



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Travaux Publics
Voie et Ouvrage d'Art

Réf. : V33

Présenté et soutenu par :
Kina Chouaib

Le : dimanche 24 juin 2018

Renforcement des pentes par géotextile

Jury :

Pr.	Guettala Abdelhamid	Pr	Université de Biskra	Président
Dr.	Houhou Med Nabil	MCA	Université de Biskra	Examineur
Dr.	Feia Sadok	MCB	Université de Biskra	Rapporteur

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence : V33 / 2018

جامعة محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع : 2018 / V33



Mémoire de Master
Spécialité : Travaux Publics
Option : Voie et Ouvrage D'art

Thème :

Renforcement des pentes par géotextile

Soutenu le : 24/06/2018

Présenté par :

Mr. CHOUAIB KINA

Promotion: Juin 2018

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents, ma mère et mon père, pour leur sacrifice patience et encouragements puisse Dieu m'aide à les honorer et les servir.

- A mes chers frères et mes sœurs;*
- A toute ma famille;*
- A tous mes amis.*

Chouaib

Remerciement

Je remercie avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

Je remercie aussi mes parents pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*J'exprime toute ma profonde reconnaissance et gratitude à mes encadrants : **Dr Feia Sadok** et **Dr Ouahab Mohamed Youness** de m'avoir fait confiance et accepté de diriger ce mémoire.*

*Je tiens aussi à remercier tous les enseignants et les étudiants de spécialité voie et ouvrage d'art qui ont contribué de près ou de loin à mon formation, surtout : **M^{am} Boudiaf, Achour, Ben moussa, Ben nadjj, bouzergata, merghni, Lazar, Belmekki, Chicha, Chanai.***

*Sans oublier mes collègues de travail surtout **Mr Drihem, Mr Diab** le cadres de DTP d'El Oued, pour leur encouragement.*

Merci à tous

Résumé

La stabilité d'un glissement de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique, Dans le domaine de génie civil les ingénieurs ont développé plusieurs techniques et méthode de confortement, Le renforcement des pentes et talus est devenu une opération primordiale vu les problèmes causés par le phénomène de glissement de terrain.

Afin de développer la stabilité avec les géotextiles, et pour raison d'économie, un modèle de talus correspond à un remblai en pente relatif aux travaux d'un barrage d'eau, d'une géométrie et paramètre géotechnique bien définie ont été proposé pour lancer une étude paramétrique par modélisation numérique avec le logiciel PLAXIS.

L'objectif de ce projet est d'étudié l'effet des paramètres géométriques sur la stabilité qui nous a permis de dégager le modèle du talus avec répartition des nappes le plus stable et plus économique. En fin l'étude paramétrique nous a permis de trouver les paramètres géométriques à améliorer pour mieux stabiliser les talus.

Dans cette étude nous avons intéressé par l'effet de la rigidité de géotextile, l'effet de la longueur des nappes et la position et la profondeur.

Mots clés : Renforcement, stabilisation, géotextile, Glissement.

ملخص

يعتبر تثبيت الانزلاقات الارضية واحدة من المهام الرئيسية للجيو تكنولوجي، في ميدان الهندسة المدنية المهندسين المدنيين قامو بتطوير العديد من التقنيات وأساليب التعزيز، تعزيز المنحدرات والجسور أصبح يشكل عملية أساسية و لازمة نظرا للمشاكل الناجمة عن ظاهرة الانهيار الأرضي.

لتطوير تثبيت المنحدرات بواسطة الأنسجة، ولأسباب اقتصادية، إقترحنا نموذج المنحدر هو دفن لتربة بشكل منحدر لأشغال سد للمياه، ذات شكل هندسي و خصائص الجيو تقنية والمعلومات محددة ، وذلك للقيام بدراسة خصائص عن طريق النمذجة الرقمية بواسطة برنامج بلاكسيس.

الهدف من هذا المشروع هو دراسة تأثير الخصائص الهندسية على تثبيت التربة ، مما يسمح لنا بتحديد نموذج المنحدر مع توزيع و وضع أنسجة الأكثر استقرارا و إقتصادا. وأخيرا ، سمحت لنا الدراسة للخصائص بإيجاد الخصائص الهندسية التي يجب تحسينها من أجل تثبيت المنحدرات.

في هذه الدراسة إهتمنا بتأثير الصلابة الجيولوجية للانسجة التدعيمية ، و أيضا تأثير طول الانسجة و تمركزها و عمقها.

الكلمات المفتاحية: التعزيز ، التثبيت ، الانسجة الأرضية ، الانزلاق.

SOMMAIRE

Dédicace

Remerciement

Résumé

ملخص

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE.....	2
I-1- INTRODUCTION.....	3
I-2- GENERALITE SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAINS.....	3
I-2-1-Classification des mouvements de terrain :.....	4
I- 2-1-1- Les écoulements :	4
I- 2-1-2-Fluage :.....	5
I- 2-1-3-Les coulées :.....	5
I- 2-1-4-Les glissements :	5
I-2-2-Les zones propices aux mouvements de terrain :	6
I-2-3-Glissements :.....	6
I-2-3-1-Définition du glissement :	6
I-2-3-2-Les facteurs influent le glissement :.....	7
I-2-3-3-Les types de glissements :.....	7
a)- Glissement plan :.....	7
b)- Glissement rotationnel simple avec un seul cercle de glissement .	7
c)- Glissement rotationnel complexe ou succession de glissements simples emboîtés :.....	8
I-2-4-Synthèse :.....	8
I-3- LES GEOSYNTHETIQUES.....	9
I-3-1- Définition de géosynthétique.....	9
I-3-3-Typologie des géotextiles.....	9
I-3-3-1-Géotextile non tissé:.....	9
I-3-3-2-Géo tricoté :.....	9
I-3-3-3-Géo tissé :	9
I-3-4- Mode de fonctionnement des géotextiles de renforcement.....	10
I-3-5- Avantages des géotextiles	11
I-3-6- Classifications des géosynthétiques :.....	12
I-3-7- Les fonctions principales des géosynthétiques :.....	14
I-4- ETUDE DE STABILITE.....	15
I-4-1- Notion de coefficient de sécurité.....	15
I-4-2-Recherche du coefficient de sécurité du talus.....	16
I-4-3-Caractéristiques mécaniques à prendre en compte.....	16
I-4-4-Méthode de calcul	17
I-4-4-1-Le calcul à la rupture.....	17
a)-Rupture plane :.....	18
b)-Méthode de Fellenius (rupture circulaire).....	19
c)- Méthodes des tranches : généralités.....	21
I-4-4-2-Les calculs en contrainte-déformation.....	23
I-4-5-Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité...	24

I-4-6-Définition des paramètres géométriques de surface de rupture.....	25
I-5- ETUDE ANTERIEUR.....	26
I-5-1- Etude de Luo, Bathurst et Javankhoshdel en 2016	26
I-5-2- Etude de TALAICHE 2011	27
I-6-Conclusion.....	29
CHAPITRE II : PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS ET LOI DE COMPORTEMENT UTILISES	30
II-1- INTRODUCTION.....	31
II -2- PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS.....	31
II -2-1- Définition :	31
II -2-2-Options par défaut et solutions approchées	32
II-3-LOI ET MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS PLAXIS.....	33
II -3-1-Définition.....	33
II -3-2- Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles.....	34
II -3-3- Modèle de Mohr-Coulomb.....	35
a) Module d'Young	36
b) Coefficient de Poisson	37
c) Angle de frottement	37
d) Cohésion	37
e) Angle de dilatance	37
f) Les contraintes de traction :.....	38
g) Les paramètres avancés :.....	38
II -3-4- Les autres modèles utilisés dans PLAXIS	38
II -4-CONCLUSION.....	39
CHAPITRE III : ETUDES ET INTERPRETATIONS DES RESULTATS...	40
III-1-INTRODUCTION	41
III-2-PRESENTATION DE MODELE.....	41
III-2-1- Présentation de la géométrie du modèle.....	41
III-2-2-Caractéristiques des matériaux.....	42
III-2-3-Validation de modèle	43
III-2-3-Résultats de calcul	43
III-3-ETUDE PARAMETRIQUE.....	44
III-3-1- Effet de la rigidité de géotextile	44
III-3-2- Effet de la longueur de la nappe de géotextile.....	46
III-3-3- Effet de la position des nappes de géotextile.....	47
III-3-4- Effet de la profondeur des nappes de géotextile.....	48
III-3-5- Proposition d'un modèle économique	50
III-4-CONCLUSION	51
CONCLUSION GENERALE	52
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	53

INTRODUCTION GENERALE

Les instabilités du sol figurent parmi les risques géologiques les plus répandus sur la Terre. Des milliers de morts et de blessés, d'énormes pertes économiques sont les évidences regrettables des instabilités de pentes partout dans le monde. Celles-ci constituent une menace de plus en plus importante, compte tenu de la croissance de la population mondiale, de l'utilisation intensive des terres et du changement climatique.

L'étude des mouvements de terrain est particulièrement complexe et représente depuis des siècles le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités, dans ce travail on a présenté dans le premier chapitre brièvement c'est quoi un mouvement de terrain et nous avons identifié et différencié les types de glissement, aussi nous avons intéressé par les géosynthétiques comme matériaux ou élément de renforcement et nous avons cité leurs types et leurs mode de fonctionnement et classifications et leur fonctions principales, et afin de juger notre choix de confortement avec ces matériaux on a cité quelques avantages principales.

Les premières études de renforcement des sols remontent aux travaux de Vidal 1969. Depuis, la technologie a subi une évolution et un développement remarquable. De nos jours, les méthodes de renforcement des sols sont multiples,

Plusieurs théories et méthodes développées pour la stabilité des glissements de terrain, ces méthodes sont basées essentiellement sur la détermination de coefficient de sécurité F_s , qui ont été détaillé aussi dans le premier chapitre.

Afin de développer la stabilité avec les géotextiles, et pour raison d'économie, un modèle de talus correspond à un remblai en pente relatif aux travaux d'un barrage, d'une géométrie et paramètre géotechnique bien définie, a été proposé pour lancer une étude paramétrique par modélisation numérique avec le logiciel PLAXIS, ce dernier a été défini au 2ème chapitre.

Dans cette étude nous nous sommes intéressé par l'effet de la rigidité de géotextile, ainsi l'effet de la longueur des nappes, la position et la profondeur. Les résultats de la présente étude sont développés dans le troisième chapitre.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I -1- INTRODUCTION

I -2- GENERALITE SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAINS

I -3- LES GEOSYNTHETIQUES

I -4- ETUDE DE STABILITE

I -5- ETUDE ANTERIEUR

I -6- CONCLUSION

I-1- INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous avons montré des généralités et des définitions concernant les mouvements de terrains et les solutions qui s'adaptent pour ignorer leurs catastrophes.

Dans le domaine de génie civil les ingénieurs ont été développé plusieurs techniques et méthode de confortement, on a distingue la stabilisation par drainage, la stabilisation par butée de pied, la Stabilisation par soutènement,

A priori des techniques de stabilisation par soutènements, on a découvre des nombreux éléments résistants utilisé dans ces techniques, parmi ces éléments on a distingue les tirants d'ancrage et murs ancrés, les clouages par des barres, des micros pieux, rangées de pieux, palplanches ou de profilés métalliques d'inertie diverse, Ouvrage de soutènement (murs en béton, murs cellulaires, gabions, remblais renforcés par géotextile) etc.

Dans cette étude on a choisie de renforcer un talus avec des géotextiles, l'utilisation de ces matériaux comme renforcement a connu un essor considérable en partie grâce à des techniques de mise en place simples et peu onéreuses. La nature et les caractéristiques du produit, surtout sa grande déformabilité, lui permettent de s'adapter à des déformations relativement importantes sans se rompre. Sa grande surface de contact avec le sol garantit une bonne liaison et donc un bon renforcement.

La stabilité d'un glissement de terrain est l'une des taches majeures de la géotechnique, une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude est nécessaire, dans ce chapitre on a montré une étude de stabilité ce qui base sur les différentes méthodes de calcule de facteur de sécurité.

I-2-GENERALITE SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAINS

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.),

Plusieurs classifications sont possibles puisqu' il existe une grande diversité des critères de choix motivée par la spécialité des auteurs (critère géologique, critère mécanique ...). En fait la classification n'est pas une fin en soit, mais un moyen de dénombrer les principaux types de mouvements, de façon à pouvoir évoquer certaines de leurs caractéristiques essentielles ou de les retrouver.

A partir les critères de classification des mouvements de terrains, parmi ces critères :

-critères géologiques, critères d'âge du mouvement de terrain, géomorphologiques, critères mécanique ...Ets, on retiendra la classification agréée par le comité international de géologie de l'ingénieur (Némcova, Pasek, Rybare, 1972), qui distingue quatre catégories :

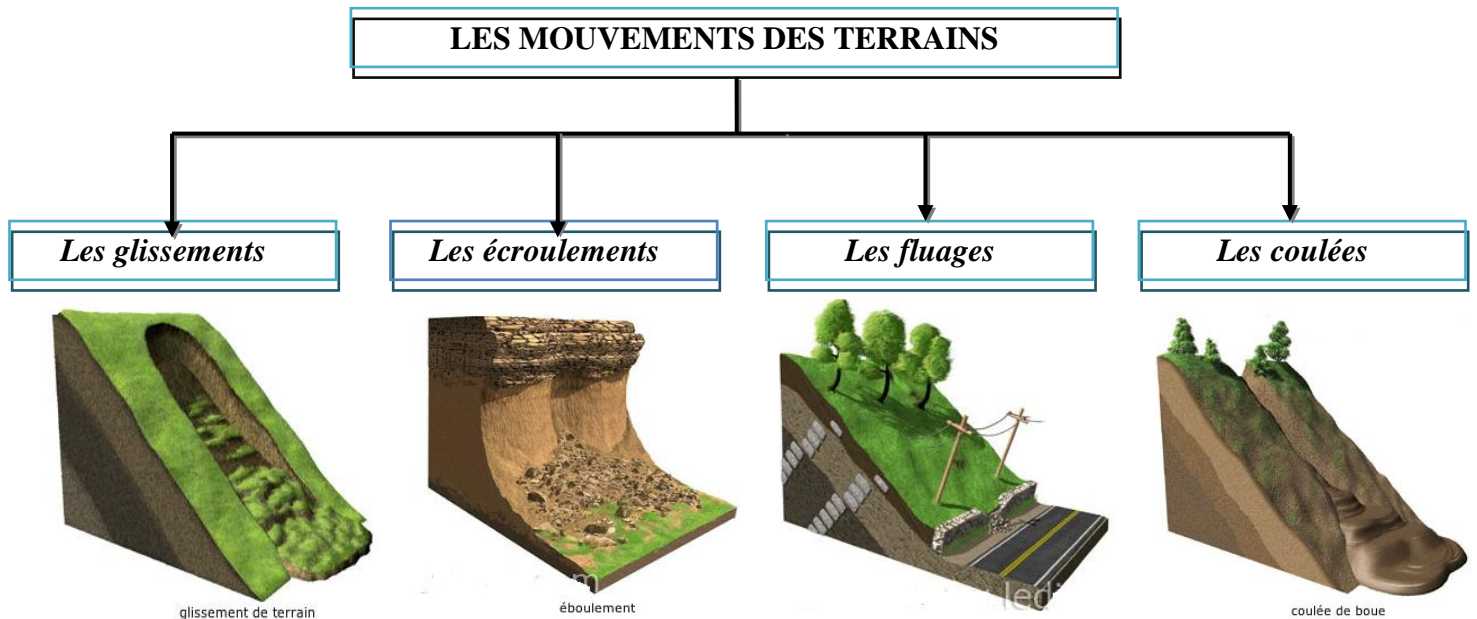


Figure 1-1 : classification des mouvements des terrains

I-2-1-Classification des mouvements de terrain :

I- 2-1-1-Ecoulements :

Les écroulements ou éboulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes occasionnés généralement par des fissures préexistantes, représentés par l'effondrement d'un plan de falaise vertical formant au pied du versant un amas de matériaux grossiers pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres. Les terrains donnant lieu à des écroulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaire, roches cristallines et cristallophylliennes).

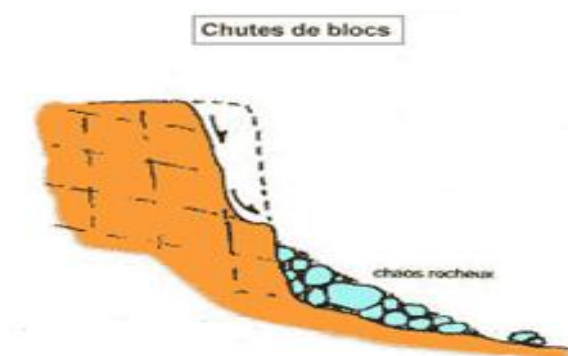


Figure1-2 : Dessin désigne un écroulement de terrain

I- 2-1-2-Fluage :

Les fluages correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique qui sont de ce fait proche de la rupture .L'état ultime peut être soit la stabilisation soit la rupture. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers.

I- 2-1-3- Coulées :

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Le mouvement de la coulée est analogue à celui d'un fluide visqueux, il concerne les matériaux meubles généralement saturés Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées.



Figure1-3 : Photo d'une coulée boueuse

I- 2-1-4- Glissements :

Un glissement de terrain, est un versant instable de montagne ou de colline qui se détache et glisse dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend de la surface et de la profondeur de la rupture.

Ce phénomène fera l'objet d'une étude plus approfondie

On distingue 2 types de glissements : plan et rotationnelle

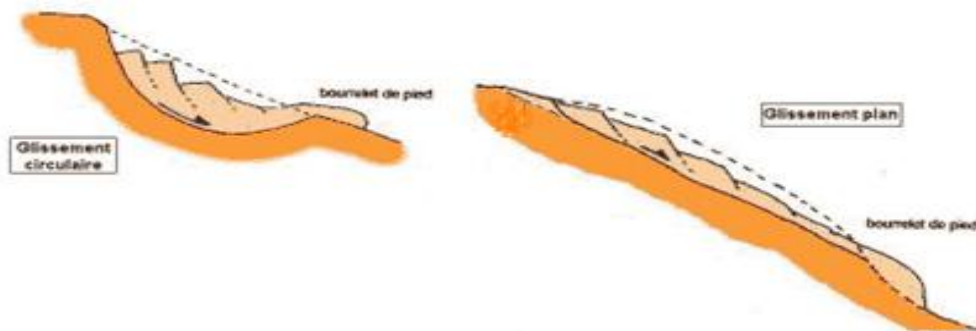


Figure1-4 : Dessins montrent le glissement rotationnel et plan

✓ **Les actions des hommes peuvent rendre les mouvements de terrain plus fréquents**

-**Le déboisement** : le sol n'étant plus retenu par les racines, les précipitations ne sont plus interceptées par les arbres et s'imprègnent directement dans le sol.

-**Les terrassements** créent des ruptures de pente et peuvent déstabiliser le terrain.

I-2-2- Zones propices aux mouvements de terrain :

Certaines zones sont propices aux mouvements de terrain :

- Les falaises sont des zones à risque, à cause de l'eau qui s'infiltre dans les fissures de la roche. En gelant, elle y exerce des pressions importantes. L'alternance gel/dégel la fragilise et la fissure (écroulements et effondrements).

- Les zones à pentes moyennes ($40^{\circ}/50^{\circ}$) sont aussi des zones à risques .La couche d'humus reposant sur la roche peut glisser. Le glissement se produit quand cette couche est très humide (le glissement de terrain).

- Les terrains dont le sous-sol est creusé par des cavités (artificielles ou naturelles) sont des zones à risque, qui peuvent s'affaisser ou s'effondrer.

I-2-3-Glislements :

I-2-3-1-Définition du glissement :

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques localisés qui se traduisent par des mouvements gravitaires d'une partie du sol constituant les versants, se déplaçant sous l'effet de son poids propre. Les mouvements sont alors complexes avec des composantes en rotation et en translation le long d'une surface de rupture franche en profondeur.

Ils s'accompagnent de développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures en surface «Les ruptures de pente ont causé des pertes de vies, la destruction de propriétés, la diminution de la valeur de propriétés, des baisses de productivité de terres agricoles ou forestières et des interruptions des systèmes de transport».

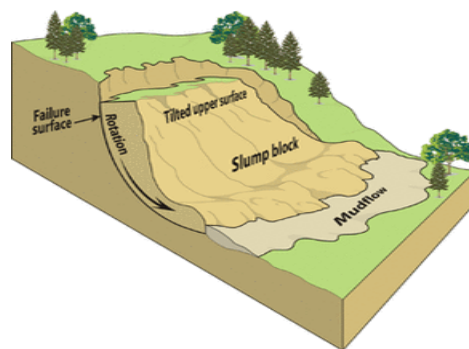


Figure1-5 : Dessin descriptif d'un glissement d'un talus naturel

I-2-3-2-Facteurs influent le glissement :

Leur déclenchement est en effet le résultat de la combinaison des actions de conditions défavorables permanentes (topographie, géologie, présence d'une nappe, caractéristiques mécaniques médiocres des terrains, etc.) et d'un ou de plusieurs facteurs déclenchant, susceptibles de rompre l'état d'équilibre initial de la pente. Ces facteurs peuvent être d'origine **naturelle** ou **anthropique**.

- ✓ Les facteurs d'origine **naturels** tels que :
 - Elévation du niveau de la nappe en relation avec la pluviométrie,
 - Affouillement par un cours d'eau,
 - Une diminution des résistances du sol ; le cas le plus fréquent est la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau. Dans quelques rares cas, cette dernière est vaporisée (du fait des énergies libérées par les très grandes masses en jeu), son effet est alors multiplié.
 - Souvent l'eau est le principal facteur (Pressions interstitielles- ravinement- érosion)
- ✓ Les facteurs d'origine **anthropique** tels que :
 - Modification de la géométrie de la pente,
 - Suppression de la butée en pied,
 - Modification du régime hydrologique naturel de la pente,
 - Modification de l'utilisation des sols
 - Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage,
 - plus rarement, un facteur déclenchant peut intervenir telle qu'une vibration de machine, une explosion ou un séisme (à noter que les séismes peuvent être des facteurs indirects, en organisant les écoulements d'eau souterrains)

I-2-3-3-Types de glissements :

Il en existe trois sortes de glissement :

a)- Glissement plan :

Le glissement plan se produit après qu'une couche concernée (parfois mince) devienne lubrifiante, le mouvement est une translation selon un plan incliné plus ou moins régulier, il s'établit dans la majorité des cas au droit de discontinuités du massif de terrain.

b)- Glissement rotationnel simple avec un seul cercle de glissement :

Dans ce cas de glissement, la masse instable bascule suivant une courbe de rupture qui peut être assimilée à un cercle, ou à une spirale logarithmique.

c)-Glissement rotationnel complexe ou succession de glissements simples emboîtés :

Il s'agit de glissements multiples (emboîtés) les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement en bas de la pente induit une perte de butée pour les terres situées au-dessus , provoquant ainsi , des glissements successifs remontant vers l'amont .

I-2-4-Synthèse :

D'après tous ce que on a définie on peut présente les différentes familles de mouvement et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant sur le tableau1-1 suivantes :

Nature de mouvement	Terrain	Vitesse moyenne	volume	Facteurs déclenchant
Glissement	sols massifs fracturés	très lentes à moyenne	de quelque m ³ à plus de dix million de m ³	-eau, -terrassements
Fluage	formations meubles	très lentes	de quelque m ³ à plus de dix million de m ³	-chargement, -évolution de matériaux
Ecroulement	massifs rocheux	de très lente à très rapide	de quelque m ³ à plus de dix mille m ³	-eau, -gel dégel, -séisme
Coulée	sols argileux et limoneux lâches	très rapide	de dix à plusieurs centaines de milliers de m ³	-très fortes pluies, -rupture de digues

Tableau 1-1 : les différentes familles de mouvement

I-3- GEOSYNTHETIQUES

I-3-1- Définition de géosynthétique

Un géosynthétique est le terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique ou du génie civil.

Les géosynthétiques sont classés en deux grandes familles :

1. Les produits perméables : géotextiles et produits apparentés aux géotextiles,
2. Les produits essentiellement imperméables : géomembranes et produits apparentés aux géomembranes.

Les géotextiles sont des produits issus de l'industrie textile, d'origines naturelles (fibres de coton et de jute) ou synthétiques (polyester, polyéthylène, polypropylène, rarement le polyamide). Les produits apparentés aux géotextiles sont principalement les **géogrilles**, les **geobags**, les **geotubes**, les **géoconteneurs** en polymères.

Les **géomembranes** sont des nappes continues imperméables qui sont le plus souvent à base de polymère ou de bitume. Les produits apparentés aux **géomembranes** sont principalement les **géosynthétiques bentonitiques** (GSB).

I-3-3-Typologie des géotextiles

Matière textile, plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique), pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, utilisée en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les polymères les plus couramment utilisés sont le polypropylène, le polyéthylène et le polyester.

I-3-3-1-Géotextile non tissé :

Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié(e)s de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.

I-3-3-2-Géo tricoté :

Géotextile produit par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, filaments ou autres éléments.

I-3-3-3-Géo tissé :

Géotextile produit par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments

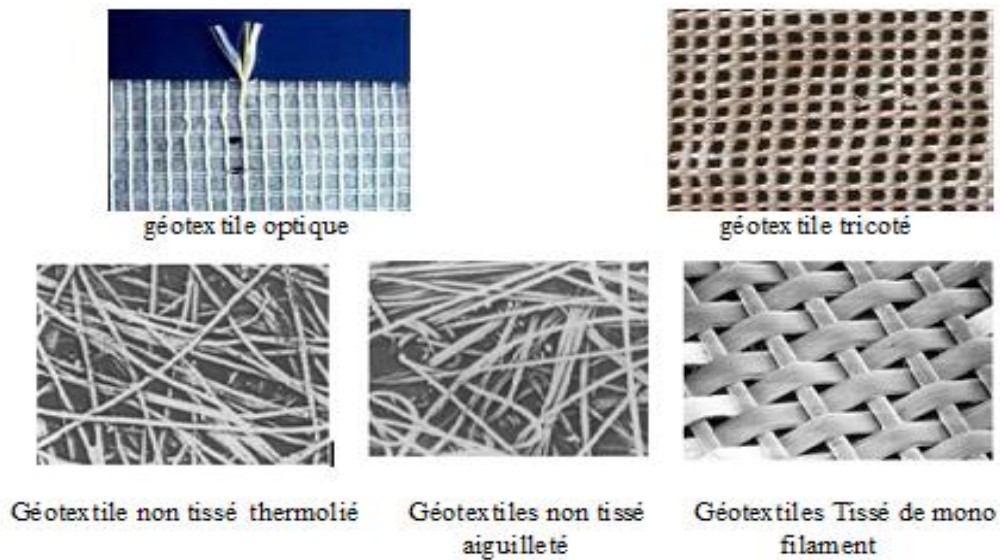


Figure 1-6 : Types des géotextiles

I-3-4- Mode de fonctionnement des géotextiles de renforcement

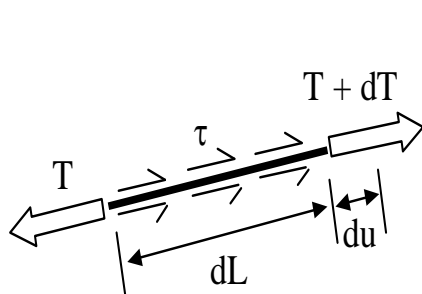
Les géotextiles de renforcement sont dotés d'une très bonne rigidité axiale et d'une très faible rigidité en flexion-cisaillement. Ils sont caractérisés par :

- ✓ La Résistance à la rupture T_f (kN/m)
- ✓ La Déformation à la rupture ε_f
- ✓ Un module J_i correspondant à ε_f

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

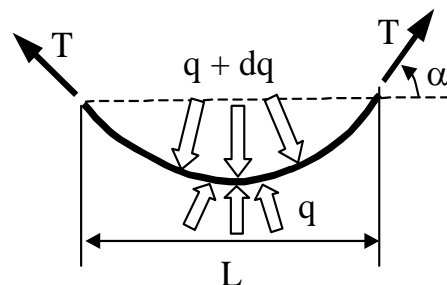
$$J = T_d / \varepsilon_d$$

- ✓ La Résistance à la traction ultime T_f
- ✓ La Déformation à la rupture ε_f



$$dT = 2 \tau (dL + du)$$

$$T + dT / 2 = J du / dL$$



$$2 T \sin \alpha = dq L$$

Figure 1-8 : Renforcement par effet d'armature

Figure 1-7 : Renforcement par effet membrane

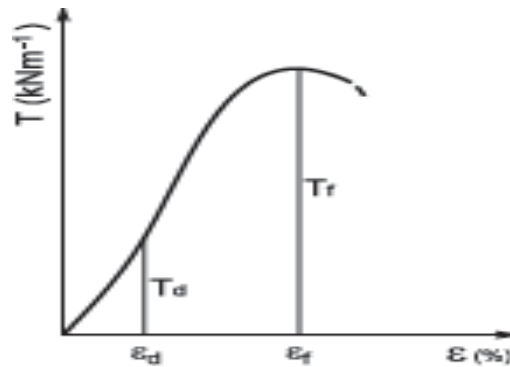


Figure 1-9 : Comportement typique d'une inclusion géosynthétique à la traction

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l'interface sol / géosynthétique. Elle se présente schématiquement de la façon suivante :

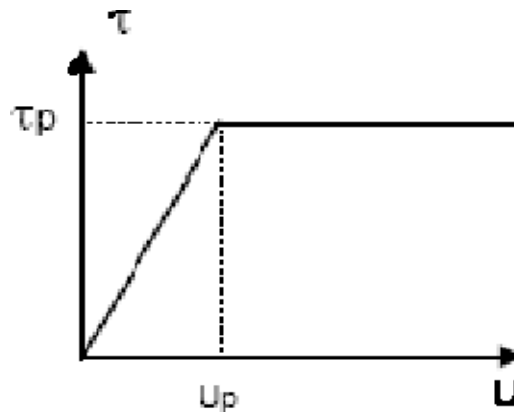


Figure 1-10 : Loi de frottement schématique à l'interface sol/inclusion

I-3-5- Avantages des géotextiles

De nombreuses applications de renforcement des sols par géosynthétique ont été réalisées avec succès, les avantages sont nombreux :

- ✘ Structure relativement souple, capable de supporter des tassements différentiels.
- ✘ Des pentes de talus relativement raides.
- ✘ Réduction des contraintes de poussée derrière des ouvrages de soutènement.
- ✘ végétation possible du parement.
- ✘ Temps de réalisation rapide avec un coût relativement faible et une main d'œuvre peu qualifiée.

I-3-6- Classifications des géosynthétiques :

Selon la Société Internationale des Géosynthétiques IGS découvre que les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication.

Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géosynthétiques sont présentées ci- dessous :

- ✓ **Les géotextiles** 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.

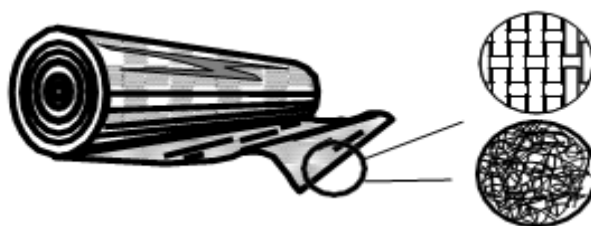


Figure 1-11: Dessin d'un géotextile

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

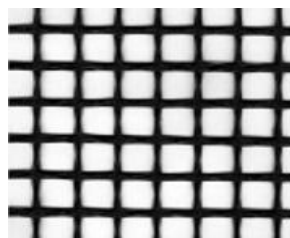


Figure 1-12 : Photo d'un géogrilles

- ✓ **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.

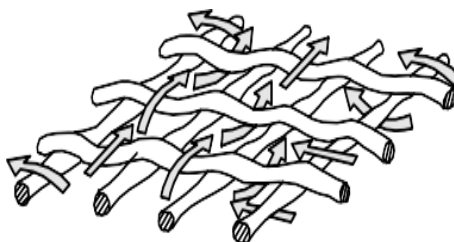


Figure 1-13 : Dessin d'un géofilets

- ✓ **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.
- ✓ **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 géosynthétique bentonitique (GSB). Les drains géocomposites préfabriqués ou les drains verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile.



Figure 1-14: photo d'un géocomposites

- ✓ **Les géosynthétiques bentonitiques (GSB)** 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 1-15 : Dessin d'un géosynthétiques bentonitiques

- ✓ **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.

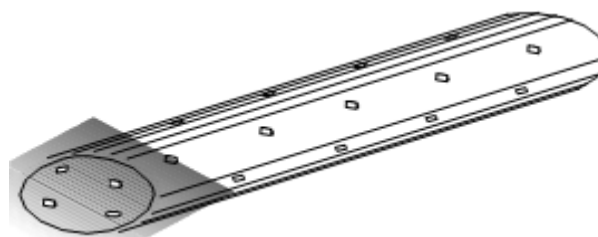


Figure 1-16 : Dessin d'un géotuyaux

- ✓ **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 polyoléfiniques 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 1-17 : Dessin d'un géosynthétiques alvéolaires

Les dessins reproduits pour cette classification avec l'autorisation d'Ennio M. Palmeira/Université de Brasilia.

I-3-7- Fonctions principales des géosynthétiques :

Les principales fonctions des géosynthétiques sont résumées comme suit :

- ✓ **Des fonctions mécaniques sont:**
- **Séparation** : insérés entre deux matériaux de nature différente, les géotextiles les empêchent de se mélanger. Cette technique est employée en construction ferroviaire pour éviter les remontées de couches argileuses au passage des convois par un mécanisme de pompage.
 - **Renforcement** : des nappes de géotextiles empilées et alternées avec un sol faible permettent le maintien de talus, le renforcement de routes sur des zones d'effondrement, ou la stabilisation de glissements de terrain.
 - **Protection** : on peut en particulier citer la protection de géomembranes employées pour la conception de bassins de rétention (collecte des ruissellements routiers). Dans de tels ouvrages, les géotextiles, placés entre le sol et la géomembrane, protègent celle-ci de la perforation. On retrouve également ce type de dispositif dans les tunnels, où les géomembranes isolent la paroi en béton des infiltrations.
 - **Anti-érosion** : les géotextiles peuvent être utilisés contre l'action d'éléments naturels (pluie, vent, vagues) et favoriser la végétation des talus ou des berges par exemple.

✓ Des fonctions hydrauliques sont :

- Filtration : les géotextiles sont utilisés en substitution de filtres à sable sur des tranchées drainantes, en sous couches de berges... Même s'ils n'induisent aucune rétention particulière en leur sein, ils favorisent la rétention des métaux dans le sol avoisinant en ralentissant l'écoulement et en améliorant le contact entre la solution métallique et les particules du sol porteuses de carbonates susceptibles de capter les ions métalliques .
- Drainage : les géotextiles épais sont capables de transporter des flux liquides importants en fondations (immeubles, tunnels). On peut également citer l'emploi de géospaceurs, destinés à maintenir de l'espace entre deux matériaux en vue de faciliter le drainage.

I-4- ETUDE DE STABILITE

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

I-4-1- Notion de coefficient de sécurité

Dans les paragraphes précédents nous avons introduit le terme de coefficient de sécurité. Ce coefficient est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$1 - F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement disponible}}{\text{résistance au cisaillement mobilisée}} \quad (\text{définition de bishop})$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$2 - F = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}}$$

Cette définition suppose la surface testée est plane.

$$3 - F = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment moteur}} \quad (\text{définition de Frohlich}).$$

Cette définition suppose la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en « D).

$$4 - F = \frac{H_c}{H} = \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}}$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ($F=1$).

La définition 1 est couramment employée.

Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui appliqué mobilisé les fractions $\tan \phi/F$ et C/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu.

Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

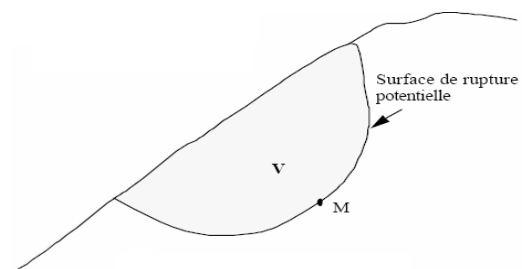
Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive».

I-4-2-Recherche du coefficient de sécurité du talus

Nous allons d'écrire dans les paragraphes qui suivent les méthodes de calcul du coefficient de sécurité d'une surface. Il est nécessaire de rechercher la surface présentant le plus faible coefficient de sécurité. Si on suppose que cette surface est circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire défini à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. Il existe de nombreux logiciels (Plaxis, Géo-slope, géo-slide ... ect) permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre le plus défavorable. Certains auteurs sont basés sur une extension des méthodes de tranches 3D (le volume est alors découpé en colonnes et plus en tranches). Les coefficients de sécurité tridimensionnels sont supérieurs aux coefficients de sécurité bidimensionnels.

I-4-3-Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

La rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux ou après un certain temps. Les études de stabilité doivent donc être effectuées, pour les sols fins, à court et à long terme. A court



terme le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai UU. A long terme le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai CD ou éventuellement CU (caractéristiques c' et ϕ').

Le rôle de l'eau est donc essentiellement dans la stabilité (ou l'instabilité des talus)...

Pour un calcul a priori les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques maximales (au pic). Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques résiduelles.

I-4-4-Méthode de calcul

Plusieurs types de calcul sont possibles :

I-4-4-1-Calcul à la rupture

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide-rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (mohr-coulomb en général).

Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

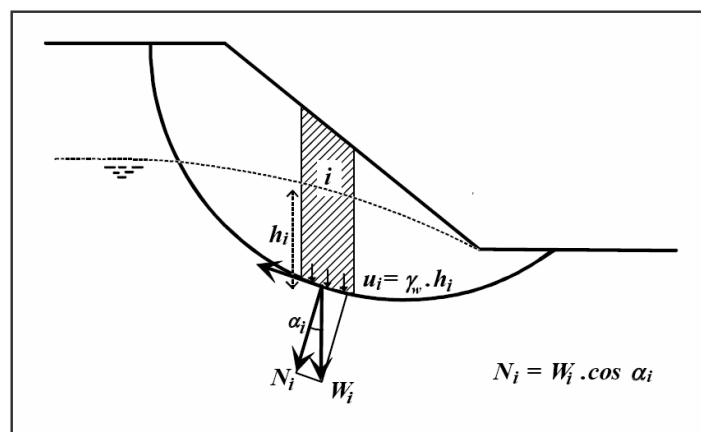


Figure 1-18 : principe d'un calcul de stabilité au glissement

Les méthodes incluent :

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

Les méthodes à l'équilibre sont les méthodes les plus couramment employées. Elles sont basées sur hypothèses que l'équilibre statique du volume étudié est assuré. En général l'écriture des équations d'équilibre conduit à un système hypostatique et les méthodes diffèrent par les hypothèses qu'elles envisagent pour résoudre le système d'équation (hypothèse sur le point d'application des forces, leur inclinaison ou leur intensité). Nous d'écrivons plus détail dans la suite un certain nombre de ces méthodes, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Les calculs à la rupture permettent de définir un coefficient de sécurité.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

a)- Rupture plane :

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La Figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et UL s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $FS = T_{max} / T$.

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \operatorname{tg} \phi'$$

On obtient l'expression suivante pour

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w)}{\gamma h \operatorname{tg} \beta} \operatorname{tg} \phi'$$

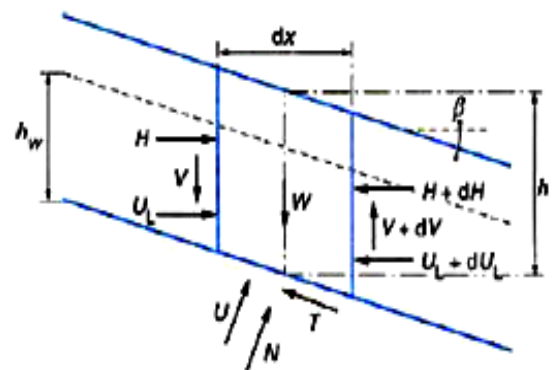


Figure 1-19 : Rupture plane

b)- Méthode de Fellenius (rupture circulaire)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes. La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la Figure.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

Étudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche "ABCD".

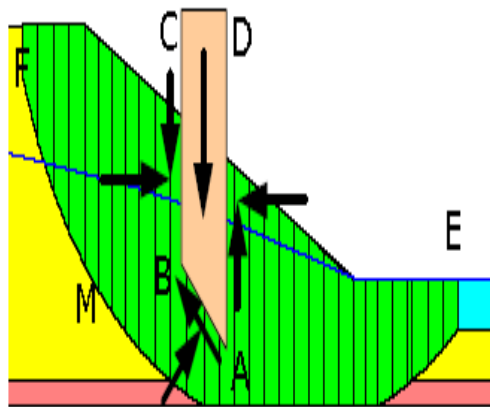


Figure 1-20 : Rupture circulaire

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- son poids W ;
- la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB ;
- les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H et en réactions verticales V . Il s'agit de forces internes au massif étudié.
- les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre O :

- le moment moteur, comme celui du poids des terres W (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement ;
- les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

La surface de rupture étant limitée par les points E et F , le coefficient de sécurité global

FS est défini par le quotient :

$$FS = \frac{\text{La somme des moments résistants maximaux}}{\text{La somme des moments moteurs}}$$

Considérons la somme des moments pour l'arc EF , sachant que la somme des moments des forces sont nulles. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W , à l'exception des forces internes.

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de Rn : $(Rn)_t$

D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit : $(Rn)_t = c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_i$

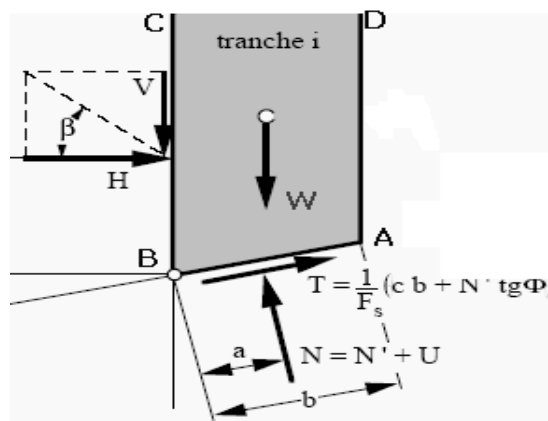


Figure 1-21: Une tranche i

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{n=m} R \cdot (c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)$$

m : nombre total de tranches, R : rayon du cercle de glissement.

c_i et Φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB .

Par ailleurs, le moment moteur est dû à T_n et égal à $T_n \cdot R$, d'où:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n}$$

c)- Méthodes des tranches : généralités

Calcul du coefficient de sécurité d'une surface de rupture potentielle.

Les terrains sont rarement homogènes et isotrope et utilisation de la méthode globale est donc limitée. Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées. Le principe est de couper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales).

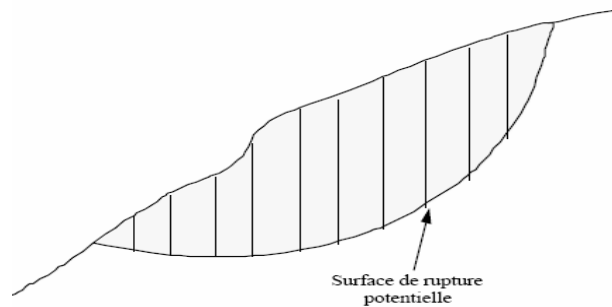
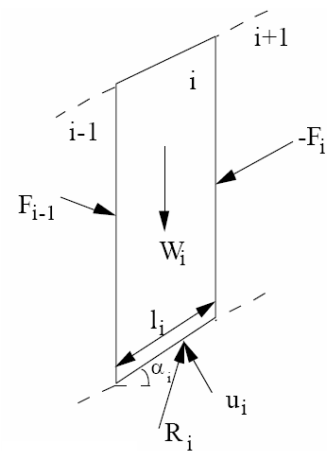


Figure 1-22 : Calcul par méthode des tranches

En général les surfaces de rupture considérées sont des cercles, mais certaines méthodes de tranches (serma, par exemple) ne nécessitent pas cette hypothèse.

L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant un bilan des forces :

- ✓ Le poids de la tranche W_i ;
- ✓ La réaction sur la base de la tranche R_i (cette force peut être décomposée en action normale N_i et action tangentielle T_i) ;
- ✓ La pression de l'eau u_i ;
- ✓ L'action des forces inter tranchent entre la tranche i étudiée et les tranches $i-1$ et $i+1$: F_{i-1} et F_i .



Bilan des forces sur une tranche

Figure 1-23: Bilan des forces sur une tranche

Examinant le problème en deux dimensions. Si le volume est découpé en n tranches (donc $n-1$ tranches) :

- ✓ Les inconnus sont :
 - ✗ F_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3(n-1)$ inconnues ;
 - ✗ R_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3n$ inconnues ;
 - ✗ Le coefficient de sécurité $F \Rightarrow 1$ inconnue.

Il y a donc $6n-2$ inconnues.

- ✓ Les équations sont pour chaque tranche :

Les équations d'équilibre selon x et y et l'équilibre des moments $\Rightarrow 3n$ équations ;

Le critère de rupture : relation de Mohr-Coulomb

$$N_i = \frac{T_i \operatorname{tg} \phi}{F} + \frac{cl_i}{F} \Rightarrow n \text{ équations ;}$$

Il donc $4n$ équations.

Il y a $2n-2$ inconnues de plus d'équations. Les différentes méthodes de tranches différentes par les hypothèses simplificatrices qu'elles adoptent pour obtenir les équations supplémentaires. Il n'est pas si simple de rajouter exactement $2n-2$ équations dès lors que l'on a n tranches : certaines méthodes rajoutent plus de $2n-2$ équations ou/et des hypothèses complémentaires incompatibles avec les équations de la statique...

La méthode de Fellenius (dite méthode suédoise) est la méthode la plus ancienne des méthodes de tranches. La méthode de Bishop est la plus couramment utilisée. Ces deux méthodes supposent que la surface de glissement est circulaire et que le point d'application des réactions est le milieu de la tranche.

- ✓ La méthode de **Fellenius** suppose que la résultante des forces intertranches est nulle. Dans cette méthode l'équilibre des moments dans la tranche n'est pas respecté. Le coefficient de sécurité a pour expression :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \phi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} .$$

Ce coefficient de sécurité est le rapport du moment résistant pour l'ensemble du cercle au moment moteur, mais on obtient la même expression en prenant le coefficient de sécurité comme le coefficient réducteur appliqué à $\operatorname{tg} \phi$ et c et en supposant du moment résistant que le rapport du moment résistant au moment moteur est égal à l'unité pour le cercle de glissement envisagé. La méthode de **Fellenius** conduit à une sous-estimation du coefficient de sécurité pouvant atteindre 60%.

- ✓ La méthode de **Bishop** suppose que la résultante des forces inter tranches est horizontale et l'expression du coefficient de sécurité est :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c'l_i + (N_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \phi'}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha} \quad \text{avec } N_i = \frac{W_i - \sin \alpha / F_0 (c'l_i - u_i l_i \operatorname{tg} \phi')}{\cos \alpha_i (1 + \operatorname{tg} \phi' \operatorname{tg} \alpha / F_0)}$$

La valeur de F est obtenue par itération et la valeur initiale F_0 utilisée est généralement la valeur calculée par la méthode de Fellenius.

La méthode de Bishop est plus **réaliste** et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellenius. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de Fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité.

Ces calculs sont très longs **à la main**, par contre s'ils sont traités par ordinateur, les temps de calcul sont alors relativement brefs.

D'autres méthodes font des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres, des méthodes dites de :

- ✓ **Janbu** (ligne d'action des forces intertranches située au 1/3 de la hauteur des tranches) ;
- ✓ **Spencer** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches constant) ;
- ✓ **Morgestern et Price** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches $=\lambda \times f(x)$) ;
- ✓ **Perturbations** (méthode proposée par Raulin du LCPC)...

I-4-4-2-Calculs en contrainte-déformation

Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain, si les terrains sont très déformables, ce type de calcul peut s'avérer insuffisant voir erroné. Les calculs à la rupture ne permettent donc pas d'avoir des éléments pour comprendre les déplacements enregistrés sur le terrain (les déplacements enregistrés sur le terrain sont-ils signification d'un état proche de la rupture ou non ?).

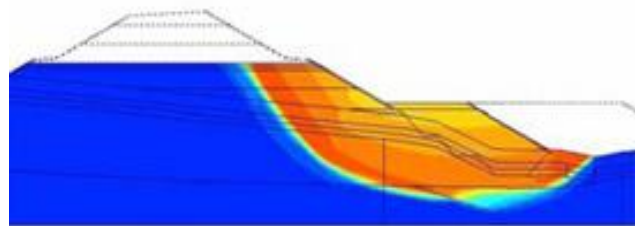


Figure 1-24 : Surface de rupture

Pour répondre à ce type de questions, il faudra connaître complètement en contraintes-déformations du terrain en tout point. Ce comportement est connu pour un certain nombre de géométrie simples (tunnel circulaire par exemple) et de lois de comportement simple (élasticité linéaire par exemple). Dans le cas de géométrie réelle et de terrains naturel ce comportement peut être approché par des calculs numériques :

- ✓ Eléments finis, différences finies ;
- ✓ Eléments frontières (bondary éléments) ;
- ✓ Eléments distincts (si le massif comporte des discontinuités) ;

Les calculs en contraintes-déformations sont beaucoup plus lourds à mettre en œuvre que les calculs à la rupture, ils nécessitent connaissance des lois de comportement des matériaux et des contraintes initiales dans le massif, de plus ils ne conduisent pas à résultats aussi facile à analyser que les calculs à la rupture (un coefficient de sécurité), c'est pourquoi ces dernières sont encore largement utilisé. Dans la suite nous d'écrivons essentiellement les calculs à l'équilibre limite.

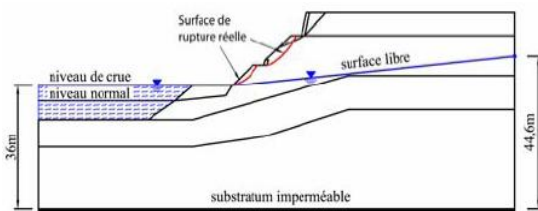


Figure 1-25 : Modélisation d'un talus

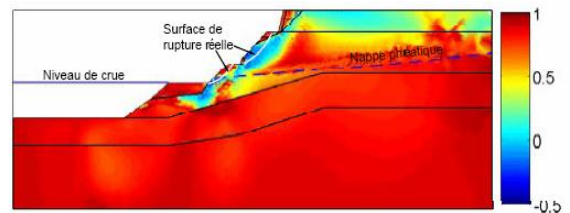


Figure 1-26 : Champ de déformé

Ces méthodes de calcul ne permettront pas de répondre complètement aux questions sur les déplacements (on ne pourra jamais reproduire parfaitement la géométrie, l'hétérogénéité et le comportement des terrains in situ), mais ils donneront un certain nombre d'éléments, d'indices.

I-4-5-Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un

moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 voire tableaux 3-1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Dans le tableau ci-dessous, nous donnent les valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure :

FS	Etat de l'ouvrage
<1	danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

Tableaux 1-2 : les valeurs de F_S en fonction de l'importance de Talus

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, **Fellenius** propose un seuil égale à 1.25, alors que $FS = 1.5$ pour **Bishop** (l'approche de **Fellenius** est plus conservatoire que celui de **Bishop**)

I-4-6-Définition des paramètres géométriques de surface de rupture

Dans ces calculs, il est supposé que :

- le volume instable est subdivisé en un nombre fini de colonnes actives.
- la surface de rupture est un loup de glissement dont la base est assimilée à un arc de cercle (en 2D) ou une partie d'ellipsoïde (en 3D);
- tous les points situés sur la surface de glissement ont le même coefficient de sécurité;
- le matériau du talus analysé obéit au critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

Voici une illustration animée d'une surface de rupture circulaire. C'est l'hypothèse la plus simple et le mode typique le plus courant de rupture dans un sol voir la Figure 3-7

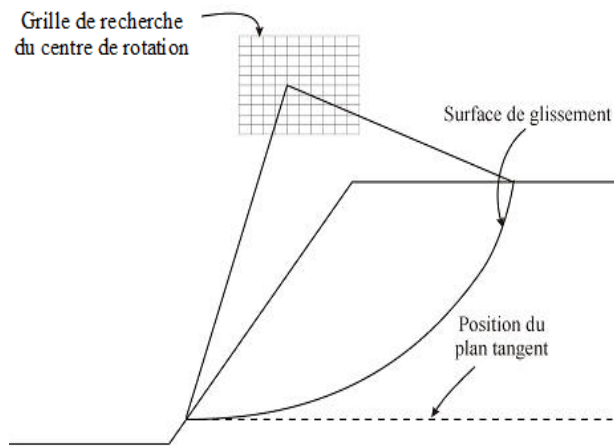


Figure 1-27 : les paramètres géométriques de surface de rupture

I-5- ETUDE ANTERIEUR

Dans cette partie nous avons présenté quelques études qui faites sur la stabilité des pentes par géotextile, la première faite par LUO et Al en 2016, la deuxième fait par TALAICHE en 2011:

I-5-1- Etude de Luo, Bathurst et Javankhoshdel en 2016 :

Ils ont traité le problème de la stabilité d'un talus avec l'utilisation de géogrilles. La géométrie du talus étudié est représentée dans la Figure 4-1.

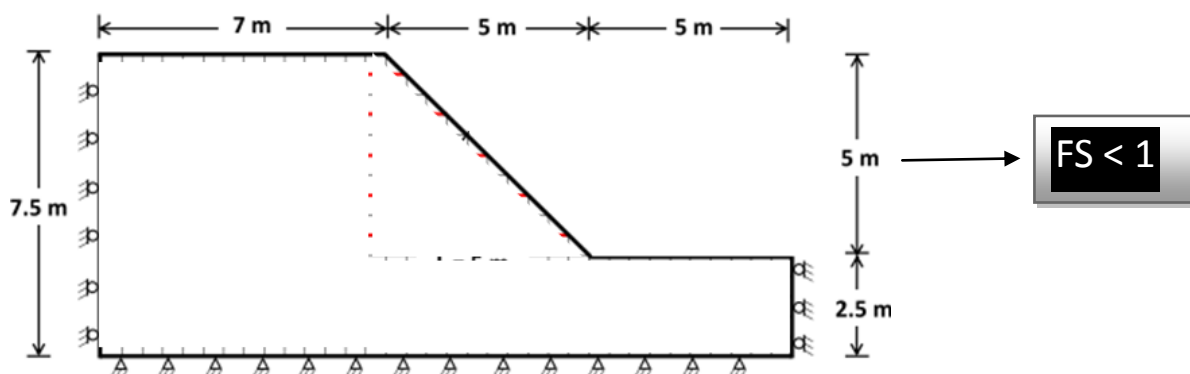


Figure 1-28 : le modèle du talus sans renforcement

Ils ont utilisé cinq nappes de géogrille espacé de 1 m verticalement, les Cinq sont les mêmes longueurs (5m). La longueur et l'espacement ont été sélectionnés à l'aide des cartes de conception basées sur le LEM de Bathurst et de Jone. Les propriétés mécaniques de renforcement sont : La rigidité $J=E/A^1$ est de 600 kN / m et la résistance à la traction à la rupture est de $T= 72$ kN / m. ces propriétés ont été rapportées par Walters et al.

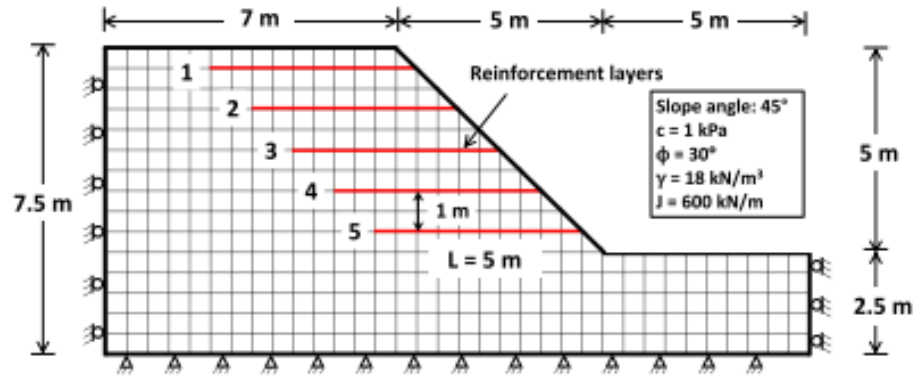


Figure 1-29: présentation de talus renforcé

Ils ont intéressé a étudié l'effet de la rigidité de géogrille sur le coefficient de sécurité FS. Les différences dans les valeurs Fs calculées étaient négligeables c-à-d la rigidité n'a aucune influence. Ils ont étudié aussi l'effet d'angle de frottement sur le coefficient de sécurité Fs, comme montre la Figure 4-3, on remarque que le Fs augmente avec l'augmentation d'angle de frottement.

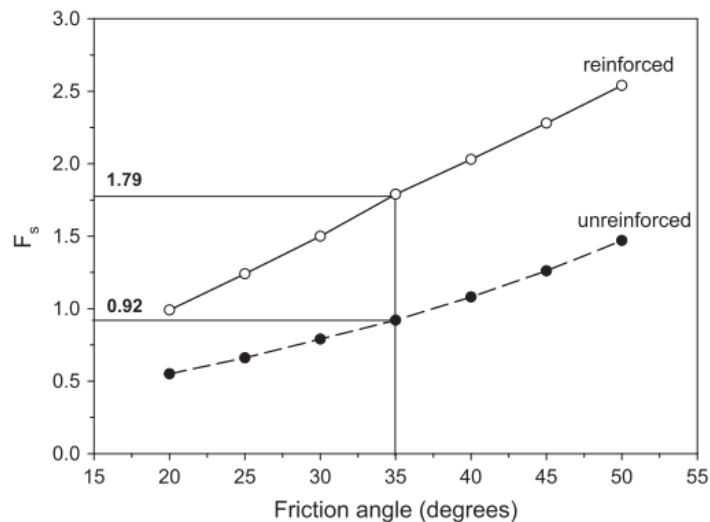


Figure 1-30: l'effet d'angle de frottement sur le coefficient de sécurité.

¹ où E est le module d'élasticité et A est la surface de la barre par unité de largeur.

I-5-2- Etude de TALAICHE 2011 :

Il a traité le problème de la stabilité d'un talus par la méthode LEM par l'utilisation de logiciel Slide, il a intéressé a étudié l'effet de longueur et l'effet du nombre des couches de géogrille disposé dans le talus pour le renforcement.

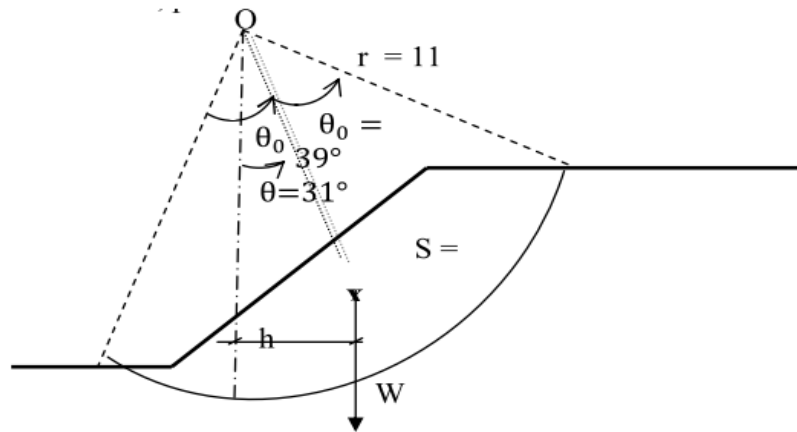


Figure 1-31 : géométrie de talus étudié

La variation de facteur de sécurité en fonction de la longueur d'ancrage et l'effet du nombre de couches sur le facteur de sécurité ont été étudiés comme montre les figures 4-5 et 4-6 :

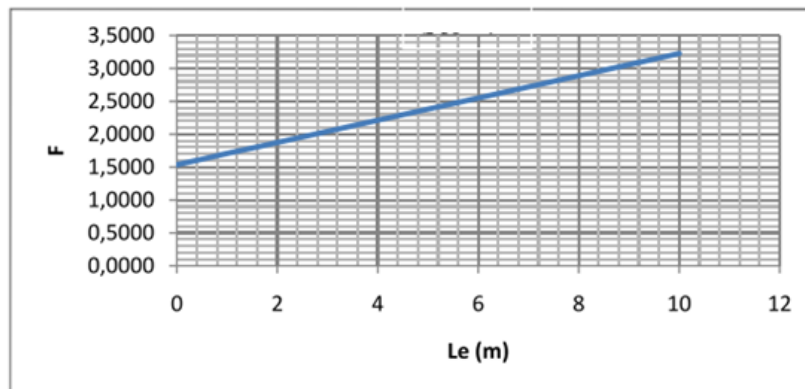


Figure 1-32 : variation de FS en fonction de la longueur d'ancrage

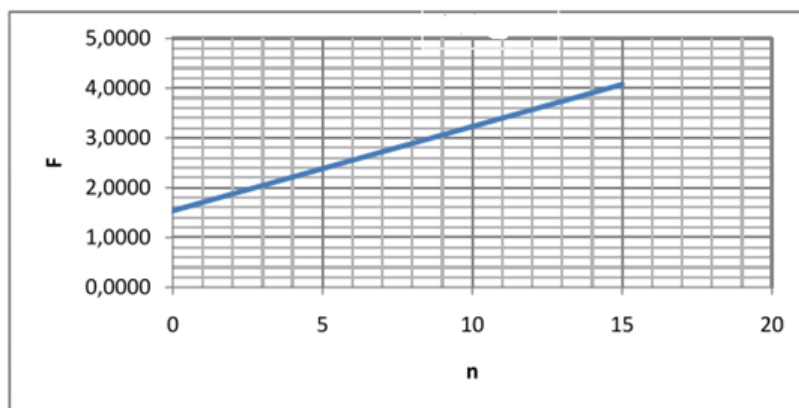


Figure 1-33 : variation de FS en fonction de nombres des couches

Il a trouvé que le coefficient de sécurité augmente avec l'augmentation de la longueur d'ancrage et aussi avec l'augmentation du nombre de couches « n ».

I-6- Conclusion

Le renforcement des pentes par géotextile est une technique économique, les répercussions avantageuses de cette technique sur le plan économique sont liées à l'utilisation d'une technique simple, qui ne nécessite ni une main d'œuvre qualifiée, ni un matériel sophistiqué pour son transport et sa mise en place.

La méthode de **bishop** est plus précise que celle de Fellenius , mais elle nécessite trois à quatre fois plus de calcul (trois itération) ; les coefficients de sécurité obtenus sont en général un peu plus élevés. Le plus souvent, pour éviter d'alourdir exagérément la masse de calcul, on détermine le cercle le plus critique par la méthode de Fellenius et on vérifie que la valeur du coefficient de sécurité calculé par la méthode de bishop est supérieur à celle du coefficient calculé par la méthode de Fellenius. Si ce n'est pas le cas, il faut reprendre la recherche du cercle selon la méthode de bishop (philipponnat G. & Hurbert B, 2000)

La détermination de la stabilité par les méthodes de rupture ou méthode de déformation est prendre beaucoup de temps afin de faire les calculs analytiquement, à cet effet nous avons cherché de faire les calculs numériquement à l'aide d'un logiciel utilisé dans le domaine de géotechnique.

Après la recherche des logiciels dans LRGC-université de Biskra, nous avons proposé le logiciel PLAXIS pour la résolution de problème.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS ET LOI DE COMPORTEMENT UTILISES

II -1-INTRODUCTION

II -2-PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS

II-3-LOI ET MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS PLAXIS

II -4-CONCLUSION

II-1- INTRODUCTION

La détermination de la stabilité ou de facteur de sécurité a été semble difficile avec le calcul théorique et prendre beaucoup de temps, à cet effet nous avons cherché de faire les calculs numériquement à l'aide d'un logiciel utilisé dans le domaine de géotechnique.

La plupart des modélisations de remblais ont été réalisées avec des logiciels du commerce. Le plus populaire est sans conteste le logiciel SAGE-CRISP; derrière viennent les logiciels DACSAR, ROSALIE-LCPC et CESAR-LCPC, PLAXIS, ABAQUS, et AFENA. Ces logiciel sont décrites dans la base MOMIS (Modèles numériques d'Ouvrages et Mesures In Situ), Il y en a encore d'autre sans doute comme: Géo-Slope Office, Géo-Slide.

Afin de résolu notre problème de stabilité et vu la simplicité de logiciel PLAXIS, nous avons le proposé pour faire la modélisation.

II -2- PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS

II -2-1- Définition :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

L'interface d'utilisation de PLAXIS 8.2 se compose de quatre sous-programmes (*Input, Calculations, Output et Curves*).

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute

précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

II -2-2-Options par défaut et solutions approchées

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

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

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

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement.

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel.

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

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

II-3-LOI ET MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS PLAXIS

II -3-1-Définition

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché

la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code *PLAXIS* est différente. Un des objectifs de *PLAXIS* est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

II -3-2- Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \epsilon_v;$$

Où Δu_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \epsilon_v$ est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

II -3-3- Modèle de Mohr-Coulomb

Dans notre étude nous avons utilisé ce loi de comportement qui est présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c;$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

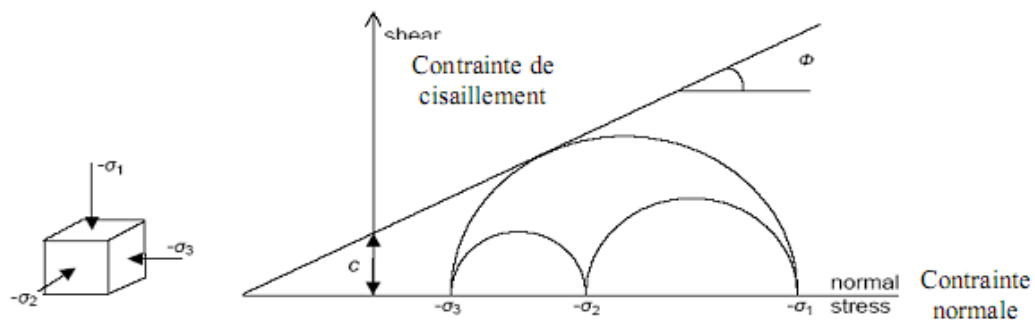


Figure 2-1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure 2-2) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

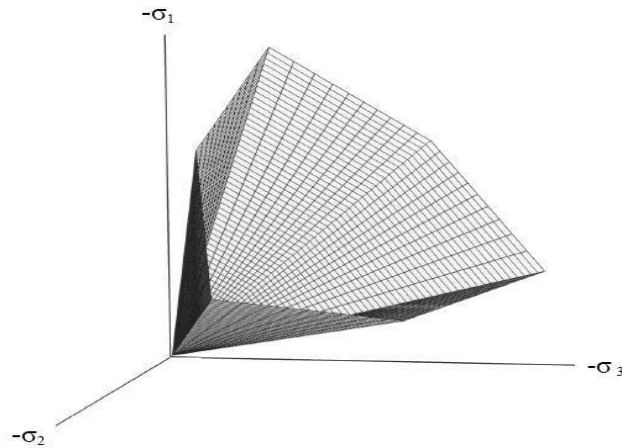


Figure 2-2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 2-3). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

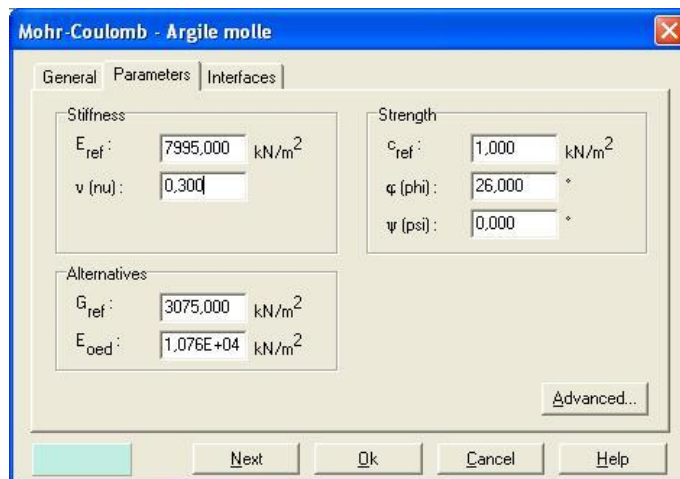


Figure 2-3 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen,

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\begin{aligned} \psi &= \varphi - 30^\circ && \text{pour } \varphi > 30^\circ. \\ \psi &= 0^\circ && \text{pour } \varphi < 30^\circ. \end{aligned}$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement

plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (Figure 2-2). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g) Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure 2-4).

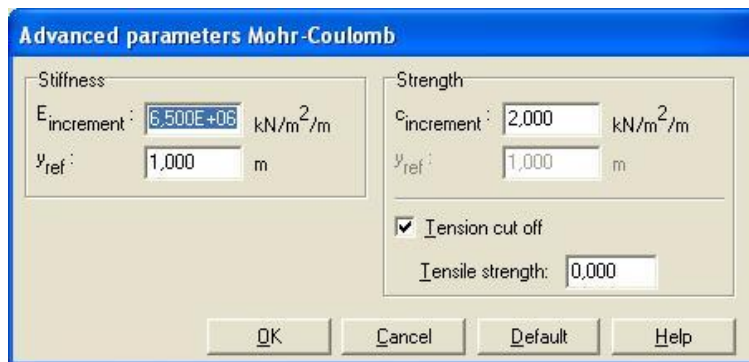


Figure 2-4 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

II -3-4- Autres modèles utilisés dans PLAXIS :

Le logiciel PLAXIS 8.2 présente plusieurs modèle de calcul que Mohr-Coulomb, ces les suivantes :

- Comportement élastoplastique
- Modèle élastique linéaire
- Modèle de sol avec écrouissage (*Hardening Soil Model*)
- Modèle pour sols mous (*Soft Soil Model*)
- Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (*Soft Soil Creep Model*)
- Jointed Rock Model
- User-Defined Model

II -4-CONCLUSION

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS version 8.2* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur de code éléments finis *PLAXIS* doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique et géométrie des matériaux en général, et l'autre concerne la simulation numérique. La mise en œuvre des modèles en code éléments finis *PLAXIS* semble très rapide pour faire des études paramétriques par rapport le calcul manuel.

La détermination des paramètres géotechniques et géométriques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de stabilité ou de déplacement, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique et géométrique de terrain.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : renforcement, soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel.

CHAPITRE III :
ETUDES ET INTERPRETATIONS DES RESULTATS

III-1-INTRODUCTION

III-2-GEOMETRIE DE MODELE

III-3-ETUDE PARAMETRIQUE

III-4-CONCLUSION ET INTERPRETATIONS

III-1-INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on a essayé d'atteindre les objectifs désigné à l'introduction générale, qui nécessite une étude de l'effet des paramètres géométriques et la rigidité des nappes de géotextile sur la stabilité des pentes.

Avant de procéder à l'étude paramétrique, nous avons défini la géométrie de modèle étudié et les caractéristiques géotechniques du terrain. Ensuite nous présenterons les résultats obtenus sur l'effet de la rigidité, l'effet de la longueur, l'effet de la position et l'effet de la profondeur des nappes de géotextile.

III-2-PRESENTATION DU MODELE

III-2-1- Présentation de la géométrie du modèle

Dans cette étude, les propriétés du remblai ont été recueillies sur la base des données réelles de projet de Ramsar, comme indiqué dans le tableau 1. Ces données ont été tirées des travaux de Koohyar F. et al. (2013). La géométrie du remblai étudié ayant une hauteur de 20m, une largeur de crête de 15m et une pente de 1/2 (V/H). La Figure 3-1 présente un schéma de cette géométrie.

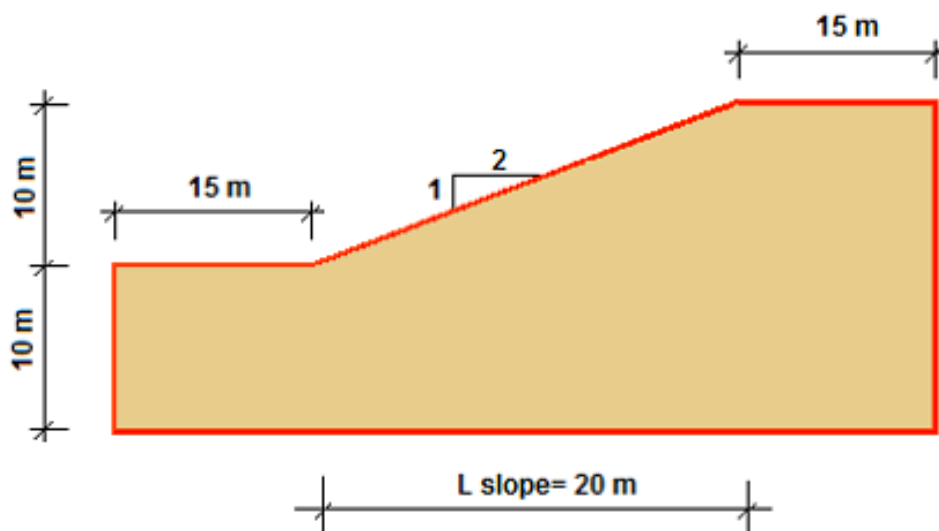


Figure 3-1 : géométrie du modèle étudié

III-2-2- Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques géotechniques de l'argile utilisée dans le remblai du talus sont représentées dans le tableau 3-1.

Caractéristiques du sol	γ_{unsat}	γ_{sat}	K_x	K_y	ν	E	C	Φ
Unité	kN/m ³	kN/m ³	cm/sec	cm/sec		kN/m ²	kN/m ²	Degré
valeur	17	19	$8.64 \cdot 10^{-3}$	8.64×10^{-3}	0.33	5000	6	15

Tableau 3-1 : données géotechnique du terrain étudié

γ_{unsat} : Le poids volumique du sol ;

γ_{sat} : Le poids volumique du sol saturé ;

E : Le module d'élasticité de Young du sol ;

ν : Coefficient de poisson du sol.

C : La cohésion du sol ;

Φ : L'angle de frottement interne du sol ;

K_x : perméabilité verticale ;

K_y : perméabilité horizontal.

Les interfaces sont utilisées lors de la modélisation de l'interaction de la structure et du sol (argile). Les interfaces seront nécessaires pour simuler la résistance de friction finie entre la structure telle que géotextile et sol adjacent. Il permet le déplacement relatif et la séparation entre la structure et le sol masse, R signifie la résistance au cisaillement du sol et du matériau de renforcement, $R = 0,9$ est considéré en utilisant le test de retrait rapporté par Bergado (Bergado et al, 2002) (24).

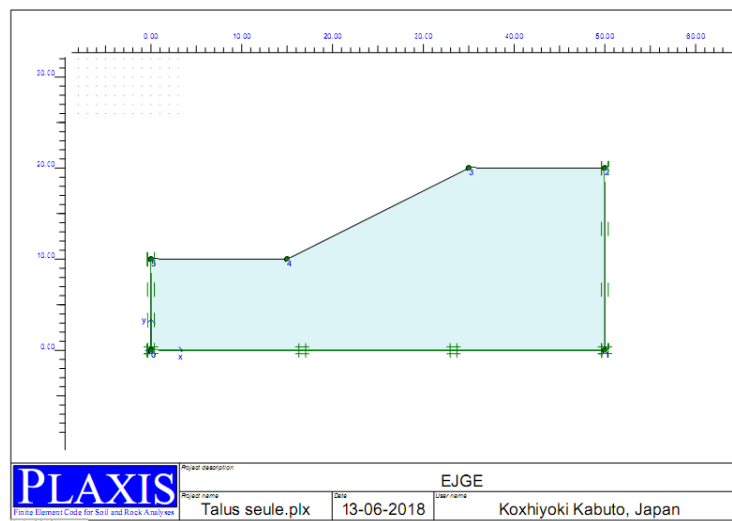


Figure 3-2 : géométrie du modèle sans renforcement affiché par PLAXIS

III-2-3-Présentation et calcul du modèle :

Comme on a indiqué précédemment, la loi utilisée dans PLAXIS est Mohr-Coulomb, et après la saisie de données dans PLAXIS, on fait générer le modèle, et appliquer les conditions initiale, et lancer ensuite la commande de calcul en une seule phase phi/c réduction.

Dans le cas où le talus sera renforcé par géotextile, il est nécessaire d'ajouter une phase plastic pour les éléments de renforcement (géotextile). La figure 3-3 illustre les données insérées dans PLAXIS :

Figure 3-3 : données sol input

III-2-3-Résultats de calcul :

Le facteur de sécurité F_s calculé par PLAXIS de talus sans renforcement est obtenue égale à 0,97 montré dans la Figure 3-4, qui est inférieur à 1. Cela signifie que ce terrain n'est pas stable. Le schéma de déformation est présenté dans la Figure 3-5 :

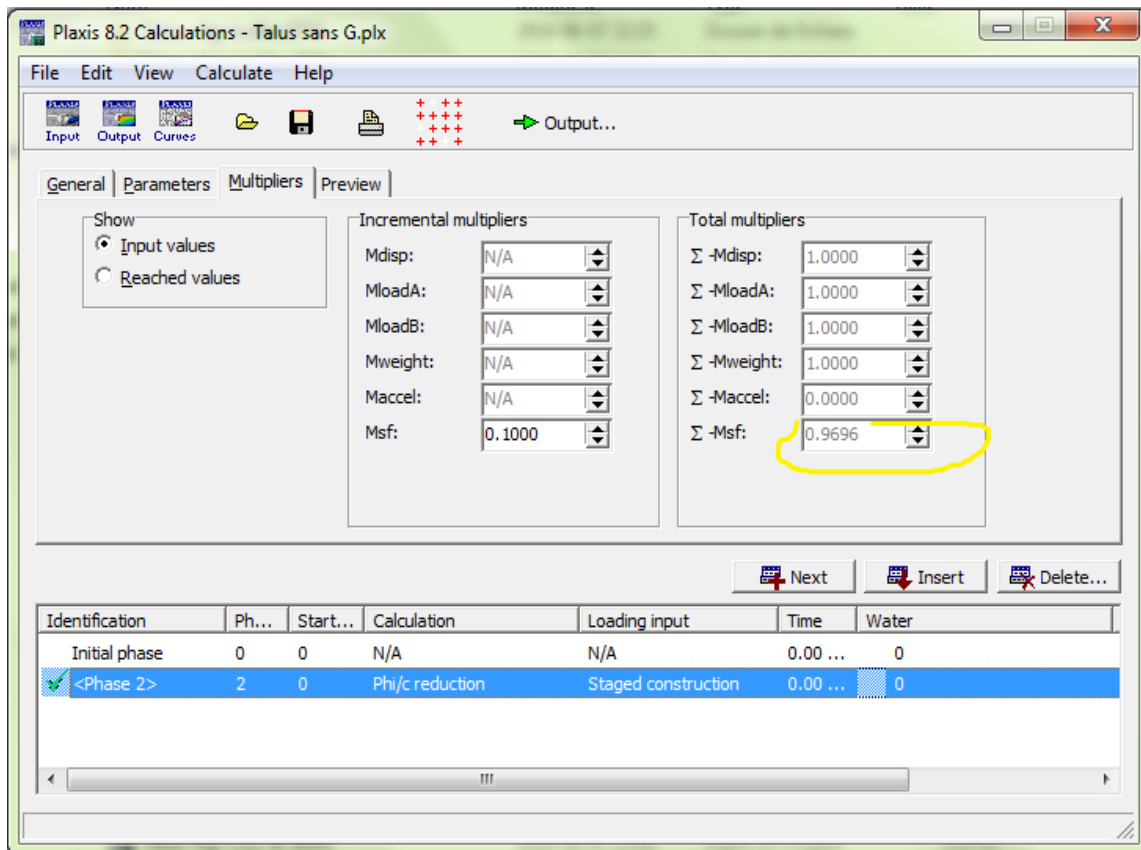


Figure 3-4 : calcul de Fs par plaxis

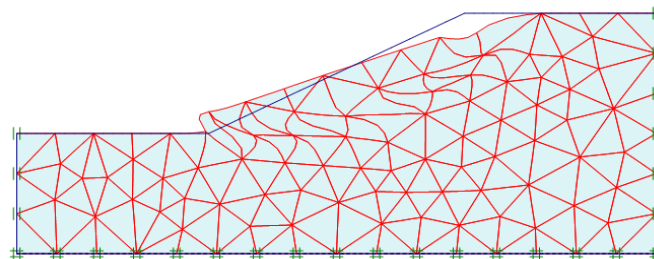


Figure 3-5 : schéma de déformations

III-3-ETUDE PARAMETRIQUE

Dans l'étude paramétrique nous allons explorer l'effet des trois paramètres géométriques des nappes de géotextile, telle que la longueur, la position et la profondeur des nappes aussi l'effet de la rigidité.

III-3-1- Effet de la rigidité de géotextile

Dans la littérature, l'effet de la rigidité n'est pas très clair. , N. Luo et al., (2016) ont montré que la rigidité du géotextile n'a pas un effet significatif sur l'efficacité du renforcement. En revanche Koohyar et al., (2013) montrent dans leur étude que ce paramètre

a un effet significatif. Donc l'effet de ce paramètre dépend probablement de la géométrie et/ou de la nature du géotextile.

Dans le cadre de cette étude nous voulions étudier l'effet de la rigidité sur le coefficient de sécurité. Nous avons donc proposé de fixer un modèle de six nappes répartie sur le talus avec 1,8 m d'espacement et nous allons changer la rigidité des nappes avec des valeurs allant de 10 kN/m jusqu'au 1400 kN/m. Les résultats de calcul sont présentés dans la Figure 3-7 :

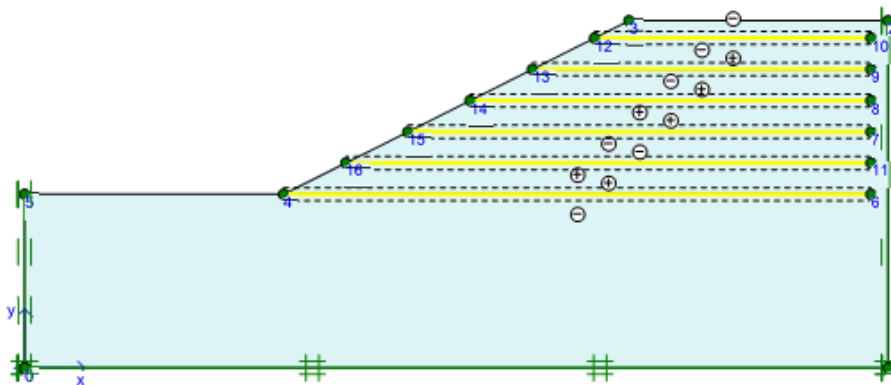


Figure 3-6 : Présentation de modèle de calcul

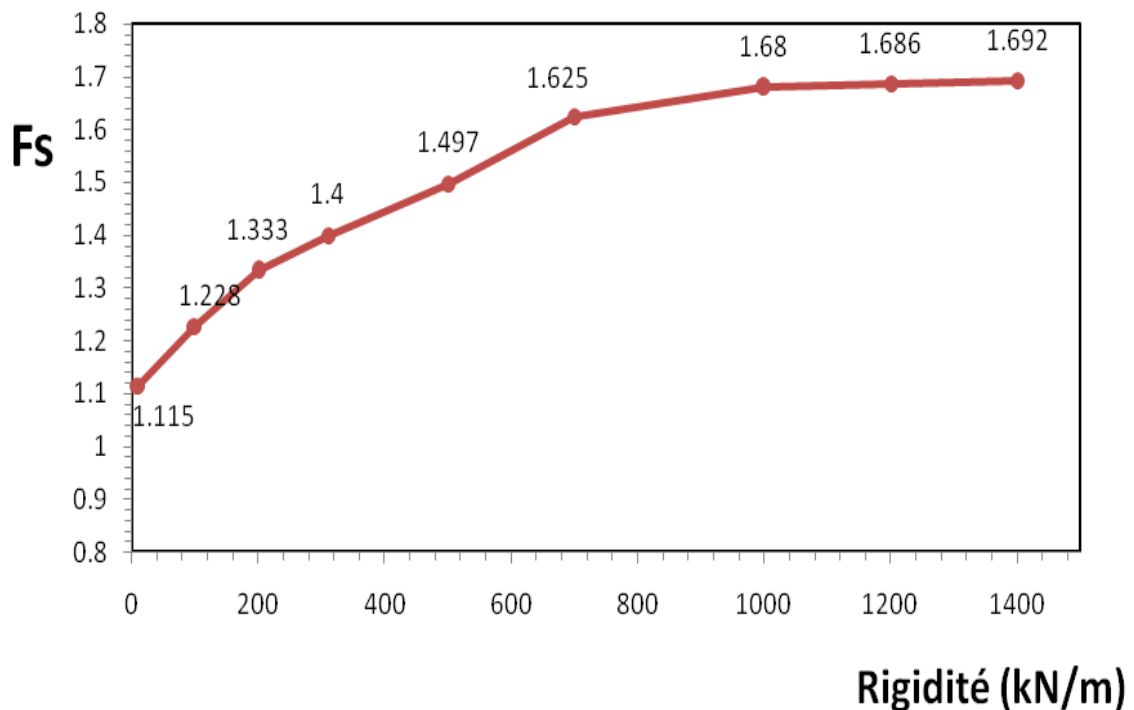


Figure 3-7 : Variation de facteur de sécurité en fonction de la rigidité des nappes

Il apparait bien qu'il y a une évolution du facteur de sécurité en fonction de l'augmentation de la rigidité jusqu'à 1400 kN/m. Au-delà la valeur de la rigidité n'a plus d'influence, aussi de plus de 700 kN/m l'influence devient faible.

III-3-2- Effet de la longueur de la nappe de géotextile

Pour mieux comprendre l'influence de la longueur de la nappe de géotextile sur la stabilité de ce talus, on a choisi de fixer un modèle d'une rigidité $EA=700$ kN/m et d'espacement qui reste 1.8 m, nous avons fait varier seulement la longueur de 4 m à 16 m (Figure 3-8). Les résultats de calcul sont présentés dans la Figure 3-9.

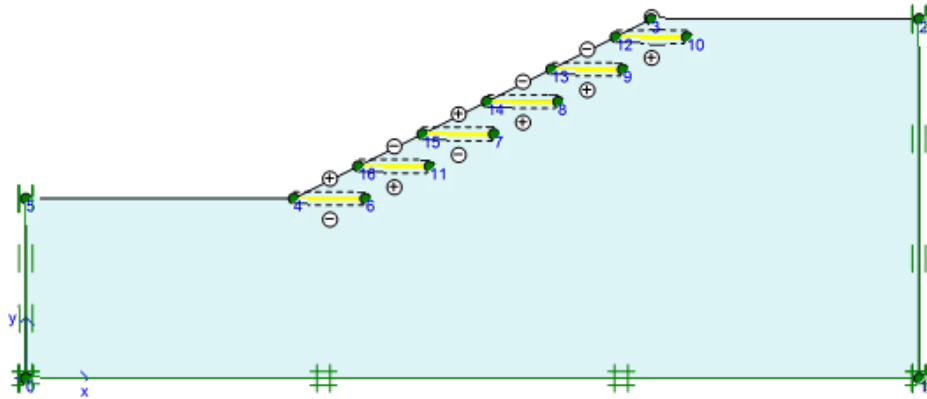


Figure 3-8 : Présentation du modèle de calcul (longueurs des nappes est 4 m)

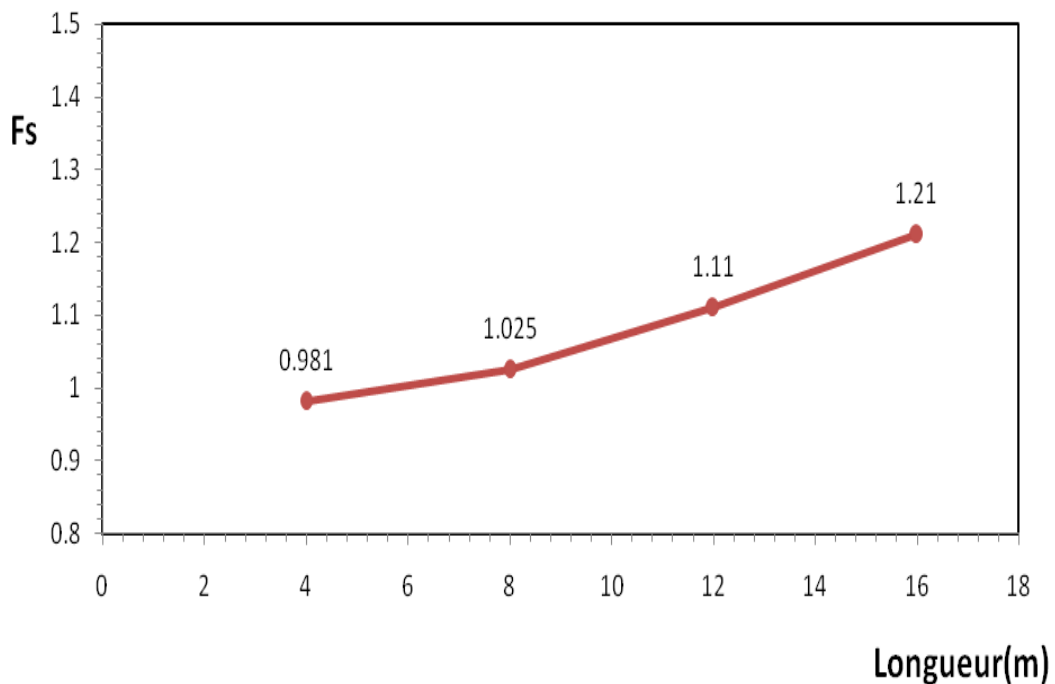


Figure 3-9 : variation de F_s en fonction de la longueur des nappes

On remarque que le facteur de sécurité augmente avec l'augmentation de la longueur des nappes. Cependant une augmentation de 4 fois de la longueur de la nappe fait augmenter seulement 23.3% le coefficient de sécurité.

III-3-3- Effet de la position des nappes de géotextile

Nous avons étudié également l'effet de la position des nappes afin d'explorer quelle est la nappe la plus fonctionnelle (efficace) dans la stabilité. Afin de réaliser cette idée, nous avons proposé de fixer un modèle de 6 nappes réparties sur toute la longueur de talus et elles sont espacées toujours de 1.8 m, et à chaque fois on fait supprimer une seule nappe de haut vers le bas. La Figure 3-10 présente un exemple de modèle de 6 nappes sans la 2ème nappe.

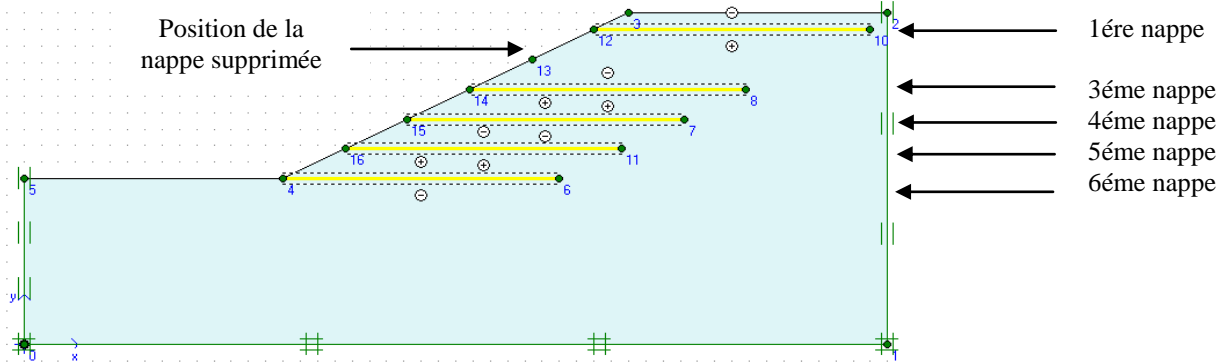


Figure 3-10 : modèle de calcul avec une nappe supprimé (2ème nappe)

La Figure 3-11 présente l'histogramme de la variation du coefficient de sécurité sur lequel nous avons mis le modèle avec la répartition des nappes correspondant. Les résultats de calcul sont présentés dans le Figure 3-11 sachant que le facteur de sécurité correspond au talus avec toutes les 6 nappes égale à 1,21.

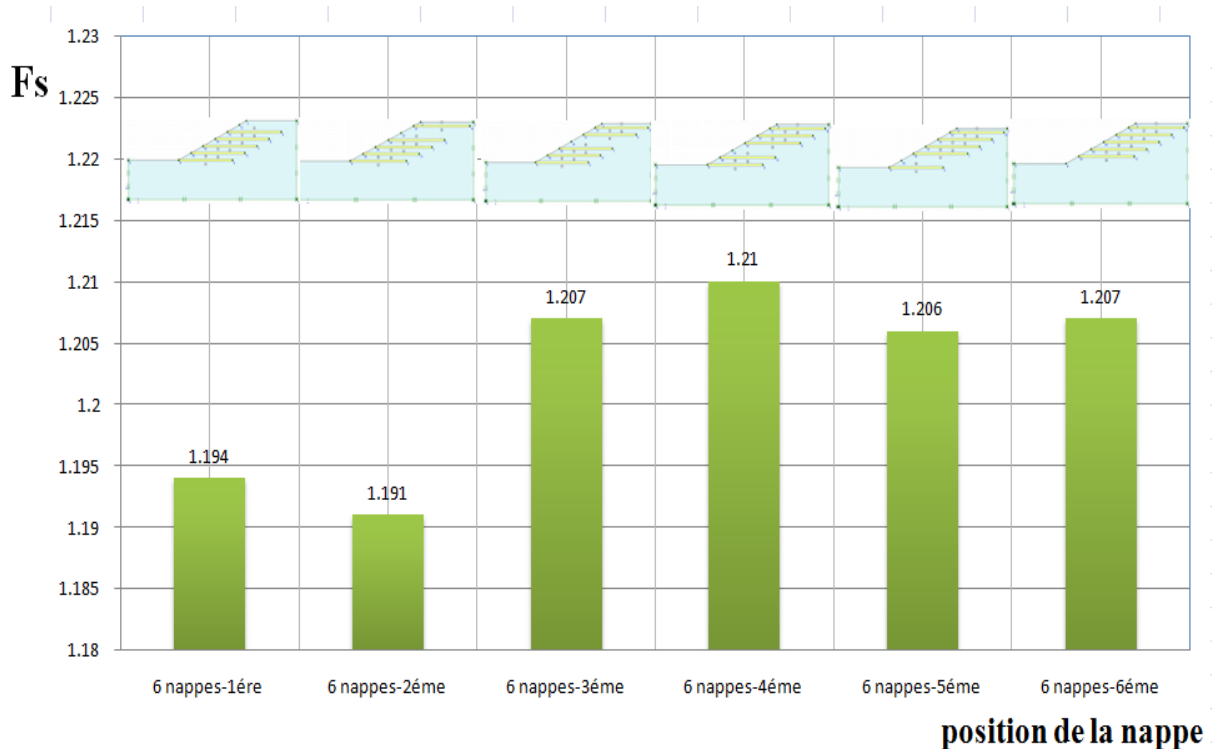


Figure 3-11 : Histogramme de Fs de chaque nappe

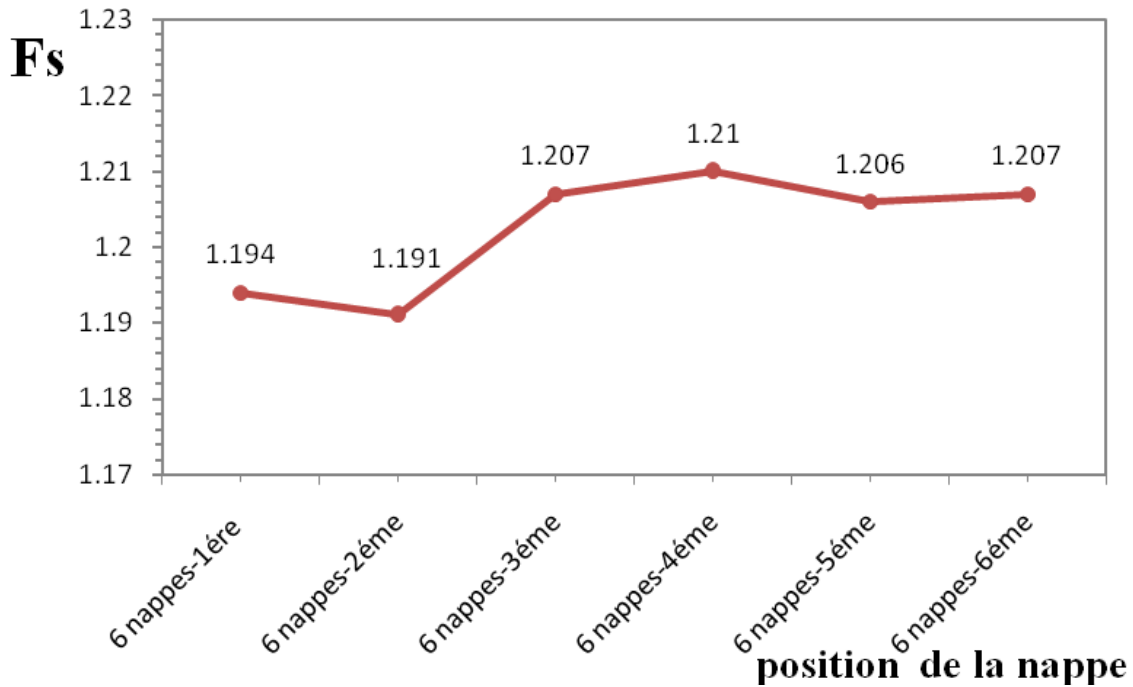


Figure 3-12 : variation de Fs en fonction de la position des nappes

Nous remarquons que le facteur de sécurité est resté élevé avec la suppression des nappes inférieures (3ème, 4ème, 5ème et 6ème nappe) et diminue avec la suppression de 1ère et 2ème nappe. Donc les positions 3, 4, 5 et 6 jouent un rôle plus important sur la stabilité que les positions 1 et 2, alors les nappes inférieures de talus influent sur la stabilité plus que les nappes supérieur.

III-3-4- Effet de la profondeur des nappes de géotextile

Afin d'arrivé à cet effet, nous avons proposé d'utiliser une seule nappe et allons changé la position suivant la profondeur du talus, on fait mettre la nappe dans différents positions répartie avec un maillage comme la Figure 3-13, de sorte qu'elle descend avec un espacement de 1,8 m toujours et 16 m de longueur :

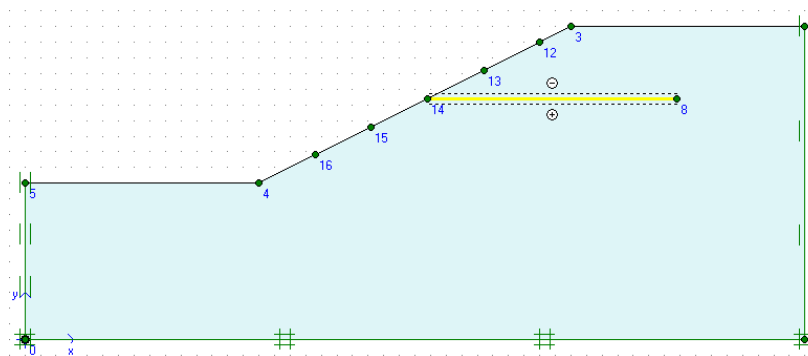


Figure 3-13 : modèle montre la variation de position d'une nappe suivant la profondeur

Les résultats de calcul sont présentés dans la Figure 3-14 :

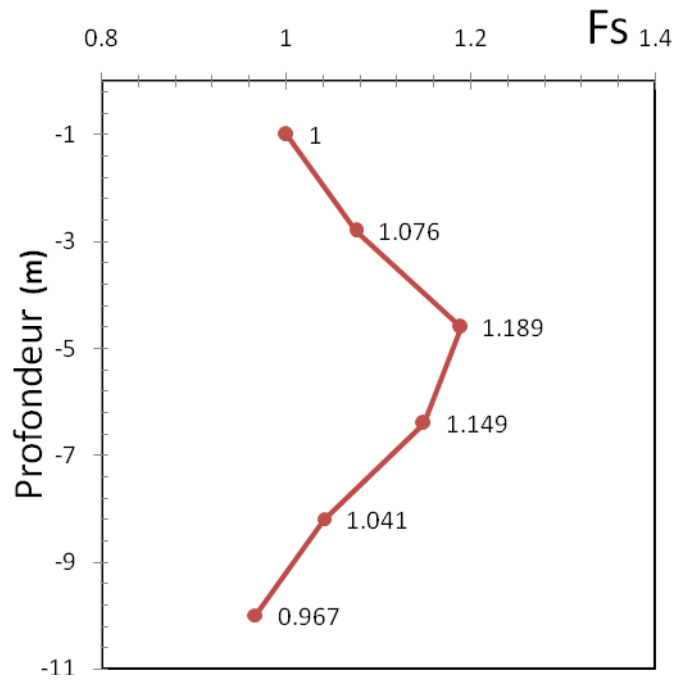


Figure 3-14 : Effet de la profondeur d'une nappe sur le Fs

Et pour illustré les valeurs de Fs de chaque position de nappe, on a dessiné un histogramme en perspective de modèle, dans la Figure 3-15 :

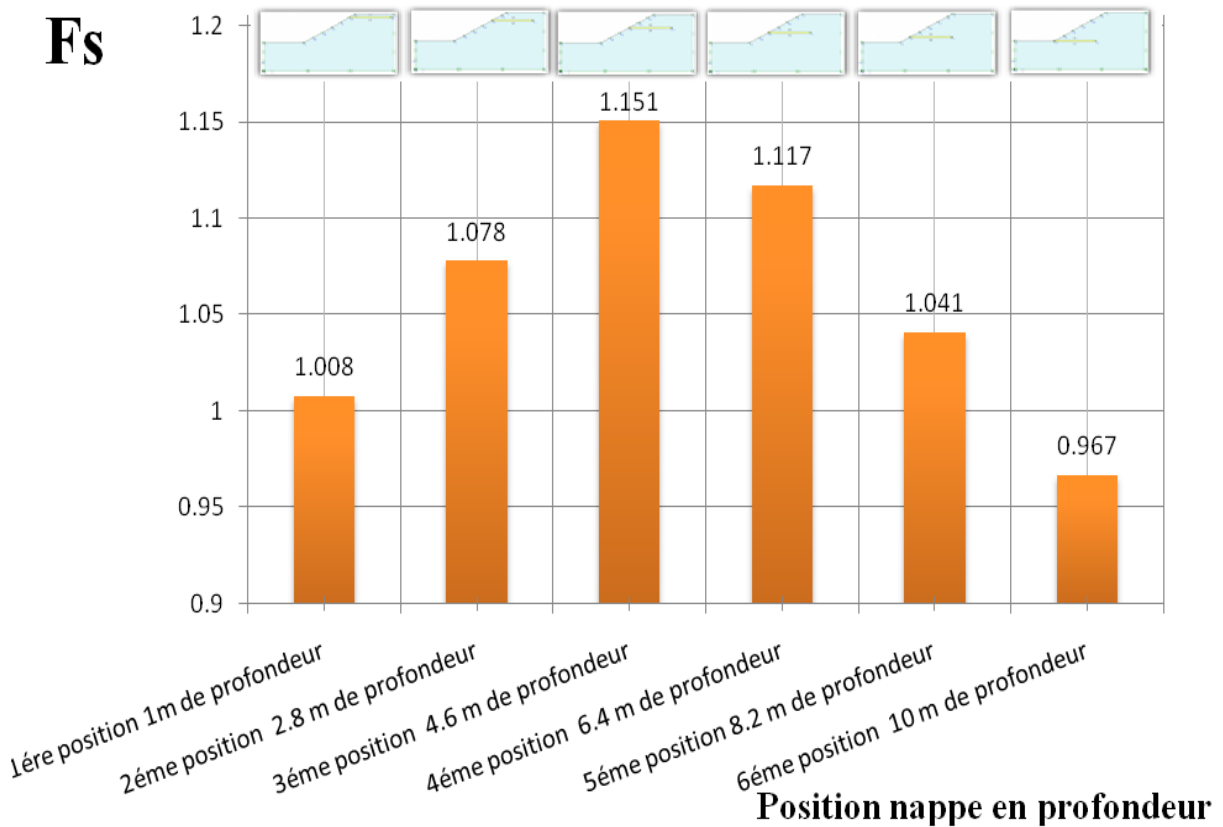


Figure 3-15 : Histogramme d'effet de position de nappe sur Fs

D'après la Figure 3-14 on a remarqué qu'il y'a une variation parabolique de F_s en fonction de la profondeur de nappe dans le talus, de sorte que le F_s va augmenter jusqu'à la profondeur de 4.6 m et après va diminuer.

On conclut que la stabilité est plus efficace dans les profondeurs de nappe situées au milieu de talus (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} nappe).

III-3-5- Proposition d'un modèle économique :

Afin de dégager un modèle stable et plus économique et pour essayer d'atteindre notre objectif nous allons prendre les résultats trouvés auparavant, nous avons pris un modèle de 6 nappes de 16 m de longueur de 1,8 m d'espacement et rigidité de 700 kN/m (la valeur la plus moins et plus efficace). Le calcul de coefficient de sécurité en cette configuration donne une valeur égale à **1,21**. Si on prend en considération la négligence des nappes supérieures du talus à cause de la faible efficacité (par conséquent de l'effet de position), on a réduit donc le nombre des nappes pour mener un modèle de 4 nappes), le calcul fournit un facteur de sécurité de **1,209**. Vu la nécessité d'un facteur de sécurité relatif aux seuils suivant le tableau 1-2 (sécurité contestable pour les barrages), on s'est proposé d'augmenter la longueur d'une seule nappe de 3.6 m, et par conséquent de l'effet de profondeur on précise d'augmenter la longueur de la 3^{ème} nappe, le calcul dans ce cas donne un facteur de sécurité de **1.26**, donc on est dans la fourchette et nous allons trouver le modèle le plus économique. Le modèle proposé est présenté dans la Figure 3-16.

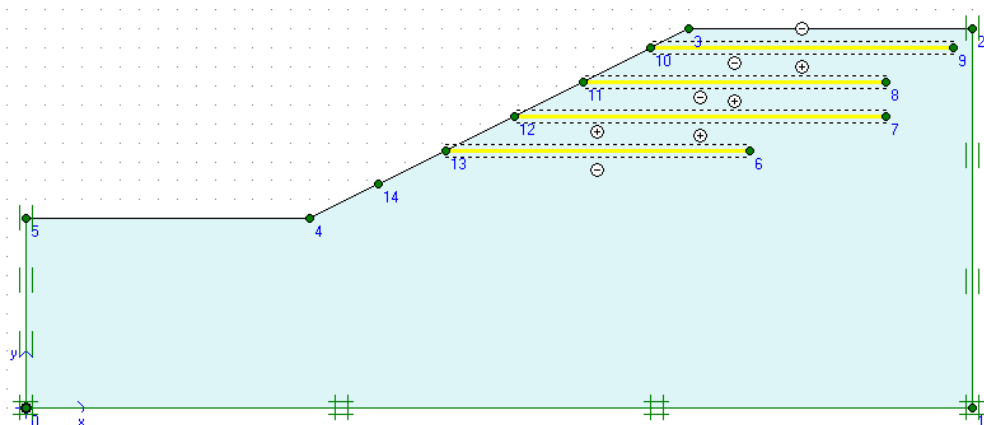


Figure 3-16 : Présentation du modèle proposé

III-4-CONCLUSION

D'après les résultats trouvés dans l'étude paramétriques, il apparaît bien que les paramètres géométriques des nappes de géotextile tel que : la longueur et la position et la profondeur des nappes donnent une influence importante sur l'évolution du facteur de sécurité,

L'étude de l'influence de La longueur de nappe montre un effet moyen mais linéaire sur l'augmentation du facteur de sécurité.

La position des nappes montre que l'influence sur le facteur de sécurité se concentre sur les nappes inférieures.

La profondeur des nappes montre que l'influence sur le facteur de sécurité se concentre sur les nappes de milieu de talus..

La rigidité des nappes donne une influence appréciable mais limité sur la stabilité.

Donc on a conclu que tous les paramètres géométriques étudiés avec la rigidité donnent une influence relativement remarquable sur la stabilité. Ces influences peuvent différer avec la différenciation de paramètre.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de la stabilité des pentes par géotextile a permis de voir l'effet bénéfique de la mise en place des nappes de géotextile pour la sécurité des pentes et talus. L'étude de l'effet des paramètres géométriques sur la stabilité nous a permis de dégager le modèle du talus avec répartition des nappes les plus stables et plus économiques. L'étude paramétrique nous a permis de trouver les paramètres géométriques à améliorer pour mieux stabiliser les talus.

La mise en place des nappes de géotextile dans les pentes peut influencer par la longueur de plus en plus et influencée encore par la rigidité d'une valeur bien définie, elle est influencée aussi par la position et la profondeur de telle façon on concentre le renforcement dans les 2/3 supérieur de talus.

L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence relativement importante des paramètres géométriques des nappes de géotextile.

Cette étude fait partie d'une résolution des problèmes de glissement de terrain mais, d'autres validations de résultats sont primordiales pour ce type d'étude vu l'importance du problème à traiter.

A l'issue de cette étude nous avons pu sortir la configuration la plus économique et stable pour le cas étudié.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1) **R.B.J. Brinkgreve**, Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas, 'Plaxis, manuel de référence, version 8'
- 2) Préparé par **R.J. Bathurst**, Traduit par **J.P. Gourc**, International Geosynthetic Society (IGS) 'Les géosynthétiques dans les ouvrages de soutènement'
- 3) **Bernhard, blive'r, Delmas, Gieulles, Goubc, Haion, Haion, Imbert et Al**, Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre, Comité Français des Géosynthétiques, Edition 1990.
- 4) **Mohammad F.M., Jean-Claude B., Daniel L.**, Comportement au fluage de géotextile en renforcement mécanique, Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussées LCPC, Série géotechnique-GT63(1997).
- 5) **Lajevardi S.H.**, Comportement des geosynthétiques en ancrage: modélisation physique et numérique, L'institut National Des Sciences Appliquées De Lyon, Ecole doctorale: Mécanique, Energetique, Genie Civil, Acoustique (Mega) 2013.
- 6) **Talaiche Z.**, Analyse probabiliste de la stabilité d'un talus renforcé par géotextile, Faculté Des Sciences et la Technologie, Media-2011, Candidature-2014.
- 7) **Haouam H.**, étude numérique d'un mur de soutènement en sol stabilisé avec fibres et géogrilles, Faculté Des Sciences de L'ingénieur Département de Génie Civil, Université Baji Mokhtar Annaba (2010).
- 8) **Guerfi H.**, Stabilisation des talus renforcés par pieux, Faculté Des Sciences de L'ingénieur Département de Génie Civil, Universté El Hhaj Lakdhar Batna.
- 9) **Athamena A.**, Etude de renforcement des talus au niveau de la route r.n16 (tronçon Mechrouha w.de souk Ahras), Faculté des Sciences et de la Technologie, Département de Génie Civil, Université de Tébessa (2013).
- 10) **Boulfoul K.**, Etude numérique sur l'effet de l'espacement des geogrilles sur les mécanismes de rupture des murs en sol renforcé ; Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture ; Département de Génie Civil, Batna(2012).
- 11) **Gicot, Olivier**, les massifs en terre renforcée par des géotextiles, 1986, Ein Dienst der ETH-Bibliothek, ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, doi.org/10.5169/seals-76034, www.library.ethz.ch.
- 12) **F.Schlosser, Ph.Unterreiner2, Ph. Delmas**, Utilisation des géosynthétiques et des fibres naturelles en géotechnique, XIII ICSMFE 1994, New Delhi-India.
- 13) **Amimeur K.**, Comportement d'un remblai d'accès en sol renforcé sous chargement cycliques, Faculté de technologie Département de Génie Civil, Université Mohamed Boudiaf - M'sila, 2016,
- 14) **ARAB R., ZERMANI M., TABTI S.**, Contributions des géosynthétiques dans le traitement des glissements de terrain, Premier Symposium Méditerranéen de Géoen지니어ing «SMGE09» Alger 20 et 21 juin 2009, rabab.arab@afitex.com.

- 15) F. SCHLOSSER, H.M. JACOBSEN, I. JURAN**, le renforcement des sols (1), Revue Française De Géotechnique.
- 16) A.Brahim , A. Arab, A.Djafar henni** , Renforcement de sol de chlef (influence des géotextiles), Laboratoire des sciences des matériaux et environnement , Faculté des sciences et science de l'Ingénieur, Département de Génie Civil Chlef (Algérie), hennidjafer@yahoo.fr.
- 17) Laghouag S.A., Boukhari A.**, Etude d'un Glissement de Terrain sur le CW8 Reliant la ville de Médéa à l'Université, Ecole Nationale des Travaux Publics-Alger 2008.
- 18) R.Durand, J.Bruhier, T.Funfrock**, Remblai de préchargement renforcé par des géosynthétiques à parement souple géotextile, 10èmes Rencontres Géosynthétiques 24-26 mars 2015, la rochelle.
- 19) Mostafa A. El Sawwaf**, Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope, Structural Engineering Department, Faculty of Engineering, Tanta University, Tanta, Egypt, September 2006.
- 20) Koohyar F., Danial J. A., Azman K., Mahshid L.**, Evaluation of Géotextiles on Embankment Displacement under Seismic Load, Universiti Teknologi Malaysia, Department of Geotechnics and Transportation, Faculty of Civil Engineering, Skudai, Johor, Malaysia(2013); e-mail: koohyar.faizi@yahoo.com
- 21) K.M. Lee, V.R. Manjunath**, Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing, Department of Civil Engineering-Hong Kong University of Science and Technology, Clear Water Bay, Kowloon, Hong Kong, Published on the NRC Research Press website on August 8, (2000), (Traduit par la Rédaction).
- 22) Zhuo L., Yuan J., Citic-Crcc - Zermani M., Afitex Algérie - Brossier P., Yahia-Aissa M., Li N., Terrasol**, Traitements de grands remblais et déblais sur la section Larbatache - Lakhdaria de l'autoroute est-ouest (Algérie), Revue Travaux N° 872 De Juin 2010.
- 23) N. Luo, R. J. Bathurst, S. Javankhoshdel**, Probabilistic stability analysis of simple reinforced slopes by finite element method, GeoEngineering Centre at Queen's-RMC-Department of Civil Engineering-Canada, Computers and Geotechnics 77 (2016) 45–55.
- 24) Bergado, D.T. et Pham V Long**, A Case Study of Geotextile Reinforced Embankment on soft Ground, School of engineering, Asia Institute of Engineering, Bangkok, (2002).