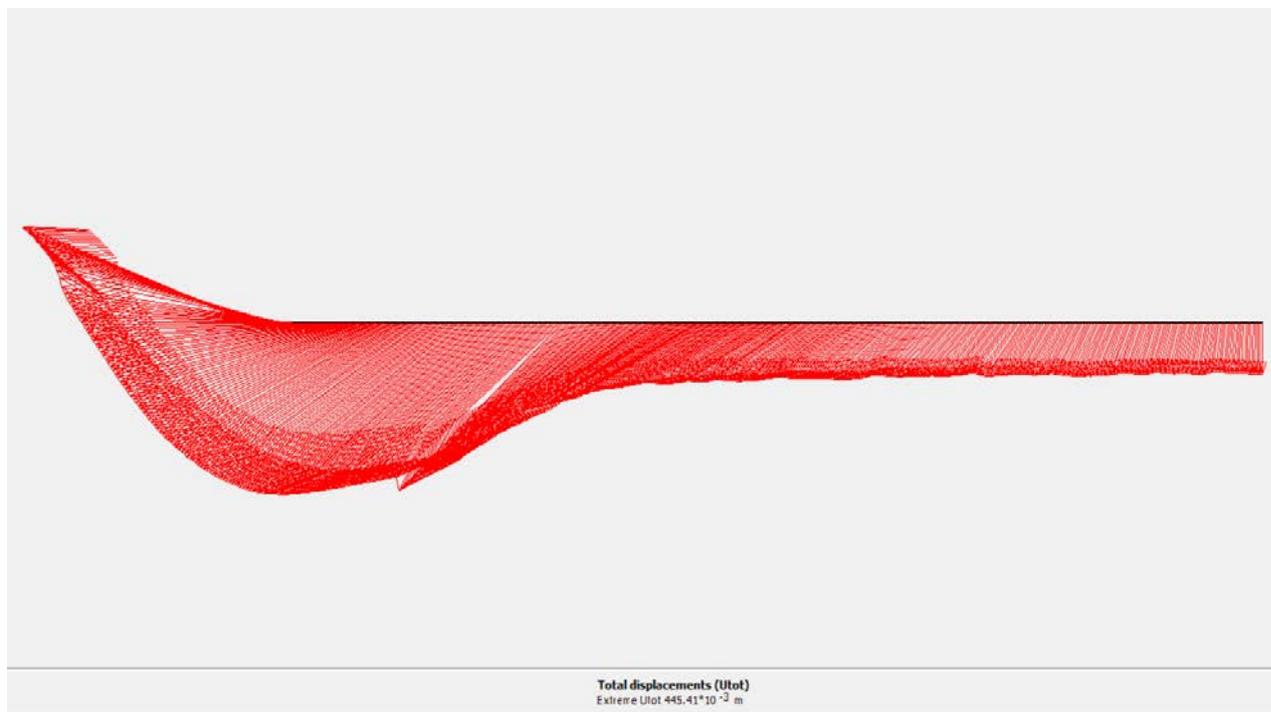


Figure 83: Vecteur déplacement dans la nappe géotextile en fin de phase 04

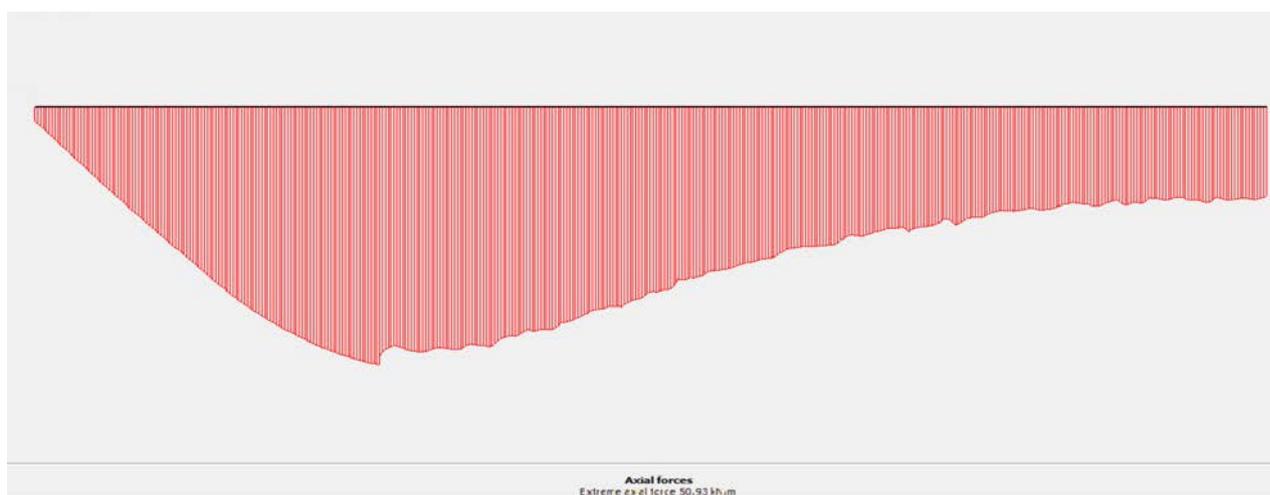


Figure 84: Force axiale (traction dans la nappe géotextile en fin de phase 04

4.9 Evolution au cours de la construction

A titre d'exemple, la figure 90, générée grâce au module « courbes » (curves), fournit l'histoire du déplacement du point A (situé à la base du premier remblai construit en phase 02, coté rivière) en fonction de $\Sigma Mstage$, multiplicateur qui vaut 0 en début de phase, et 1 en fin de phase. $\Sigma Mstage$ croît linéairement avec le chargement pendant chaque phase. Il peut être assimilé en première approximation à l'avancement de la couche construite).

Le déplacement de ce point A est essentiellement horizontal, en direction de la rivière, ainsi que le montre la figure 91.

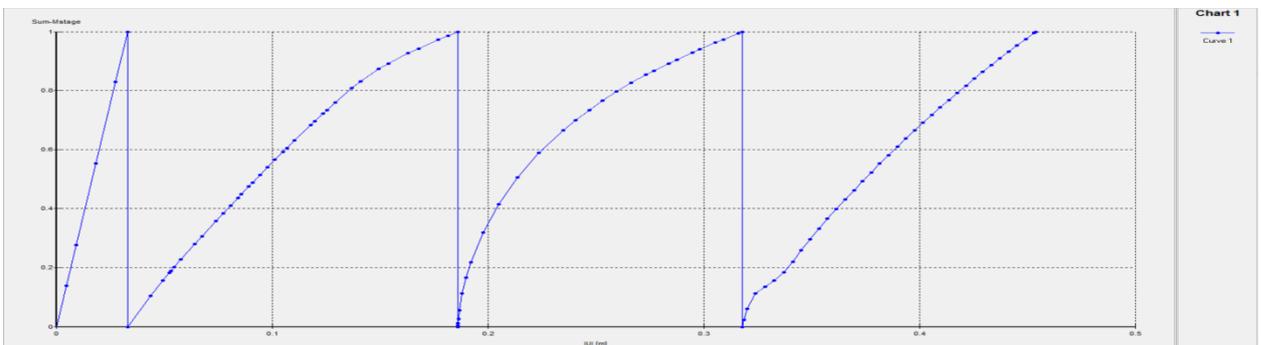


Figure 85: Module du vecteur déplacement du point A à partir de la phase 02

•

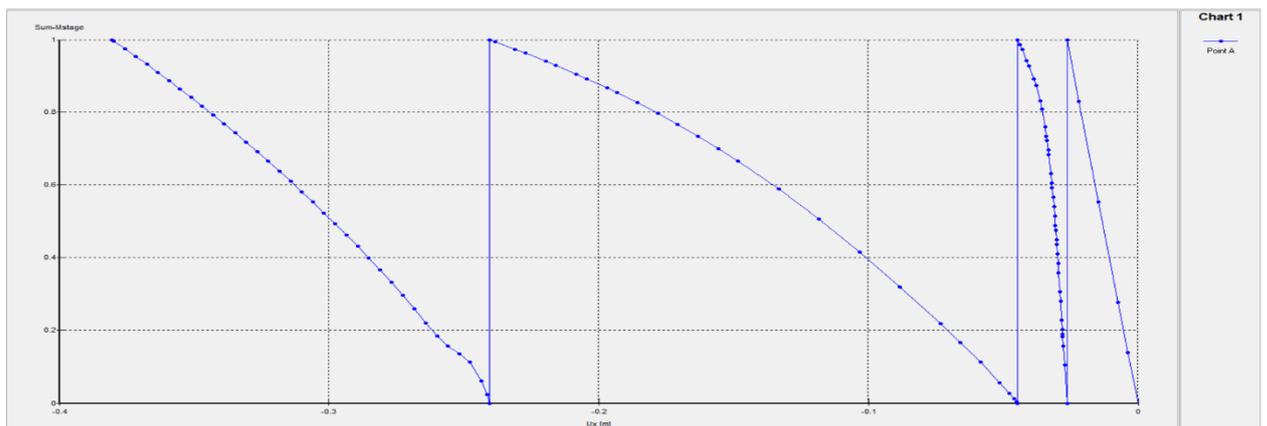


Figure 86: Déplacement horizontal du point A, en direction de la rivière

•

4.10 Calculs en grandes déformation

L'ensemble des quatre phases précédentes de calcul peut être réalisé en « grands déplacements », c'est-à-dire en incluant non seulement les non-linéarités matérielles, mais aussi les non-linéarités géométriques (l'équilibre est alors écrit dans l'état déformé, et non plus dans l'état initial).

Cette analyse a pour nom « analyse Lagrangienne avec réactualisation du maillage ».

On constatera une certaine différence entre les deux approches. L'approche en grands déplacements se traduit par la prise en compte de l'effet membrane de la nappe géotextile, ce qui n'a pas lieu en petits déplacements.

On tiendra également compte de l'« immersion » du sol sous la nappe au fur et à mesure des tassements.

Sur le plan pratique, on passe de l'analyse en petits déplacements à l'analyse en grands déplacements en cliquant seulement, pour chaque phase de calcul, sous la sélection « calcul plastique » (plastic calculation), sur l'option « advanced » qui permet d'actualiser de maillage à chaque pas de calcul « updated mesh » et de prendre en compte le sol immergé « update water pressures », voir figure 92. Les calculs sont alors plus longs.

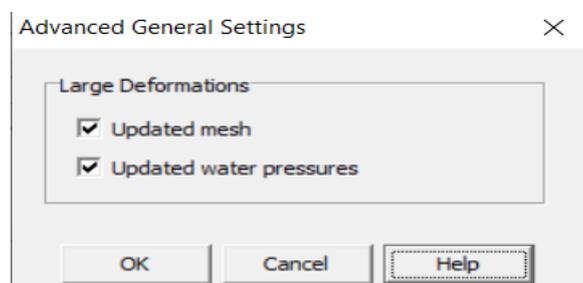


Figure 87: Déplacement horizontal du point A, en direction de la rivière

.

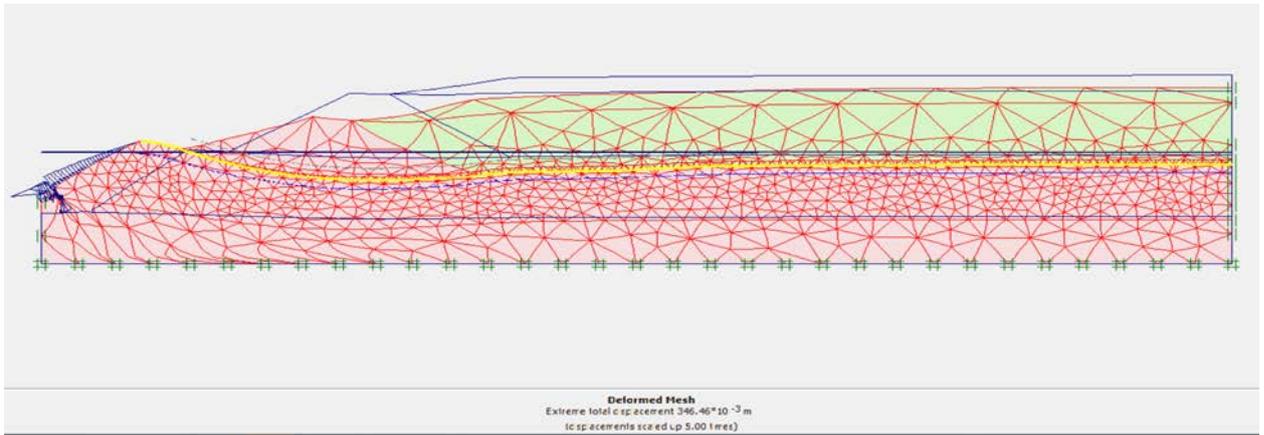


Figure 88: Maillage déformé en fin de phase 04, pour un calcul en grandes déformations

.

Le déplacement maximal est plus faible en fin de phase 04 : de l'ordre de 30 cm au lieu de 50 cm.

La figure 94 montre l'histoire du vecteur déplacement du point A jusqu'en fin de phase 04 de construction (comparaison entre les calculs en petites et grandes déformations). Il en va de même pour le déplacement horizontal (figure 95).

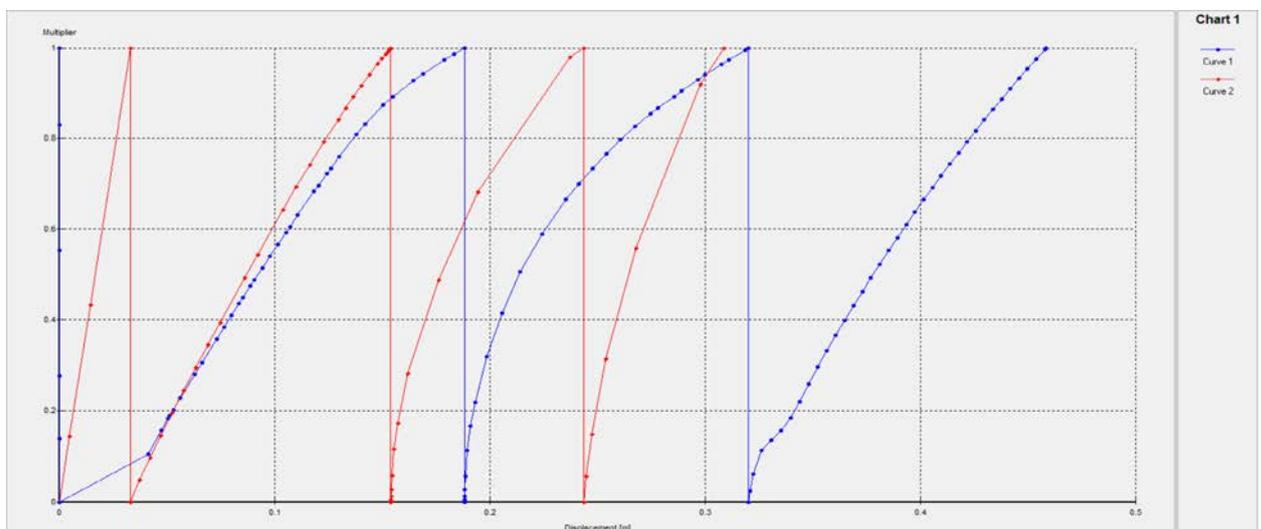


Figure 89: Histoire du vecteur déplacement du point (analyse en grands déplacement)

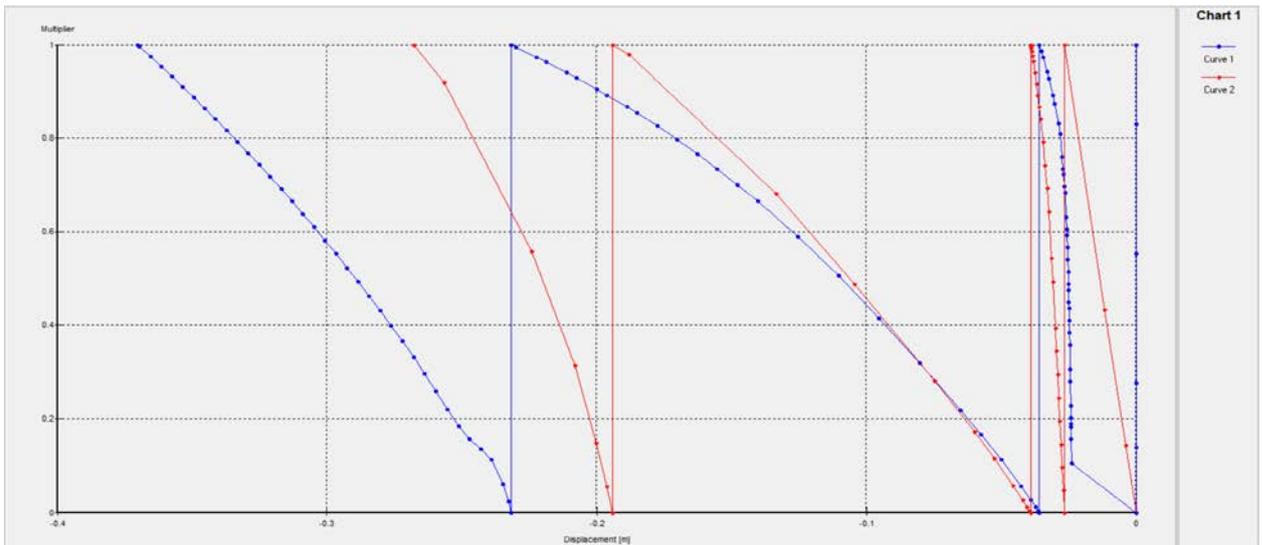


Figure 90: Histoire du vecteur déplacement horizontal du point A (Analyse en grands déplacements)

4.11 Etude de cas

Influence de la prise en compte des grands déplacements

Plusieurs cas d'études sont envisageables concernant le remblai, dont la hauteur a été accrue artificiellement jusqu'à la rupture :

- 1- Remblai en petites déformations sans renforcement.
- 2- Remblai en grandes déformation sans renforcement.
- 3- Remblai en petites déformations avec renforcement (ce qui est fait ci-dessus)
- 4- Remblai en grandes déformations avec renforcement.

Tous les cas sont reportés sur la figure 96.

Le cas 01 montre que la construction du remblai n'a pu être achevée dans le cadre des petites déformations (rupture)

La même analyse conduite dans le cadre des grandes déformations (cas 02) permet d'achever le remblaiement hydraulique bien que l'ouvrage se trouve alors dans des conditions de stabilité proche de la rupture. Cette première comparaison montre l'importance d'une analyse en grandes déformations.

En effet, les remblais sur sols mous sont l'objet de déplacements importants avant la rupture ce qui justifie une analyse en grandes déformations. A l'opposé, les ouvrages construits sur des horizons plus raides sont sujets à des ruptures plus rapides.

Les cas (3) et (4) mettent clairement évidence l'influence du renforcement ainsi que l'effet membrane dans le cas d'une analyse conduite en grandes déformations. On notera comme effet que le renforcement par géotextile permet non seulement d'accroître la charge de rupture de l'ouvrage mais également la rigidité de l'ensemble (pente des courbes)

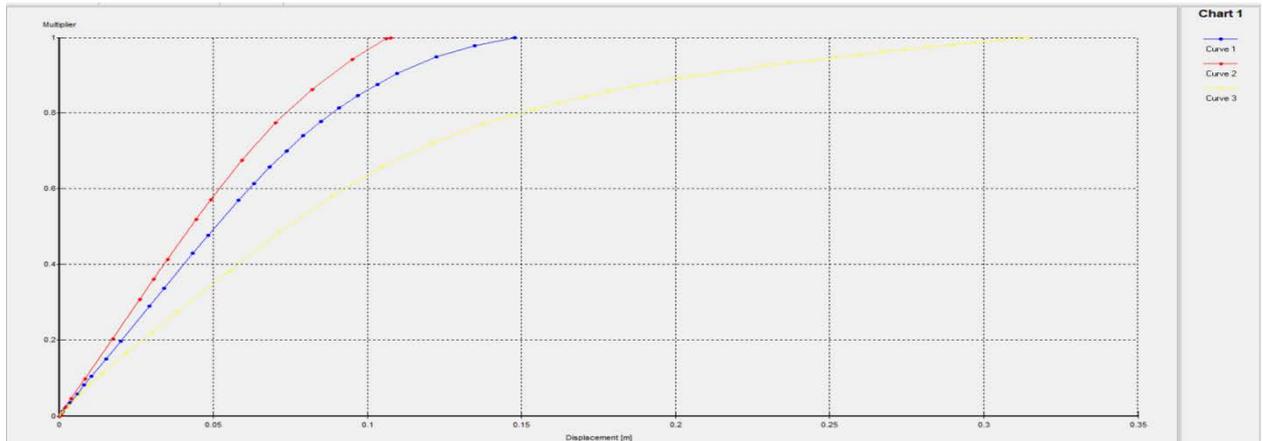


Figure 91: Comparaison de 04 cas de calculs

Bibliographie

- PILOT G. Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur, C254.
- ANALYSE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI (Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif) Université de Ain Mlila
- STABILISATION DES SOLS PAR L'UTILISATION DES GEOSYNTHETIQUES Université de Aboubaker Belkaid Tlemcen
- ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES REMBLAIS RENFORCÉS PAR DES GÉOSYNTHÉTIQUES SUR SOLS MARÉCAGEUX Université Mohamed Khider– Biskra
- 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 del'ingénieur.
- Shukla, S.K. and Yin, J.H., “Fundamentals of Geosynthetic Engineering”. Taylor and Francis Group, London, UK, 2006

Références sitographiques

- [En ligne] // geoturf.com. - geoturf.com.
- [En ligne] // dzly-buildingmaterials.fr. - dzly-buildingmaterials.fr.
- [En ligne] // sealeco.com. - sealeco.com.
- [En ligne] // hxgeos.fr. - hxgeos.fr.
- [En ligne] // fr.geogridchina-sp.net. - fr.geogridchina-sp.net.
- [En ligne] // archiexpo.fr. - archiexpo.fr.
- <https://www.faapa.info/> [En ligne]. - <https://www.faapa.info/>.
- <https://www.mtaterre.fr> [En ligne]. - <https://www.mtaterre.fr>.
- <https://www.revue-ein.com/> CFG [En ligne]. - <https://www.revue-ein.com/> CFG