

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : -TOUAHRI ZAKARYA

-LEBNAGRIA BESSEM

**Thème : CONTRIBUTION A L'ETUDE DU
RENFORCEMENT DES REMBLAIS INSTABLES
PAR GEOSYNTHETIQUE**

Sous la direction de : BOUTAHIR NEE BENCHEIKH MESSAOUDA

Septembre 2020

Remerciement

Tout d'abord, Nous remercions le *Dieu*, notre créateur de no savoir donner les forces, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Nous adressons le grand remerciement à notre encadreur *Mme Boutahir Née Bencheikh .M*, qui a proposé le thème de ce mémoire, pour ses supervisions, ses appuis, ses compréhensions et surtout pour sa patience lors de la direction de notre travail.

Je remercie vivement :

Monsieur BENCHAIB MOUHAMED LAMINE responsable du stage qui m'a beaucoup appris sur les défis à relever dans le monde de l'entreprise. Il a partagé ses connaissances et expériences dans ce milieu, tout en m'accordant sa confiance et une large indépendance dans l'exécution de missions valorisantes.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles qui nous ont toujours soutenues et à tous ceux qui participent à la réalisation de ce mémoire.

Toute l'équipe pédagogique de l'université de 08 mai 1945 Guelma et les intervenants professionnels responsables de ma formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Dédicaces

J'ai l'honneur et le plaisir de dédier ce travail :

Mon père *LEBNAGRIA ABD ELHAMID*, à ma mère *NADIA*,

Mon frère *WAIL*, ma sœurs *HALA*, et tous ma famille.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles qui nous ont toujours soutenues et à tous ceux qui participent à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

J'ai l'honneur et le plaisir de dédier ce travail :

Mon père *TOUAHRI MOURAD*, à ma mère *NASSIMA*,

Mon frère *ILYES*, ma sœurs *MERYAM*, et tous ma famille.

Mon fiancé *SAMIRA*

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles qui nous ont toujours soutenues et à tous ceux qui participent à la réalisation de ce mémoire.

Résumé

L'utilisation des géosynthétique a connu un essor considérable ces dernières années à travers le monde au vu des résultats obtenus notamment en matière de renforcement des sols. Ce matériau à la portée de tout le monde en matière de cout, facilement utilisable a été l'une des innovations les plus spectaculaires dans le domaine de la géotechnique.

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 sur sol compressibles associés à des géosynthétiques de séparation et de renforcement, s'intéresse à la simulation numérique d'un remblai sur sols compressibles renforcé par des nappes géogrilles. Les simulations numériques à l'aide du logiciel PLAXIS visent l'effet de l'espacement entre géogrilles sur le coefficient de sécurité.

Mots clés : **G**lisement de terrain, **G**éotextiles, **PLAXIS** 8.2 (2D), **R**emblai **S**tabilité, **S**ol renforcé.

Abstract

The use of geosynthetics has grown considerably in recent years around the world in view of the results obtained, particularly in terms of soil reinforcement. This affordable, easily usable material has been one of the most spectacular innovations in geotechnical engineering.

With the different geosynthetic products, innovative solutions can be offered to many situations. The present subject, after presentation of a synthesis on the performance of geosynthetics and the design principles of embankments on compressible soil associated with separation and reinforcement geosynthetics, is interested in the numerical simulation of an embankment on reinforced compressible soils. by geogrid layers. Numerical simulations using PLAXIS software aim at the effect of the spacing between geogrids on the coefficient of safety.

Key words: landslide, geotextiles, PLAXIS 8.2 (2D), Stability backfill, reinforced soil.

نما استخدام التركيبات الأرضية بشكل كبير في السنوات الأخيرة في جميع أنحاء العالم في ضوء النتائج التي تم الحصول عليها ، لا سيما فيما يتعلق بتقوية التربة. كانت هذه المادة سهلة الاستخدام والميسورة التكلفة واحدة من أكثر الابتكارات إثارة في الهندسة الجيوتقنية

من خلال المنتجات المختلفة للأرضيات الاصطناعية ، يمكن تقديم حلول مبتكرة للعديد من المواقف. الموضوع الحالي ، بعد تقديم توليفة عن أداء الجيوساينتيك ومبادئ تصميم السدود على التربة القابلة للانضغاط المرتبطة بفصل وتقوية تهدف عمليات geogrid. الجيوسنتات ، يهتم بالحاكاة العددية لسد على تربة معززة قابلة للانضغاط. بواسطة طبقات على معامل الأمان geogrids إلى تأثير التباعد بين شبكات PLAXIS المحاكاة العددية باستخدام برنامج

الكلمات الرئيسية: الانهيار الأرضي ، التكسية الأرضية

ردم الاستقرار ، التربة المقواة (2D) PLAXIS 8.2

Table Des Matières

	Page
Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	i
Abstract	iii
ملخص	iv
Table des matières	v
Introduction Générale	
Chapitre I : Généralités sur les sols compressibles	
I.1. Introduction	1
I.2. Généralités sur les sols compressibles	1
I.2.1. Définition des sols compressible	2
I.2.1.1. Les argiles	2
I.2.1.2. Les tourbes	2
I.2.1.3. Les limons	3
I.2.1.4. Les marnes	3
I.2.2. Propriétés et caractéristiques des sols compressibles	4
I.2.3. Définition des minéraux argileux	6
I.3. Définition d'un remblai	10
I.3.1. Les types des remblais et leur comportement	10
I.3.2. Problème poses par la construction des remblais sur les sols compressibles	10
I.3.3. Problèmes de stabilité	10
I.3.4. Problèmes de tassement	11
I.4. Historique sur le renforcement des sols	11
I.4.1. Définition et principe de renforcement	12
Chapitre II :Renforcement des sols par géosynthétique	
2.1 Introduction	16
2.2.Définitiondegéosynthétique	16
2.3. Classification des géosynthétiques	17
2.3.1.Les géotextiles	17
2.3.1.1. Un non tissé	17
2.3.1.2. Un tissé	18
2.3.1.3. Un tricoté	18
2.3.2. Les géogrilles	18
2.3.3. Les géofilets	19
2.3.4. Lesgéomembranes	19
2.3.5. Les géocomposites	19
2.3.6. Les géosynthétiques bentonitiques (GSB)	20
2.3.7. Les géotuyaux	20
2.3.8. Les géosynthétiques alvéolaires	21
2.3.9. Les blocs ou plaques de géomousses	21
2.4. Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement	22
2.4.1. La séparation	22

Table Des Matières

2.4.2. Le Renforcement	23
2.4.3. Le contrôle de l'érosion	24
2.4.4. La filtration	24
2.4.5. Le Drainage	25
2.4.6. Confinement des (barrières aux) fluides/gaz	26
2.5. Principe de renforcement par géogriles	24
2.6. Stabilisation des remblais sur sols compressibles par les Géosynthétiques	27
2.7. L'utilisation des Géosynthétiques dans les routes non revêtues	29
2.8. Les principaux domaines d'application de géosynthétique	31
2.8.1. Le renforcement	31
2.8.2. Les routes et les chemins de fer	32
2.8.3. Les fondations	32
2.9. Mise en œuvre	33
2.9.1. Principes généraux	33
2.9.2. Règle pratique de mise en œuvre	33
2.9.2.1. Pose et raccordement des nappes	33
2.9.2.2. Mise en prétention des nappes	34

Chapitre 3 : Stabilité des talus : théorie et calculs

3.1. Introduction	36
3.2. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite	36
3.3. Présentation des méthodes classiques d'analyse de stabilité des pentes	37
3.3.1. Les diverses hypothèses faites	38
3.3.1.1. Sur la ligne de glissement	38
3.3.1.2. Sur la répartition des σ	38
3.4. Méthode d'analyse globale	39
3.4.1. Méthode de Taylor (encore appelée méthode du « cercle de frottement »)	39
3.4.2. Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent ($\varphi = 0$)	41
3.4.3. Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne ($\varphi \neq 0$)	42
3.4.4. Méthodes des tranches	44
3.4.5. Méthode de Bishop généralisée	45
3.4.6. Méthode simplifiée	46
3.4.6.1. Méthode de Bishop simplifiée	46
3.4.6.2. Méthode de Fellenius	47
3.4.7. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de poussée	48
3.4.7.1. Méthodes exactes	48
3.4.8. Effets de la pression interstitielle	50
3.4.8.1. Généralités	50
3.4.8.2. Equilibre d'une tranche de talus en présence de l'eau	51

Chapitre 4 : Modélisation avec le code PLAXIS

4.1. Présentation générale	57
4.2. Outils numériques de calcul	57
4.2.1. Introduction	57
4.2.2. Le code PLAXIS	58
4.2.3. Caractéristiques géométriques	58
4.2.4. Propriétés des couches de sols	59
4.3. Renforcement du remblai avec les géosynthétiques	62
4.3.1. Géogrille avec un espacement $e = 3m$	62
4.3.2. Variation de l'espacement entre géosynthétiques	65

Table Des Matières

4.4. Variation de la rigidité normale	70
Conclusions générale	72
Table des notations principales	74
Listes des figures	75
Listes des tableaux	77
Références Bibliographiques	78

Introduction Générale

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et par fois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel, forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple, ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation.

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Le principe de renforcement des sols par des matériaux plus ou moins extensibles est une technologie très ancienne dans le génie civil. Selon les produits naturels existant dans les différentes régions, des sarments de vignes, branches, bambous et autres fibres furent utilisés pour renforcer des briques argileuses et des sols granulaires. Dans le génie civil moderne, par contre, le renforcement des sols s'est développé à partir des années 1960 par l'utilisation, dans les ouvrages en terre, de bandes métalliques d'abord et par la suite de géotextiles.

L'utilisation de la technique de renforcement des sols par géotextiles s'est développée pour une large variété d'applications dans les domaines hydraulique et mécanique. L'inclusion de géotextiles dans les sols permet, selon le domaine ou la fonction de l'ouvrage, d'améliorer les propriétés de ces sols.

De nombreuses applications expérimentales ou réelles de renforcement des sols par des géosynthétiques dans le cas des murs de soutènement, des talus ainsi que des remblais construits sur des sols de fondation mous ont été réalisées avec succès. Ces ouvrages présentent les avantages suivants :

- Une structure relativement souple,
- Des pentes de talus plus raides (jusqu'à 90°),
- Une végétalisation possible des talus,
- Un coût relativement peu élevé,
- Un temps d'exécution court avec peu de personnel qualifié.

Introduction générale

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en quatre chapitres :

- Une introduction générale concernant le travail effectué est présentée.
- *Chapitre I : Généralités sur les sols compressibles* : une analyse bibliographique, dans sa première partie, était consacré à présenter en générale les techniques de traitement de sol les plus utilisées à l'heure actuelle. La deuxième partie est présenté les techniques de renforcement des sols par des nappes géosynthétiques (**Géogrilles**).
- *Chapitre II: Renforcement des sols par géosynthétique*, donne un bref aperçu sur les géosynthétiques les plus courants, leurs principales propriétés avec les modes d'application permettant de les caractériser, ainsi que leur application dans le domaine de Génie civil.
- *Chapitre III: Stabilité des talus : théorie et calculs* : présente les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité des pentes qui déterminent le facteur de sécurité approprié et la surface critique de glissement.
- *Chapitre IV : Modélisation avec le code PLAXIS* : s'intéresse à l'effet de sol mou traité par géosynthétique (Géogrilles) sur le facteur de la sécurité de remblai; une analyse numérique bidimensionnelle par PLAXIS d'un remblai sur sol compressible en incluant un système de renforcement par géogrille a été effectué, par la variation de l'espacement entre géogrilles
- *Enfin* les conclusions principales tirées de cette étude ont été présentées à la fin de ce mémoire.

Chapitre I :

**Généralités sur les sols
compressibles**

Généralités sur les sols compressibles

I.1. Introduction.

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles. La construction des remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et déformations importants des ouvrages. Pour construire tout de même les ouvrages désirés, on peut procéder au renforcement ou à l'amélioration du sol de fondation ou du remblai. Les techniques employées permettent soit d'améliorer la stabilité du remblai, soit d'accélérer le processus de consolidation, ou encore de diminuer le tassement final ou de résoudre les deux problèmes à la fois. Il existe différentes méthodes de renforcement des remblais sur sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées.

I.2. Généralités sur les sols compressibles.

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

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable ;
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés) ;

- Une résistance au cisaillement très faible ; Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années. Ces sols, généralement de formations récentes (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques, on peut les diviser en cinq catégories [1] :
 - Les vases et argiles molles ;
 - Les tourbes ;
 - Les sols de sebkha ;
 - Les limons ;
 - Les marnes

I.2.1. Définition des sols compressible.

I.2.1.1. Les argiles

Les argiles sont des roches sédimentaires à grains fins, de taille inférieure à 5 μm , composée pour une large part de minéraux spécifiques, silicates en général, d'aluminiums plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'absorption. Elles absorbent l'eau et forment une pâte imperméable (perméabilité inférieure à 0,2 mm/h), appelée couramment terre glaise, colorée par des oxydes de fer en ocre, rouge, vert.

Les argiles peuvent être gonflantes, notamment celles de la famille des Montmorillonites lorsqu'elles absorbent l'eau et, au contraire, diminuer de volume sous l'effet de la sécheresse, allant jusqu'à fissurer en surface et même sur une profondeur de 2 m à 4 m. Par ailleurs, sous l'effet d'une charge, par exemple celle d'une construction, une partie de l'eau absorbée contenue entre les grains d'argile est chassée, ce qui a pour conséquence de provoquer un tassement sensible du sol. [2]

I.2.1.2 Les tourbes.

Les tourbes sont des dépôts naturels organiques très compressibles, à hautes teneurs en matière organique, à très hautes teneurs en eau et à très hauts degrés de saturation, dont le contenu en fibres végétales décomposées constitue une structure anisotrope qui influence les résistances mécaniques. Le tassement de la tourbe ne suit généralement pas les lois classiques de la consolidation des argiles.

- La pression de pré consolidation est généralement difficile à déterminer, bien qu'il s'agisse vraisemblablement de sols normalement consolidés.
- La phase de consolidation est généralement très courte et malaisée à définir.
- La compression secondaire est souvent prédominante. Les indices de compression déterminées à l'odomètre sont très forts (supérieurs à 1). La perméabilité a généralement une composante horizontale beaucoup plus forte que la composante verticale. Cette perméabilité diminue notablement au cours du tassement. [1]

I.2.1.3 Les limons.

Les limons, constitués de silt, de lœss et de, possèdent un squelette siliceux à silicocalcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles ; la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre et sont donc à éviter pour les fondations. [3]

I.2.1.4 Les marnes.

Les marnes sont à la fois argileuses et calcaires. On considère, selon leur composition, trois grandes catégories :

- Les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium ;
- Les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur une certaine profondeur en cas de sécheresse. Les marnes ont souvent fait l'objet d'exploitation en carrières à ciel ouvert ou en souterrain pour donner respectivement de la chaux avec les marnes argileuses ; de la chaux hydraulique avec les marnes proprement dites ; et du ciment avec les marnes calcaires ou calcaires marneux. Elles ont également été utilisées pour amender les terres des exploitations agricoles. D'une façon générale, les marnes sont une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse. En revanche, elles sont médiocres, voire dangereuses, lorsqu'elles sont très argileuses en affleurement ou lorsqu'elles se situent au-dessus d'une masse de gypse, avec risque de formation de fontis.
- Les marnes sont des roches relativement tendres, elles subissent une géodynamique très active à leur surface et leur fragilité les rend très vulnérables aux aléas de la nature et des hommes. Une combinaison de facteurs naturels et anthropiques a provoqué une érosion hydrique intense qui s'est manifestée par une dégradation des sols et une diminution importante de leur productivité.

On peut conclure que l'évolution des sols fins est due à la présence des minéraux argileux dans les sols tels que : les marnes, les argiles....etc. qui manifestent une grande sensibilité à l'air (retrait, fissuration désagrégation progressive des couche de sol) et une forte affinité pour l'eau (avec les conséquences classiques de l'humidification : gonflement, déconsolidation, perte des caractéristique mécaniques).[3]

I.2.2 Propriétés caractéristiques des sols compressibles.

Les sols (tourbes, vases, argiles molles, limons argileux ou lâches) ont en commun trois caractéristiques :

- Une déformabilité élevée, fonction de la charge appliquée et du temps,
- Une faible perméabilité, qui varie avec les déformations du sol,
- Une résistance limitée, qui croît en général avec la profondeur.

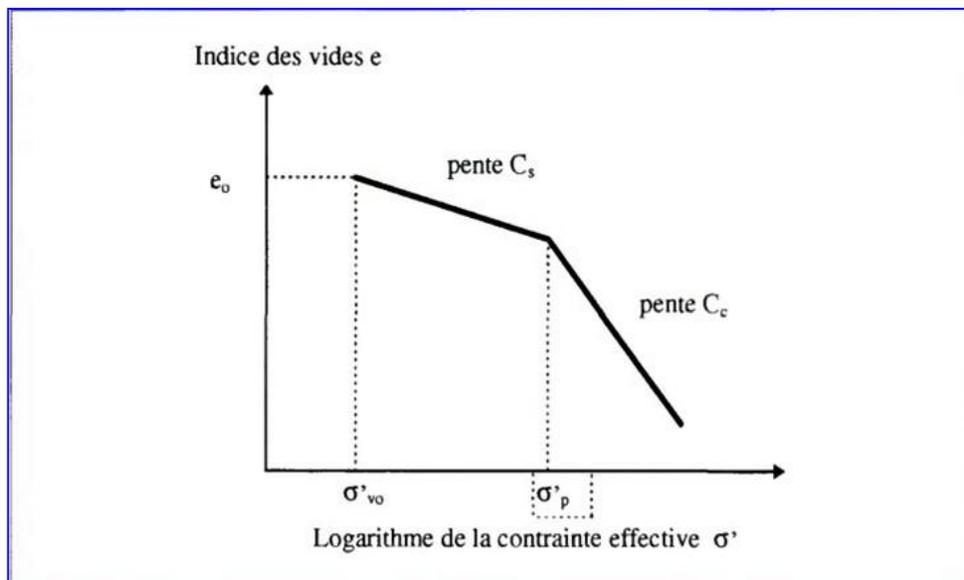


Figure I.1. Courbe de compressibilité oedométrique (essais de chargement par paliers) [4].

La déformabilité est étudiée à l'oedomètre (essais de chargement par paliers, essais de fluage) et décrite par une relation semi-logarithmique entre l'indice des vides et la contrainte effective verticale (Figure I.1.)

$$e = e_0 - C_s \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_{vo}}$$

Suivant que la contrainte effective finale $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma$ est supérieure ou inférieure à la pression de préconsolidation σ'_p . Un essai de fluage permet d'estimer la partie de la déformation qui dépend du temps (Figure I.2) :

$$\Delta e = -C_{\alpha e} \Delta \log t \quad (1)$$

La perméabilité et la compressibilité contrôlent conjointement l'évolution du tassement au cours du temps (consolidation), par l'intermédiaire du coefficient de consolidation C_v , lui-même variable au cours de la consolidation ; [4]

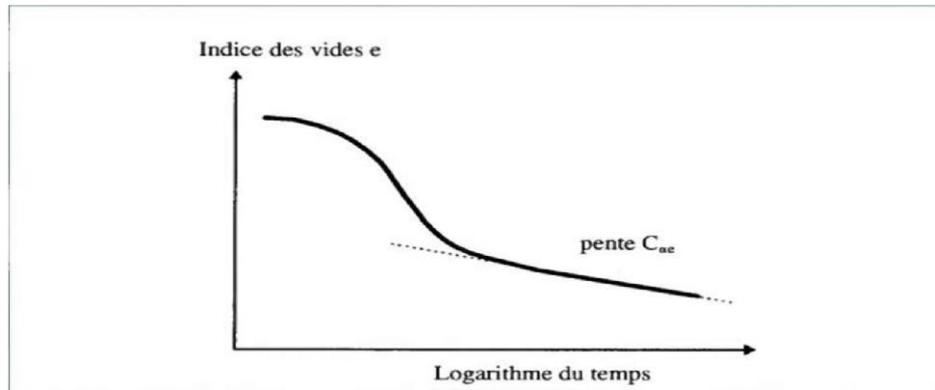


Figure I.2. Courbe de fluage oedométrique.

La résistance est mesurée au scissomètre de chantier, qui fournit la résistance initiale du sol en conditions non drainées (chargement rapide). Cette résistance augmente avec les contraintes effectives. Sa loi de variation est déterminée à l'appareil triaxial dans des essais de type « consolidé-non drainé » C_U :

$$\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'$$

Le **tableau I.1** donne des ordres de grandeur de ces propriétés, il n'existe pas de limites précises de la catégorie des sols compressibles. Les techniques décrites dans les guides spécialisés s'appliquent en général quand les tassements estimés dépassent quelques dizaines de centimètres, pour des sols de cohésion non drainée inférieure à 50 kPa, environ.

La perméabilité est le plus souvent déterminée à l'œdomètre. Elle varie avec la déformation selon une loi de la forme :

$$\Delta e = C_k \Delta \log k \quad (2)$$

Les sols organiques et tourbeux posent des problèmes spécifiques de prélèvement et d'amplitudes de déformations qui nécessitent une attention particulière [4]

Propriétés	Tourbes	Sols organiques	Vases	Argiles molles
Teneur en eau ω (%)	200-1000	100-200	60-150	30-100
Indice des vides e	3 à 10	2 à 3	1.5 à 3	1.2 à 2
Porosité η	0.75 à 0.9	0.7 à 0.8	0.6 à 0.75	0.55 à 0.7
Compressibilité $C_c / (1 + e_0)$	0.4 à 0.8	0.2 à 0.35	0.25 à 0.4	0.15 à 0.3
Indice de fluage C_{oe}	0.02Cc	0.03 à 0.05Cc		
Coefficient de perméabilité k (m/s)	10^{-10} à 10^{-9}	10^{-6} à 10^{-9}	10^{-8} à 10^{-9}	10^{-9} à 10^{-11}
Coefficients de consolidation C_v (m ² /s)	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-8} à 10^{-8}	10^{-8} à 10^{-9}
Cohésion non drainée C_u (kPa)	10-50	10-50	10-50	10-50
Taux de variation C_u : $\lambda_{cu} = \Delta C_u / \Delta \sigma'$	0,5	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3
Masse volumique ρ_d (t/m ³)	0,1 à 0,5	0,5 à 1	0,7 à 1,5	1 à 1,6
Masse volumique des particules ρ_s (t/m ³)	1,4 à 2	2 à 2,6	2,4 à 2,7	2,6 à 2,7

Tableau I.1. Propriétés caractéristique des sols compressibles [4]

I.2.3 Définition des minéraux argileux.

Les minéraux argileux sont des silicates d'alumine hydratés provenant de la décomposition des feldspaths et des micas, leur formule chimique est de la forme :



Ils sont composés de particules de forme aplatie et de dimensions très petites (Inférieures à 2 μm), ceci leur confère une très grande surface spécifique.

Les éléments structuraux sont le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine où éventuellement Mg^{++} peut remplacer Al^{+++} .

Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base (Figure I.3) :

- **Unité tétraédrique** : Elle est formée d'un tétraèdre au sommet duquel quatre ions d'oxygènes (O^{2-}) enserrent un ion de silicium (Si^{4+}), équidistant à chacun d'eux. Ces tétraèdres se combinent entre eux pour former une couche tétraédrique.

- **Unité octaédrique** : Elle est formée d'un octaèdre au centre duquel un ion d'aluminium (Al^{3+}) ou de magnésium (Mg^{2+}) est équidistant aux six hydroxyles (OH^-) des sommets. Ces octaèdres se combinent pour former des couches planes dites couches octaédriques, et la liaison avec la couche tétraédrique se fait au niveau des oxygènes.[3].

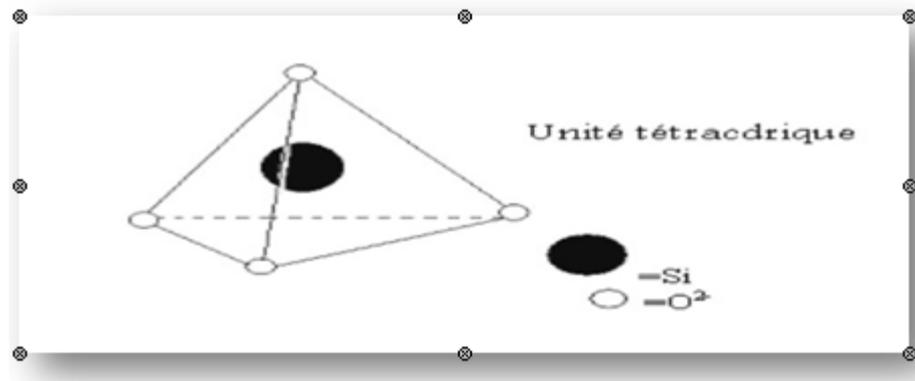


Figure I.3. Structure de base des argiles .

A partir de ces structures de base nous pouvons définir plusieurs familles d'argiles (La kaolinite, l'illites, la chlorite, la montmorillonite).

a) Les argiles du groupe de la kaolinite.

Dans la kaolinite les couches d'octaèdres et les couches de tétraèdres sont parallèles, et s'intercalent de telle façon que les atomes supérieurs et inférieurs de chacune des couches appartiennent à un même plan. L'espacement de base entre les ions d'oxygène dans l'unité tétraédrique et les ions hydroxyles dans l'unité octaédrique est presque identique, de ce fait les couches tétraédriques et octaédriques peuvent s'associer et former ainsi le feuillet de kaolinite avec pour formule générale :



Notons que l'épaisseur du feuillet élémentaire est d'environ 7\AA mais les dimensions dans les deux autres directions sont infinies. La structure de la Kaolinite est donnée dans (**la figure I.4**).

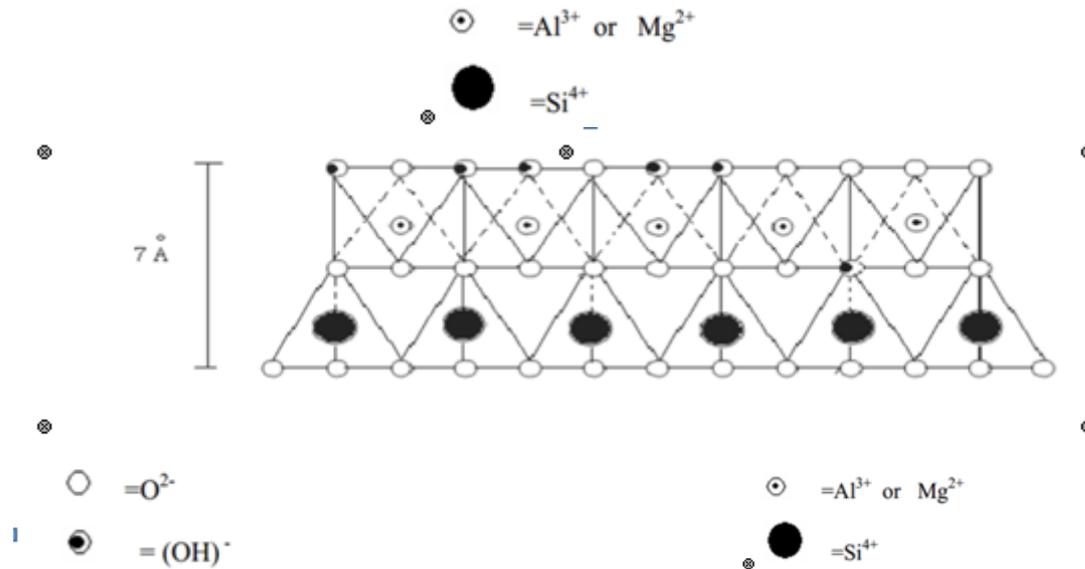


Figure I.4. Structure de la Kaolinite.

a) Les argiles du groupe des micas (les illites) .

La structure du feuillet est en forme de « sandwich », composée d'une couche octaédrique comprise entre deux couches tétraédriques.

L'illite est un des minéraux argileux du groupe des micas le plus répandu dans la nature. La structure de l'illite ressemble à celle de la montmorillonite. La différence provient de ce que l'aluminium remplace à 20 % le silicium dans les tétraèdres et que des atomes de potassium venant rétablir l'équilibre des charges rompu par le remplacement, assurent la liaison des couches tétraédriques et octaédriques. Cette liaison est suffisante pour empêcher l'eau de s'insérer à l'inter- couche et l'illite n'est pas donc une argile très gonflante.

Les illites sont des particules de dimensions plus petites que la kaolinite de diamètre équivalent moyen de $0.3 \mu\text{m}$, et d'une épaisseur de 100 \AA .

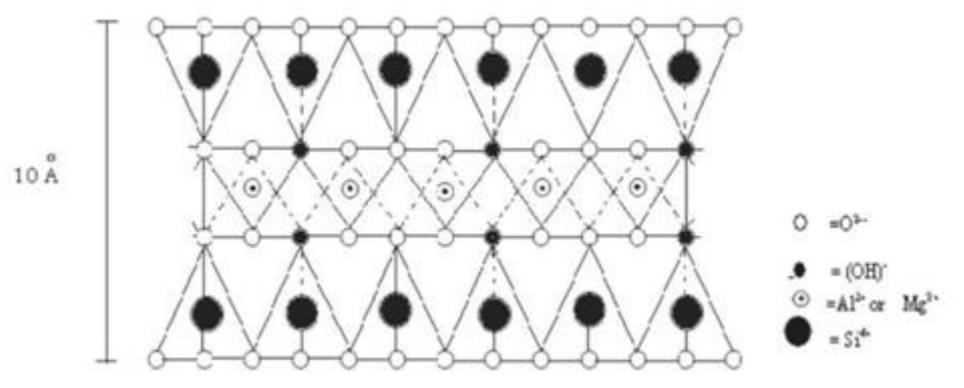


Figure I.5. Structure d'illite.

b) Les argiles du groupe des smectites (la Montmorillonite).

Ce sont des argiles du même type que le mica (une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques), mais les liaisons entre feuillets sont plus faibles.

Les substitutions isomorphiques sont principalement localisées en couches octaédriques. Les smectites possèdent ainsi des propriétés de gonflement qui se produisent surtout en présence d'eau et peuvent provoquer la dissociation complète des feuillets.

Les smectites (par exemple la montmorillonite) se caractérisent par l'existence entre deux feuillets d'un certain nombre de couches d'eau contenant des cations échangeables (libres) généralement des cations sodiques et calciques, ce qui entraîne un écartement des feuillets variables suivant les conditions du milieu.

Dans la montmorillonite, il y a un remplacement partiel de l'aluminium des octaèdres par du magnésium (presque un sur six), le déficit de charge est compensé par des cations généralement Na^+ ou Ca^{++} situés entre les feuillets et qui sont échangeables (ou compensateurs), ainsi la montmorillonite peut se présenter par la formule suivante : $(\text{Si}_4 \text{Al}_2 \text{O}_{10} (\text{OH})_2)_2$

Les feuillets sont empilés l'un sur l'autre comme les feuilles d'un livre. Les montmorillonites sont des minéraux où les liaisons entre les feuillets sont affaiblies, si bien que de l'eau se glisse entre ces feuillets en quantité variable. C'est ce qui explique que les montmorillonites sont sujettes au gonflement.

Un sol contenant un pourcentage élevé de montmorillonite est susceptible de gonfler provoquant ainsi l'endommagement des fondations superficielles et des structures.

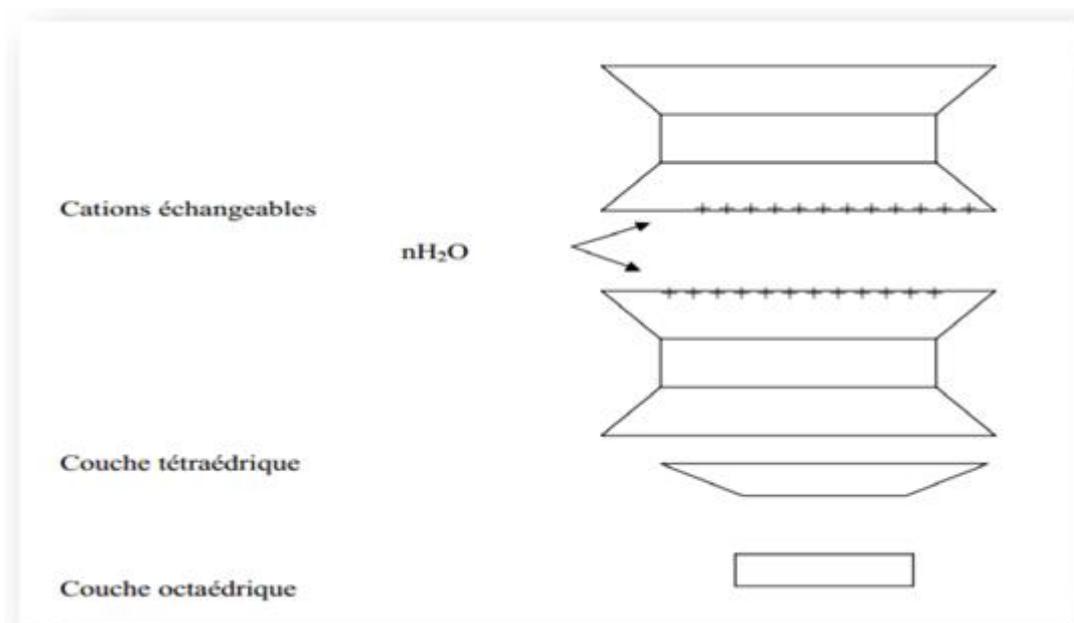


Figure I.6. Structure de la montmorillonite

I.4. Définition d'un remblai.

Le remblai est une opération qui consiste à apporter un ensemble de terre ou de matériaux inertes sur un terrain pour créer une plate-forme ou combler un vide. Le remblai est donc nécessaire pour la mise en place d'un terrassement.[3]

I.4.1. Les types des remblais et leur comportement.

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

- **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 autre, les briques, les parpaings, les blocs de ciment, les mortiers...Cependant certains éléments doivent être enlevés à savoir, les éléments putrescibles, les ferrailles etc....[3]

I.4.2. Problème poses par la construction des remblais sur les sols compressibles.

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

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

I.4.3. Problèmes de stabilité.

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement,

il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai.

I.4.4. Problèmes de tassement.

À l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit (figure I.6) au centre du remblai par un enfoncement vertical ; sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral de sol de fondation ; hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol compressible.

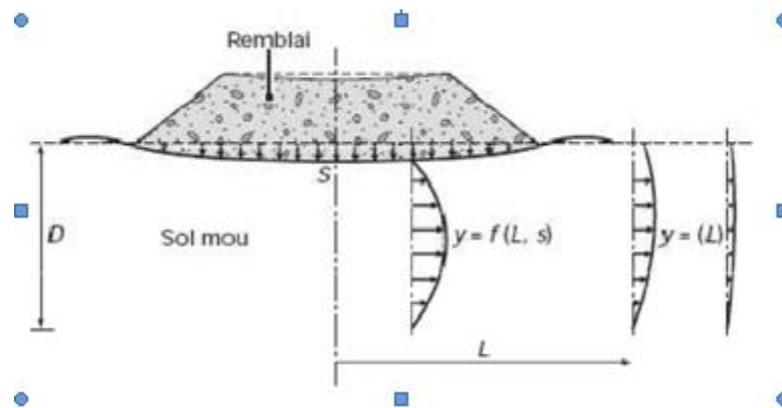


Figure I.7. Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation.[4]

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

I.5. Historique sur le renforcement des sols.

Les principes de base du renforcement des sols existent déjà dans la nature et sont démontrés par les animaux, les plantes et les oiseaux. La forme moderne du renforcement du sol a d'abord été appliquée par Vidal (1969). Sur la base du concept de Vidal, l'interaction entre le sol et l'élément horizontal de renforcement est uniquement par friction générée par la

gravité. L'application de ce concept de murs de soutènement a été construite en France en 1986. Aujourd'hui, cette technique est largement utilisée en Europe et aux États-Unis. Cette technique est encore devenue populaire en Inde et le facteur contraignant étant identifié comme le non disponibilité de la fibre et le coût du matériau de renforcement. Le sol renforcé est quelque peu analogue au béton armé. Mais la comparaison directe entre les fonctions de renforcement dans les deux cas n'est pas valide. Le mode d'action du renforcement dans le sol ne consiste pas à supporter les contraintes de traction développées comme dans le béton armé, mais la réduction anisotrope du taux de déformation normale.[5]

I.5.1 Définition et principe de renforcement.

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol.[6]

Au-delà de l'extrême diversité des techniques utilisée dans le renforcement des sols, qui tient autant à leurs mode d'exécution, qu'à la nature de l'ouvrage à renforcer (massif de fondation, mur de soutènement...), le principe de la méthode d'amélioration des sol par renforcement repose sur l'introduction dans le sol d'éléments de structures appelés inclusions, Destinés à permettre à l'ouvrage de résister à des charges qu'il n'était pas en mesure de supporter auparavant.[7]

La construction d'ouvrage sur des tels sols fait appel à des techniques relativement récentes pour traiter les sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques. Ces techniques sont nombreuses et peuvent être classées comme suit :

- Technique d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibrofoltation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organiques drains verticaux, préchargement par le vide, électro- consolidation);
- Injection des sols grenus et des sols fins;
- Amélioration des sols par inclusions verticale (colonnes ballastées et procédés connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (jet grouting), colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment),
- Congélation des sols.

La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes :

1. définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés ;
2. Identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau ;

3. Choix de la solution d'amélioration des sols ;
4. Optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Le choix de la solution d'amélioration des sols demeure directement liée à la granulométrie des sols traités. L'expérience dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes :

- Il est possible de procéder au compactage dynamique, au compactage statique (dit aussi compactage horizontale), au compactage par vibration radiale (vibrofoliation ou vibro_compactage) ou d'installer des colonnes de ou moins fines ;
- Lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrie qui tend vers celui des sols fins à très fins, à la limite des procédés de compactage correspond le début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol traité à la chaux et au ciment par malaxage ;
- La réalisation des colonnes ballastées impose que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast grenu ;
- Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organiques ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut-être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations dans le temps par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas souvent nécessaire ;
- Dans les sols organiques caractérisés par des teneurs en eau naturelles élevées, une solution de colonnes chaux-ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptée ; lorsque la teneur en eau naturelle est faible, cette technique peut être employée par voie humide (<deepsoilmixing>).

La Figure I.7 décrit les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône au pénétromètre statique.

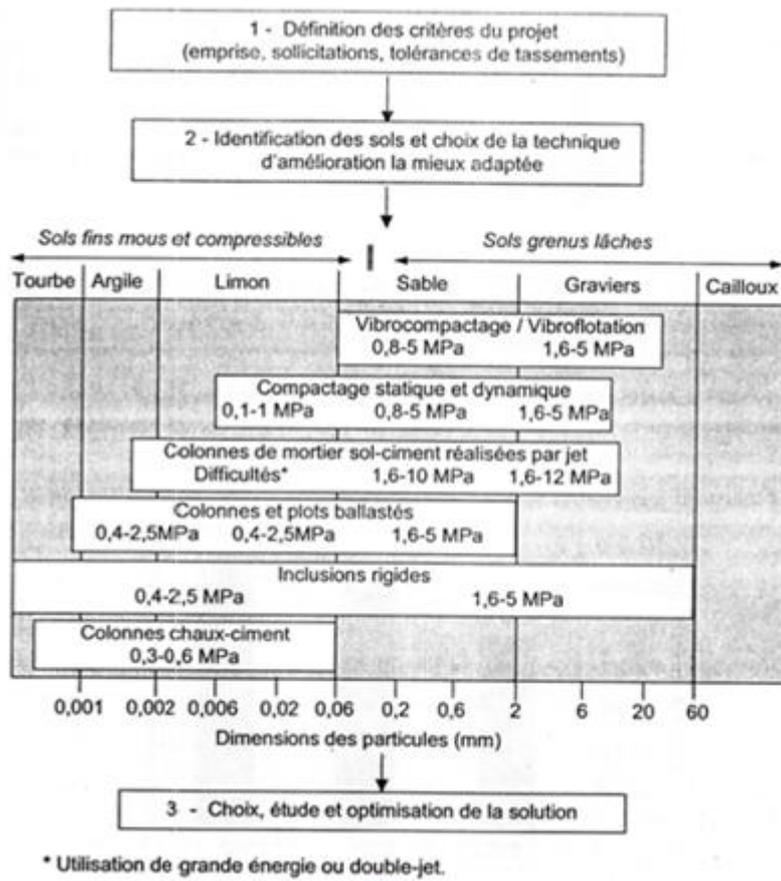


Figure I.8. Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites Et domaine de validité.[8]

Technique	Donnés nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargement	Compressibilité Perméabilité Verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide cher
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico-physiques compressibilité perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	compressibilité perméabilité	Protection du matériau léger	Peu faible pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusion rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher rapide

Tableau I.2. Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais.[9]

Chapitre II :

**Renforcement des sols par
géosynthétique**

Renforcement des sols par géosynthétique

II.1. Introduction

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

II.2. Définition de géosynthétique.

Le nom "géosynthétique" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou. [1]

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

- **Les vinyliques** tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- **Les acryliques** sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- **Les polyamides** (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.

- **Les polyesters (PS)** possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.
- **Les polyoléfines** telles que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leurs bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

II.3. 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. [2]

II.3.1. Les géotextiles.

Les géotextiles sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion.



Figure II.1. Les Géotextiles.

II.3.1.1. Un non tissé.

Est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées aléatoirement (Fig. II.2).



Figure II.2. Géotextile non tissé.

II.3.1.2. Un tissé.

Est constitué de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique (exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateaux, les bâches). (Fig. II.3)



Figure II.3. Géotextile tissés.

II.3.1.3. Un tricoté.

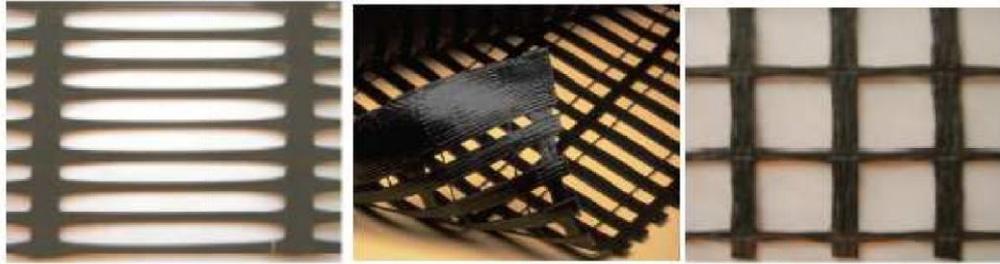
Est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée. (Fig. II.4)



Figure II.4. Géotextile tricoté.

II.3.2. Les géogrilles.

Les géogrilles sont des géosynthétiques ressemblant à des grilles ouvertes. La principale application des géogrilles est le renforcement des sols.



Géogrille extrudé

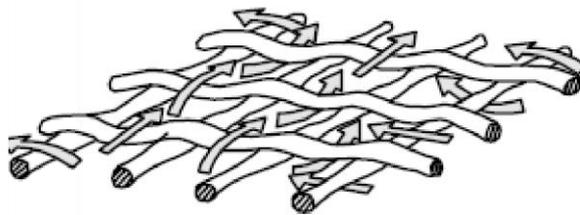
géogrille uniaxiale

géogrille biaxiale

Figure II.5. Les Différents types de géogrilles.

II.3.3. Les géofilets.

Les géofilets sont des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides ou de gaz.

**Figure II.6.** Les Géofilet

II.3.4. Les géomembranes.

Les géomembranes sont des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables et sont utilisées comme couche d'étanchéité pour le confinement des fluides ou des gaz et comme barrière à la vapeur.



Figure II.7. Les Géomembrane.

II.3.5. Les géocomposites.

Les géocomposites sont des géosynthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile-géofilet, géotextile-géogrille, géofilet-géomembrane ou un géosynthétiquebentonitique (GSB). Les drains géocomposites préfabriqués ou les drains verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile.

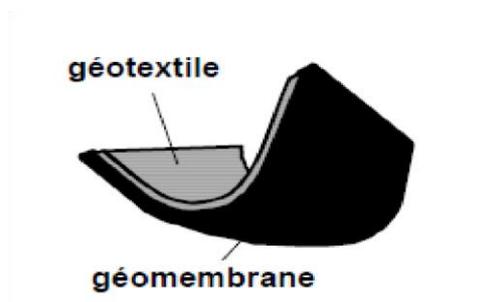


Figure II.8. Les Géocomposites.

II.3.6. Les géosynthétiques bentonitiques (GSB).

Les géosynthétiques bentonitiques sont des géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre un géotextile supérieur et un géotextile inférieur ou collée à une géomembrane ou une couche unique de géotextile. Les géosynthétiques bentonitiques 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 géomembrane.

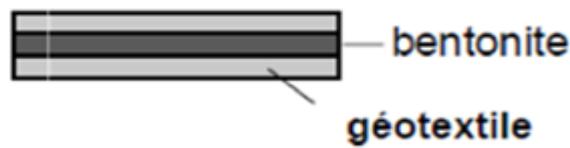


Figure II.9. Les Géosynthétiques bentonitiques.

II.3.7. Les géotuyaux.

Les géotuyaux sont des tuyaux perforés ou des tuyaux pleins en polymères utilisés pour le drainage des liquides ou gaz (y compris la collecte des lixiviats ou gaz dans les cas d'utilisation en installation de stockage de déchets). Dans certains cas les tuyaux perforés sont entourés d'un filtre géotextile.

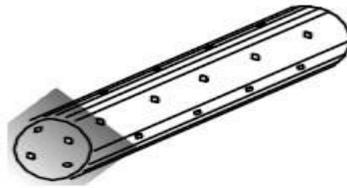


Figure II.10. Les Géotuyaux.

II.3.8. Les géosynthétiques alvéolaires.

Les géosynthétiques alvéolaires sont relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Dans certains cas des bandes de grilles polyolé fines larges de 0,5 m à 1 m ont été attachées ensemble avec des barres en polymères verticales et utilisées pour former des couches épaisses de géosynthétiques alvéolaires appelées géomatelas.

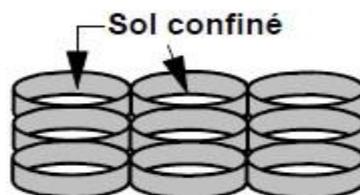


Figure II.11. Les Géosynthétiques alvéolaires

II.3.9. Les blocs ou plaques de géomousses.

Les plaques de géomousses sont obtenues par expansion de mousse polystyrène pour former un réseau de faible densité de cellules closes remplies de gaz. Les géomousses sont utilisées pour l'isolation thermique, comme remblai léger ou comme couche verticale compressible pour réduire la pression des sols contre les murs rigides.

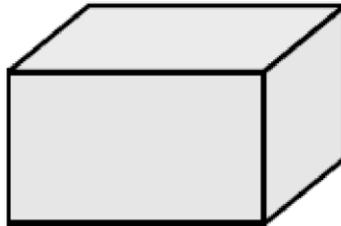


Figure II.12. Plaques de géomousses.

II.4. Avantage 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 en 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. [4]

II.4.1. La séparation.

Le géosynthétique 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. [3]

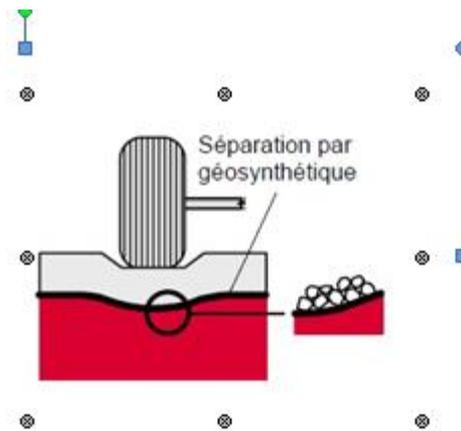


Figure II.13. L'utilisation des géosynthétiques dans la séparation



Figure II.14. Pose des géogrilles de séparation.

II.4.2. 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 subverticales (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. [3]

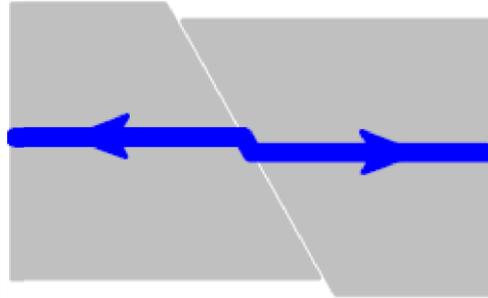


Figure II.15. L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement.



Figure II.16. Pose des géotextiles de renforcement.

II.4.3. Le contrôle de 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. [3]

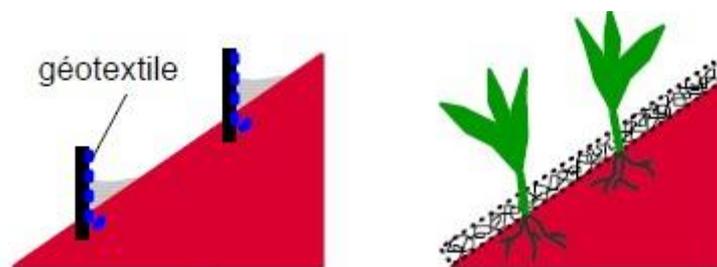


Figure II.17. L'utilisation contre l'érosion.

II.4.4. 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.[3]

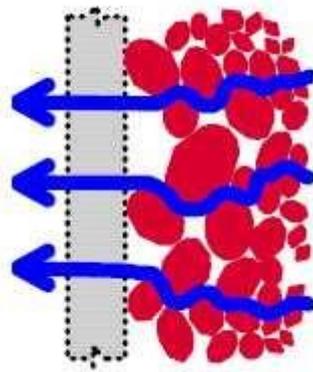


Figure II.18. L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration.



Figure II.19. L'utilisation pour filtration.

II.4.5. 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. [3]

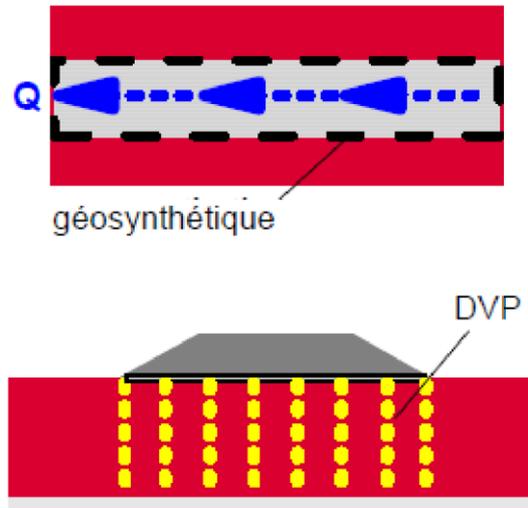


Figure II.20. Le Géosynthétiques en drainage.



Figure II.21. L'utilisation des géotextiles pour le drainage.

II.4.6. 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 bentonitiques 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. [3]

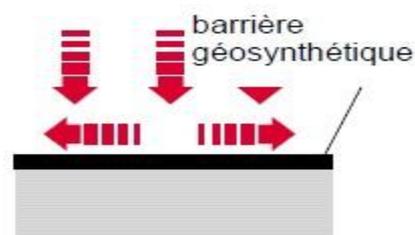


Figure II.22. L'utilisation des géosynthétique comme Confinement des (barrières aux) fluides/gaz.

II.5. Principe de renforcement par géogrilles.

Les inclusions (nappes de géotextiles, grilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types : frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est-à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement, ce mécanisme est bien défini dans la figure II.23. [4]

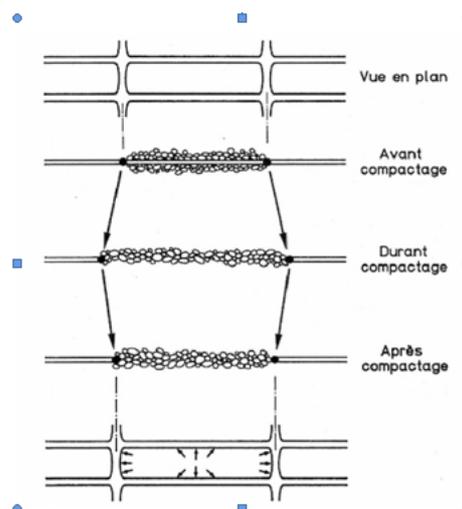


Figure II.23.a. Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage.



Figure II.23.b. L'utilisation du géogrille dans le renforcement.

II.6. Stabilisation des remblais sur sols compressibles par les Géosynthétiques.

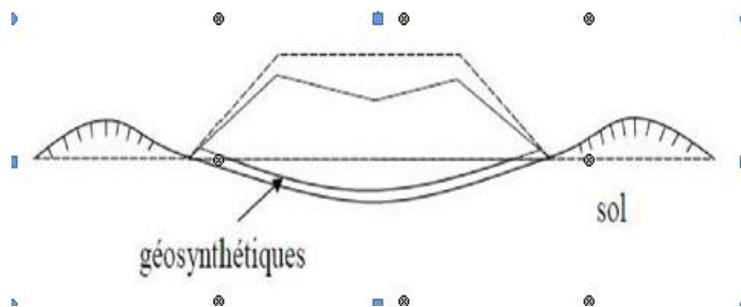
L'utilisation de nappes géosynthétiques pour améliorer la stabilité des remblais est une des techniques de renforcement de sol parmi les plus efficaces et largement éprouvée. [5]



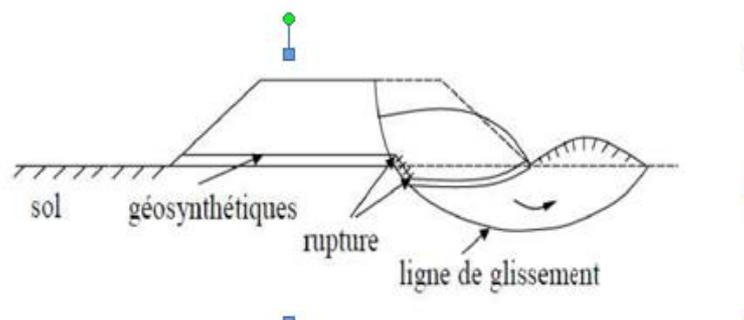
Figure II.24. Rupture type d'un remblai non renforcé et utilisation de nappes géosynthétiques en renforcement.

Pour ces problèmes, les géosynthétiques peuvent être efficacement utilisés pour :

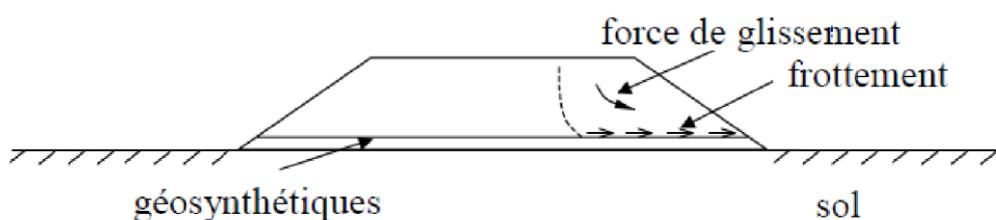
1. Réduire les déplacements des sols compressibles causés par leurs faibles portances ;



2. Prévenir une rupture d'ensemble du remblai et du sol de fondation ;



3. 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 () :

- **pour une stabilité d'ensemble, _____^Δ en général 1.2~1.3**
où :
: moment moteur du sol, : moment résistant du sol et Δ : moment résistant dû à l'action du géosynthétique
- **pour une stabilité vis-à-vis d'une rupture par glissement, ___ en général ~1.5**
: force de poussée du remblai (de pression de poussée des terres),
: force de frottement le long de l'interface renforcement /remblai.

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.

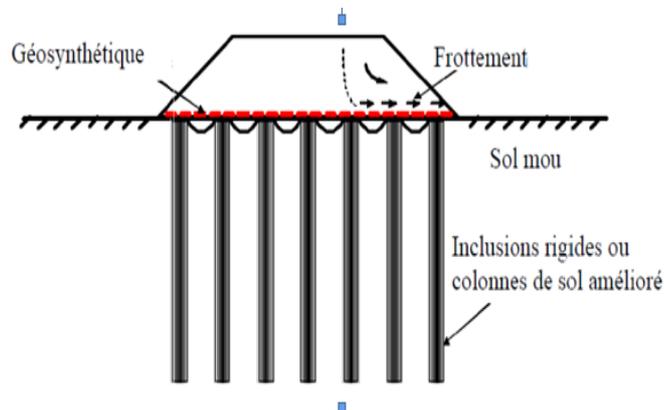


Figure II.25. Renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge.

II.7. L'utilisation des Géosynthétiques dans les routes non revêtues.

La présence du géosynthétique de renforcement peut apporter les bénéfices suivants :

- Réduction de l'épaisseur du remblai ;
- Réparation des agrégats et du sol mou ;
- Augmentation de la capacité portante du sol mou ;
- Réduction de la déformation latérale du remblai ;
- Amélioration de la distribution des contraintes ;
- Amélioration de la propagation des efforts verticaux ;
- Réduction de la déformation verticale due à l'effet de membrane ;
- Augmentation de la durée de vie de la route ;
- Réduction des besoins d'entretien ;

- Réduction des coûts de construction et d'entretien de la route. [6]



Figure II.26. Mécanismes typiques de dégradation des routes non revêtues et non renforcées sur les sols mous.

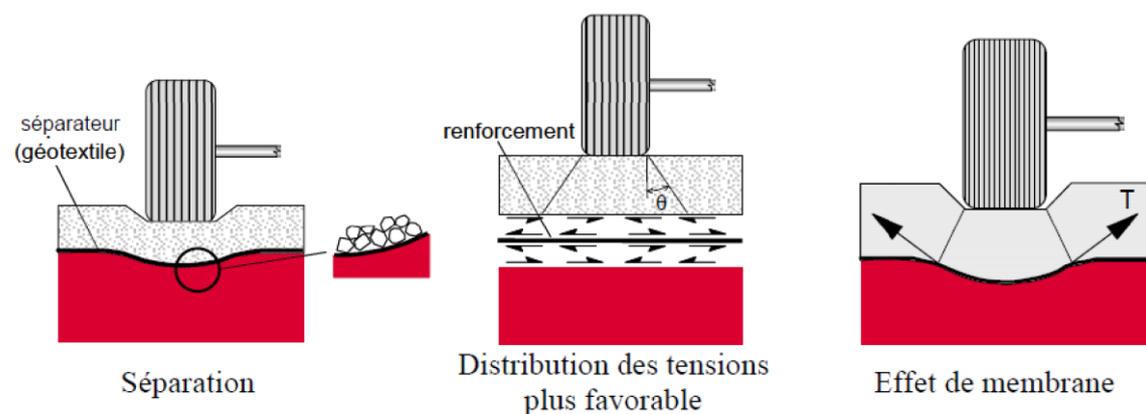


Figure II.27. Apport des géosynthétiques sur le comportement des routes non revêtues.

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 géogrille 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.

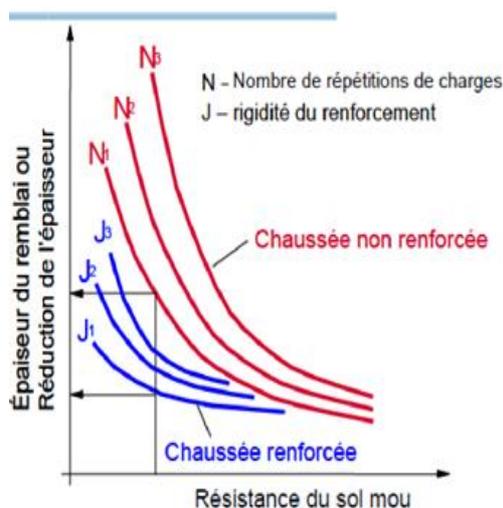


Figure II.28. Diagramme typique de conception.



Figure II.29. 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.

II.8. Les principaux domaines d'application de géosynthétique.

II.8.1. Le renforcement.

Le rôle de géosynthétique dans le renforcement est d'ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol (qui est un matériau de bonne caractéristique à la compression) pour produire un matériau qui a à la fois les caractéristiques de résistance à la traction et à la compression. Le renforcement est le résultat de transfert des contraintes de traction du sol

vers le géosynthétique à l'aide du frottement développé entre les deux. Flut (1988) a devisé la fonction de renforcement en deux catégories :

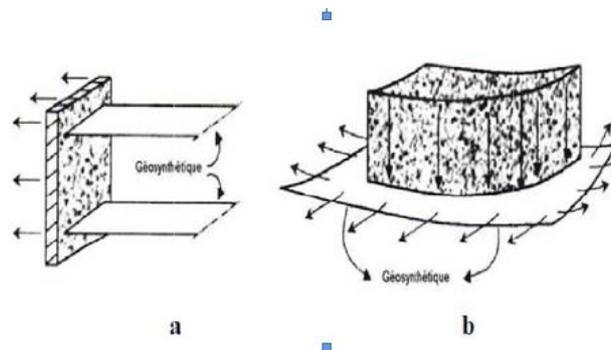


Figure II.30. La fonction de renforcement

- Le géosynthétique travaille comme élément de traction qui supporte les efforts dans son plan ;
- Le géosynthétique travaille comme membrane qui reprend, en plus des efforts dans son plan, les efforts normaux. [7]

II.8.2. Les routes et les chemins de fer.

Les routes et les chemins de fer sont souvent construits à travers des couches de sols faibles et compressibles. Pour distribuer les charges du trafic afin de diminuer les contraintes sur le sol d'assise, on place une couche d'agrégats avec de bonnes propriétés mécaniques. À long terme l'interaction entre les agrégats et le sol de fondation sous chargement dynamique, va causer l'érosion de sol porteur et la pénétration des agrégats qui donne à la fin des déflexions et éventuellement la rupture.

Pour réduire les déflexions et obtenir une meilleure performance du système on introduit une couche de géosynthétique entre la couche d'agrégat et sol support. Cette couche de géosynthétique ne joue pas seulement le rôle de séparation entre les deux matériaux mais aussi un rôle de renforcement. [7]

II.8.3. Les fondations.

Les fondations superficielles qui sont construites sur un mauvais sol ont une capacité portante très basse et enregistrent des tassements importants. Pour améliorer cette situation, ces fondations peuvent être placées dans un sol granulaire de bonne caractéristique et séparées du mauvais sol par une nappe de géosynthétique qui bien répartit les efforts venant de la superstructure. [7]

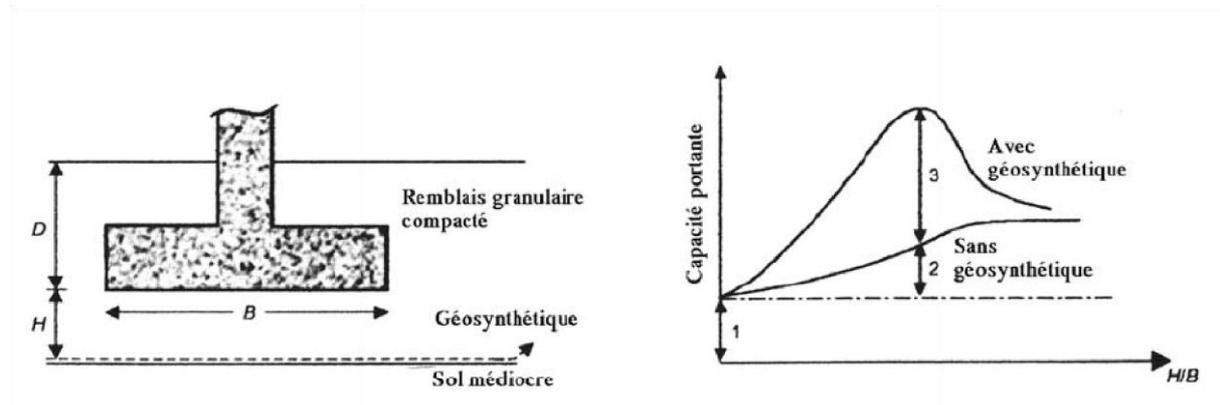


Figure II.31. Variation de la capacité portante après utilisation de géosynthétique.

II.9. Mise en œuvre.

II.9.1. Principes généraux.

Les particularités et notamment le mode de fonctionnement des massifs renforcés par des nappes géotextiles impliquent de manière générale :

- Une mise en prétention des nappes au moment de leur recouvrement par les matériaux de remblai ;
- Un compactage soigné du matériau de remblai et tout particulièrement à proximité du talus et du parement.
- La protection et, si nécessaire, l'aménagement décoratif de la partie visible des nappes sur les talus par tout procédé approprié ;
- La mise en œuvre de dispositions constructives particulières permettant d'assurer le respect de la géométrie des talus avec celle définie dans les plans d'exécution.

II.9.2. Règle pratique de mise en œuvre.

Les principes généraux applicables à l'ensemble des massifs renforcés par nappes de géotextiles se traduisent en un certain nombre de règles pratiques de mise en œuvre, dont les principales sont énoncées ci-après.

II.9.2.1. Pose et raccordement des nappes.

Les plates-formes recevant les nappes doivent être compactées, nivelées et débarrassées de tout élément susceptible d'endommager les nappes (par poinçonnement ou déchirure) lors de leur étalement, positionnement et prétention.

Les nappes sont étalées sur la plate-forme par déroulement des rouleaux, découpées à la longueur (ou éventuellement par déploiement de panneaux pré-cousus) en vérifiant systématiquement la conformité au plan de pose de la mise en place réelle. Un soin particulier sera apporté à la vérification du sens de traction effective du géotextile, et à son accord avec le dimensionnement.

Lorsque la géométrie du massif renforcé est telle que les tensions induites dans les nappes peuvent être considérées comme unidirectionnelles, le raccordement entre deux nappes adjacentes -disposées parallèlement à la direction des tensions peut se faire :

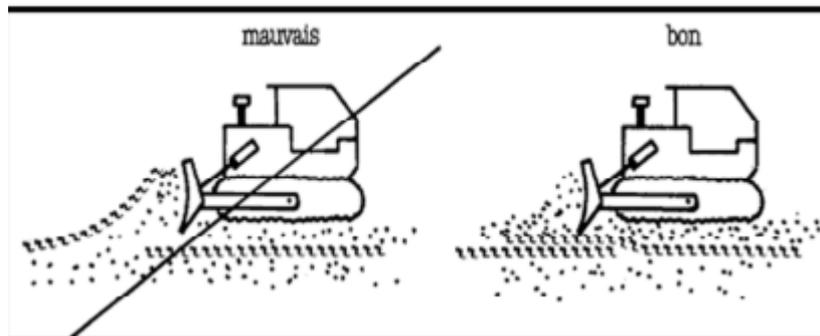


Figure II.32. Influence du sens de remblaiement sur l'ordre de recouvrement des nappes.

(CFDGEG, 1990)

II.9.2.2. Mise en prétention des nappes.

La prétention des nappes doit se faire en même temps que le réglage. Elle peut être réalisée commodément par deux ou trois ouvriers qui progressent d'une nappe à l'autre au fur et à mesure que la prétention est maintenue par le dépôt d'un cordon de matériaux.

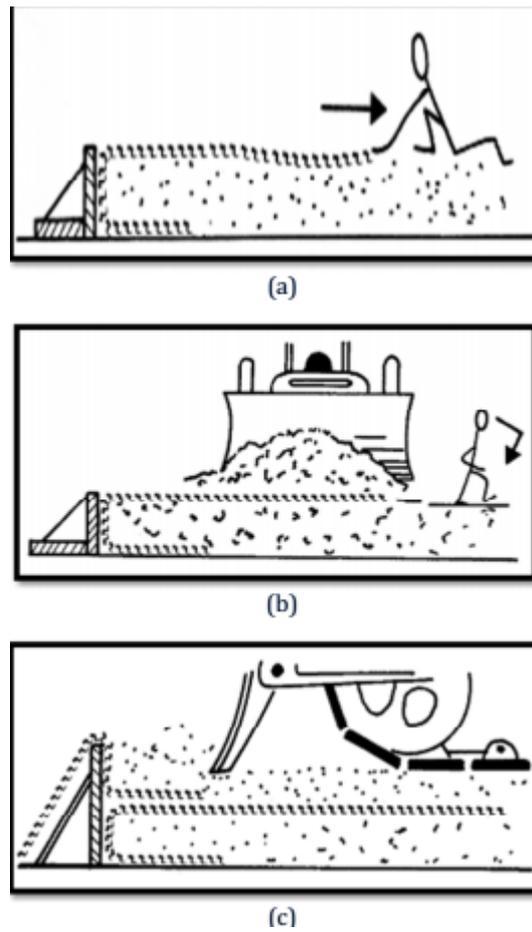


Figure II.33. Mise en prétention des nappes. (CFDGEG, 1990).

- Mise en place de la nappe (figure 3.18 (a))
- Régalage et compactage de la couche de sol (figure 3.18 (a))
- Étalement de la nappe et application de la prétention (figure 3.18 (b))
- Blocage de la prétention manuelle par un cordon de matériau et progression de l'ouvrier vers le point de prétention suivant (figure 3.18 (b))
- Passage à la mise en œuvre de la couche suivante (figure 3.18 (c))

Chapitre III :

Stabilité des talus : théorie et calculs

Stabilité des talus : théorie et calculs

III.1. Introduction

La méthode la plus utilisée est la méthode universellement est celle de l'équilibre limite. On considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente. On étudie la stabilité de cet élément de sol.

Dans le cas simple présenté sur la (figure III.1.), le poids du sol est équilibré par les réactions K (Cohésion) et R (frottement) mobilisées le long de la frontière avec le reste du talus.

Il y a équilibre limite si R et K sont les valeurs limites mobilisables par le sol. Si R et K (ou R ou K) sont inférieurs, il existe peut être un volume de sol plus critique. L'étude du problème consiste donc à chercher le volume «critique »

Correspondant à la marge de sécurité (coefficient de sécurité à déterminer) la plus faible [12].

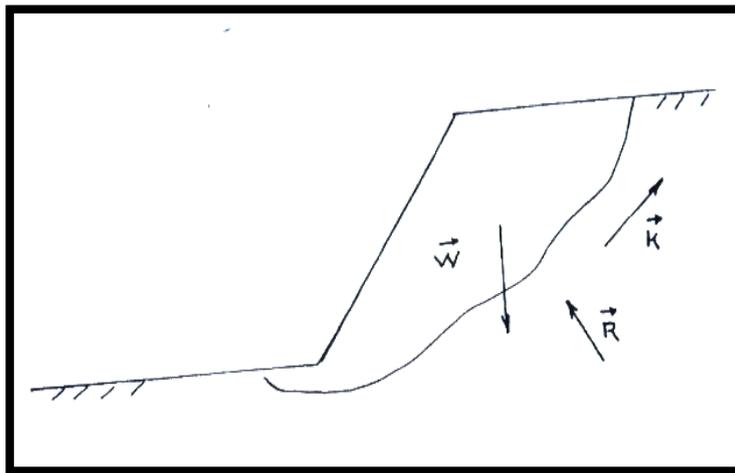


Figure III.1. L'équilibre dans le sol.

III.2. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite.

- Le problème est supposé bi - dimensionnel. C'est une hypothèse simplificatrice (assez courante en mécanique des sols) qui va dans le sens de la sécurité. Par la suite on écrira donc ligne pour surface et surface pour volume.
- Il existe une ligne de glissement.
- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb $\tau = C + \sigma \tan \phi$. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture progressive).
- Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite :

$$F = \frac{\tau_{lim}}{\tau} = \frac{C + \sigma \operatorname{tg} \varphi}{C_c + \sigma \operatorname{tg} \varphi_c} \quad [\text{III.1}]$$

C_c et φ_c représentent les valeurs de C et de φ qui conduiraient à une valeur de F égale à 1, donc à la ruine de l'ouvrage.

- A F peuvent être associés deux autres coefficients de sécurité :

L'un relatif à la cohésion.
$$F_c = \frac{C}{C_c} \quad [\text{III.2}]$$

L'autre à l'angle de frottement
$$F_\varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_c} \quad [\text{III.3}]$$

Nous prendrons $F = F_\varphi = F_c$ dans tous les calculs. On supposera que F est le même en tout point de la ligne de glissement. Le problème se ramène donc à trouver les valeurs de C_c , et φ_c , «critiques » qui mettent le volume le plus critique du talus en état de rupture [5].

III.3. Présentation des méthodes classiques d'analyse de stabilité des pentes

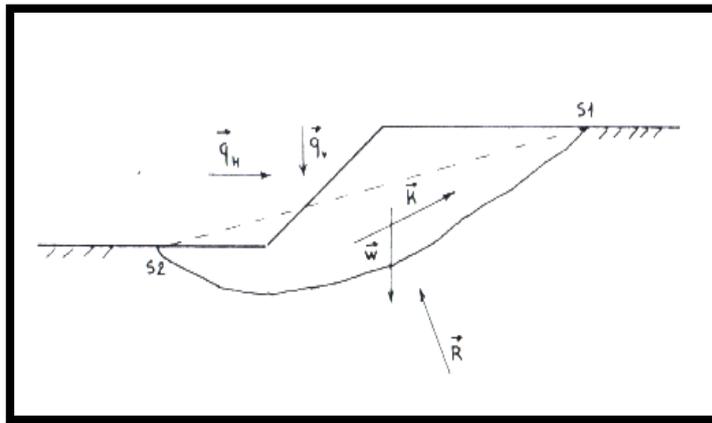


Figure III.2 .Représentation d'un talus de sol homogène, isotrope, sans eau.

On considère un talus de sol homogène, isotrope et sans eau avec un substratum rigide profond (Figure III.2) [5].

Soit un volume de sol voisin du talus et limité par une frontière SIS, de forme quelconque appelée «ligne de glissement », qu'elle soit ou non critique.

Ecrivons l'équilibre statique de la section de talus :

- Equilibre horizontal : $R_H + K_H + q_H = 0$
- Equilibre vertical : $R_v + K_v + q_v + W = 0$
- Equilibre des moments par rapport à un point O quelconque

$$M_o^t(R) + M_o^t(K) + M_o^t(q_H + q_v) + M_o^t(W) = 0$$

On pose alors

$$M_o^t(R) = \rho_R \cdot R \quad \text{et} \quad M_o^t(K) = \rho_K \cdot K$$

Les caractéristiques mécaniques critiques sont :

$$C_c = \frac{C}{F} \quad \text{et} \quad \operatorname{tg} \varphi_c = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F}$$

Avec :

$$\int_{S_1}^{S_2} \sigma_n n ds = N$$

$$\int_{S_1}^{S_2} \sigma_n n tg\varphi_c ds = N tg\varphi_c$$

$$\int_{S_1}^{S_2} \sigma ds R = N + N tg\varphi_c$$

Où S est l'abscisse curviligne et $\sigma = \sigma_n n + \tau t$ le vecteur contrainte sur la ligne de glissement.

On remarque que :

- K est parallèle à la corde $S_1 S_2$
- La grandeur de K ne dépend que des extrémités S_1 , et S_2
- La position de K ne dépend que de la géométrie de la ligne de glissement

Le problème est statiquement indéterminé puisque l'on dispose de 3 trois équations d'équilibre pour 4 inconnues qui sont : R_H , R_v , ρ_R et F .

C'est la non connaissance de la répartition des contraintes normales σ_n , qui est la cause de l'indétermination statique du problème[12].

III.3. 1. Les diverses hypothèses faites.

III.3.1.1. Sur la ligne de glissement

- **Rectiligne (méthode de Cullman)**

Elle présente un intérêt certain dans le cas d'hétérogénéités telles que clivage ou filons plan d'argile molle.

Par contre en milieu homogène et isotrope, les résultats obtenus ne sont acceptables que pour les talus presque verticaux, si non la méthode surestime F [7].

- **Spirale logarithmique**

Elle donne des résultats comparables à ta méthode du cercle, d'ailleurs l'arc de la spirale critique est très proche de l'arc de cercle critique.

III.3.1.2. Sur la répartition des σ

- **Méthodes globales.**

On étudie l'équilibre d'ensemble du talus en considérant que la répartition des σ se trouve entre deux répartition extrêmes (cas de rupture circulaire) .

- **Méthodes des tranches .**

La répartition des σ se déduit d'un calcul d'équilibre de tranches verticales effectuées dans le talus [7].

III.4.Méthode d'analyse globale.

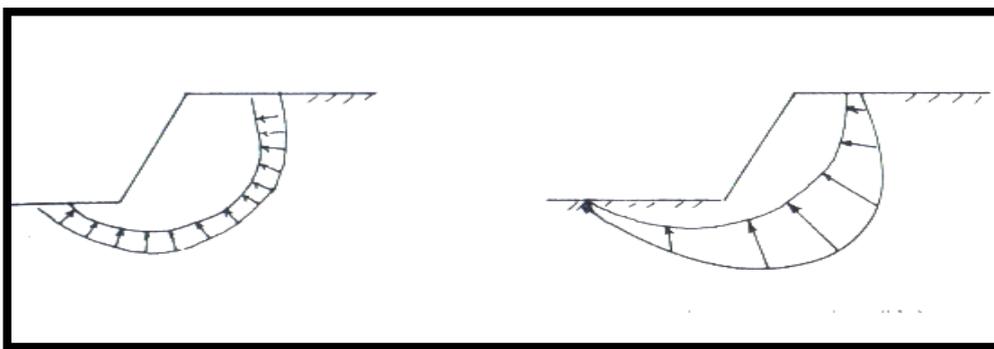
Il n'est pas possible de traiter de la stabilité des pentes sans faire au moins une allusion à la méthode de Taylor développée par cet auteur dès 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement.

Par la suite Caquot (1954) et Biarez (1970) ont également présenté des méthodes globales d'analyse de stabilité des pentes, dans lesquelles il s'agit d'évaluer correctement le moment résistant des forces de frottement [12].

III.4.1.Méthode de Taylor (encore appelée méthode du «cercle de frottement »)

A- Hypothèses

- La ligne de glissement est supposée circulaire.
- Jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement homogène,
- à cette profondeur, le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas.
- Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau.
- La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme (Figure III.3.a) et une répartition sinusoïdale (Figure III.3.b) le long de l'arc de glissement.



(a) Répartition uniforme

(b) Répartition sinusoïdale

Figure III.3. Répartition des contraintes.

B- Types de rupture

Le massif de poids volumique γ , de caractéristiques C et φ , qui présente un talus incliné d'un angle α sur l'horizontale et de hauteur H .

1) Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un **cercle de pied** qui passe, comme son nom l'indique, par le pied, b , du talus.

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied (Figure III.4) [7].

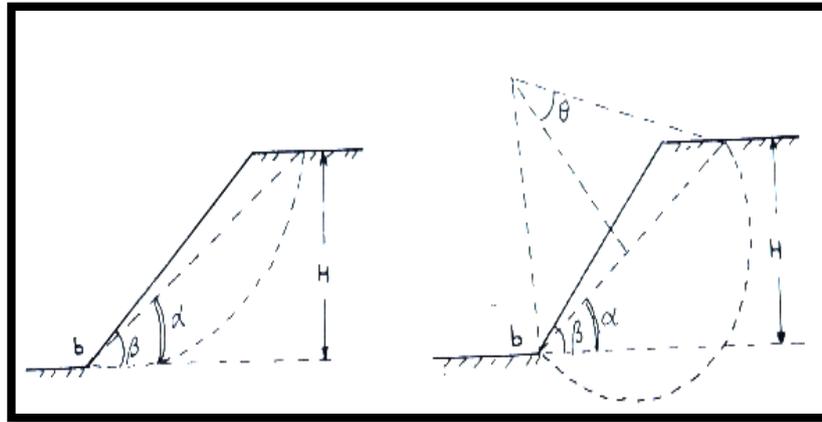


Figure III.4. Cercle critique (Cercle critique Pied)

2) Toutefois, si la base résistante est située à peu de distance au dessous de b , le cercle peut devenir un cercle de flanc de talus qui est tangent à la base résistante et coupe le talus au-dessus de son pied (figure III.5).

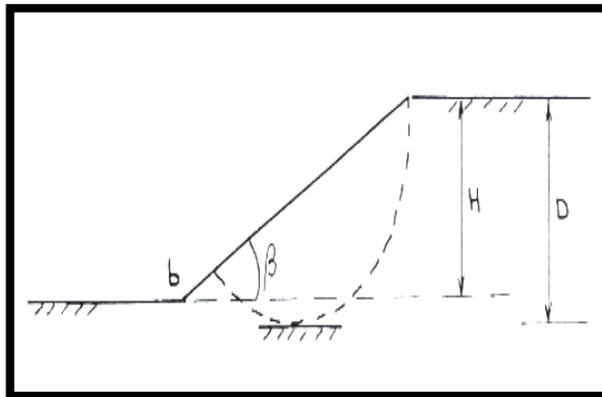


Figure III.5. Cercle critique (cercle de flanc de talus).

Lorsqu'il se produit un glissement par la base, le cercle critique est dit *cercle à mi-pente*, parce que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point m milieu du talus (Figure III.6). Le cercle à mi-pente est tangent à la base résistante.

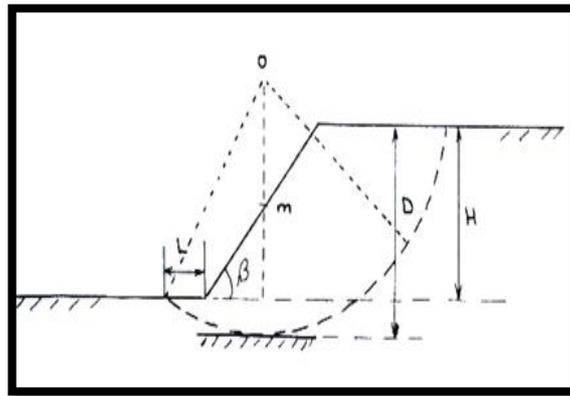


Figure III.6. Cercle critique (à mi-pente)

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série de paramètres, dont la signification apparaît sur les figures III. 4, 5, et 6 ci-dessus.

Ce sont, outre β et H , il y a lieu d'ajouter θ , α , $D = n_D H$ et $L = n_L H$.

Taylor a mené des investigations très complètes, sur les caractéristiques mécaniques requises pour assurer la stabilité dans ces différents cas de figures.

On présente ci-dessous les résultats de ces calculs mis sous forme d'abaques [9].

III.4.2.Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent ($\varphi = 0$)

Si C est connue, la hauteur critique H_c du talus de pente β est donnée par l'équation

$$H_c = N_s \frac{C}{\gamma} \tag{III.4}$$

Dans cette équation, N_s est une grandeur sans dimension. D'après la figure III.7

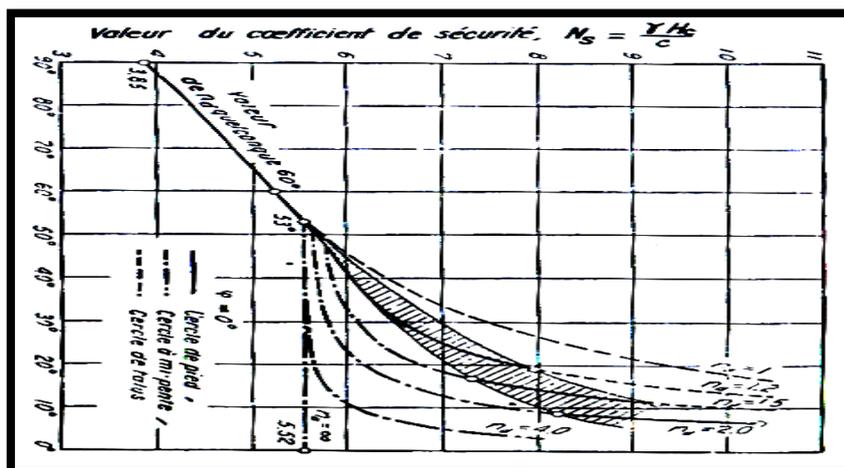


Figure III.7. Abaque de Taylor

- tous les talus dont la pente β est supérieure à 53° donnent lieu à des glissements suivant un cercle de pied de talus,

-si β est inférieure à 53° , le mode de glissement dépend de la valeur du coefficient D :

- Si $n_D = 1$ le glissement se produit le long d'un cercle de flanc de talus,
- Si $n_D > 4$ le talus glisse suivant un cercle à mi-pente
- Si $1 < n_D < 4$ il y a lieu de distinguer :
 - Le glissement a lieu suivant un cercle de flanc de talus si le point figuratif correspond aux valeurs de n_D et de β est situé au-dessus de l'aire hachurée
 - Si le point figuratif tombe dans l'aire hachurée le glissement se produit le long d'un cercle de pied.
 - Si le point est situé sous l'aire hachurée, le glissement a lieu suivant un cercle à mi pente tangent à la base résistante.

Si l'angle β et le coefficient de profondeur n_D , sont donnés, on peut obtenir sans calculs la valeur du coefficient N_S à partir de la (**figure III.7**) La valeur de N_S détermine la hauteur critique du talus [12].

Si le glissement se produit suivant un cercle de pied, on peut situer le centre du cercle en portant θ et α comme le montre la figure III.4. Les valeurs de θ et α pour les différents angles β sont fournies par la (**figure III.8**)

Si le glissement se produit suivant un cercle à mi-pente tangent à la base résistante, la position du cercle critique est déterminée par la distance horizontale $L = n_L H$ en fonction des diverses valeurs de n_D et de β au moyen de l'abaque de la (**figure III.9**)

III.4.3.Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne ($\varphi \neq 0$)

Pour une valeur donnée de φ , la hauteur critique d'un talus qui glisse suivant un cercle de pied est fournie par l'équation suivante :

$$H_c = N_S \frac{c}{\gamma} \quad \text{[III.5]}$$

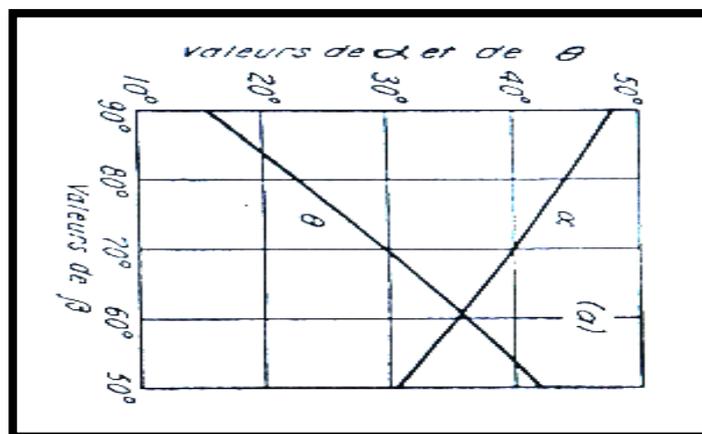


Figure III.8. Relation entre l'angle du talus β et les paramètres θ et α permettant de déterminer la position du cercle de pied critique quand β est supérieur à 53°

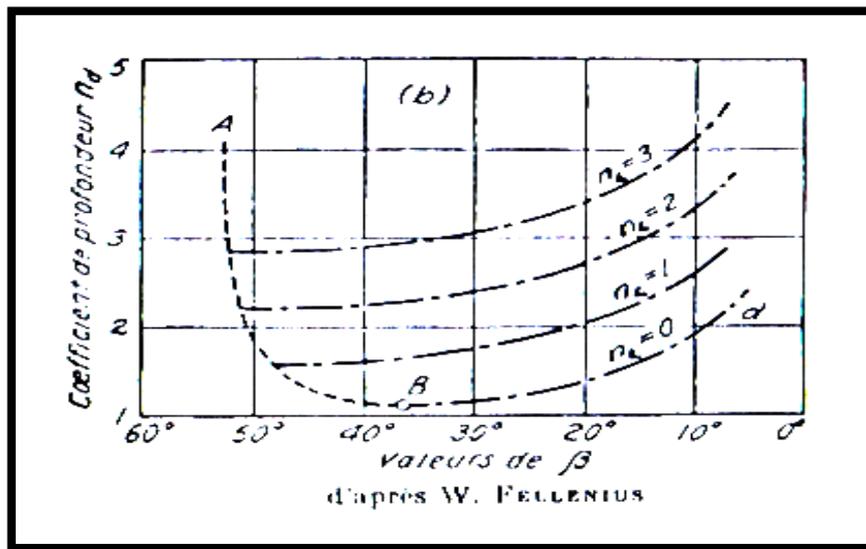


Figure III.9. Relation entre l'angle de talus β et le coefficient de profondeur n_D pour différentes valeurs de n_L .

qui est identique à l'équation (1), à ceci près que N_S dépend non seulement de β mais aussi de φ . La figure III.10 montre la relation entre β et N_S pour différentes valeurs de φ . Pour une valeur déterminée de l'angle β du talus, N_S augmente d'abord lentement, puis de plus en plus vite, pour des valeurs croissantes de φ . Lorsque $\varphi = \beta$, N_S devient infini.

Tous les points situés sur les courbes représentées dans la figure III.10 correspondent à des glissements suivant des *cercles de pied*, car la théorie montre que la possibilité d'un glissement par la base ne saurait exister à moins que la valeur de φ ne soit inférieure à 3° . Ceci permet d'affirmer que, lorsqu'un glissement par la base bien caractérisé s'est produit en place dans un sol suffisamment homogène, la valeur de φ était très voisine de zéro au moment du glissement [5].

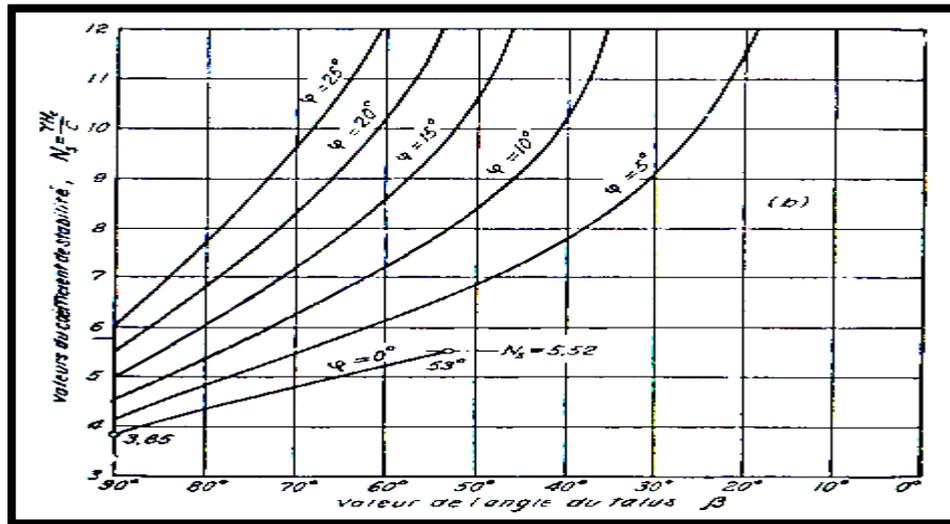


Figure III.10. Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_s pour différentes valeurs de φ

III.4.4. Méthodes des tranches

Soient (Figure III.11) $Y_A(x)$, $Y_B(x)$ et $e(x)$ respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussée (lieu d'application des efforts inter tranches H_i , et V_i).

$Y_A(x)$ et $Y_B(x)$ sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions R_i sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche (cette dernière supposition constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranches est élevé) [11].

- Une tranche i est soumise à :

1- le poids

$$W_i = \gamma h_i b_i$$

2- Les efforts inter tranches, qui se divisent en efforts verticaux V_i et V_{i+1} et horizontaux H_i et H_{i+1}

3- La résistance au cisaillement R_i qui se décompose comme suit

- Une composante normale :

$$N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \left(l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right)$$

- Une composante tangentielle

$$T_i = \tau_i l_i \text{ Or } \tau_i = C_{ci} + \sigma_i \text{tg} \varphi_{ci} = \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F}$$

Soit, en remplaçant σ_i par sa valeur,

$$T_i = \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F}$$

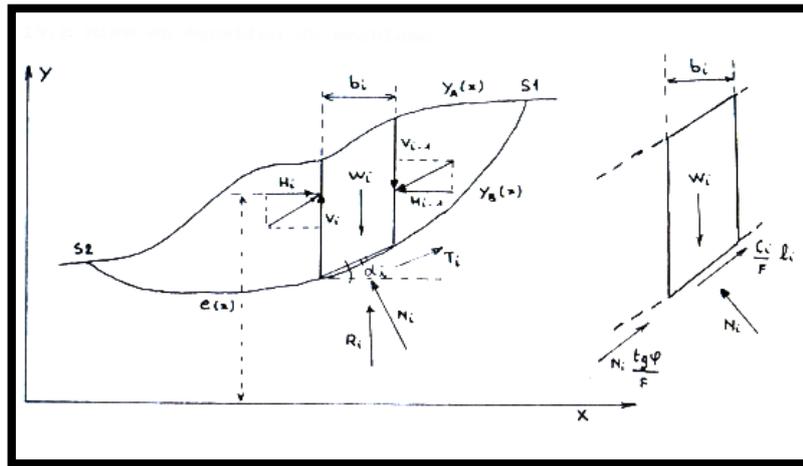


Figure III.11. Méthodes des tranches.

Enfin les efforts inter tranches au nombre de (n-1) se décomposent en 2 composantes, donc 2 inconnues, plus une autre inconnue qui est leur point d'application.

Soit un total de 3 n équations pour 4 n - 2 inconnues

Le problème est donc statiquement indéterminé car il manque n - 2 relations.

III.4.5.Méthode de Bishop généralisée

Dans le cas où la ligne de glissement est circulaire, l'équilibre vertical s'écrit :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = N_i \cos \alpha_i + \frac{c_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i$$

D'où la valeur de N_i

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - c_i \frac{b_i}{F} \text{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F}}$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité

$$\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\text{tg} \varphi_i \text{tg} \alpha_i}{F} \right) = m_\alpha$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - c_i \frac{b_i}{F} \text{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \quad \text{[III.6]}$$

Cette dernière équation permet de calculer F, qui est indépendant de p pour une ligne de glissement circulaire :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \text{tg} \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad \text{[III.7]}$$

On porte alors dans l'expression de F, la valeur de N_i précédemment calculée

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + \text{tg} \varphi_i \left[\frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - c_i \frac{b_i}{F} \text{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right] \quad \text{[III.8]}$$

Le deuxième membre contient F explicitement et par l'intermédiaire de m_α mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

Avant d'en arriver là, il convient de faire le point et d'examiner les conditions d'équilibre dont on ne s'est pas encore servi.

Et qui doivent être vérifiées, si on ne veut pas commettre de grossières erreurs.

L'équilibre horizontal de la tranche i s'écrit :

$$(H_i - H_{i+1}) + N_i \left(\frac{tg\varphi_i}{F} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i}{F} b_i = 0$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{\frac{C_i}{F} b_i + (H_i - H_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F} \cos \alpha_i} \quad \text{[III.9]}$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontaux et verticaux donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter tranches :

$$(H_i - H_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = \left(W_i - \frac{C_i}{F} b_i tg\alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i}{F} b_i$$

Puisque les efforts intertranches sont des efforts intérieurs au talus, leurs sommes sont nulles[12] :

$$\sum (H_i - H_{i+1}) = 0$$

$$\sum (V_i - V_{i+1}) = 0$$

En sommant la relation précédente sur les n tranches du talus, on obtient une relation ne faisant plus intervenir que les efforts inter tranches verticaux

$$\sum_{i=1}^n \left\{ (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] \right\} = \sum_{i=1}^n \left\{ \left(W_i - \frac{C_i}{F} b_i tg\alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i}{F} b_i \right\} \quad \text{[III.10]}$$

1.7.2 Méthodes simplifiées

III.4.5.1. Méthode de Bishop simplifiée

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable. Il suppose donc que pour tout i , $(V_i - V_{i+1}) = 0$, ce qui équivaut à considérer les efforts intertranches uniquement horizontaux. Le coefficient de sécurité s'obtient en itérant dans la formule suivante :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + \operatorname{tg} \varphi_i \left[\frac{W_i - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right] \quad \text{[III.11]}$$

Soulignons néanmoins qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puisque l'on se contente de :

- ✓ N équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche
- ✓ 1 équation du moment global pour ces inconnues qui sont les n efforts normaux N_i , et le facteur de sécurité F .
- ✓ On ne vérifie donc pas l'équilibre horizontal des tranches n_i l'équilibre des moments pour chaque tranche.

C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

III.4.5.2. Méthode de Fellenius

Encore appelée méthode suédoise, on suppose là encore que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts inter tranches (Figure III.12).

Comme pour les autres méthodes, la répartition des N_i sera entachée d'erreur mais à un degré supérieur puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de glissement. On trouve [4]:

$$N_i = W_i \cos \alpha_i$$

On écrit également l'équilibre global des moments ce qui permet de trouver directement l'expression de F :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_1^n \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad \text{[III.12]}$$

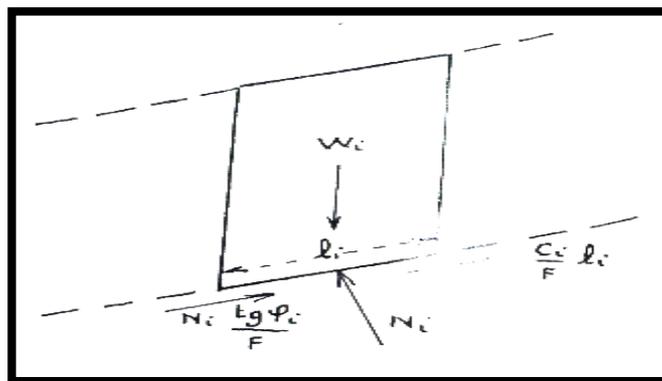


Figure III.12. Méthode de Fellenius.

L'équation qui permet de définir F est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux N_i ont une expression différente, ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches.

L'expression du facteur de sécurité déterminée par la méthode de Fellenius sert souvent de valeur de base aux itérations nécessaires pour trouver la valeur de F par la méthode de Bishop.

Remarques.

Si le milieu est purement cohérent ($\varphi = 0$)

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_1^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \right] \quad \text{[III.13]}$$

Toutes les méthodes utilisant un cercle donnent la même valeur de F , en particulier la méthode de Bishop simplifiée et Fellenius comme on peut le vérifier ci-dessus (dans les deux méthodes l'expression de N_i était différente mais N_i n'intervient plus) mais il en serait de même pour « les méthodes globales ».

Par ailleurs, si on considère le milieu comme homogène $C = C_c$, γ constant et $b = b_i$ (largeur de la tranche) constante

$$\sum W_i \sin \alpha_i = \sum \gamma h b_i \sin \alpha_i$$

$$\frac{C}{\gamma H} \left[\frac{\sum 1 / \cos \alpha_i}{\sum \frac{h_i \sin \alpha_i}{H}} \right] = N_s \frac{c}{\gamma H}$$

N_s ne dépend que de la géométrie du talus il est indépendant des caractéristiques mécaniques du milieu (à rapprocher de la formule de Taylor).

III.4.6. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de poussée

III.4.6.1. Méthodes exactes

A- Méthode de Jambu

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Jambu (1954. 1957) propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée [4].

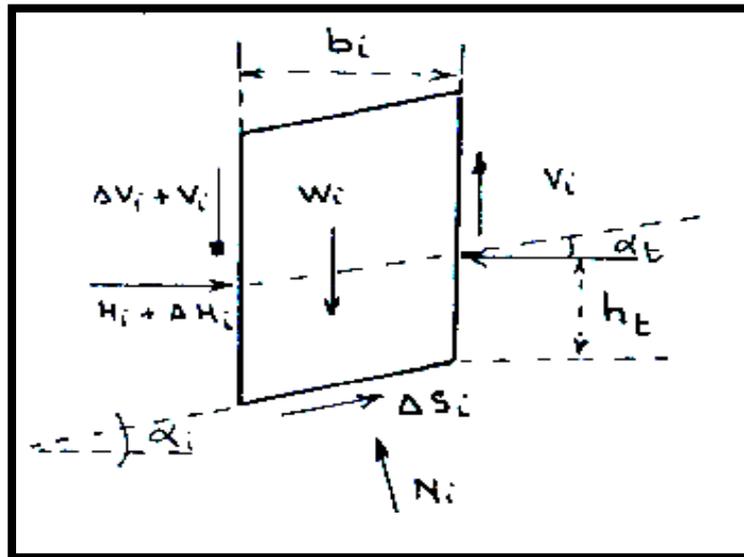


Figure III.13. Méthode de JUMBU - forces en présence.

L'équilibre horizontal nous donne F :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos \alpha_i^2}}{\sum (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i} \quad \text{[III.14]}$$

avec

$$s_i = \frac{c_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad \text{[III.15]}$$

Les forces intertranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les considérations d'équilibre :

$$H_i - H_{i+1} = \Delta H_i = (W_i + \Delta V) \operatorname{tg} \alpha_i - \frac{b_i s_i}{F} \frac{1}{\cos \alpha_i^2} \quad \text{[III.16]}$$

$$V_i = -H_i \operatorname{tg} \alpha_{it} + h_{it} \frac{\Delta H_i}{b_i}$$

Dans lesquelles :

- ΔH_i : est la différence des forces normales aux côtés de deux tranches successives,
- ΔV_i : est la différence des forces parallèles aux côtés de deux tranches successives,
- α_i , h_i : définissent la direction et la position de la ligne de poussée (III.13)

B- Méthode de Jambu simplifiée

Malgré le large emploi des calculatrices électroniques il est parfois utile de dégager assez rapidement un coefficient de sécurité approximatif. Aussi la méthode de Jambu propose-t-elle une formule simplifiée, dans laquelle on ignore totalement les efforts intertranches.

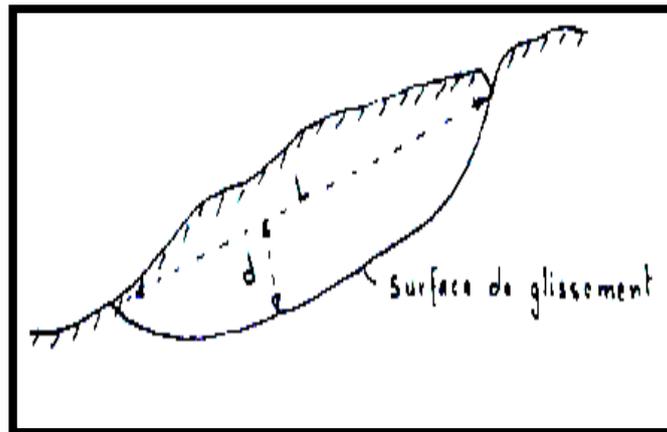
$$F = f \cdot \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos \alpha_i^2}}{\sum W_i \cdot \operatorname{tg} \alpha_i} \quad \text{[III.17]}$$

Avec

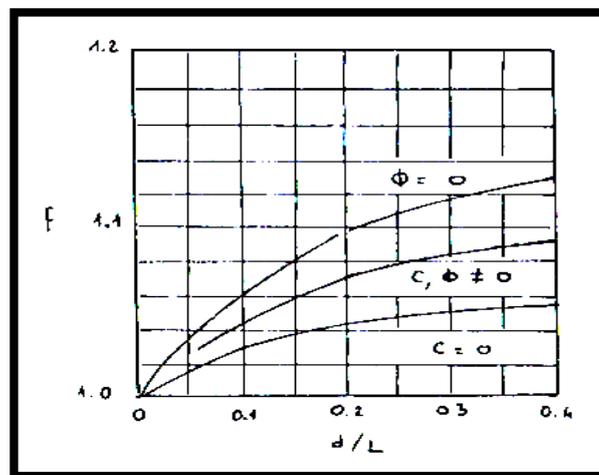
$$S_i = \frac{C_i + \frac{W_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad [\text{III.18}]$$

Et f étant un coefficient correcteur empirique [12]:

Ce coefficient dépend du rapport d/L (profondeur de la surface de glissement à sa longueur) et de la nature du sol (figure III.14- a). Le coefficient f est tiré de l'abaque présenté sur la (figure III.14- b).



a



b.

Figure III.14. Abaque du coefficient correcteur de Jumbu.

III.4.7. Effets de la pression interstitielle

III.4.7.1. Généralités

La pression interstitielle peut trouver son origine [1]:

- dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable ;

- dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain ;
- dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un choc sur un milieu saturé (vibration séisme).

Dans le premier cas, il s'agit d'un phénomène purement statique. Au plan pratique, il est important d'observer que l'intensité de u (pression interstitielle) ne dépend pas du volume d'eau accumulé, mais uniquement de la hauteur de charge. Ce phénomène est classique derrière un mur de soutènement non drainé ou pour le talus amont d'un barrage en terre en service ou enfin pour un rideau de palplanches... L'ouvrage fonctionne alors, parfois pendant un très court instant, comme un véritable barrage. Il suffit, pour que la mise en charge ait lieu, d'un simple film d'eau (l'expérience du tonneau de Pascal) s'établisse entre le terrain et l'ouvrage étanche ou insuffisamment drainé [1].

Dans le cas d'un rideau de palplanches battues dans de l'argile, il suffit par exemple que le rideau se décolle légèrement du terrain (retrait, poussée) pour que, à l'occasion d'une pluie (par exemple), le film d'eau puisse s'établir. Ce phénomène est à l'origine de fréquents accidents, notamment - mais pas seulement - en périodes pluvieuses.

Par le simple jeu hydrostatique, une pression d'eau peut également s'établir dans une discontinuité du milieu (faille, joint de stratification, etc...) ou au contact de deux milieux imperméables, par exemple à la base d'une couverture argileuse imperméable plaquée sur un substratum imperméable lui aussi. L'eau qui s'infiltré dans cette discontinuité se met en charge, et agit comme un vérin pour décoller la couverture de son soubassement. La pression d'eau disparaît au moment du décollement, mais elle a suffi à déclencher la rupture.

Dans le cas d'une nappe aquifère circulant, l'action hydrostatique de l'eau (pression u) est sensiblement analogue à la précédente. Toutefois, la définition précise de u suppose la connaissance des équipotentiels de l'écoulement.

La pression interstitielle peut naître de l'application brutale d'une surcharge sur un milieu saturé (saturation statique ou liée à une nappe filtrante) ou voisin de la saturation. A La pression interstitielle initiale u , le choc ajoute une surpression Δu qui peut être plusieurs fois Supérieure à u . il faut observer que la transmission de Δu dans un milieu saturé est instantanée.

III.4.7.2. Equilibre d'une tranche de talus en présence de l'eau .

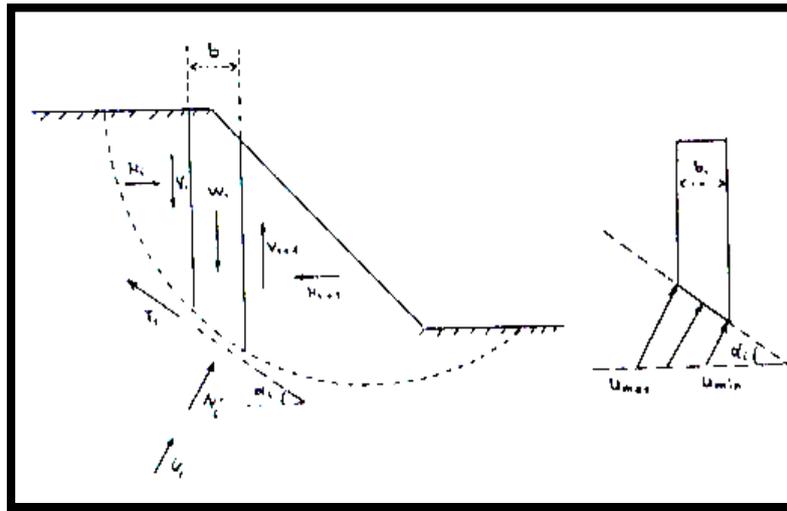


Figure III.15. Equilibre d'une tranche de talus en présence de l'eau .

Au niveau des équations décrites dans les textes précédents il faudra alors remplacer (Fig.1.33)

- N_i par $N'_i + u$
- φ_i par φ'_i
- C par C'_i
- u_i étant la pression interstitielle à la base de la tranche de terrain considéré.

Bishop et Morgenstern ont proposé une méthode approchée pour le calcul de la pression interstitielle. Il suppose que cette pression est de la forme $u_i = r_u \gamma_{sat} h$.

Dans cette expression,

- r_u : est un coefficient de proportionnalité tout le long du cercle de glissement.
- γ_{sat} : le poids volumique du sol saturé.
- h : la distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface du talus.

Autrement dit, la pression interstitielle en un point de la ligne de glissement est une fraction constante du poids de la colonne de terre qui surmonte cette ligne . A partir de cette hypothèse simplificatrice , Bishop et Morgenstern ont bâti des abaques pour le calcul de la stabilité des talus.

Mais cette méthode a ces limites et l'on doit souvent calculer de manière plus précise la pression interstitielle .

On peut également utiliser (plus rigoureusement) la relation suivante

$$u_i = \left(\frac{u_{max} + u_{min}}{2} \right) \left(\frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right)$$

En réécrivant les conditions d'équilibre on arrive finalement aux formules suivantes :

- Méthode de Bishop simplifiée

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{c'_i b_i}{\cos \alpha_i} + tg \varphi'_i \left[\frac{(W_i - u_i) - c'_i \frac{b_i}{F} tg \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right] \quad [\text{III.19}]$$

- Méthode de Felleniu

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_1^n (W_i \cos \alpha_i - u_i) tg \varphi'_i + c'_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad [\text{III.20}]$$

Avec

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F} \right)$$

- Méthode de Jumbu

$$F = \frac{\sum b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) tg \alpha_i} \quad [\text{III.21}]$$

$$S_i = \frac{c'_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i - u}{b_i} \right) tg \varphi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F}}$$

- Méthode de Jumbu simplifiée

$$F = f \frac{\sum b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum W_i tg \alpha_i} \quad [\text{III.22}]$$

Avec

$$S_i = \frac{C'_i + \frac{W_i}{b_i} tg \varphi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F}}$$

- Méthode de Spenser

$$T_i = \frac{C'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{tg \varphi'_i}{F}$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad [\text{III.23}]$$

De même la projection des forces sur la normale à cette base donne

$$N'_i + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad [\text{III.24}]$$

Remplaçons T_i par sa valeur

On obtint :

$$\frac{C'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{tg \varphi'_i}{F} + Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0$$

$$\frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i tg \varphi'_i + F Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - F W_i \sin \alpha_i = 0$$

$$N'_i + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0$$

En éliminant N'_i entre ces deux expressions on peut calculer Q

$$Q = \frac{\frac{c'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{tg \varphi'_i}{F} (W_i \cos \alpha_i - u) - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[1 + \frac{tg \varphi'_i}{F} tg(\alpha_i - \theta_i) \right]}$$

(Il faut multiplier la seconde équation par $-tg \varphi$ et faire la somme).

$$\sum Q_i \cos \theta_i = 0$$

$$\sum Q_i \sin \theta_i = 0\mu$$

$$\sum Q_i = 0$$

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante [4]:

1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque. On la divise en tranches d'égale largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle α que fait sa base avec l'horizon.

2) Plusieurs valeurs de θ sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule F qui doit, à la fois satisfaire aux trois équations de (15). On désigne respectivement par F_f et F_m le coefficient qui satisfait à l'équation des forces et celui qui satisfait à l'équation des moments. Le coefficient F calculé pour $\theta = 0$ et qui satisfait à l'équation des moments est désigné par F_{m0} .

3) On représente, sur le même graphique, les deux courbes $F_f = f(\theta)$ et $F_m = f(\theta)$. La figure III.15 en est un exemple. L'intersection des deux courbes fournit F_i et θ_i .

4) La valeur de F_1 est alors substituée dans l'équation (14) pour calculer Q . Ensuite, partant de la première tranche à la dernière, on calcule les efforts intertranches eux-même.

5) Partant de la première tranche vers la dernière, en utilisant l'équation des moments on trouve les points d'application des efforts inter tranches, qui seront alors reportés sur la section du talus.

Ainsi la composante normale du poids sur la facette inclinée à α et M est :

$$N_i = w_i (\mu_1 + \mu_2 tg \alpha_i) \cos \alpha_i$$

α_i : angle de la facette de rupture avec l'horizontale (en valeur algébrique) .

w_i : Poids de la tranche i .

N_i : Effort à la base de la tranche.

Equation de la statique

- Equilibre verticale d'une tranche :

$$-w_i - (V_i - V_{i+1}) + \frac{c_i'}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + (N_i - u) \frac{tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad \text{[III.25]}$$

- Equilibre horizontale d'une tranche

$$(H_i - H_{i+1}) + \frac{c_i'}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i + (N_i - u) \frac{tg \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0 \quad \text{[III.26]}$$

+Moment par rapport à l'origine des axes

$$\begin{aligned} & -x_{iG} W_i - x_i V_i + x_{i+1} V_{i+1} - (y_{Bi+1} + e_{i+1}) H_{i+1} + (y_{Bi} + e_i) H_i + \\ & \left[\frac{c_i'}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{tg \varphi'_i}{F} \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i] + N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + \\ & (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i] = 0 \end{aligned}$$

(x_{iG} = coordonnée du centre de gravité de la tranche) .

Portons la perturbation sur N_i

$$N_i = W_i (\mu_1 \cos \alpha_i + \mu_2 \sin \alpha_i)$$

On fait la somme des n équations du type (17), sachant que

$$V_0 V_n = 0,$$

on s'aperçoit que les autres V_i disparaissent.

$$\begin{aligned} \sum \left(W_i - \frac{b_i c_i'}{F} tg \alpha_i \right) &= \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\frac{tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) \\ &+ \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\frac{tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) - \sum \frac{u_i tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i \end{aligned}$$

On fait également la somme des n équations du type 1.23,

$$H_0 = H_n = 0$$

et les termes H_i disparaissent.

$$\begin{aligned} \sum \frac{b_i c_i'}{F} - \sum \frac{u_i tg \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i &= \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \right. \\ & \left. \frac{tg \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i \right) + \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i \right) \end{aligned}$$

Si l'on fait maintenant la somme des équations du type (19), on obtient :

$$\begin{aligned} \sum x_{Gi} &= \frac{1}{F} \sum \left[\frac{b_i c_i'}{\cos \alpha_i} + (N_i - u) tg \varphi'_i \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i] \\ &+ \sum N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i] = 0 \end{aligned}$$

D'où la formulation de F

$$F = \frac{\sum \left[\frac{b_i c_i'}{\cos \alpha_i} + (N_i - u) \operatorname{tg} \varphi'_i \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i]}{\sum 2x_{Gi} W_i - N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i]} \quad \text{[III.27]}$$

Chapitre IV :

**Modélisation avec le code
PLAXIS**

Modélisation avec le code PLAXIS

IV.1. Présentation générale.

Le modèle concerne un remblai en pente, La grande hauteur de se remblai fait que ça stabilité n'est pas assuré et qu'un renforcement doit être assuré.

Dans la zone d'étude l'identification du sol support est une étape primordiale pour l'étude de stabilité de l'ouvrage, on doit caractériser le sol support afin de comprendre sont comportement lors du chargement, et vérifier les déformations que peut engendrer la mise en place du remblai et les possibilités de rupture.

Le levé piézométrique indique que la nappe phréatique remonte durant l'hiver jusqu'à environ 7m de profondeur ce qui n'influe pas sur les remblais et n'a pas de même une grande influence sur le comportement du sol support.

Le modèle du terrain proposé est composé de quatre couches de sol, incluant dans la partie supérieure, un remblai et une couche d'argile sableuse et deux couches de marne compacte dans la partie inférieure .

Pour mieux étudier le comportement de notre remblai, des analyses ont été élaborées pour examiner le coefficient de sécurité. On a pensé qu'il serait plus judicieux d'analyser en prenant en compte l'influence de type de renforcement et des espacements entre les nappes des géotextiles afin d'optimiser économiquement.

IV.2. Outils numériques de calcul.

IV.2.1. Introduction.

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus,...) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb). Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des pentes, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élastoplasticité).

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.

Le logiciel 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).

IV.2.2. Le code PLAXIS.

Le code PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (Les Pays Bas), le code initialement réalisé pour analyser les digues en terre, a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement,...).

PLAXIS permet de réaliser des analyses de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculation, Output et Curves).

IV.2.2. Caractéristiques géométriques.

Le profil à analyser est montré sur la figure IV.2 et les coordonnées des points sont présentées sur le tableau IV.1.

Points	X(m)	Y(m)	Points	X(m)	Y(m)	Points	X(m)	Y(m)	Points	X(m)	Y(m)
0	0	0	7	81.96	33,44	14	14,47	33,47	21	36,09	31,93
1	117.8	0	8	76.84	33,44	15	23,21	33,74	22	41	31
2	117.8	8.00	9	59.09	43,69	16	36,09	31,93	23	103,8	13,14
3	117.8	13.14	10	31.21	43,69	17	39,51	31,36	24	0	32,92
4	117.8	18.76	11	16.86	36,32	18	41	31	25	103,18	9
5	105.8	23,44	12	8.5	35,32	19	103,8	9	26	0	25,06
6	101.18	23,44	13	0	39,15	20	0	32,92			

Tableau IV.1. Coordonnées des points.

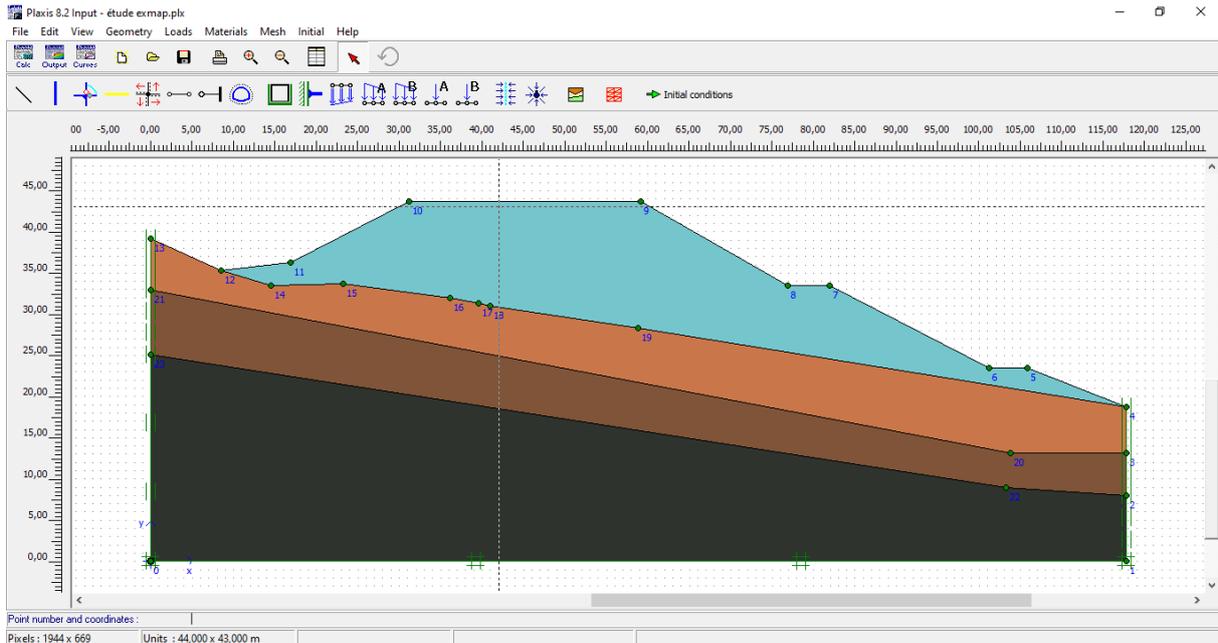


Figure IV.1. Géométrie du mode avec les conditions aux limites.

IV.2.3. Propriétés des couches de sols.

Les propriétés des couches de sol, et leurs types, sont présentés dans le tableau IV.2. Les données à introduire dans notre étude sont prises de la bibliographie

Couches	γ_h (kN /m ³)	γ_d (kN /m ³)	C kPa	ϕ (°)	ν	E (kN /m ³)
Remblai	20	19	10	20	0.39	70000
Argile sableuse	19	15	55	7	0.25	29500
Marne compacte	20	16	99	11	0.23	30400
Marne compacte	23	21	99	15	0.30	7565

Tableau IV.2. Les caractéristiques géotechniques des couches.

La figure IV.3 montre la déformation du massif après rupture c.à.d après chargement. Elle montre également le maillage utilisé pour l'étude de stabilité du remblai en considérant le calcul bidimensionnel. Le maillage comporte un nombre important d'éléments, ce qui conduit à un temps de calcul exorbitant.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, les déplacements sont bloqués dans toutes les directions pour la base du modèle (Figure IV.3).

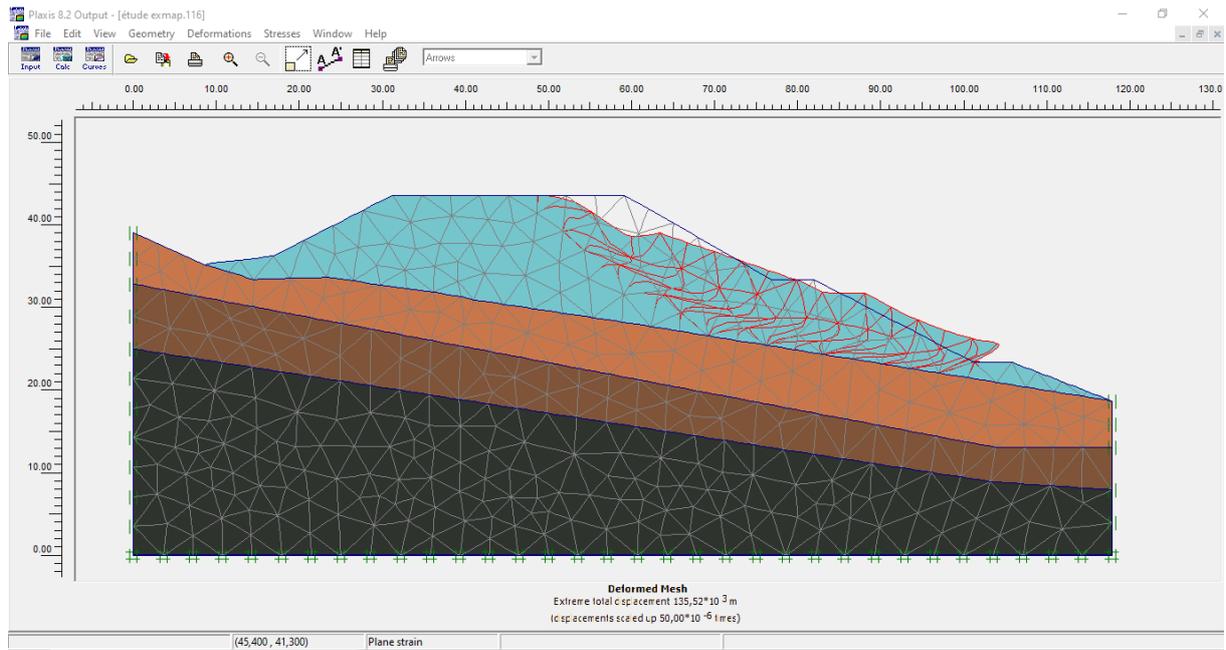


Figure IV.2. Déformation du massif après rupture.

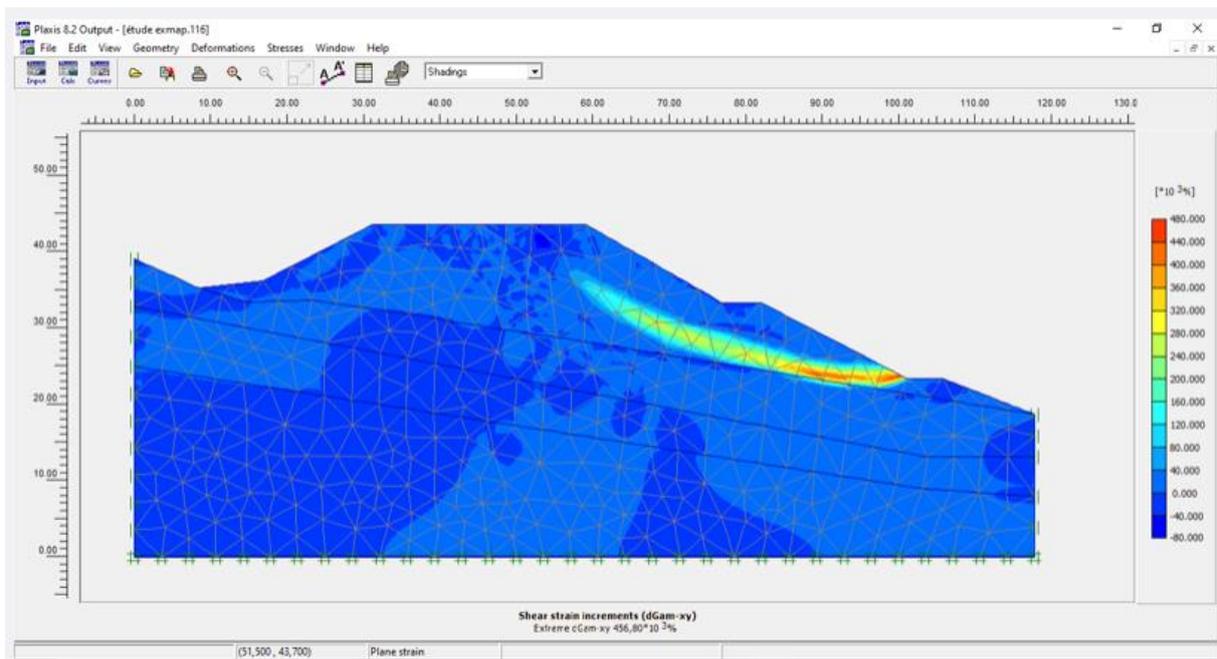


Figure IV.3. Déplacement verticale.

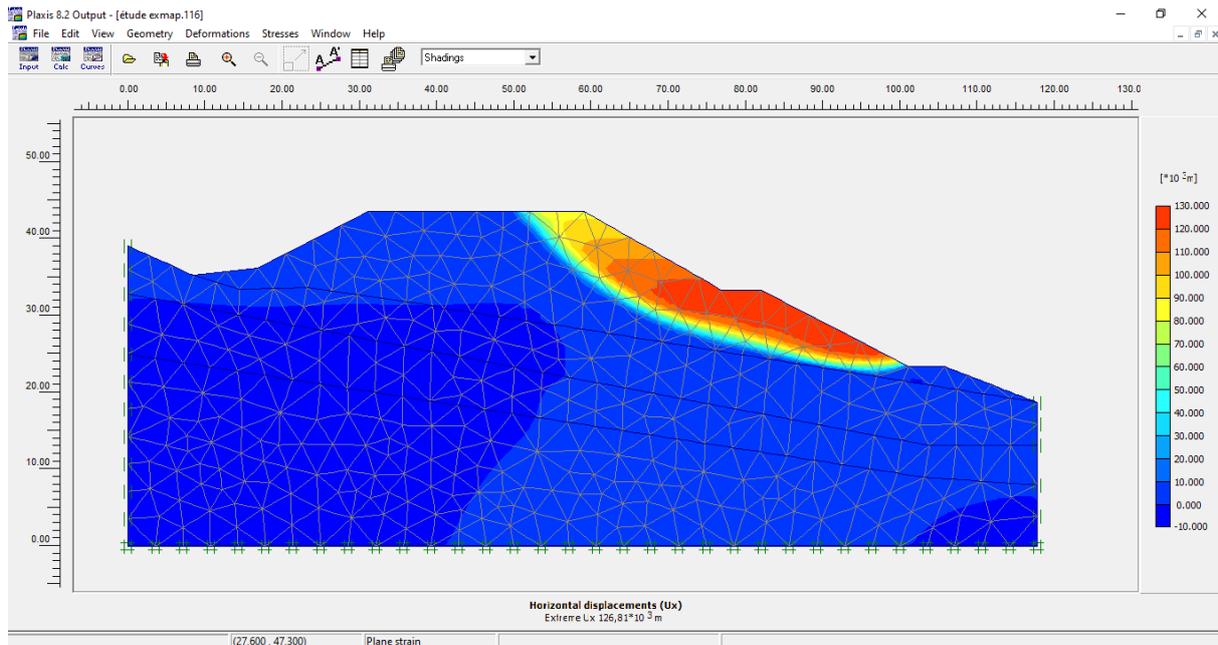


Figure IV.4. Masse susceptible au glissement.

Après l'introduction des données géotechniques des couches et validation de maillage, on lance le calcul.

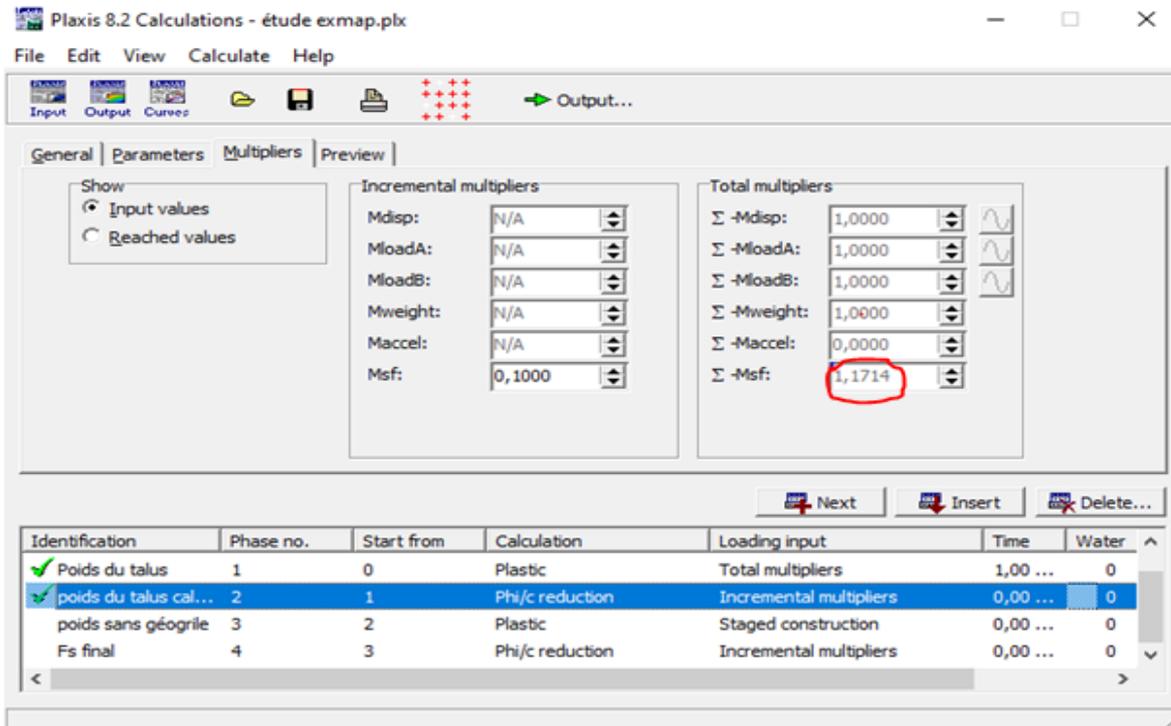


Figure IV.5. Valeur du coefficient de sécurité.

Après l'exécution des calculs, on remarque que le coefficient de sécurité $F_s = 1.17$ est inférieur à 1,5 d'où notre talus est instable. Il faut le renforcer pour que le coefficient de sécurité augmente.

IV.3. Renforcement du remblai avec les géosynthétiques.

Parmi les solutions technique utilisées pour stabilisées les sols médiocre sur tout les remblai, on retenue la mise en œuvre d’un remblai armé par des nappes de géogrilles, parait être une des meilleures solutions puisque le secteur de l’étude c’est des grands remblais sur des sols compressibles qui présentent de problèmes de stabilité liés à ces derniers et voir l’influence de l’espacement entre les Géogrilles.

Paramètres	Nom	Valeur	Unité
Rigidité Normale	EA	80000	kN /m

Tableau IV.3. Caractéristiques du géogrilles.

Dans un premier temps on va inclure les géoGéogrilles avec un espacement de 3 m et le diminuer, dans un deuxième temps, afin de voir son influence sur la stabilité du remblai et parvenir à une solution optimale du côté économique.

IV.3.1. Géogrille avec un espacement e= 3m.

Le renforcement avec des géogrilles espacées de e=3m.

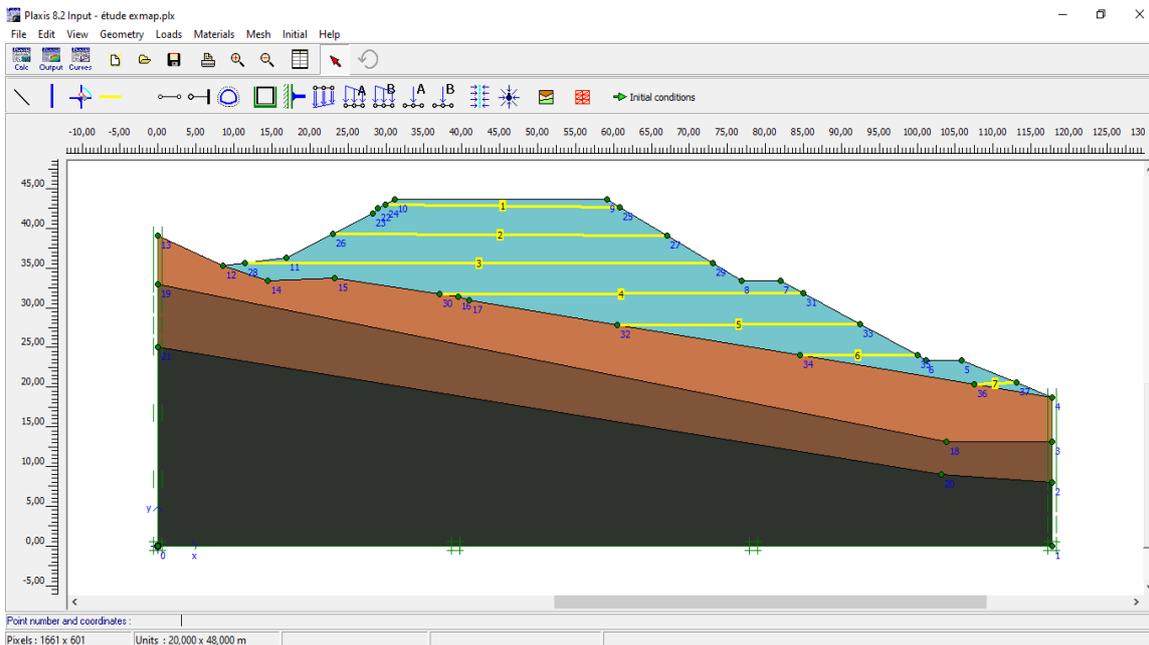


Figure IV.6. Mise en place des nappes géotextiles (espacement=2m).

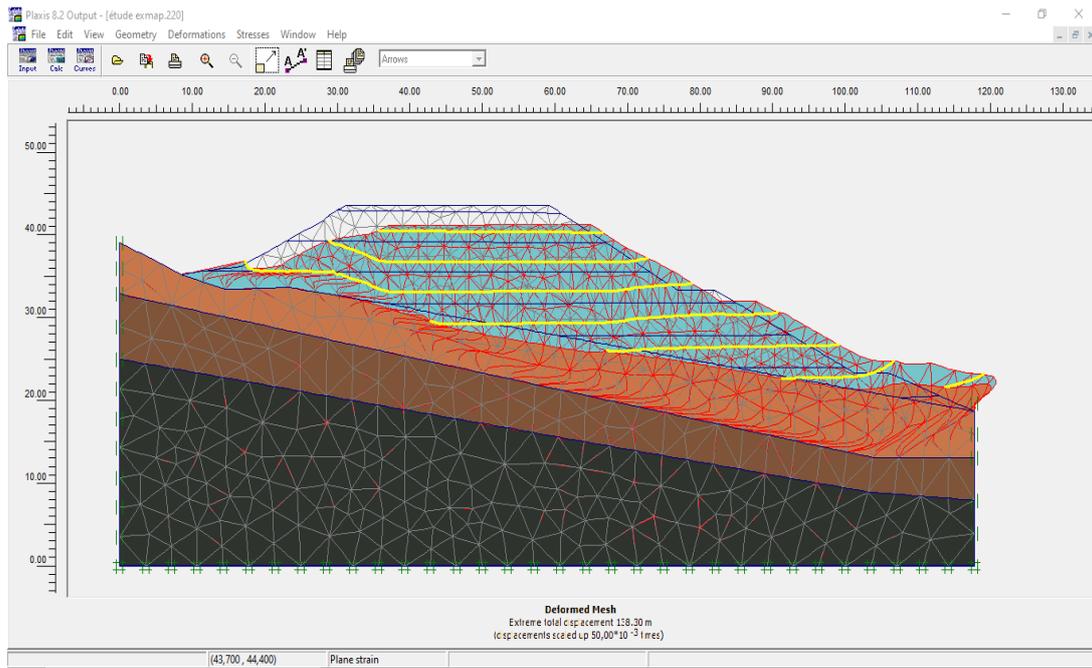


Figure IV.7. Déformation du massif après rupture.

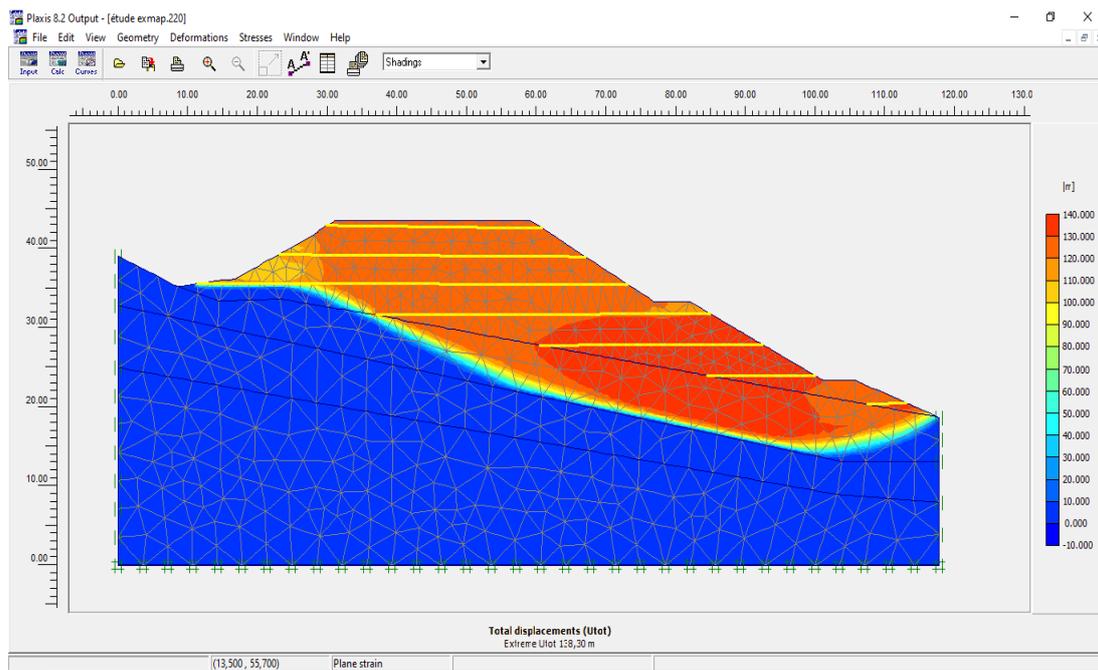


Figure IV.8. Masse susceptible au glissement.

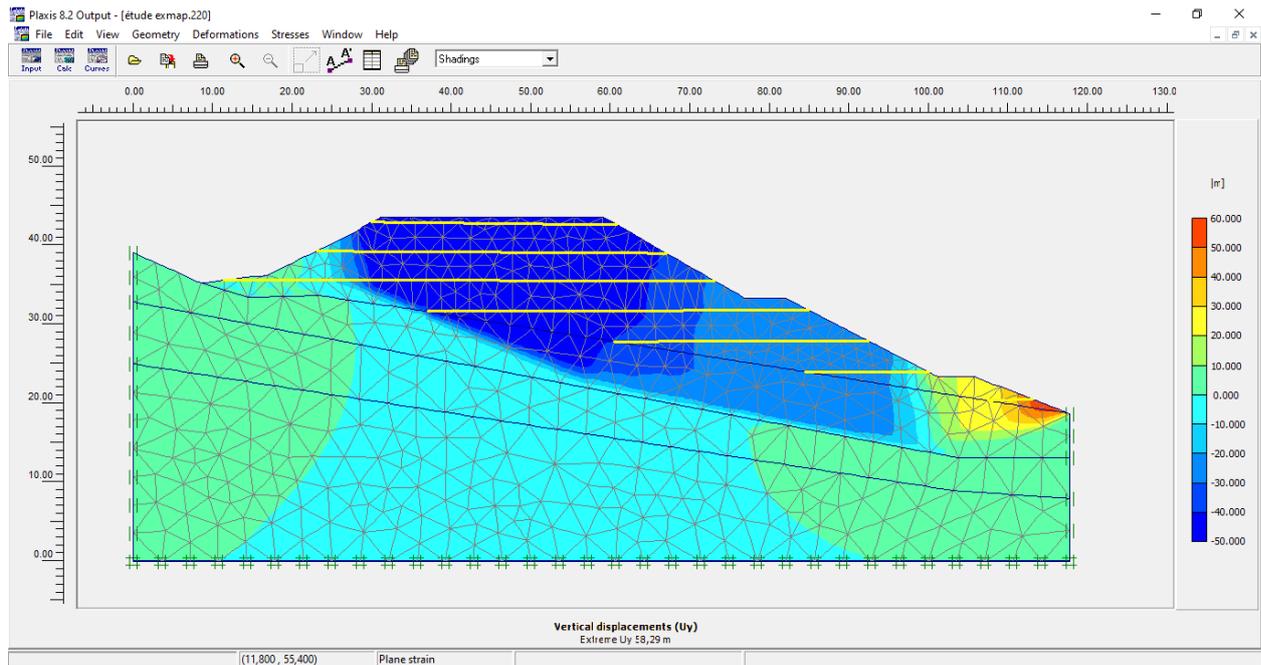


Figure IV.9. Déplacement vertical.

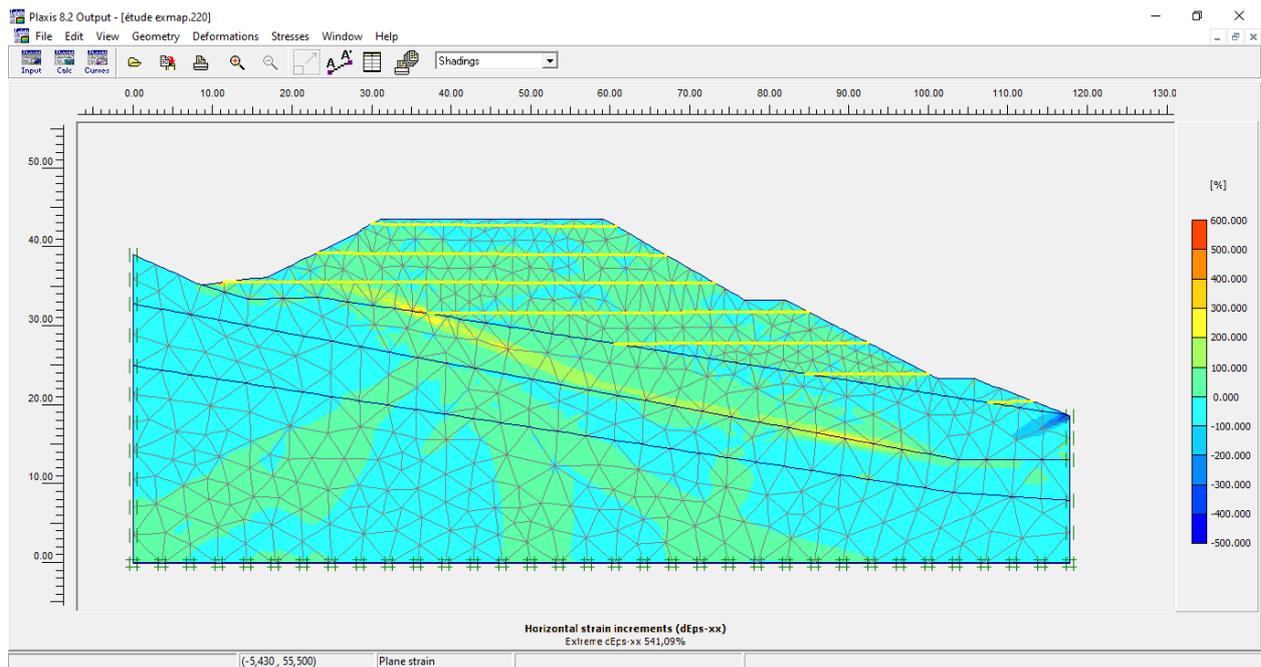


Figure IV.10. Déplacement Horizontal..

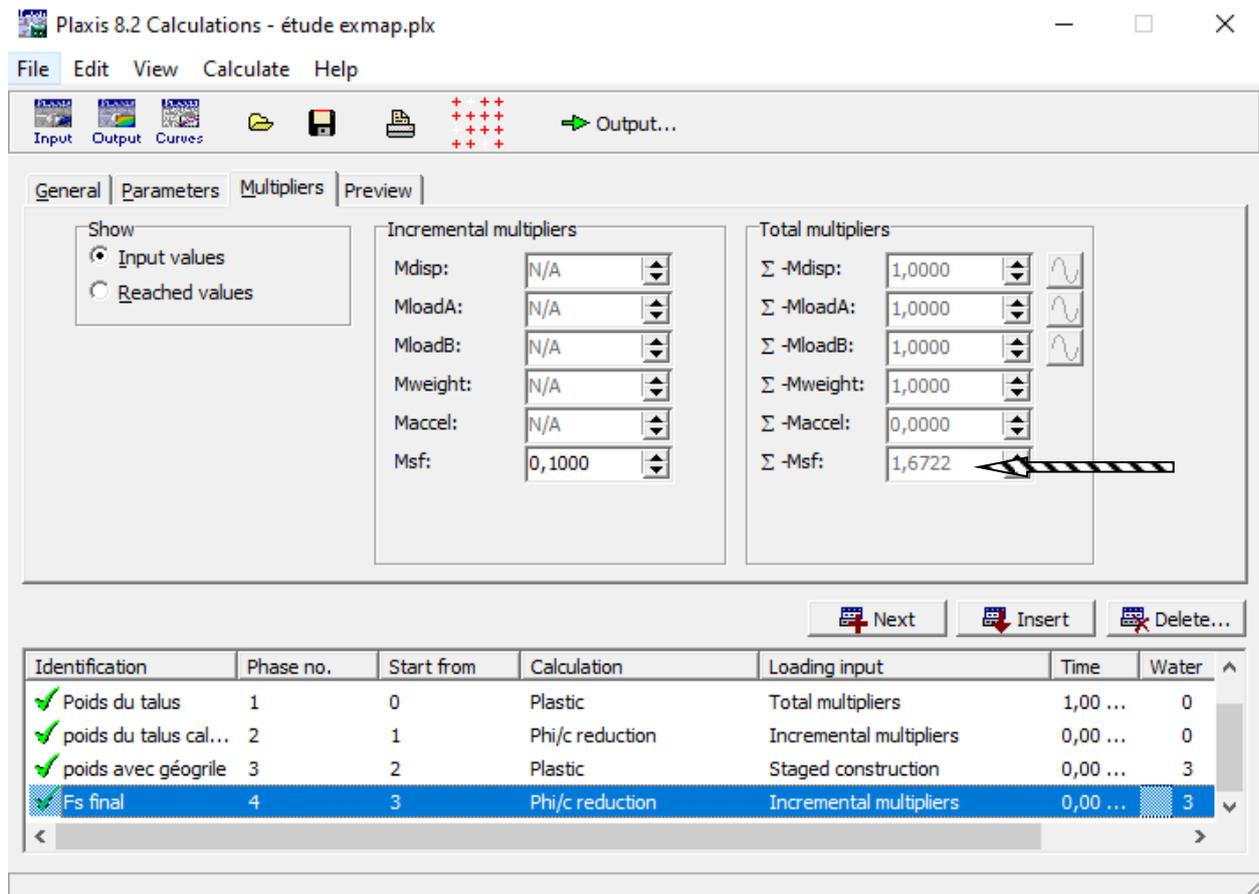


Figure IV.11. Coefficient de sécurité.

Après avoir renforcé le talus avec géogrilles espacées de 3 m d'espacement, nous avons obtenu un $F_s = 1.67$, selon l'importance de l'ouvrage (route), il faut acquiescer un coefficient de sécurité supérieure au 1.5 donc notre but c'est dépassé le 1.5 c'est pour cela nous avons proposé de varier l'espacement de géogriple (diminué l'espacement).

IV.3.2. Variation de l'espacement entre géosynthétiques .

La géométrie du talus utilisée est la même que précédemment avec un espacement entre les nappes des géogrilles varié (2 m, 1 m et 0.5m) pour mieux comprendre l'effet de l'espacement entre géogrilles sur la stabilité du remblai.

Espacement e=2m.

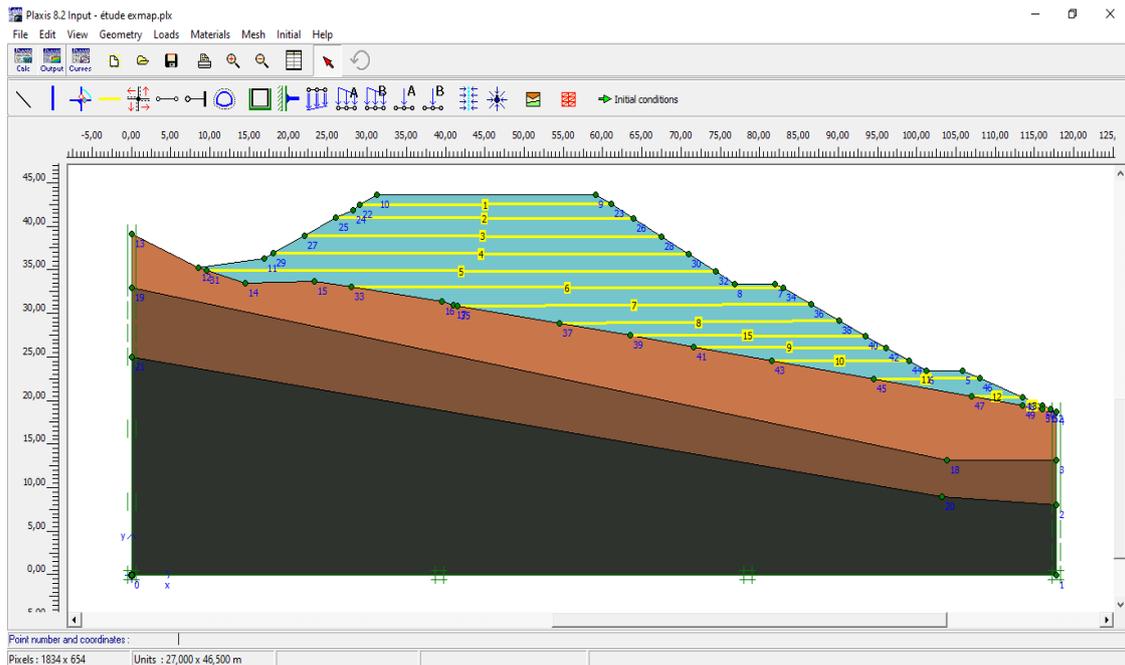


Figure IV.12. Mise en place des nappes géotextiles (espacement=2m)

Après l'exécution des calculs, on remarque que le coefficient de sécurité $F_s = 1.78$ est supérieure à 1,5 d'où notre talus est stable.

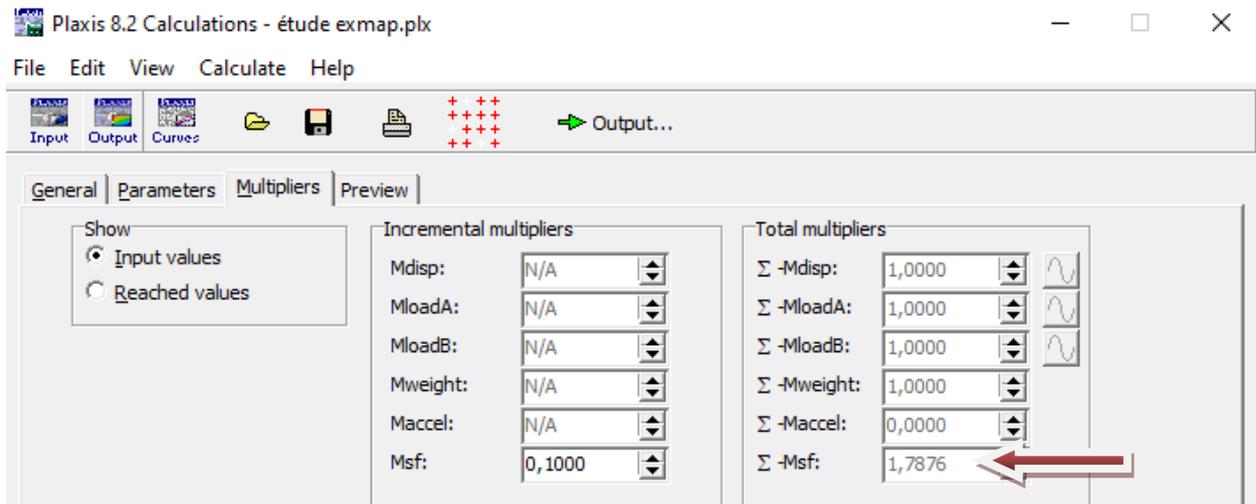


Figure IV.13. Coefficient de sécurité.

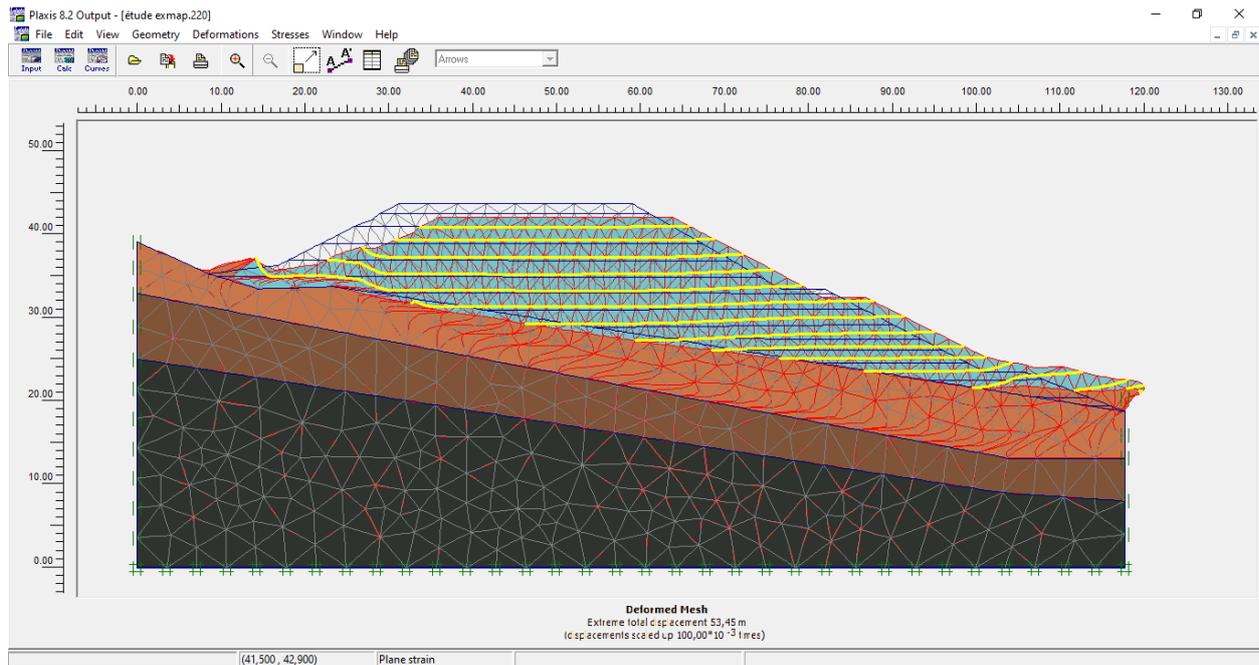


Figure IV.14. Déformation du massif après rupture.

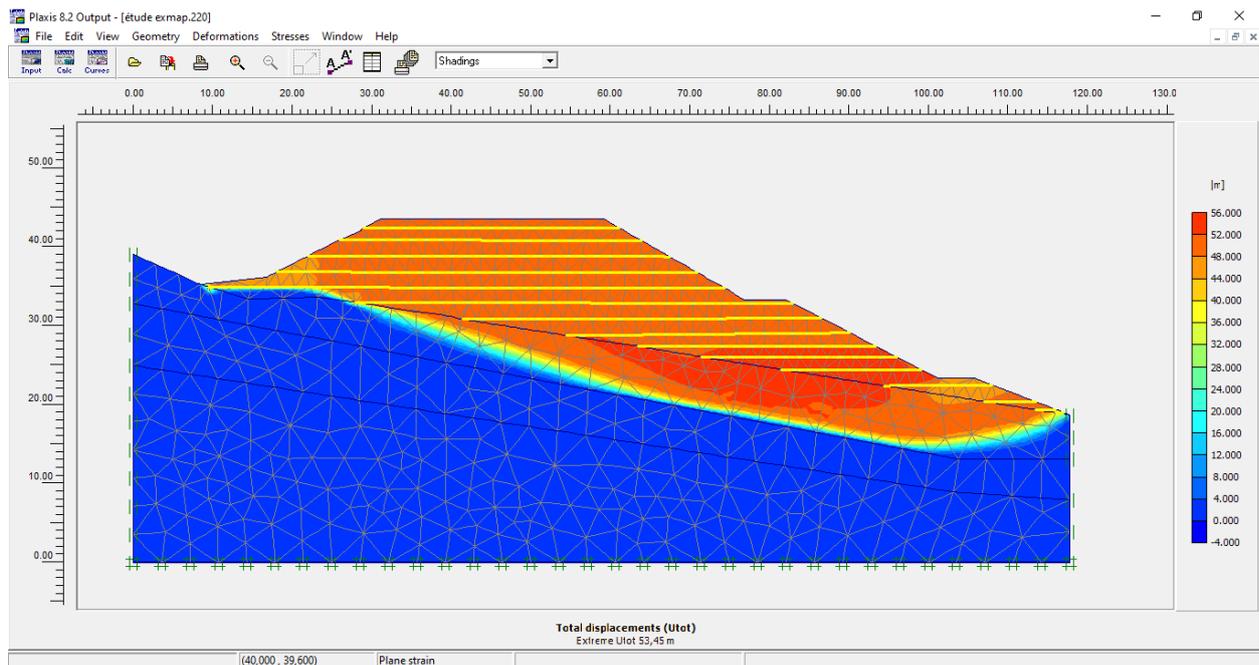


Figure IV.15. Masse susceptible au glissement.

Espacement $e=1m$

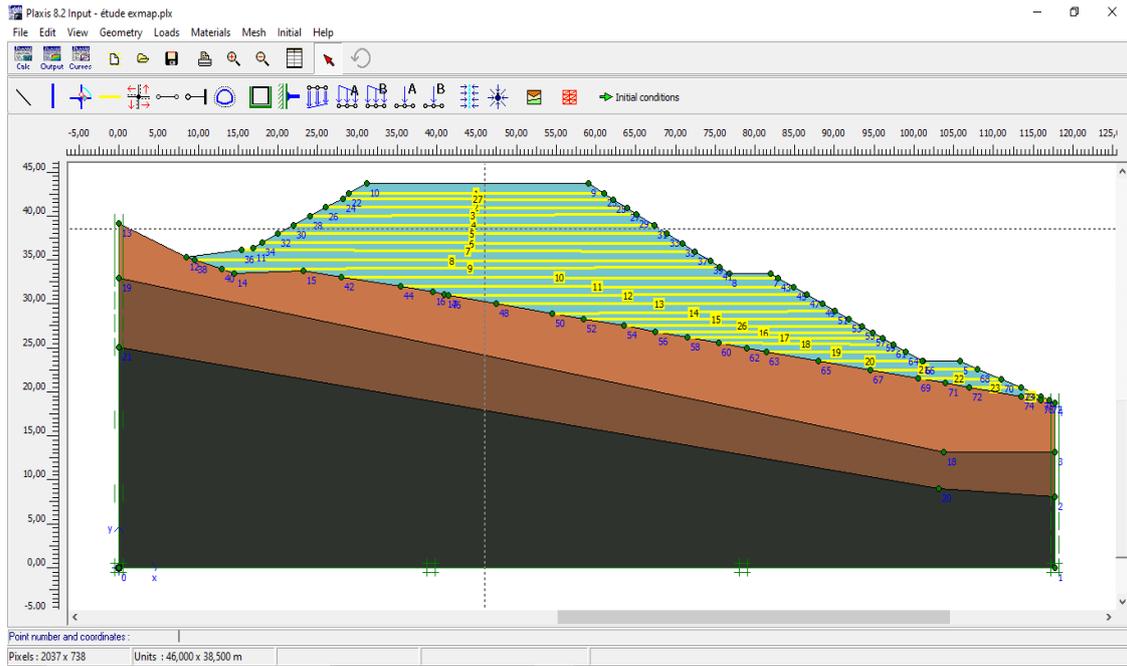


Figure IV.16. Remblai renforcé par géogridde d'espacement $e=1\text{m}$.

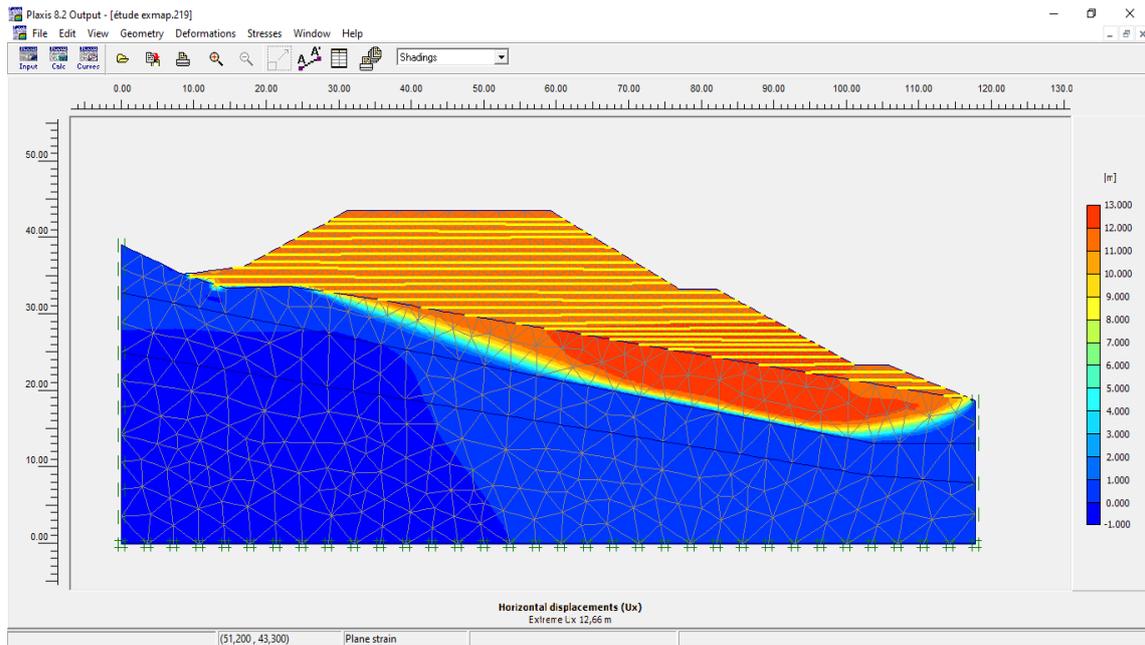


Figure IV.17. Masse susceptible au glissement.

Dans ce cas le coefficient de sécurité $F_s = 1,88$ augmente avec une valeur remarquable (0.10) de l'ordre de ce qui confirme que l'espacement entre géo grilles a influence non négligeable sur la valeur du coefficient de sécurité.

Espacement $e=0.5\text{ m}$.

Pour plus de précision on a essayé de travailler avec un espacement $e=0.5\text{ m}$.

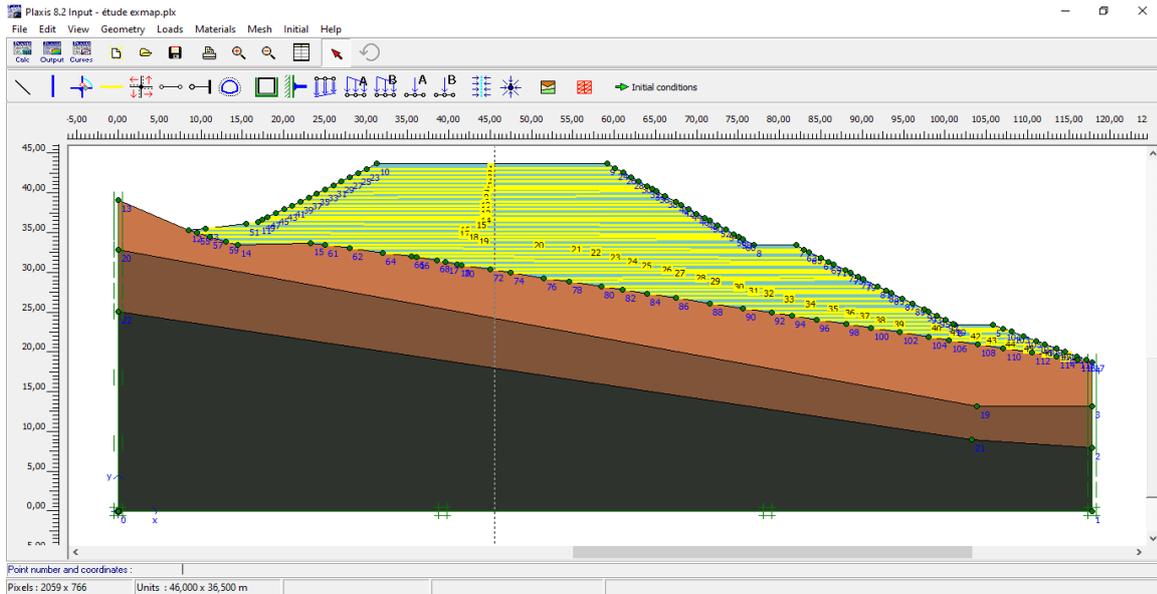


Figure IV.18. Remblai renforcé par géogridde d'espacement $e = 0.5\text{m}$

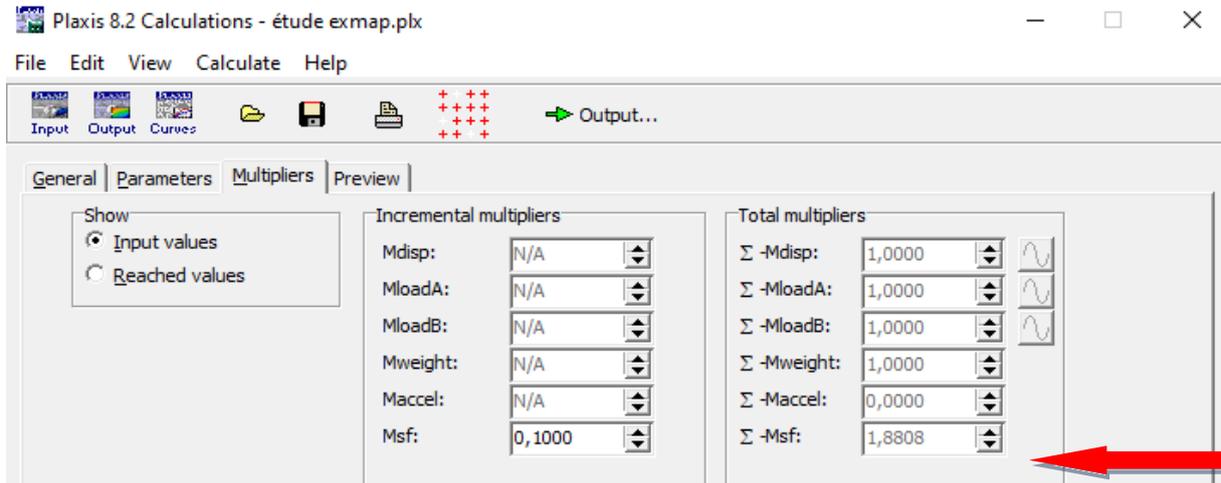


Figure IV.19. Coefficient de sécurité.

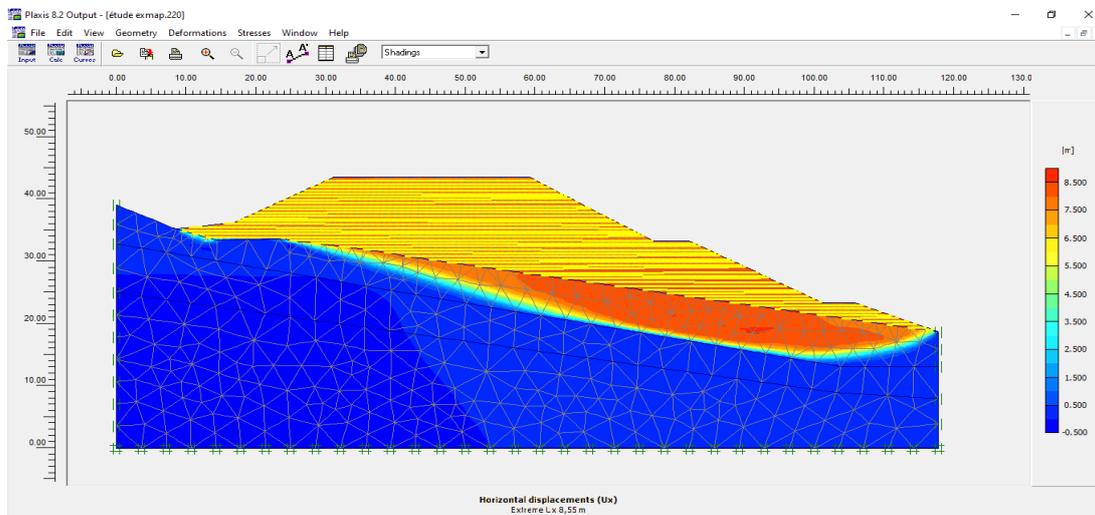


Figure IV.20. Masse susceptible au glissement.

Conclusion :

Selon la modélisation du remblai, par une géogridde de rigidité normale $EA = 80000 \text{ Kn/m}$, avec un espacement ($e = 3, 2, 1$ et 0.5) m on peut remarquer que le coefficient de sécurité augmente avec la diminution de l'espacement entre géogridde, alors que FS peut atteindre la valeur de 1.88 lorsque $e = 1$ et 0.5 m.

A cause de chargement causé par la mise en place de Géogridde (pour $e = 0.5\text{m}$, plus de géogriddes par rapport à $e = 1\text{m}$) sur le remblai et même de côté économique, on adopte la solution de géogridde avec un espacement $e = 1\text{m}$.

IV.4. Variation de la rigidité normale.

Aujourd'hui sur marché plus de 600 produits géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier. Les géosynthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel, ce qui confère à l'ensemble une rigidité plus ou moins importante. Le rôle que jouent les géotextiles sur la rigidité globale du massif renforcé est bien sûr significatif. Pour en évaluer l'influence, nous avons réalisé différentes simulations, on varie la valeur de la rigidité normale « EA »

La géométrie du talus utilisée est la même que précédemment avec un espacement entre les nappes des géotextiles de 0,5 m. La figure IV.19 montre l'évolution du coefficient de sécurité en fonction du module de Young des géogriddes.

EA	1500	2000	20000	40000	80000
Espacement	F _s				
2m	1,62	1,67	1,73	1,77	1,787
1m	1,7	1,8	1,87	1,878	1,88
0,5m	1,74	1,82	1,88	1,885	1,8808

Tableau IV.4. Coefficient de sécurité.

On remarque que le module de Young « E » c.à.d la rigidité normale influence directement sur le coefficient de sécurité qui augmente avec l'augmentation du module de Young.

Conclusion.

La modélisation numérique avec le code PLAXIS, a permis d'analyser l'influence de l'espacement entre les nappes des géotextiles sur le coefficient qui augmente avec la diminution de l'espacement e .

La rigidité globale du massif renforcé par nappes géotextiles on évalue la valeur du module de Young « E » qui influence directement sur le coefficient de sécurité qui augmente avec l'augmentation de la rigidité normale. On peut dire aussi que la solution de renforcement par les géotextiles qu'on a proposée c'est la mieux adaptée du côté économique des coûts et des délais de reconstruction.

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.

Conclusions Générale

Conclusions

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la recherche pour l'obtention d'un master génie civil, spécialité Géotechnique, et qui traite un problème très important dans le domaine de Génie civil et précisément le domaine de la géotechnique et qui est la contribution à l'étude du renforcement des remblais instables par géosynthétique.

L'étude porte tout d'abord Généralités sur les sols compressibles, et classification des géosynthétique ensuite, une fois ce travail de recherche effectué, la suite de l'étude consiste à le mettre en application des exemples de calculs

Selon le travail présenté dans ce mémoire, nous pouvons dresser un bilan des points que nous avons établis et qui nous paraissent importants.

1. Les calculs ont montré l'instabilité du talus avant renforcement.
2. Grace au calcul par éléments finis nous avons pu distinguer les zones de sollicitation eles forts déplacements où on doit viser le renforcement.
3. Dans ce mémoire, une modélisation numérique d'un cas réel de glissement de terrain, cette modélisation a été faite en utilisant la méthode des éléments finis exploitée par le logiciel plaxis 2D qui offre plus de facilitées pour la modélisation, notamment lors de la construction du modèle et de l'introduction des données et cela grâce à son interface graphique. Ce qui permet de bénéficier d'un gain de temps important surtout pour des modèles présentant des géométries complexes comme c'est le cas.
4. La modélisation numérique avec le code PLAXIS, a permis d'analyse l'influence de l'espacement entre les nappes des géotextiles sur le coefficient qui augmente avec la diminution l'espacement e .
5. La génération automatique des contraintes effectives et des pressions interstitielles (pratiquée par Plaxis) est plus simple et plus fiable qu'un calcul manuel des contraintes initiales, surtout pour des couches de sol ayant des surfaces irrégulières.
6. L'analyse de la stabilité des pentes a pour but de comprendre le mécanisme de rupture en profondeur afin de choisir la bonne méthode de confortation. Pour cela une étude précise fait le sujet de chaque étude de stabilité.
7. La technique géosynthétique pour le traitement de certains glissements de terrains constitue une réelle alternative innovante et économique par rapport aux solutions classiques de soutènement. Les principaux avantages de cette technique résident dans la

Conclusions

grande souplesse des massifs renforcés par géosynthétiques, l'utilisation des matériaux locaux et l'intégration des ouvrages dans leurs environnements.

8. 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.
9. Le choix d'une méthode de renforcement dépend d'un certain nombre de paramètres liés aux conditions géotechniques du sol en place ainsi qu'au contexte environnant, sans bien sûr négliger l'influence de l'aspect financier. En milieu urbain, la situation d'un projet et son interaction avec ses alentours impose des contraintes plus nombreuses et plus importantes.

Table Des Notations Principales

Symboles	Désignation	Chapitre
A	Coefficient d'accélération de zone	3
c	Cohésion du sol	3
c'	Cohésion effective du sol	3
E	Module d'élasticité du sol (module d'Young)	3
E _{ref}	Module de référence	3
E ₅₀	Module sécant	3
FS	Coefficient de sécurité	3
G	Module de cisaillement du sol (module de Coulomb)	3
H	Effort horizontal	3
H _{max}	Effort horizontal maximal	3
h	Hauteur du talus	3
K ₀	Coefficient des terres au repos	3
k _h	Coefficient pseudo statique horizontal	3
k _v	Coefficients pseudo statique vertical	3
k _x	Perméabilité du sol selon la direction des x	3
k _y	Perméabilité du sol selon la direction des y	3
L	Longueur du talus	3
U	Résultante des pression interstitielles éventuelles	3
u	Pression interstitielle	3
W	Poids des terres	3
β	Angle du talus	3
γ	Poids volumique du sol	3
γ _d	Poids volumique sec du sol	3
γ _h	Poids volumique humide du sol	3
γ _{sat}	Poids volumique saturé du sol	3
φ	Angle de frottement interne du sol	3
φ'	Angle de frottement interne effectif du sol	3
ν	Coefficient de Poisson	3
σ	Contrainte	3
σ ₁ , σ ₂ , σ ₃	Contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure	3
σ'	Contrainte effective	3
β	Inclinaison de la surface de rupture	3
ΣM _{sf}	Coefficient total de sécurité	3
τ _{ult}	Contrainte de cisaillement ultime du sol	3
τ _{max}	Résistance au cisaillement	3
τ	Contrainte de cisaillement mobilisée	3
ψ	Angle de dilatance	3

Listes des *F*igures

Chapitre I		Page
Figure I.1	Courbe de compressibilité oedométrique (essais de ctiargement par paliers)	4
Figure I.2	Courbe de fluage oedométrique	5
Figure I.3	Structure de base des argiles	7
Figure I.4	Structure de la Kaolinite	8
Figure I.5	Structure d'illite	8
Figure I.6	Structure de la montmorillonite	9
Figure I.7	Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation	11
Figure I.8	Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites Et domaine de validité	14
Chapitre II		
Figure II.1	Les Géotextiles	17
Figure II.2	Géotextile non tissé	17
Figure II.3	Géotextile tissés	18
Figure II.4	Géotextile tricoté	18
Figure II.5	Les Différents types de géogrilles	18
Figure II.6	Les Géofilet	19
Figure II.7	Les Géomembrane	19
Figure II.8	Les Géocomposites	20
Figure II.9	Les Géosynthétiques bentonitiques	20
Figure II.10	Les Géotuyaux	20
Figure II.11	Les Géosynthétiques alvéolaires	21
Figure II.12	Plaques de géomousses	21
Figure II.13	L'utilisation des géosynthétiques dans la séparation	22
Figure II.14	Pose des géogrilles de séparation	22
Figure II.15	L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement	23
Figure II.16	Pose des géotextiles de renforcement	23
Figure II.17	L'utilisation contre l'érosion	24
Figure II.18	L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration	24
Figure II.19	L'utilisation pour filtration	24
Figure II.20	Le Géosynthétiques en drainage	25
Figure II.21	L'utilisation des géotextiles pour le drainage	25
Figure II.22	L'utilisation des géosynthétique comme Confinement des (barrières aux) fluides/gaz	26
Figure II.23.a	Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage	26
Figure II.23.b	L'utilisation du géogrille dans le renforcement	27
Figure II.24	Rupture type d'un remblai non renforcé et utilisation de nappes géosynthétiques en renforcement	27
Figure II.25	Renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge	29
Figure II.26	Mécanismes typiques de dégradation des routes non revêtues et non renforcées sur les sols mous	29
Figure II.27	Apport des géosynthétiques sur le comportement des routes non revêtues	30
Figure II.28	Diagramme typique de conception	30

Figure II.29	Construction d'une route non revêtue sur une argile organique molle	31
Figure II.30	La fonction de renforcement	31
Figure II.31	Variation de la capacité portante après utilisation de géosynthétique	32
Figure II.32	Influence du sens de remblaiement sur l'ordre de recouvrement des nappes. (CFDGEG, 1990)	34
Figure II.33	Mise en pré-tention des nappes. (CFDGEG, 1990)	34
Chapitre III		
Figure III.1	L'équilibre dans le sol	36
Figure III.2	Représentation d'un talus de sol homogène, isotrope, sans eau	37
Figure III.3	Répartition des contraintes	39
Figure III.4	Cercle critique (Cercle critique Pied)	40
Figure III.5	Cercle critique (cercle de flanc de talus)	40
Figure III.6	Cercle critique (à mi- pente)	41
Figure III.7	Abaque de Taylor	41
Figure III.8	Relation entre l'angle du talus β et les paramètres θ et α permettant de déterminer la position du cercle de pied critique quand β est supérieur à 53°	42
Figure III.9	Relation entre l'angle de talus β et le coefficient de profondeur n_D pour différentes valeurs de n_L	43
Figure III.10	Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_S pour différentes valeurs de φ	44
Figure III.11	Méthodes des tranches	45
Figure III.12	Méthode de Fellenius	47
Figure III.13	Méthode de JUMBU - forces en présence	49
Figure III.14	Abaque du coefficient correcteur de Jumbu	50
Figure III.15	Equilibre d'une tranche de talus en présence de l'eau	52
Chapitre IV		
Figure IV.1	Géométrie du mode avec les conditions aux limites	59
Figure IV.2	Déformation du massif après rupture	60
Figure IV.3	Déplacement verticale	60
Figure IV.4	Masse susceptible au glissement	61
Figure IV.5	Valeur du coefficient de sécurité	61
Figure IV.6	Mise en place des nappes géotextiles (espacement=2m)	62
Figure IV.7	Déformation du massif après rupture	63
Figure IV.8	Masse susceptible au glissement	63
Figure IV.9	Déplacement vertical	64
Figure IV.10	Déplacement Horizontal	64
Figure IV.11	Coefficient de sécurité	65
Figure IV.12	Mise en place des nappes géotextiles (espacement=2m)	66
Figure IV.13	Coefficient de sécurité	66
Figure IV.14	Déformation du massif après rupture	67
Figure IV.15	Masse susceptible au glissement	67
Figure IV.16	Remblai renforcé par géogrille d'espacement $e=1m$	68
Figure IV.17	Masse susceptible au glissement	68
Figure IV.18	Remblai renforcé par géogrille d'espacement $e=0.5m$	69
Figure IV.19	Coefficient de sécurité	69
Figure IV.20	Masse susceptible au glissement	69

Listes Des Tableaux

Chapitre I		Page
Tableau I.1	Propriétés caractéristique des sols compressibles	6
Tableau I.2	Les principaux méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais	15
Chapitre IV		
Tableau IV.1	Coordonnées des points.	58
Tableau IV.2	Les caractéristiques géotechniques des couches	59
Tableau IV.3	Caractéristiques du géogrilles	62
Tableau IV.4	Coefficient de sécurité	70

Références Bibliographiques

- [1] Ali Bouafia : Génie Civil Conception et calcul des ouvrages géotechniques « Cours et Applications », Office des Publication Universitaire, 2009 ;
- [2] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- [3] F. Schlosser, H.M. Jacobsen, I. Juan, renforcement des sols, Revue française de géotechnique, N° 29.
- [4] Holtz R.D. Geosynthetics for soilreinforcement. The 9th Spencer J. Buchanan .Lecture, *University of Washington Department of Civil &Environmental Engineering*, November 2001.
- [5] Magnan, Jean-Pierre et PILOT, Georges. Amélioration des sols. ptc.fayat.Amélioration de sols PTC. 2015.
- [6] Mécanique des sols. C308-1. Traité construction et lexique. Volume C2-1996.
- [7] Noui Abdelkader, Conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrages d'arts,Mémoire de Magistère, Université de Batna, 2012.
- [8] Philipponnat, G. & Hubert, B. : Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles 2002.
- [9] Pilot G., Chaput D., Queyroi D. Remblais routiers sur sols compressible : étude et construction. Ministère de la Coopération, Paris, 1988.
- [10] PrashantPatil, Ipuu Mena, ShubhamGoski, YogeshUrs, SoilReinforcement Techniques, Journal of Engineering Research and Application, 2248-9622, (Part -2) August 2016, pp. 25-31.
- [11] ZIGHMI, Imène-Bassma. Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. Tizi Ouzou.

Nétographique

- [12] <http://www.entreprisedeterrassement.fr/les-remblais/>.
- [13] <http://www.geosyntheticssociety.org/wpcontent/plugins/resources/documents/Classification/french.pdf>.
- [14] <http://www.geosyntheticssociety.org/wpcontent/plugins/resources/documents/Functions/french.pdf>.
- [15] <http://www.geosyntheticssociety.org/wpcontent/plugins/resources/documents/Embankment/french.pdf>.
- [16] <http://www.cfg.asso.fr/sites/all/ligs/route-non-revetue.pdf>.