

PDG.doc

Dédicaces.docx

Remerciements.docx

sommaire.docx

LISTE DES TABLEAUX.docx

Liste des figures.docx

INTRODUCTION corr.docx

CHAPITRE01 corr.docx

CHAPITRE02corr.docx

CHAPITRE03 corr.docx

CONCLUSIONS_corr.docx

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.docx

Résumécorr(2).docx

INTER CHAPITRE.docx



**Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structure

THEME

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

**Dirigé par :
Mr. HAMITOUCHE A, Encadreur.**

**Présenté par :
Hachemi Rachida**

Promotion : 2014/2015.

Dédicace :

Tout d'abord je tien à remercier ALLAH le Tout Puissant de m'avoir donné le courage, la patience et la santé qui m'ont permis de réaliser ce travail que je dédie à:

Mon très cher père et ma très chère mère.

Mon marie : Briche Ibrahim

Mon bébé.

Toute ma famille sans exception.

Toutes mes amies.

Toute la promotion du Master spécialité structures 2014-2015.

Remerciements :

Je remercie avant tout Allah tout puissant de m'avoir gardée en bonne santé afin de mener à bien ce mémoire.

*Après ce modeste travail, je tiens à exprimer mes sincères remerciements au **Pr. Hamitouche Amar** pour sa présence permanente, et ses orientations et conseils.*

*Grand merci à **mon cher père Hachemi Ali** pour son aide et son encouragement.*

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

Enfin, je tiens à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

ملخص

Résumé

Abstract

Introduction générale..... 1

CHAPITRE01 : GENERALITE SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS

I.2 Type de mouvement de terrain :	4
I.2.1 Les mouvements rapides :	4
I.2.2 Les mouvements lents :	5
I-3 Les Types de glissements :	6
I-3-1 Cas des ruptures planes (glissements plans) :	7
I-3-2 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) :	7
I-3-3 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) :	8
I.4 Comportement avant la rupture	9
I-5 Coefficient De Sécurité :	9
I-5-1 Définition du coefficient de sécurité :	9
I-5 -2 Calcul du coefficient de sécurité :	10
I-5-3 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	12
I-6 Causes de glissements :	13
I-6-1 L'eau et les risques de glissements de terrain :	14
I-6-2 La présence des fractions fines :	15
I-7 Méthodes de calcul de stabilité et de déformation des pentes :	16
I-8 Techniques de confortement des pentes instables :	17
I-8-1 Action sur la géométrie :	17
I-8-2 Action sur le régime hydraulique :	19
I-8-3 Action mécanique	20
I-8-4 Renforcement des pentes par inclusions rigides :	20
I-9 Conclusion :	24

CHAPITRE02 : ETUDE THEORIQUE

II.1 Introduction.....	26
II-2bibliographie sur l'étude de la stabilité des pentes renforcées par pieux	26
II-3 Méthode de l'analyse limite pour l'étude de pentes renforcées par pieux	31
II-3-1 Analyse limites des pentes sans pieux :	31
II-3-2 Analyse limites des pentes avec pieux :	34
II-3-3 Les avantages et Les inconvénients de la méthode d'analyse limite :	36
II-4 La méthode de réduction de la résistance au cisaillement du sol.....	36
II-4-1 Principe de la méthode :	36
II-4-2 Détermination du coefficient de sécurité :	37
II-4-3 Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement.....	37

CHAPITRE03 : ETUDE D'UN CAS PRATIQUE PAR LES DEUX METHODES

III-1 introduction :.....	40
III-2 Présentation du cas étudié :.....	40
III-3 Présentation du logiciel utilisé :.....	41
III-4 Principe de résolution numérique dans du logiciel FLAC2D :.....	41
III-5 Modes de Travail du code FLAC2D :.....	44
III-6 Création et analyse du modèle en Flac 2D:	47
III-6-1 Générations de la géométrie :	47
III-6-2 Définition des propriétés mécaniques des matériaux : Menu Material.....	48
III-6-3 Définition des différents chargements et des différentes conditions initiales Menu IN situ	49
III-6-4 Introductions des paramètres de calcul : Menu Setting :	49
III-6-5 calcul de l'équilibre élastique initial (calcul en petites déformations):	50
III-6-6 calcul de l'équilibre plastique I (calcul à grandes déformations):	50
III-6-7 calcul du facteur de sécurité vis-à-vis du glissement :.....	51
III-7 Introduction des éléments de renforcements Menu Structures :.....	52
III-8 Exécution de l'analyse de la pente renforcée:.....	52
III-9 Présentation et interprétation des résultats.....	53
III-9-1Résultats de l'analyse limite :	53
III-9-2 effet de l'emplacement :	56
III-9-3 Effet de l'espacement des pieux :	56

III-9-4 Effet du diamètre des pieux :	56
III-10 Résultats de la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement :	56
III-10-1 Présentation des résultats:	59
III-10-2 Effet de l'emplacement des pieux :	61
III-10-3 Effets de l'espacement des pieux :	62
III-10-4 Effets du diamètre des pieux :	63
III.11 Discussions :	63
Conclusions générales.....	66

Références bibliographiques

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE01

Tableau I-1: : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage	11
---	----

CHAPITRE02

Tableau II.1: Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes différentes.....	30
---	----

CHAPITRE03

Tableau III.1 : Forces requise des pieux en fonction de l'emplacement du pieu et du facteur de sécurité désiré	52
Tableau III.2 hauteur du pieu au-dessus de la surface de glissement des pieux en fonction de l'emplacement du pieu et du facteur de sécurité désiré.....	53
Tableau III.3 Forces que le peu peut offrir des pieux en fonction de l'emplacement du pieu.....	54
Tableau III.4 : rapport de l'amélioration F_p/F_0 en fonction de la position du pieu X_p/L_x	58
Tableau III.5 : Rapport de l'amélioration F_p/F_0 en fonction de l'espacement du pieu S/d_s	59
Tableau III.6 : Rapport de l'amélioration F_p/F_0 en fonction de diamètre du pieu D/D_0	59

LISTE DES figures

CHAPITRE 01 :

Fig.(I-1) Écroulement.....	5
Fig.(I-2) Un glissement	6
Fig.(I-3) schéma d'Un glissement	6
Fig.(I-4) Glissements plans	7
Fig.(I-5) Glissements circulaire	8
Fig.(I-6) le plan de rupture	10
Fig.(I-7) diminution de la hauteur d'un talus de déblai	16
Fig.(I-8) Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité	16
Fig.(I-9) Stabilisation par clouage du glissement de« la Membrolle».....	19
Fig.(I-10) Profil du versant de Boussy-Saint-Antoine.....	20

Chapitre 02 :

Fig.(II.1) :Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente.....	32
Fig.(II.2) :Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux.....	34

CHAPITRE III :

Fig.(III-1) Profil, et caractéristiques géométriques de la pente étudiée.....	41
Fig.(III- 2) Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D ...	43
Fig.(III-3) Lancement de Flac en mode Command line.....	44
Fig.(III-4) Le bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC 2D.....	45
Fig.(III-5) Fenêtre de dialogue « Model Options » dans la configuration graphique de FLAC 2D.....	46
Fig.(III-6) Fenêtre de dialogue « edit slope parametres » dans la configuration graphique de FLAC 2D.....	47
Fig.(III-7) Fenêtre de dialogue « define material » dans la configuration graphique de FLAC 2D.....	47
Fig.(III.8) Définition des conditions aux limites en déplacements Menu In Situ option Fix.....	48
Fig.(III-9) Fenêtre de dialogue « gravity settings » dans la configuration graphique de FLAC2D.....	48

Fig.(III-10) : géométrie et maillage de la pente.....	49
Fig.(III-11) calcul de l'équilibre initial en petites déformations le coefficient de sécurité.....	49
Fig.(III-12) calcul à grande déformations: fenêtre mechanical setting.....	50
Fig.(III-13) Calcul du facteur de sécurité.....	50
Fig.(III-14)Définition et positionnement du pieu.....	51
Fig.(III.15) Exemple de résultat: Contraintes tangentielles dans le masse du sol de la pente.....	51
Fig.(III.16)Exemple de résultat: déplacements dans le sens y dans le masse du sol de la pente.....	52
Fig.(III-17) Forces requise des pieux en fonction de l'emplacement du pieu et du facteur de sécurité désiré.....	53
Fig.(III-18) hauteur du pieu au-dessus de la surface de glissement des pieux en fonction de l'emplacement du pieu et du facteur de sécurité désiré.....	53
Fig.(III-19)Forces que le pieu peut offrir des pieux en fonction de l'emplacement du pieu.....	54
Fig.(III.20)Emplacement optimal des pieux.....	54
Fig.(III-21) Facteur de sécurité pour une position du pieu $X_p/L_x = 0.25$ $f_s = 1.27$.....	55
Fig.(III-22) Facteur de sécurité pour une la position de pieu $X_p/L_x = 0.34$ $f_s = 1.32$.....	56
Fig.(III-23) Facteur de sécurité optimale pour l'espacement $S/d_s = 4$- $f_s = 1.27$.....	56
Fig.(III-24) Facteur de sécurité pour un espacement $S/d_s = 10$ $f_s = 1.14$.....	57
Fig.(III-25) Facteur de sécurité pour un diamètre $D = 4D_0$ $f_s = 1.19$.....	57
Fig.(III-26) Facteur de sécurité pour un diamètre $D = 8D_0$ $f_s = 1.31$.....	58
Fig.(III-27) diagramme de F_p/F_{s0} en fonction de X/L.....	59
Fig.(III-28) diagramme de F_p/F_{s0} en fonction de S/S_0.....	60
Fig.(III-29) diagramme de F_p/F_{s0} en fonction de D/D_0.....	61
Fig.(III- 30) mécanisme glissement rigide d'une pente renforcée avec une rangée de pieux.....	63
Fig.(III-31) Facteur de sécurité en fonction de l'emplacement des pieux selon la formule de ito_Matsui.....	64
Fig.(III-32)Lieu de Pile fonction de la longueur de la pile abovethe surface de rupture h (trait plein) et F_p (ligne pointillée).....	64

INTRODUCTION GENERALE

La stabilité des pentes est améliorée par différentes méthodes : l'aplatissement et l'allègement de la pente, le drainage, le soutènement, les inclusions rigides etc.

La stabilisation par inclusions rigides et particulièrement celle par pieux a connu réussite dans plusieurs cas pratiques et a incité les chercheurs à étudier l'apport à la stabilité dû à la présence des pieux.

L'évaluation de la stabilité des pentes renforcées par pieux est faite par plusieurs méthodes : les méthodes de l'équilibre limite, la méthode de l'analyse limite et la méthode de réduction de la résistance au cisaillement utilisée avec la méthode des éléments finis et celle des différences finies. Néanmoins les résultats de ces approches sont différents et parfois contradictoires, la comparaison entre les hypothèses et les principes sur lesquels sont basées les différentes approches est d'une grande importance.

Buts :

Le but de ce travail consiste à comparer entre la méthode de l'analyse limite et la méthode de réduction de la résistance au cisaillement. D'abord une comparaison théorique entre les hypothèses et les principes de chacune des deux méthodes est établie à la base d'une recherche bibliographique, ensuite un cas réel d'une pente renforcée par des pieux est étudié par la méthode de l'analyse limite et par la méthode de réduction de la résistance au cisaillement à l'aide du logiciel Flac.

Pour chacune des deux méthodes on a étudié l'influence sur la valeur du facteur de sécurité des paramètres suivants :

- L'emplacement des pieux.
- le diamètre des pieux.
- et l'espacement des pieux.

Structure du mémoire :

Le mémoire est composé de trois chapitres avec une introduction et des conclusions générales :

*Dans l'introduction générale on a présenté la problématique étudiée.

*Le premier chapitre est consacré à un aperçu général sur les glissements de terrains à savoir leur classification, leurs causes ainsi que les méthodes de calcul de la stabilité des pentes et les méthodes de leur confortement.

*Le deuxième chapitre est une synthèse bibliographique sur les deux méthodes utilisées notamment comment elles ont tenues comptes de la présence des pieux.

*Le troisième chapitre consacré à une étude d'un cas réel par les deux méthodes contient :

- Une présentation du cas étudié
- Une brève présentation de l'outil informatique de calcul utilisé
- Etude de la stabilité de la pente concernée et l'influence de certains paramètres sur la valeur du facteur de sécurité
- Une discussion des résultats obtenus par les deux méthodes.

Enfin des conclusions générales sont récapitulées.

CHAPITRE01 : GENERALITE SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS

I-1 introduction :

Les mouvements de terrain engendrent des risques pour les personnes, mais également pour les biens et l'économie. Il est possible d'agir sur ces risques de deux manières, en intervenant sur l'aléa ou sur les enjeux. Les mesures de protection mises en place visent à réduire au maximum l'aléa dans les zones menacées. La prévention permet de réduire la vulnérabilité au sein de ces secteurs, par l'information des populations, l'adoption de mesures d'urbanisme ou de mesures constructives, l'étude et la surveillance de mouvements actifs.

La stabilité des pentes peut être améliorée par différentes manières : aplatissage de la 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.2 Type de mouvement de terrain :

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure. Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau.

I.2.1 Les mouvements rapides :

Se propagent de manière brutale et soudaine. Il regroupe les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses. On distingue :

*** Les effondrements :**

Résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Ce phénomène peut être ponctuel ou généralisé et dans ce cas concerner des superficies de plusieurs hectares. S'il est ponctuel, il se traduit par la création de fontis plus ou moins importants, dont le diamètre est généralement inférieur à cinquante mètres. [1]

***Les écoulements :**

Ce sont des chutes soudaines (quelques secondes) de masses rocheuses importantes. Ils peuvent être dus à des causes internes au massif (figure I.1).

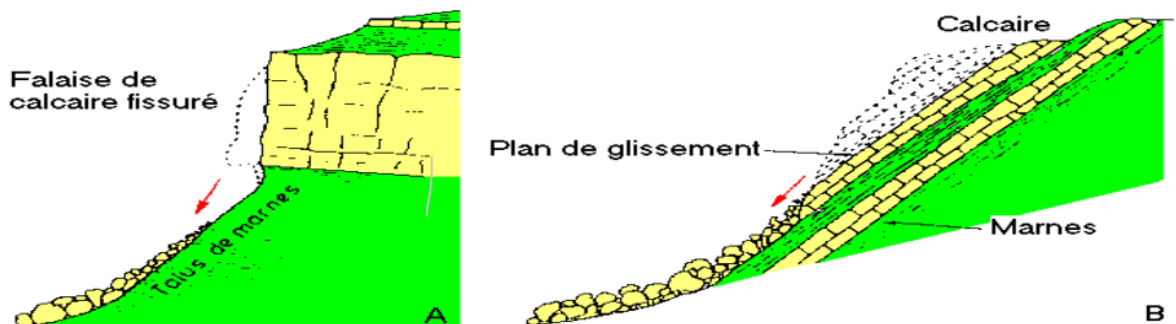


Fig.(I.1): Écoulement

***Les Coulées :**

Elles sont dues à la mise en mouvement, généralement brutale, de masse de sol à l'état "liquide" qui, dans leur écoulement, peuvent transporter un débit solide important (rochers, troncs d'arbres, débris de constructions, etc.) dont l'impact sur les structures peut être désastreux. Nous avons cité les cas de Roquebillière et du Plateau d'Assy qui relèvent de ce type de mouvement.

I.2.2 Les mouvements lents :

Ils entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. On distingue :

* **Les affaissements** : sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture.

* **Les mouvements de Fluage** : Par opposition aux mouvements précédents, localisés dans le temps et caractérisés par une zone de rupture nettement définie, les mouvements de fluage constituent la manifestation externe des déformations du sol dans sa masse. Ce sont des mouvements lents, de faible amplitude, qui se développent dans une zone dont les contours sont généralement difficiles à définir, tant en extension qu'en profondeur.

***les glissements :**

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes, étonnamment diversifiées.



Fig.(I.2): Un glissement .

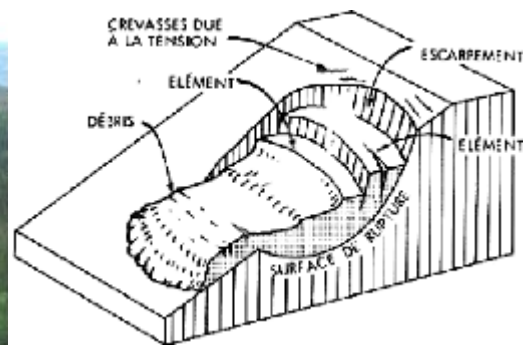


Fig.(I.3): schéma d'Un glissement.

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux.

I-3 Les Types de glissements :

La détermination du type de glissement de terrain (glissement plan, circulaire ou quelconque) selon les informations disponibles tel que la géométrie, les caractéristiques mécanique et élastique, et surtout la présence des eaux souterraines et des nappes phréatiques, permet de proposer des analyses et méthodes de calculs pour les différentes modes de rupture.

Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements ou encore de coulées boueuses, on est cependant toujours en présence du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sols déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (forte pluie, cycle gel/dégel, séisme, fonte des neiges...) ou anthropiques (terrassment, déboisement...).

I-3-1 Cas des ruptures planes (glissements plans) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F = c'L + \frac{(W \cos \alpha - U) \tan \phi'}{W} \sin \alpha \quad (1)$$

dans laquelle L désigne la longueur du talus, α sa pente, W le poids des terres en mouvement,

U la résultante des pressions interstitielles éventuelles, c' la cohésion effective et ϕ' l'angle de frottement interne effectif.

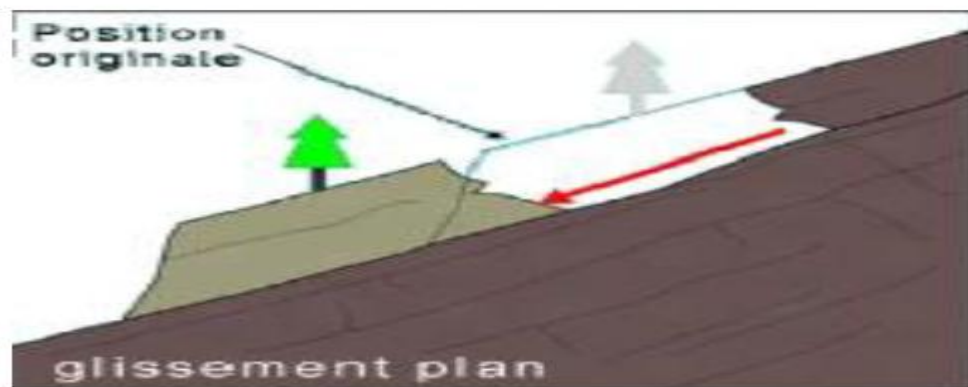


Fig.(I.4): Glissements plans

I-3-2 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

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

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [c' + w \cdot \cos \alpha - ub \cdot \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum w \sin \alpha} \quad (2)$$

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

$$F_{Bishop} = \frac{\sum [c' + (w - ub) \cdot \tan \phi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi'}{F_{Fellenius}})}{\sum w \sin \alpha} \quad (3)$$

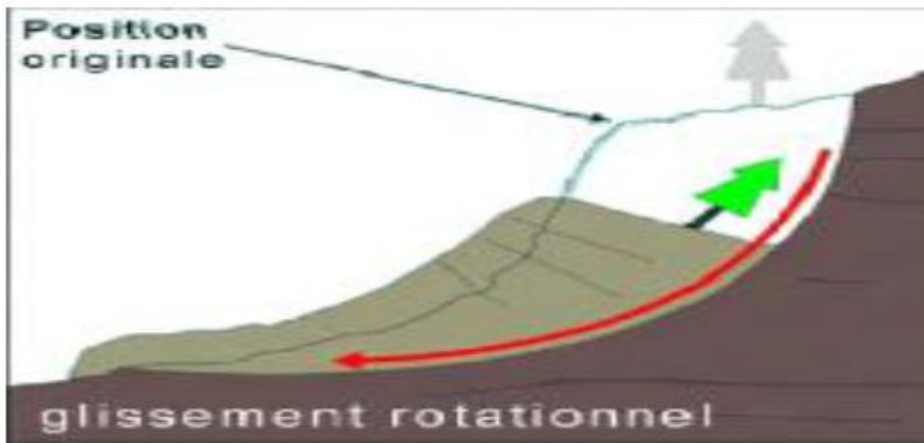


Fig.(I.5): Glissements circulaire

I-3-3 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture.

I.4 Comportement avant la rupture

Les concepts d'état limite et d'état critique constituent les règles de base pour l'étude du comportement des sols fins, notamment des argiles molles (Roscoe et al, 1958, 1963). L'état limite est défini par une surface de charge, appelée surface d'état limite, qui représente la limite entre les régions de l'espace des contraintes principales correspondant aux déformations réversibles et irréversibles. L'état critique, défini comme l'état où ne se produisent dans le sol que des déformations déviatoriques plastiques, est associé à l'existence d'un "indice des vides critique" <<défini comme une extension de la notion de densité critique>> atteint au moment où se développent des déformations plastiques de cisaillement sans variation de volume et de contraintes.

Dans leur forme originale, les concepts d'état limite et d'état critique ne s'appliquaient qu'à des argiles normalement consolidées et isotropes (argiles idéales). Des études postérieures ont montré que les principes qui forment la base de ces concepts sont qualitativement applicables aux argiles naturelles, sur consolidées et anisotropes [2]

I-5 Coefficient De Sécurité :

I-5-1 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 FS. 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 :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (4)$$

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

τ : 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 (4) peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{F_s} \quad (5)$$

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 (4) est écrite comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F_s} \quad (6)$$

Où c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement, et σ 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 (4) est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi'}{F_s} \quad (7)$$

c' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle

I-5 -2 Calcul du coefficient de sécurité :

Considérons un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) exposé aux contraintes normales σ_1 et σ_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 φ . 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 τ_f et la contrainte normale mobilisée σ_f au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ_1 et σ_3 . Contrainte normale au plan de rupture :

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \quad (8)$$

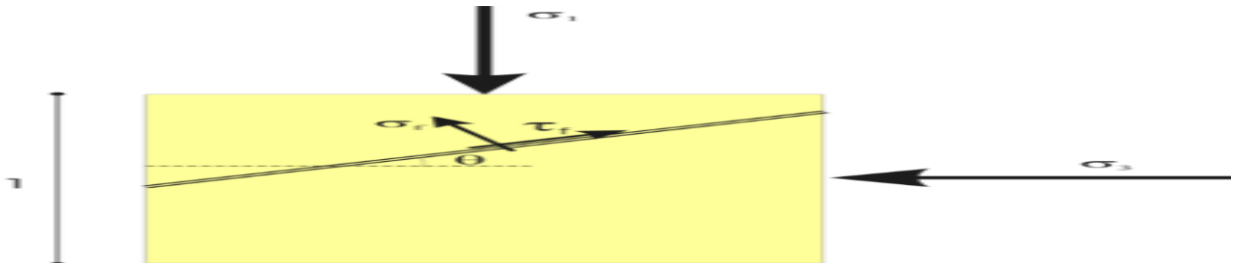


Fig.(I.6): le plan de rupture

Contrainte tangentielle au plan de rupture :

$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta \quad (9)$$

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 (σ_1 ; σ_3) et en fonction du critère de rupture (c , f)

FS = Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée.

Donc, on peut écrire:

$$FS = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \varphi}{\tau_f} \quad (10)$$

En remplaçant les équations (8.) et (9.) dans l'équation (10.), on trouve:

$$FS = \frac{c + \left(\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \right) \tan \varphi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta} \quad (11)$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à $45 + \varphi/2$ par rapport à la direction principale σ_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 θ par $45 + \varphi/2$ dans la relation (4), nous trouvons:

$$FS = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{[c / \tan \varphi + 0.5 \times (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin \varphi] \tan \varphi}{0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi} \quad (12)$$

I-5-3 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 C_u).

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

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

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

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.[3]

I-6 Causes de glissements :

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble (sols y compris) et d'eau, sous l'effet de la gravité.

Ils peuvent se produire sous forme de processus brutaux (chute de pierres et de blocs, éboulement et écroulement, glissement soudain, coulée boueuse, effondrement) ou lents et progressifs (fluage, glissement lent permanent).

Les processus à l'origine des mouvements de terrain sont très complexes et dépendent rarement d'une seule cause. La géologie, le relief et l'exposition sont des paramètres fondamentaux, plus ou moins constants sur de longues périodes ; ils déterminent la prédisposition générale du terrain aux phénomènes d'instabilité. Le processus qui mène à une telle instabilité commence en fait dès la formation de la roche, c'est à dire lorsque les propriétés chimiques et physiques de celle-ci sont bien établies. Ces propriétés déterminent notamment son comportement face à l'altération et à l'érosion.

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement, soit à la suite de l'érosion par une rivière au pied du versant, soit, mais plus rarement, suite à un tremblement de terre.

En général, l'eau joue un rôle déterminant pour les mouvements de terrain, elle produit des pressions hydrostatiques dans les pores (pressions interstitielles), les fissures et les failles, de même que des forces de percolation.

A l'état de glace, elle a en plus la capacité d'induire des mécanismes de rupture notables. Par ailleurs, elle peut provoquer le gonflement des minéraux argileux (pression de gonflement). La stabilité des pentes en équilibre critique peut être sensiblement réduite par ces divers effets.

Le déclenchement d'un processus dangereux survient lorsque la valeur limite d'un des facteurs déterminants est atteinte ou dépassée. Les cycles de gel / dégel, les précipitations éventuelles, de forte intensité ou de longue durée - éventuellement combinées à la fonte des neiges -, conduisent souvent à des mouvements de terrain spontanés.

Il n'est pas rare que les mouvements de terrain soient favorisés par des influences anthropiques. Ainsi, la surcharge d'une pente par des bâtiments et des remblais, les excavations sans dispositifs de protection dans un versant lors de travaux de construction, la surélévation du niveau de l'eau souterraine, le dynamitage, l'exploitation inappropriée de matières premières ou l'affectation inadéquate du sol peuvent accroître le danger de mouvements de terrain. Les effets anthropiques peuvent aussi contribuer à une déstabilisation à long terme du versant, en relation avec d'autres activités comme le déboisement, l'entretien insuffisant des forêts, le surpâturage, l'exploitation intensive et la dénudation du sol.

Dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes principales : l'eau et la présence des fractions fines.

I-6-1 L'eau et les risques de glissements de terrain :

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydro-mécanique et hydro-géologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance.

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants : glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple. Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau, cet effet est le plus souvent mineur ; Changement de comportement rhéologique ; le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux ; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la

liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente. Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ; action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine. La lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes.

L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage. Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe. Pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfaite.

I-6-2 La présence des fractions fines :

Deux remarques relatives aux conditions du sol s'imposent. Les problèmes les plus critiques de stabilité des pentes se présentent d'ordinaire, en premier lieu, sur les sols à grains fins et particulièrement sur les argiles. Ceci résulte en partie de ce qu'il est difficile de les drainer et de ce que, sur ce genre de sol, les processus d'érosion par ruissellement et vagues amènent de nombreuses pentes au point de rupture. Le second point concerne le comportement des sols à grain fin impliqués dans un déplacement des terres. En acquérant par moulage une autre forme, ils peuvent perdre une fraction notable de leur résistance.

On désigne l'importance de cette perte sous le nom de sensibilité. Les hautes sensibilités correspondent aux grandes pertes de résistance. Il se peut, que les débris d'un glissement de terrain sur sols à haute sensibilité ne séjournent pas au pied de la pente, mais se dispersent et s'en éloignent. Il ressort de ce qui précède que les sols à grain fin sensibles au changement de forme exigent une attention spéciale sous le rapport de la stabilité des pentes.

I-7 Méthodes de calcul de stabilité et de déformation des pentes :

Deux grandes catégories de méthodes de calcul de stabilité sont utilisées :

Les méthodes de l'équilibre limite et de l'analyse limite qui supposent qu'à la limite de la rupture une partie du sol de la pente se déplace d'une manière rigide par rapport à l'autre partie, on trouve dans cette catégorie les différentes méthodes des tranches, la méthode de calcul à la rupture.

Les méthodes numériques des éléments finis et des différences finies basées sur la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement initial du sol jusqu' à ce qu'une rupture survienne.

Le dimensionnement des ouvrages en terre et l'analyse de stabilité des pentes naturelles s'effectuent habituellement par la méthode des tranches. Cette méthode consiste à découper le talus en tranches verticales et résoudre le système hyperstatique des forces d'équilibre appliquées.

Plusieurs variantes introduisant chacune des hypothèses de résolution simplificatrices peuvent être utilisées dans le cas d'une surface de rupture circulaire (méthodes de Fellenius, Taylor, Bishop, Caquot-Biares) ou de forme quelconque (méthodes de Janbu , Morgenstern Price, Spencer et méthode des perturbations). La méthode des tranches donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du talus étudié par rapport à l'analyse limite. Le coefficient de sécurité est défini par le rapport de la résistance au cisaillement critique et de la contrainte de cisaillement appliquée le long de la surface de rupture.

Son expression est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme (cas des remblais) et en contraintes effectives à long terme (cas des versants). Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de résistance au cisaillement des sols, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé à l'aide d'abaques dans le cas de configurations

simples ou d'avant-projet (abaques de Taylor, etc.) ou à l'aide de logiciels pour les configurations complexes.

I-8 Techniques de confortement des pentes instables :

Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause des travaux, sont nombreux et variés. Ils peuvent être géométriques (modification de la pente du talus ou réduction de sa hauteur) ou hydrauliques (rabattement et drainage de la nappe). D'autres techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus (berges), le soutènement par murs gabions ou en béton armé ou à l'aide de palplanches métalliques le clouage à l'aide de pieux ou barrettes. Le choix de l'une de ces solutions dépendra de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe). Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre.

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.

I-8-1 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.7).

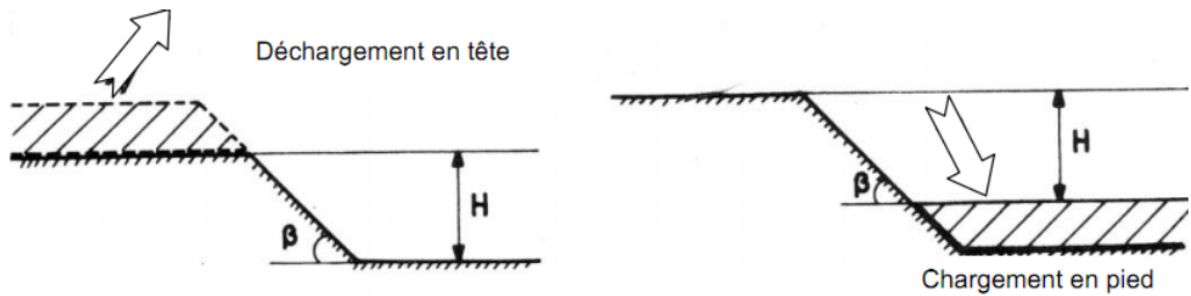


Fig.(I.7): diminution de la hauteur d'un talus de déblai

Si l'on ne peut modifier la hauteur du talus, on peut alors essayer d'en abaisser la pente β par reprofilage (Figure I.8). 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.

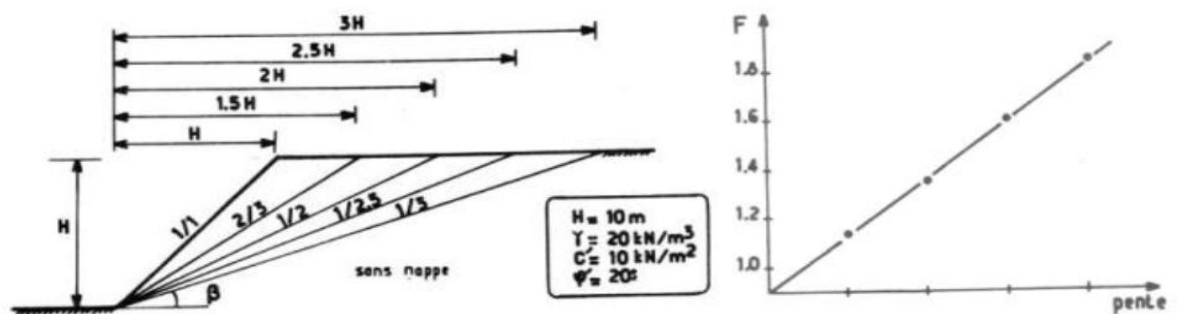


Fig.(I.8): Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité.

I-8-2 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 des puits drainants.

I-8-3 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.

*** 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 de la pente. Il n'y a aucune méthode satisfaisante de calcul des tirants dans cette configuration.

I-8-4Renforcement 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.

a- Clouage :

La stabilisation, par clouage, des 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 :

- 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 préssiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

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

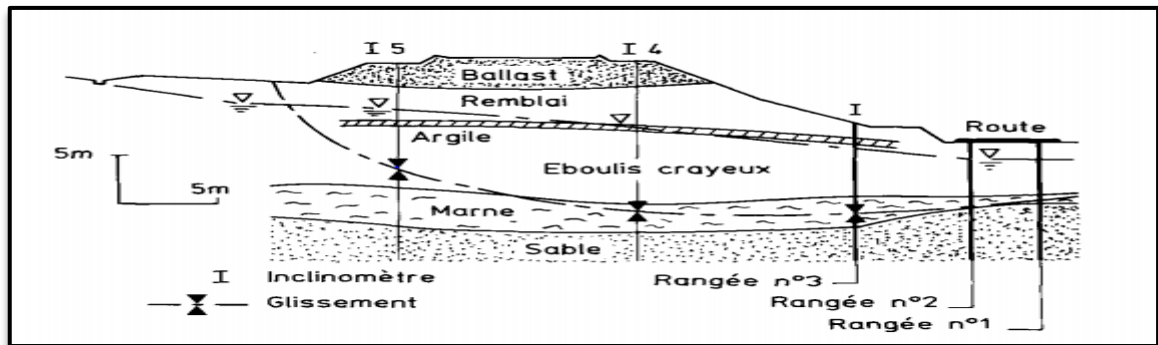


Fig.(I.9): Stabilisation par clouage du glissement de« la Membrolle»

(d'après Cartier et Gigan, 1983)

b-Pieux Et Barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenue 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_l mesurée à

l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité 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

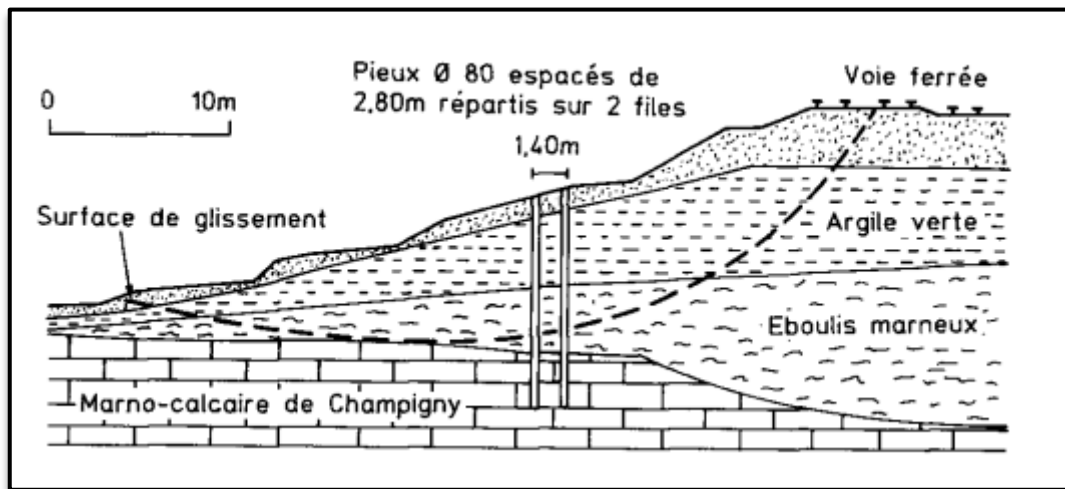


Fig.(I.10):Profil du versant de Boussy-Saint-Antoine

c- Stabilisation des glissements de terrain par micropieux :

LIZZI décrit les nombreuses applications des micropieux à la stabilisation des pentes, aux soutènements et aux fondations. Pour la stabilisation des pentes, L'auteur distingue le cas des sols raides et celui des sols lâches. Dans le premier cas, les micropieux sont uniformément répartis le long de la pente afin de créer avec le sol un ensemble monolithe et cohérent jusqu'à une profondeur suffisante au-dessous de la surface de rupture critique.

Dans le second cas, les micropieux sont concentrés en un réseau à la partie inférieure de la pente pour constituer un mur-poids in situ. Il existe une différence essentielle entre ce système de micropieux et le clouage dans la mesure où le comportement des micropieux est très influencé par un effet de structure (LIZZI et al. 1979 ; SCHLOSSER et al. 1979) dû au liaisonnement particulier des micro- pieux entête. L'interaction complexe sol-pieux est généralement suffisamment large pour créer un monolithe, mais ce point n'a pas été encore suffisamment étudié et explicité. C'est la raison principale pour laquelle les méthodes actuelles de dimensionnement ne considèrent pratiquement que la stabilité externe des micropieux

I-9 Conclusion :

Pour les pentes instables, les glissements de terrain présentent un risque majeur pouvant causer des pertes énormes économiques et en vies humaines dont l'impact est très lourd, La stabilisation des pentes préoccupent continuellement et les décideurs et les spécialistes.

Pour l'évaluation de la stabilité des pentes, plusieurs méthodes ont été mises au point. Cette évaluation consiste à calculer le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement, qui est le rapport entre la résistance du sol de la pente au cisaillement sous forme de forces, moments ou contraintes et les effets du même type agissant sur le sol des effets.

Les méthodes développées peuvent être groupées en deux grandes catégories :

- Les méthodes globales de l'équilibre limite ou de l'analyse limite qui considèrent un mouvement rigide d'une partie du e la masse du sol au-dessus d'une surface critique (de glissement probable)
- La méthode de la réduction de la résistance au cisaillement du sol utilisée par les logiciels en éléments finis ou en différences finies.

Des méthodes diverses d'amélioration de la stabilité ont été proposés et mises en pratique pour augmenter le facteur de sécurité de la pente vis-à-vis du risque de glissement :

- Des méthodes qui s'appuient sur la modification de la géométrie ou celles des conditions hydrauliques pour réduire les effets déstabilisants comme l'aplatissement de la pente ou le drainage
- Des méthodes servant à augmenter la résistance du sol de la pente soit par l'extérieur (soudainement) ou par l'intérieur (différentes inclusions rigides) qui incluent l'utilisation des pieux comme moyens de renforcement des pentes sujet traité dans cette l'étude.

CHAPITRE02 : ETUDE THEORIQUE

II.1 Introduction

La stabilisation des pentes par inclusion de pieux au sein de la masse du sol est une technique qui à connu réussite pratique et une énorme activité de recherche.

Parmi les méthodes utilisées pour évaluer la stabilité des pentes et concevoir les pieux de renforcement on trouve :

La méthode de l'analyse limite (LAM) qui est une approche cinématique faisant pour un champ de vitesses admissible l'équilibre entre les puissances des forces stabilisantes et des forces motrices e.

La méthode de la réduction de la résistance au cisaillement (Shear strength reduction method SSR) utilisées avec la technique des éléments finis et celle des différences finies est mise au point pour l'étude de la stabilité des pentes renforcées ou non par pieux.

Dans ce qui suit un résumé des travaux de recherche sur l'analyse des pentes renforcées par pieux sera donné suivi d'une présentation des principes, hypothèses et les points forts et faibles de chacune des deux méthodes : la méthode de l'analyse limite et celle de la réduction de la résistance au cisaillement.

II-2bibliographie sur l'étude de la stabilité des pentes renforcées par pieux :

Les pieux ont été utilisés avec succès dans plusieurs cas afin de stabiliser les talus ou améliorer leurs stabilisations,(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). et de nombreuses méthodes ont été développées pour l'analyse des talus avec pieux. Plusieurs études ont été réalisées afin d'établir l'emplacement optimal des pieux à l'intérieur d'une pente .Cependant, les résultats obtenus sont assez différents, et dans certains cas même incohérentes et contradictoires.

Dans ce qui suit un résumé des travaux de recherches entamés sur ce sujet: :

► Etudes utilisant les méthodes de l'équilibre limite :

. Pour ces méthodes 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, l'utilisation des poutres sur appuis élastiques et d'autres formulations ont été utilisées.

En utilisant l'approche du cercle de glissement de la méthode de Bishop simplifiée, 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. Ito et Matsui (1975) ont supposé pour étudier le problème de la stabilisation des pentes par une rangée de pieux que le sol entre pieux se comporte comme un bloc rigide à la rupture par cisaillement et ont proposé une formulation théorique d'évaluation de la force latérale s'exerçant sur le pieu. 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 selon Poulos (1995) suit les étapes suivantes:

- le calcul de la force de cisaillement total requis pour améliorer la stabilité de la pente à un niveau souhaité
- 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
- la détermination du type et du nombre de pieu, et la position de pieu optimale

La méthode d'équilibre limite a été également employée par Chugh. et Poulos. 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.

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.

Hassiotis et al. (1997) ont utilisé l'approche d'Ito pour analyser les pentes renforcées par une rangée de pieux, ils ont 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), ont trouvé que des pieux placées au niveau du pied ou de crête à rapport d'amélioration plus élevé que des pieux situées dans la partie médiane de la pente.

La méthode d'équilibre limite a été également employée par Chugh. et Poulos. 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

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.[4]

► Les Études par les méthodes numériques

Duncan a conclu que l'analyse par éléments finis est principalement concentrée sur la déformation plutôt que sur l'analyse de la stabilité des pentes, cependant, l'attention a été attirée que celles-ci sont utilisés pour évaluer la stabilité

Smith et Hobbs (1974) ont rapporté des résultats obtenus pour des pentes (dont $\phi_u=0$) en accord raisonnable de Taylor (1973).

Zienkiewicz et al (1975) ont étudié une pente avec les caractéristiques drainées: c' , ϕ' et ont obtenu un bon accord avec les solutions classiques du cercle de glissement.

Griffiths (1980) et al ont étendu ce travail et ont obtenu des résultats fiables de stabilité de la pente sur une large gamme de propriétés et géométries en comparaison avec les méthodes de Bishop et Morgenstern (1960).

Wong (1984) donne un résumé utile des sources potentielles d'erreurs dans la modélisation par éléments finis de stabilité de la pente.

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

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., ils ont montré que le pieu doit être situé au milieu de la pente pour atteindre le facteur de sécurité maximum .

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. Dans l'analyse de pente renforcée par pieux par Gagné et al. 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.

Gagné et al., en utilisant FLAC3D, ont tiré la conclusion que les pieux doivent être installés au milieu de la pente où la pression agissant sur les pieux est la plus grande.

Wei et Cheng, en utilisant également FLAC3D, ont considéré le problème de la pente renforcée par une rangée de pieux. Leurs résultats numériques ont montré que la position optimale des pieux se trouve entre le milieu de la pente et le milieu de la surface critique de glissement de la pente sans pieu et est très proche de la moyenne de la pente.[5]

► Etudes par la méthode de l'analyse limite :

Ausilio et Al. Développé une méthodologie pour l'analyse de la stabilité des pentes renforcé avec des pieux en utilisant l'approche cinématique de l'analyse limite. D'après leurs études, l'emplacement optimal des pieux dans la pente est la partie proche du pied de la pente où la force de stabilisation nécessaire pour augmenter le facteur de sécurité à la valeur de désirée devient minimale Ils ont également constaté que les pieux semblent être

très efficaces quand ils sont installés dans la région du milieu de la partie inférieure de la pente.

Nian et al ont conclu que l'emplacement optimal des pieux est proche du pied des pentes, où la force nécessaire pour augmenter la stabilité de la pente pour le facteur de sécurité de conception a la valeur la plus faible

La comparaison des valeurs de FS de la méthode de l'analyse limite à ceux obtenus par d'autres auteurs utilisant de différentes méthodes sont rapportés par Ausilio dans le tableau II-1 ci dessous

β (ratio)	c (kPa)	φ (degree)	FS analytical method	FS local FS method	FS Bishop's method	FS Eq. (13)
1:1	25	20	1.81	1.87	1.74	1.73
1:1	20	20	1.60	1.68	1.50	1.51
1:1	15	20	1.39	1.46	1.29	1.28
1:1	10	20	1.17	1.00	1.05	1.04
1:1	30	15	1.81	1.85	1.75	1.76
1:1	25	15	1.60	1.65	1.53	1.55
1:1	20	15	1.40	1.45	1.32	1.34
1:1	15	15	1.19	1.24	1.11	1.12
1:1	10	15	0.98	1.00	0.89	0.89
1:1	25	10	1.40	1.42	1.35	1.38
1:1	20	10	1.20	1.23	1.15	1.17
1:1	15	10	1.00	1.00	0.97	0.96
2:1	20	20	2.01	2.05	2.09	2.07
2:1	15	20	1.76	1.85	1.82	1.81
2:1	10	20	1.51	1.60	1.54	1.53
2:1	5	20	1.24	1.23	1.21	1.21
2:1	25	15	1.98	1.87	2.05	2.05
2:1	20	15	1.74	1.72	1.78	1.79
2:1	15	15	1.49	1.54	1.53	1.54
2:1	10	15	1.25	1.29	1.29	1.27
2:1	5	15	0.99	1.00	0.99	0.98
2:1	15	10	1.23	1.19	1.27	1.27
2:1	10	10	0.99	1.00	1.03	1.02

Tableau II.1: Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes différentes.

► Travaux utilisant la comparaison de différentes méthodes :

Cai et Ugai (2000) ont comparé les résultats obtenus à l'aide de la méthode de la 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 de stabilisation vis-à-vis des glissements de terrain dans les sols non homogènes et anisotropes et ont conclu que l'endroit le plus approprié de pieu est près du pied parce que la force de stabilisation nécessaire est minimale.

De ce qui précède, on constate que les résultats de toutes les études faite par les méthodes numérique analyses montrent que l'emplacement optimal des pieux est très proche du milieu de la pente, tandis que pour les résultats obtenus par les méthodes de l'analyse limite et de l'équilibre limite avec l'équation de Ito-Matsui, c'est les parties proche de la tête ou du pied de la pente qui donnent le meilleur facteur de sécurité.

Les divergences constatés sont en raison du fait que la force fournie par les pieux était considéré de différentes manières et en tenant compte ou non de l'interaction sol-pieu.[5]

II-3 Méthode de l'analyse limite pour l'étude de pentes renforcées par pieux :

II-3-1 Analyse limites des pentes sans pieux :

Dans l'analyse limite, la solution d'un problème de stabilité de la pente est habituellement exprimée soit en termes de la hauteur critique de pente ou d'une charge limite appliquée sur la partie du pieu au dessus de la surface de rupture.

S'il n'y a aucun chargement, la rupture peut-être provoqué par le poids du sol lui-même.

L'analyse de la stabilité de la pente est traditionnellement formulée en termes de facteur de sécurité par rapport des paramètres au sol, ce qui est analytiquement définis comme

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\phi}{tg\phi_m} \quad (1)$$

FS indique où le facteur de sécurité; c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol; c_m et ϕ_m sont la cohésion et l'angle de frottement mobilisés. En d'autres termes, FS est définie comme étant le facteur par lequel les paramètres du sol devraient être divisés pour donner déclencher le début de du glissement.

Le mécanisme cinématiquement admissible considéré dans cette méthode est représenté sur la Figure. 1, où la surface de glissement est décrite par l'équation log-spirale

$$r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \frac{tg\phi}{FS}} \quad (2)$$

où r_0 = rayon initial de la spirale logarithmique correspondant à l'angle θ_0 . La masse de sol à défaut tourne comme un corps rigide autour du centre de rotation avec une vitesse angulaire ω . Ce mécanisme, précédemment considéré par Chen, est géométriquement définie par les angles β , θ_0 , θ_h et l'angle de frottement de la résistance au cisaillement

mobilisée $\tan\phi/FS$. la géométrie de la pente est spécifiée par la hauteur H , α et β les angles, qui sont également indiqués dans la Figure(1).

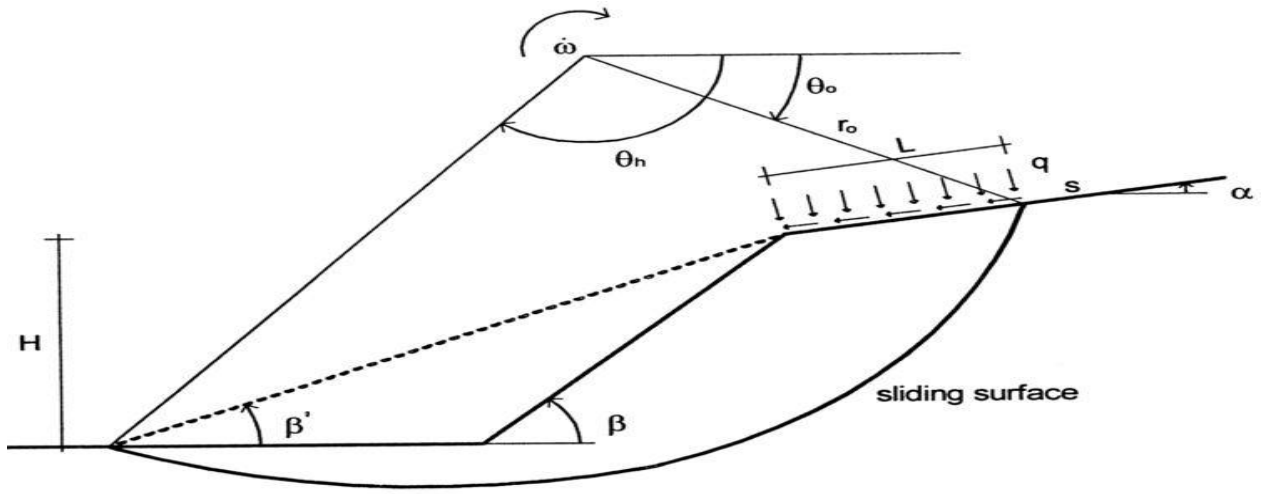


Fig.(II.1) :Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente

Le taux de travail externe est due à poids du sol et aux surcharges Q . Ces deux composantes du taux de travail externe sont indiqués dans cette étude comme W et Q : respectivement. Le taux de travail en raison du poids du sol prend la forme.

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3 - f_4] \quad (3)$$

où γ est le poids unitaire du sol; les fonctions f_1 - f_4 dépendent des angles θ_0 , θ_h , α , β et β_0 , et l'angle de frottement de la résistance au cisaillement mobilisée. Les expressions de f_1 - f_4 peut être trouvé dans plusieurs ouvrages. Dans la dérivation de l' Eq. (3), il est supposé que la surface de glissement passe au-dessous de la base de la pente (Fig.2). Toutefois, pour le cas dans lequel la surface de glissement passe par le pied de la pente, la même expression pour W : peut être utilisé à condition $f_4 = 0$ et $\beta_0 = \beta$.

Lorsque la pente est soumise à une surcharge, comme le montre la Figure 2, la taux de travail effectué par cette charge est :

$$Q' = q L \dot{\omega} \left[r_0 \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{L}{2} \right] + s L \dot{\omega} r_0 \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (4)$$

Où L est la distance entre la surface de rupture à la partie supérieure de la pente et le bord de la pente (Fig. 1); q = surcharge de traction normale appliquée et s est la surcharge et tangentielle appliquée.

Pour le mécanisme bloc rigide considéré, la seule dissipation d'énergie a lieu le long de la surface de glissement. Le taux de dissipation d'énergie, D :, peut être écrit comme suite :

$$\dot{D} = \frac{c r_0^2 \dot{\omega}}{2 \tan \phi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \phi}{FS}} - 1 \right] \quad (5)$$

En égalisant à la limite de rupture le taux de travail externe au taux de dissipation de l'énergie, nous avons

$$\dot{W} + \dot{Q} = \dot{D} \quad (6)$$

Le remplacement dans cette dernière equation par les expressions W: Q: et D: donne

$$\gamma \frac{H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + q B \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + s B \sin(\theta_0 + \alpha) = \frac{c}{2tg\varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - 1 \right] \quad (7)$$

ou'

$$A = \frac{\sin \beta'}{\sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (8)$$

$$B = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha) \sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (9)$$

Les quantités A et B peuvent être liées à H et L, respectivement, de la manière expressions suivante :

$$H = A r_0 \quad (10)$$

$$L = B r_0 \quad (11)$$

où la distance L est indiqué dans la figure. 2.

Pour une valeur de FS donnée, une limite supérieure pour la hauteur de la pente est obtenu en résolvant l'équation.(7), à savoir :

$$H = \frac{A}{\gamma} \frac{c}{2 tg\varphi} \left[\frac{e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - 1 - q B \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] - s B \sin(\theta_0 + \alpha)}{(f_1 - f_2 - f_3 - f_4)} \right] \quad (12)$$

La borne supérieure de H peut être trouvé en minimisant la fonction $H = f(\theta_0; \theta_h; \beta')$ par rapport à $\theta_0; \theta_h$ et β' . Les angles ainsi obtenus définissent la surface de glissement potentiel. En outre, en remplaçant ces angles dans l'équation. (12) la hauteur critique de la pente est déterminée. Ceci est la hauteur maximale à laquelle il est possible pour la pente reste stable avec la valeur de FS supposé où H désigne la hauteur réelle de pente. Dans l'équation. (13), les quantités inconnues sont $\theta_0; \theta_h; \beta'$ et FS. Par conséquent, la solution de l'équation. (13) donne à la fois les valeurs de FS et la position de la surface de glissement potentiel. La vraie valeur du coefficient de sécurité pourrait alors trouvé par une procédure

itérative dans laquelle les paramètres de résistance de sol sont progressivement modifiés en fonction de l'équation. (2), jusqu'à ce que la hauteur critique est égale à la hauteur réelle la Pente.

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \beta'} = 0 \\ H = H_{\text{actual}} \end{cases} \quad (13)$$

II-3-2 Analyse limites des pentes avec pieux :

L'approche cinématique de l'analyse limite est utilisée aussi pour l'analyser de la stabilité des pentes renforcées avec une rangée de pieux.

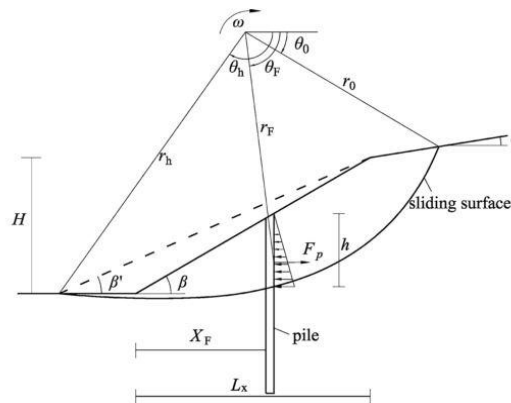


Fig.(II.2) :Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux.

Dans ce cas le taux de travail extérieur est toujours obtenu par l'équation 1

Alors que le taux de dissipation d'énergie est composé de deux parties:

Celle due à la résistance du sol qui peut être écrite sous la forme

$$D1 = c r_0^2 \omega f_5 \quad (1)$$

Et celle due à la présence du pieu prise en compte par la force latérale est supposé être appliqué à la masse de sol au dessus de la surface de rupture. Ainsi, le taux de la dissipation d'énergie par des piles peut être calculé comme suite :

$$D2 = F_p \sin \theta_f r_f \omega \quad (2)$$

où F_p est la force exercée sur la largeur de l'unité de glissement masse par les pieux, r_f est le rayon de la rotation sur le centre, et l'angle θ_f spécifie la position de la conservant pieu. Le taux total de la dissipation de l'énergie est donnée par la somme de $D1$ et $D2$. Par

conséquent, en égalisant le taux de travail externe au taux de dissipation de l'énergie la valeur de la force F_p dans les pieux est

$$F_p = \frac{8 r_0(f_1 - f_2 - f_3 - f_4) - c r_0 2 f r}{\sin \theta f r f} \quad (3)$$

L'équation (3) donne la force par unité de largeur de sol que doit être fourni par une rangée de pieux pour atteindre la valeur du facteur de sécurité de la pente. Dans l'équation. (3), F_1 - f_5 sont fonctions de F , les propriétés du sol et la géométrie de la pente. Pour toute surface de rupture connu, le seules inconnues sont F_p et F . Si F_p est connu, le facteur de sécurité peut être obtenu. En considérant toutes les surfaces de glissement possibles, un facteur de sécurité minimum de la pente peut être trouvé.

La valeur de F_p est estimée en utilisant la théorie de la plasticité développée par Ito et Matsui. pour calculer les pressions des terres sur une rangée de pieux passives. Le sol autour des piles est supposé être dans équilibre plastique, satisfaisant le critère d'écoulement de Mohr-Coulomb la charge latérale agissant sur les piles peut être calculé indépendamment de l'état d'équilibre du pente. Selon ces hypothèses, , la force latérale par unité d'épaisseur de la couche de sol agissant sur les pieux, p est estimée par l'équation suivante :

$$P(z) = cA \frac{1}{N\phi \operatorname{tg} \phi} \left\{ \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N\phi \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right] - 2 N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg} \phi - 1 \right\}^{\frac{2 \operatorname{tg} \phi + N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{\frac{-1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg} \phi + N\phi - 1}} -$$

$$C(D_1 \frac{2 \operatorname{tg} \phi + 2 N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{\frac{-1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg} \phi + N\phi - 1} - 2 D_2 N\phi^{\frac{-1}{2}})$$

$$+ \frac{\gamma z}{N\phi} \{ A \exp [(D_1 - D_2 / D_2) N\phi \cdot \operatorname{tg} \xi \cdot \operatorname{tg} (\pi / 8 + \pi / 4)] - D_2 \} \quad (4)$$

où D_1 = centre-à-centre espacement entre les pieux D_2 = ouverture entre les piles,

$D_1 - D_2$ = diamètre du pieu,

c = unité de masse de sol, z = profondeur de la couche de sol à partir de la surface du sol

$$N\phi = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{2} \right) \text{ et } A = D_1 (D_1 / D_2)^{N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg} \phi + N\phi - 1} \quad (5)$$

. La force latérale totale agissant sur le pieu en raison de la déformation plastique de la couche du sol, F_p , Peut être obtenue en intégrant l'équation. (5) le long de la profondeur du pieu au dessus de la surface de glissement.

Comme la valeur de F_p est en relation avec la longueur des pieux entre la surface de rupture et la surface du sol, à chaque fois qu'une nouvelle surface est sélectionnée, la valeur de la force F_p est calculée en fonction de la surface de rupture. Cette force est alors utilisée dans l'équation. (3) afin de déterminer une nouvelle sécurité facteur [5].

II-3-3 Les avantages et Les inconvénients de la méthode d'analyse limite :

► Les avantages :

Les avantages d'une approche des éléments finis à l'analyse de la stabilité des pentes sur les méthodes de l'analyse limite traditionnels peuvent être résumés comme suit:

1-Aucune hypothèse ne doit être faite à l'avance sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture. L'échec survient «naturellement» à travers les zones au sein de la masse de sol dans lequel la résistance au cisaillement des sols est incapable de résister aux contraintes de cisaillement appliquées.

2-Comme il n'y a pas de notion de tranches dans l'approche par éléments finis il n'y a pas besoin d'hypothèses sur les forces latérales de tranche. La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que "l'échec" soit atteint.

3- Si les données de compressibilité du sol réaliste est disponible, les solutions d'éléments finis seront donnent des informations sur des déformations au travail des niveaux de stress.

4. La méthode des éléments finis est capable de surveiller défaillance progressive jusqu'à et y compris une insuffisance globale de cisaillement.

► Les inconvénients : les inconvénients majeurs d'utiliser cette approche sont récapitulés comme (1) les suppositions sont trop simples, (2) on ne considère pas de mécanismes d'interaction de structure de sol.[6]

II-4 La méthode de réduction de la résistance au cisaillement du sol :

II-4-1 Principe de la méthode :

Cette méthode, basée sur le calcul dans le domaine plastique du terrain de la pente, et la détermination des déplacements et des déformations en tout point du sol, et par la suite les contraintes de cisaillement développées, ce qui nécessite l'utilisation des approches numérique et qui justifie que cette méthode ne peut être utilisé qu'avec la méthode des différences finies ou des éléments finis avec un maillage approprié de la pente, la surface de glissement probable est celle correspondant aux point où les contraintes de cisaillement sont maximales,

Pour calculer le facteur de sécurité on diminue progressivement la résistance au cisaillement du sol jusqu'à la rupture, le facteur de sécurité local = la résistance du sol initial / la résistance du sol à la rupture, Le facteur de sécurité global de la pente est la moyenne de tous les facteurs de sécurité locaux de la surface de glissement.

II-4-2 Détermination du coefficient de sécurité :

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 :

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

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 ϕ'_f sont donc donnée par:

$$c'_f = c' / SRF$$

$$\phi'_f = \tan^{-1} \frac{\tan \phi'}{SRF}$$

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 ϕ' . [7]

II-4-3 Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement :

► Les avantages :

- ❖ Aucune hypothèse ne doit être faite à l'avance sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture. L'échec arrive "naturellement" par les zones dans la masse de sol dans laquelle le sol dans lequel 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 d'hypothèses supplémentaires sur les forces latérales de tranche. La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que la rupture soit atteinte.

- ❖ Si des données réelles de compressibilité du sol sont disponibles, les solutions par éléments finis donnent des informations sur des déformations subies par le sol sous des contraintes données
- ❖ La méthode des éléments finis est capable de surveiller la rupture progressive jusqu'au bout y compris la rupture globale de cisaillement

► **Les inconvénients :**

Les principaux inconvénients de la méthode de réduction de la résistance au cisaillement est le temps de nécessaire à construire le modèle et à le résoudre cependant cette difficulté est largement dépassées par l'évolution et la baisse des coûts de matériel informatique. Un ordinateur de bureau avec un processeur standard suffisent pour des calculs d'ordre ordinaire.

II.5 Conclusion:

L'utilisation de pieux pour améliorer la stabilité des pentes a montré son efficacité dans plusieurs cas pratiques.

Plusieurs efforts ont été fournis par plusieurs chercheurs pour quantifier l'apport des pieux à la sécurité vis-à-vis du glissement.

Certains de ces travaux ont élargi la méthode de l'analyse limite précédemment utilisée pour l'analyse des pentes seules à l'étude des pentes renforcées par pieux est supposant que la présence des pieux crée une force stabilisante dans le sol

D'autres chercheurs ont utilisé la méthode de réduction de la résistance au cisaillement avec les moyens et les techniques des différences finies et des éléments finis. Cette méthode, basée sur le calcul dans le domaine plastique du terrain de la pente calcule les déplacements et les déformations dans la masse du sol puis au moyen de la loi de comportement les contraintes de cisaillement développées en tout point du sol sont déterminées, La surface potentielle de rupture est celle pour laquelle les contraintes de cisaillement calculées sont maximales.

CHAPITRE03 : ETUDE D'UN CAS PRATIQUE PAR LES DEUX METHODES

III-1 introduction :

La pente renforcée par une rangé de pieux étudiée par Xinpo Li et Al (2012) et initialement analysée par Ausilio et Al (2001) par la méthode l'analyse limite 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'analyse limite 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 .

III-2 Présentation du cas étudié :

La pente étudiée ici est une pente constituée d'une couche homogène considérée infinie en profondeur, elle est inclinée d'un angle 30° et elle a 10m de hauteur. Le sol constituant la couche présente les caractéristiques suivantes :

- La cohésion non drainée : $C_u = 23.940 \text{ KN/ m}^2$
- La densité de sol : $\gamma = 19.63 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement $= 10^\circ$
- Le module d'élasticité : $E = 11970 \text{ KN/ m}^2$
- le coefficient de Poisson : ν est proche de 0.3

Cette pente est renforcée par une rangé 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 et enfin leur diamètre.

Pour l'étude de l'effet de l'emplacement on a fixé le diamètre des pieux à 0.9 m et l'espacement entre pieux à 2.25 m.

Pour l'étude de l'effet de l'espacement on a fixé le diamètre à 0.9 m et on a choisi l'emplacement optimal.

Pour l'étude de l'effet du diamètre on a fixé l'espacement à 2.25m et on a choisi l'emplacement optimal.

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

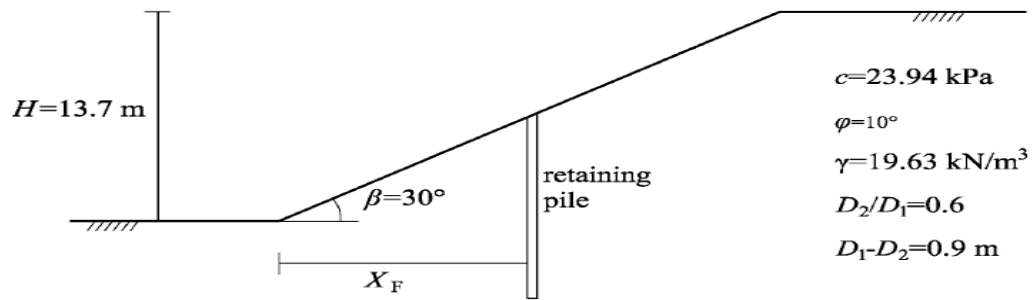


Fig.(III.1) Profil, et caractéristiques géométriques de la pente étudiée

III-3 Présentation du logiciel utilisé :

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), est développé par la société américaine ITASCA Consulting group, est spécialement conçu pour les problèmes de géomécanique en général, et pour les problèmes de mécanique des sols en particulier.

Flac est basé sur la méthode des différences finies. Les concepteurs de ce code ont utilisé un concept appelé « méthode des éléments lagrangiens ». Il consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites (Billaux [1993]).[8]

III-4 Principe de résolution numérique dans du logiciel FLAC2D :

Contrairement à la plupart des autres codes basés sur la méthode des éléments finis, FLAC2D utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoires ; mais un grand nombre d'itérations, (Itasca Flac User's guide, [2005]). Ce code a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique, intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique.

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolutions numériques d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites. La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement, (Desai & Christian [1977]).

L'approche des différences finies utilisée dans FLAC est basée sur la méthode de Wilkins[1964] et permet de formuler les équations des différences finies pour les éléments de forme quelconque. On peut donner n'importe quelle forme aux limites, et faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments triangulaires à 3 nœuds.

En pratique, la méthode des différences finies est très proche de la méthode des éléments finis. Par opposition à la méthode (implicite) des éléments finis qui requiert que les quantités de champs (contraintes, déplacements et leurs dérivées) varient pour chaque élément suivant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres et pour lesquelles la formulation consiste à ajuster ces paramètres afin de minimiser les termes d'erreur ou l'énergie, la méthode (explicite) des différences finies est une technique numérique qui résout des séries d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points discrets dans l'espace.

Les deux méthodes produisent des séries d'équations algébriques à résoudre. Les programmes par éléments finis combinent les matrices d'éléments dans une grande matrice globale dite de « raideur », tandis que la méthode explicite des différences finies opte pour une mise à jour des équations à chaque pas de calcul.

Pour des problèmes linéaires, ou de faibles non-linéarités, les techniques implicites sont plus efficaces que les techniques explicites. Mais à mesure que le degré de non-linéarité du système augmente, les chargements imposés doivent être appliqués sous forme d'incrément de plus en plus petits, ce qui implique une dépense informatique bien supérieure à celle des techniques explicites qui les gèrent mieux pour ce type de problème.

Dans les modèles éléments finis et différences finis, la rupture dans une pente ou un talus se produit naturellement dans les zones où la résistance au cisaillement de la masse rocheuse est incapable de supporter les contraintes induites, c'est-à-dire si aucune distribution de contraintes ne peut être trouvée qui soit simultanément capable de satisfaire à la fois le critère de rupture (Mohr-Coulomb, par exemple) et l'équilibre global. Il n'est donc pas besoin de faire d'hypothèses sur la forme ou la localisation de la surface de rupture : la rupture de la pente et la non-convergence numérique ont lieu en même temps et sont accompagnées par une augmentation très forte des déplacements aux nœuds.

C'est la formulation Lagrangienne qui permet de bien suivre ces grands déplacements. Selon son principe de fonctionnement, chaque incrément de déplacement est ajouté aux coordonnées de la grille, qui se déplace et se déforme au fur et à mesure des sollicitations (principe des grandes déformations). Au contraire, avec une formulation de type Eulérienne le matériau se déplace et se déforme relativement à une grille fixe (principe des petites déformations).

Le logiciel FLAC2D a été conçu pour opérer dans un espace bidimensionnel. L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés.

En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative, (D. Touitou, [2002]).

La figure III.2 ci-dessous présente le procédé général de résolution adopté dans Flac

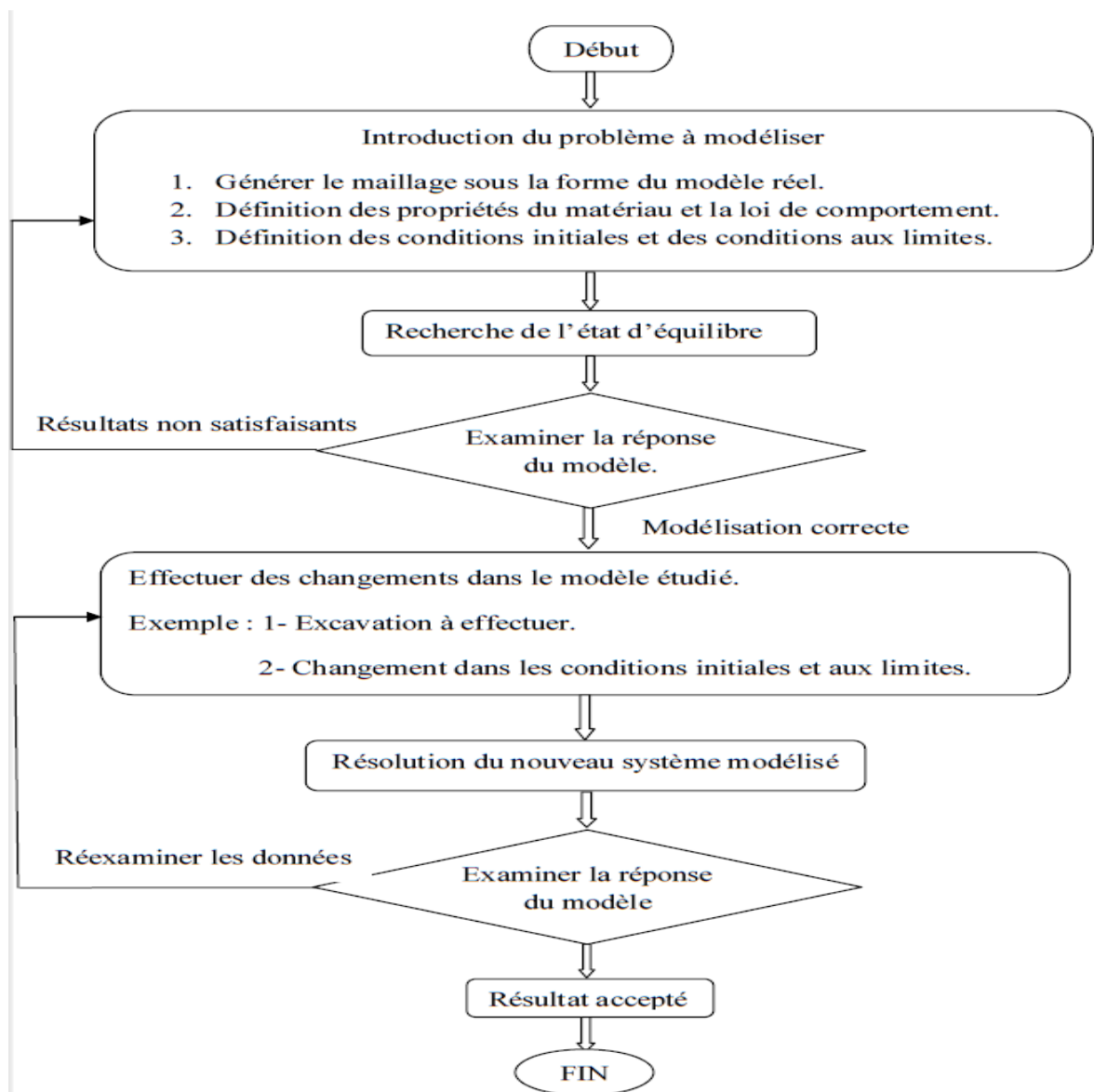


Fig. (III .2.) Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D.

III-5 Modes de Travail du code FLAC2D :

Il existe deux interfaces dans FLAC, la première qui se base sur l'introduction des données par commande ligne en utilisant le langage FISH, donc la modélisation et l'analyse sont réalisées grâce à un programme qu'il faut confectionner (figure III.3).

```

                                F L A C: VERSION 5.00
                                +-----+
                                | 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
          TPFLOW

Memory:   8.00 MBytes
Precision: Single

flac:c mem.dat
>
>;Title:PFE
>
>;... STATE: 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
>group 'sol1' region 92 20
>model mohr group 'sol1'
>prop density=1963.0 bulk=9.975E6 shear=4.60385E6 cohesion=23940.0 &
>friction=10.0 dilation=0.0 tension=0.0 group 'sol1'
>set gravity=10.0
>set force= 100.0
>save model.sav
Deleting existing file
>
```

Fig.(III.3) Lancement de Flac en mode Command line

La deuxième interface est le GIIC « *Graphical Interface for Itasca Codes* » (Figure III.4), cette dernière est pilotée par des menus déroulants, des boîtes de dialogues et des barres d'outils développées pour aider les utilisateurs de FLAC.

Parmi les caractéristiques de FLAC GIIC on peut citer :

- Définition du projet à modéliser en mode entièrement graphique.
- Possibilité de présentation graphique du domaine étudié et de la représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul.
- Facilité d'effectuer une analyse statique et dynamique.

- Possibilité de composer librement les impressions.

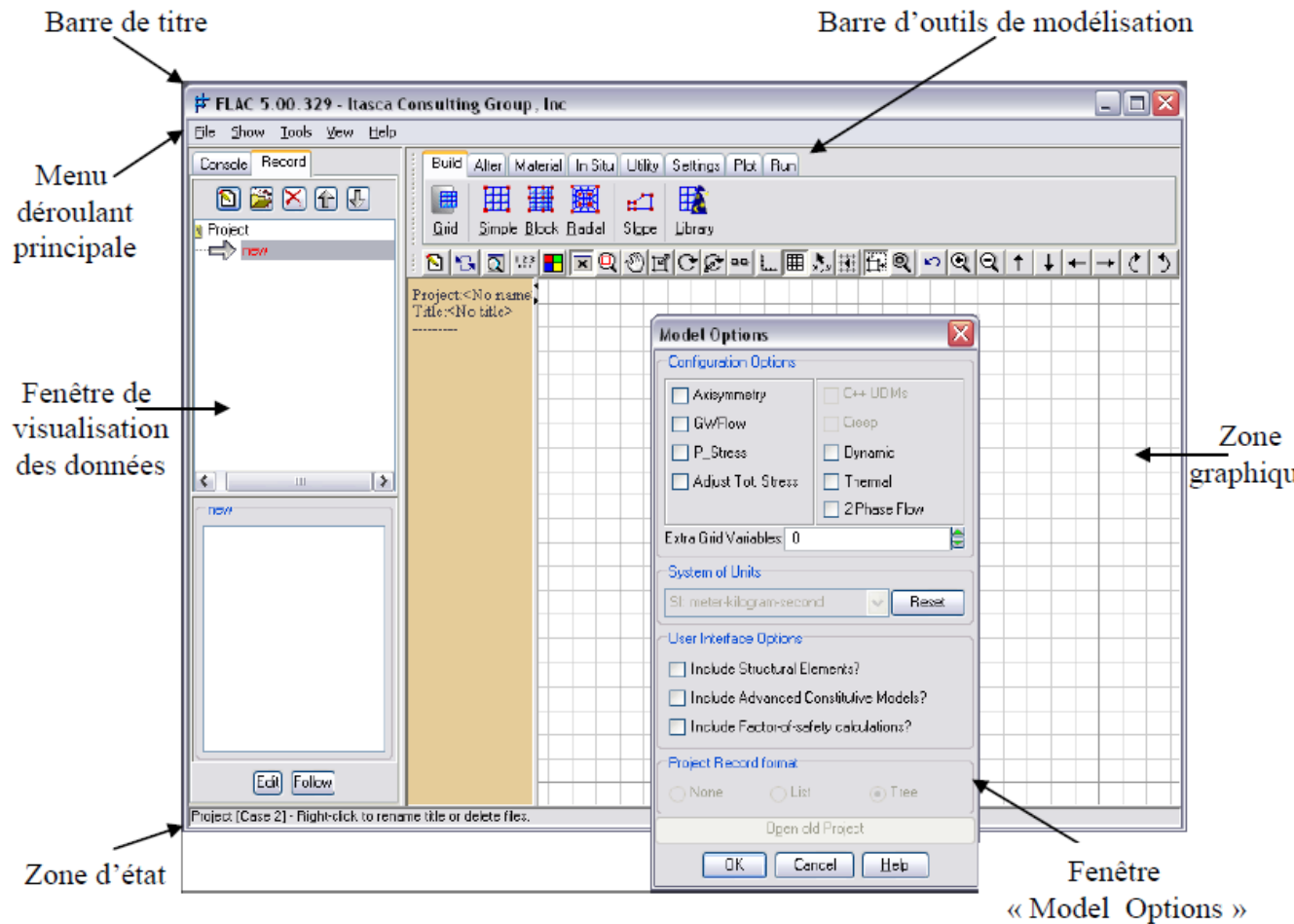


Fig. (III.4) : Le bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC 2D.

La fenêtre de dialogue « *Model Options* » (figure III.5) apparaît à chaque lancement du logiciel FLAC GIIC ou bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet.

Cette fenêtre permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique....etc.). On peut sélectionner aussi le système d'unité à utiliser tout au long de l'analyse, ainsi que les modèles de comportement définis dans FLAC GIIC. Des éléments structuraux peuvent être aussi inclus dans le modèle à analyser.

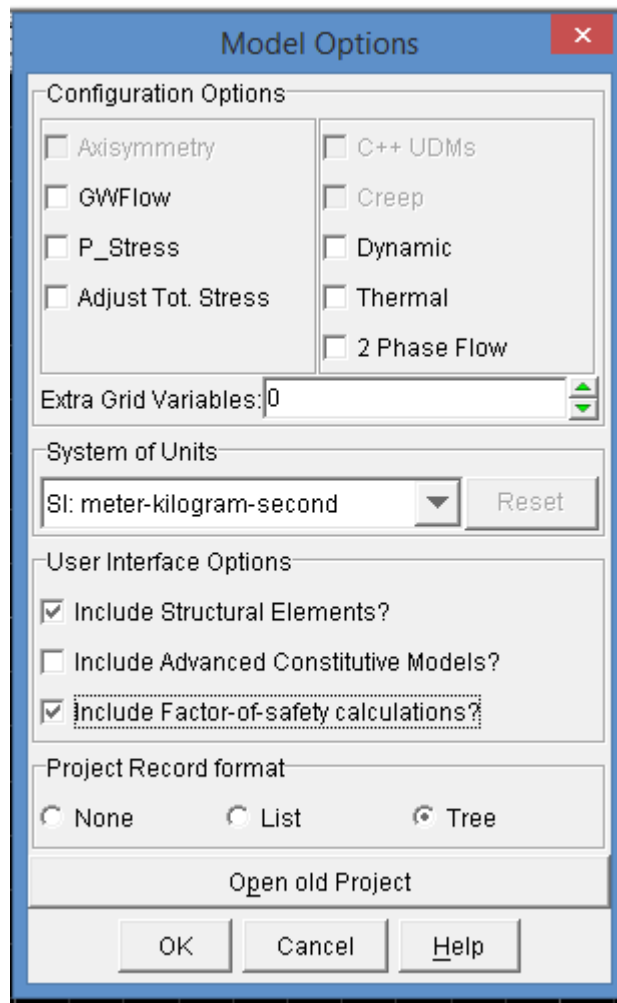


Fig.(III.5) : Fenêtre de dialogue « Model Options » dans la configuration graphique de FLAC 2D

III-6 Création et analyse du modèle en Flac 2D:

III-6-1 Générations de la géométrie :

La géométrie des problèmes dans FLAC est définie par des régions en utilisant des grilles et points nodaux et tables. FLAC organise les grilles et les points nodaux en mode lignes et colonnes. Ils sont dispensés dans la direction horizontale exprimée en termes de « i » et dans la direction verticale exprimée en termes de « j ». Une géométrie approchée est créée par le menu **<Build>** et modifiée pour représenter la géométrie réelle regroupant les couches et les niveaux des nappes par le menu **<Alter>**. Des tables peuvent être créées à partir du menu **<Utility>** pour présenter les niveaux des nappes ou pour séparer les différentes couches du sol si leur création directe par les régions est difficile.

En spécifiant les dimensions du pente en utilisant le bouton **<build>** dans la barre d'outil puis **<slope>**

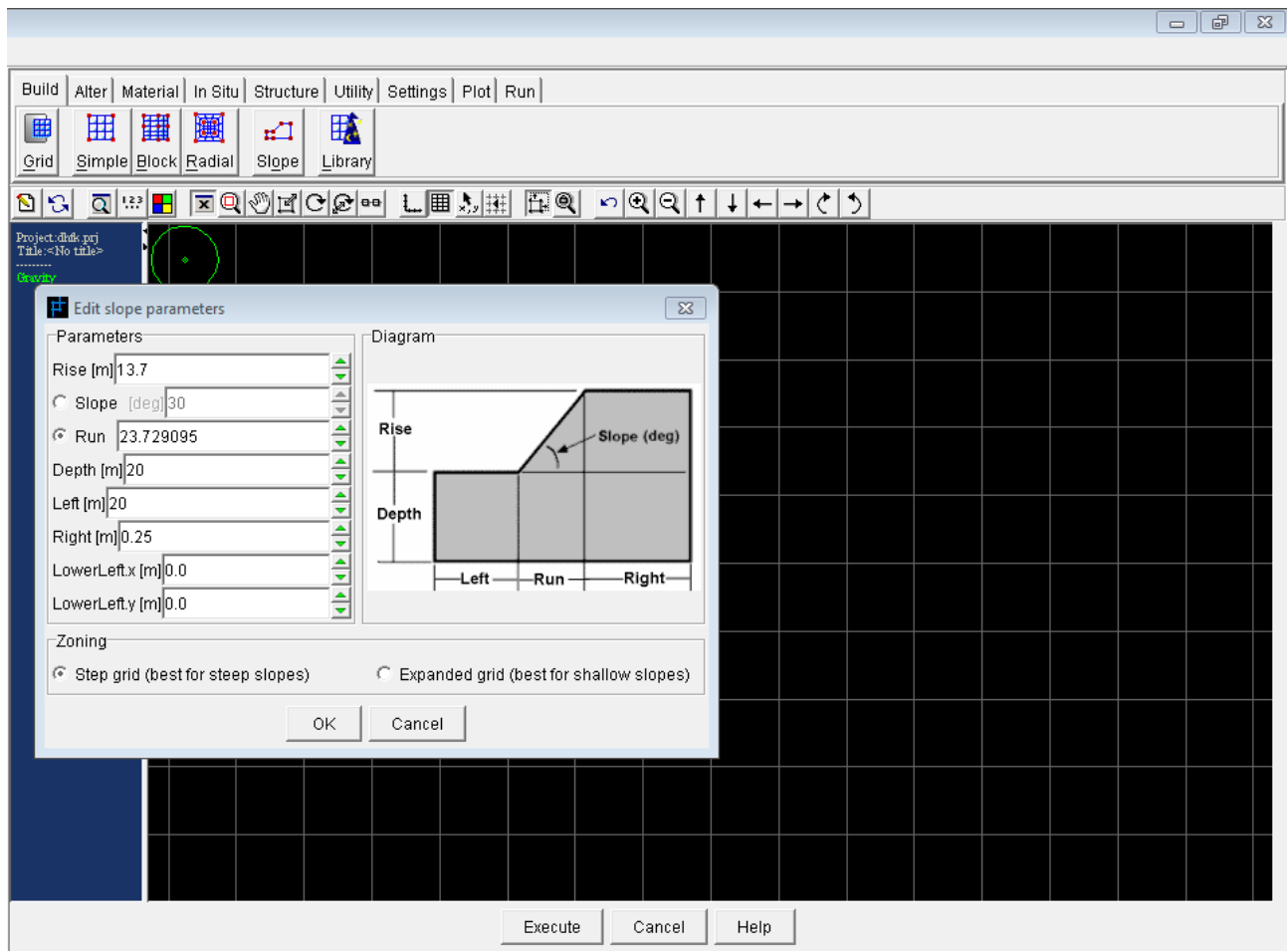


Fig.(III-6) : Fenêtre de dialogue « edit slope parametres » dans la configuration graphique de FLAC 2D

III-6-2 Définition des propriétés mécaniques des matériaux : Menu Material

Les caractéristiques des matériaux constituant les différentes couches du sol sont précisées et affectés au dites couches en utilisant le menu **Material**.

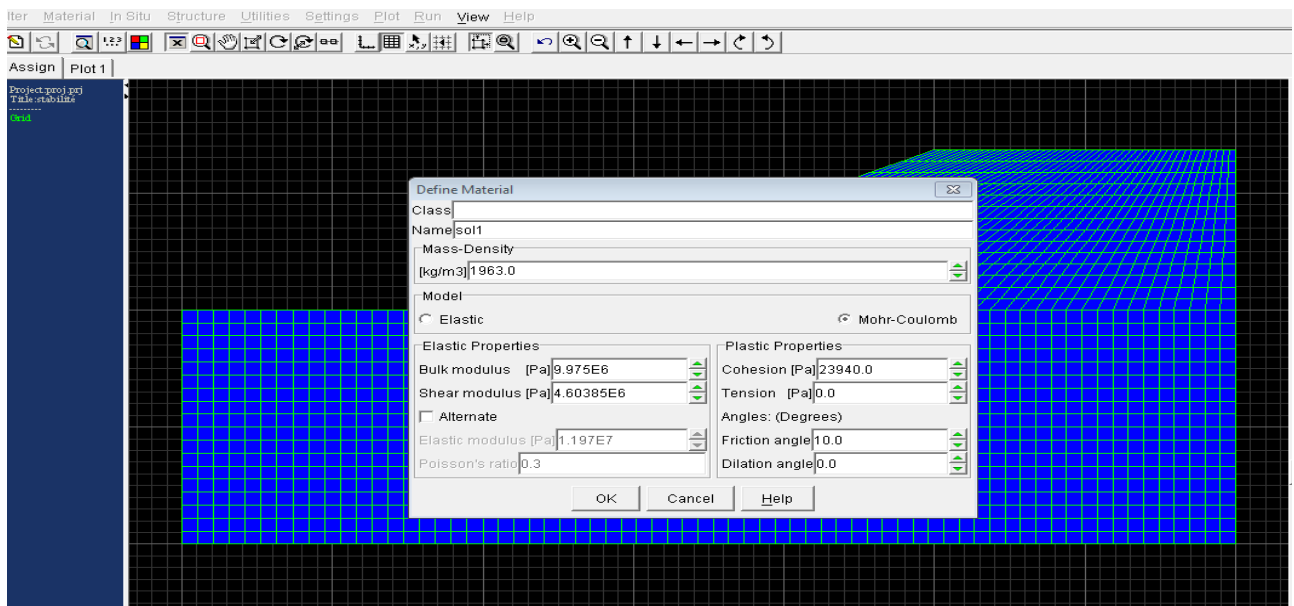


Fig.(III-7) : Fenêtre de dialogue « define material » dans la configuration graphique de FLAC 2D

III-6-3 Définition des différents chargements et des différentes conditions initiales

Menu IN situ :

Ceci permet l'application de forces ponctuelles ou réparties, de déplacements, de vitesses, de pressions mécaniques, de contraintes, de pressions interstitielles, de températures, de flux d'échanges thermiques. L'état initial le plus adapté sera représenté par le menu <in situ>.

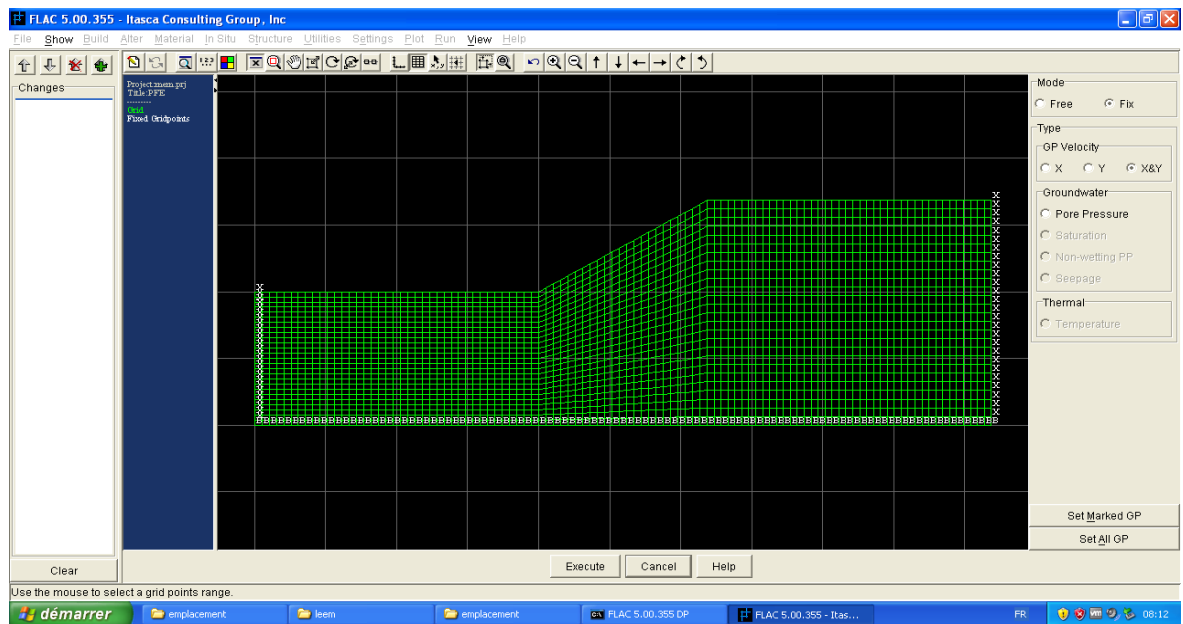


Fig. (III.8) Définition des conditions aux limites en déplacements Menu In Situ option Fix

III-6-4 Introductions des paramètres de calcul : Menu Setting :

Avec lequel on précise la tenue en compte de la gravité, de préciser la nature du calcul en petites ou en grandes déformations, les nombres d'itérations du calcul, la précision etc.

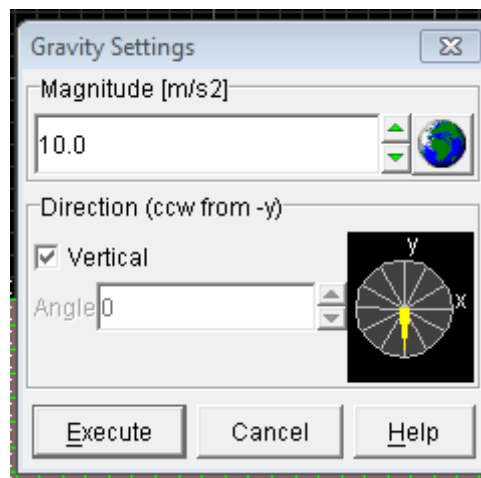


Fig.(III-9) : Fenêtre de dialogue « gravity settings » dans la configuration graphique de FLAC 2D

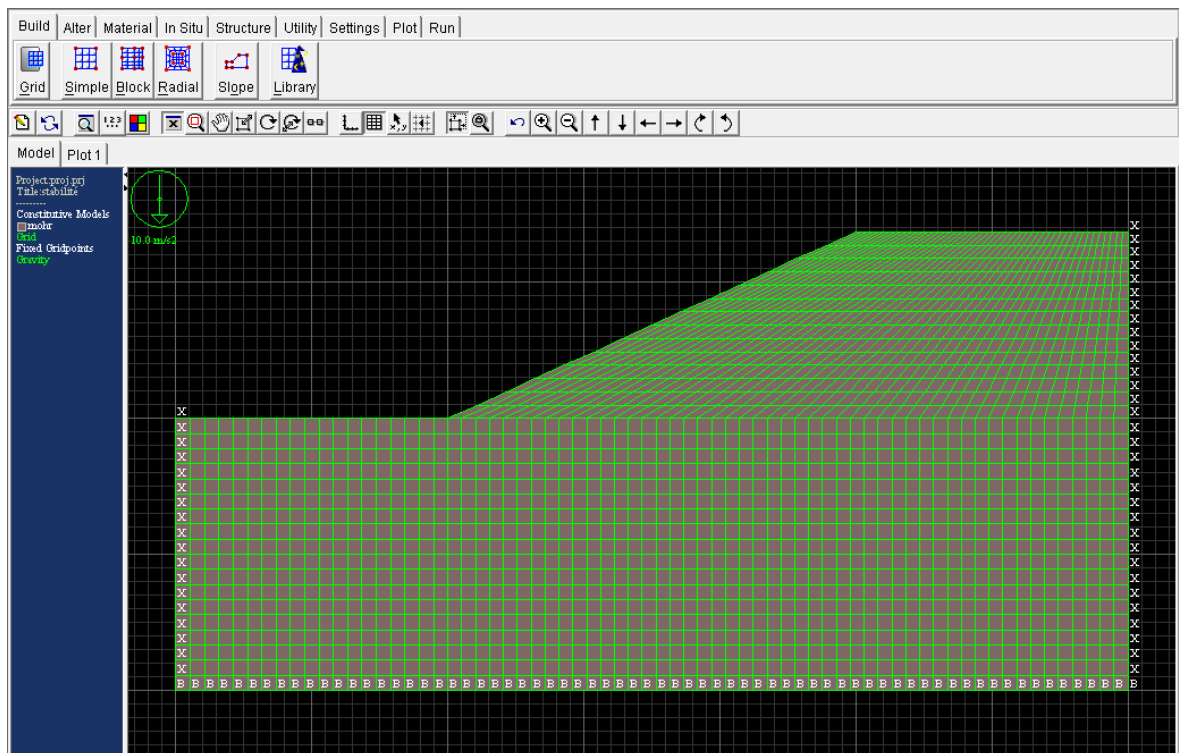


Fig.(III-10) : géométrie et maillage de la pente

III-6-5 calcul de l'équilibre élastique initial (calcul en petites déformations):

Après avoir défini dans le menu Setting la valeur de la force non équilibrée, on appui sur le bouton < **Run** > puis < **Solve** > pour exécuter les calculs.

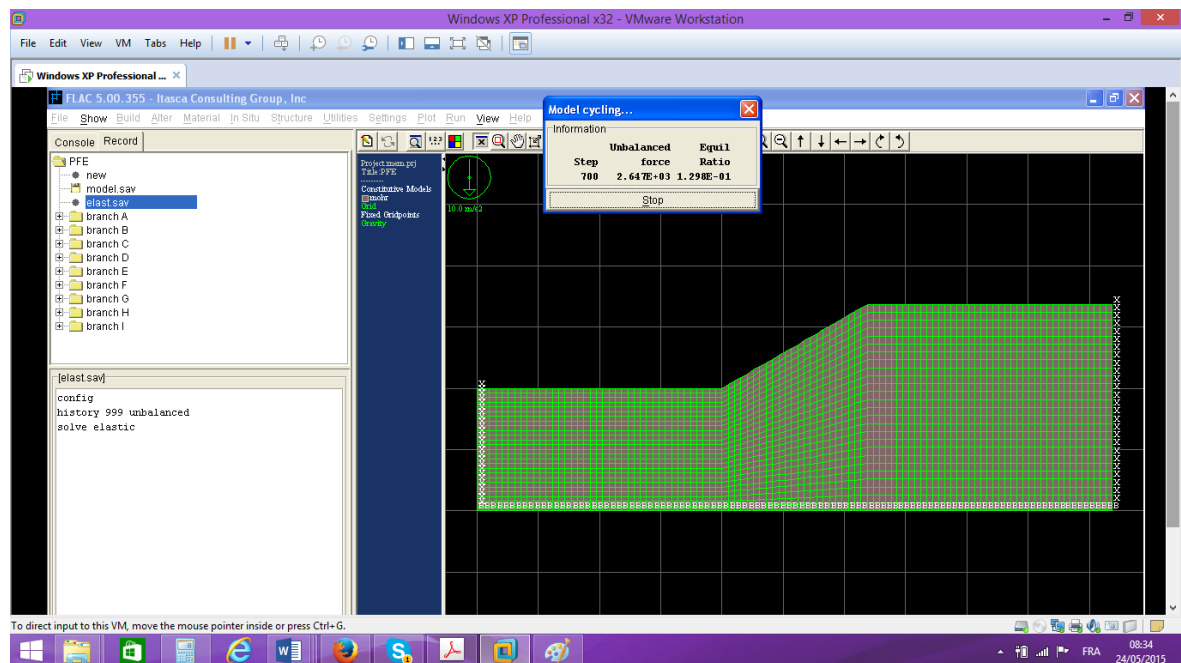


Fig.(III-11) : calcul de l'équilibre initial en petites déformations le coefficient de sécurité

III-6-6 calcul de l'équilibre plastique I (calcul à grandes déformations):

Pour passer à l'étape des calculs plastiques à grandes déformations on doit d'abord spécifier ce mode de calcul en cochant dans le menu < **settings** > -< **mech** >. La case

"largestrain" puis en spécifiant le nombre d'étapes de calcul à utiliser et en appuyant le bouton cycle.

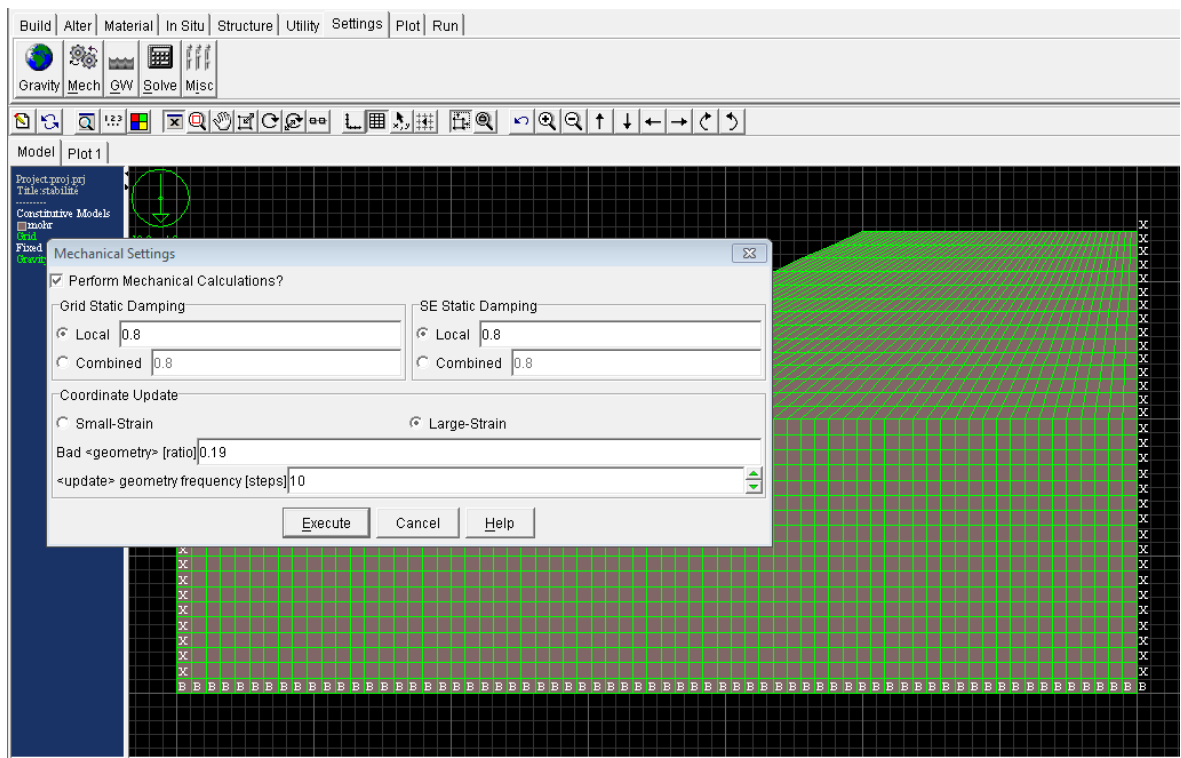


Fig.(III-12) :calcul à grande déformations: fenêtre mechanical setting.

III-6-7 calcul du facteur de sécurité vis-à-vis du glissement :

On lance le calcul du coefficient de sécurité par le bouton<Run> puis <SolveFoS>.

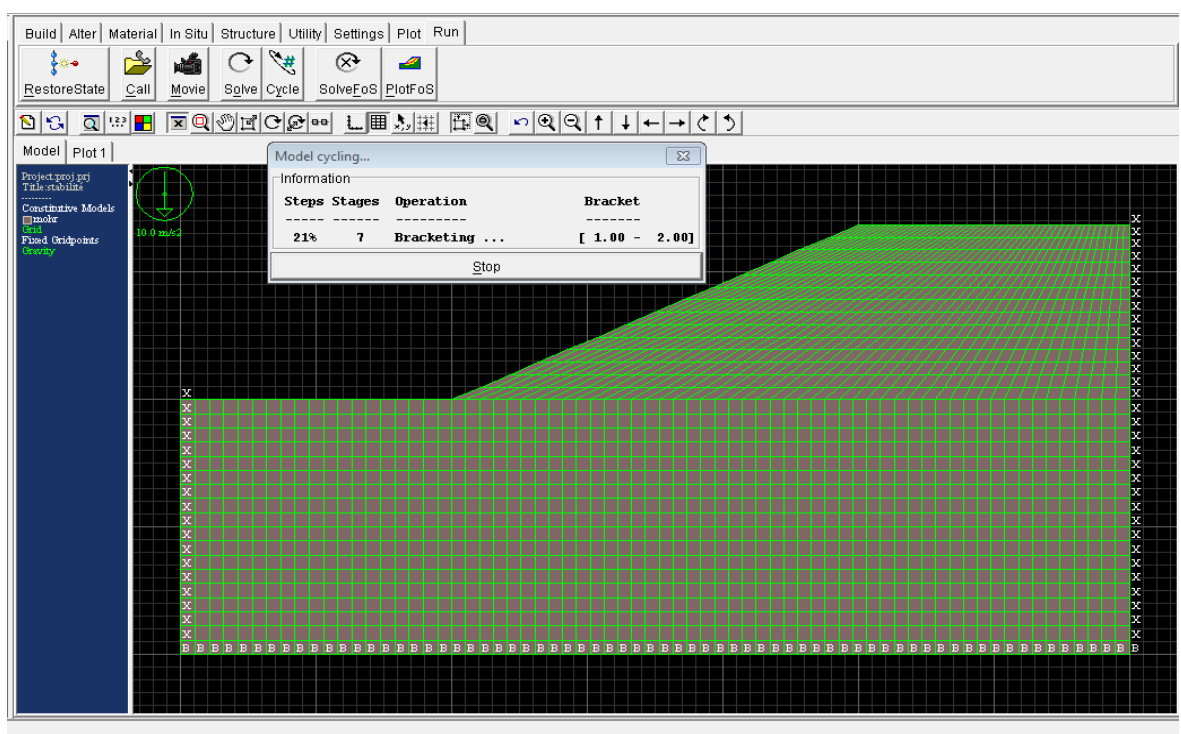


Fig.(III.13) Calcul du facteur de sécurité.

III-7 Introduction des éléments de renforcements Menu Structures :

La géométrie et le positionnement des éléments de renforcements sont précisées à l'aide du menu < **Structures** pile>. A partir de l'état initial élastique. Les caractéristiques du pieu ainsi que l'espacement est défini à partir du menu < **Structures**>SFProp

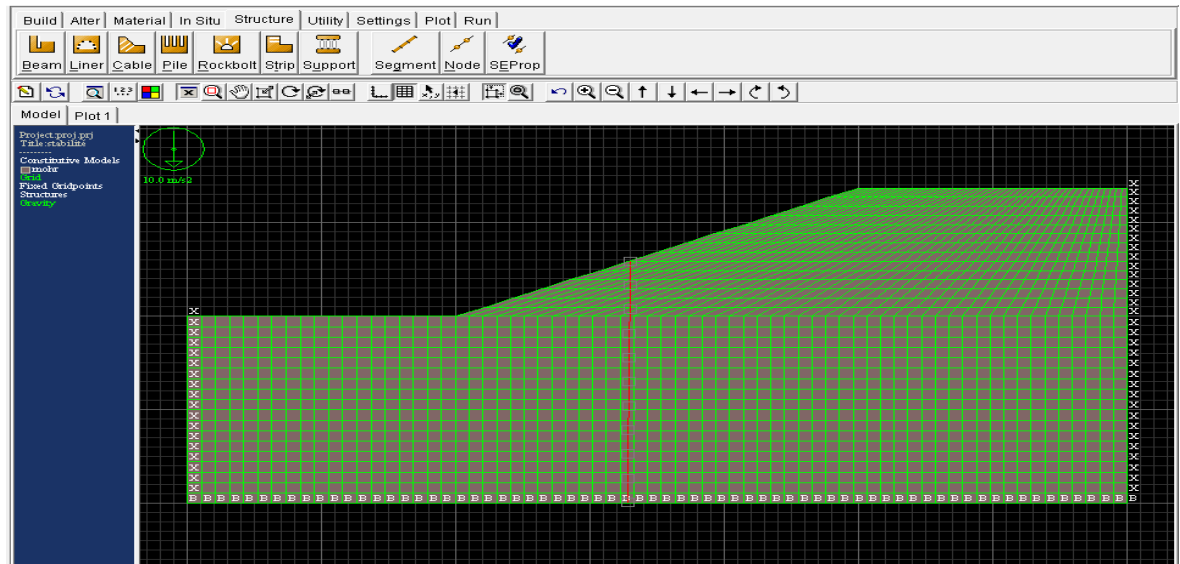


Fig.(III-14) : Définition et positionnement du pieu

III-8 Exécution de l'analyse de la pente renforcée:

L'analyse du problème avec les paramètres déjà précisés est effectuée par le menu < **Run**>, cycle en précisant au préalable le nombre d'étapes de calcul et en s'assurant que ce nombre suffit pour justifier la précision et la tolérance choisies. Une fois le calcul est terminé on passe au calcul du nouveau facteur de sécurité. Les résultats concernant les déplacements et les contraintes dans le sol ainsi que les efforts sollicitant les éléments de renforcement peuvent être édités à l'aide du menu < **Plot**>.

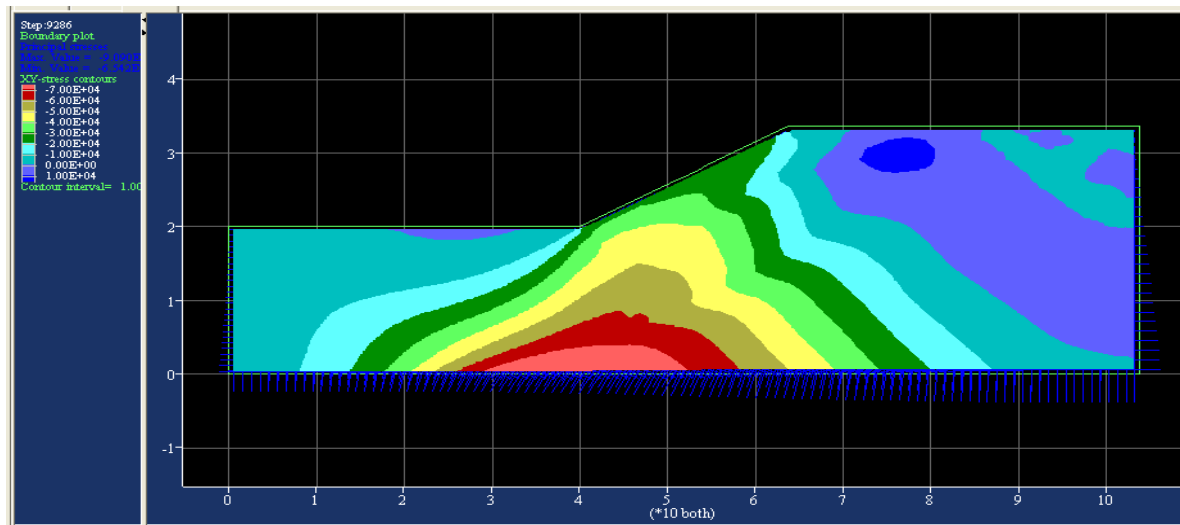


Fig.(III.15) Exemple de résultat: Contraintes tangentielle dans le masse du sol de la pente

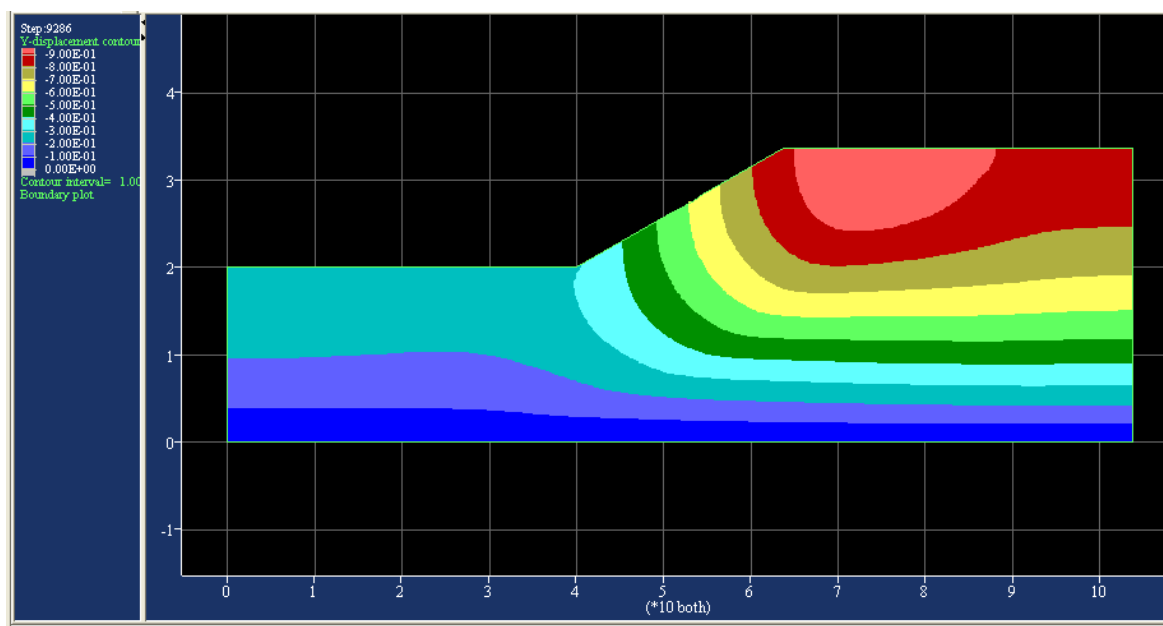


Fig.(III.16)Exemple de résultat: déplacements dans le sens y dans le masse du sol de la pente

III-9 Présentation et interprétation des résultats :

III-9-1Résultats de l'analyse limite :

Dans cette méthode on fixe un facteur de sécurité désiré et on cherche la force nécessaire requise des pieux ce qui permet de déterminer la profondeur et par suite la position du pieu à partir de la surface de glissement adoptée qui est ici une spirale logarithmique. Cette force sera comparée à la force que peut le pieu offrir.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau et la figure ci-dessous:

Fp	Xp/Lx	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
1.3		210	212	215	220	224	230	240	250	275
1.4		308	313	316	321	327	335	345	355	378
1.5		390	393	400	405	412	420	438	450	470

Tableau III.1 Forces requise des pieux en fonction de l'emplacement du pieu et du facteur de sécurité désiré

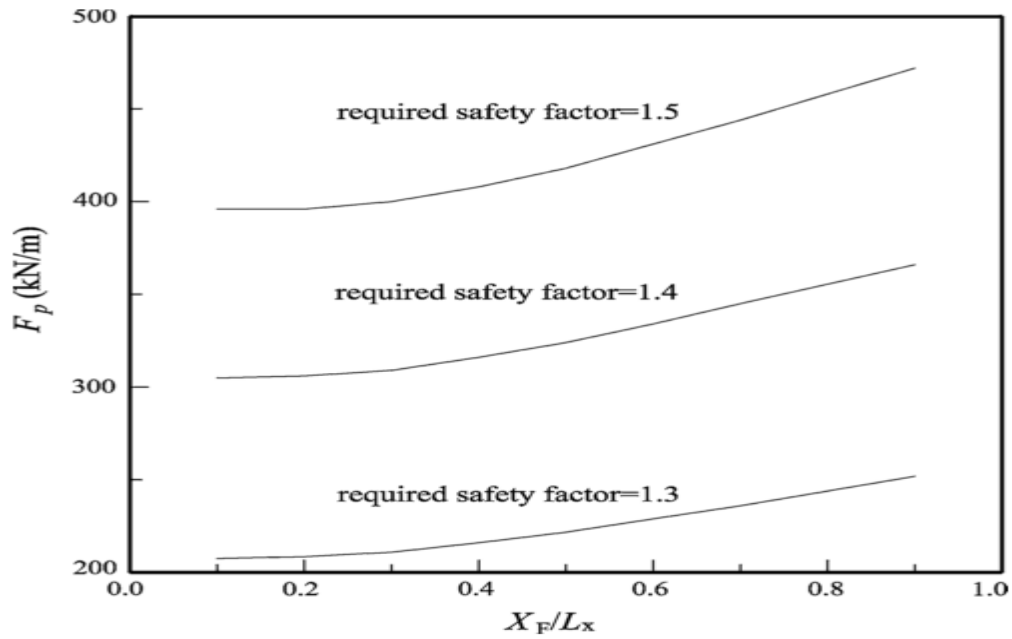


Fig.(III.17)Forces requise des pieux en fonction de l'emplacement du pieu et du facteur de sécurité désiré

F_p	X_p/L_x	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
1.3		2.5	3.9	5.6	7.1	7.9	8.7	9.3	9.6	10
1.4		2.5	4.00	5.7	7.3	8.1	9	9.9	10.1	10.3
1.5		2.5	4.1	5.9	7.5	8.5	9.4	10.4	11	11.8

Tableau III.2 hauteur du pieu au-dessus de la surface de glissement des pieux en fonction de l'emplacement du pieu et du facteur de sécurité désiré

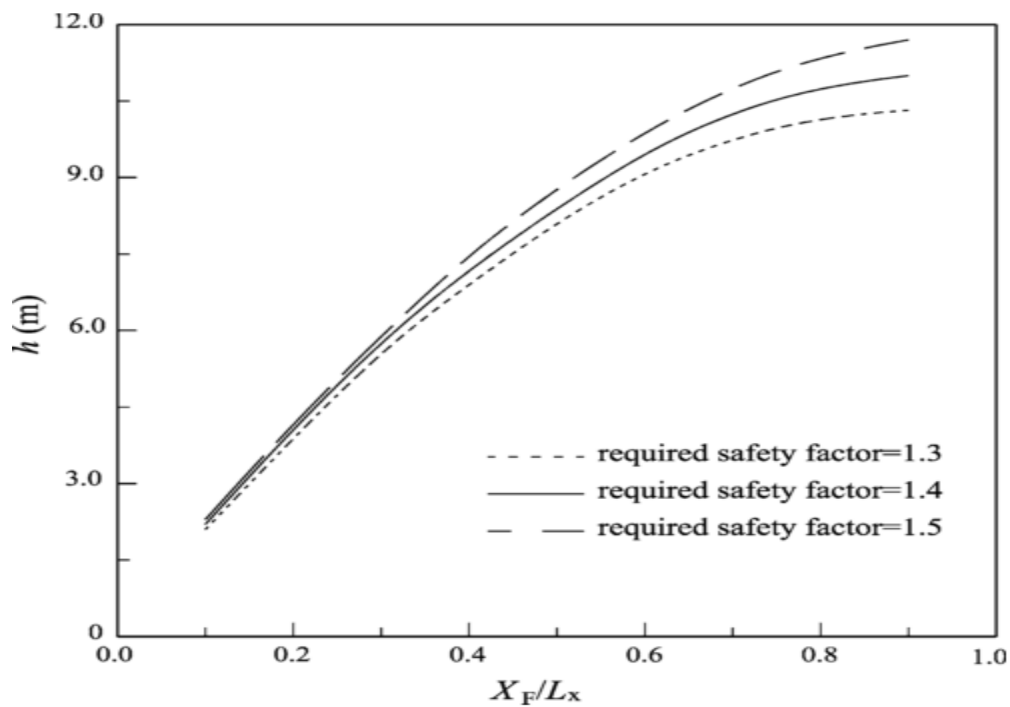


Fig. (III.18) hauteur du pieu au-dessus de la surface de glissement des pieux en fonction de l'emplacement du pieu et du facteur de sécurité désiré

L'application de la formule de Ito-Matsui donne la valeur de F_p que le pieu peut offrir en fonction de la hauteur au-dessus de la surface de glissement du pieu. Les résultats sont représentés dans le tableau et la figure suivante:

X_p/L_x	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
F_p	50	180	300	410	520	640	750	810	850

Tableau III.3 Forces que le pieu peut offrir des pieux en fonction de l'emplacement du pieu

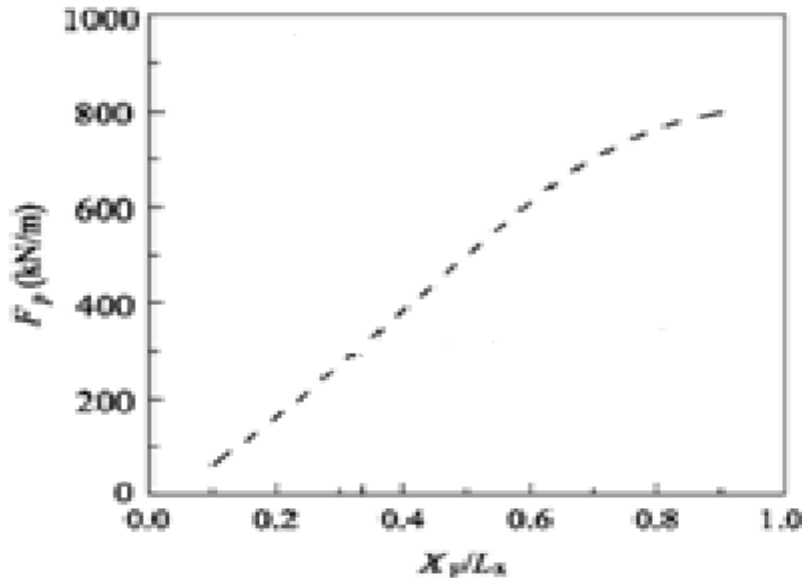


Fig.(III.19)Forces que le pieu peut offrir des pieux en fonction de l'emplacement du pieu .

III-9-2 effet de l'emplacement :

L'intersection des courbes des forces requise et celle des forces pouvant être offertes par les pieux sont représentées ci-dessous :

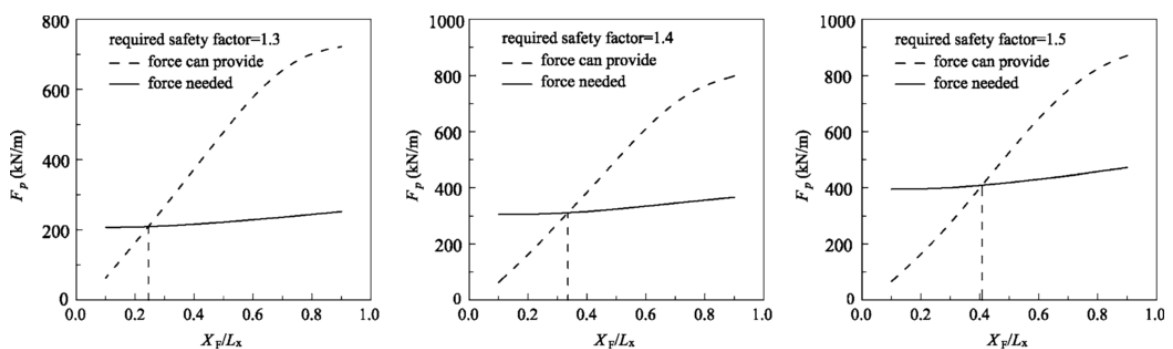


Fig.(III.20) Emplacement optimal des pieux

Dans cette figure on remarque que pour avoir un facteur de sécurité de 1.3 on doit placer la rangée de pieux à une distance $0.2 L_x$ à partir du pied de la pente, cette position devient $0.4 L_x$ pour un coefficient de sécurité de ≥ 1.5 qui est presque le maximum qu'on peut obtenir, ce qui montre que la parie proche du pied de la pente qui est l'emplacement optimum donnant le meilleur facteur de sécurité.

III-9-3 Effet de l'espacement des pieux :

Les pieux offrent au sol une résistance supplémentaire due à l'effet de voûte créé par ces pieux, avec l'augmentation de l'espacement cet effet devient de plus en plus faible le sol au milieu des pieux passe à la rupture.

III-9-4 Effet du diamètre des pieux :

Avec l'augmentation du diamètre la résistance des pieux augmente et donc la résistance supplémentaire offerte au sol augmente jusqu'à ce que l'effet de voûte atteigne sa valeur maximale, et à partir de cela la résistance offerte au sol devient constante ce qui signifie la constance du facteur de sécurité à partir d'un diamètre précis.

III-10 Résultats de la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement :

Les figures ci-dessous présentent des exemples de résultats donnés par Flac concernant le facteur de sécurité:

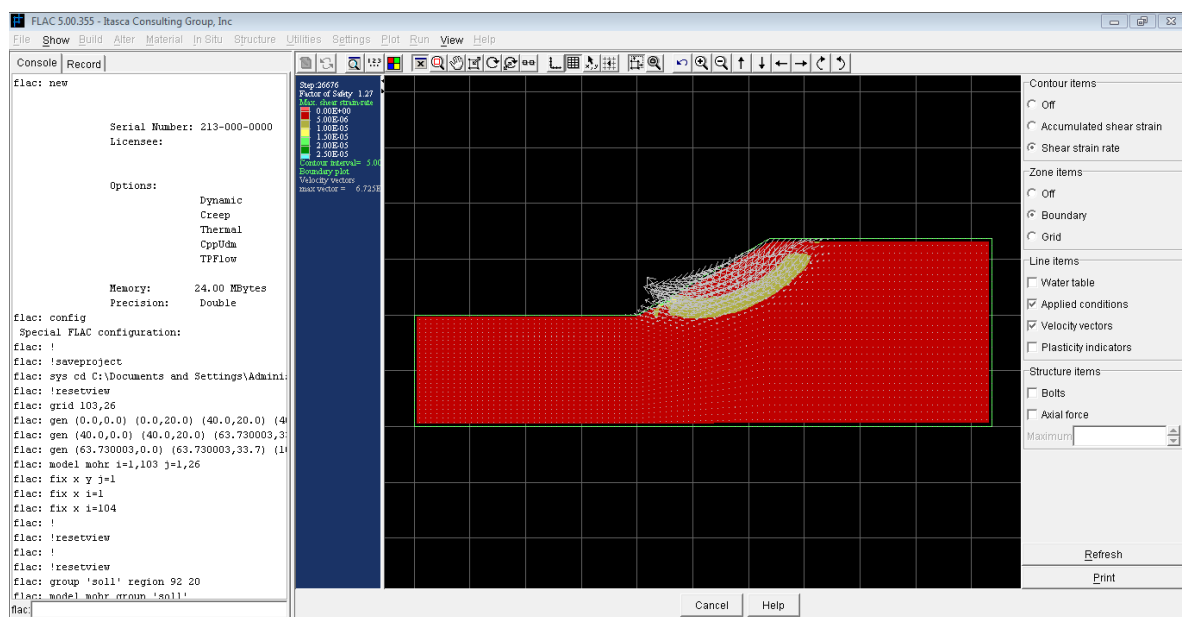


Fig.(III-21) : Facteur de sécurité pour une position du pieu $X_p/L_x = 0.25$ $f_s = 1.27$

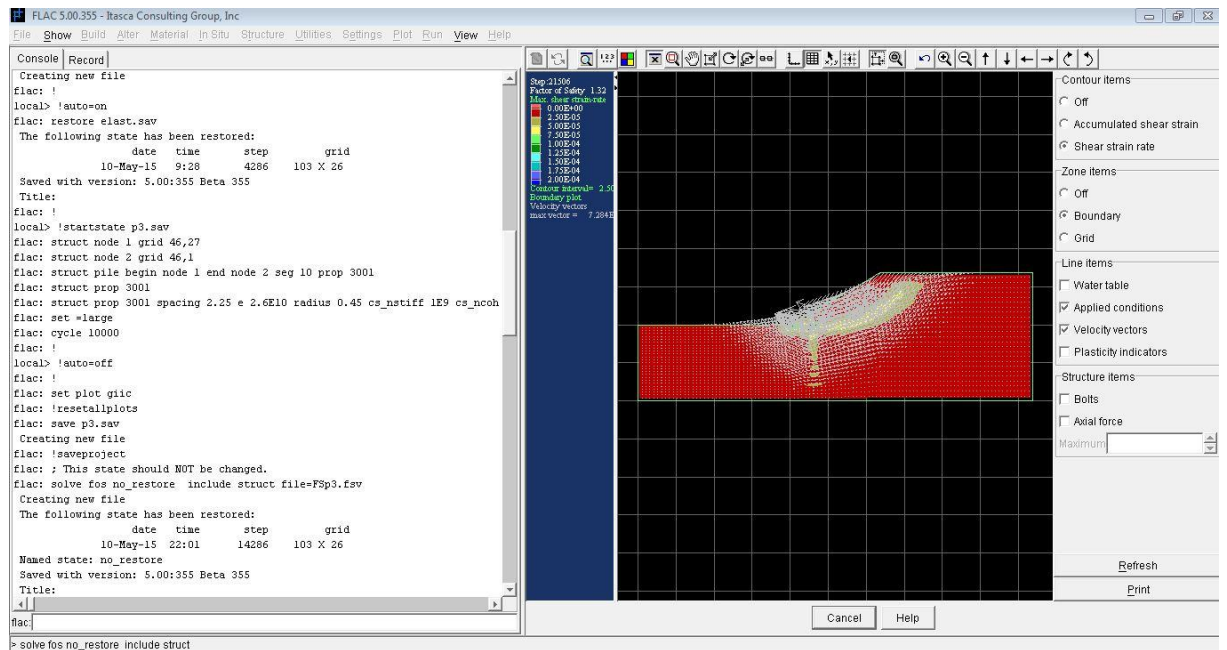


Fig.(III-22) : Facteur de sécurité pour une la position de pieu $X_p/L_x = 0.34$ $f_s = 1.32$

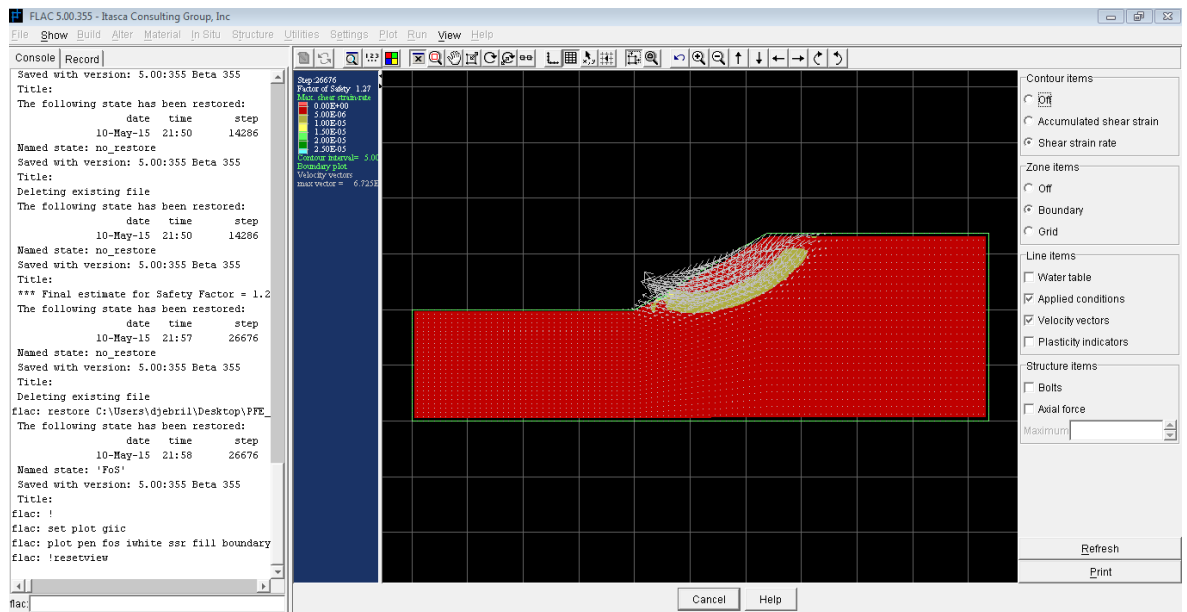


Fig.(III-23) : Facteur de sécurité optimale pour l'espacement $S/d_s = 4$ - $f_s = 1.27$

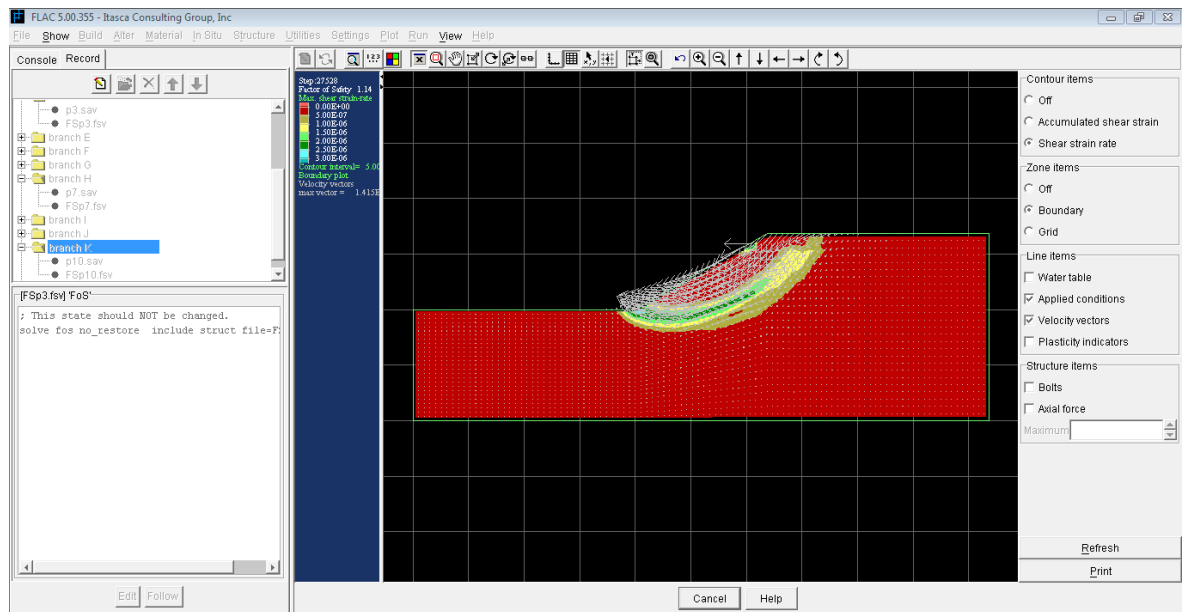


Fig.(III-24) : Facteur de sécurité pour un espacement $S/d_s = 10$ $f_s = 1.14$

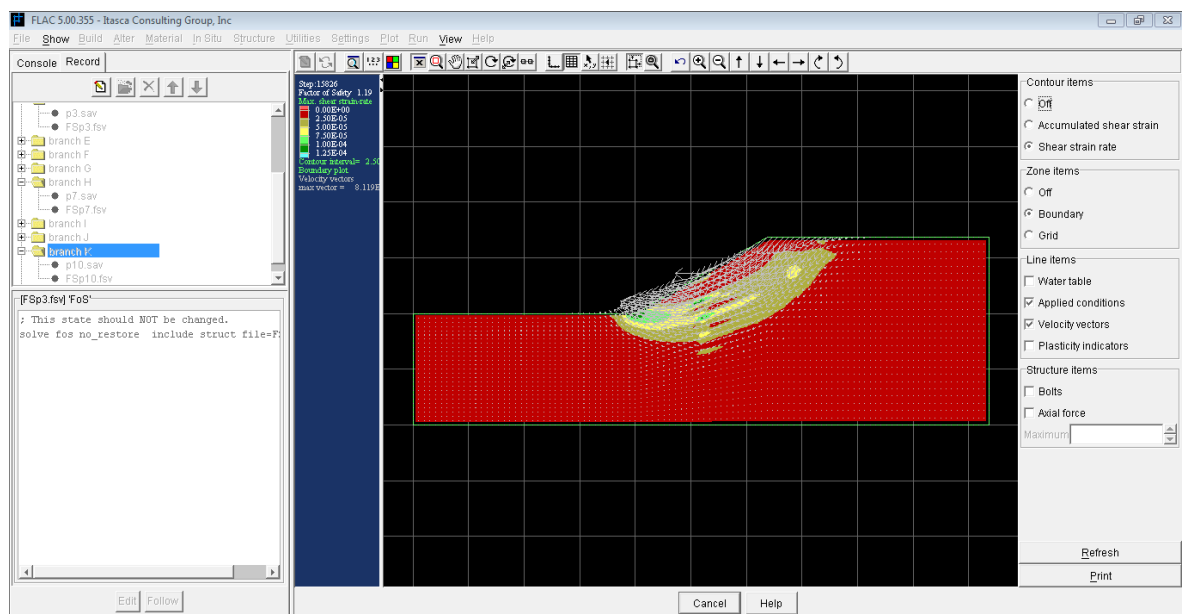


Fig.(III-25) : Facteur de sécurité pour un diamètre $D = 4D_0$ $f_s = 1.19$

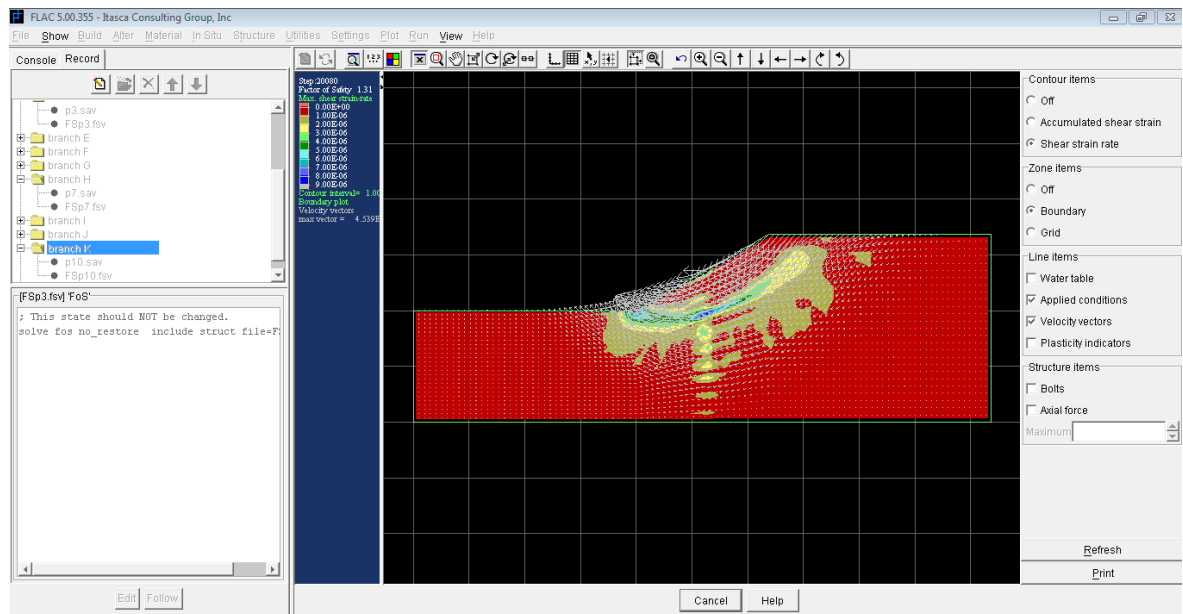


Fig.(III-26) : Facteur de sécurité pour un diamètre $D=8D_0$ $f_s=1.31$

III-10-1 Présentation des résultats:

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 avec F_p/F_0 est le rapport d'amélioration du facteur de sécurité (F_p : facteur de sécurité de la pente avec pieu et F_0 facteur de sécurité de la pente sans pieu, X_p position du pieu à partir du pied de la pente et L_x longueur projeté de la pente :

$X_p(m)$	X_p/L_x	F_p	F_p/F_0
42	0,084	1,11	1
44	0,17	1,2	1,08
46	0,25	1,27	1,14
48	0,34	1,32	1,19
50	0,42	1,31	1,18
52	0,50	1,31	1,18
54	0,59	1,31	1,18
56	0,67	1,3	1,17
58	0,76	1,28	1,15
60	0,84	1,14	1,03
61	0,88	1,13	1,02

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 III5 avec S espacement ds diamètre prix comme référence.

S(m)	s/ds	FP	FP/F ₀
0,9	1	1,31	1,18
1,8	2	1,31	1,18
2,7	3	1,31	1,18
3,6	4	1,27	1,15
4,5	5	1,25	1,12
5,4	6	1,22	1,10
6,3	7	1,22	1,10
7,2	8	1,16	1,04
8,1	9	1,15	1,03
9	10	1,14	1,02
9,9	11	1,12	1,01
10,8	12	1,12	1,01

Tableau III.5 Rapport de l'amélioration F_p/F_0 en fonction de l'espacement du pieu S/ds.

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 : avec D diamètre du pieu concerné et D₀ le plus petit diamètre considéré

D	D/D ₀	F _p	F _p /F ₀
0,2	1	1,11	1
0,4	2	1,13	1,018
0,6	3	1,13	1,018
0,8	4	1,19	1,072
1	5	1,31	1,180
1,2	6	1,31	1,180
1,4	7	1,31	1,180
1,6	8	1,31	1,180

Tableau III.6 : Rapport de l'amélioration F_p/F_0 en fonction de diamètre du pieu D/D₀

III-10-2 Effet de l'emplacement des pieux :

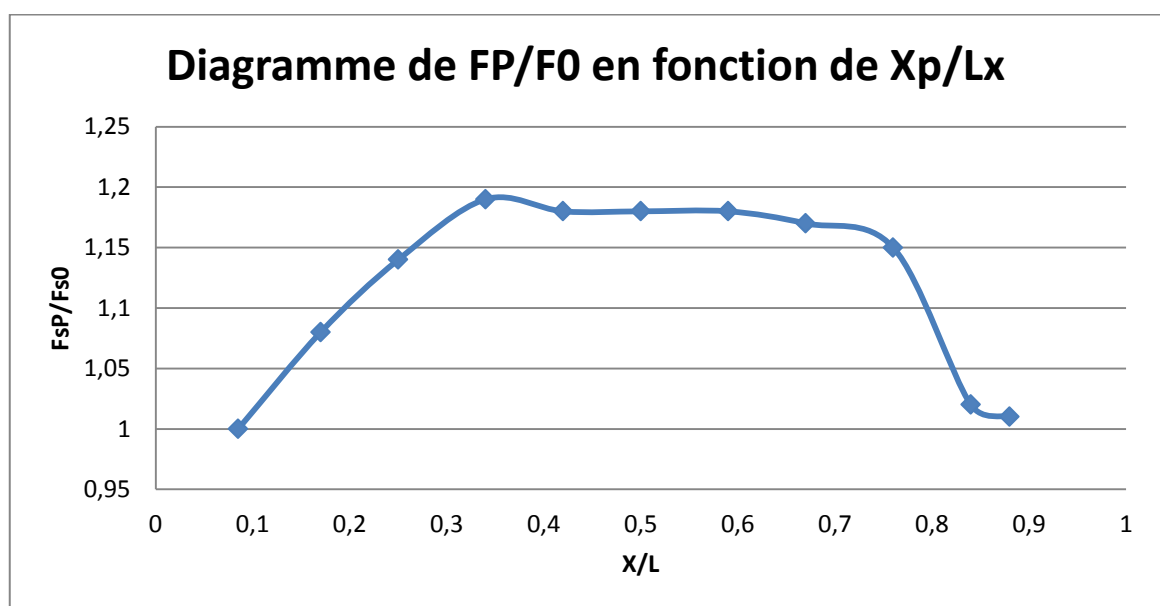


Fig.(III-27) : diagramme de F_p/F_0 en fonction de X/L .

Le tableau III.4 et la figure III.27 présentent le rapport F_p/F_0 de l'amélioration du facteur de sécurité en fonction du rapport X_p/L_x caractérisant l'emplacement du pieu dans la pente.

On remarque, que pour le facteur de sécurité augmente avec l'augmentation du rapport X_p/L_x pour atteindre une valeur maximale de 18% dans la zone médiane de la pente ($0.25X_p/L < 0.75$), le rapport d'amélioration du facteur de sécurité en dehors de cette zone est faible.

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 dehors de la partie médiane (en tête ou en pied de la pente) ne dépasse pas 50 % de cette amélioration.

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

III-10-3 Effets de l'espacement des pieux :

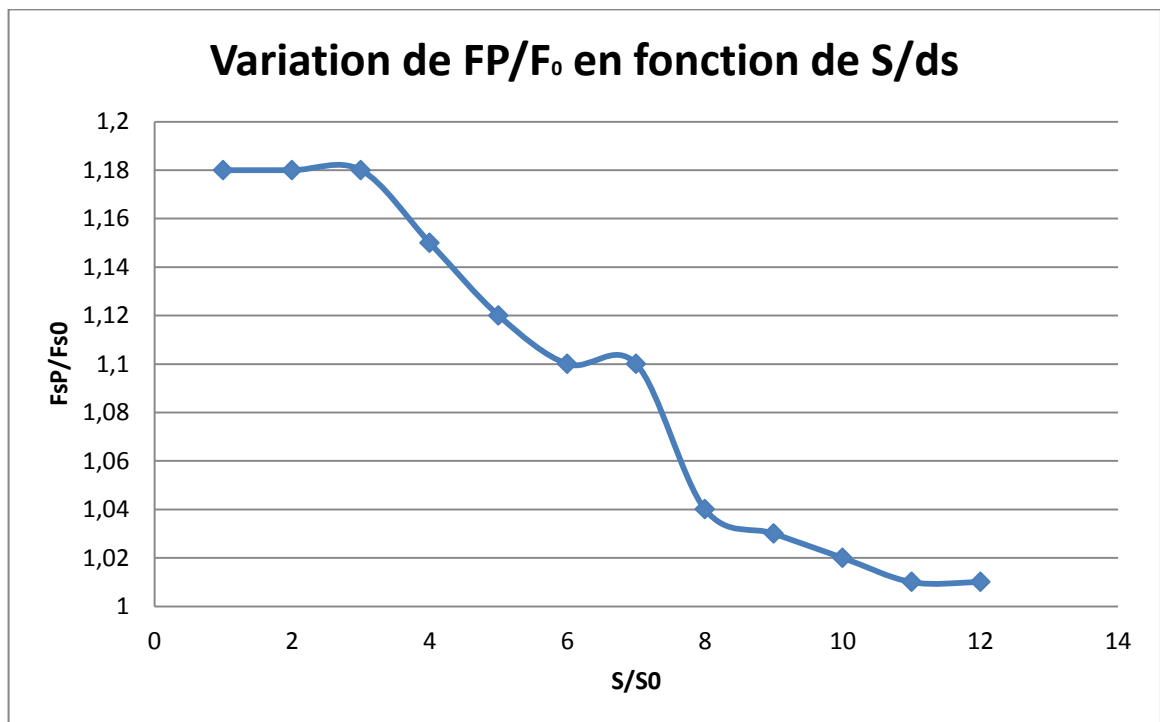


Fig.(III-28) : diagramme de F_p/F_0 en fonction de S/S_0 .

Le tableau III.5 et la figure III.28 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 1.18 valeur maximale obtenu pour un espacement $S=1D$ à une valeur égale à 1.02 dès que l'espacement dépasse $8D$.

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

III-10-4 Effets du diamètre des pieux :

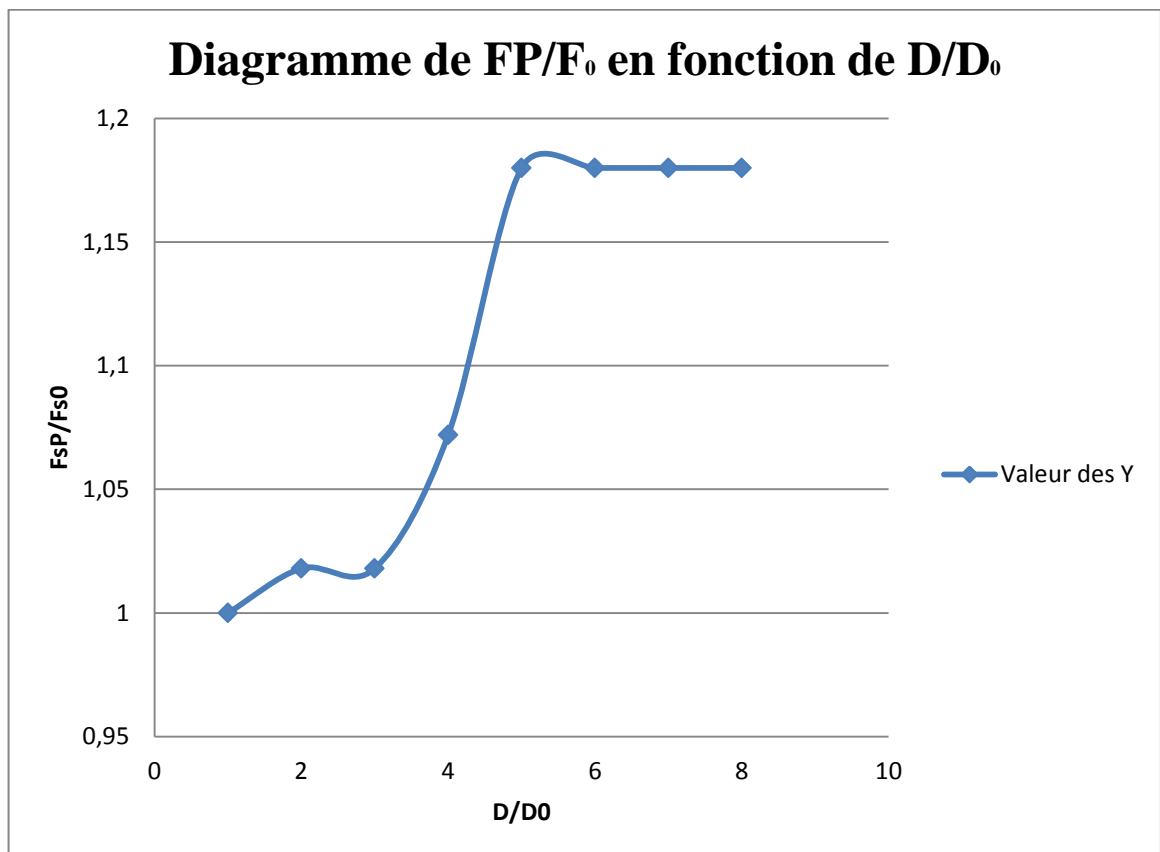


Fig.(III-29) : diagramme de F_P/F_0 en fonction de D/D_0 .

Le tableau III.6 et la figure III.29 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.11 Discussions :

Concernant l'effet de l'espacement et du diamètre sur le facteur de sécurité, on ne trouve pas de contradiction entre les deux méthodes. Les résultats donnés par chacune d'elles

montrent 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 est tout à fait normal, car 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.

Concernant l'effet de l'emplacement on trouve des différences en valeurs et des contradictions au sujet de la position meilleure des pieux dans la pente. La méthode de la réduction de la résistance au cisaillement indique, que la position optimale, est la partie médiane de la pente. Ceci peut être expliquée de la manière suivante: comme cette méthode ne fait pas d'hypothèse ni sur la forme de la surface de rupture ni sur l'effort réellement offert par les pieux, la présence des pieux à un endroit donné de la pente modifie le champ des déplacements et de ce fait la pente se trouve divisée en deux parties et les masses de sols mises en mouvement se trouvent elles même divisées en deux parties presque égales ou peu différentes si les pieux sont placés au milieu et très différentes s'ils sont placés en tête ou en pied de la pente.

Pour la méthode de l'analyse limite, la position la plus efficace des pieux à l'intérieur de la pente est là où la force de stabilisation nécessaire pour augmenter la facteur de sécurité à la valeur désirée prend la valeur minimale..

Comme on peut s'y attendre, F_p augmente avec l'augmentation de facteur de sécurité requis.

Dans tous les cas examinés, l'endroit le plus efficace des pieux est proche du pied de la pente, où la force nécessaire à être fournie par les pieux pour atteindre la valeur désirée du facteur de sécurité prend la valeur la plus faible.

Ce résultat est déjà signalé par Ausilio et Al. Et comme souligné par ces auteurs, ceci est grâce à la forme de la surface de glissement qui est une spirale logarithmique, courbe ayant un rayon qui augmente à mesure que la surface se développe à partir du sommet à la base de la pente. Pour un mécanisme de rupture de rotation comme représenté sur la Fig. III.16, le moment de stabilisation requis en raison de F_p , par rapport au centre de rotation, présente un bras qui augmente à mesure que l'emplacement des pieux s'approche du pied de la pente, et par conséquent la force F_p diminue.

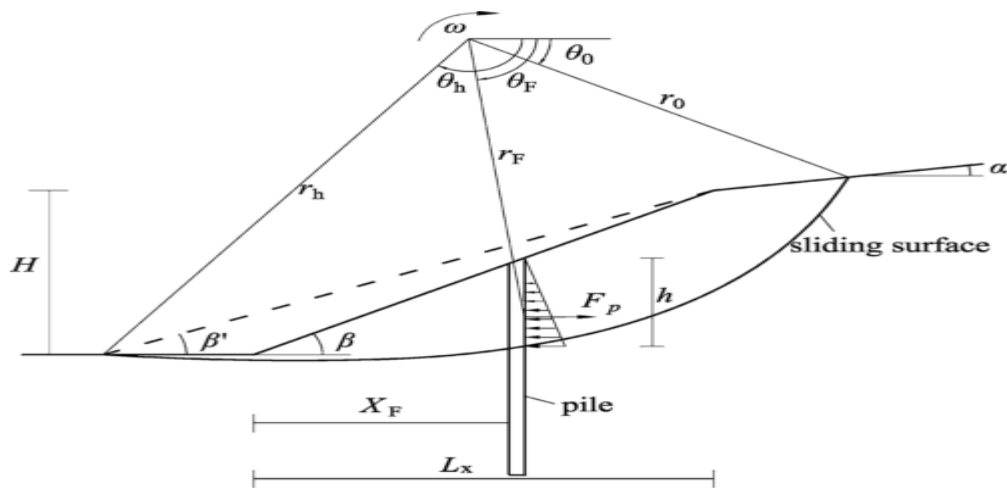


Fig.(III- 30)mécanisme glissement rigide d'une pente renforcée avec une rangée de pieux.

La position du pieu la plus efficace peut être différente de la position du pieu le plus approprié, dont il est question ci-dessous.

En conséquence, selon Ito et la théorie de Matsui, la force de stabilisation qu'une rangée de pieux peuvent fournir est proportionnelle à la profondeur de la couche de sol de la surface du sol. La longueur de la portion du pieu entre la surface de glissement et la surface du sol est déterminée à partir de la spirale logarithmique en fonction de X_p / L_x est donnée dans la figure. III.30

On peut voir que la valeur de h est grandement affectée par l'emplacement des pieux, en particulier lorsque les pieux sont placés dans la partie du milieu inférieur de la pente.

Par conséquent, il est important de déterminer si les pieux peuvent fournir suffisamment de force de stabilisation quand ils sont situés à proximité de la base de la pente. À cet emplacement, la valeur de h est très faible en raison de la plus petite hauteur de la pente.

Dans la conception de pentes renforcées par pieux, la longueur des pieux doit être soigneusement examinée. Selon Poulos, la longueur totale des pieux peut être préalablement supposée telle que $L_p \approx 2h$. Pour les deux considérations sécuritaires et économiques

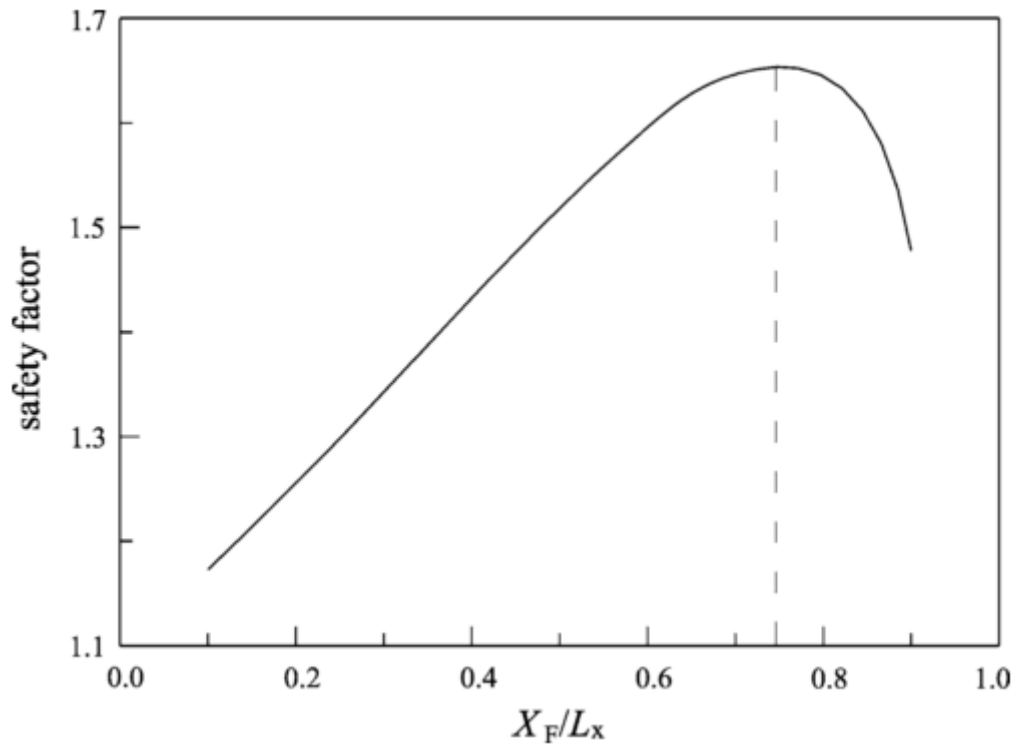


Fig.(III-31).Facteur de sécurité en fonction de l'emplacement des pieux selon la formule de ito_Matsui

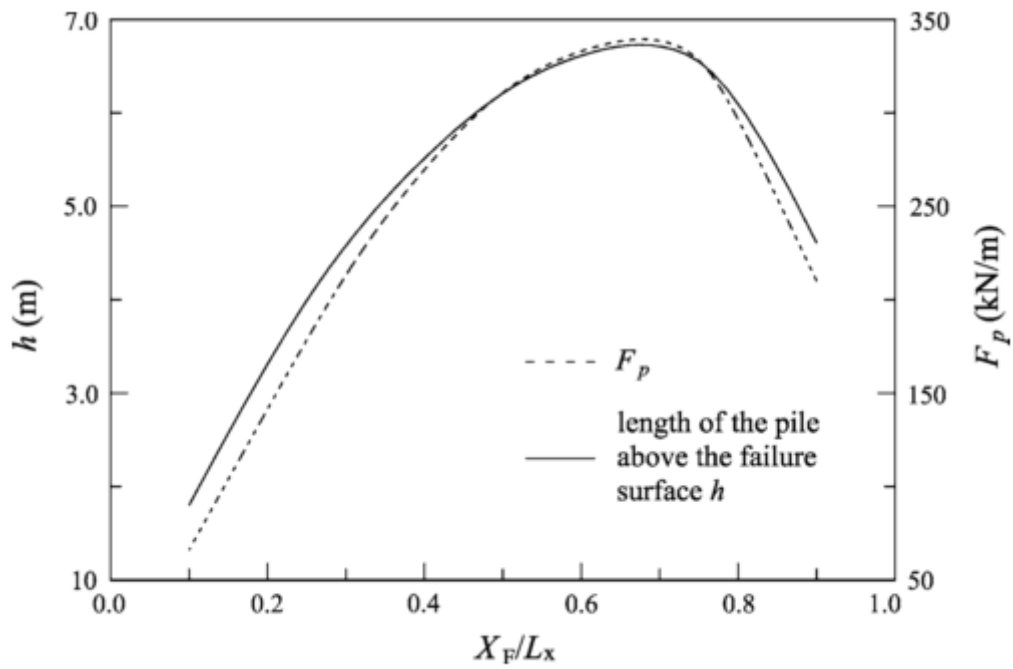


Fig.(III-32).Lieu de Pile fonction de la longueur de la pile above the surface de rupture h (trait plein) et F_p (ligne pointillée).

Il peut être vu à partir de l'analyse ci-dessus que pour suffisamment longs pieux, la

III-12 Conclusion :

Le calcul effectué dans cette partie montre les points suivants:

1. Les deux méthodes confirment l'amélioration de la sécurité de la pente vis-à-vis du glissement apportée par l'inclusion des pieux dans la pente.
2. Les deux méthodes sont en accord sur l'effet favorable de l'augmentation du diamètre des pieux et la réduction de leur espacement sur le facteur de sécurité vis à vis du glissement.
3. Pour la méthode de l'analyse limite l'emplacement optimal des pieux est la partie inférieur de la pente tandis que pour la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement est la partie médiane de la pente.

CONCLUSIONS GÉNÉRALES

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

- L'utilisation de pieux pour améliorer la stabilité des pentes a montré son efficacité dans plusieurs cas pratiques. Toutes les méthodes utilisées pour l'analyse de la stabilité de telles pentes ont prouvé que la présence des pieux dans le sol de la pente améliore la stabilité, et le facteur de sécurité se trouve augmenté, les différents auteurs ont expliqué cette amélioration par le fait que le sol entre pieu se comporte comme une voûte qui prend appui sur les pieux de renforcement.
- La méthode de l'analyse limite tient compte de la présence des pieux aux forces et moments créés par le déplacement du sol de la partie mouvante du sol de la pente, l'estimation de cette force par la plupart des chercheurs utilisant cette méthode est faite par la formulation proposée par Ito et al en considérant que le sol entre les pieux se trouve à l'état de l'écoulement plastique selon le critère de Mohr Coulomb au moment de la rupture.
- 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.
- Les études précédentes sont unanimes au sujet de l'effet favorable de la rigidité (augmentation du diamètre) et sur la répartition dense des pieux (réduction de l'espacement) sur le facteur de sécurité, cependant elles donnent des résultats différents et même contradictoires au sujet de l'emplacement meilleur des pieux offrant plus de stabilité.
- 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 confirment aussi l'effet favorable de l'augmentation du diamètre des pieux et la réduction de leur espacement sur le facteur de sécurité vis à vis du glissement.
- c. Les deux méthodes ne sont pas en accord au sujet de l'emplacement optimal des pieux dans la pente :
 - i. La méthode de l'analyse limite aboutit à ce que l'inclusion des pieux au tiers supérieur de la moitié inférieur de la pente donne 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 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 à l'encontre de la méthode de l'analyse limite, le peu de données sur les caractéristiques du sol et plus particulièrement sur les interfaces considérés dans les calculs demeure un Inconvénient devant être éliminé ou réduit
- e. Le recours à des mesures in situ pour la validation des résultats d'une méthode ou d'une autre est d'un apport important.

BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Novembre 2004 - Conception et réalisation : Alp'Géorisques [38420 Domène] et Graphies

[38240 Meylan] - Impression : Imprimerie du Pont-de-Claix [38640 Claix].

[2] -Mohamed KHEMISSA -Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG' 2006 Lyon (France).

[3] MEMOIRE Houcemeddine GUERFI thème de magistère : STABILISATION DES TALUS RENFORCES PAR PIEUX Université El Hadj Lakhdar Batna.

[4] limit Analysis versus limit equilibrium for slope stability By H.S.YU, Membre ; ASCE, R.Salgado , Associate –Membre ,ASCE, s.w.sloan , and J.M.KIM

[5] Stability analysis of slopes reinforced with piles

E. Ausilio*, E. Conte, G. Dente Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria, 87036 Rende, Cosenza, Italy

Received 18 August 2000; received in revised form 22 March 2001; accepted 29 March 2001

[6] Slope stability analysis by finite elements D.V .Griffiths and P.A .Jame

Colorado school of Mines, golden,Colorado.U.S.A.

[7] Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles. W.B. Wei, Y.M. Cheng *

Department Of Civil and Structural Engineering, Hong Kong, Polytechnic University,
Hong Kong

[8] FLAC (1995) Fast Lagrangian Analysis of Continua, user's manuals, version 3.3, Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis

SITES INTERNET.

- ✓ <http://www.lb.auf.org/kourdey/Plan.htm>- cours réalisé avec le soutien de l'Agence universitaire de la Francophonie (Realisé par Dr.-Ing. Alaa KOUDERY)
- ✓ http://www.memoireonline.com/09/10/3867/m_Etude-dun-glissement-de-terrain-par-differentes-methodes.html Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes par Djamel Eddine BENOUIIS Université de Saida (Algérie)

الملخص

تهدف هذه الدراسة إلى فهم أفضل لتقدير استقرار المنحدرات المعززة بالخوازيق، خاصة باستعمال طريقة التحليل الحدي وكذا طريقة تقليص مقاومة القص.

بداية عرضنا ملخصاً بيبلوغرافياً للأعمال البحثية المتعلقة بتصريف المتحدرات المعززة بالخوازيق و كذا تقدير القيمة المضافة للاستقرار من طرف الخوازيق، وأتبعنا ذلك بتحليل مبادئ وفرضيات كل من الطريقتين، ثم قمنا بدراسة حالة عملية (سبق لـ : Li & al أن درسوها بطريقة التحليل الحدي) بطريقة تخفيض مقاومة القص.

إن العوامل المدروسة هي : موقع الخوازيق، تباعدها وكذا قيمة أقطارها وتأثير ذلك على معامل استقرار المنحدر.

إن نتائج الدراسة أظهرت اتفاقاً بين الطريقتين حول التأثير الإيجابي لكل من تخفيض تباعد الخوازيق والزيادة في أقطارها بينما سجل نوع من التباعد بينها فيما يخص الموقع الأمثل للخوازيق.

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

Résumé :

La présente étude a pour objectif de mieux appréhender l'évaluation de la sécurité des pentes renforcées par pieux, notamment par la méthode de l'analyse limite et celle de la réduction de la résistance au cisaillement.

D'abord, une synthèse bibliographique sur les travaux de recherches concernant le comportement des pentes renforcées et l'évaluation de l'apport des pieux à la stabilité est présentée suivi d'une analyse des principes et des hypothèses de chacune des deux méthodes. Puis, un cas pratique, déjà traité par Li et al par la méthode de l'analyse limite, est étudié par la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement à l'aide du logiciel FLAC 2D.

Les paramètres examinés sont l'emplacement, l'espacement, et le diamètre des pieux et leurs effets sur le facteur de sécurité.

Les résultats obtenus ont montré la concordance des deux méthodes au sujet de l'effet favorable de la réduction de l'espacement et de l'augmentation du diamètre, cependant une certaine divergence 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:

This study aims to better understand the piled slopes safety assessment, especially using the limit analysis method and the shear strength reduction method.

First, a literature review on the behavior of piled slopes and the evaluation of the contribution to the stability of the piles is presented, followed by an analysis of the principles and assumptions of each method. Then a practical case already treated by Li & al using the limit analysis method is studied by the shear strength reduction method with FLAC2D software.

The examined parameters were :location, spacing, and pile diameter and their effects on the safety factor.

The obtained results showed the agreement of the two methods regarding the positive effect of reducing of spacing and increasing of diameter, however some divergence is marked about the optimal location of piles.

Keywords: stability, slope, safety factor, limit equilibrium, shear strength reduction, pile, optimal location, Flac

الملخص

تهدف هذه الدراسة إلى فهم أفضل لتقدير استقرار المنحدرات المعززة بالخوازيق، خاصة باستعمال طريقة التحليل الحدي وكذا طريقة تقليص مقاومة القص. بداية عرضنا ملخصا ببليوغرافيا للأعمال البحثية المتعلقة بتصريف المتحدرات المعززة بالخوازيق وكذا تقدير القيمة المضافة للاستقرار من طرف الخوازيق، وأتبعنا ذلك بتحليل مبادئ وفرضيات كل من الطريقتين، ثم قمنا بدراسة حالة عملية (سابق: Li & al أن درسوها بطريقة التحليل الحدي) بطريقة تخفيض مقاومة القص.

إن العوامل المدروسة هي : موقع الخوازيق، تباعدها وكذا قيمة أقطارها وتأثير ذلك على معامل استقرار المنحدر. إن نتائج الدراسة أظهرت اتفاقا بين الطريقتين حول التأثير الإيجابي لكل من تخفيض تباعد الخوازيق والزيادة في أقطارها بينما سجل نوع من التباعد بينها فيما يخص الموقع الأمثل للخوازيق.

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

Résumé :

La présente étude a pour objectif de mieux appréhender l'évaluation de la sécurité des pentes renforcées par pieux, notamment par la méthode de l'analyse limite et celle de la réduction de la résistance au cisaillement.

D'abord, une synthèse bibliographique sur les travaux de recherches concernant le comportement des pentes renforcées et l'évaluation de l'apport des pieux à la stabilité est présentée suivi d'une analyse des principes et des hypothèses de chacune des deux méthodes. Puis, un cas pratique, déjà traité par Li et al par la méthode de l'analyse limite, est étudié par la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement à l'aide du logiciel FLAC 2D.

Les paramètres examinés sont l'emplacement, l'espacement, et le diamètre des pieux et leurs effets sur le facteur de sécurité.

Les résultats obtenus ont montré la concordance des deux méthodes au sujet de l'effet favorable de la réduction de l'espacement et de l'augmentation du diamètre, cependant une certaine divergence 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:

This study aims to better understand the piled slopes safety assessment, especially using the limit analysis method and the shear strength reduction method.

First, a literature review on the behavior of piled slopes and the evaluation of the contribution to the stability of the piles is presented, followed by an analysis of the principles and assumptions of each method. Then a practical case already treated by Li & al using the limit analysis method is studied by the shear strength reduction method with FLAC2D software.

The examined parameters were : location, spacing, and pile diameter and their effects on the safety factor.

The obtained results showed the agreement of the two methods regarding the positive effect of reducing of spacing and increasing of diameter, however some divergence is marked about the optimal location of piles.

Keywords: stability, slope, safety factor, limit equilibrium, shear strength reduction, pile, optimal location, Flac

CHAPITRE01 :
GENERALITE SUR LES
GLISSEMENTS DE
TERRAINS

CHAPITRE02 :

ETUDE THEORIQUE

**CHAPITRE03 : ETUDE
D'UN CAS PRATIQUE PAR
LES DEUX METHODES**