



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure  
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de  
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

Comparaison entre les méthodes de l'équilibre limite et la  
méthode de réduction de la résistance au cisaillement  
pour l'évaluation de la stabilité des pentes renforcées par  
des pieux

Dirigé par :  
Dr. HAMITOUCHE AMAR

Présenté par : AMEUR BRAHIM

Promotion : 2014/2015.

## *Remerciement*

*Nous tenons à tout premièrement Dieu le tout puissant pour la volonté, la santé et la patience, qu'il nous a donné durant toutes ces longues années.*

*En second lieu, Je tiens à remercier aussi et chaleureusement ma mère nous tenons à remercier notre encadreur Dr : **HAMITOUCHE AMAR** pour l'orientation, la confiance, la patience qui a constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être menée au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.*

*Nous tenons à remercier vivement toutes personnes qui nous ont aidés à élaborer et réaliser ce mémoire, ainsi à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à accomplir ce travail*

*Nos remerciements vont aussi à tous les enseignants et le chef de département de génie civil Mr :**Baali Laid** qui a contribué à notre formation par ailleurs, Nos remerciements à tous les membres du jury qui ont accepté de juger notre travail.*

*En fin, nous tenons à exprimer notre reconnaissance à tous nos amis et collègues pour le soutien moral et matériel.*

## *Dédicace*

*C'est avec un immense plaisir que je dédie ce modeste travail à :  
A ma chère belle mère AIB HEMAMA et mon  
beau père AMEUR RABAH*

*Aux supports de mon âme, vous mes très chères frères :  
MOUSTAPHA et EL YAMINE et mes sœurs.*

*Et a mes amies: Kasmi zine eddine, Tayebbey « saber ;yahia ; yacine ;  
nacer et Abd errazak », Ameur bilal, Dechoucha bilal, Abdelkebir ali,  
Bettache thabet, Zorig soufiane, Bouaziz bicha, Mekki bader, Chenouf  
hassan, Lakel « el yamine et djilali », khier salim, Loubi hamza.*

*Sans oublier : Souad, Rouguia, Madiha, Ghania, Namira, Zineb, Houda.*

*A Tous les enseignants qui m'ont aidé de proche ou de loin pour  
être un jour un master en génie civil*

*A tous les étudiants de génie civil de l'université de M'sila et  
surtout les étudiants de deuxième Année Master « structures »  
promo 2014 /2015.*

*Je vous remercie tous la famille AMEUR*

*Ameur. B*

## **Résumé :**

Le travail présenté dans ce mémoire vise à comparer la méthode de l'équilibre limite de Bishop et la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement pour l'évaluation de la stabilité des pentes en présence des pieux.

Une analyse des principes et des hypothèses de chacune des deux méthodes est faite sur la base d'une recherche bibliographique puis un cas pratique déjà traité par Lee et al par la méthode de l'équilibre limite de bishop est examiné par la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement à l'aide du logiciel **FLAC 2D**.

Les principaux paramètres analysés sont l'effet de l'emplacement des pieux, de leur espacement et aussi leur diamètre sur le facteur de sécurité.

Les résultats obtenus montrent que les deux méthodes sont en accord sur l'effet favorable de l'augmentation du diamètre et la réduction de l'espacement, cependant une divergence nette est marquée au sujet de l'emplacement optimal des pieux.

**Mots clés :** stabilité, pente, facteur de sécurité, équilibre limite, réduction de la résistance au cisaillement, pieux, emplacement optimal, Flac.

## **Abstract :**

The work presented in this paper is to compare the Bishop method of limit equilibrium and shear strength reduction method for the evaluation of piled slope stability.

An analysis of the principles and assumptions of the two methods is performed, based on a bibliographic search. Then a practical case already treated by Lee & al using the bishop of the limit equilibrium is carried using shear strength reduction method with **FLAC 2D**.

The main parameters analyzed are the effect of the location of piles, their spacing and their diameter as the safety factor.

The results show that both methods agree on the favorable impact of the increase in diameter and reduction of the spacing, however, a clear divergence is marked on the optimal location of piles.

**Key words:** stability, slope, safety factor, limit equilibrium, shear strength reduction, pile, optimal location, Flac.

## المخلص :

العمل المقدم في هذه الورقة هو المقارنة بين طريقة التوازن الحدي لـ Bishop وطريقة تخفيض مقاومة القص لتقييم استقرار المنحدرات في وجود الخوازيق المقوية.

لقد تم إجراء دراسة لأصول ومبادئ وافتراضات الطريقتين اعتمادا على بحث بيبلوغرافي، ثم أجريت دراسة بطريقة تقليص مقاومة القص باستعمال برنامج **FLAC 2D** لحالة عملية سبق معالجتها من طرف Lee & al بواسطة طريقة التوازن الحدي.

العوامل الرئيسية التي تم تحليلها هي تأثير موقع الخوازيق في المنحدر، تباعدها وكذا قطرها على معامل استقرار المنحدر. وأظهرت النتائج أن كلتا الطريقتين متفقتان على الأثر الإيجابي لزيادة قطر الخوازيق وتقليص تباعدها، غير أنهما جد مختلفتان على الموقع الأمثل لتموضع الخوازيق.

**الكلمات المفتاحية :** استقرار، عامل الأمان، منحدر، توازن حدي، تقليص مقاومة القص، خازوق، الموقع الأمثل، **FLAC**.

# Sommaire

---

✓ INTRODUCTION GENERALE .....	1
✓ <u>CHAPITRE I : Généralités sur les glissements de terrain</u>	
I-1- Généralités.....	3
I-1-1- Classification des mouvements de terrain .....	3
I-1-1-1- Les écroulements .....	3
I-1-1-2- Fluage .....	3
I-1-1-3- Les coulées .....	4
I-1-1-4- Les glissements.....	4
I-1-2- Les zones propices aux mouvements de terrain .....	4
I-2- Les glissements de terrain .....	5
I-2-1- Définition d'un glissement de terrain .....	5
I-2-1-1- Glissements plans .....	6
I-2-1-2- Glissement rotationnels .....	6
I-2-2- Aspect général des glissements .....	8
I-2-3- Principales causes des glissements de terrain .....	9
I-2-3-1- La nature du terrain.....	9
I-2-3-2- Les actions extérieures qui agissent sur le sol .....	10
I-2-3-3- Constructions sur pente .....	11
I-2-3-4- Déblai sur pente .....	11
I-3- Calcul de la Stabilité des pentes .....	12
I-3-1- Classes de méthodes de calcul de la stabilité des pentes .....	12
I-3-2- Coefficient de sécurité .....	13
I-3-2-1- Définition du coefficient de sécurité .....	13
I-3-2-2- Calcul du coefficient de sécurité .....	14
Figure I-8 : Calcul du coefficient de sécurité.....	15
Contrainte tangentielle au plan de rupture .....	15
I-3-2-3- Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité .....	16
I-4- Techniques de confortement des pentes.....	17
I-4-1- Action sur la géométrie .....	17
I-4-2- Action sur le régime hydraulique .....	18
I-4-3- Action mécanique .....	19
I-4-4- Renforcement des pentes par inclusions rigides .....	20
I-4-4-1- Clouage.....	20
I-4-4-2- Pieux et barrettes .....	21
I-5- Conclusion.....	22
✓ <u>CHAPITRE II : Etude théorique et bibliographique</u>	
Introduction :.....	23

# Sommaire

---

II-1- Bibliographie sur l'étude de la stabilité des pentes renforcées par pieux .....	23
II-1-1- Travaux fondamentaux .....	23
II-1-2- Travaux de comparaison de différentes méthodes .....	25
II-1-3- Travaux d'analyse paramétriques.....	27
II-1-3-1- Effet de l'emplacement des pieux .....	27
II-1-3-2- Effet de l'espacement .....	29
II-1-3-3- Effet de diamètre .....	30
II-2- Méthodes de l'équilibre limite .....	30
II-2-1- Principes .....	30
II-2-2- Méthodes des tranches dans le calcul à l'équilibre limite.....	31
II-2-2-1- Hypothèses utilisées dans la méthode des tranches .....	31
II-2-2-2- Mise en équations de la méthode des tranches (forme de Bishop généralisée) .....	34
II-2-2-3- Forme simplifiée de la méthode de Bishop .....	39
II-2-3- Stabilité de la pente avec pieux .....	40
II-2-4- Les avantages et les inconvénients de méthode de l'équilibre limite.....	42
II-3- Méthode de la réduction de la résistance au cisaillement .....	42
II-3-1- Principe de la méthode .....	42
II-3-2- Détermination du coefficient de sécurité.....	44
III-3-3- Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement.....	45
II-4- Conclusion .....	46
✓ <u>CHAPITRE III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes</u>	
Introduction : .....	47
III-1- Présentation du cas étudié .....	47
III-2- Présentation du logiciel de calcul utilisé .....	48
III-2-1- Généralités.....	48
III-2-2- Modes de calcul par Flac.....	51
III-2-3- Création du modèle de la pente et l'exécution des calculs .....	52
III-2-3-1- Choix des options du model.....	52
III-2-3-2- Spécification du Titre du projet et du nom de fichier et son emplacement .....	53
III.2.3.3. Introduction de la géométrie et le maillage de la pente étudiée .....	53
III-2-3-4- Spécification et affectation des propriétés des matériaux aux différentes couches du sol .....	55
III-2-3-5- Spécification des paramètres de calcul initial (calcul élastique à petite déformation).....	55
III-2-3-6- Analyse de la stabilité de la pente seule (sans renforcement).....	56
III-2-3-7- Calcul de la pente renforcée à grande déformations et calcul du facteur de sécurité avec pieux .....	57



# Sommaire

---

III-2-3-8- Exploitation des résultats .....	58
III-3- Présentation des résultats.....	60
III-3-1- Résultats de la méthode de l'équilibre limite .....	60
III-3-1-1- Effet de l'emplacement .....	61
III-3-1-2- Effet de l'espacement.....	62
III-3-1-3- Effets du diamètre .....	63
III-3-2- Résultats de la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement .....	63
III-3-2-1- Effet de l'emplacement .....	68
III-3-2-2- Effet de l'espacement.....	69
III-3-2-3- Effets du diamètre .....	70
III-4- Discussions .....	70
III-5- Conclusion.....	71
✓ CONCLUSION GENERALE.....	72

# Liste Des Figures

## ✓ CHAPITRE I : Généralités sur les glissements de terrain

Figure I-1- Glissement de terrain. ....	5
Figure I-2- Glissements plans .....	7
Figure I-3- Glissements rotationnel.....	7
Figure I-4- Glissements rotationnels. ....	8
Figure I-5- Glissements plans. ....	8
Figure I-6- Différentes formes du cercle de rupture.....	8
Figure I-7- Surface de rupture. ....	13
Figure I-8- Calcul du coefficient de sécurité.....	14
Figure I-9- Diminution de la hauteur d'un talus de déblai.....	17
Figure I-10- Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité terrain .....	17
Figure I-11- Stabilisation par clouage du glissement de « la Membrolle» .....	20
Figure I-12- Profil du versant de Boussy-Saint-Antoine. ....	21

## ✓ CHAPITRE II : Etude théorique et bibliographique

Figure II-1- Position de pieu pour une pente $c = 20$ kPa et $\varphi = 10^\circ$ (Poulos).....	28
Figure II-2- Méthode de tranche. ....	32
Figure II-3- Les inconnues d'une méthode des tranches.....	32
Figure II-4- Mise en équation du problème. ....	35
Figure II-5- Les forces agissant sur une tranche selon Bishop. ....	35
Figure II-6- Schéma simplifié d'une pente renforcée par pieux .....	40

## ✓ CHAPITRE III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

Figure III-1- La géométrie de la pente étudiée.....	48
Figure III-2- Lancement du Flac en mode command line.....	51
Figure III-3- Le bureau de démarrage dans l'interface graphique de FLAC. ....	52
Figure III-4- Entrée des options du modèle. ....	53
Figure III-5- Fichier Projet.....	53
Figure III-6- Géométrie de la pente.....	54
Figure III-7- La pente étudiée. ....	54
Figure III-8- Affectation des matériaux aux couches du sol.....	55
Figure III-9- Fenêtre de configuration de la charge gravitaire.....	55
Figure III-10- Fenêtre de calcul de l'état de l'équilibre élastique initial.....	56
Figure III-11- Fenêtre mechanical setting. ....	56
Figure III-12- Fenêtre du calcul coefficient de sécurité.....	57
Figure III-13- Introduction de pieu. ....	57
Figure III-14- Fenêtre du changement les caractéristiques du pieu. ....	58
Figure III-15- Déplacements au sein de la masse du sol de la pente étudiée.....	59
Figure III-16- Contraintes normales selon la profondeur développées dans la pente étudiée. ....	59
Figure III-17- Coefficient de sécurité de la pente sans pieux. ....	60
Figure III-18- Rapport de l'amélioration $F_p/F_0$ en fonction de la position du pieu $X_p/L_x$ .....	61
Figure III-19- Rapport de l'amélioration $F_p/F_0$ en fonction de l'espacement du pieu $S/d_s$ .....	62
Figure III-20- Rapport de l'amélioration $F_p/F_0$ en fonction de diamètre du pieu $D/D_0$ .....	63
Figure III-21- Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.1$ , $S = 3$ m, $D = 1$ m).....	64
Figure III-22- Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ , $S = 3$ m, $D = 1$ m).....	64
Figure III-23- Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 1$ , $S = 3$ m, $D = 1$ m).....	65
Figure III-24- Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ , $S = 1$ m, $D = 1$ m).....	65
Figure III-25- Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ , $S = 6$ m, $D = 1$ m).....	66
Figure III-26- Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ , $S = 3$ m, $D = 0.2$ m).....	66
Figure III-27- Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ , $S = 3$ m, $D = 2$ m).....	67

## Liste Des Figures

---

Figure III- 28- Rapport de l'amélioration $F_p/F_0$ en fonction de la position du pieu $XL/L$ . ....	68
Figure III- 29- Rapport de l'amélioration $F_p/F_0$ en fonction de l'espacement du pieu $S/d_s$ .....	69
Figure III- 30- Le rapport de l'amélioration $F_p/F_0$ en fonction de diamètre du pieu $D/D_0$ .....	70

# Liste Des Tableaux

---

## ✓ CHAPITRE I : Généralités sur les glissements de terrain

Tableau I-1- Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage ..... 16

## ✓ CHAPITRE II : Etude théorique et bibliographique

Tableau II- 1- Représentée un résumé de la position du pieu optimal. ....26

Tableau II- 2- Méthodes d'équilibre limite déférence hypothèses. .... 34

## ✓ CHAPITRE III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

Tableau III- 1- Coefficient de sécurité  $F_p$  en fonction de la position du pieu  $X/L$ . .... 60

Tableau III- 2- Coefficient de sécurité  $F_p$  en fonction de l'espacement du pieu  $S/S_0$ . ....60

Tableau III- 3- Coefficient de sécurité  $F_p$  en fonction de diamètre du pieu  $D/D_0$ . .... 61

Tableau III- 4- Rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de la position du pieu  $X_p/L_x$ . .... 67

Tableau III- 5- Le rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de l'espacement du pieu  $S/d_s$ . ...67

Tableau III- 6- Le rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de diamètre du pieu  $D/D_0$ . .... 68

## Liste des Notations

- $F_S$  : Coefficient de sécurité.
- $\tau_{\max}$  : Résistance au cisaillement du sol.
- $\tau$  : Contraintes de cisaillement.
- $T$  : Réaction tangentielle.
- $c$  : Cohésion
- $c'$  : Cohésion effective.
- $c_u$  : cohésion non drainée.
- $\varphi$  : Angle de frottement interne.
- $\varphi'$  : Angle de frottement interne effective.
- $\mu$  : Pression de l'eau interstitielle.
- $\sigma_1, \sigma_3$  : Contrainte principales majeure et mineure.
- $\sigma_f$  : Contrainte normale mobilisée
- $\tau_f$  : Contrainte mobilisée de cisaillement.
- $\theta$  : Inclinaison du plan de rupture.
- $h$  : hauteur du talus.
- $\beta$  : angle du talus.
- $S$  : Espacement entre les pieux de centre à centre.
- $D$  : Diamètre des pieux.
- $W$  : Poids de la tranche
- $b_i$  : Largeur de la tranche du sol.
- $h_i$  : Hauteur de la tranche du sol.
- $V_i, V_{i+1}$  : Composantes verticales des forces inter tranches.
- $H_i, H_{i+1}$  : Composantes horizontaux des forces inter tranches.
- $\alpha_i$  : Angle entre la base de la tranche  $i$  et les horizontales.
- $R_i$  : La résistance au cisaillement.
- $\gamma$  : Poids volumique du sol.
- $i$  : Une tranche.
- $n$  : Nombre des tranches d'une surface de rupture.

- $M_{rs}$  : Moment de la résistance du sol.
- $M_o$  : Moment de renversement.
- $M_{rp}$  : Moment de la résistance généré par le pieu.
- $D_1$  : Espacement de centre à centre entre les pieux.
- $D_2$  : Ouverture entre les pieux.
- $E'$  : Module de Young.
- $\gamma'$  : La masse volumique.
- $\nu'$  : Le coefficient de Poisson.
- $\phi'$  : Angle de friction.
- $\psi'$  : Angle de dilatation.
- F : La fonction de rupture.
- $\tau_r$  : Contrainte de cisaillement résistant.
- $\tau_d$  : Conduite contrainte de cisaillement.

# ***Introduction Générale***

---

## INTRODUCTION GENERALE

Le glissement de terrain en pente est un des grands risques qui préoccupent les décideurs et les spécialistes vu les grandes pertes économiques et de vies humaines qu'il peut causer. C'est pourquoi la stabilisation des pentes est une nécessité primordiale de lutte contre ce genre de risque.

La stabilisation des pentes peut être faite de différentes manières, mais celle par inclusion de pieux est la solution adéquate lorsque le site ne permet pas de faire recours aux autres techniques.

La stabilisation des pentes par des pieux a donné réussite dans beaucoup de cas pratique, ce qui incité les chercheurs à développer déférence méthodes de calcul pour quantifier l'amélioration apportée par les éléments et analyser les effets de quelques paramètre tels que l'emplacement des pieux, leur rigidité, leur espacement néanmoins les résultats obtenus sont parfois contradictoires selon les méthodes et hypothèses utilisées.

Depuis des années, la méthode de l'équilibre limite classique a été extrapolée pour l'étude des pentes renforcées par pieux, Une méthode plus avancée est utilisée avec les logiciels d'éléments finis et des différences finies pour l'étude de la stabilité des pentes sans ou avec renforcement : c'est la méthode de réduction de résistance au cisaillement.

Le but de travail entamé dans ce mémoire est de comparer les deux méthodes; celle de l'équilibre limite de Bishop et celle de la résistance au cisaillement tant sur le plan théorique c'est-à-dire les hypothèses et les principes de chacune d'elle que sur le plan pratique en examinant les résultats données par chacune d'elles en étudiant un cas réel. Cette comparaison entre les principes utilisés dans chaque méthode pour tenir compte de la présence des pieux ainsi que les résultats donnés serait d'un grand profit pour choisir la meilleure méthode.

Pour atteindre ce but .le travail présenté dans ce mémoire suit le plan suit :

**Chapitre I : Généralités sur les mouvements du terrain :** dans lequel nous avons présenté les différents types de glissements qui existent dans la nature ent décrivent les principales causes et en citant les méthodes de calcul de la stabilité des pentes, ainsi que les techniques de confortement des pentes notamment celle de renforcement des pentes par inclusions de pieux.



---

**Chapitre II : Etude théorique et bibliographique :** Bibliographie sur l'étude de la stabilité des pentes renforcées par pieux. , les principes et les hypothèses des méthodes de l'équilibre limite(LEM) (notamment celle de Bishop) et celles de la méthode de réduction de la résistance au cisaillement (méthode des éléments finis) (SRM) pour le calcul de la stabilité des pentes avec pieux en essayant de mettre en évidence les avantages et les inconvénients de chacune de ces deux méthodes.

**Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes :** dans lequel on présentera le cas étudié, le logiciel utilisé, les résultats obtenus et en analysant les effets de certains paramètres sur le facteur de sécurité des pentes renforcées par pieux, ceci est suivi d'une discussion servant à comparer et interpréter les points d'accord ou de différences.

Enfin notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points les plus importants du travail.

# **Chapitre I**

## ***Généralités Sur Les Glissements De Terrain***

## Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

### I-1- Généralités :

Les mouvements de terrain concernent l'ensemble des déplacements du sol ou du sous-sol, qu'ils soient d'origines naturelles ou anthropiques.

Une fois déclarés, les mouvements de terrain peuvent être regroupés en deux grandes catégories, selon le mode d'apparition des phénomènes observés.

Il existe, d'une part, des processus lents et continus (affaissements, tassements...) et d'autre Part, des événements plus rapides et discontinus, comme les effondrements, les éboulements les chutes.

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

Plusieurs classifications sont possibles selon les 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.

On retiendra la classification agréée par le comité international de géologie de l'ingénieur, qui distingue quatre catégories :

-Eroulement - Glissement - Fluage – Coulée.

#### I-1-1-1- Les éroulements :

Les éroulements 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 éroulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaire , roches cristallines et cristallophylliennes).

#### I-1-1-2- 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. [19]

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

---

## **I-1-1-3- Les 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.

**Les caractéristiques générales des coulées peuvent être énumérées comme suit :**

- Les matériaux sont meubles, hétérogènes à matrice argileuses ;
- Le phénomène se déclenche généralement lorsque le matériau dépasse une teneur en eau critique le rendant semi fluide ;
- Les coulées s'accroissent aux dépens des terrains meubles rencontrés dans leur progression ;
- Les distances franchies par les coulées sont sans commune mesure avec l'étendue couverte initialement par les matériaux qui leurs ont donné naissance.
- La vitesse est très irrégulière : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques ;
- La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles qui dépendent de la pluviométrie. La coulée se caractérise par des mouvements saisonniers ;
- Les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs m<sup>3</sup>.

## **I-1-1-4- Les 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.

## **I-1-2- Les 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'infiltré 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).

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

- 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- Les glissements de terrain :

### I-2-1- Définition d'un glissement de terrain :

Le glissement de terrain est un phénomène géologique qui correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture.

Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles).

Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture.

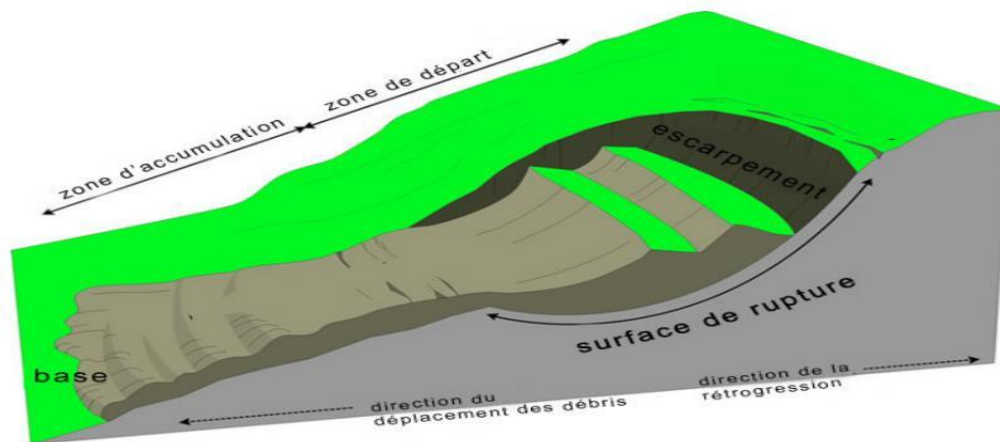


Figure I.1 : Glissement de terrain.

Le volume des glissements de terrain est très variable : de quelques mètres cube (loupes) à plusieurs millions de mètres cubes (versants entiers). Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur. c'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité.

### Les facteurs déclenchant sont généralement :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation dépressions interstitielles, etc.) ;
- Les terrassements ;

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

---

- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges) ;
- Les accélérations produites par des séismes.

On distingue deux grandes classes qui peuvent éventuellement se combiner pour donner naissance aux glissements composés :

- Les glissements plans,
- Les glissements rotationnels simples ou complexes.

## **I-2-1-1- Glissements plans :**

Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérité et son substrat (figure I-2). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau.

## **I-2-1-2- Glissement rotationnels :**

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexes.

Les mouvements simples ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle et leur étude fait appel aux méthodes d'analyses classiques de la mécanique des sols. [1]

### **a- Glissement rotationnel simple :**

Les mouvements simples sont les plus courants. Et peuvent être superficiels ou profonds. Les deux classiques :

- Glissements superficiels sont les glissements de crête et le glissement de pied.
- Les glissements profonds intéressent surtout les remblais sur sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier n'est trop profond.

### **b. Glissements rotationnels complexes :**

Les glissements complexes ont souvent une surface de rupture non circulaire. Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes :

- Anisotropie de structure ;
- Anisotropie mécanique ;
- Caractéristiques mécaniques variant en profondeur ;
- Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.

Citons :

- Les glissements en escalier constitué par un ensemble de glissement en courbes peu profonds créant une topographie en escalier.

## Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

- Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain ;
- Les glissements composés : ces derniers peuvent être une composition des différents glissements précédemment décrits. La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une composition d'éléments plans et d'éléments courbes.

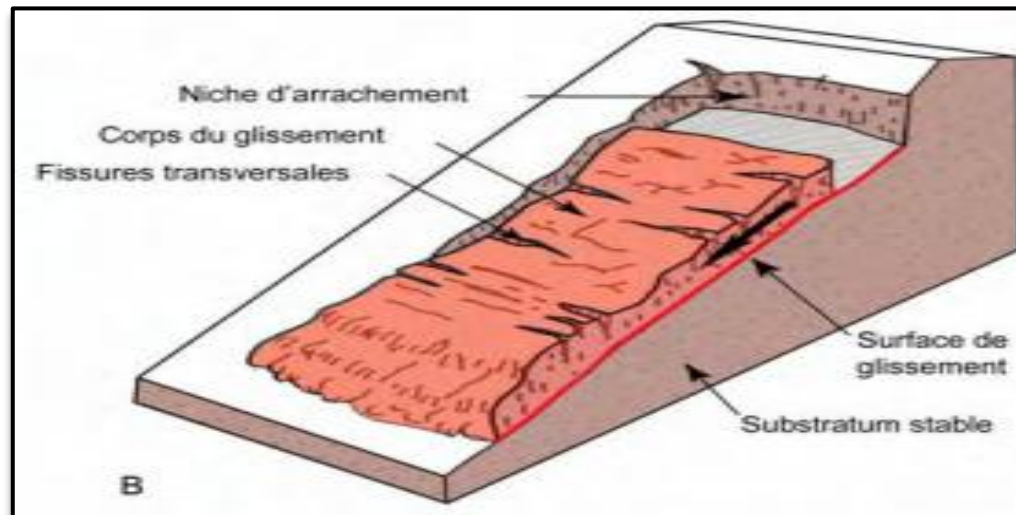


Figure I-2 : Glissements plans. [9]

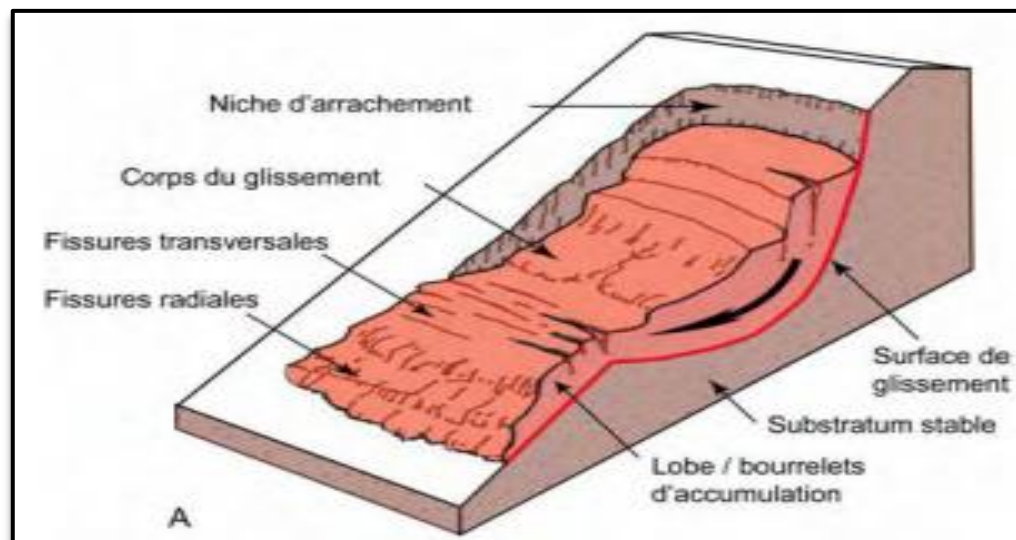


Figure I-3 : Glissements rotationnel. [9]

Glissements rotationnel et plans (modifié d'après Varnes, 1978 ; USGS, 2004) [9]





Figure I-4 : Glissements rotationnels.



Figure I-5 : Glissements plans.

## I-2-2- Aspect général des glissements :

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. La surface de glissement est assimilable à une surface cylindrique. On fera donc l'étude pour des tranches de massif d'épaisseur unité, découpées perpendiculairement à l'axe de la surface de rupture. Si on représente la coupe transversale du terrain (donc une tranche), l'aspect de la surface de rupture sera donc un arc de cercle. Le sommet du talus s'affaisse et il se forme un bourrelet de pied.

On distinguera trois catégories de cercle de rupture (Figure I-6) :

- cercle de pente (1) ;
- cercle de pied (2) ;
- cercle profond (3) ;

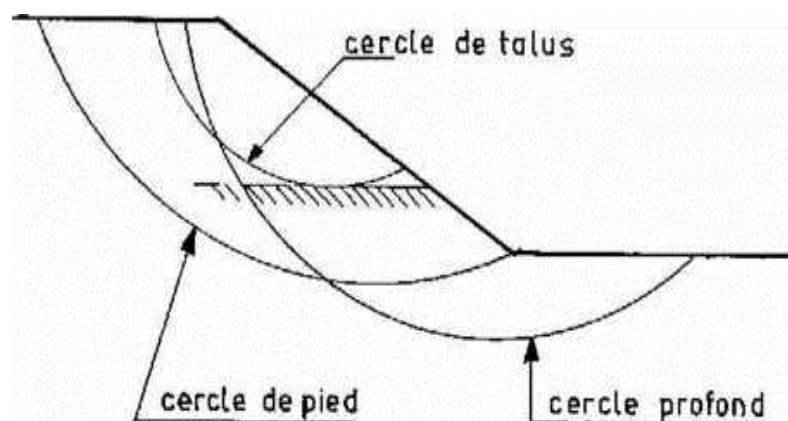


Figure I-6 : Différentes formes du cercle de rupture.



# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

---

Ces différents types n'auront pas les mêmes conséquences mais on peut dire que la stabilité dépend :

- des moments résistants (pris par rapport au centre du cercle de rupture), dus à la résistance au cisaillement le long de la ligne de rupture ;
- des moments moteurs dus principalement au poids du massif en déplacement.

Il y aura donc glissement si à un moment donné les moments sont supérieurs aux moments résistants. [13]

## I-2-3- Principales causes des glissements de terrain :

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

### I-2-3-1- La nature du terrain :

La nature de terrain dépend de la :

#### ➤ Géométrie de terrain :

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

#### ➤ Résistance au cisaillement des sols ou des roches :

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.).

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

- La résistance au cisaillement à court ou long terme ;
- La résistance au cisaillement résiduelle.

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

---

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables (marnes oligocènes du bassin de la Limagne, argile des Flandres, marnes du Keuper, argile du lias, etc.), la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement : la valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic. Dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement.

En général, ce sont les paramètres de résistance drainés  $c'$  et  $\varphi'$  (valeur de pic) et  $c_R'$  et  $\varphi_R'$  (valeur résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

## I-2-3-2- Les actions extérieures qui agissent sur le sol :

### ➤ Actions hydrauliques :

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydraulique les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilisés pour juger des conditions les plus défavorables.[2]

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospector et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, et notamment de la présence d'accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes.

Certains éléments sont de première importance. Il s'agit :

Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements.

De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptible d'exister et il est alors intéressant de les drainer ;

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

---

d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement.

De l'évolution de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

## ➤ **Les actions climatiques et anthropiques :**

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

## ➤ **Pluie, neige, évapotranspiration :**

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

## ➤ **Séismes :**

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même .

### **I-2-3-3- Constructions sur pente :**

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai. Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

### **I-2-3-4- Déblai sur pente :**

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite.

Avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied ; de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

---

L'action de raidissement d'une pente de talus joue défavorablement sur la stabilité de ce dernier.

## **I-3- Calcul de la Stabilité des pentes :**

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité [4].

La stabilité des pentes peut être améliorée avec différentes manières : aplatissement du pente en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement tels que des murs de soutènement ou des pieux. La première solution mène à la réduction des forces qui provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance.

### **I-3-1- Classes de méthodes de calcul de la stabilité des pentes :**

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a un glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure I-7).

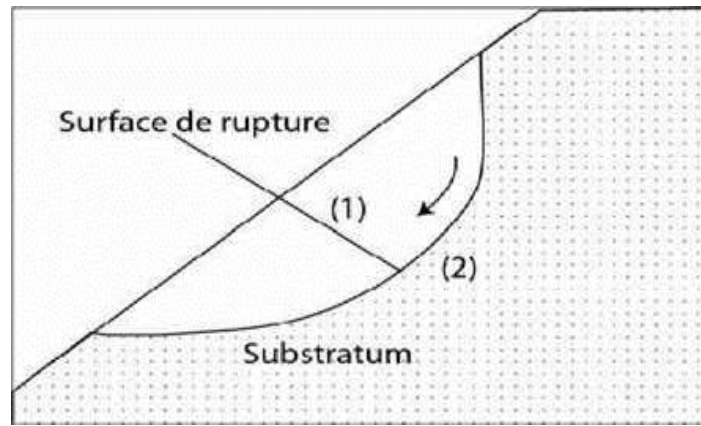


Figure I-7 : Surface de rupture.

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes classiques basées sur l'équilibre limite et de l'analyse limites ;
- Les méthodes de la réduction de la résistance au cisaillement utilisées par les codes utilisant la méthode des éléments finis et des différences finies.

### I-3-2- Coefficient de sécurité :

#### I-3-2-1- Définition du coefficient de sécurité :

Le calcul de la stabilité des pentes est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé: coefficient de sécurité  $F_s$ . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

Le coefficient de sécurité  $F$  est défini par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{I.1})$$

Avec  $\tau_{\max}$  : résistance au cisaillement du sol ;

$\tau$  : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (1) peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{F_s} \quad (\text{I.2})$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (I.1) est écrite comme :

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F_s} \quad (I.3)$$

Où  $c$  et  $\varphi$  sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement, et  $\sigma$  est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (1) est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi'}{F_s} \quad (I.4)$$

$c'$  et  $\varphi'$  représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et  $\mu$  est la pression de l'eau interstitielle

### I-3-2-2- Calcul du coefficient de sécurité :

Considérons un élément carré d'unité ( $dx = dy = 1$ ) exposé aux contraintes normales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle  $\theta$ . La rupture du milieu est normalement due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée de cisaillement  $\tau_f$  et la contrainte normale mobilisée  $\sigma_f$  au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ . [8]

Contrainte normale au plan de rupture :

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \quad (4)$$

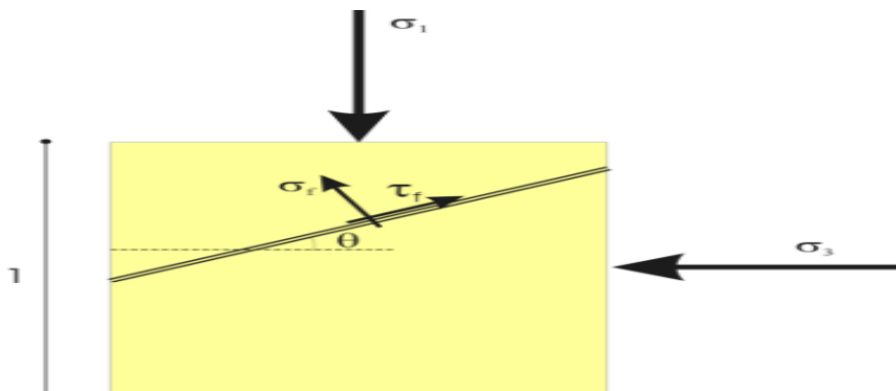


Figure I-8 : Calcul du coefficient de sécurité.

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Contrainte tangentielle au plan de rupture :

$$\tau_f = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta \quad (I.5)$$

On définit le facteur de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité dispose le terrain sous cette sollicitation ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_3$ ) et en fonction du critère de rupture (c, f).

FS = Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée

Donc, on peut écrire:

$$F_S = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \varphi}{\tau_f} \quad (I.6)$$

En remplaçant les équations (I.4) et (I.5) dans l'équation (I.6), on trouve:

$$F_S = \frac{c + \left( \sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \right) \tan \varphi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta} \quad (I.7)$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à  $45 + \phi/2$  par rapport à la direction principale  $\sigma_3$ . Il est uniquement fonction de l'angle de frottement. Nous pouvons donc calculer la valeur du facteur de sécurité par rapport au plan potentiel de rupture. En remplaçant la valeur de  $\theta$  par  $45 + \phi/2$  dans la relation (I.8), nous trouvons:

$$F_S = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{[c/\tan \varphi + 0.5 \times (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin \varphi] \tan \varphi}{0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi} \quad (I.8)$$

### I-3-2-3- 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 Cu).

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

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. 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.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

<b>F<sub>s</sub></b>	<b>Etat de l'ouvrage</b>
<b>&lt;1</b>	<b>Danger</b>
<b>1.0-1.25</b>	<b>sécurité contestable</b>
<b>1.25-1.4</b>	<b>sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique</b>
<b>&gt;1.4</b>	<b>satisfaisante pour les barrages</b>

**Tableau I-1 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage [8]**

Le coefficient de sécurité est lié à :

- L'approche adoptée pour calculer ce coefficient;
- L'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée) ;
- Aux propriétés du milieu ;
- L'hypothèse de la forme de la surface de rupture.

## **I-4- Techniques de confortement des pentes :**

Quatre types d'action peuvent être menés pour, à partir d'un état initial donné, améliorer la stabilité générale d'un déblai. Elles portent sur :

- la géométrie : modification du profil ;
- le régime hydraulique : drainage ;
- les forces mécaniques : soutènement, cloutage ;
- la nature du sol : injection, substratum.

Il faut, de plus, assurer la pérennité de l'état de surface du talus et le préserver de l'érosion en le protégeant par une végétation appropriée. Les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement pour un glissement de terrain peuvent être trouvés dans le Guide technique écrit par SEVE et POUGET, 1998.



# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

## I-4-1- Action sur la géométrie :

Le meilleur moyen d'améliorer la stabilité d'un déblai est de le supprimer. Ceci n'est en principe possible qu'au niveau d'un avant-projet de tracé neuf où l'on est encore maître de la cote du projet par rapport au terrain naturel. Certains grands projets ont été modifiés pour diminuer, voire supprimer, certains déblais susceptibles de poser des problèmes de stabilité à long terme.

A défaut de le supprimer complètement, on peut essayer d'en réduire la hauteur  $H$ , soit par déchargement en tête (allègement en tête), si l'emprise le permet, soit par chargement ou élévation du niveau de la plateforme en pied (butée en pied), si le profil en long de celle-ci l'autorise.

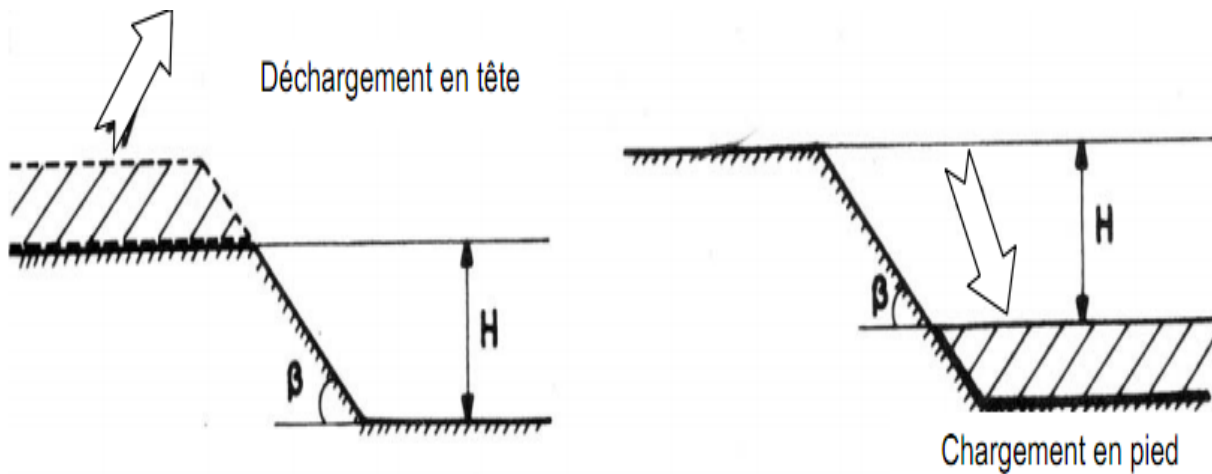


Figure I-9 : Diminution de la hauteur d'un talus de déblai.

Si l'on ne peut modifier la hauteur du talus, on peut alors essayer d'en abaisser la pente  $\beta$  par reprofilage (Figure I.9). Le coefficient de sécurité est pratiquement linéairement décroissant en fonction de  $\tan \beta$ . Cette solution, très efficace, a cependant le double inconvénient :

- d'augmenter les emprises, ce qui n'est pas toujours possible,
- d'augmenter le volume des terrassements.

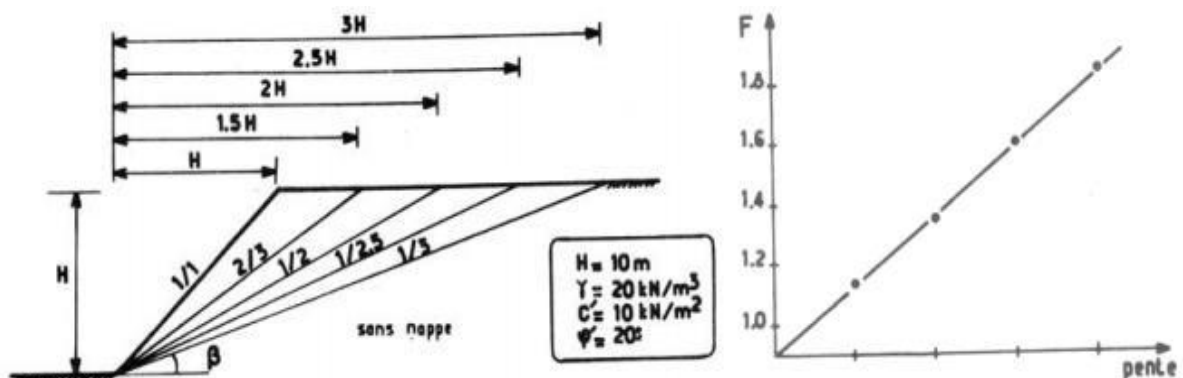


Figure I-10 : Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité

## I-4-2- Action sur le régime hydraulique :

C'est généralement, au même titre que l'action géométrique, le procédé le plus efficace pour améliorer la stabilité d'un talus. On a vu la chute du coefficient de sécurité du fait de la présence d'une nappe (jusqu'à 70 %), le gain sera dans la même proportion si l'on draine.

### ➤ **Masque drainant :**

Parfois appelé "cavalier", le masque drainant est un volume de matériaux, en parement de talus, qui, soit par sa perméabilité propre, soit grâce à un dispositif particulier de drainage, n'est pas soumis aux pressions interstitielles.

### ➤ **Tranchées drainantes longitudinales :**

La tranchée drainante a pour but de rabattre le niveau de la nappe, donc de diminuer les pressions interstitielles. En coupe, elle est constituée de matériau drainant et d'un drain collecteur (0 100 mm par exemple). L'adjonction d'un non tissé tapissant les parois permet d'assurer une non contamination du matériau drainant, donc la pérennité de l'ouvrage.

### ➤ **Éperons drainants :**

Dans le cas de talus de faible hauteur (< 5 m), lorsque la réalisation de masque drainant ou de tranchée drainante n'est pas possible -ou ne s'impose pas- on peut envisager la solution "éperons drainants" qui consiste à faire des saignées perpendiculaires au talus et remplies de matériau drainant. Ils permettent notamment le drainage de zones de suintement.

### ➤ **Drains subhorizontaux :**

Lorsque l'eau est localisée dans des formations perméables, sans exutoire, il peut être utile de la décharger au moyen de drains subhorizontaux. Mis en place par forage subhorizontal. Leur rayon d'action est très faible (quelques centimètres) dans les milieux cohérents, aussi faut-il en réserver l'usage au cas spécifique de nappes piégées dans des milieux perméables.

### ➤ **Puits drainants :**

Lorsque la nappe est trop profonde par rapport au terrain naturel, il peut être impératif d'avoir recours aux puits drainants.

## I-4-3- Action mécanique :

Elle est de plusieurs types :

### ➤ **Blindage des tranchées provisoires.** : Le calcul de tels ouvrages est très empirique.

Notons qu'il existe des systèmes de coffrage glissants permettant de réaliser des blindages rapides et peu onéreux dans le cas de tranchées de faible profondeur.

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

---

➤ **Soutènement** en pied du talus, soit par un mur classique en béton armé, soit par un mur cellulaire de type Gabions, Peller, Armco, etc., soit par un mur en terre armée, soit par un rideau (palplanches, parois moulées). La réalisation d'un soutènement, quel qu'il soit, hormis les rideaux, nécessite un surcroît de terrassement, à l'arrière du mur, pouvant poser des problèmes d'emprise et de stabilité à court terme.

➤ **Tirants actifs (précontraints)** : Le but de tels tirants est d'augmenter l'effort normal, donc la résistance au cisaillement, le long d'une surface de rupture potentielle, tout en diminuant le moment moteur du talus. Il n'y a aucune méthode satisfaisante de calcul des tirants dans cette configuration.

## **I-4-4- Renforcement des pentes par inclusions rigides :**

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisée :

### **I-4-4-1- Clouage :**

La stabilisation, par clouage, de pentes instables ou en mouvement consiste à placer des inclusions linéaires passives capables de résister à des moments fléchissant. Les inclusions sont des barres battues ou scellées qui sont mises en place le plus souvent verticalement et selon une répartition uniforme. Le comportement d'un tel système dépend de plusieurs paramètres dont : l'inclinaison des barres par rapport à la surface de rupture, leur densité, la rigidité relative des barres vis-à-vis du sol et l'état actuel du glissement (équilibre statique, vitesse de glissement, fluage, etc.).

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

## Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite  $Pq_s$ , où  $P$  est le périmètre du clou et  $q_s$  le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5. [15]

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou.
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

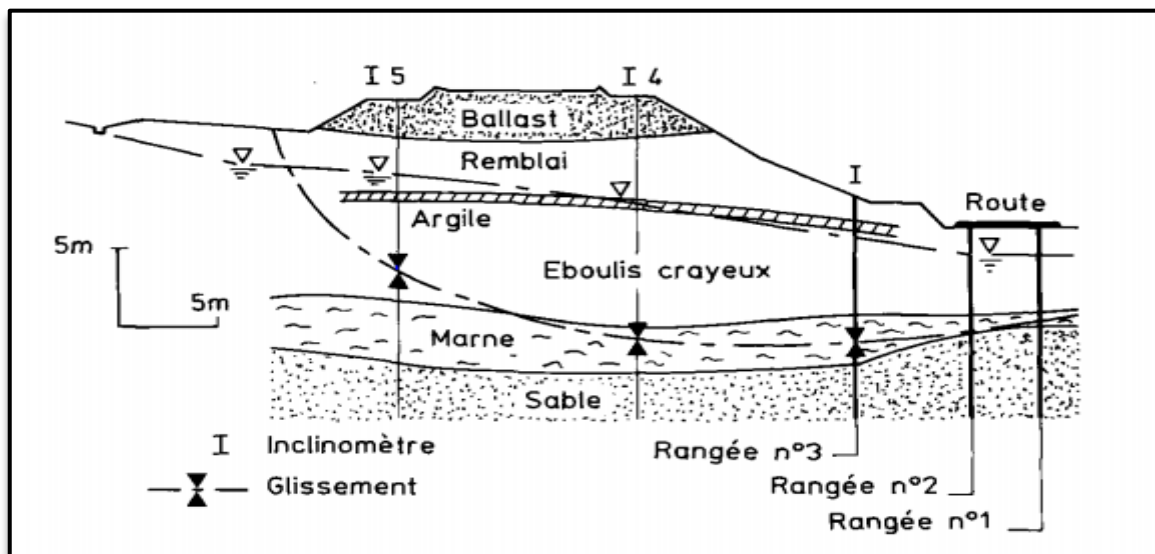


Figure I-11 : Stabilisation par clouage du glissement de « la Membrolle » (d'après CartieretGigan, 1983)

# Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

## I-4-4-2- Pieux et barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite  $p_1$  mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

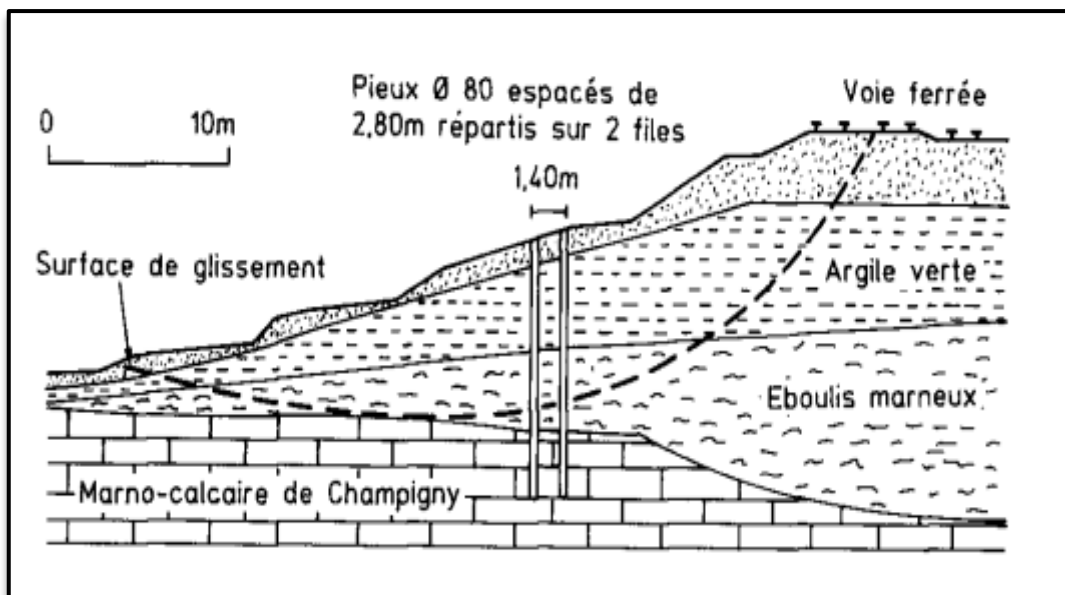


Figure I-12 : Profil du versant de Boussy-Saint-Antoine.

## I-5- Conclusion :

Les glissements de terrain sont une catégorie des mouvements de terrain dont l'impact sur l'économie et les vies humaines est parfois affreux, l'évaluation de la stabilité des pentes est un souci éternel des décideurs et des spécialistes.

Plusieurs méthodes ont été développées pour calculer le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement, qui est le rapport des effets stabilisants (Forces, moment ou simplement Résistance au cisaillement) aux mêmes types d'effets favorisant le glissement. Ces méthodes peuvent être groupées en deux grandes catégories :

- Les méthodes classiques de l'équilibre limite et de l'analyse limite qui suppose un déplacement rigide d'une partie de sol par rapport à une autre partie ;
- les méthodes numériques (MEF et MDF) basées sur la réduction de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à la rupture.

Des méthodes de confortement diverses ont été utilisés pour lutter contre le glissement des terrains en pente, certaines de ces méthodes jouent sur la géométrie de la pente, ou sur les conditions hydraulique du site, d'autres optent au traitement de la pente par soutènement ou par inclusions rigides, et c'est dans ces dernières que s'inscrit la technique de renforcement des pentes par pieux traitée dans la suite de l'étude.

## **Chapitre II**

### ***Etude Théorique Et Bibliographique***

### Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

#### Introduction :

Depuis les années 1930, les méthodes de l'équilibre limite «Limit equilibrium methods » (LEM) sont les plus utilisées pour l'analyse de la stabilité des pentes, La plupart de ces méthodes sont basées sur la technique de tranches, et qui se différencient par les hypothèses émises sur la distribution des forces entre tranches.

Ces méthodes initialement conçues pour l'étude des pentes seules, ont été utilisées ces dernières décennies pour l'analyse de la stabilité des pentes renforcées par pieux.

Une autre approche plus récente est celle de la réduction de la résistance au cisaillement (Shear strength reduction method SSR) étroitement liée aux méthodes numériques par éléments finis ou différences finies est mise au point pour l'étude de la stabilité des pentes renforcées ou non par pieux.

Dans la suite du chapitre nous allons donner un aperçu sur l'état de l'art du calcul de la stabilité des pentes renforcées par pieu avant de présenter les principes, les hypothèses, les avantages et les inconvénients des deux méthodes LEM et SSR.

#### II-1- Bibliographie sur l'étude de la stabilité des pentes renforcées par pieux

##### II-1-1- Travaux fondamentaux :

La stabilisation des pentes par l'installation des pieux est l'une des techniques novatrices de renforcement des pentes qui ont été introduites au cours des dernières années. Plusieurs cas de succès ont été rapportés et de nombreuses méthodes ont été développées pour l'analyse des pentes avec pieux. L'un des principaux mécanismes par lesquels les pieux forés ou enfoncés peuvent améliorer la stabilité de la pente du sol est l'effet de voûte créé dans le sol, dans lequel les forces transmises à la tranche de sol derrière les pieux sont réduits. Plusieurs études ont été menées pour étudier le mécanisme de cintrage des pieux dans la stabilisation des talus en utilisant différentes méthodes. Un problème de conception majeur est de déterminer l'emplacement le plus approprié des pieux dans la pente. Plusieurs études ont été réalisées.

L'installation de pieux pour améliorer la stabilité des pentes a été démontré être une méthode efficace (D'Appolonia et al, 1967 ; De Beer et Wallays, 1970 ; Ito et Matsui, 1975 ; Fukuoka, 1977; Wang et al, 1979; Ito et al, 1981, 1982; Reese et al, 1992). Un certain nombre d'approches ont été utilisées pour évaluer la performance et la conception des pieux qui sont utilisés comme renforcement des pentes, ces méthodes sont résumées comme suit :



## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

---

Ito et Matsui (1975) ont proposé une formulation théorique du problème de la stabilisation des pentes par une rangée de pieux dans laquelle est proposée une évaluation de la force latérale s'exerçant sur le pieu. Une évaluation précise de la force latérale est très importante dans la conception des pieux de renforcement. La grandeur de cette force est liée au mouvement du sol entourant le pieu. La formulation présentée par Ito et Matsui (1975) estime la valeur de la force latérale à l'état initial du mouvement de glissement de terrain, et cette valeur est inférieure à la force à l'état limite ultime du mouvement de glissement de terrain.

Lee et al. (1995) et Poulos (1995) ont développé une approche pour la conception de pieu renforçant la pente. La procédure de conception par Poulos (1995) se présente comme suit: (1) le calcul de la force de cisaillement total requis pour améliorer la stabilité de la pente à un niveau souhaité (2) l'évaluation de la force de cisaillement maximale que chaque pieu peut offrir pour empêcher la masse de sol potentiellement instable de glisser par l'analyse de l'interaction sol-pieu ; et (3) la détermination du type et du nombre de pieu, et la position de pieu optimale.

Chow (1996) a présenté une méthode numérique pour l'analyse du pieu pour stabiliser la pente. Dans ce procédé, les pieux sont simulés par des barres en éléments finis et le sol est simulé par une approche hybride, dans laquelle le module de réaction est utilisé pour modéliser la réponse du sol, et la théorie élastique est utilisée pour modéliser l'interaction entre le pieu et le sol.

Yamagami et al. (2000) a présenté une méthode de conception d'équilibre limite pour les pentes renforcées avec une rangée de pieux. Dans ce procédé, deux surfaces de ruptures individuelles sont supposées sur la partie supérieure et la partie inférieure du pieu. Sur la base de la surface de glissement présumé, les forces s'exerçant sur les pieux de stabilisation peuvent être évalués en fonction de la marge de sécurité prescrite.

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par Ito.T pour traiter le problème de la stabilité des talus contenant des pieux. Dans cette étude le coefficient de sécurité du talus renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. Le moment de résistance se compose de deux composantes : le moment dû à la résistance du sol au cisaillement le long de la surface de glissement et le moment fourni par la force de réaction des pieux. Le moment moteur et le moment de la résistance du sol au cisaillement ont été obtenus par la méthode simple des tranches. Pour calculer le moment résistant dû aux pieux, Ito.T a proposé l'utilisation de l'équation théorique, trouvée précédemment par Ito.T et Matsui.T pour évaluer la force latérale agissant sur une rangée de pieux dues au mouvement du sol, une approche semblable a été développée par Lee dans laquelle la méthode simplifiée de Bishop a été utilisée

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

---

pour trouver la surface de glissement critique du talus aussi bien que le moment de résistance du sol au cisaillement. Le moment de résistance produit par les pieux a été obtenu à partir de la force de cisaillement et du moment de flexion développée dans le pieu à la profondeur de la surface de glissement causé par le mouvement latéral du sol. Ces forces ont été calculées en utilisant un procédé basé sur la méthode des éléments de frontière qui a été proposé précédemment par Poulos.HG et plus tard par lee.

La méthode d'équilibre limite a été également employée par Chugh.AK et Poulos.HG pour analyser la stabilité des talus renforcés par pieux. Dans ces deux approches, on suppose que les pieux fournissent une résistance au cisaillement additionnel le long de la surface de glissement critique, qui devrait augmenter le coefficient de sécurité du talus à une valeur choisie.

Les éléments finis et les différences finies ont également été utilisés dans l'analyse de la pente renforcée par des pieux par certains chercheurs :

Cai et Ugai (2000) ont effectué une analyse à trois dimensions de la stabilité de la pente renforcée par des pieux à l'aide de la méthode des éléments finis utilisant la technique de réduction de résistance au cisaillement et l'influence de l'espacement des pieux, des conditions de têtes de pieux, rigidité à la flexion, et les lieux de pieu sur la stabilité des pentes ont été considérés.

Won et al. (2005) ont analysé le même modèle de pente comme Cai et Ugai (2000) par un modèle à trois dimensions par le code de différence finie FLAC3D utilisant la méthode de réduction de la résistance au cisaillement pour obtenir le facteur de sécurité. Dans l'analyse de pente renforce pieux par Gagné et d'autres. Et Cai et Ugai, l'emplacement de la surface de glissement critique a été déterminé par la force de cisaillement maximale dans le pieu de sorte que la surface de glissement critique très profonde a été déterminé alors que la maximum déformation de cisaillement.

### II-1-2- Travaux de comparaison de différentes méthodes :

Cai et Ugai (2000) ont comparé les résultats obtenus à l'aide de la méthode de réduction de la force de cisaillement par les méthodes d'éléments finis et les méthodes simplifiées de Bishop. Les conclusions sont également différentes, dans l'analyse par éléments finis, l'emplacement optimal du pieu a été recommandé dans le milieu de la pente. Dans la méthode simplifiée de Bishop, le plus grand facteur de sécurité de la pente de pieu renforcé aura lieu dans la moitié supérieure de la pente.

Nian et al. (2008) ont étudié l'emplacement des pieux contre les glissements de terrain dans les sols non homogènes et anisotropes et a conclu que l'endroit le plus approprié de pieu

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

est près du pied parce que la force de stabilisation nécessaire est minimale.

Pour conclure un résumé de la position du pieu optimal est représenté en Tableau II-1.

Référence	Le type de sol	Type d'échec	emplacement recommandé	commentaires
to et al. (1979)	sol cohérent	Circulaire	Milieu	Longueur infinie de pile et pieux rigide
Poulos (1995)	Clay, Argile et limon pierre	Circulaire	Milieu	Analyser la réponse du pieu placé dans le milieu
Hassiotis et al. (1997)	sol cohérent	circulaire	Haute	Conditions plan de contrainte
Lee et al.(1995)	Pente purement cohérent	circulaire	pied et crête	Différentes distributions de sol régissent l'emplacement optimal du pieu
Lee et al.(1995)	Supérieure raide douce inférieure	circulaire	Entre le centre et la crête	Différentes distributions de sol régissent l'emplacement optimal des pieux
Lee et al.(1995)	Stiff Upper douce inférieure	circulaire	pied et crête	Différentes distributions de sol régissent l'emplacement optimal des pieux
Cai and Ugai (2000)	$c=10$ kPa $\phi=20^0$	circulaire	Milieu	Différentes conditions de la tête du pieu par rapport
Cai and Ugai (2000)	$c=10$ kPa $\phi=20^0$	Circulaire	Pied	N'a pas tenu compte de l'influence des conditions de têtes de pieux
Ausilio (2001)	$c=4.7$ kPa $\phi=25^0$	circulaire	Pied	
Nian et al.(2008)	Anisotrope et non homogène	Circulaire	Pied	
Joeng et al.(2003)	$\gamma=20.0$ , $c=10$ kPa $\phi=20^0$	circulaire	milieu	analyse découplée

Tableau II-1: Représentée un résumé de la position du pieu optimal.

### II-1-3- Travaux d'analyse paramétriques :

Dans la stabilisation des glissements de terrain des pieux en acier et en béton ont été utilisés.

La longueur et le nombre de rangées de pieux dépendent de la longueur transversale du versant et la profondeur des surfaces de glissement. Le nombre de pieux utilisés dépend de la largeur de la pente. Le diamètre dépend de la force de cisaillement et du moment de flexion à fournir ce qui est lié à la rigidité à la flexion. La force maximale de cisaillement dans un pieu se trouve généralement à la profondeur de la surface de glissement. La surface d'un pieu de section transversale affecte la distribution de la contrainte de cisaillement dans le pieu.

L'espacement dépend du facteur de sécurité requis qui est généralement favorisé par l'effet des inclusions (Chen et Martin, 2003). L'effet de groupe dans un sol sablonneux est plus important que les autres types de sol et doit être pris en considération dans l'analyse numérique (Liang, 2003).

Selon les études de cas pratiques, la majeure partie des longueurs des pieux est comprise entre 12 à 24 m, le rapport de la profondeur à la longueur ( $Z_s / L$ ) est de l'ordre de 0,5. En d'autres termes, la longueur du pieu au-dessus de la surface de glissement est équivalente à sa longueur dans la couche stable. L'effet de la longueur du pieu dépend du rapport  $Z_s / L$ . Il n'y a pas de longueur de pieu tout à fait approprié pour être utilisé, car elle est fonction de la dimension de la pente et de la profondeur de la surface de glissement potentiel. Dans certains cas particuliers, tels que la fondation sur pieux en mer dans le Mississippi River Delta (Lee et al, 1991), les pieux utilisées dans les deux cas sont des longs pieux, avec des longueurs de 45 m et 120 m de tube en acier. Le rapport  $Z_s / L$  est relativement petit qui est seulement 0,083.

On peut résumer les travaux effectués par les différents chercheurs concernant les paramètres analysées qui comprennent le type des pieux, leur longueur, leur diamètre, l'espacement entre les pieux et leur emplacement comme suit :

#### II-1-3-1- Effet de l'emplacement des pieux :

L'emplacement des pieux est également l'un des plus importants facteurs qui influent sur la stabilisation des pentes. La plupart des cas utilisent une rangée de pieux à un certain endroit dans une pente. Cependant, certains cas utilisent deux rangées de pieux dans des endroits différents.

Ito et al. (1965) ont déterminé que les pieux placés au milieu de la pente pouvaient fournir la force de cisaillement requise maximale sans prise en considération de l'interaction sol-pieu.

Poulos a indiqué que la rangée de pieux doit être située dans le voisinage du centre de la surface de glissement critique pour éviter de déplacer la surface de rupture devant ou derrière les pieux.

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

Hassiotis et al. (1997) ont également conclu que l'emplacement approprié du pieu est dans la moitié supérieure de la pente, et que lorsque la pente est plus raide, les pieux doivent être placés plus près de la crête.

Lee et al. (1995) [5], ont trouvé que des pieux placées au niveau du pied ou de crête à rapport d'amélioration plus élevée des pieux situées dans la partie médiane de la pente.

Hassiotis et al. ont utilisé l'approche d'Ito pour analyser les pentes renforcées par une rangée de pieux. D'après leurs études, les pieux doivent être situés à proximité du sommet de la pente pour atteindre le maximum de facteur de sécurité, en particulier lorsque la pente est raide.

Gagné et al. [5], en utilisant FLAC 3D [12], ont tiré la conclusion que les pieux doivent être installées au milieu de la pente où la pression agissant sur les pieux est la plus grande.

Les résultats numériques de Wei et Cheng [7], à l'aide de FLAC 3D, ont montré que la position optimale des pieux se situe entre le milieu de la pente et le milieu de surface de glissement critique de la pente sans pieu comme la figure II-1. La localisation précise est généralement très proche de la moyenne de la pente. Pour les pentes avec le sol sable la position optimale du pieu sera située près au milieu de la pente de sorte que le milieu de la pente peut être choisi pour la conception optimale. Pour la pente avec un sol argileux, la position optimale du pieu est généralement située légèrement vers la crête de la pente au lieu d'être située au milieu de la pente.

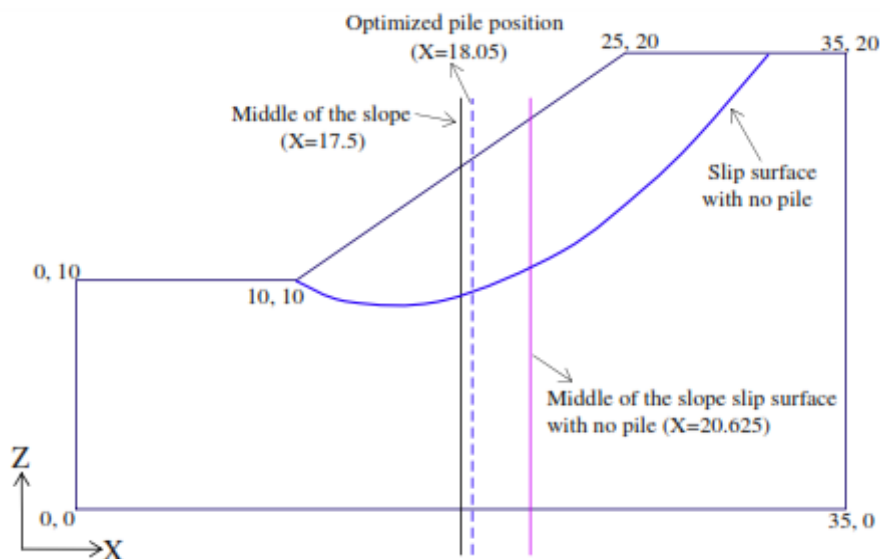


Figure II-1 : Position de pieu pour une pente  $c= 20$  kPa et  $\phi= 10^\circ$ (Poulos) [7].

### II-1-3-2- Effet de l'espace :

L'espace des pieux est très important pour une rangée des pieux de stabilisation. Dans les études de cas pratiques, le rapport  $S / D$  est compris entre 2 et 3. L'effort appliqué sur chaque pieu et le coefficient de sécurité peut être affecté par la distance entre les pieux dans une rangée. Dans un sol sableux, l'effet de voûte est également liée à l'espace des pieux (Tien, 1990). Généralement, l'effet de l'espace dépend du rapport de l'espace entre le centre et le centre de pieu au diamètre de pieux  $S / D$  (Tien, 1990). Pour Kalterziotis (1993) et Chow (1996), le rapport de  $S / D$  est d'environ 2,5 dans les sols argileux. Le rapport de seuil de  $S / D$  est compris entre 3,0 (Cox, et al. 1,983) et 5,0 (Shibata et al. 1989). Liang (2002) ont constaté l'effet voûte devient plus prononcé à  $S / D = 2,0$  dans les pentes de sable et de 1,5 dans les pentes argileuses quand des puits forés sont installés. Lorsque  $S / D$  est plus grand que 8,0, il n'y a pas d'effet de voûte et chaque pieu se comporte comme isolé.

Lee et al. (1995)[5], en utilisant l'approche du cercle de glissement de Bishop simplifiée, ont découvert l'effet d'espace pour des pentes sur trois cas différents, (a) couche homogène, (b) pente à deux couches de sols non la couche supérieure est molle qui surmonte une couche rigide, et (c) pente à deux couches, la couche rigide supérieure surmonte une couche molle, respectivement. Dans une pente homogène, les auteurs ont trouvé que le rapport d'amélioration diminue avec l'augmentation de l'espace de pieu. La contribution des pieux aux moments de résistance devient plus petite avec l'augmentation de l'espace car le sol entre pieux se déplacer librement. Pour le cas (b) et le cas (c) le rapport d'amélioration de la pente empilée pour le cas (b) est environ 25% supérieur que celui du cas (c) Toutefois, le rapport d'amélioration diminue rapidement avec l'augmentation de l'espace des pieux pour le cas (b), ce qui implique que le cas (c) est moins dépendant de l'espace des pieux.

Wei et Cheng [7], en utilisant également FLAC 3D, ont considéré le problème de pente renforcée par une rangée de pieux, leur résultat obtenu pour l'effet d'espace pour les pentes renforcées par une rangée de pieux, lorsque l'espace des pieux est petite, la surface de glissement critique est peu profonde et est presque divisé en deux parties. Avec l'augmentation de l'espace des pieux la surface de glissement critique devient plus profonde, et les deux parties de la surface de glissement critique est devenu plus connecté. Lorsque l'écartement des pieux est assez grand, les deux parties de la surface de glissement critique tournent progressivement en une surface de glissement critique unique qui est presque le même que le surface de glissement critique sans pieux.

### II-1-3-3- Effet de diamètre :

Le diamètre des pieux peut être examiné selon les matériaux utilisés et la maniabilité.

Dans les pieux en béton, le diamètre est plus souple pour la conception. Il peut être un pieu moulé en place ou un pieu enfoncé. Le diamètre des pieux en béton coulé sur place est généralement plus grand. Le diamètre varie de 0,3 m à 1,2 m. Sur le terrain, un ingénieur doit se soucier plus du rapport  $S / D$  ( $S$  : l'espacement entre les pieux de centre à centre,  $D$  : diamètre des pieux) de sorte que le nombre de pieux peut être déterminée.

Les résultats obtenus par les différents chercheurs montrent que le coefficient de sécurité augmente avec l'augmentation de diamètre des pieux.

### II-2- Méthodes de l'équilibre limite

#### II-2-1- Principes :

Les méthodes dites d'équilibre limite sont très nombreuses, mais elles sont toutes basées sur le déplacement rigide d'une partie du sol de la pente par rapport à une autre selon une surface critique de glissement, la mise en équations entre les variable est facile ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre des variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre le problème, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires simplificatrices, de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée. Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité  $F_S$  est minimal.

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, 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.

Pour évaluer la stabilité des pentes 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  $F_S$  et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

---

Ces méthodes sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb.

Ces hypothèses fortes des calculs à l'équilibre limite, distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

- Le calcul d'équilibre est fait à la rupture ;
- Les équations résolventes sont des équations de la statique ;
- Le coefficient de sécurité  $F_S$  est spatialement bien déterminé (on peut considérer par exemple  $F_S$  constant par tout).

### II-2-2- Méthodes des tranches dans le calcul à l'équilibre limite :

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales (figure II-3) a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- Le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette base ;
- Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

Ces méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche, le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes.

Par tranche, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points de passage, soit  $6n$  inconnues,  $n$  est le nombre des tranches), les forces à la base  $2n$  inconnues, et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total  $8n+1$  inconnues. Le principe d'action et de réaction entre tranches fournit  $3(n-1)$  équations, l'équilibre de chaque tranche  $3n$  équations ; on a aussi  $n$  équations de type Coulomb à la base des tranches et les  $6$  équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total  $7n+3$  équations. Il manque  $(n-2)$  équations pour résoudre. Le choix de ces  $(n-2)$  équations différencie les méthodes.

#### II-2-2-1 Hypothèses utilisées dans la méthode des tranches

Pour pouvoir résoudre le système il faut faire des hypothèses supplémentaires soit :

1. Sur les efforts inter tranches :
  - Méthode de Fellenius.
  - Méthode de Bishop.



## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

2. Sur la ligne de poussée :
  - Méthode de Jumbu.
3. Sur l'orientation des efforts inter tranches :
  - Méthode de Spencer.
4. Sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement :
  - Méthode des perturbations.

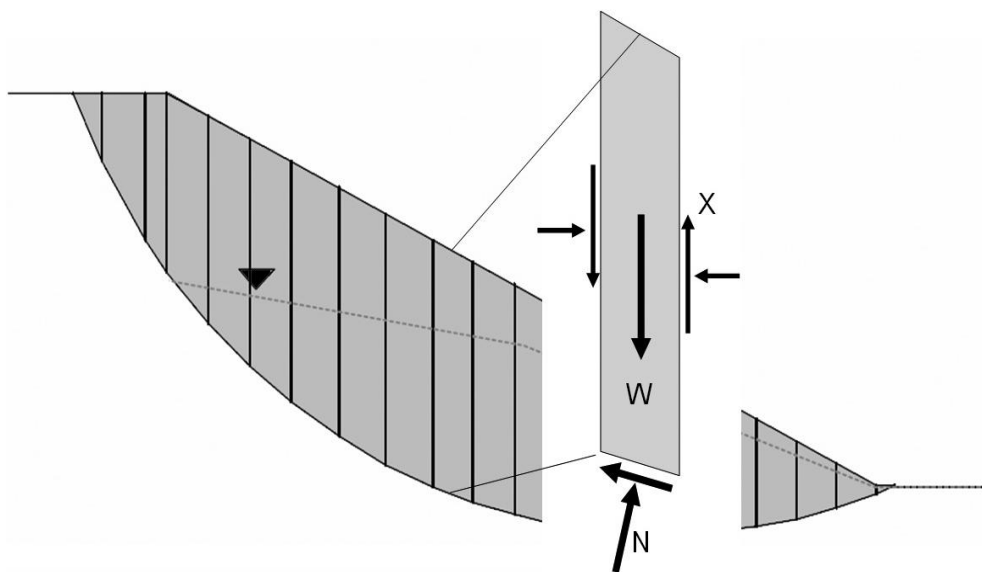


Figure II-2 : Méthode de tranche.

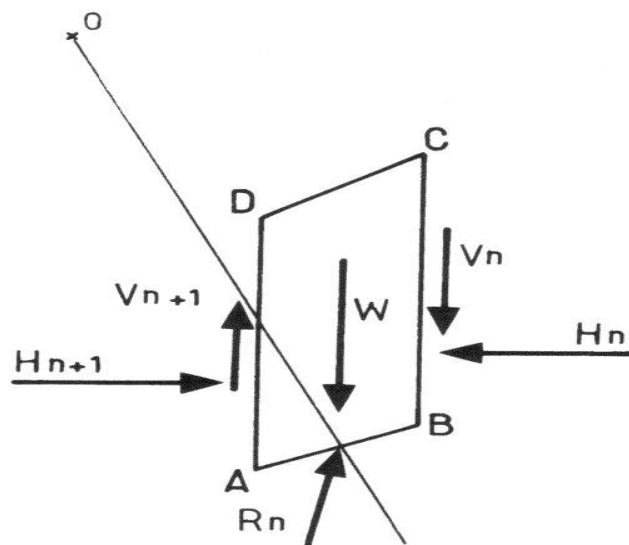


Figure II-3 : Les inconnues d'une méthode des tranches.

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

Le tableau ci-dessous résume les différentes méthodes de l'équilibre limites basées sur la méthode des tranches avec les hypothèses considérées pour chacune d'elles :

La Méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés	Remarques
Fellenius (1927)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La surface de rupture est circulaire ;</li> <li>• Les forces sur les côtés des tranches sont négligées.</li> </ul>	$\sum$ moments par rapport au centre du cercle de glissement.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le coefficient de sécurité.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• moins précise</li> <li>• sûre pour des sols homogènes seulement.</li> </ul>
Bishop simplifiée (1955)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La surface de rupture est circulaire</li> <li>• Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches).</li> </ul>	$\sum$ moments par rapport au centre du cercle de glissement. $\sum$ des forces dans le sens vertical.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le coefficient de sécurité.</li> <li>• La force normale (N) à la base de la surface de rupture.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• plus précise que celle de Fellenius</li> <li>• le calcul se prête bien au traitement par ordinateur.</li> </ul>
Spencer (1967)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les forces inter tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison).</li> <li>• La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.</li> </ul>	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le coefficient de sécurité.</li> <li>• La force normale (N) à la base.</li> <li>• L'inclinaison des forces inter- tranches (<math>\theta</math>).</li> <li>• Résultante des forces inter-tranches (Z).</li> <li>• Emplacement des forces latérales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• précise</li> <li>• applicable à toutes les géométries et types de sol.</li> </ul>

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

<b>Morgenster n et Price (1965)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les forces inter tranche de cisaillement sont Liée au forces normale par : <math>T = \lambda f(x) E</math>.</li> <li>• La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.</li> </ul>	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le coefficient de sécurité.</li> <li>• La force normale (N) à la base.</li> <li>• Le coefficient (<math>\lambda</math>).</li> <li>• Les forces inter tranche horizontales.</li> <li>• Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• précise</li> <li>• applicable à toutes les géométries et types de sol.</li> </ul>
<b>JANBU (1956)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• glissement quelconque</li> <li>• les forces entre les tranches sont horizontales.</li> </ul>	$\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le coefficient de sécurité.</li> </ul>	

Tableau II-2 : Méthodes d'équilibre limite déférence hypothèses.

### II-2-2-2- Mise en équations de la méthode des tranches (forme de Bishop généralisée) :

Dans la méthode de Bishop l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Soient (Figure II-4)  $Y_A(x)$ ,  $Y_B(x)$  et  $e(x)$  respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussée (lieu d'application des efforts inter tranche  $H_i$  et  $V_i$ ).

$Y(x)$  et  $Y_B(x)$  sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions  $R_i$  sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche (cette dernière supposition constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranches est élevé). [3]

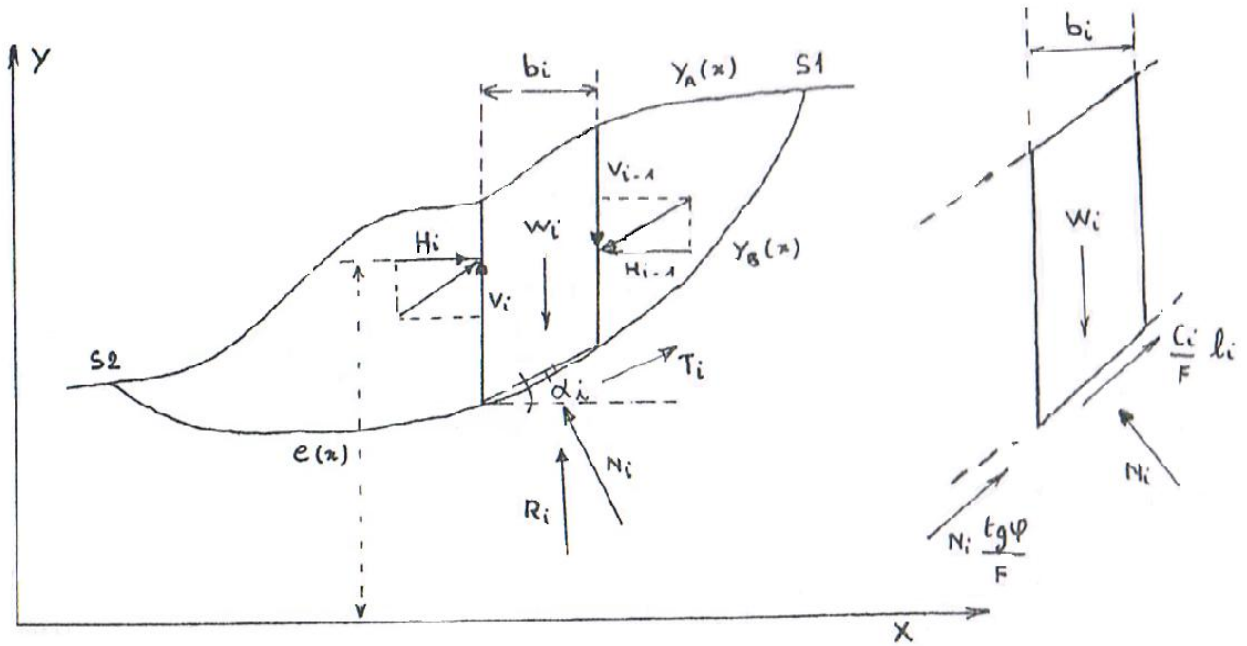


Figure II-4 : Mise en équation du problème. [3]

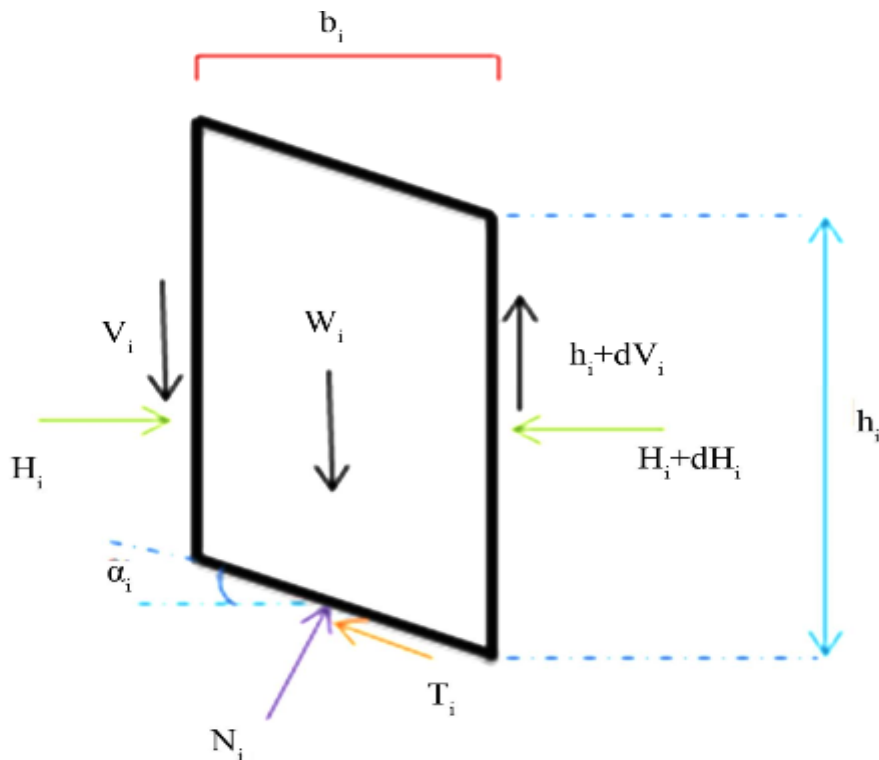


Figure II-5 : Les forces agissant sur une tranche selon Bishop. [22]

✓ Une tranche  $i$  est soumise à :

1. On poids  $W_i = \gamma h_i b_i$
2. les efforts inter tranches, qui se divisent en efforts verticaux  $V_i$  et  $V_{i+1}$  et horizontaux  $H_i$  et  $H_{i+1}$ .

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

3. la résistance au cisaillement  $R_i$ , qui se décompose comme suit :

- une composante normale :

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

- une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i l_i$$

Or

$$\tau_i = C_{ci} + \sigma_i \tan \varphi_{ci} = \frac{C_i}{F_S} + \sigma_i \frac{\tan \varphi_i}{F_S}$$

Soit, en remplaçant  $\sigma_i$  par sa valeur,

$$T_i = \frac{C_i}{F_S} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\tan \varphi_i}{F_S}$$

Remarquons que  $C_i$  et  $\varphi_i$  qui interviennent dans le calcul de  $T_i$  sont des caractéristiques critiques.

Pour un talus composé de  $n$  tranches non homogènes, caractérisées par  $C_i$  et  $\varphi_i$  à la base on peut formuler :

- l'équilibre des forces et des moments pour chaque tranche, soit **3n équations** ;
- on définit un facteur de sécurité unique pour tout le talus, soit **1 inconnue** ;
- les efforts normaux, inconnus la base des tranches sont : **au nombre de n** ;
- enfin les efforts inter tranche au nombre de  $(n-1)$  se décomposent en composantes, donc 2 inconnues, plus une autre inconnue qui est leur point d'application.

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

Le problème est donc statiquement indéterminé car il manque **n-2 relations** [3]

Nous présentons ici la méthode de Bishop. Développée par Nonveiller en 1965.

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

$$\begin{aligned} W_i + (V_i - V_{i+1}) &= N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \\ &= N_i \cos \alpha_i + \frac{C_i}{F_S} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \sin \alpha_i \end{aligned}$$

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

---

D'où la valeur de  $N_i$  :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_S} \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \varphi_i}{F_S}} \quad (\text{II. 1})$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité :

$$\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \varphi_i}{F_S} = m_\alpha$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_S} \tan \alpha_i}{m_\alpha} \quad (\text{II. 2})$$

L'équilibre global des moments ne fait intervenir que les forces extérieures ; il s'écrit par rapport au centre du cercle de glissement :

$$\rho \sum_{i=1}^n \left( \frac{C_i}{F_S} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \right) = \rho \sum_{i=1}^n W_i + \sin \alpha_i \quad (\text{II. 3})$$

Cette dernière équation permet de calculer  $F_S$ , qui est indépendant de  $\rho$  pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_S = \frac{\sum \left[ C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \tan \varphi_i \right]}{\sum W_i + \sin \alpha_i} \quad (\text{II. 4})$$

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

$$F_S = \frac{1}{\sum W_i + \sin \alpha_i} \left[ \sum \left[ C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \varphi_i \left[ \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_S} \tan \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right] \quad (\text{II.5})$$

Le deuxième membre contient  $F_S$  explicitement et par l'intermédiaire de  $m_\alpha$  mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

Avant d'en arriver là, il convient de faire le point et d'examiner les conditions d'équilibre dont on ne s'est pas encore servi et qui doivent être vérifiées, si on ne veut pas commettre de grossières erreurs. [3]

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

---

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

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

D'où la valeur de  $N_i$

$$N_i = \frac{\frac{C_i b_i}{F_S} + (H_i - H_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i} \quad (\text{II.6})$$

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

$$\begin{aligned} & (H_i - H_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \sin \alpha_i} \right] \\ &= \left( W_i - C_i \frac{b_i}{F_S} \tan \alpha_i \right) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i}{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F_S} \end{aligned} \quad (\text{II.7})$$

Puisque les efforts inter tranches sont des efforts intérieurs au talus, leurs sommes sont nulles :

$$\begin{aligned} \sum (H_i - H_{i+1}) &= 0 \\ \sum (V_i - V_{i+1}) &= 0 \end{aligned}$$

$$(\text{II.8})$$

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

$$\begin{aligned} & \sum_{n=1}^n \left\{ (V_i - V_{i+1}) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \sin \alpha_i} \right] \right\} \\ &= \sum_{n=1}^n \left\{ \left( W_i - C_i \frac{b_i}{F_S} \tan \alpha_i \right) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i}{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F_S} \right\} \end{aligned} \quad (\text{II.9})$$

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

Le système peut donc se résoudre à partir des équations d'équilibre :

- n équations relatives à l'équilibre vertical des tranches ;
- n équations relatives à l'équilibre horizontal des tranches ;
- 1 équation de moment global.

Pour les inconnues suivantes :

- $N_i$  : soit n valeurs ;
- $(V_i - V_{i+1})$  : n valeurs également ;
- F: une inconnue.

Cependant les calculs sont très difficiles à aborder car il faut itérer à la fois sur  $F_S$  dans la relation (II.5) puis sur  $(V_i - V_{i+1})$  dans la relation (II.8) en n'oubliant pas de vérifier la relation (II.9). [3]

### II-2-2-3- Forme simplifiée de la méthode de Bishop :

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

$$F_S = \frac{1}{\sum W_i + \sin \alpha_i} \left[ \sum \left[ C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \varphi_i \left[ \frac{W_i - C_i \frac{b_i}{F_S} \tan \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right] \quad (II.10)$$

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

- n équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche ;
- 1 équation du moment global.

Pour les inconnues que sont les n efforts normaux  $N_i$ , et le facteur de sécurité  $F_S$

On ne vérifie donc pas l'équilibre horizontal des tranches ni l'équilibre des moments pour chaque tranche.

C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale. [3]



### II-2-3- Stabilité de la pente avec pieux :

Dans des applications pratiques, l'étude d'un talus renforcé avec des pieux est effectuée en utilisant les méthodes d'analyse de stabilité des talus en intégrant la force de réaction exercée par les pieux sur le sol instable. Jusqu'à maintenant la méthode d'équilibre limite est l'approche la plus utilisée pour l'analyse de la stabilité des talus due à sa simplicité d'utilisation. D'ailleurs, cette méthode tient compte de l'effet des infiltrations, du chargement et des caractéristiques du sol.

La masse de sol glissante au-dessus de la surface de rupture est supposé être renforcée par les pieux discrètement placés pour former une barrière résistante à des mouvements de sol et transfère les charges aux couches sous-jacentes plus stables. La partie des pieux incorporés dans la pente glissante est soumise à des mouvements latéraux du sol (voir Figure II-6). Les mouvements de sol verticaux sont ignorés ici. [5]

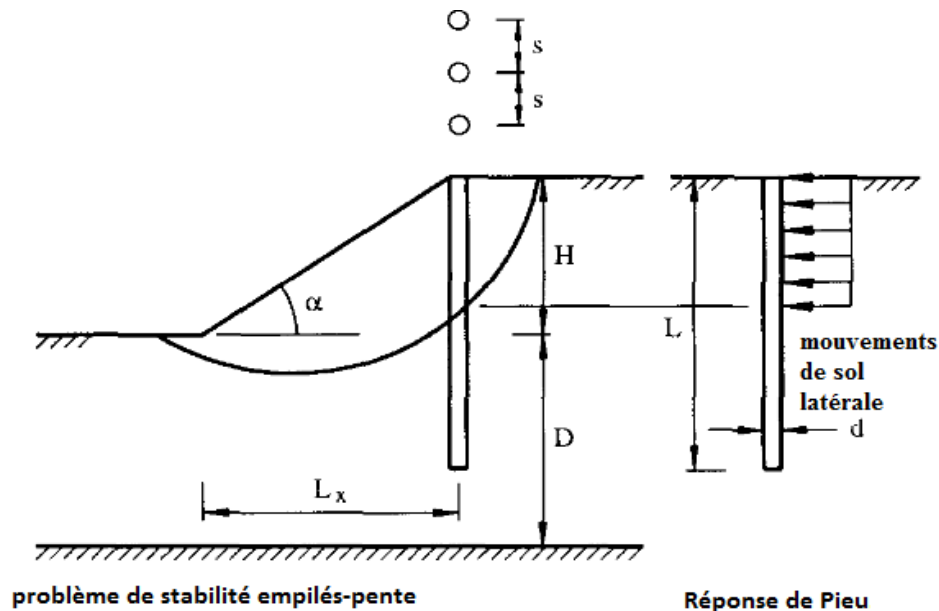


Figure II-6 : Schéma simplifié d'une pente renforcée par pieux. [5]

La méthode de Bishop simplifiée classique (Bishop 1955) est utilisée pour déterminer la surface de glissement critique, le moment résistant du sol  $M_{rs}$  et le moment de renversement  $M_o$ . Le moment résistant  $M_{rp}$  généré par la pieu est ensuite obtenu à partir de la force de cisaillement et le moment de flexion développé dans la pieu à la profondeur de la surface de glissement analysée. Ainsi, le facteur global final de sécurité des  $F_{ps}$  empilés pente peut être déterminée comme suit:

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

$$F_{ps} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_o} = \frac{M_r}{M_o} \quad (II.11)$$

L'évaluation de la force s'exerçant sur le pieu est évaluée de différente manière :

- Considérer le pieu comme une poutre sur appuis élastique de raideur égale à la raideur du sol et limiter la force de cisaillement et le moment développé dans le pieu par la condition la plus défavorables des deux conditions : résistance propre du pieu et résistance propre de l'interface.
- Utiliser la formule développé par Ito et Matsui qui ont supposé que le domaine du sol entre pieu passe à la phase plastique sous le critère de Mohr- Coulomb et qui ont développé la formule suivante [10] :

$$\begin{aligned}
 p(z) = cA & \left( \frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left\{ \exp \left[ \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] \right. \right. \\
 & \left. \left. - 2 N_\varphi^{(1/2)} \tan \varphi - 1 \right\} \frac{2 \tan \varphi + 2 N_\varphi^{(1/2)} + N_\varphi^{-(1/2)}}{N_\varphi^{(1/2)} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \right) \\
 & - c \left( D_1 \frac{2 \tan \varphi + 2 N_\varphi^{(1/2)} + N_\varphi^{-(1/2)}}{N_\varphi^{(1/2)} \tan \varphi + N_\varphi - 1} - 2 D_2 N_\varphi^{-(1/2)} \right) \\
 & + \frac{\gamma Z}{N_\varphi} \left\{ A \exp \left[ \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] - D_2 \right\}
 \end{aligned} \quad (II.12)$$

Où :

$D_1$  : Espacement de centre à centre entre les pieux ;

$D_2$  : Ouverture entre les pieux ;

$D_1 - D_2$  : Diamètre du pieu ;

$\gamma$  : L'unité de poids de sol ;

$Z$  : profondeur de la couche de sol à partir de surface du sol.[10]

$$N_\varphi = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$A = D_1 (D_1 / D_2)^{(N_\varphi^{(1/2)} \tan \varphi + N_\varphi - 1)}$$

### II-2-4- Les avantages et les inconvénients de méthode de l'équilibre limite :

#### a- Les avantages :

- Facile à utiliser vue les hypothèses simplificatrices ;
- Pour les formes simples leurs résultats différent peu de ceux des méthodes rigoureuses ;
- Moins couteuses en moyen et en temps d'exécution.

#### b- Les inconvénients :

- Les hypothèses de ces méthodes sont loin être vérifiées pour les cas complexes ;
- Elles ne considèrent pas les relations contraintes-déformations ;
- Elles ne calculent pas les déplacements au sein de la pente ;
- Elles ne tiennent pas en compte le mécanisme d'interaction de sol- structure. [16]

### II-3- Méthode de la réduction de la résistance au cisaillement :

#### II-3-1- Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur le calcul dans le domaine plastique du terrain de la pente et la détermination des contraintes de cisaillement développées en tout point du sol, La surface potentielle de rupture est celle pour laquelle les contraintes de cisaillement calculées sont maximales.

L'évaluation du facteur de sécurité local en tout point de cette surface est effectuée en diminuant les caractéristiques de résistance du sol au cisaillement jusqu' à la rupture, le coefficient de sécurité dans ce cas est le rapport :

$$F_s = \frac{\text{Résistance du sol initial}}{\text{Résistance critique du sol donnat rupture}}$$

Le facteur de sécurité global de la pente est une moyenne de ces facteurs de sécurité locaux.

Cette démarche montre l'étroite liaison entre cette méthode et les techniques des éléments finis et des différences fines.

Le modèle de sol dans ces méthodes est caractérisé six paramètres sont :

- $\phi'$  : Angle de friction ;
- $c'$  : Cohésion ;
- $\psi'$  : Angle de dilatation ;
- $E'$  : Module de Young ;
- $\nu'$  : Le coefficient de Poisson ;
- $\gamma'$  : La masse volumique.

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

L'angle de dilatation  $\psi'$  affecte le changement de volume du sol pendant l'écoulement. Il est bien connu que le changement de volume réel présenté par un sol durant l'écoulement est tout à fait variable.

L'analyse de la stabilité de la pente est relativement non bornée, ainsi le choix de l'angle de dilatation est moins important. Comme l'objectif principal de l'étude est la prédiction précise des facteurs de la sécurité de la pente, une valeur de compromis  $\psi' = 0$ , correspondant à une loi d'écoulement non-associé avec un changement de volume nulle lors de l'écoulement.

Les paramètres  $c'$  et  $\phi'$  se réfèrent à la cohésion effective et l'angle de friction du sol. Bien qu'un certain nombre de critères de rupture aient été proposées pour la modélisation de la force du sol (voir par exemple Griffiths 1990), le critère de Mohr-Coulomb reste le plus largement utilisé dans la pratique géotechnique. En termes de contraintes principales et en supposant une convention de signe de compression négatif, le critère peut être écrit comme suit:

$$F = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \phi' - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} c' \cos \phi' \quad (\text{II. 13})$$

Où  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$  sont les contraintes effectives principales majeures et mineures.

La fonction de rupture  $F$  peut être interprétée comme suit :

$F < 0$  contraintes à l'intérieur de l'enveloppe de la rupture (élastique) ;

$F = 0$  contraintes sur l'enveloppe de la rupture (début de l'écoulement) ;

$F > 0$  contraintes extérieur enveloppe de rupture (écoulement plastique et doivent être redistribués).

Les paramètres élastiques  $E'$  et  $\nu'$  : se réfèrent à un module de Young et coefficient de Poisson du sol. Si une valeur de coefficient de Poisson est supposé (valeurs typique drainés se situent dans la gamme  $0,2 < \nu' < 0,3$ ), la valeur du module d'Young peut être liée à la compressibilité du sol.

$$E' = \frac{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{m_\nu(1 - 2\nu')} \quad (\text{II. 14})$$

Où  $m_\nu$  est le coefficient du volume compressibilité.

Bien que les valeurs réelles données aux paramètres élastiques aient une influence profonde sur les déformations calculées avant rupture, ils ont peu d'influence sur le facteur de sécurité prévu dans l'analyse de stabilité pente.[6]

Le poids total de l'unité  $\gamma'$  attribué au sol est proportionnel aux charges nodales auto-poids générés par gravité.

## Chapitre II : Etude théorique et bibliographique

---

Dans le résumé, les paramètres les plus importants dans une analyse de stabilité pente d'élément finie sont les mêmes comme ils seraient dans une approche d'équilibre de limite traditionnelle, à savoir le poids total de l'unité  $\gamma'$ , les paramètres de résistance au cisaillement  $c'$  et  $\phi'$  la géométrie du problème. [6]

### II-3-2- Détermination du coefficient de sécurité :

Pour obtenir un coefficient de sécurité pour une pente en utilisant la méthode des éléments finis comparable à celle trouvée dans les méthodes d'équilibre limite, la méthode de réduction de la résistance peut être utilisée (Zienkiewicz, et al., 1975; Ugai, 1989; Matui et San, 1992; Griffiths et Lane, 1999, Chang et Huang, 2004). Le facteur de réduction de la résistance (SRF) est le facteur qui est divisé pour apporter la pente au point de rupture en équilibre limite le facteur de sécurité est défini comme :

$$F_s = \frac{\tau_r}{\tau_d} \quad (II.16)$$

$\tau_r$  : Contrainte de cisaillement résistant.

$\tau_d$  : Conduite contrainte de cisaillement.

Le coefficient de sécurité (FS) d'une pente du sol est défini ici comme le facteur par lequel les paramètres originaux de résistance au cisaillement doivent être divisés afin d'apporter la pente au point de rupture, les paramètres de résistance au cisaillement pris en compte  $c'_f$  et  $\phi'_f$  sont donc donnée par:

$$c'_f = c' / SRF \quad (II.16)$$

$$\phi'_f = \tan^{-1} \frac{\tan \phi'}{SRF} \quad (II.17)$$

Où SRF "Strength Reduction Factor" est un "coefficient de réduction de résistance ". Cette méthode est appelée la "technique de réduction de résistance au cisaillement" (par exemple. Matsui et 1992 San) et permet l'option intéressante d'appliquer des facteurs de réduction de force différents au  $c'$  et  $\phi'$ .

Dans ce document, le même facteur est toujours appliqué aux deux termes. Pour trouver le facteur «vrai» du FS de sécurité, il est nécessaire de lancer une recherche systématique de la valeur de SRF qui ne fera que la pente à la rupture. Lorsque cette valeur a été trouvée, FS = SRF.

En application méthode de réduction de résistance dans les analyses par éléments finis, successive applications en plus le coefficient de réduction de résistance sont appliqués au

problème jusqu'à ce que la solution ne converge. L'absence de convergence est prise comme une rupture de la pente. La valeur de la plus grande SRF est considéré comme équivalent au coefficient de sécurité en équilibre limite analyse. Au cours des dernières années, le procédé de réduction de résistance a trouvé pour augmenter l'application de la méthode des éléments finis (et les méthodes de différences finies) à la stabilité de la pente analyses (Matsui et San, 1992; Griffiths et Lane, 1999, Chang et Huang, 2004). L'application de méthode de réduction de résistance (SRM) appliquée aux pentes stabilisé avec des pieux a été rapportée par Cai et Ugai (2000); Won et al. (2005); et Cheng Wei, (2009). [16]

### **III-3-3- Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement :**

#### **a- Les avantages :**

- Aucune hypothèse n'est nécessaire à l'avance sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture. La rupture arrive "naturellement" dans les zones de la masse du sol dans laquelle la résistance au cisaillement du sol est incapable de résister aux contraintes de cisaillement appliquées ;
- Comme il n'y a pas de notion de tranches dans l'approche par éléments finis, il n'est pas nécessaire d'émettre des hypothèses sur les forces latérales de tranche. La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que "la rupture" soit atteinte ;
- Si les données exactes de compressibilité du sol sont disponibles, les solutions par éléments finis peuvent donner des informations sur les déformations développés par les contraintes ;
- La méthode des éléments finis est capable de surveiller la progression de la rupture jusqu'à la fin y compris la rupture globale par cisaillement.

#### **b- Les inconvénients :**

L'inconvénient majeur la méthode de réduction de la résistance au cisaillement est son coût en moyen et en temps, mais ceci est largement dépassé par l'évolution et la baisse des coûts de matériel informatique. Un ordinateur de bureau avec un processeur standard peut effectuer dans un temps acceptable les calculs concernant un problème de moyenne ampleur.

### II-4- Conclusion :

L'installation de pieux pour améliorer la stabilité des pentes a été démontré être une méthode efficace.

Plusieurs d'approches ont été utilisées pour évaluer la performance et la conception des pieux de renforcement des pentes instables.

La méthode de l'équilibre limite et spécialement celle de Bishop est utilisé par plusieurs chercheur pour analyser les pentes renforcées par des pieux, en considérant que le moment résistant dans ce cas est la somme du moment résistant du sol et celui du pieu , l'évaluation de ce dernier est faite soit par la formule de Ito et al ou en considérant le pieu comme une poutre sur appui élastique de raideur égale à la raideur du sol.

La méthode de réduction de la résistance au cisaillement est une méthode numérique, basée sur le calcul dans le domaine plastique du terrain de la pente et la détermination des contraintes de cisaillement développées en tout point du sol, La surface potentielle de rupture est celle pour laquelle les contraintes de cisaillement calculées sont maximales.

# **Chapitre III**

## ***Etude D'un Cas Pratique Par Les Deux Méthodes***



### Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

#### Introduction :

La pente renforcée par une rangée de pieux étudiée par C.Y. Lee, T.S. Hull and H.G. Poulos par la méthode de l'équilibre limite de Bishop est analysée ici par la méthode de réduction de la résistance au cisaillement à l'aide du logiciel Flac.

Après une présentation du cas étudié, nous donnons un aperçu général sur le logiciel utilisé en décrivant les démarches de modélisation, d'analyse et d'exploitation des résultats, ensuite nous présentons les résultats donnés par les deux méthodes (la méthode de l'équilibre limite de Bishop et la méthode de réduction de la résistance au cisaillement) concernant l'effet de certains paramètres sur la valeur du facteur de sécurité vis-à-vis de la stabilité de la pente. On termine par l'interprétation et la discussion des résultats.

#### III-1- Présentation du cas étudié :

La pente étudiée ici est une pente constituée d'une seule couche considérée comme homogène, la pente inclinée d'un angle  $20^\circ$  est de 10 m de hauteur, la profondeur de la base rigide ou du bed rock est de 10 m en dessous de la surface du sol au niveau du pied de la pente, Le sol constituant la couche est une argile molle présentant les caractéristiques suivantes :

- La cohésion non drainée :  $C_u = 30 \text{ KN/ m}^2$
- La densité de sol :  $\gamma = 18.5 \text{ KN/m}^3$
- Le module d'élasticité :  $E = 15000 \text{ KN/ m}^2$
- le coefficient de Poisson :  $\nu$  est proche de 0.5

Cette pente est renforcée par une rangée de pieux dont le module d'élasticité est  $E_p = 26. 10^6 \text{ KN/m}^2$  pour laquelle on a fait varier d'abord la position de l'emplacement des pieux, puis leur espacement des pieux et enfin leur diamètre.

Pour l'étude de l'effet de l'emplacement on a fixé le diamètre des pieux à 1 m et l'espacement entre pieux à 3m.

Pour l'étude de l'effet de l'espacement on a fixé le diamètre à 1 m et on a choisi l'emplacement optimal.

Pour l'étude de l'effet du diamètre on a fixé l'espacement à 3m et on a choisi l'emplacement optimal.

La figure III-1 présente la géométrie de la pente étudiée.

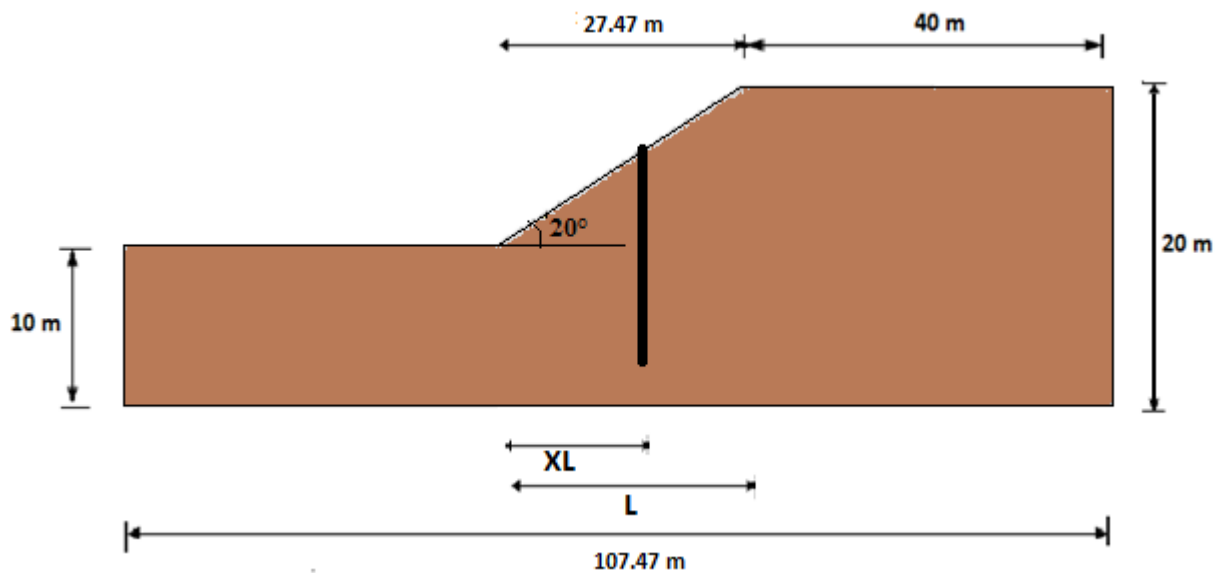


Figure III-1 : La géométrie de la pente étudiée.

### III-2- Présentation du logiciel de calcul utilisé :

#### III-2-1- Généralités :

Le logiciel Flac (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est conçu et commercialisé par la société Itasca (2000). Il est disponible en version bidimensionnelle et tridimensionnelle. Il revient à l'utilisateur de travailler avec la version qui convient le plus à son problème.

Le Flac est un logiciel en différences finies, Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente. Une des spécificités est le macro-langage incluse dans FLAC. Celui-ci permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement ! La formulation du logiciel est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation-construction-chargement.

Ce code peut aider l'utilisateur à résoudre de nombreux problèmes, tels que :

- Dimensionnement des pentes, des talus ou des fouilles et analyse de leur stabilité ;
- Dimensionnement des fondations superficielles et profondes ;
- Etude des barrages en terres ou en béton ;

## Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

---

- Dimensionnement des travaux souterrains ;
- Dimensionnement et planification d'une exploitation minière ;
- Analyse d'un stockage souterrain de déchets nucléaires ;

En assurant les capacités suivantes :

- Elasto-plasticité en grandes déformations ;
- Modélisation des écoulements, le cas échéant avec surface libre, ainsi que de phénomènes couplés comme la consolidation ;
- Matériaux radoucissant / durcissant ;
- Loi à deux mécanismes (cisaillement et compression isotrope) ;
- Modèle Cam-Clay simplifié, et Drucker-Prager ;
- Contrôle souple et aisé des séquences d'excavation grâce au macro-langage FISH ;
- Interfaces pour représenter les joints ou les couches minces ;
- Maillage automatique ;
- Capacités dynamiques, thermomécaniques et de fluage.

Ce code utilise la méthode des éléments Lagrangiens qui consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites. Avec l'utilisation de la méthode de Wilkins (1964) qui permet de formuler les équations de différences finies pour des éléments de forme quelconque, cette méthode est aussi souple que la Méthode des Eléments Finis (M.E.F).

Basés sur des méthodes de résolution explicites, le code FLAC est particulièrement peu gourmand en mémoire et peut donc fonctionner sur des micro-ordinateurs. Il est, par ailleurs, tout à fait compétitif en temps de calcul avec les logiciels classiques "Eléments Finis implicites" pour la résolution des problèmes géotechniques, lesquels doivent en général prendre en compte de fortes non linéarités, des plastifications importantes, et de grandes déformations.

Par contre, il n'est plus compétitif en temps de calcul pour les simulations linéaires. Plusieurs pas de calcul sont nécessaires pour obtenir une solution élastique linéaire alors qu'en éléments finis, un seul calcul permet d'obtenir la solution.

FLAC dans sa formulation utilise les équations de mouvement dynamique amorti. L'équilibre, statique ou écoulement, est atteint lorsque l'accélération est nulle. Durant les pas de calcul d'une étape d'analyse, la force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée durant le calcul ou visualisée comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle.

FLAC n'est pas une boîte noire qui donne une solution aux données introduites, il permet l'interprétation du comportement du système numérique et offre la possibilité à l'utilisateur de

## Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

---

tester ses idées, de créer ses propres modèles de comportement, en utilisant le langage de programmation FISH. Le nouveau modèle de comportement devient exactement comme un modèle implanté, mais prend plus de temps de calcul.

Le logiciel **FLAC2D** intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau, en plus de cela il permet aux utilisateurs de développer leurs propres modèles.

Les modèles inscrits dans **FLAC** sont répertoriés en quatre groupes :

- ❖ Modèles élastiques : ce groupe contient deux modèles, le premier est le modèle élastiques isotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont les mêmes. Le second est le modèle anisotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont différentes suivant la direction considérée.
- ❖ Modèles plastiques : ce groupe contient huit modèles plastiques : Drucker-Prager ; Mohr-Coulomb, Strain Softening/Hardening, Double Yield, Modified Cam-Clay model, Ubiquitous-jointmodel et Bilinear Strain Softening/Hardening Ubiquitous joint model.
- ❖ Modèle dynamique : un seul modèle est défini, c'est le modèle de Finn. Le critère de Mohr-Coulomb modélise seulement la dilatation à la rupture et non pas la densification durant le chargement cyclique à une contrainte au-dessous de la rupture. Ainsi le modèle de Mohr-Coulomb a été modifié afin de modéliser le changement de déformation volumétrique pendant un chargement cyclique drainé ou la pression interstitielle pendant un chargement cyclique non drainé. Le changement dans les déformations volumétriques ou les pressions interstitielles ont été modélisés en utilisant le modèle de Finn.

FLAC peut être utilisé soit directement dans la conception si les données sont complètes, soit comme un outil d'expérimentation numérique s'il y a un manque de données (géologie compliquée, zone inaccessible, pas de budget d'expérimentation).

Starfield et Cundall (1988), fondateurs du Code **FLAC**), ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géomécanique doit être différente de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les roches du site ; par exemple : l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Cette situation est incompatible avec la conception suivie dans les logiciels populaires utilisés pour la conception (boîte noire qui accepte uniquement d'un côté l'introduction des données et de l'autre côté donne les résultats de prédiction du comportement). Au contraire, les logiciels en géo mécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction.

## Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

Quand le comportement du système est défini, il est adéquat d'utiliser des calculs simples de la conception du processus.

FLAC permet de réaliser une modélisation numérique avec différents types de sollicitations. On Distingue:

- ✓ sollicitation mécanique «statique ou dynamique » ;
- ✓ sollicitation hydraulique ;
- ✓ sollicitation thermique.

Il existe également un couplage entre les différents modes de sollicitation. On réalise avec FLAC des couplages hydromécanique, thermomécanique,...etc.

FLAC est un code développé pour résoudre des problèmes de géo mécanique : mécanique seule; hydraulique et un couplage ou pseudo-couplage hydromécanique.

### III-2-2- Modes de calcul par Flac:

La création du modèle dans Flac 2D (géométrie de l'ouvrage, géologie, conditions aux limites, inclusion des pieux, etc.) et son exploitation (lois de comportement, études paramétriques, visualisation des résultats) peuvent se faire par la ligne de commande ou à l'aide de l'interface graphique de FLAC.

```
          F L A C : U E R S I O N  5 . 0 0
          ┌───────────────────────────────────────────────────────────────────────────────────┐
          │ Fast Lagrangian Analysis of Continua                                           │
          │ Copyright (c): Peter Cundall 2005                                             │
          │ Itasca Consulting Group Inc 2005                                             │
          └───────────────────────────────────────────────────────────────────────────────────┘
          Serial Number: 213-000-0000
          Licensee:
          Options:
                   Dynamic
                   Creep
                   Thermal
                   CppUdm
                   TPFflow
          Memory:   8.00 MBytes
          Precision: Single
flac:c mem.dat
>
>;Title:PFE
>;... Etat: MODEL ....
>config
Special FLAC configuration:
>grid 103,26
>gen (0.0,0.0) (0.0,20.0) (40.0,20.0) (40.0,0.0) i 1 40
>gen (40.0,0.0) (40.0,20.0) (63.730003,33.7) (63.730003,0.0) i 40 63
>gen (63.730003,0.0) (63.730003,33.7) (103.73,33.7) (103.73,0.0) i 63 104
>model mohr i=1,103 j=1,26
>fix x y j=1
>fix x i=1
>fix x i=104
```

Figure III-2 : Lancement du Flac en mode command line.

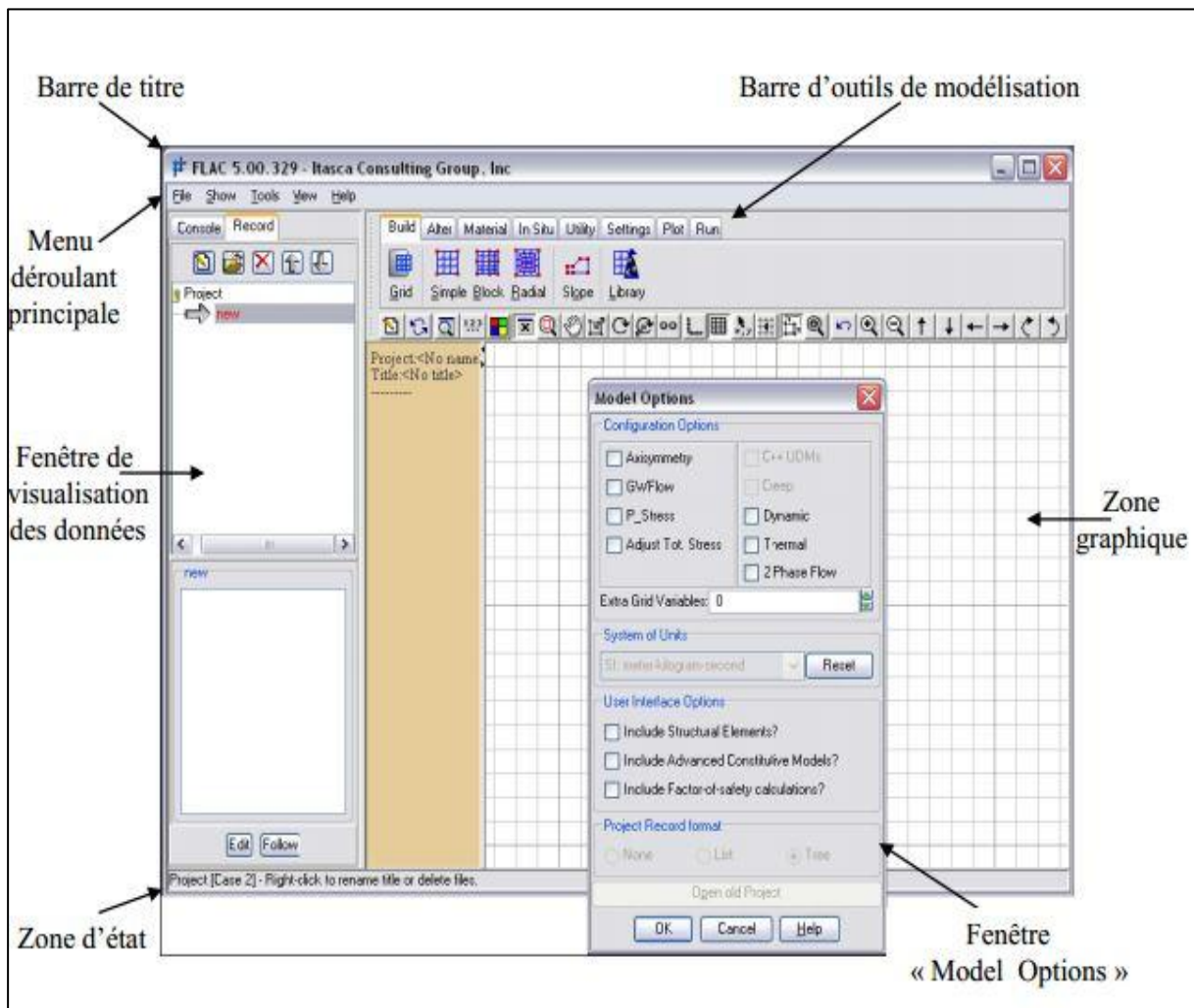


Figure III-3 : Le bureau de démarrage dans l'interface graphique de FLAC.

### III-2-3- Création du modèle de la pente et l'exécution des calculs :

#### III-2-3-1- Choix des options du model :

Dans la fenêtre de dialogue «Model Options» qui apparaît à chaque lancement du logiciel FLAC ou bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet, Figure III.3 et qui permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique....etc.).On sélectionner le système d'unité:(mètre, kilogramme, second) et en spécifiant que le modèle comprend l'introduction des éléments de renforcement et le calcul du coefficient de sécurité.

# Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

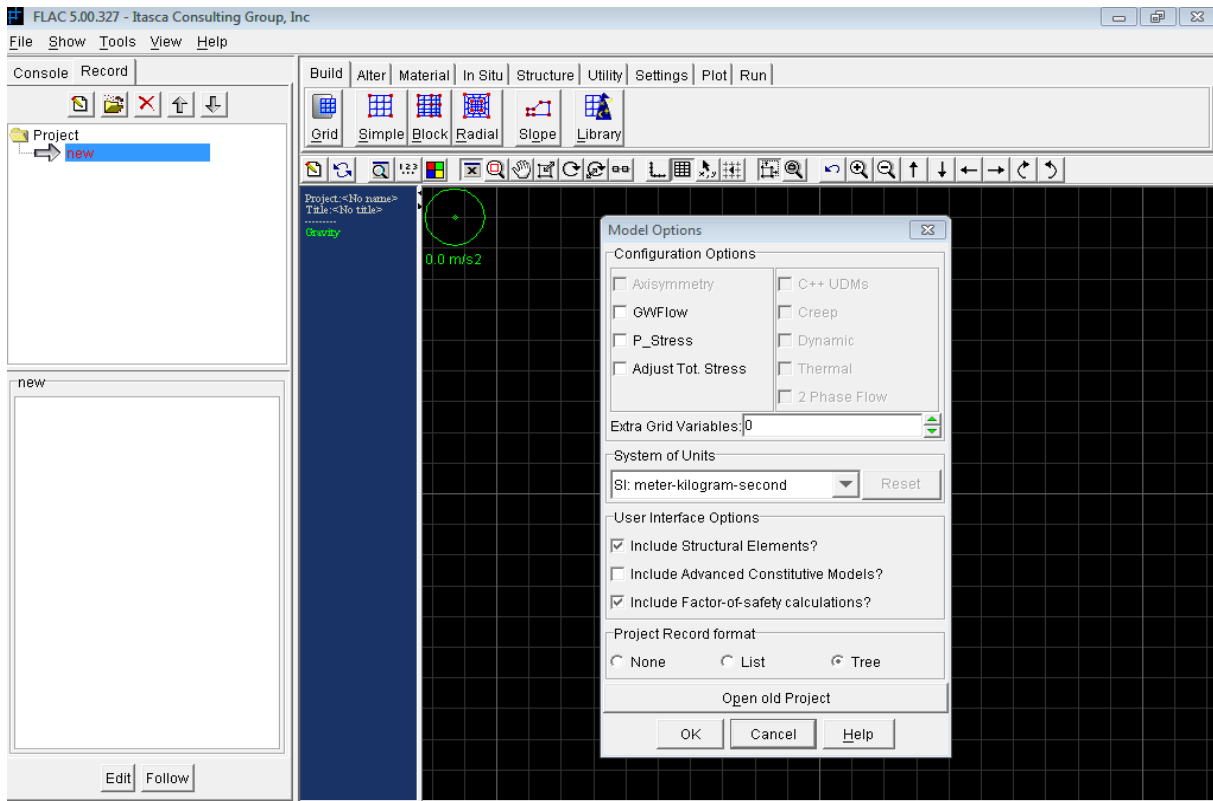


Figure III-4 : Entrée des options du modèle.

## III-2-3-2- Spécification du Titre du projet et du nom de fichier et son emplacement :

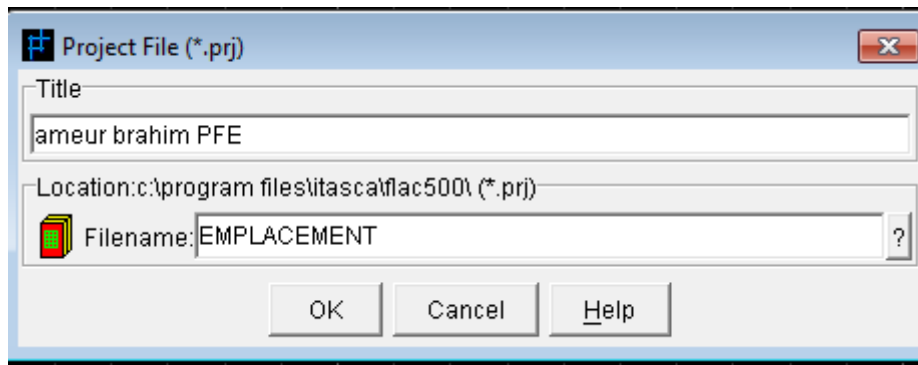


Figure III-5 : Fichier Projet.

### III.2.3.3. Introduction de la géométrie et le maillage de la pente étudiée :

Dans le menu <BUILD> <Slope> on spécifie les dimensions de la pente et on choisit le maillage approprié.

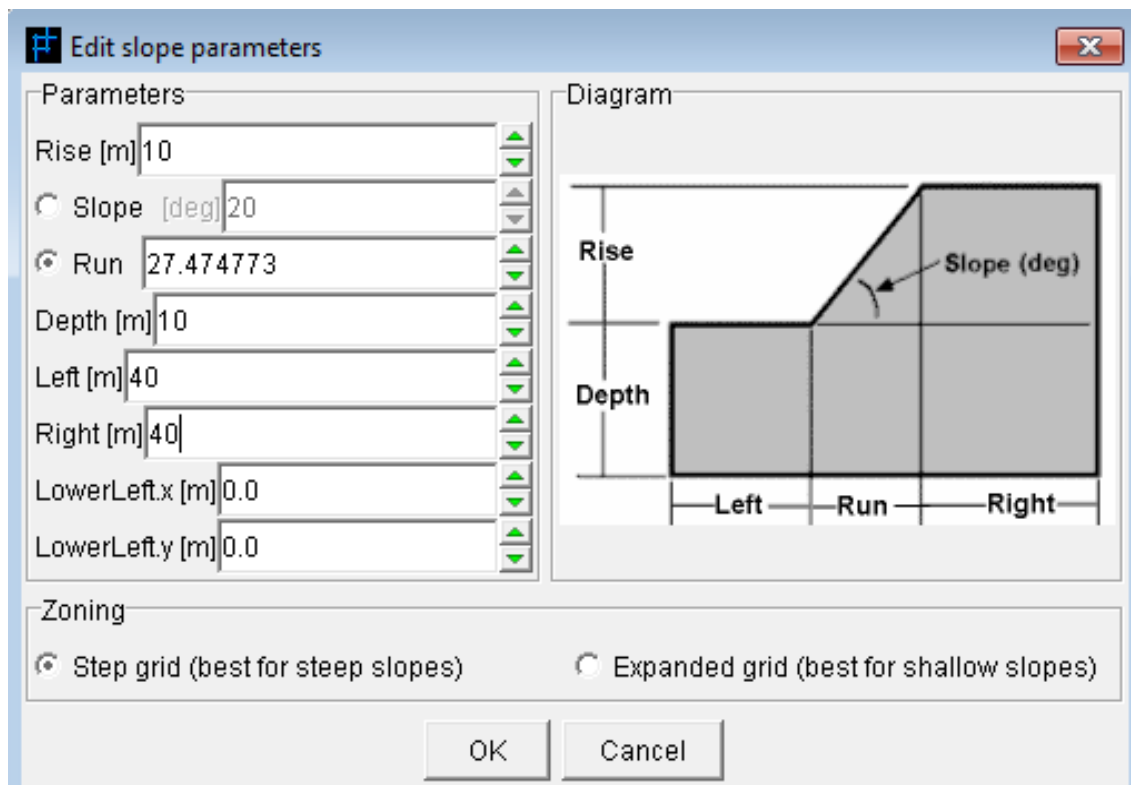


Figure III-6 : Géomètre de la pente.

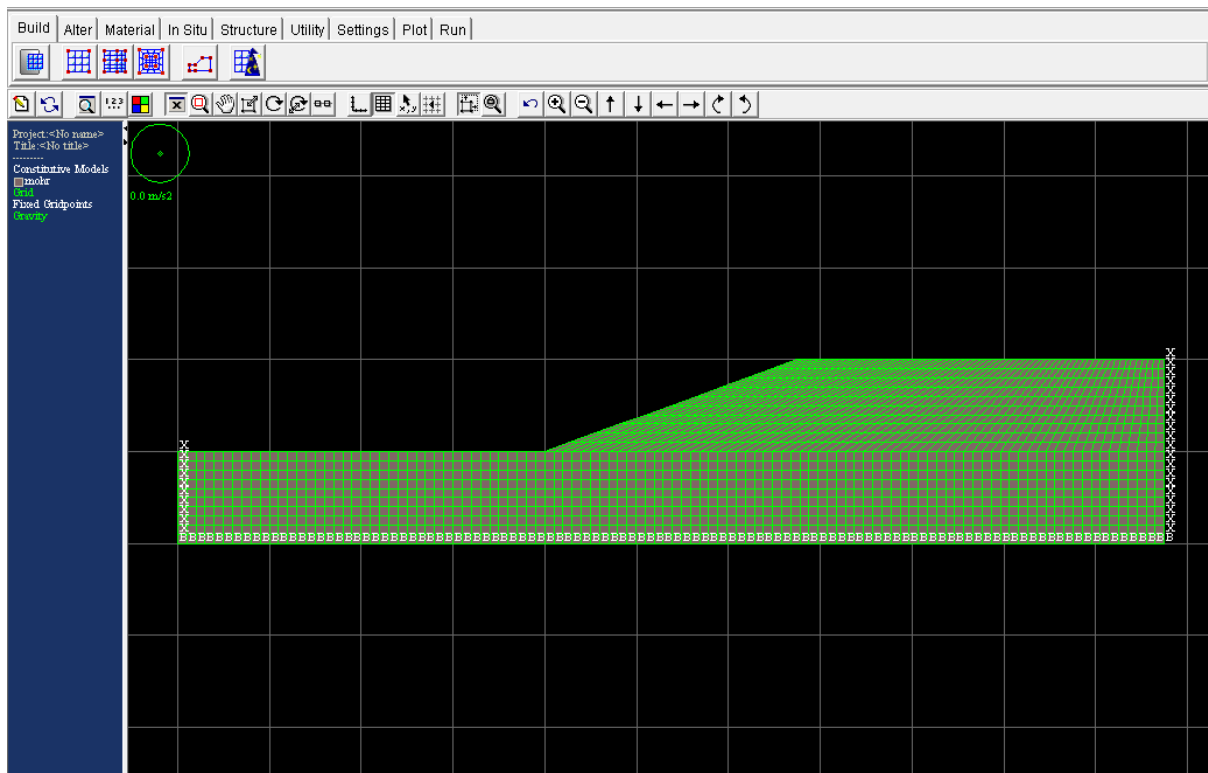


Figure III-7 : la pente étudiée.



# Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

## III-2-3-4- Spécification et affectation des propriétés des matériaux aux différentes couches du sol:

Par le menu <Material puis <Assign> puis <Create> on spécifie les caractéristique de chaque couche du sol puis on affecte ce type de matériau à la région concernée.

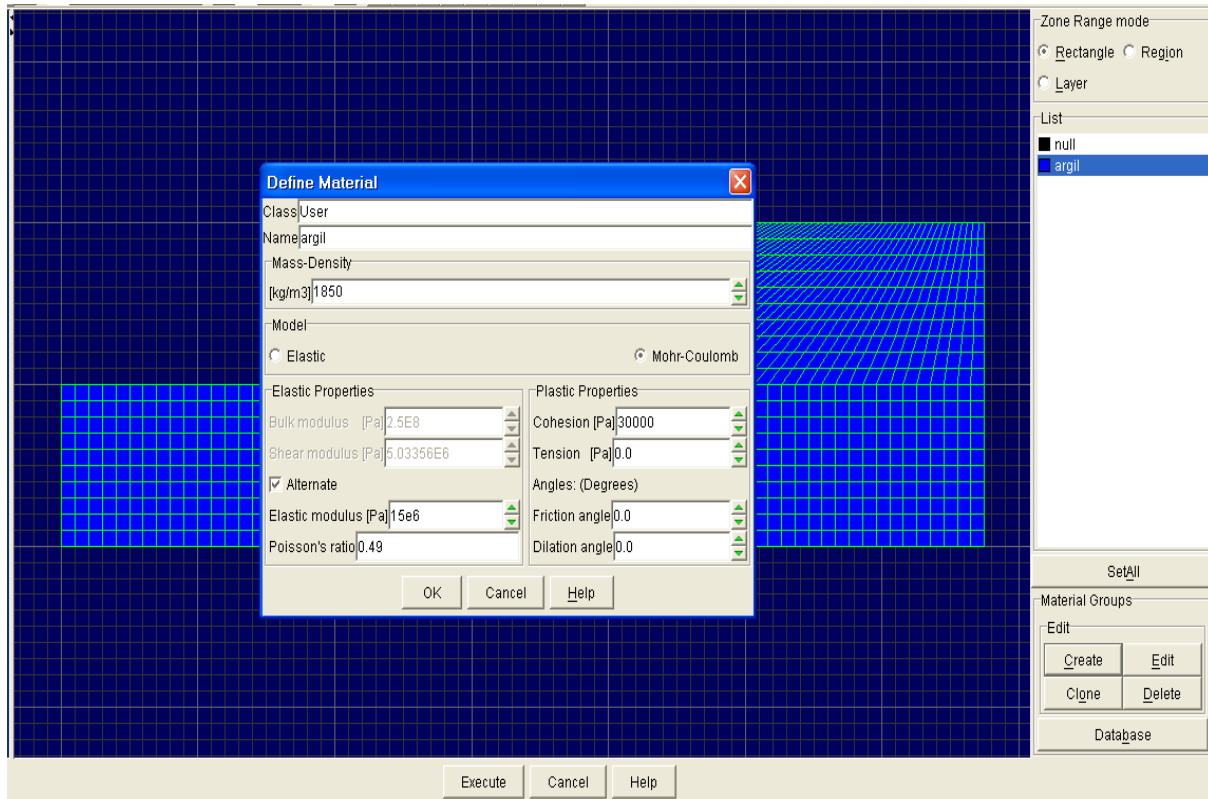


Figure III-8 : Affectation des matériaux aux couches du sol.

## III-2-3-5- Spécification des paramètres de calcul initial (calcul élastique à petite déformation) :

A l'aide du menu <Settings>: puis Gravity on donne l'accélération gravitaire pour tenir compte du poids propre. Et par le bouton solve on spécifie le nombre d'étapes de calcul avant que le programme s'arrête et la précision du calcul.

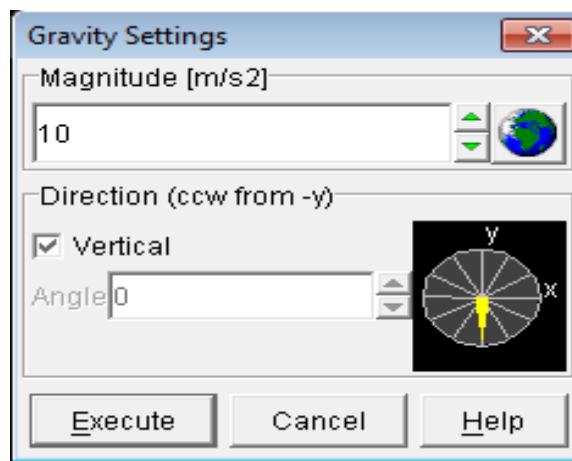


Figure III-9 : Fenêtre de configuration de la charge gravitaire.

# Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

## III-2-3-6- Analyse de la stabilité de la pente seule (sans renforcement) :

a- Exécution du calcul à petite déformation : en appuyant sur le bouton < Run > puis < Solve >.

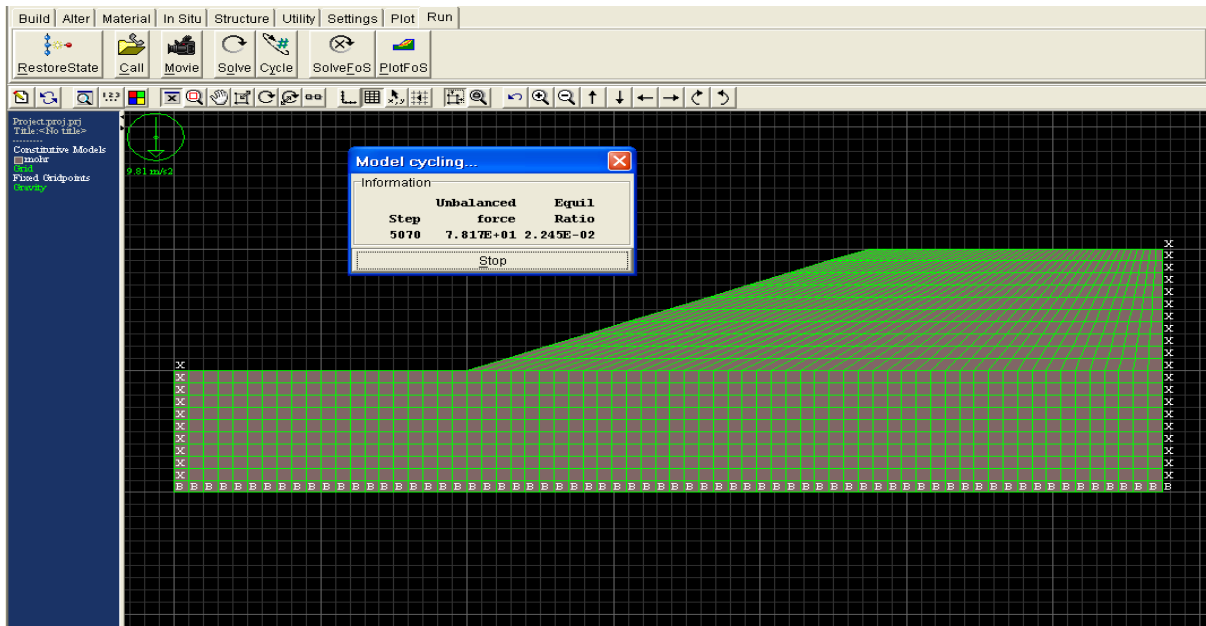


Figure III-10 : Fenêtre de calcul de l'état de l'équilibre élastique initial.

b- Calcul plastique à grande déformation :

Pour passer à l'étape du calcul plastique à grandes déformations on doit d'abord Spécifier ce mode de calcul en tapant sur le bouton < settings > -< mech >. Et en cochant la case large strain puis en spécifiant le nombre de steps à utiliser pour assurer que la précision de calcul voulue est atteinte, on effectue ensuite le calcul plastique à grande déformation en appuyant le bouton < Cycle > de < Run >.

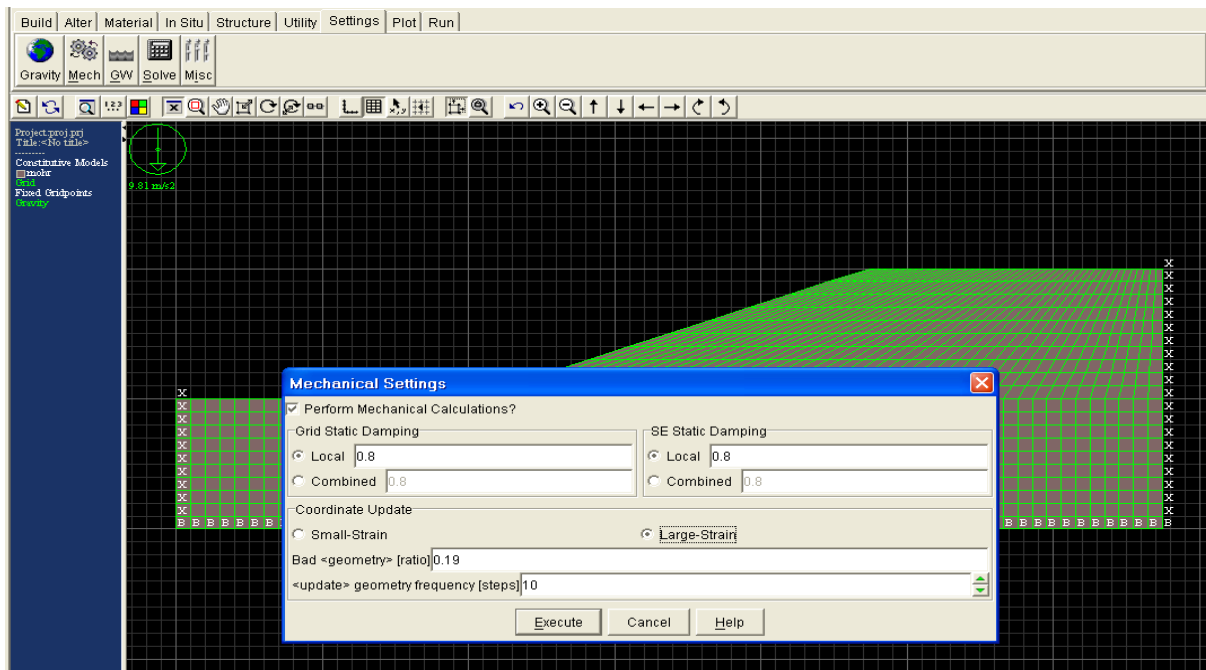


Figure III-11 : Fenêtre mechanical setting.

c- **Calcul du coefficient de sécurité** : le calcul du facteur de sécurité est ensuite calculé par le bouton <Run> puis <SolveFoS>.

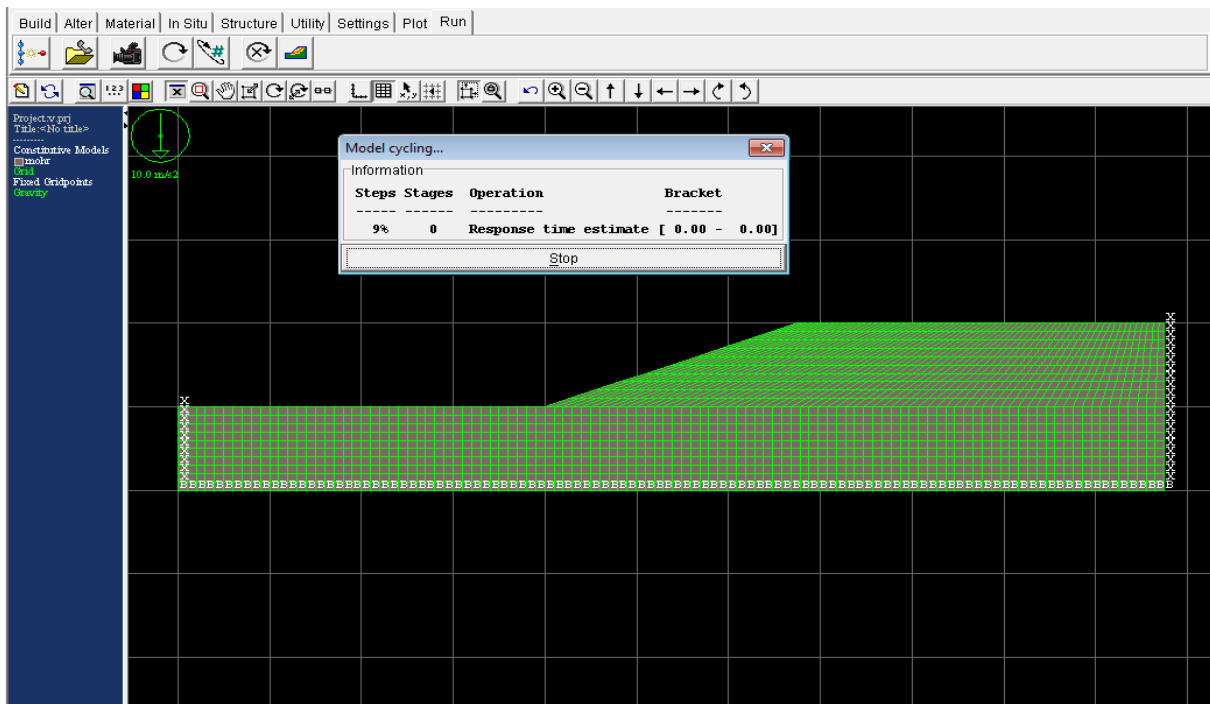


Figure III-12 : Fenêtre du calcul coefficient de sécurité.

### III-2-3-7- Calcul de la pente renforcée à grande déformations et calcul du facteur de sécurité avec pieux:

a- **Introduction des éléments de renforcements** : Par le menu <Structures> puis <pile> on place le pieu dans une position spécifique.

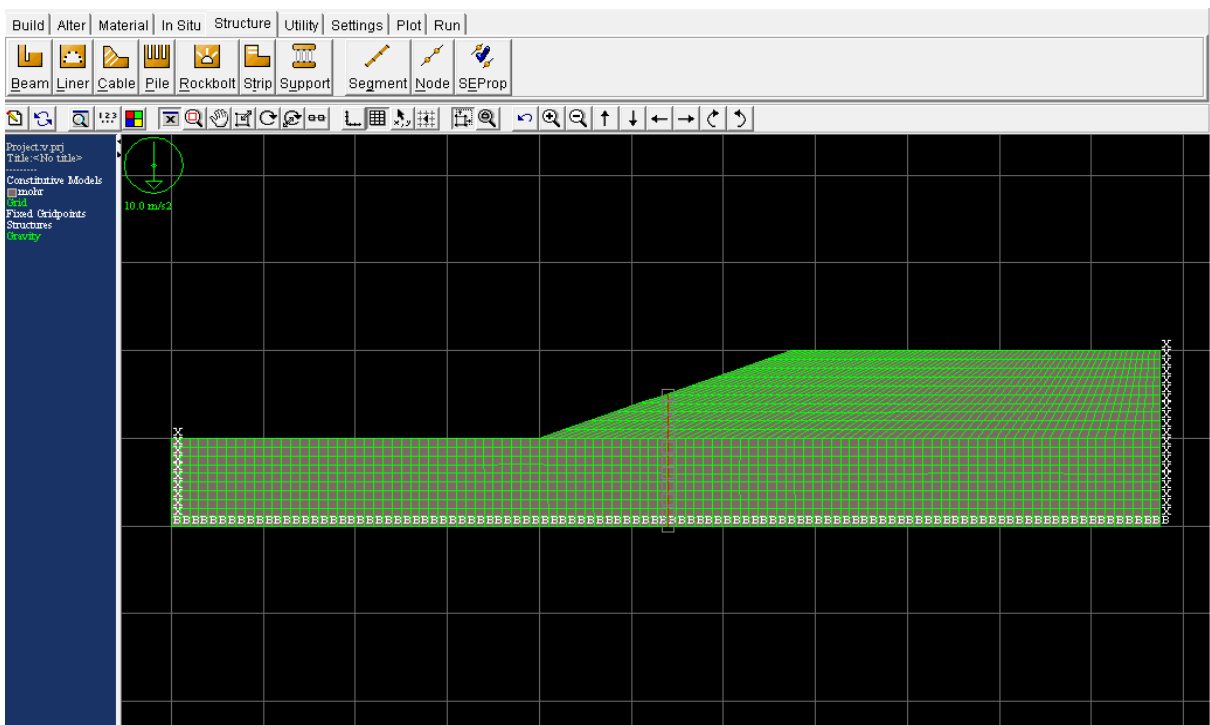
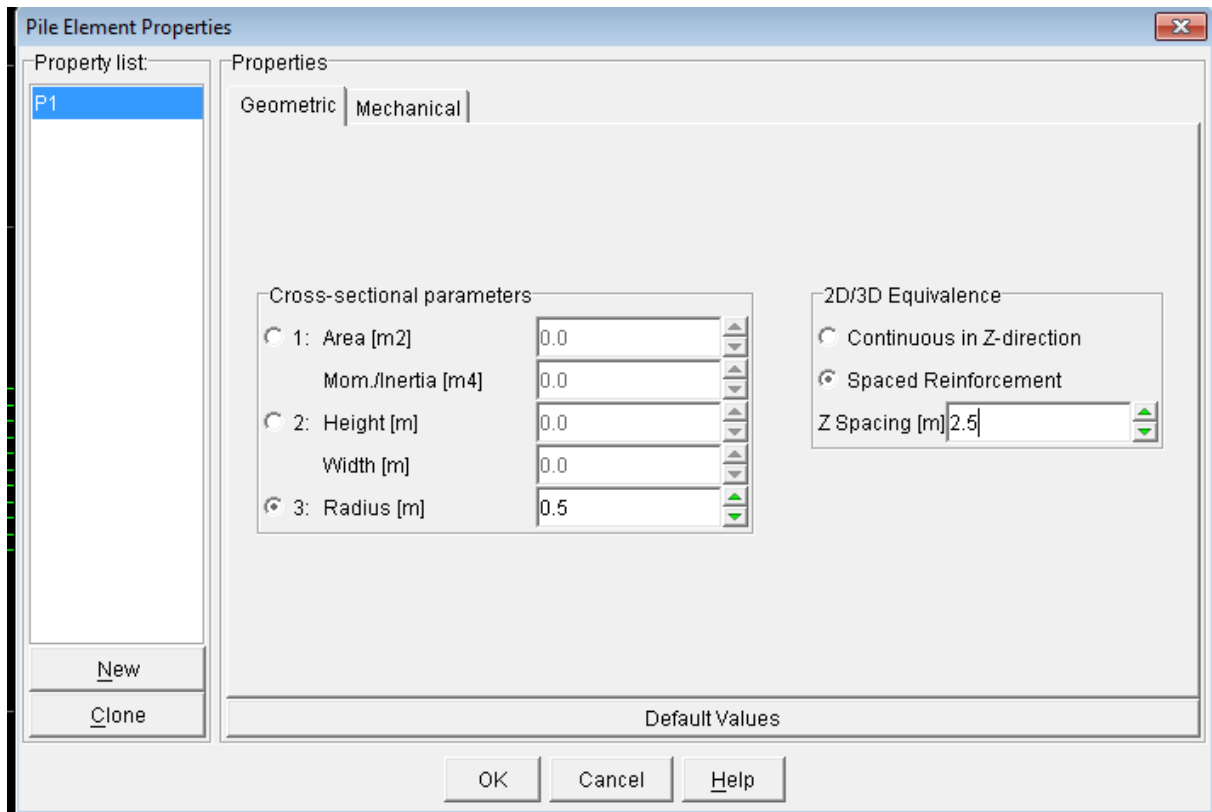


Figure III-13 : Introduction de pieu.

## Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

**b- Introduction des propriétés du pieu :** en allant à l'état du calcul élastique et par le menu < Structures > puis < SEProp > on introduit les propriétés du matériau constituant le renforcement ainsi que les caractéristiques de l'interface.



**Figure III-14 : Fenêtre du changement les caractéristiques du pieu.**

On spécifie d'abord dans les paramètres de configuration du calcul mécanique le calcul à grande déformations Large strain et en choisissant un nombre d'étape de calcul suffisant pour ne pas dépasser la tolérance spécifiée et d'atteindre la précision désirée, on lance le calcul par <Run> < Cycle>.

Une fois le calcul de cet état est achevé on lance le calcul du facteur de sécurité de la pente renforcée en spécifiant dans le menu <Run> < Solve Fos> la tenue en compte des éléments de renforcement.

### III-2-3-8- Exploitation des résultats :

Les déplacements, les déformations, les contraintes et les efforts dans les pieux ainsi que la forme et la localisation de la surface de glissement ainsi que la valeur du coefficient de sécurité peuvent être affichées à l'aide du menu <plot > comme le montre les figures ci-dessous :

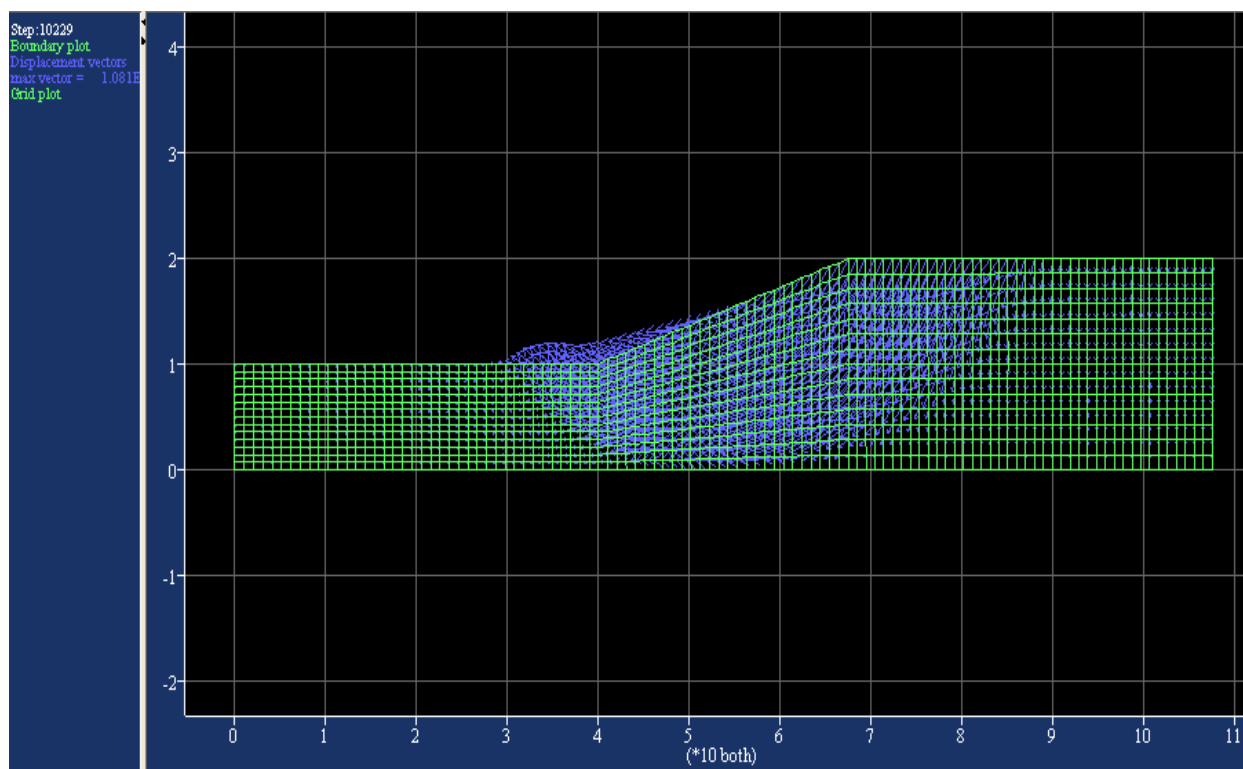


Figure III-15 : Déplacements au sein de la masse du sol de la pente étudiée.

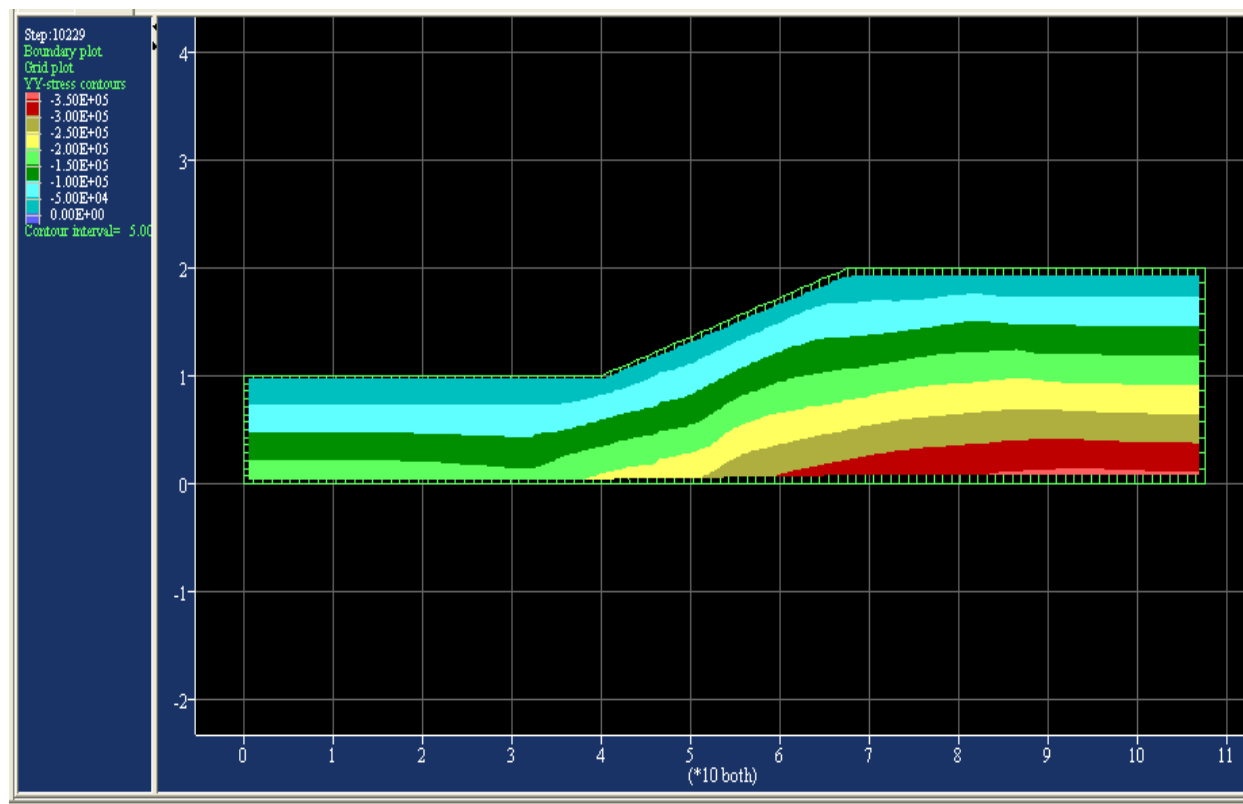
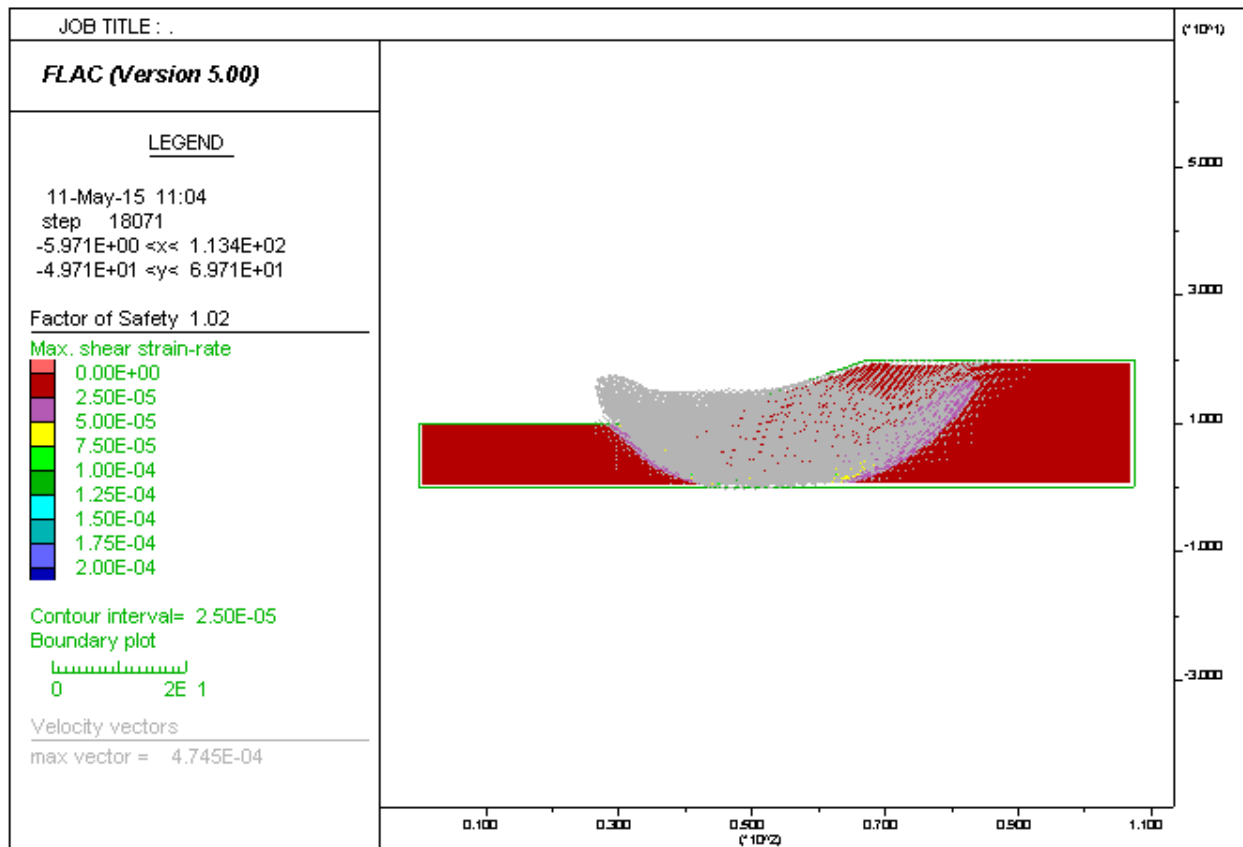


Figure III-16 : Contraintes normales selon la profondeur développées dans la pente étudiée.



**Figure III-17 : Coefficient de sécurité de la pente sans pieux.**

### III-3- Présentation des résultats :

#### III-3-1- Résultats de la méthode de l'équilibre limite :

En fixant le diamètre du pieu à 1 m et l'espacement des pieux à 3 m et en faisant varier l'emplacement du pieu du pied de la pente à sa crête les résultats des calculs sont résumés dans le tableau III-1 :

XL/L	0	0.13	0.26	0.4	0.5	0.6	0.75	0.88	1
$F_p$	1.08	1.04	1.01	1.005	1.00	1.009	1.02	1.03	1.08

**Tableau III-1 : Coefficient de sécurité  $F_p$  en fonction de la position du pieu XL/L.**

En fixant l'emplacement et le diamètre et en faisant varier l'espacement, les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau III-2

S/ds	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
$F_p$	1.13	1.10	1.093	1.08	1.075	1.06	1.055	1.05

**Tableau III-2 : Coefficient de sécurité  $F_p$  en fonction de l'espacement du pieu S/S<sub>0</sub>.**

## Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

En fixant l'emplacement et l'espacement et en faisant varier le diamètre du pieu les résultats des calculs sont donnés dans le tableau III-3 :

$D/D_0$	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2
$F_p$	1.02	1.05	1.08	1.09	1.10	1.105	1.11

Tableau III-3 : Coefficient de sécurité  $F_p$  en fonction de diamètre du pieu  $D/D_0$ .

### III-3-1-1- Effet de l'emplacement :

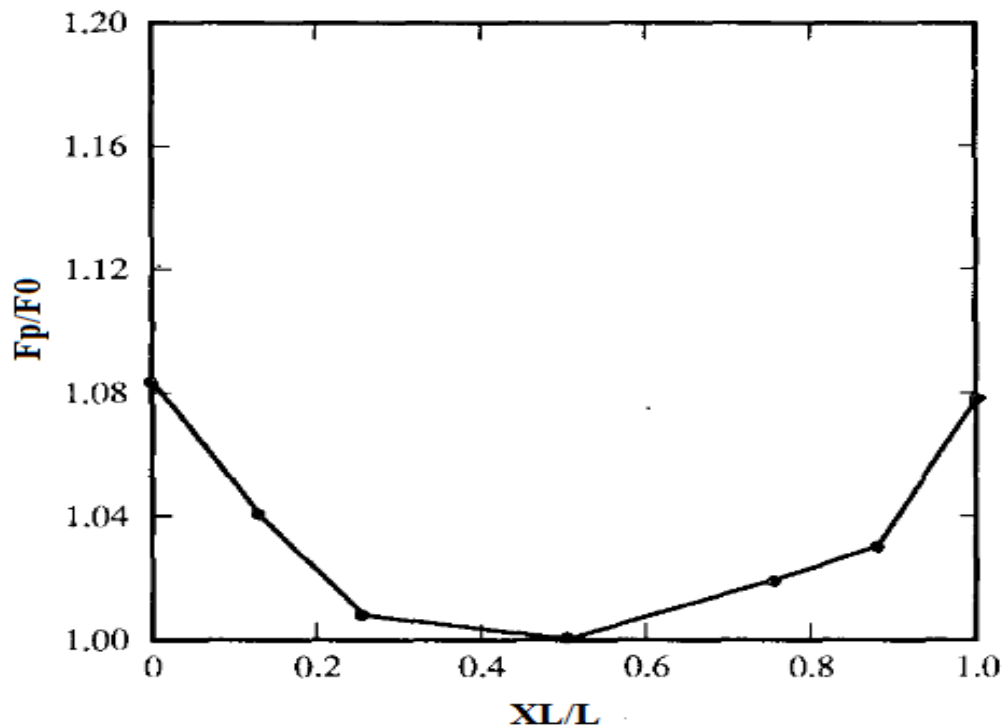


Figure III-18 : Rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de la position du pieu  $X_p/L_x$  [5].

.Le tableau III.1 et la figure III.18 présentent le rapport  $F_p/F_0$  de l'amélioration du facteur de sécurité ( $F_p$  le facteur de sécurité de la pente avec pieu et  $F_0$  facteur de sécurité de la pente sans pieux) en fonction de la position du pieu  $X_p/L_x$  ( $X_p$  est l'abscisse du pieu compté à partir du pied de la pente et  $L_x$  la longueur projeté de la pente), on remarque que la position des pieux la plus efficace se situe près du pied et de la tête de la pente. Le rapport de l'amélioration du facteur de sécurité de la pente est d'environ 1.08, Quand les pieux sont placées près du milieu de pente, ce rapport diminue jusqu'à qu'il devient 1.0, ce qui indiquant que la présence des pieux n'a pas d'effet sur la stabilité. Pour les pieux placées au près du pied et la tête de la pente l'amélioration est d'environ 8%.

### III-3-1-2- Effet de l'espacement :

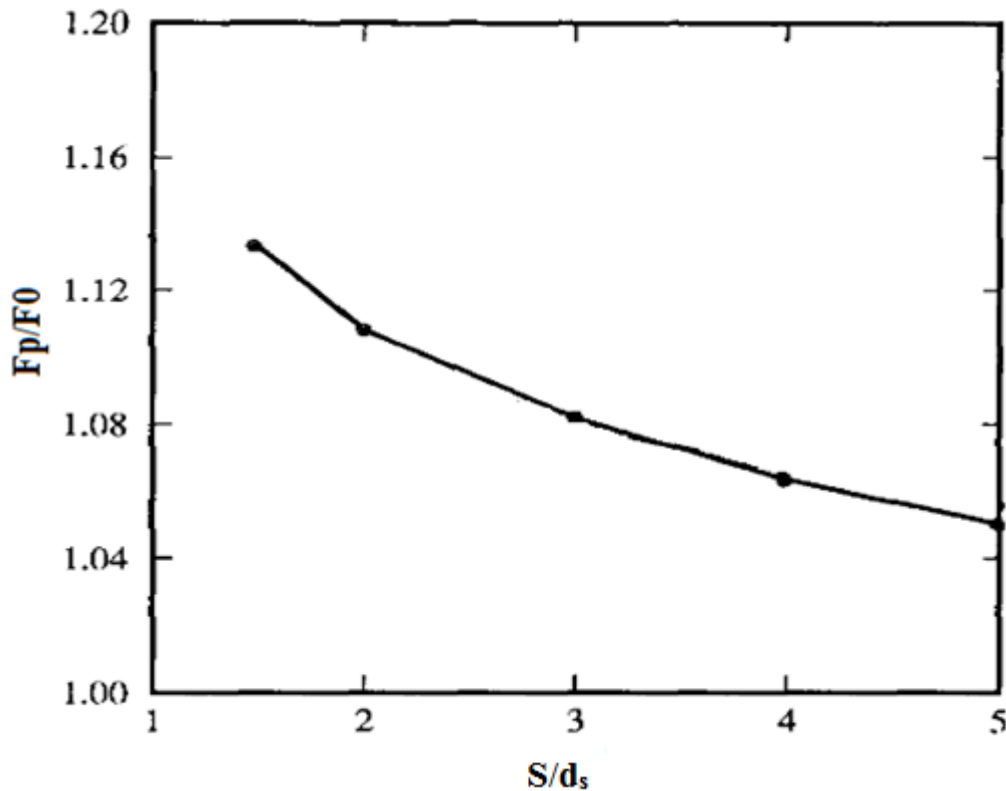


Figure III-19 : Rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de l'espacement du pieu  $S/d_s$  [5].

Le tableau III-2 et la figure III-19 présentent le rapport  $F_p/F_0$  de l'amélioration du facteur de sécurité en fonction du rapport  $S/d_s$  ( $S$  : l'espacement du pieux et  $d_s$  : diamètre standardt du pieu plus petit).

On remarque que le rapport de l'amélioration du facteur de sécurité vaut de 1.12 à la crête de la pente à 1.135 à son pied et diminue avec l'augmentation de l'espacement du pieu pour attendre de 1.05 à la crête à 1.055 au pied de la pente.

Donc pour le même emplacement le facteur d'amélioration du facteur de sécurité diminue jusqu'à atteindre l'unité (aucune amélioration) lorsque l'effet de voûte s'annule quand l'espacement devient très grand.



### III-3-1-3- Effets du diamètre :

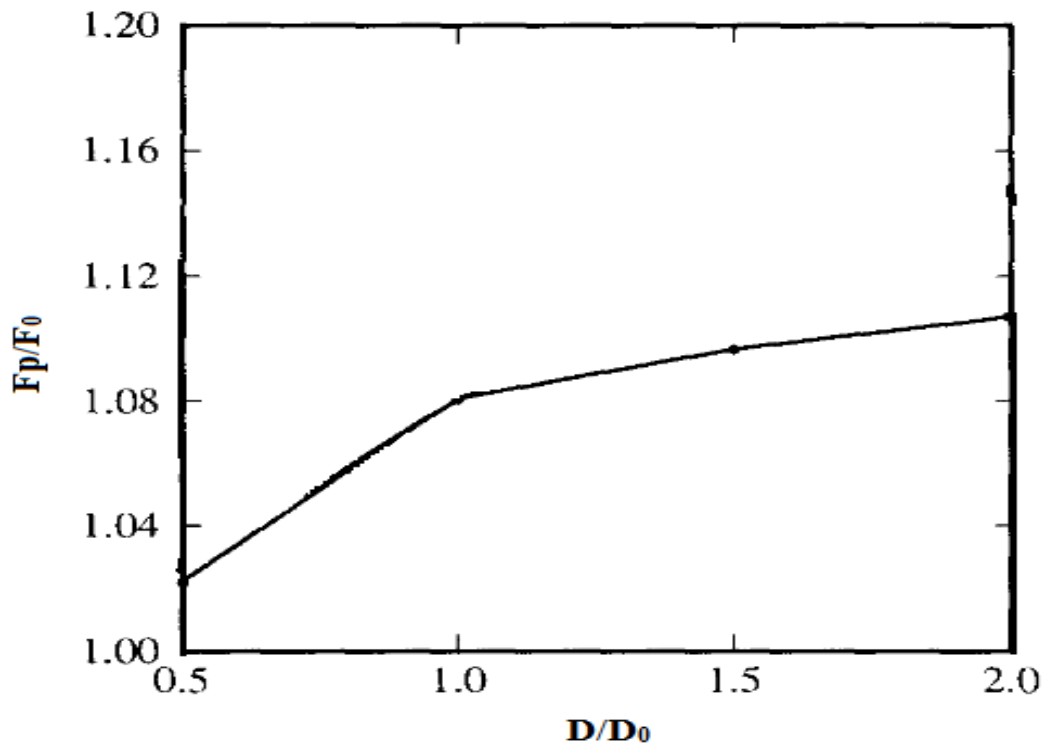


Figure III-20 : Rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de diamètre du pieu  $D/D_0$  [5].

Le tableau III-3 et la figure III-20 présentent le rapport  $F_p/F_0$  de l'amélioration du facteur de sécurité en fonction du rapport  $D/D_0$  ( $D$  : diamètre du pieux et  $D_0$  : le diamètre pris comme standard).

On remarque que le rapport d'amélioration passe de 1.025 pour un rapport  $D/D_0$  de 0.5 pour les deux emplacements optimaux à 1.105 en crête de la pente et 1.145 à son pied.

Donc avec l'augmentation du diamètre des pieux le rapport de l'amélioration du facteur de sécurité augmente.

### III-3-2- Résultats de la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement :

L'analyse est effectuée en faisant varier certains paramètres, des exemples de résultats concernant le facteur de sécurité sont présentés dans les figures ci dessous:

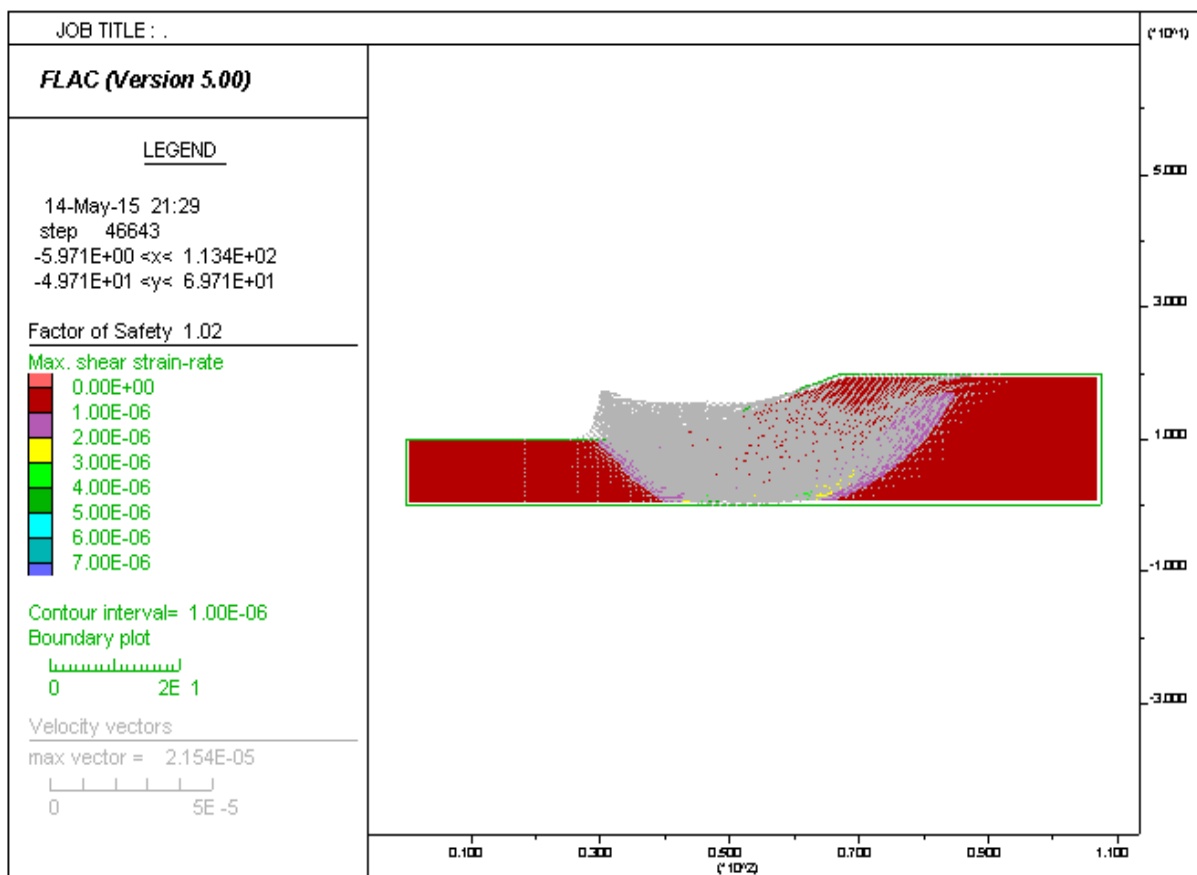


Figure III-21 : Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.1$  S = 3m, D = 1m).

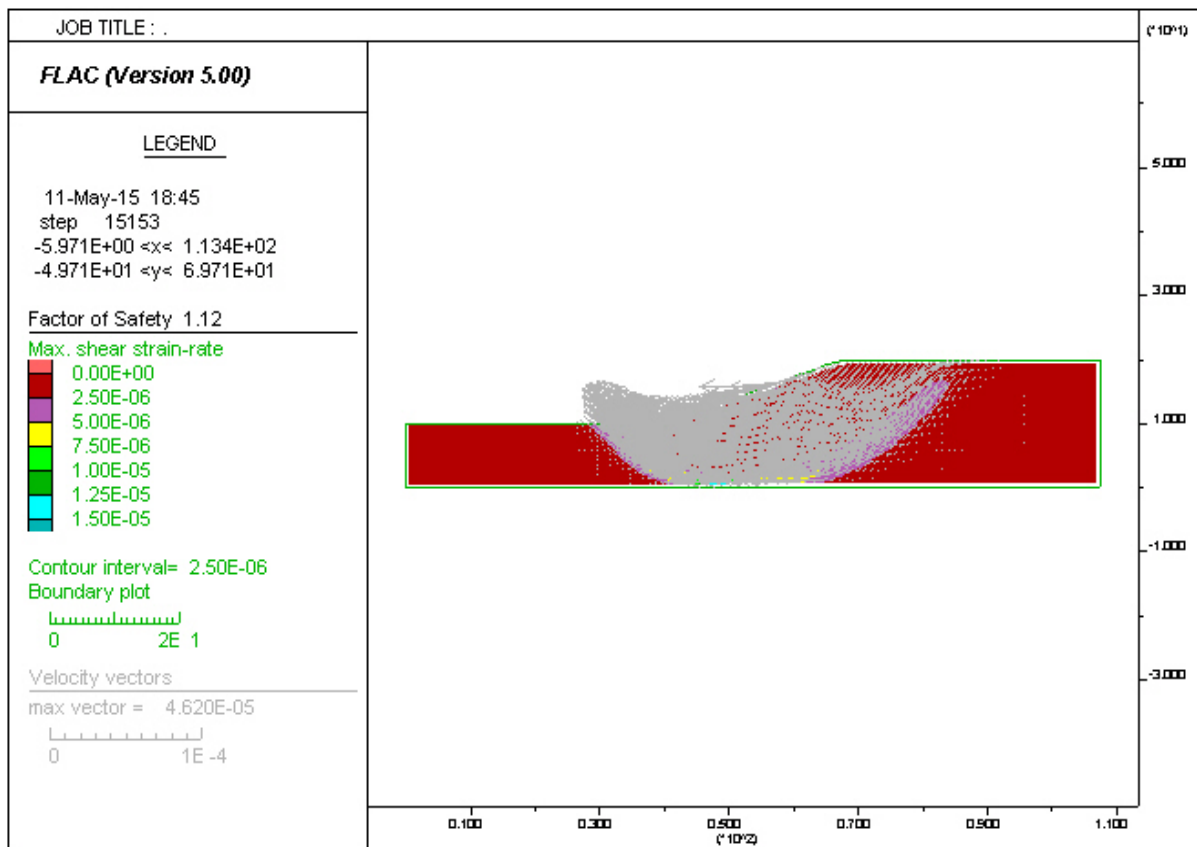


Figure III-22 : Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ , S = 3m, D = 1m).

# Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

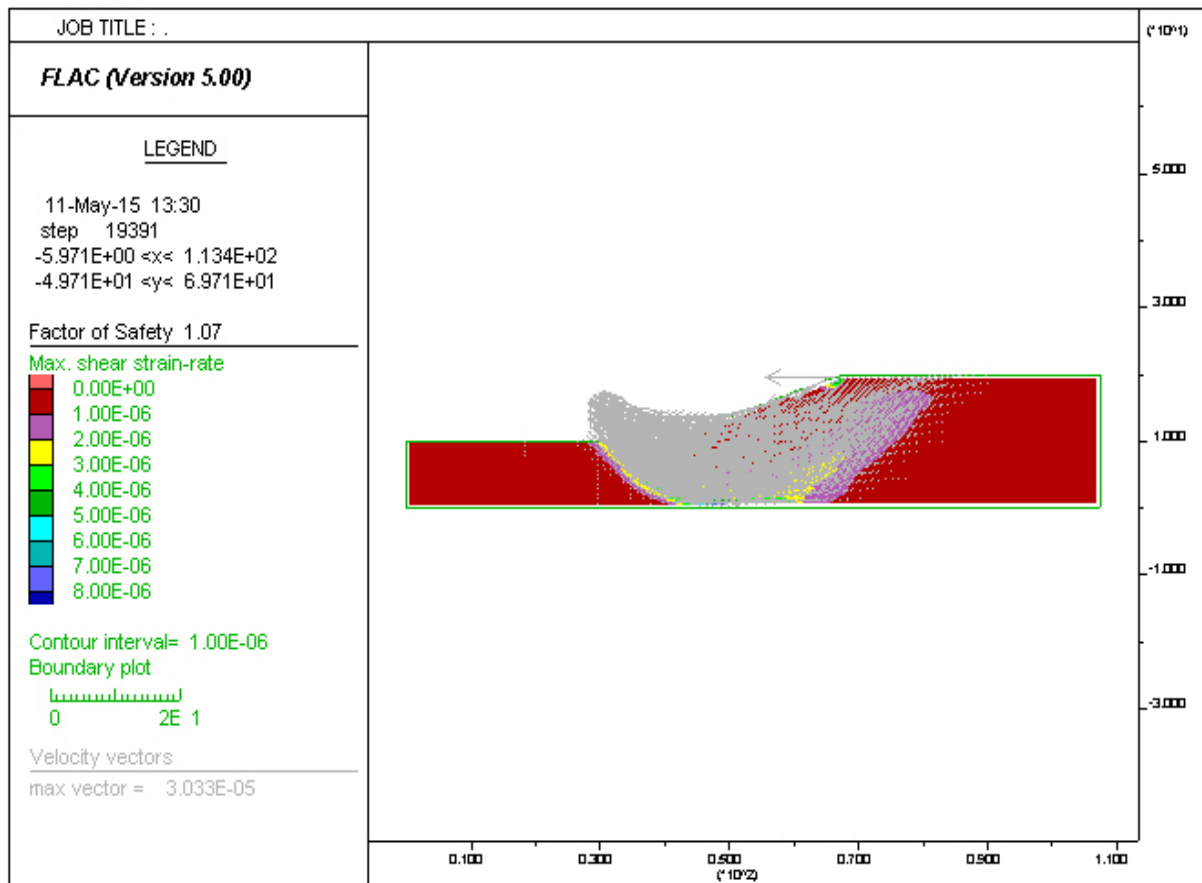


Figure III-23 : Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 1$ ,  $S = 3m$ ,  $D = 1m$ ).

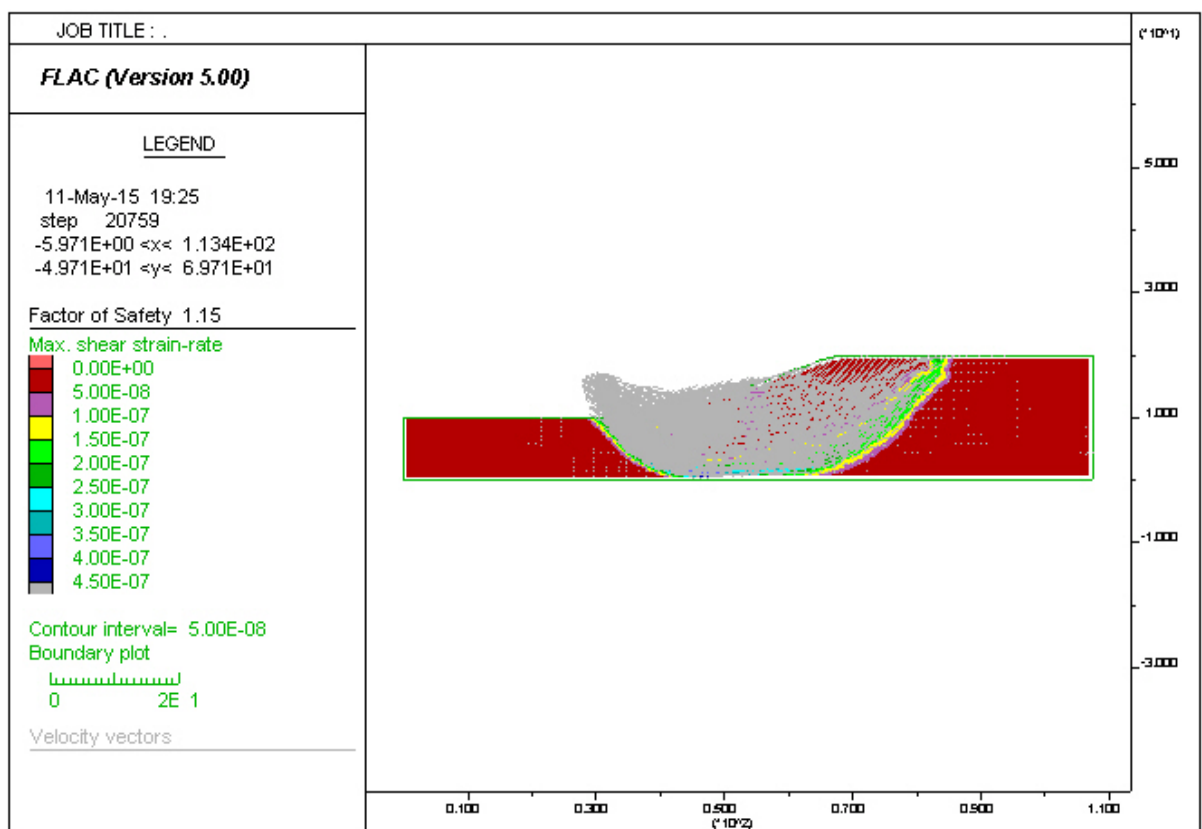


Figure III-24 : Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ ,  $S = 1m$ ,  $D = 1m$ ).

# Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

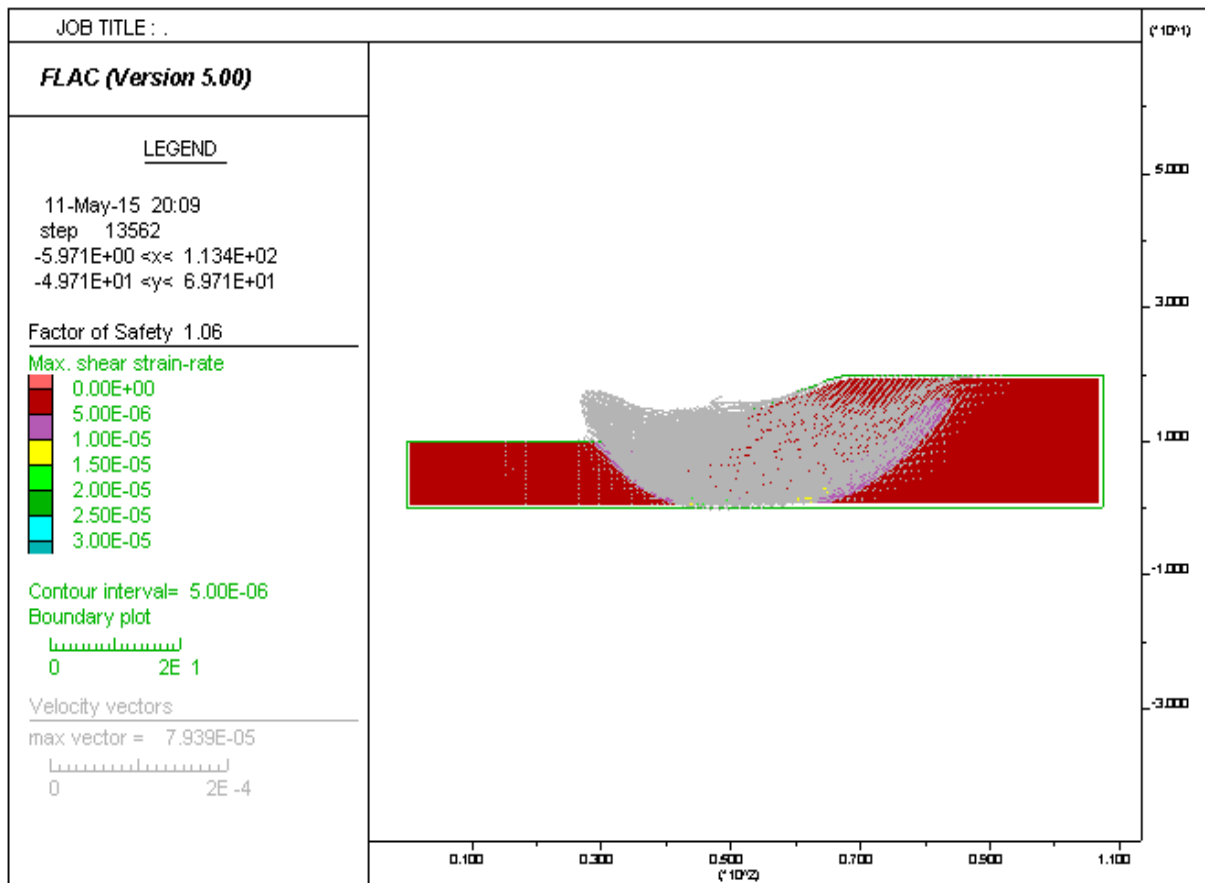


Figure III-25 : Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ ,  $S = 6m$ ,  $D = 1m$ ).

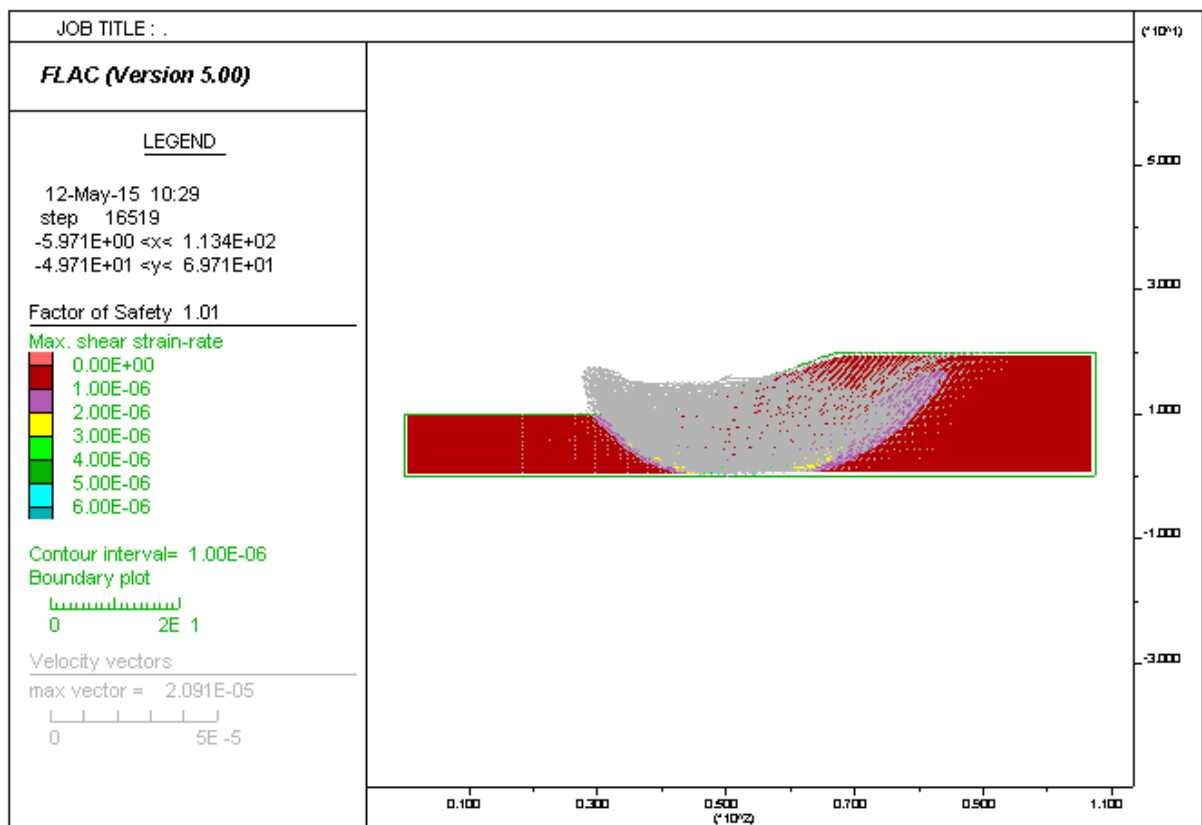
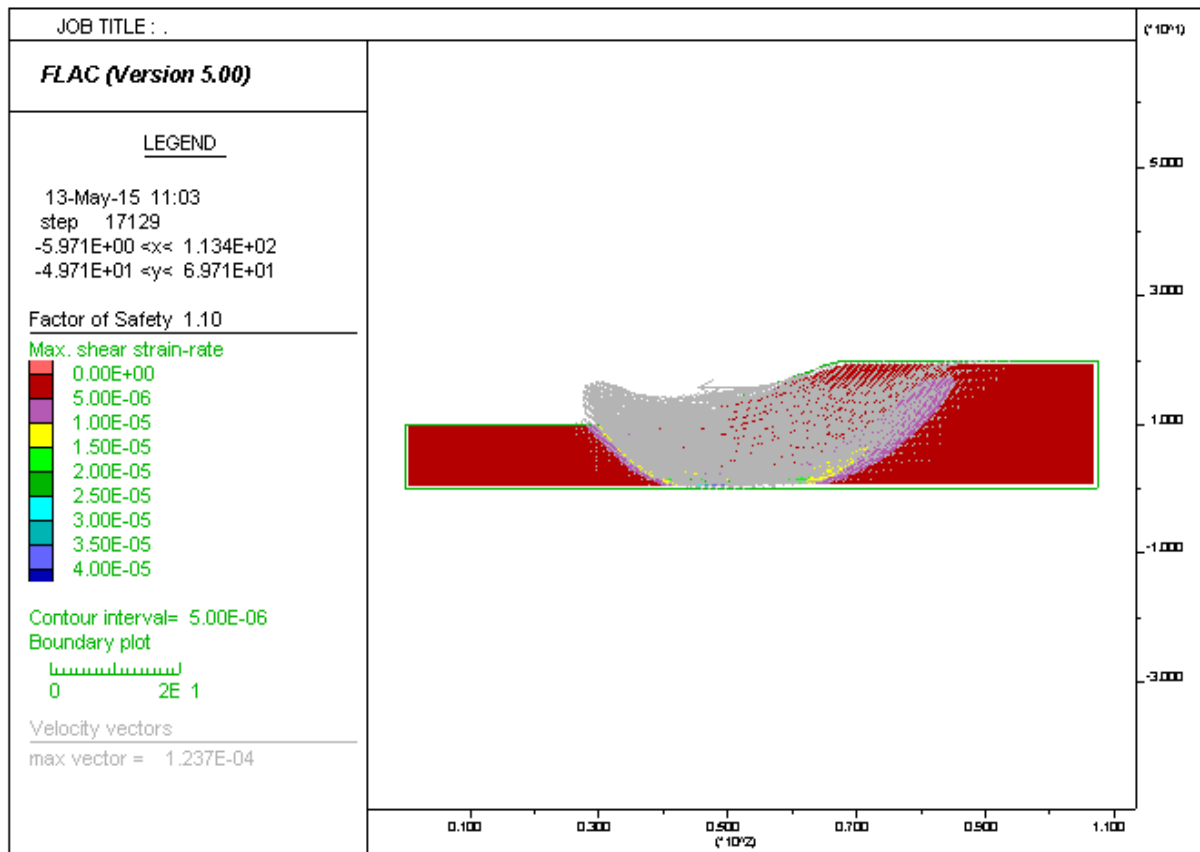


Figure III-26 : Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ ,  $S = 3m$ ,  $D = 0.2m$ ).

## Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes



**Figure III-27 : Coefficient de sécurité pour ( $X_p/L_x = 0.6$ ,  $S = 3m$ ,  $D = 2m$ ).**

En fixant le diamètre du pieu à 1 m et l'espacement des pieux à 3 m et en faisant varier l'emplacement du pieu du pied de la pente à sa crête les résultats des calculs sont résumés dans le tableau III-4 :

<b><math>X_p/L_x</math></b>	<b>0</b>	<b>0,074</b>	<b>0,148</b>	<b>0,22</b>	<b>0,296</b>	<b>0,37</b>	<b>0,44</b>
<b><math>F_p/F_0</math></b>	<b>1</b>	<b>1,009</b>	<b>1,019</b>	<b>1,039</b>	<b>1,058</b>	<b>1,078</b>	<b>1,078</b>
<b><math>X_p/L_x</math></b>	<b>0,52</b>	<b>0,59</b>	<b>0,66</b>	<b>0,74</b>	<b>0,81</b>	<b>0,9</b>	<b>1</b>
<b><math>F_p/F_0</math></b>	<b>1,088</b>	<b>1,098</b>	<b>1,098</b>	<b>1,088</b>	<b>1,078</b>	<b>1,068</b>	<b>1,04</b>

**Tableau III-4 : Rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de la position du pieu  $X_p/L_x$ .**

En fixant l'emplacement et le diamètre et en faisant varier l'espacement, les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau III-5 :

<b><math>S/d_s</math></b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
<b><math>F_p/F_0</math></b>	<b>1,127</b>	<b>1,117</b>	<b>1,078</b>	<b>1,04</b>	<b>1,039</b>	<b>1,01</b>
<b><math>S/d_s</math></b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	
<b><math>F_p/F_0</math></b>	<b>1,01</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	

**Tableau III-5 : Le rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de l'espacement du pieu  $S/d_s$ .**

## Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

En fixant l'emplacement et l'espacement et en faisant varier le diamètre du pieu les résultats des calculs sont donnés dans le tableau III-6 :

D/D <sub>0</sub>	1	2	3	4	5	6	7
F <sub>p</sub> /F <sub>0</sub>	1	1,059	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
D/D <sub>0</sub>	8	9	10	11	12	12,5	
F <sub>p</sub> /F <sub>0</sub>	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	

Tableau III-6 : Le rapport de l'amélioration F<sub>p</sub>/F<sub>0</sub> en fonction de diamètre du pieu D/D<sub>0</sub>.

### III-3-2-1- Effet de l'emplacement :

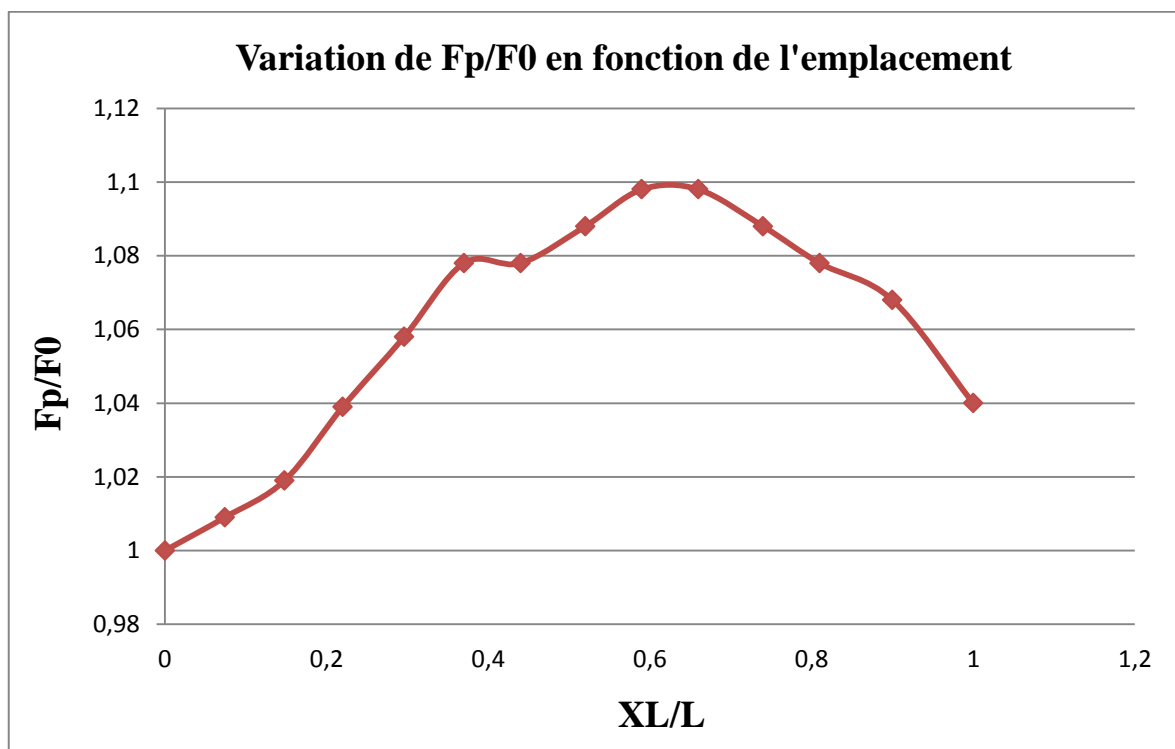


Figure III-28 : Rapport de l'amélioration F<sub>p</sub>/F<sub>0</sub> en fonction de la position du pieu XL/L.

Le tableau III.4 et la figure III.28 présentent le rapport F<sub>p</sub>/F<sub>0</sub> de l'amélioration du facteur de sécurité en fonction du rapport X<sub>p</sub>/L<sub>x</sub> caractérisant l'emplacement du pieu dans la pente.

On remarque, que pour les pieux positionnés près du pied de la pente, le rapport d'amélioration du facteur de sécurité est faible entre 1 et 1,04, pour ceux positionnés à la crête de la pente le rapport d'amélioration est entre 1,06 et 1,08. le meilleur résultat est obtenu pour les pieux positionnés dans la partie médiane de la pente pour laquelle le rapport d'amélioration atteint la valeur maximale de 1,1.

Si on se réfère à l'amélioration maximale du facteur de sécurité obtenue dans la partie médiane de la pente, on constate que l'amélioration apportée par les pieux placés en pied ne représente

## Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

que 40 % de cette amélioration, et que celle apportée par pieux placés à la crête de la pente ne représente que 60%.

Donc l'emplacement optimal des pieux est la partie médiane de la pente pour laquelle on obtient le rapport d'amélioration maximal.

### III-3-2-2- Effet de l'espacement :

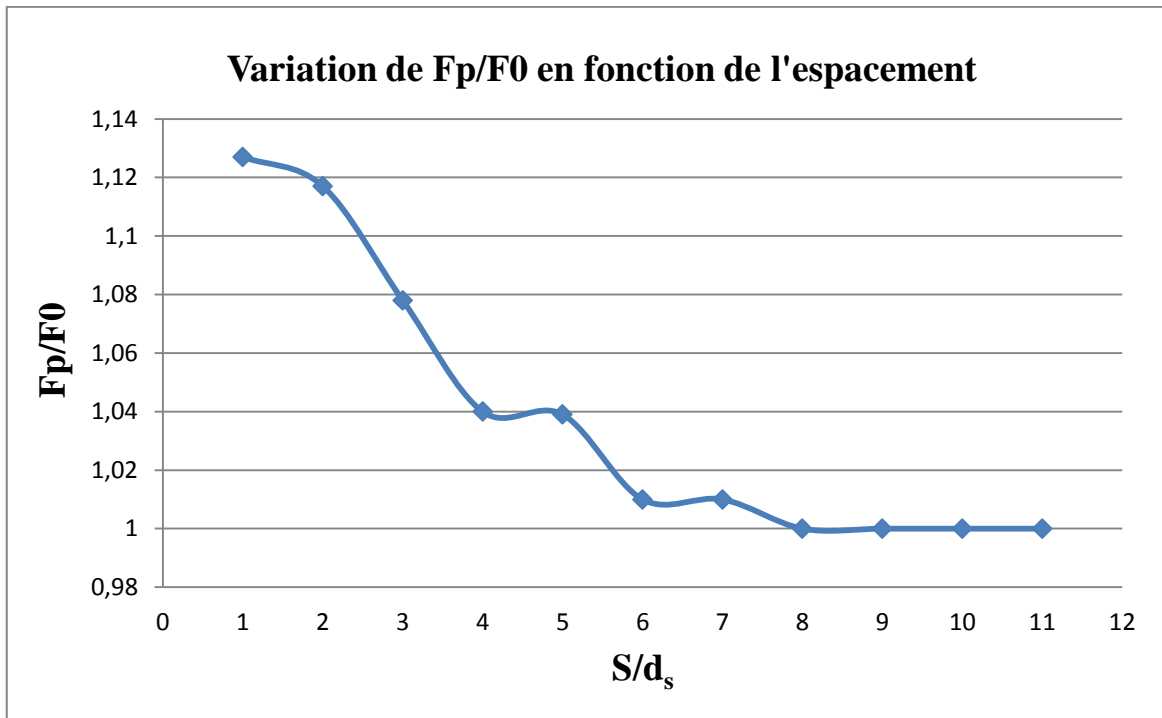


Figure III-29 : Rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de l'espacement du pieu  $S/d_s$ .

Le tableau III-5 et la figure III-29 présentent le rapport  $F_p/F_0$  de l'amélioration du facteur de sécurité en fonction du rapport  $S/d_s$  caractérisant l'espacement des pieux.

On remarque que le rapport de l'amélioration du facteur de sécurité passe de 1.13 valeur maximale obtenu pour un espacement  $S=1D$  à une valeur égale à 1 dès que l'espacement dépasse 8D.

On constate donc que l'amélioration apportée par les pieux de renforcement diminue avec l'augmentation de l'espacement jusqu'à ce qu'aucune amélioration ne soit obtenue.

### III-3-2-3- Effets du diamètre :

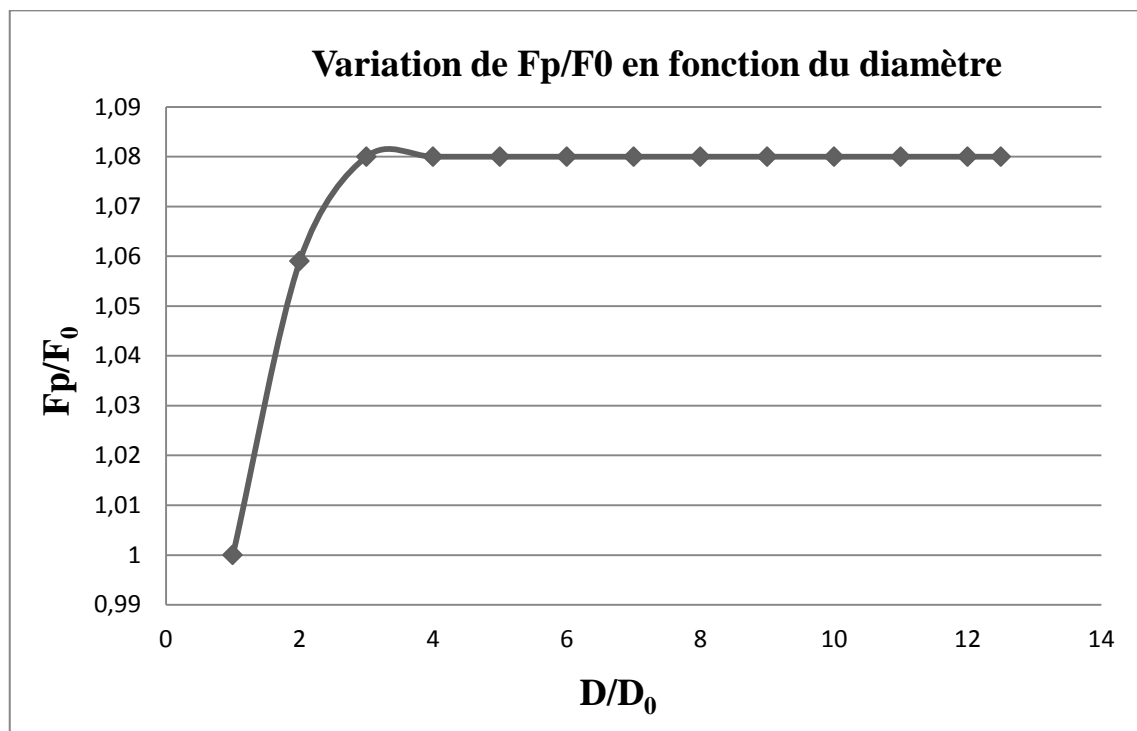


Figure III-30 : Le rapport de l'amélioration  $F_p/F_0$  en fonction de diamètre du pieu  $D/D_0$ .

Le tableau III-6 et la figure III-30 présentent le rapport  $F_p/F_0$  de l'amélioration du facteur de sécurité en fonction du rapport  $D/D_0$  caractérisant le diamètre du pieu ( $D$  : diamètre du pieux et  $D_0$  : le plus petit diamètre utilisé )

On remarque que le rapport de l'amélioration augmente avec l'augmentation de diamètre du pieux. puis il devient constant car l'effet de voûte atteint sa valeur maximale.

### III-4- Discussions :

Pour les paramètres: espacement et diamètre, les résultats des deux méthodes sont similaires au sujet de la variation du facteur de sécurité. Les deux résultats confirment que le facteur de sécurité augmente avec l'augmentation du diamètre jusqu'à une valeur où le facteur de sécurité devient constant. Et que ce facteur de sécurité diminue avec l'augmentation de l'espacement entre les pieux.

Ceci confirme les résultats des différents chercheurs travaillant avec différentes méthodes et peut être expliquée d'une façon simple : Les pieux inclus dans la pente offrent au sol qui les entoure une résistance supplémentaire par l'effet de voûte qui croît avec l'accroissement du diamètre et la diminution de l'espacement.



## Chapitre III : Etude d'un cas pratique par les deux méthodes

---

Au sujet de l'effet de l'emplacement on trouve des résultats qui se contredisent pour la position meilleure des pieux dans la pente qui améliore plus la sécurité de la pente vis-à-vis du glissements, A l'encontre de la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement qui donne la partie médiane de la pente comme position optimale des pieux, la méthode de l'équilibre limite de Bishop aboutit à ce que la position optimale des pieux est soit le pied ou la crête de la pente.

Les résultats de la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement qui, ne pose pas d'hypothèse ni sur la forme de la surface de rupture ni sur l'effort réellement offert par les pieux, et de ce fait du point de vue purement théorique proche de ce qui se passe réellement, peuvent être expliqués de la manière suivante :

La présence des pieux à un endroit donné de la pente modifie le champ des déplacements et de ce fait les masses de sols mises en mouvement se trouvent divisée en deux parties ce qui réduit leur potentiel au glissement en général et d'une façon plus accentuée dans le cas où les pieux sont placés au milieu.

Les résultats de la méthode de Bishop ont relation à la considération de la force prise comme étant offerte par les pieux et à forme imposée de la surface de rupture.

### III-5- Conclusion :

Le calcul effectué dans cette partie montre les points suivants :

1. Les deux méthodes aboutissent à ce que la présence des pieux de renforcement au sein de la pente améliorent la sécurité de la pente vis-à-vis du glissement.
2. Les deux méthodes sont en accord sur deux des trois paramètres étudiés l'augmentation du diamètre des pieux à un effet favorable sur l'amélioration du facteur de sécurité de la pente renforcée, et l'augmentation de leur espacement à un effet défavorable sur le facteur de sécurité vis à vis du glissement.
3. Les deux méthodes sont pratiquement contradictoires au sujet de l'emplacement optimal, contrairement à la méthode de l'équilibre limite de Bishop qui aboutit à privilégier les parties près du pied ou de la crête de la pente comme parties d'emplacement optimal du pieu, la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement aboutit à ce que l'emplacement optimal se situe au milieu de la pente.

# ***Conclusion Générale***

---

## CONCLUSION GENERALE

Le travail effectué dans ce mémoire nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La technique de stabilisation de pentes par pieux a été utilisée avec succès dans beaucoup de cas pratiques. Pratiquement toutes les méthodes utilisées pour évaluer la stabilité de telles pentes ont montré que la présence des pieux dans le sol de la pente à un effet favorable sur la stabilité, le facteur de sécurité se trouve augmenté, cela est expliquée par l'effet de voûte crée dans le sol entre les pieux lui offrant un supplément de résistance.
- La méthode de l'équilibre limite de Bishop est extrapolée pour l'étude des pentes renforcées par pieux en supposant que le moment stabilisant de la pente en présence des pieux est la somme du moment résistant du sol et celui de la force de cisaillement crée dans le pieu.
- La méthode de Bishop présente l'avantage de simplicité mais aussi l'inconvénient de la surface de glissement imposée avec toutes les simplifications concernant les forces inter-tanches.
- La méthode de la résistance au cisaillement est utilisée pour l'étude des pentes sans ou avec pieu, aucune hypothèse n'est faite pour la forme de la surface de rupture ni sur la force prise ou offerte par le pieu, néanmoins son utilisation est liée aux méthodes des différences fines ou des éléments fins nécessitant une grande puissance des moyens de calcul.
- Des études ont montré que la valeur moyenne de coefficient de sécurité des pentes sans pieux obtenue par la méthode de réduction de résistance au cisaillement est voisine (une différence de 10 % au plus) de la valeur donnée par la méthode de Bishop simplifiée.
- Les méthodes d'équilibre limite sont largement utilisées pour leurs formes simples et leurs résultats qui se rapprochent aux méthodes rigoureuses par ailleurs l'utilisation de la méthode des éléments finis constitue un pas très important pour les études pratiques de pentes qui traitent des problèmes réels.
- Les études précédentes sont unanimes au sujet de l'effet de la rigidité et de l'espacement sur le facteur de sécurité, tandis que pour l'emplacement, elles sont divergentes.
- Les résultats de l'étude menée sur le cas pratiques selon les deux méthodes ont montré que :

- 
- a. Les deux méthodes confirment les résultats obtenus jusqu'à présent et qui montrent que la présence des pieux de renforcement au sein de la pente améliore la sécurité de la pente vis-à-vis du glissement.
  - b. Les deux méthodes aboutissent à ce que l'augmentation du diamètre des pieux et la réduction de leur espacement à un effet favorable sur le facteur de sécurité vis à vis du glissement.
  - c. Les deux méthodes sont loin d'être en concordance au sujet de l'emplacement optimal des pieux dans la pente :
    - i. La méthode de l'équilibre limite de Bishop aboutit à ce que l'inclusion des pieux dans les parties près du pied ou de la crête de la pente sont celles qui donnent le facteur de sécurité le plus élevée.
    - ii. La méthode de la réduction de la résistance au cisaillement quant à elle aboutit à ce que le meilleur facteur de sécurité est obtenu lorsque les pieux sont placés dans la partie médiane.
  - d. Bien que les hypothèses de la méthode de l'équilibre limite de Bishop sont des sources de doutes, et bien que la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement présente l'avantage de ne faire aucune hypothèse ni sur la forme de la position de la surface de glissement, ni sur l'effort développé dans les pieux le doute aussi touche ces résultats à cause du manque de données des interfaces considérés dans les calculs.
  - e. Le recours à des mesures in situ est d'un apport important.

## Liste Des References

- [1] G.Philipponant. B.Hubert, Fondations et ouvrages en terre. Livre. Edition 5. Eyrolles(2005).
- [2] J.Costet, G.Sanglerat, Cour pratique de mécanique de sol, Tom 2, Calcul des ouvrages, Livre, Edition 3, dunad (1983).
- [3] A. Benaissa. Glissement de terrain et calcul de stabilité. Livre. Edition 11, Office des publications universitaires (2003).
- [4] KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement".INSA - Lyon, France, 27-29 juin 06.
- [5] Lee CY, Hull TS, Poulos HG. Simplified pile-slope stability analysis. *Comput Geotech* (1995);17(1):1–16.
- [6] D.V. Griffiths and P.A. Lane Colorado. Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique* 49. No 3. (1999).
- [7] W.B. Wei, Y.M. Cheng .Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles. *Computers and Geotechnics* 36 (2009).
- [8] Mendjel Djenatte, analyse inverse dans le calcul géotechnique-application au calcul de la stabilité des talus-, thèse doctorat, université badji-mokhtar- Annaba (2012).
- [9] Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers (Glissements de terrain Processus).
- [10] Xinpo Li. Siming He. Xiangjun Pei. Marte Gutierrez. Optimal location of piles in slope stabilization by limit analysis. *Acta Geotechnica* (2012) 7:253–259.
- [11] A. Benaissa. Eléments de mécanique des sols. Livre. Edition 4, Office des publications universitaires (1992).
- [12] FLAC .Fast Lagrangian Analysis of Continua, user's manuals, version 3.3, Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis. (1995).
- [13] Kamal BELHADJ. Méthodes de Confortement des Pentas Instable Application au déblai PK34. (2011).
- [14] Yu HS, Salgado R, Sloan SW, Kim JM. Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* (1998).
- [15] Gilles CARTIER. Exemples d'utilisation du clouage pour la stabilisation de pentes instables
- [16] I-hsuan Ho, Optimization of pile reinforced slopes using finite element analyses. (2009).
- [17] R. Hammah, T. Yacoub . comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation.(2004).

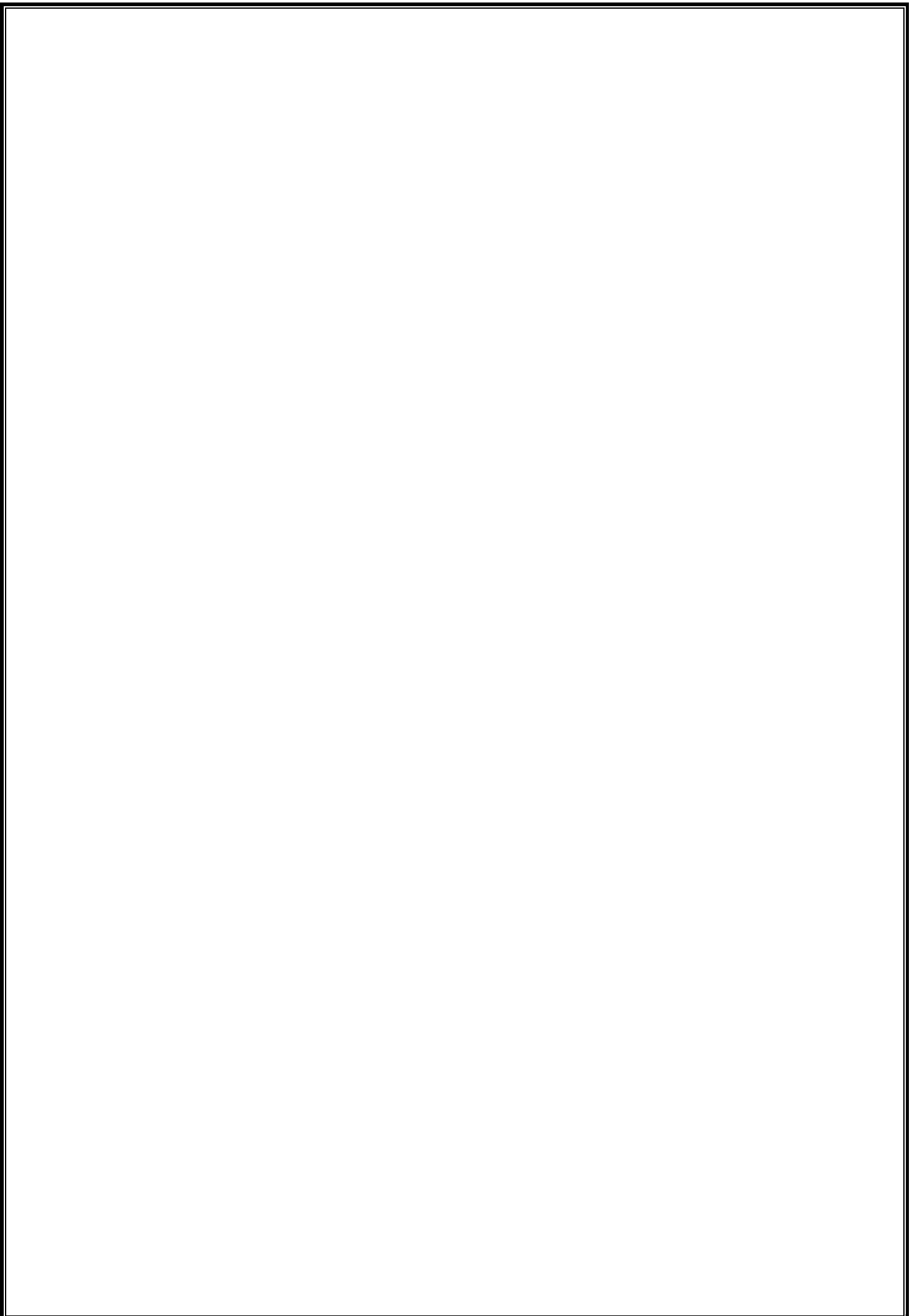
[18] Wen-beng Wei .three dimensional slope stability analysis and failure mechanism. (2008).

[19] Reiffsteck Ph. LCPC div. MSRGI sec. CSOG .Mécanique des Sols Avancée- Stabilité des pentes.

[20] Hull TS, Poulos HG. Design method for stabilization of slopes with piles (discussion), Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 1999.

[21] mémoire Houcemeddine GUERFI, stabilisation des talus renforcés par pieux, thème Magister, université el hadj Lakhdar – Batna.

[22] K. Baba, L. Bahi, L. Ouadif, A. Akhssas , Slope stability evaluations by limit equilibrium and finite Element methods applied to a railway in the moroccan rif , Journal of Civil Engineering, (2012), 2, 27-32.



## Résumé :

Le travail présenté dans ce mémoire vise à comparer la méthode de l'équilibre limite de Bishop et la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement pour l'évaluation de la stabilité des pentes en présence des pieux.

Une analyse des principes et des hypothèses de chacune des deux méthodes est faite sur la base d'une recherche bibliographique puis un cas pratique déjà traité par Lee et al par la méthode de l'équilibre limite de bishop est examiné par la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement à l'aide du logiciel **FLAC 2D**.

Les principaux paramètres analysés sont l'effet de l'emplacement des pieux, de leur espacement et aussi leur diamètre sur le facteur de sécurité.

Les résultats obtenus montrent que les deux méthodes sont en accord sur l'effet favorable de l'augmentation du diamètre et la réduction de l'espacement, cependant une divergence nette est marquée au sujet de l'emplacement optimal des pieux.

**Mots clés :** stabilité, pente, facteur de sécurité, équilibre limite, réduction de la résistance au cisaillement, pieux, emplacement optimal, FLAC.

## Abstract :

The work presented in this paper is to compare the Bishop method of limit equilibrium and shear strength reduction method for the evaluation of piled slope stability.

An analysis of the principles and assumptions of the two methods is performed, based on a bibliographic search. Then a practical case already treated by Lee & al using the bishop of the limit equilibrium is carried using shear strength reduction method with **FLAC 2D**.

The main parameters analyzed are the effect of the location of piles, their spacing and their diameter as the safety factor.

The results show that both methods agree on the favorable impact of the increase in diameter and reduction of the spacing, however, a clear divergence is marked on the optimal location of piles.

**Key words:** stability, slope, safety factor, limit equilibrium, shear strength reduction, pile, optimal location, FLAC,

## المخلص :

العمل المقدم في هذه الورقة هو المقارنة بين طريقة التوازن الحدي لـ Bishop وطريقة تخفيض مقاومة القص لتقييم استقرار المنحدرات في وجود الخوازيق المقوية.

لقد تم إجراء دراسة لأصول ومبادئ وافتراضات الطريقتين اعتمادا على بحث بيبيولوجرافي، ثم أجريت دراسة بطريقة تقليص مقاومة القص باستعمال برنامج FLAC 2D لحالة عملية سبق معالجتها من طرف Lee & al بواسطة طريقة التوازن الحدي.

العوامل الرئيسية التي تم تحليلها هي تأثير موقع الخوازيق في المنحدر، تباعدها وكذا قطرها على معامل استقرار المنحدر. وأظهرت النتائج أن كلتا الطريقتين متفقتان على الأثر الإيجابي لزيادة قطر الخوازيق وتقليص تباعدها، غير أنهما جد مختلفتان على الموقع الأمثل لتموضع الخوازيق.

الكلمات المفتاحية : استقرار، عامل الأمان، منحدر، توازن حدي، تقليص مقاومة القص، خازوق، الموقع الأمثل، FLAC.