

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



UNIVERSITE DE M'SILA



FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de génie civil

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention d'un diplôme de
MASTER**

Option : STRUCTURES

THEME

**Emplacement optimal des inclusions rigides
(cas des murs) dans la stabilisation des pentes
glissement de zouaghi-constantine
Analyse numérique par Flac^{2D}**

Dirigé par :

Mr. HAMITOUCHE Amar. MAA. Encadreur.

Mr. GUERRAICHE Amar. MAA. Co-Encadreur.

Présenté par :

FELLAK Ahmed Dhia Eddine

Promotion:2013/2014.

REMERCIEMENTS

Je remercie ALLAH qui m'a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail.

Je remercie mon encadreur Mr. Hamitouche Amar, et mes amis qui m'ont encouragé à réaliser ce travail.

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

D É D I C A C E S

Ce modeste travail est dédié à :

Mes parents,

Mes frères et sœurs,

Tous les amis.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralités sur les glissements	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Les différents types de mouvements de terrains.....	3
I.2.1 Les mouvements rapides.....	4
I.2.2 Les mouvements lents.....	4
I.3 Zoom sur les glissements.....	5
I.3.1 Types de glissements.....	5
I.3.2 Facteurs influant sur le glissement.....	6
I.3.2.1 Facteurs conditionnant (intrinsèques).....	6
I.3.2.2 Facteurs déclencheurs (externes).....	6
I.3.3 Exemples de glissement de terrain.....	6
I.3.4 Etude de la stabilité des pentes.....	7
I.3.4.1 Notion de coefficient de sécurité.....	8
I.3.4.2 Méthodes de calcul.....	10
I.4 Méthodes de confortement.....	20
I.4.1 Terrassements.....	21
I.4.2 Dispositifs de drainage.....	22
I.4.3 Renforcement par inclusions.....	22
I.4.3.1 Clous et micropieux.....	23
I.4.3.2 Pieux et barrettes.....	24
I.4.3.3 Soutènement en remblai.....	24
I.5 Conclusion.....	28
Chapitre II : Revue bibliographique des travaux précédents	
II-1 Introduction.....	29
II-2 présentation de quelques travaux précédents.....	30
II-3 Conclusion.....	40

Chapitre III : Acquisition et présentation des données

III.1 Introduction.....	41
III.2 Acquisition des données.....	41
III.3 Présentation des résultats.....	41
III.3.1 Description générale.....	41
III.3.2 Description lithologique.....	44
III.3.3 Résultats de la reconnaissance.....	47
III.3.3.1 Résultats pressiométriques.....	47
III.3.3.2 Résultats des pénétromètres statiques.....	48
III.3.3.3 résultats des essais de laboratoire.....	49
III.4 Hypothèses de calculs retenus pour la vérification de la stabilité.....	55

Chapitre IV : Stabilité et confortement du site étudié

IV.1 Introduction.....	56
IV.2 Présentation du logiciel utilisé.....	56
IV.2.1 Introduction.....	56
IV.2.2 Principe de résolution numérique dans du logiciel FLAC2D.....	56
IV.2.3 Description générale du logiciel FLAC.....	59
IV.3 Etude du glissement de Zouaghi.....	60
IV.3.1 Modélisation du problème.....	60
IV.3.2 Analyse et Exploitation des résultats.....	64
IV.4 Présentation et interprétation des résultats.....	68
IV-5 Conclusion.....	71
Conclusion et recommandations.....	72
Bibliographie	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau 1.1. Classification des mouvements de terrain 3

Tableau I.2. Facteur de sécurité.....9

Chapitre II

Tableau II.1. Propriétés des couches du profil étudié.....31

Tableau II.2. Propriétés des pieux 31

Chapitre III

Tableau III.1. Coordonnées topographiques du site.....41

Tableau III.2. Sondage N°1.....44

Tableau III.3. Sondage N°2.....45

Tableau III.4. Sondage N°3 46

Tableau III.5. Sondage N°4.....47

Tableau III.6. Sondage N°5.....47

Tableau III.7. Sondage N°6.....48

Tableau III.8. Les résultats Sondage N°1.....51

Tableau III.9. Les résultats Sondage N°2.....52

Tableau III.10. Les résultats Sondage N°3.....53

Tableau III.11. Les résultats Sondage N°4.....55

Tableau III.12. Les résultats Sondage N°5.....56

Tableau III.13. Les résultats Sondage N°6.....57

Tableau III.14. Paramètres physiques et mécaniques de sol. 58

Chapitre IV

Tableau IV.1. Variation de F_{sr}/F_{s0} en fonction de l'emplacement X/L et L'épaisseur h/h_0 67

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1. Principaux types de glissement.....	5
Figure I.2. Dièdre.....	10
Figure I.3. Calcul par la méthode des Tranches.....	11
Figure I.4. Bilan des forces sur une tranche.....	12
Figure I.5. Equilibre d'une tranche de sol dans la méthode de Fellenius.....	14
Figure I.6. Fondation sur pieux.....	19
Figure I.7. Terrassements de la pente.....	20
Figure I.8. Exemple de clouage d'un glissement.....	21
Figure I.9. Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux.....	23
Figure I.10. Procédé EBAL-LCPC de renforcement de remblai par géotextiles.....	24
Figure I.11. Anisotropie du Texsol mesurée à la boîte de cisaillement direct.....	25
Figure I.12. Exemple de mur en Texsol à Argenteuil.....	26

Chapitre II

Figure II.1. Le profil étudié (chaque cas est considéré séparément).....	30
Figure II.2. pente sans renforcement.....	32
Figure II.3. Pente avec renforcement par une rangée de pieux.....	33
Figure II.4. Pente avec renforcement par deux et trois rangées de pieux.....	33
Figure II.5. Exemple illustratif d'une pente renforcée par des pieux.....	34
Figure II.6. Lieu de pieu contre F_p pour le facteur de sécurité requis.....	36
Figure II.7. Lieu de pieu contre h pour le de sécurité requis.....	37
Figure II.8. Lieu de pieu contre facteur de pente indicatif de sécurité.....	38
Figure II.9. Position du pieu fonction de la longueur du pieu au-dessus de la surface de rupture h (trait plein) et F_p (ligne en pointillés).....	38

Chapitre III

Figure III.1. Photo du site étudié.....	42
Figure III.2. Géologie de la région de Constantine.....	43
Figure III.3. Profil du talus étudié.....	55

Chapitre IV

Figure IV.1. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D.....	58
Figure IV.2. Interface graphique GIIC de FLAC 2D.....	60
Figure IV.3. Fenêtre de dialogue « Model Options » dans l'interface graphique GIIC.....	61
Figure IV.4. Maillage adopté pour le sol.....	62
Figure IV.5. Définition des propriétés et affectation de ceux-ci aux couches correspondantes.....	62
Figure IV.6. Fixation de pente.....	63
Figure IV.7. Le modèle après l'inclusion des murs.....	64
Figure IV-8 : Facteur de sécurité avant le renforcement $f_s=1.01$	65
Figure IV-9 : Facteur de sécurité optimale sur la position 1 $f_s=1.30$	66
Figure IV.10. Facteur de sécurité optimale sur la position 2 $f_s=1.63$	66
Figure IV.11. Facteur de sécurité optimale sur la position 3 $f_s=1.68$	67
Figure IV.12. Facteur de sécurité optimale sur la position 4 $f_s=1.37$	67
Figure IV.13. Facteur de sécurité optimale sur la position 5 $f_s=1.22$	68
Figure IV.14. F_{sr}/f_{s0} en fonction de la position X/L	70
Figure IV.15. Variation de F_{sr}/f_{s0} en fonction de h/h_0	70

LISTE DES NOTATIONS

a_v : accélération verticale ;
 a_h : accélération horizontale ;
 c : cohésion ;
 c' : cohésion effective ;
 E_1 et E_2 : les forces normales intertranches horizontales ;
 E : module d'élasticité (module d'Young) ;
 F_s : coefficient de sécurité ;
 F_{os} : Coefficient de sécurité utilisé par Flac ;
 G : module de cisaillement du sol (module de Coulomb) ;
 h : hauteur du talus ;
 M : masse de la tranche ;
 N : effort normal à la base ;
 N' : effort effectif normal à la surface de glissement ;
 Q : charge extérieure ;
 R : Rayon du cercle de glissement ;
 S : surface de chargement ;
 U : sous-pression interstitielle ;
 T_1 et T_2 : les forces de cisaillement intertranches verticales ;
 U : pression interstitielle ;
 U_l : effort dû à la pression d'eau latérale ;
 V : effort vertical ;
 W : Poids de la tranche ;
 ΣM_{sf} : coefficient total de sécurité (facteur de sécurité) ;
 σ : Contrainte effective ;
 σ'_p : pression de préconsolidation ;
 σ'_{vo} : pression effective des terres ;
 r_u : coefficient de pression interstitielle ;
 β : angle du talus ;
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure ;

α : inclinaison de la surface de rupture ;

τ_{ult} : contrainte de cisaillement ultime du sol ;

τ_{max} : résistance au cisaillement ;

τ : contrainte de cisaillement mobilisée ;

ψ : angle de dilatance ;

τ_f : Contrainte de cisaillement de rupture ;

τ_m : Contrainte de cisaillement nécessaire pour mobiliser le glissement ;

ν : Coefficient de Poisson ;

ϕ_i : Angle de frottement interne ;

ϕ' : Angle de frottement remanié ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

γ : Poids spécifique du sol hors d'eau ;

γ' : Poids spécifique déjaugé ;

ρ : la masse volumique.

Résumé

Le but du travail présenté dans cette étude est de déterminer l'emplacement optimal des murs dans la pente pour donner la meilleure amélioration de sa stabilité.

Le glissement de la cité de Zouaghi de la ville de Constantine est pris comme cas d'étude et pour lequel on a analysé la stabilité sans et avec murs à l'aide d'une analyse numérique par le logiciel Flac^{2D}.

Les résultats obtenus ont montré en plus de l'effet favorable de l'épaisseur, que la position optimale des murs pour donner un grand facteur de sécurité est la partie de la pente au voisinage de son milieu.

Mots clés : glissement, pente, stabilité, inclusion, éléments finis, comportement, emplacement optimal, différences finies, Mur.

ملخص

الهدف من العمل المقدم في هذه الدراسة تحديد المكان الأمثل للجدران في المنحدر لإعطاء استقرار أفضل.

الانزلاق بحي زواغي بمدينة قسنطينة مأخوذ كحالة دراسة والتي تم فيها تحليل الاستقرار مع وبدون جدار باستخدام التحليل العددي بواسطة برنامج "فلاك".

أظهرت النتائج المتحصل عليها بالإضافة للتأثير الإيجابي للسلك، الموقف الأمثل للجدران لإعطاء عامل أمان كبير هو بالقرب من وسط المنحدر.

الكلمات الرئيسية: انهيار أرضي، منحدر، استقرار، عناصر محدودة، فوارق محدودة، تصرف، الموقع الأمثل، التوازن الحدي، جدار،

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le problème de la stabilité des talus dans les carrières et la stabilité des terrains en général constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires d'ouvrages d'art et miniers.

Dans le cas des carrières, ce problème est d'une importance capitale pour :

- assurer la continuité de la production.
- sauvegarder les vies humaines et les engins de production.

Ainsi, l'étude de la stabilité des talus et la détermination des paramètres géométriques des gradins sont nécessaires pour toutes les carrières.

La réussite de la stabilisation des pentes par des inclusions rigides a malé les chercheurs à développer des méthodes de calcul pour quantifier l'amélioration apportée par ces éléments et analyse les effets de quelques paramètres tels que l'emplacement des murs, leur espacement, leur rigidité.

les méthodes et hypothèses utilisés à cette étude qui s'intéresse à l'analyse des effets de l'emplacement sur le facteur de sécurité pour un cas pratique réel « glissement de Zouaghi de la ville de Constantine » s'inscrit dans ce cadre et ce constitue la clarification de ce sujet.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :

- Chapitre 1 : Généralités sur la stabilité des talus : un aperçu sur les méthodes d'équilibre limite, méthode numérique et les logiciels utilisés pour les calculs en géotechnique.
- Chapitre 2 : Étude des travaux précédents sur le renforcement de la pente, méthode numérique, méthode d'analyse limite.
- Chapitre 3 : Acquisition et présentation des données : nous allons parler brièvement des démarches effectuées pour collecter des données, nous donnons ensuite une description de la zone de glissement étudiée et en fin nous présentons les données et les informations ainsi obtenues.

- Chapitre 4 : Etude du l'emplacement optimal des murs : Présentation de Flac 2D un aperçu sur le code et étude l'emplacement optimal des murs.

CHAPITRE I

Généralité sur les glissements

CHAPITRE I

Généralités sur les glissements

I.1 INTRODUCTION :

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

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.). [8]

I.2 Les différents types de mouvements de terrains :

La plupart des classifications récentes restent fondées sur ces deux facteurs – type de mouvement et type de matériaux – auxquels s'ajoutent le type et la quantité de fluide agissant dans le déplacement, c'est-à-dire l'air, et, surtout, l'eau.

Certains types de déplacements donnent presque automatiquement des indications sur les ordres de grandeur des vitesses atteintes classées ainsi par les spécialistes :

Classe	Description	Vitesse
7	Extrêmement rapide	5m/sec
6	Très rapide	3m/min
5	Rapide	1,8m/heure
4	Modéré	13m/mois
3	Lent	1,6m/an
2	Très lent	16 mm/an
1	Extrêmement lent	<16mm/an

Tableau 1.1. Classification des mouvements de terrain. [1]

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués :

I.2.1 Les mouvements rapides :

Les mouvements rapides peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

- **Les effondrements**, l'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire.
- **Les chutes de pierres ou de blocs** provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.
- **Les éboulements ou écroulements** ce sont des chutes libres de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement.

le second groupe (propagation en état remanié) comprend :

- **Les laves torrentielles**, qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne.
- **Les coulées boueuses**, qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements.

I.2.2 Les mouvements lents :

Ce sont de mouvements pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

- **Les glissements de terrain** apparaissent préférentiellement le long de surfaces planes, Courbe ou complexe, de sols cohérents (marnes et argiles) ; et dans tous types de matériaux. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface
- **les affaissements** consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels.

- **les tassements** certains sols compressibles peuvent se tasser sous l'effet de surcharges (constructions, remblais) ou en cas d'assèchement (drainage, pompage). Ce phénomène est à l'origine du tassement de sept mètres de la ville de Mexico et du basculement de la tour de Pise.
- **le fluage** de matériaux plastiques sur faible pente.
- **le retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux** en fonction de leur teneur en eau, les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements (période humide) et des tassements (périodes sèches).

I.3 Zoom sur les glissements :

I.3.1 Types de glissements :

on peut distinguer trois types principaux de glissements :

- **glissement plan** : mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux.
- **glissement circulaire ou rotationnel** : surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ net et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.

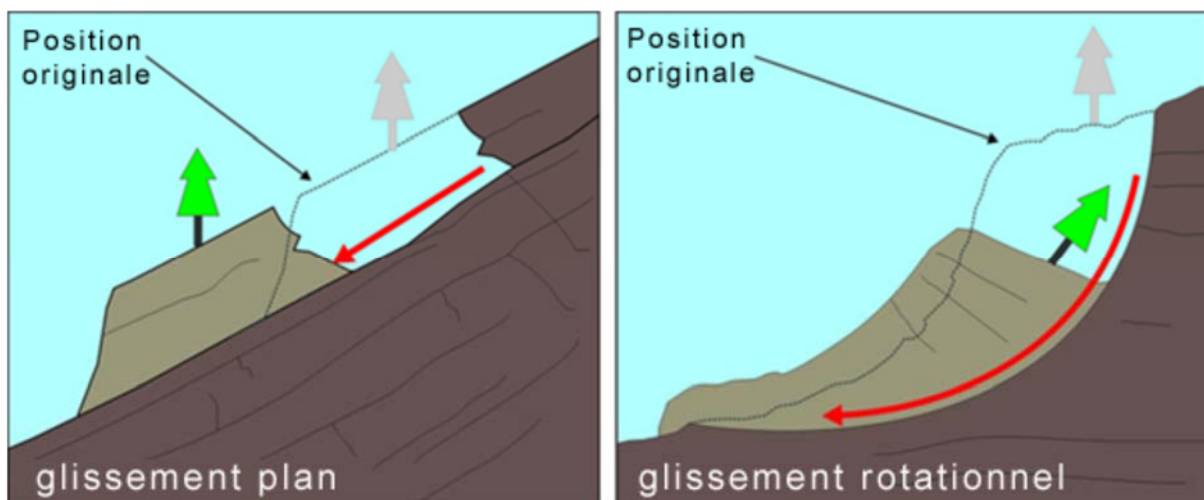


Figure I.1. Principaux types de glissement.

- **Glissement quelconque** : le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. [8]

I.3.2 Facteurs influant sur le glissement :

I.3.2.1 Facteurs conditionnant (intrinsèques) :

Il existe une variété de facteurs conditionnant qui ont une incidence sur les processus d'instabilité des versants et sont relatifs à la nature propre ou caractéristique des versants, ces facteurs peuvent être :

- **Géologiques** : représentent des facteurs d'instabilité permanente, la lithologie, la stratigraphie de la roche (orientation et angle d'inclinaison), les discontinuités stratigraphiques et structurelles, et l'altération des roches (altération hydrothermale et/ou météorisation).
- **Hydrologiques et hydrogéologiques** : changement dans les pressions de pores ou hydrostatiques et le comportement géo-mécanique (résistance à la déformabilité, compressibilité, cohésion, etc.).
- **Géomorphologiques** : zones avec des pentes fortes, géométrie des talus, topographie irrégulière.
- **Climatiques** : ils constituent aussi des facteurs conditionnant.

I.3.2.2 Facteurs déclencheurs (externes) :

Ce sont ceux qui provoquent l'instabilité sur le versant. Une petite cause peut être suffisante pour provoquer l'instabilité. Ces facteurs peuvent être :

- **Naturels** : les précipitations normales et extraordinaires, la filtration d'eau dans le champ, les variations de température, les séismes, entre autres.
- **Anthropiques** : la déforestation, les feux et incendies forestiers, les coupures de talus pour construction de routes ou autre infrastructure, les installations humaines sur les versants, l'activité minière, l'utilisation inadéquate du sol, et autres. [2]

I.3.3 Exemples de glissement de terrain :

- 7 août 1996, Espagne : une coulée de boue accompagnée d'inondations tue 87 personnes sur un camping de Biescas dans les Pyrénées ;

- 5 mai 1998, Italie : une coulée de boue due à de fortes pluies tue 137 personnes à Sarno dans le sud du pays.
- 15 décembre 1999, Venezuela: tragédie de Vargas, des pluies torrentielles provoquent des glissements de terrains dans les favelas de la banlieue de Caracas et provoquent au moins 15 000 morts ;
- 17 février 2006, Philippines : Une coulée de boue traverse un village dans l'est du pays faisant 1 106 morts ;
- 6 septembre 2008 : Égypte : Un gigantesque glissement de terrain dans un bidonville à l'est du Caire fait 69 morts ;
- 8 septembre 2008 : République populaire de Chine : Une énorme coulée de boue provoquée par l'effondrement d'un bassin contenant les dépôts d'une mine de fer fait 267 morts dans le district de Xiangfen, province de Shanxi ;
- 10 mai 2010, Québec, Canada: Un glissement de terrain emporte une route et une résidence à Saint-Jude, bloquant ainsi le cours de la Rivière Salvail et causant la mort de 4 personnes ;
- 8 août 2010, Au moins 96 personnes ont été tuées et 2 000 sont portées disparues après des glissements de terrain en Chine [3]. [4].

I.3.4 Etude de la stabilité des pentes :

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Cependant une longue expérience a été acquise tant que les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation).

I.3.4.1 : Notion de coefficient de sécurité :

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

$$FS = \frac{Q_{max}}{Q}$$

Q: cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (force H, force V, moment M).

Q_{max}: valeur maximale de Q.

Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de sécurité :

1- Selon Bishop :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}}$$

2- Selon Frohlich :

$$F = \frac{\text{Moment résistance}}{\text{Moment moteur}}$$

3- Selon Frohlich la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D) :

$$F = \frac{\text{effort résistance}}{Q \text{ effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$F = \frac{Hc}{H} = \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur critique}}$$

Cependant, On distingue deux démarches pour le calcul du facteur de sécurité :

1. Dans la première démarche, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de FS inférieure ou égale à 1, donc :

- soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $FS = 1$, les caractéristiques correspondantes.
- soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus. [1]

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).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 voire 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 ci-dessous, nous donnent 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.2. Facteur de sécurité.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1.25, alors que $FS = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop). [6]

I.3.4.2 Méthodes de calcul :

On peut classer les méthodes de calcul de la stabilité en deux grandes classes :

- Les méthodes classiques de l'équilibre limite et de l'analyse limite
- La méthode de la réduction de la résistance au cisaillement nécessitant l'utilisation de méthodes numériques des différences finies et des éléments finis

A. les méthodes classiques de l'équilibre limite :

Les méthodes de calcul à la rupture sont les plus employées dans l'analyse de stabilité elles supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement (Mohr-Coulomb en général), le critère de plasticité (ou de rupture) est atteint au niveau de la limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

A.1 Ruptures planes ou multiplanaires :

Dans des terrains discontinus les surfaces de rupture potentielles les plus défavorables sont constituées par des plans ou des ensembles de plans. Si le plan passe dans une couche, les caractéristiques à prendre en compte sont les propriétés de cette couche, si le plan est une discontinuité, il faudra utiliser dans le calcul les caractéristiques mécaniques de cette discontinuité. L'écriture des équations de d'équilibre conduit à estimer le coefficient de sécurité.

Si la surface de rupture est constituée de deux ou plusieurs plans, le problème devra en général être examiné de manière tridimensionnelle. Le volume délimité par deux plans ne contenant pas de droite parallèle est un dièdre. Il existe des abaques permettant d'examiner un certain nombre de cas type d'équilibre de dièdre.

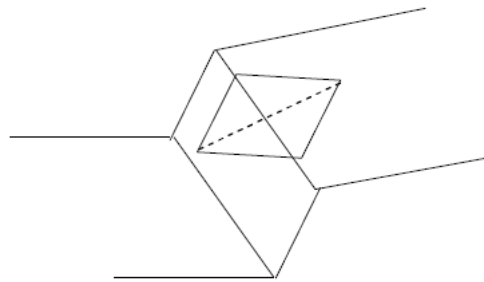


Figure I.2. Dièdre

A.2 Ruptures rotationnelles

Dans certains terrains meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions. La théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en 2 dimensions).

La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel.

Nous examinerons dans ce qui suit une des méthodes qui permet d'effectuer le calcul pour une géométrie complexe.

A.2.1 Approche conventionnelle de la méthode des tranches :

Les analyses conventionnelles de stabilité de pente étudient l'équilibre d'une masse de sol liée ci-dessous par une surface potentielle supposée surface de glissement et en haut par la surface de la pente.

Les forces et les moments tendant à causer l'instabilité de la masse sont comparés à ceux qui tendent à résister à l'instabilité.

La plupart des procédures supposent une coupe bidimensionnelle et des conditions de contrainte planes pour l'analyse. Plusieurs hypothèses sont faites concernant la surface potentielle de glissement jusqu'à ce que la surface critique (ayant le facteur de sécurité le plus bas) soit trouvée. La Figure 1.3 représente une masse potentielle de glissement délimitée par une surface de glissement.

- Si la résistance au cisaillement du sol le long de la surface de glissement dépasse la résistance nécessaire à l'équilibre, la masse est stable.
- Si la résistance au cisaillement est insuffisante, la masse est instable. La stabilité ou l'instabilité de la masse dépend de :
 - son poids ainsi que des forces externes agissant sur cette masse (tel que des surcharges ou des accélérations provoquées par des charges dynamiques).
 - la résistance au cisaillement et les pressions interstitielles le long de la surface de glissement, et toutes forces de renfort interne traversant la surface potentielle de glissement.

Le principe est de découper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales).

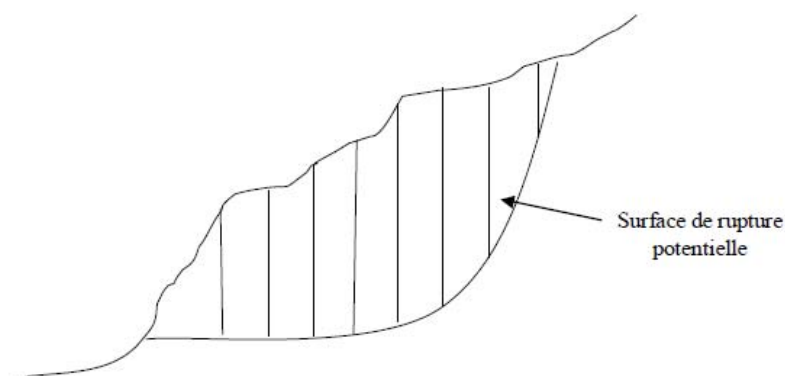


Figure 1.3. Calcul par la méthode des Tranches

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

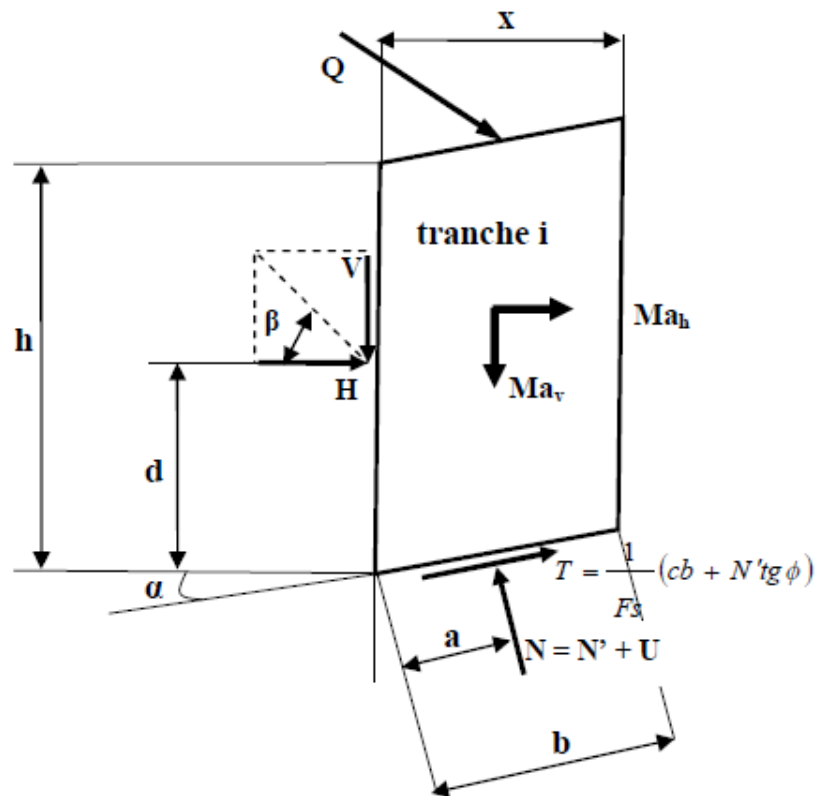


Figure I.4. Bilan des forces sur une tranche

Equations pour n tranches :

- M = masse de la tranche.
- a_v = accélération verticale.
- a_h = accélération horizontale.
- Q = charge extérieure (par exemple ancrage).
- N' = effort effectif normal à la surface de glissement.
- U = sous-pression de l'eau interstitielle.

$$n \bullet \begin{cases} \sum \text{forces horizontales} = 0 \\ \sum \text{forces verticales} = 0 \\ \sum \text{moments} = 0 \end{cases}$$

$3n \text{ équations}$

Les inconnues associées à l'équilibre des forces sont :

- n : forces résultantes N (y compris la pression interstitielle : $u.b$) normales à la base des tranches ou coin.
- 1 : facteur de sécurité qui permet à la force de cisaillement T sur la base de chaque tranche d'être exprimée en fonction de N .
- $n-1$: forces latérales H (y compris pression interstitielle) sur chaque interface entre les tranches.
- $n-i$: angles β qui déterminent la relation entre la force de cisaillement V et la force normale E sur chaque interface entre les tranches.

Il y a donc : **$3n-1$** inconnues pour **$2n$** équations.

Les inconnues associées à l'équilibre des moments :

- n : bras de leviers a de la force résultante N normale à la base des tranches ou coin.
- $n-1$: bras de levier d de la force latérale H sur chaque interface entre les tranches.

Il y a donc : **$2n-1$** inconnues pour **n** équations.

Il y a au totale **$5n-2$** inconnues pour **$3n$** équations. Toutes les méthodes des tranches adoptent l'hypothèse simplificatrice : $a=b/2$ qui réduit le nombre d'inconnues à : **$4n-2$** pour **$3n$** équations.

A.2.2 La méthode de FELLENIUS (1936) :**Les hypothèses :**

Dans cette méthode, les forces sur les côtés de la tranche sont négligées. La force normale à la base de la tranche est calculée en additionnant les forces dans la direction perpendiculaire à la direction de la base de la tranche.

Une fois que la force normale est calculée, les moments par rapport au centre du cercle de glissement sont additionnés pour calculer le coefficient de sécurité.

- surface de glissement circulaire, rayon R , centre O .
- La masse de sol au-dessus de la surface de glissement est divisée en tranches. Chaque tranche ayant une base droite.
- On suppose que les coefficients de sécurité de toutes les tranches sont identiques, impliquant l'appui mutuel, et les forces agissant entre les tranches.

Soit :

- T_1 et T_2 les forces de cisaillement intertranches verticales.
- E_1 et E_2 les forces normales intertranches horizontales.
- S force de cisaillement à la base de l'élément.

- W Poids de la tranche.
- N effort normal à la base.
- τ_f Contrainte de cisaillement de rupture.
- τ_m Contrainte de cisaillement nécessaire pour mobiliser le glissement.

Avec : $T_1 = T_2 = E_1 = E_2 = 0$

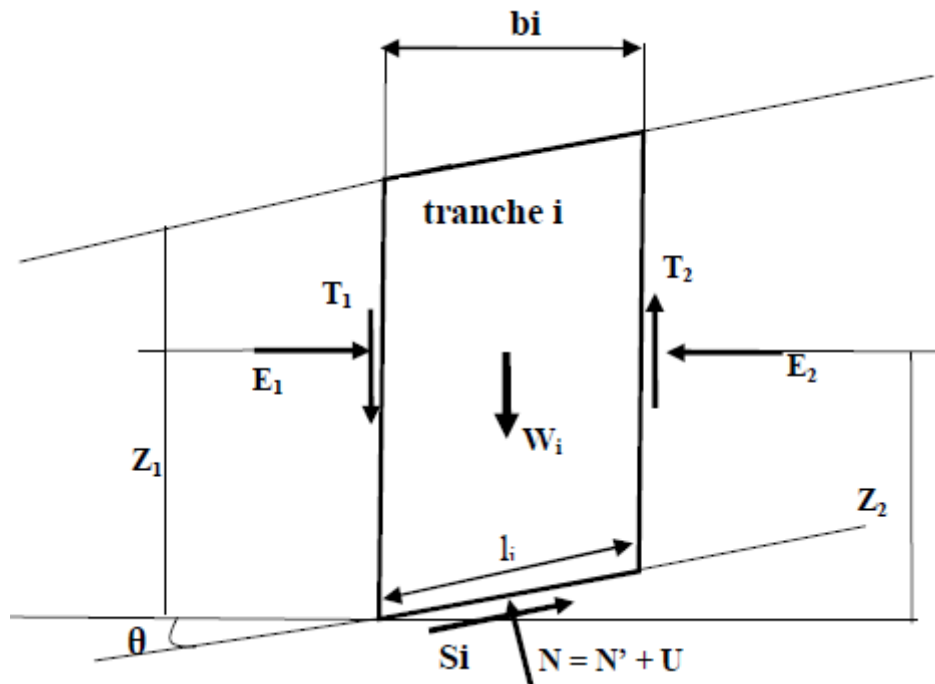


Figure I.5. Equilibre d'une tranche de sol dans la méthode de Fellenius.

La somme des moments pour toutes les tranches est :

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

Avec : m: nombre total de tranches,

R : Rayon du cercle de glissement.

C_i Et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB.

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

$$FS = \frac{\sum (C_i \cdot AB = N_n \cdot \tan \phi_i)}{\sum T_n}$$

Les limitations de la méthode Fellenius :

La limitation principale de cette méthode vient de la négligence des forces intertranches. La méthode ne satisfait pas l'équilibre des forces dans les directions verticales ou horizontales. L'équilibre des moments est satisfait pour la masse entière de sol au-dessus de la surface de glissement, mais pas pour différentes tranches.

Les coefficients de sécurité calculés par la méthode Fellenius peuvent généralement varier de pas moins de 20 pour cent par rapport à des valeurs calculées en utilisant des méthodes plus rigoureuses (Whitman et Bailey 1967) ; dans des cas extrêmes (tels que l'analyse avec des pressions interstitielles élevées), les différences peuvent être encore plus grande.

A.2.3 Méthode simplifiée de Bishop :

Les hypothèses :

Cette méthode est fondée sur l'hypothèse que les forces inter tranches sont horizontales. La surface de glissement est également supposée circulaire. Les forces sont additionnées dans la direction verticale. L'équation d'équilibre résultante est combinée avec l'équation de Mohr Coulomb et avec la définition du coefficient de sécurité pour déterminer les forces à la base de la tranche. Finalement, les moments par rapport au centre du cercle de glissement sont additionnés pour obtenir l'expression du coefficient de sécurité.

$$F = \frac{\sum [c' b + (W - ub) \tan \phi] \left[\frac{1}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \tan \phi}{F}} \right]}{\sum W \sin \theta}$$

Limitations de la méthode de Bishop simplifiée :

Etant donné que L'équilibre horizontal des forces n'est pas satisfait par la méthode de BISHOP, son application pour des analyses pseudo-statiques de tremblement de terre où une force horizontale additionnelle est appliquée est incertaine.

La méthode est également limitée aux analyses avec les surfaces de cisaillement circulaires. [1]

B : la méthode de l'analyse limite :

Elle est basée sur la comparaison des travaux des forces favorisant le déplacement des masses de terre et ceux des forces s'opposant à ce déplacement, elle est utilisées par certains auteurs dont nous allons citer les travaux au second chapitre et utilisent généralement une surface de rupture sous forme de spirale logarithmique.

C. Méthodes numériques d'étude de la stabilité :

Ces méthodes basées sur la réduction de la résistance au cisaillement utilisent en générale la méthode des éléments fins (Plaxis par exemple) et des différences fines (Flac), ces méthodes ne nécessitent aucune hypothèse sur la forme de la surface de glissement, et par suite aucune nécessité des hypothèses faites sur les forces latérales dans la méthode des tranches. La surface de glissement est celle pour laquelle la résistance au cisaillement est minimale.

En chaque point on réduit la résistance de cisaillement progressivement jusqu'à avoir un état d'équilibre limite, un coefficient de sécurité local est déterminée en divisant la valeur de la résistance au cisaillement initiale sur celle donnant l'état d'équilibre limite. Une moyenne pour la somme des points donne le coefficient de sécurité total.

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

La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs géométriques (déformation ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation.

Les modèles proprement dits, que l'on utilise dans le domaine de la géotechnique, se distinguent donc fondamentalement par :

- le choix des lois rhéologiques attribuées aux matériaux.
- le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre.
- le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle.
- le choix du couplage hydraulique-mécanique.

Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentent des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la

performance des modèles réalisés. Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de l'ouvrage, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions « déplacement ».

Certains procèdent par intégration directe comme avec la méthode des éléments frontières. Les autres ont recours à la discrétisation de ces fonctions. Ces derniers diffèrent par ailleurs entre eux par les principes de discrétisation des grandeurs calculées, les algorithmes et les techniques de résolution, comme c'est le cas notamment entre les outils qui s'appuient sur la méthode des éléments finis, celle des éléments distincts, ou celle des différences finies.

En ce qui concerne l'analyse de stabilité, les méthodes numériques sont un complément utile voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de stabilité des ouvrages en terre. La méthode des éléments finis a été utilisée la première fois pour l'analyse de stabilité en 1966. Certains auteurs vont jusqu'à dire, « elles sont aujourd'hui populaires ». Ces méthodes apportent aux géotechniciens et aux experts des informations sur le développement de la rupture. Ces méthodes peuvent être utilisées dans le calcul de stabilité selon deux façons :

1. La première, dite méthode directe : pour estimer la valeur du coefficient de sécurité par cette méthode, une série de calculs sera nécessaire. Le critère de rupture est défini par l'utilisateur. Elle donne des informations sur le développement du processus de rupture.
2. La deuxième utilise une méthode numérique en association avec le calcul en équilibre limite. Le point important de cette méthode est que le calcul est effectué dans des conditions normales, c'est-à-dire sans réduction des propriétés des matériaux. Naylor (1982a) a appelé cette méthode Equilibre limite améliorée. Depuis la publication des premières idées, le couplage entre les méthodes numériques et les méthodes d'équilibre.

Le choix de la méthode est en fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) Le choix de celle la mieux adaptée peut ne pas être immédiat. Dans l'optique d'un calcul en déformations, par exemple, il est clair que pour une roche intacte ou une masse rocheuse très fortement fracturée, l'hypothèse d'un milieu continu équivalent est plus adaptée, d'où une analyse numérique simplifiée. Mais lorsque le nombre de familles de discontinuités n'est pas très élevé, ou si les discontinuités sont très espacées, le choix de la méthode la plus efficace est difficile en s'appuyant sur des données géométriques,

géologiques et géomécaniques relatives au profil du pente, on se propose de réaliser des modèles numériques dont l'analyse nous permettra d'évaluer le comportement du massif, à court et à moyen terme, afin d'optimiser les mesures de renforcement, ainsi que les systèmes d'instrumentations sur les pentes, si cela s'avérait nécessaire.

La comparaison des résultats de calcul aux mesures d'instrumentation permettra en outre de valider ou d'ajuster les paramètres mécaniques utilisés dans les simulations, au travers d'une analyse inverse.

Compte tenu des résultats escomptés, il est essentiel d'avoir recours à des méthodes de calcul judicieuses et adaptées au but de l'étude.

- En premier lieu, on doit pouvoir déterminer les mécanismes de rupture susceptibles d'avoir lieu au niveau des pentes et des parements verticaux et calculer les risques d'occurrence sans pour autant connaître par avance la géométrie exacte des ruptures envisagées, mais en sachant toutefois que les discontinuités du massif constitueront tout ou partie de ces surfaces de rupture.

- On doit pouvoir prendre en compte la présence d'eau dans le massif, sous forme de nappe rabattue ou non, ainsi que des effets dynamiques, c'est-à-dire les efforts déstabilisants non liés à la gravité.

L'étude doit fournir des résultats au niveau de l'évolution de la déformation du massif, afin de pouvoir comparer ces valeurs aux mesures issues de l'instrumentation.

- On souhaite enfin reproduire l'intégralité géométrique et chronologique du processus d'excavation, y compris les rabattements de nappe, le renforcement mécanique des pentes et des parois de l'écluse, la prise en compte de discontinuités majeures dans le massif, etc.

En mécanique des roches, il existe plusieurs méthodes numériques pour déterminer les réponses d'un milieu rocheux à des sollicitations. L'évaluation d'un facteur risque peut être traitée par des méthodes à l'équilibre limite (comme celle utilisée par le logiciel DEGRES), qui nécessitent une faible puissance de calcul. Les calculs en déformations, par contre, requièrent en général l'utilisation de méthodes du type éléments finis ou éléments discrets qui sont très gourmandes en ressources informatiques.

La méthode des éléments discrets (utilisée par le logiciel UDEC) est façonnée pour des problèmes dans lesquels interviennent un nombre important mais limité de discontinuités et donc de blocs de matériaux, et où la réponse globale du massif est dominée par le comportement de

ces premières. Elle permet d'obtenir de grandes déformations le long des discontinuités et peut aussi bien reproduire les effets de la translation ou de la rotation des blocs rocheux.

La méthode des différences finies (exploitée par le logiciel FLAC), quant à elle, traite le problème comme un milieu continu, dont les caractéristiques mécaniques sont une moyenne établie sur un élément du maillage. Elle permet aussi d'introduire, en nombre limité, des discontinuités, mais la réponse globale du massif est cependant dominée par la déformation de la roche.

Par ailleurs, la variabilité des propriétés mécaniques, c'est-à-dire l'hétérogénéité du massif, est un élément primordial du comportement et doit être prise en compte par la méthode de calcul. L'utilisation d'un modèle continu ou discontinu oblige l'utilisateur à reconsidérer le choix des paramètres d'entrée entre des approches probabilistes et/ou stochastiques dans lesquelles interviennent également des incertitudes liées, notamment, aux effets d'échelle. [5]

I.4 Méthodes de confortement :

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable.
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

La figure (I-6) présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement. Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $FS = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur

efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $FS = 1,5$.

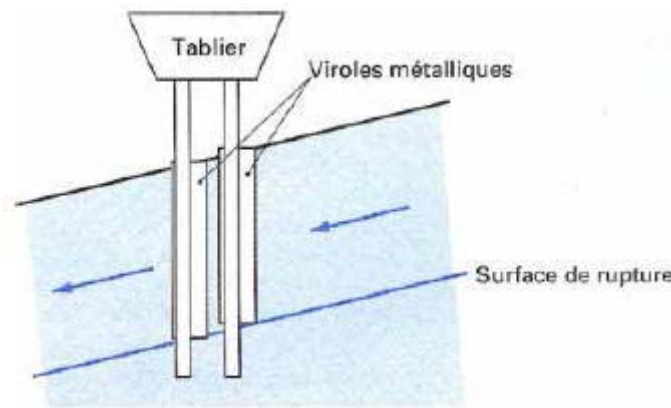


Figure I.6. Fondation sur pieux

I.4.1 Terrassements :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.



Figure I.7. Terrassements de la pente

I.4.2 Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site.
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation. [6]

I.4.3 Renforcement par inclusions :

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 utilisées :

I.4.3.1 Clous et micropieux :

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. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. 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.

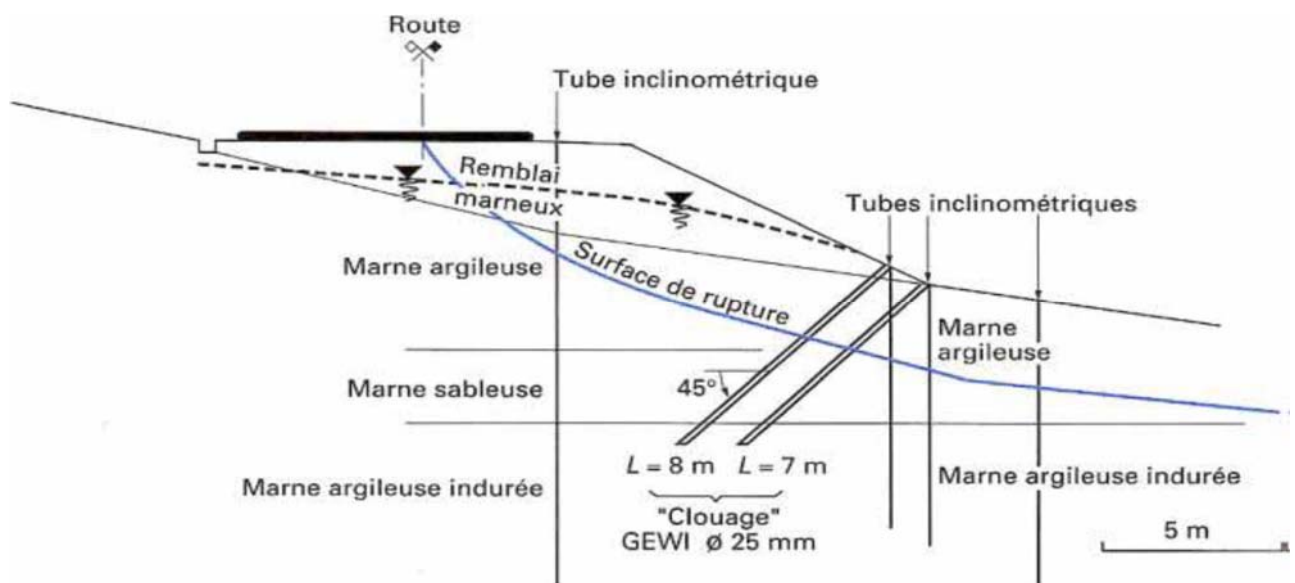


Figure I.8. Exemple de clouage d'un glissement

I.4.3.2 Pieux et barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction /flexion. 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 mesurée à l'aide du plessimètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $\frac{pl}{2}$

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

I.4.3.3 Soutènement en remblai :

A. Murs quasi inextensibles en sol de remblai renforcé :

A.1 Murs renforcés par armatures, bandes ou treillis métalliques:

Les murs en sol de remblai renforcé quasi inextensibles et souples regroupent les techniques suivantes : murs et culées en Terre armée, murs VSL (bandes de treillis métalliques), murs en sol renforcé par treillis métalliques horizontaux. Dans ces techniques, les armatures ne présentent la plupart du temps qu'une rigidité en flexion très faible. La méthode de dimensionnement initialement développée pour la Terre Armée a été étendue en 1992 à l'ensemble des ouvrages en remblai renforcé quasi inextensibles et souples (norme NF P 94-

220). Ces ouvrages sont justifiés aux états limites ultimes avec coefficients partiels de sécurité vis-à-vis de la stabilité externe (poinçonnement de la fondation, glissement de la base) et d'une rupture circulaire coupant ou non le massif de sol renforcé. La justification aux états limites de services se fait par la méthode de l'équilibre local, qui permet de connaître les tractions en service dans chaque lit ou nappe de renforcement.

A.2 Murs Tervoile :

En plus du renforcement de remblai par bandes et treillis métalliques horizontaux, il existe une technique de renforcement par voiles ou treillis métalliques verticaux.

Du fait de l'interaction continue entre les éléments de renforcement et le sol, il y a un effet de renforcement du sol, mais à cause de la géométrie, le mur s'apparente aussi à un mur cellulaire. Le comportement est donc complexe et il convient de justifier ce type d'ouvrage comme un remblai renforcé quasi inextensible, mais aussi comme un mur de type cellulaire.

A.3 Murs en sol de remblai renforcé par bandes de géosynthétiques :

Les ouvrages en sol renforcé par armatures en géosynthétique, comme par exemple des bandes de Paraweb (murs Freyssisol), se comportent en service de manière similaire aux remblais renforcés quasi inextensibles même si, formellement, ils sont classés dans les ouvrages extensibles. Ils sont dimensionnés de façon similaire en prenant, dans la méthode de l'équilibre local, des valeurs de $K(z)$ conformes aux mesures effectuées sur les ouvrages en service et en tenant compte, pour les ouvrages temporaires et permanents, de la nature géosynthétique des éléments de renforcement.

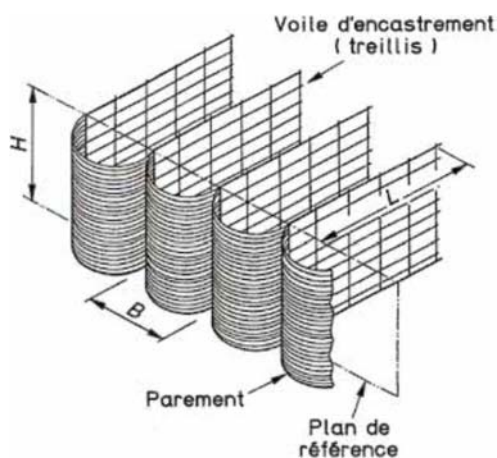


Figure I.9. Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux

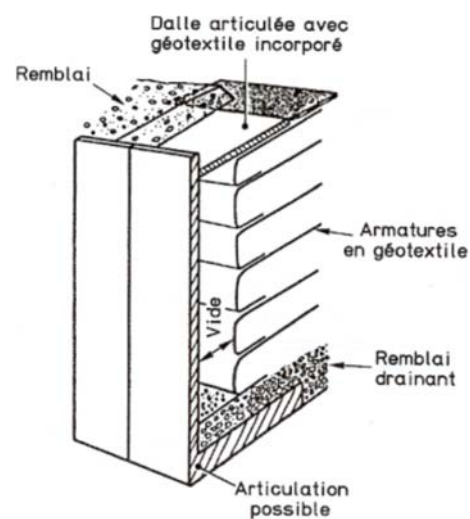


Figure I.10. Procédé EBAL-LCPC de renforcement de remblai par géotextiles

B. Murs extensibles en sol de remblai renforcé :**B.1 Murs renforcés par nappes de géotextiles :**

Les remblais renforcés par des nappes en géotextile ou produits apparentés (géogrille) se classent pour la plupart dans les ouvrages extensibles. Ils sont justifiés aux états limites ultimes avec coefficients de sécurité partiels, vis-à-vis de la stabilité externe (poinçonnement de la fondation, glissement sur la base) et d'une rupture circulaire coupant ou non le massif de sol renforcé (norme Pr G 38- 062). Il n'existe pas actuellement de méthode simple, de type équilibre local, permettant de faire un calcul aux états limites de service. Pourtant, dans ce type d'ouvrage, la prise en compte des déformations serait tout à fait souhaitable car les charges limites prédites à l'aide du calcul à la rupture, qui se fait sans tenir compte des déformations, sont souvent sous-estimées.

De plus, le parement, qui peut être constitué par les nappes repliées sur elles-mêmes ou par des éléments de type cellulaire (bacs en béton, sacs de sable, pneus, etc.) participe à la stabilité d'ensemble, ce qui n'est pas souvent pris en compte.

Les géosynthétiques sont utilisés en soutènement avec tout type de sol, frottant aussi bien que cohérent, alors que les murs en sol de remblai renforcé et quasi inextensibles sont plutôt construits avec des sols flottants. Récemment sont apparus des géotextiles multifonctions, appelés géocomposites, qui jouent à la fois un rôle de renforcement et de drainage. Avec ces géocomposites, il est possible d'utiliser comme matériau de remblai des sols cohérents à très forte teneur en eau, de l'ordre de 100 %, et à des degrés de saturation importants, très au-dessus de l'optimum Proctor. Au niveau des renforcements, des suctions se développent dès la construction tandis que la consolidation du sol de remblai augmente sa résistance mécanique à long terme. Ces deux phénomènes ont pour effet d'augmenter la stabilité de l'ouvrage.

B.2 Le Pneusol :

Parmi les ouvrages en sol de remblai renforcé et extensibles, il convient de mentionner, en outre, la technique du Pneusol qui consiste à assembler en plan des pneus, entiers ou découpés, pour former des nappes de renforcements extensibles. Les premiers ouvrages utilisant cette technique avaient été construits avec un parement trop rigide par rapport à l'extensibilité des renforcements.

La tendance actuelle de parement, remplis de terre végétalisée. Ils peuvent être ainsi associés avec des nappes de treillis métalliques (procédé Armapneusol) ou avec des nappes géotextiles (procédé= Pneutex).

B.3 Renforcements tridimensionnels :

La complexité de l'interaction entre le sol et les éléments de renforcement tridimensionnels ainsi que la grande diversité de ces éléments ne permettent pas d'analyser ce type de matériaux avec une approche discrète similaire aux renforcements linéaires et bidimensionnels.

Par exemple, dans le cas du Texsol, qui est le matériau renforcé tridimensionnel le plus couramment utilisé et qui sera traité ici, la longueur de fil par mètre cube de sol renforcé varie entre 100 et 200 km pour une teneur pondérale en fil de l'ordre de 0,1 à 0,2 %.

Même si, dans de telles techniques, on cherche à mélanger le sol avec le renforcement de la manière la plus aléatoire possible, la procédure de mise en place provoque toujours une certaine anisotropie du matériau et de sa résistance mécanique. On définit alors habituellement, pour le matériau composite obtenu, une cohésion et un angle de frottement interne, fonctions de l'angle d'inclinaison entre le plan de cisaillement étudié et le plan de dépôt. Les applications du Texsol en soutènement sont de deux types.

Il peut être utilisé pour former un mur poids, encastré dans le sol de fondation par une bêche, pour retenir un sol de remblai. Le deuxième type d'application concerne la stabilisation de talus raidis. Un massif de Texsol a la propriété remarquable, par rapport à un mur poids classique en béton, d'être aussi déformable que le sol de déblai ou remblai et il présente l'avantage de pouvoir être construit rapidement sans coffrage. [7]

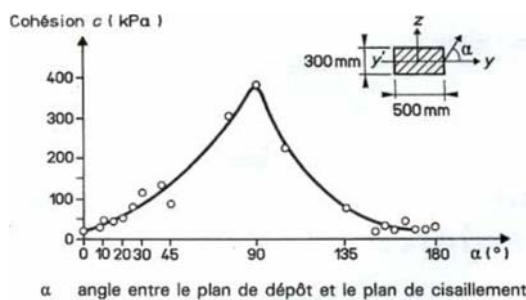


Figure I.11. Anisotropie du Texsol mesurée à la boîte de cisaillement direct

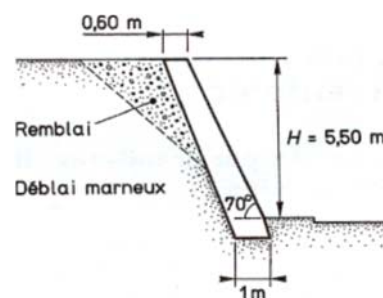


Figure I.12. Exemple de mur en Texsol à Argenteuil

I.5 CONCLUSION :

Dans ce chapitre « générale sur les glissements » nous a permis de présenter les notions théoriques générales liées aux glissement de terrain tels que les types de glissement de terrain, les circonstances dans lesquelles en peut avoir des glissement de terrain, les caractéristiques et les causes d'un glissement de terrain, les processus d'étude d'un glissement de terrain et les méthodes de calcul de stabilité et de confortement.

CHAPITRE II

Revue bibliographique des travaux précédents

CHAPITRE II**Revue bibliographique des travaux précédents****II-1 INTRODUCTION :**

La stabilisation de pente par l'installation de l'inclusion rigide est une des techniques de renforcement de la pente novatrices qui ont été introduites au cours des dernières années. De nombreux cas de succès ont été rapportés. De nombreuses 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.

Les méthodes numériques sont très populaires dans cette question. Cai et Ugai [9], en utilisant la méthode des éléments finis en trois dimensions, ont montré que la pieu doit être situé au milieu de la pente pour atteindre le facteur de sécurité maximum pour la pente. Gagné et autres. [10], en utilisant FLAC3D, en tirer la conclusion que les pieux doivent être installées au milieu de la pente où la pression agissant sur les pieux est la plus grande. Wei et Cheng [11], en utilisant également FLAC3D, considéré comme le problème de la pente renforcée par une rangée de pieux. Leurs résultats numériques ont montré que la position optimale du pieu se trouve entre le milieu de la pente et au milieu de la surface critique de glissement de la pente sans pieu et est très proche du milieu de la pente. Lee et autres. (1995) ont présenté une approche simplifiée à l'étude d'une rangée de pieux utilisés pour la stabilisation de la pente. L'étude a été étendue à montrer l'effet du diamètre du pieu, espacement des pieux, la position du pieu et de limiter la pression du sol dans la pente du sol homogène et deux pentes de sol de la couche. Ausilio et autres. (2001) ont utilisé l'approche cinématique de l'analyse limite pour la stabilité des pentes qui sont renforcés avec des pieux. Yang et autres. (2011) ont étudié l'effet de l'embarqué longueur des pieux sur le facteur de comportement en matière de sécurité et pieu dans le modèle élasto-plastique en trois dimensions en utilisant la méthode de réduction de la résistance.

II-2 présentation de quelques travaux précédents :

Hamza Güllü (2013) [12] ont considéré la pente de profil présenté en figure II.1 pour l'étude numérique de système pente avec pieux. Un remblai qui est bien compacté pour des utilisations d'ingénierie a été construit sur de l'argile mou qui sous-tend sur de l'argile raide. La pente représente une partie d'un remblai de la route. La couche mou située entre deux couches rigides représente un problème typique de stabilité de pente vu son grand de glissement. La couche d'asphalte (couverture) n'est pas incluse dans le remplissage en vue de la simplicité de la solution du problème. Le remplissage comporte une pression de surcharge en raison de la charge de trafic qui est recommandé comme 30 kPa. Le profil du remplissage de la pente a une hauteur de 10 m, l'angle de pente est de 30° et le poids volumique est de 21 kN/m^3 . Le matériau de remplissage est du gravier argileux avec plus de 15% de sable. L'argile molle est normalement consolidé qui a un angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$. L'argile est une argile sur consolidée ayant les paramètres de résistance au cisaillement suivants : Cohésion kPa $c=30$ et 'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$. Les conditions de sol non drainées ont été considérées pour les couches d'argile, pour le remblai, il se comporte en conditions drainées. Les propriétés du sol ainsi que les paramètres de modèle d'étude numérique sont donnés dans le tableau II.1. Dans cette étude les pieux ont été considérés être construits dans cinq endroits :

Cas 1 : au pied de la pente, cas 2 : au milieu de la pente, cas 3 : au sommet de la pente, cas 4 : Deux rangées au pied et au milieu et cas 5 : Trois lignes de pieux au pied au milieu et en tête.

Dans ces différents cas les pieux sont de diamètres 0.5 m et sont enfoncés de 5 m dans la partie rigide. Le comportement des pieux est modélisé par l'intermédiaire du matériau élastique linéaire non-poreux. Il ya aussi des approches de modélisation par un élément de poutre en utilisant moment d'inertie, mais ils ne sont pas considérés dans cette étude. La pente est étudiée avec la pieu renforcée pour les cas séparément, et par rapport à l'autre non armé. Les propriétés de pieu sont présentées dans le tableau II.2.

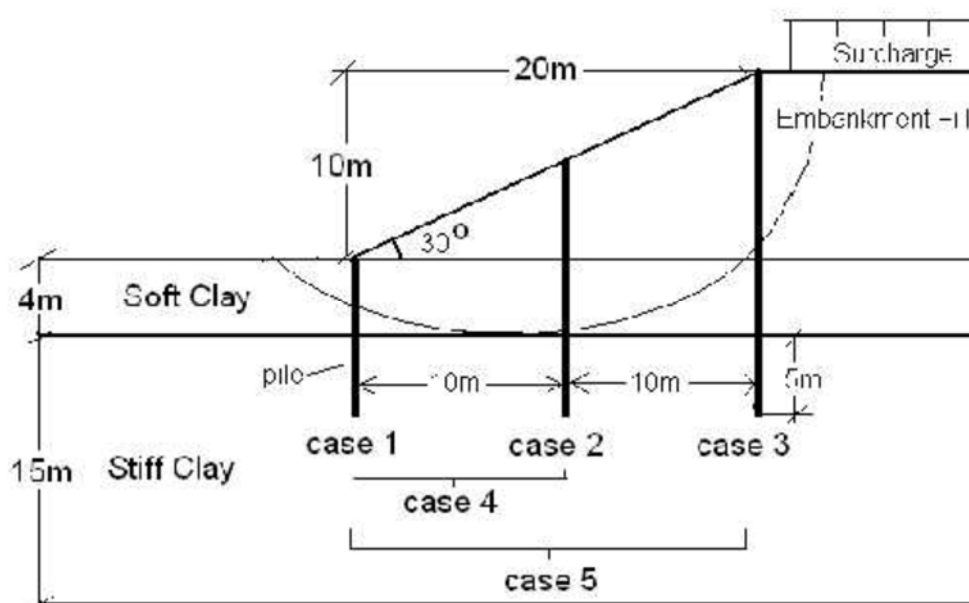


Figure II.1. Le profil étudié (chaque cas est considéré séparément)

Paramètre	Remblai	argile mole	argile rigide
modèle de matériau	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
comportement des matériaux	Drainée	non drainée	non drainée
Cohésion(c, kpa)	5	0	30
angle de frottement ϕ	40	20	30
résistance au cisaillement (c_u , kpa)	-	50	200
poids (volumique) sec (γ_s , KN/m ³)	20	16	18
poids (volumique) saturée (γ_{sat} , KN/m ³)	22	17	19
Perméabilité (k, m/s)	1.10^{-4}	1.10^{-8}	1.10^{-8}
Module de young (E, kpa)	120000	25000	100000
Le coefficient de poisson (ν)	0.3	0.35	0.35

Tableau II.1. Propriétés des couches du profil étudié

Paramètre	Pieux
modèle de matériau	élastique linéaire
comportement des matériaux	non poreux
poids (volumique) (γ , KN/m ³)	24
Module de young (E, kpa)	3.10^7
Le ratio de poisson (ν)	0.1

Tableau II.2. Propriétés des pieux :

L'analyse numérique a été réalisée par la méthode des éléments finis 2D en utilisant Logiciel PLAXIS qui est une méthode habituelle appliquée aux problèmes géotechniques. Dans l'approche de réduction Phi-c, les paramètres de résistance (ϕ , c) sont successivement réduits jusqu'à la rupture de la structure se produit. Le multiplicateur totale ΣM_{sf} est utilisé pour définir la valeur des paramètres de résistance du sol à une étape donnée de l'analyse donnée par l'équation :

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \phi_i}{\tan \phi_r} = \frac{C_i}{C_r}$$

Les résultats de l'analyse numérique sont présentés ci-dessous. Les mécanismes de rupture sont présentés par les grandeurs de la flèche et par la couleur des formes de glissement (Figure II.2). Ils donnent relativement une bonne indication du mécanisme de rupture. Pour ceux de la forme, la couleur passe du rouge au vert et représente une diminution de l'amplitude de la déformation dans le mécanisme de rupture. Si la pieu est construit au pied de la pente, les déformations à l'intérieur du plan de rupture et la pente sont plus réduites en comparaison avec les autres cas, dans l'application à une rangée.

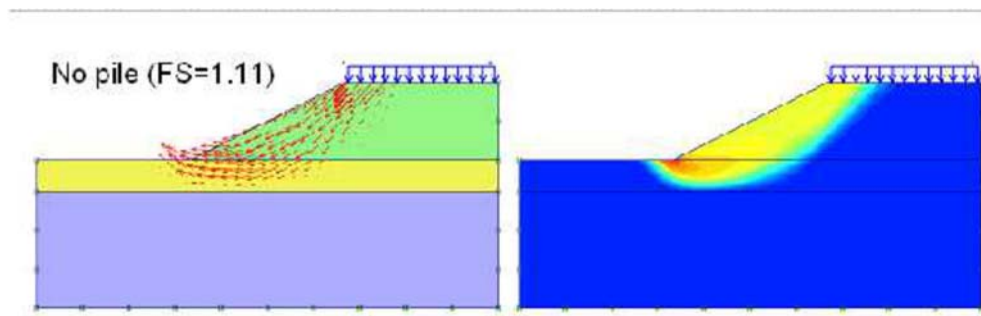


Figure II.2. pente sans renforcement.

Dans l'application du cas 2 (au milieu), la partie droite du système pieu-pente est bien conservé, cependant, la partie gauche du côté du pied de la pente présente clairement de déformations intensives qui devraient être sérieusement pris en considération pour la stabilité de la pente. Dans l'application du cas 3, le renforcement du pieu semble bien résister aux déformations supplémentaires, mais il ne donne pas une contribution suffisante au mouvement de pente vers le pied. Ces observations indiquent clairement l'effet de l'existence de la rangée, car elle empêche les déformations excessives de se produire à l'intérieur de la surface de rupture. (Figure II.3)

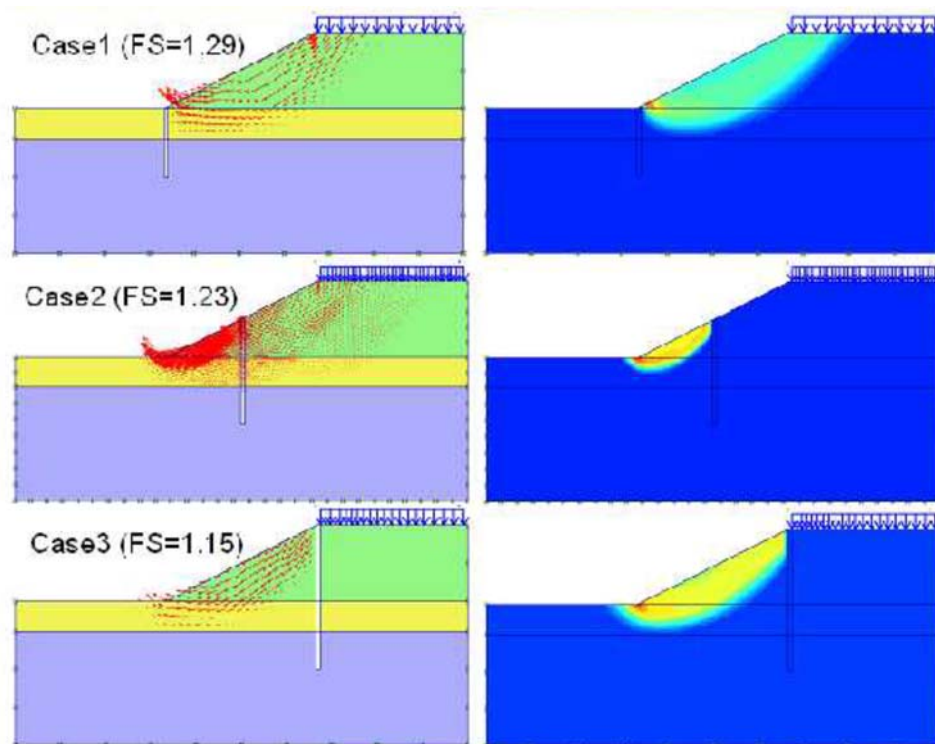


Figure II.3. Pente avec renforcement par une rangée de pieux

Une bonne résistance au mouvement de la pente a également été affichée pour les cas de deux et trois rangées des pieux (cas 3-4), où certains des déformations ont été menés à la fin des pieux différemment de l'application d'une seule rangée (Figure II.4).

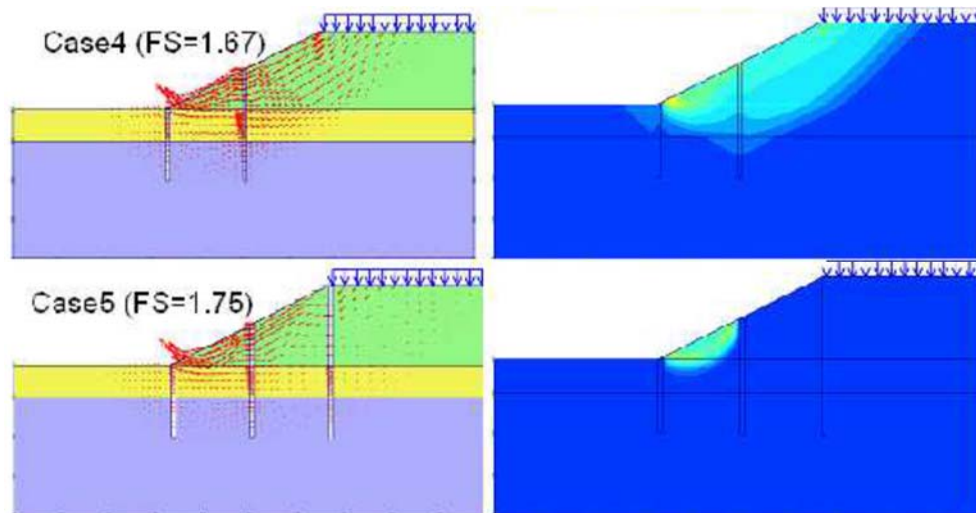


Figure II.4. Pente avec renforcement par deux et trois rangées de pieux

Le coefficient de sécurité, pour le cas d'une rangée de pieux diminue en s'éloignant du pied de la pente. D'autre part, le facteur de sécurité augmente certainement à une augmentation de rangées des pieux.

L'application de trois rangées pieux (cas 5) donnent des résultats plus meilleures pour le facteur de sécurité, C'est un résultat attendu parce que la résistance aux contraintes de cisaillement le long du plan de rupture augmente plus dans le cas de deux ou trois rangées que pour une seule rangée pieux rangée augmentent. Cela peut également indiquer l'authenticité des résultats des analyses numériques. Le cas 1 donne le plus grand facteur de sécurité dans le cas de l'application d'une seule rangée. Dans le cas 3, le coefficient de sécurité est proche de celui de la pente naturelle. Bien que le cas 1 et cas 2 produisent une contribution modérée à coefficient de sécurité pour la stabilité de la pente, le cas 3 ne fait pas une contribution significative à la stabilité.

L'approche décrite par **X. Li, X. Pei, M. Gutierrez et S. He (2012)** [13] illustre l'analyse de la stabilité de pente représentée en figure. II.5, par exemple. La pente a une hauteur de 13,7 m, un angle de pente 30° , et est faite d'un sol homogène avec la cohésion de 23,94 kPa, l'angle de frottement de 10° , Et le poids volumique 19,63 kN/m³. L'écoulement de

l'eau n'est pas considéré. Ceci a déjà été examiné par Ausilio et autres. [14] et Michalowski [15] en utilisant une analyse limite. On a trouvé que le facteur de la pente (sans le renfort de pieu) de sécurité est d'environ 1,11. Cette valeur est considérée comme insuffisante, la pente peut être renforcée par l'installation d'une rangée de pieux pour augmenter le facteur de sécurité à une valeur souhaitée. Dans le présent exemple, les pieux sont supposés être de 0,9 m de diamètre avec une distance centre-au-centre de 2,25 m (pour satisfaire un rapport de D_2/D_1 de 0,6). La pieu est supposé être rigide. Pour la commodité de l'analyse, de gros diamètre de pieu sont utilisés dans cet exemple.

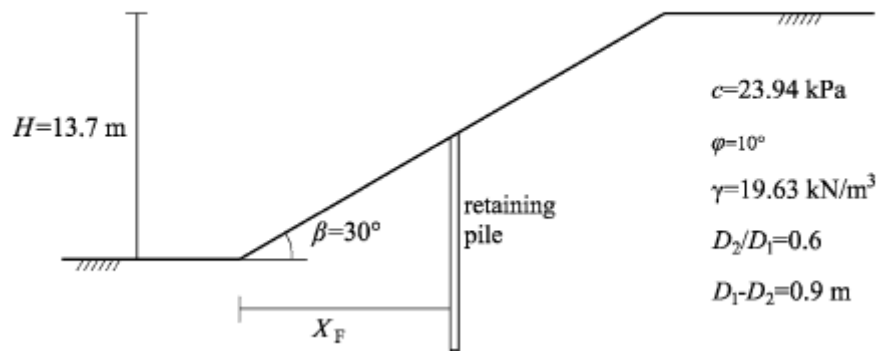


Figure II.5. Exemple illustratif d'une pente renforcée par des pieux

L'équation ci-dessous donne la force par unité de largeur de sol qui doit être fournie par une rangée de pieux pour atteindre la valeur souhaitée du facteur de la pente de la sécurité. Dans l'équation, f_1 - f_5 sont des fonctions liées aux propriétés du sol et de la géométrie de la pente et au facteur de sécurité F . Pour toute surface de rupture connue, les seules inconnues sont F_p et F . Si F_p est connue, le facteur de sécurité peut être obtenu. En prenant en compte toutes les surfaces de rupture possibles, un facteur de la pente minimale de sécurité peut être trouvé.

$$F_p = \frac{\gamma r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) - c r_0^2 f_5}{\sin \theta_F r_F}$$

Où γ =poids (volumique) spécifique du sol, les fonctions F_1 - F_4 dépendent des angles θ_0 , θ_h , α , β , β' , Expressions pour f_1 - f_4 peuvent être trouvés dans plusieurs ouvrages pour la complétude.

La position la plus efficace des pieux à l'intérieur de la pente est l'endroit où la force de stabilisation nécessaire pour augmenter le facteur de sécurité à la valeur désirée a la valeur minimale. La figure II.5 donne les résultats de la force nécessaire pour améliorer la stabilité de la pente pour des facteurs de sécurité requis pour les différentes positions des pieux. Comme on peut s'y attendre, F_p augmente avec le facteur de sécurité requis. Dans tous les cas examinés, l'emplacement le plus efficace des pieux est à proximité du pied du talus, où la force nécessaire à fournir par les pieux pour atteindre la valeur sélectionnée du facteur de sécurité prend la valeur la plus basse. Ce résultat est vérifié par Ausilio et autres. [14]. Comme indiqué par ces auteurs, cela est dû à la forme de la surface de glissement qui est une courbe en spirale logarithmique 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 le montre la figure.II.6, le moment de stabilisation dû à F_p , par rapport au centre de rotation, à un bras qui augmente à mesure que l'emplacement des pieux se rapproche de la pointe de la pente, et par conséquent la force F_p requis diminue.

Les effets de l'emplacement du pieu sur F_p requise montrent que si la force de retenue qu'une rangée de pieux peut fournir est assez grande, les pieux doivent être installés près du pied de la pente où la force de stabilisation peut produire le maximum de résultats de stabilisation. Ils indiquent également que l'endroit le plus économique pour les pieux dans la stabilisation de la pente est près du pied de la pente.

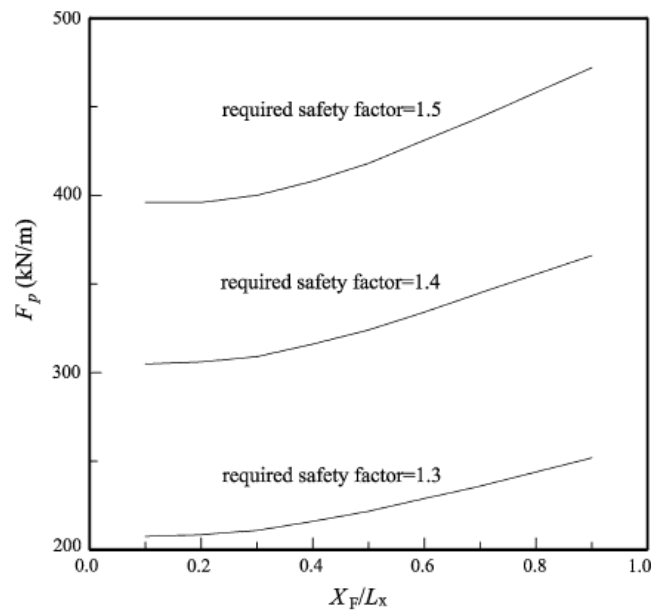


Figure II.6. Lieu de pieu contre F_p pour le facteur de sécurité requis = 1.3, 1.4, et 1.5

La position du pieu la plus efficace peut être différente de la position du pieu le plus approprié, qui est discuté ci-dessous. Le sol est une matière plastique. En conséquence, selon Ito et la théorie de Matsui, la force de stabilisation que d'une rangée de pieux peut fournir est proportionnelle à la profondeur de la couche de surface du sol. La longueur de la partie du pieu entre la surface de glissement et la surface du sol est désignée par h et tracée en fonction de l'abscisse sans dimension X_F / L_x sur la figure. II.7. On peut voir que l'amplitude de h est grandement affectée par l'emplacement du pieu en particulier lorsque les pieux sont placés dans la partie centrale inférieure de la pente. Par conséquent, il est important de déterminer si les pieux peuvent fournir suffisamment de stabilisation quand ils sont situés à proximité de pied de la pente. À cet emplacement, la valeur de h est très petite en raison de la plus petite hauteur de la pente. La figure II.65 représente graphiquement les forces nécessaires et prévues pour atteindre les facteurs de sécurité nécessaires en fonction des emplacements de pieux.

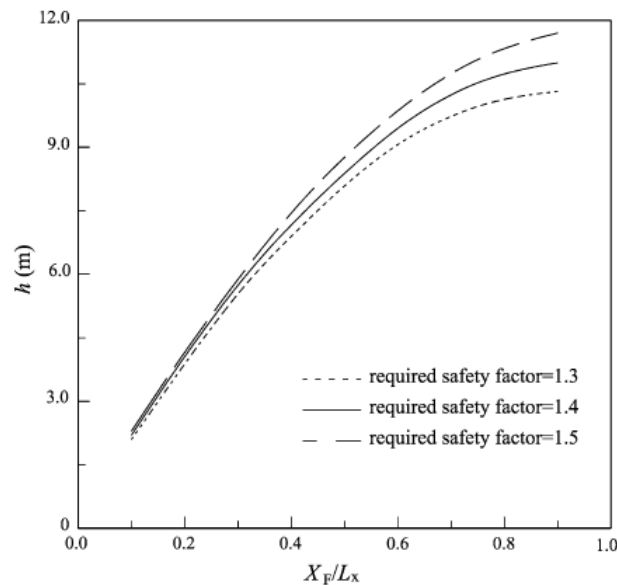


Figure II.7. Lieu de pieu contre h pour le de sécurité requis = 1.3, 1.4, et 1.5

En supposant que les pieux sont assez long, les éléments de sécurité sont calculées compte tenu de la force qui peut être fournie par des pieux. Cette relation est donnée dans la figure. II.8. On voit que le facteur de sécurité croît avec X_F/L_x jusqu'à ce que les pieux sont placés à proximité du sommet de la pente. Le facteur de sécurité prend sa valeur maximale lorsque X_F / L_x est d'environ 0,75. Ce résultat est très proche de celle de Hassiotis et autres. [16] pour la même pente. La hauteur de la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement h et la force de stabilisation correspondante fournie par des pieux à la fois F_p sont représentées graphiquement en fonction X_F / L_x sur la Fig.9. La longueur du pieu au-dessus de la surface de rupture et la force de stabilisation fournie par les pieux prennent la valeur maximale lorsque les pieux sont placés dans la partie supérieure du milieu de la pente. Cela peut être l'explication de l'influence de la position du pieu sur le facteur de sécurité. Évidemment, les pieux doivent être placés à proximité de la partie milieu-supérieure de la pente pour atteindre une valeur élevée du facteur de sécurité.

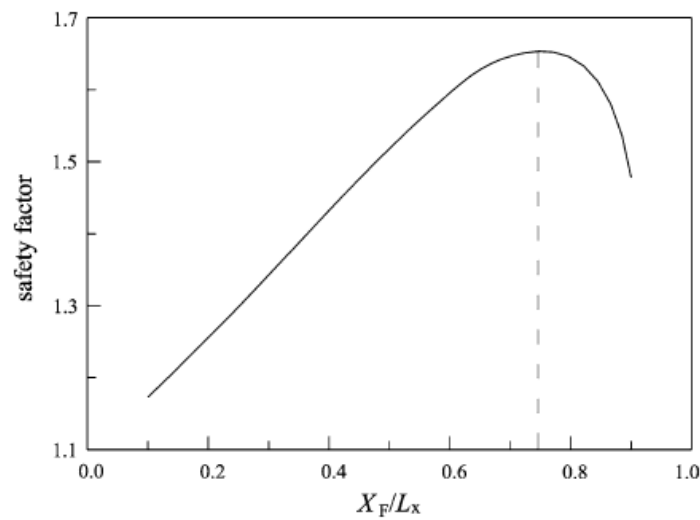


Figure II.8. Lieu de pieu contre facteur de pente indicatif de sécurité

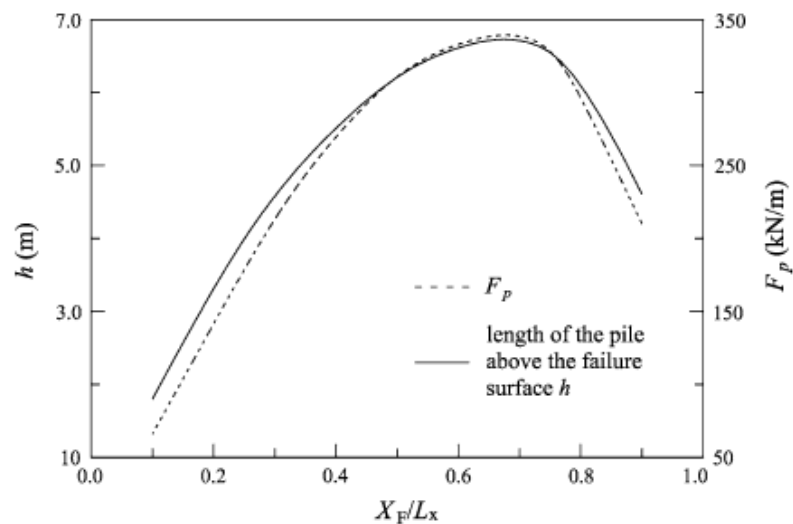


Figure II.9. Position du pieu fonction de la longueur du pieu au-dessus de la surface de rupture h (trait plein) et F_p (ligne en pointillés)

Il peut être vu à partir de l'analyse ci-dessus que pour des piles suffisamment longues, la position où le facteur de sécurité prend la valeur maximale se situe dans la partie supérieure du milieu de la Pente.

II-3 Conclusion :

Des méthodes différentes ont été utilisées pour analyser la stabilité d'une pente renforcée par pieux. Si les méthodes classiques de l'équilibre limite sont jusqu'à présent les plus utilisées à cause de leur simplicité, la méthode de l'analyse limite, elle aussi est utilisée dans plusieurs recherches récentes. Cependant les méthodes des éléments finis et des différences fines présentent de grands avantages puisqu'elles permettent l'analyse du problème dans sa totalité.

On constate que pour le diamètre des pieux et leur espacement les différentes méthodes sont d'accord sur leur effet sur le facteur de sécurité de la pente renforcée par des pieux ou murs mais pour l'emplacement on constate des différences et des contradictions : si l'emplacement meilleur obtenu par les méthodes de l'équilibre limite et de l'analyse limite est celui proche du pied ou du sommet de la pente, les méthodes numériques prouvent le contraire et conseillent le milieu comme emplacement optimal.

CHAPITRE III

Acquisition et présentation des données

CHAPITRE III

Acquisition et présentation des données

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons parler brièvement des démarches effectuées pour l'acquisition des données, nous donnons ensuite une description de la zone de glissement (ZOUAGHI COSTANTINE) étudiée et ensuite nous présentons les données et les informations ainsi obtenues qui nous seront utiles pour l'étude et l'analyse de la stabilité du site concerné..

III.2 Acquisition des données :

Les données concernant le glissement étudié touchent un grand éventail de disciplines, ce qui rend difficile la tâche de leur collecte. Plusieurs consultations et contacts ont été effectués afin de rassembler, trier et classer les informations nécessaires :

- Laboratoire des Travaux Publics de L'Est (LTPE Constantine)
- Direction des travaux tramway

III.3 Présentation des résultats :

III.3.1 Description générale :

A. Situation :

Le site de cette étude est situé à la wilaya de Constantine sur l'RN 79 Les coordonnées topographiques approximatives sont les suivantes :

Points	Coordonnées Topographiques.		
	<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Z</i>
A	6°37'07.1"E	36°18'59.7"N	640 m
B	6°37'06.8"E	36°18'51.2"N	639 m

Tableau III.1. Coordonnées topographiques du site.



Figure III.1. Photo du site étudié.

B. Contexte géologique et géomorphologique :

La région de Constantine fait partie des zones externes des Maghrébides ; cette région présente une géologie relativement compliquée, et une géomorphologie très complexe. La géologie de cette ville et sa périphérie se distinguent par des formations sédimentaires variées d'âge crétacé à quaternaire (fig III.2).

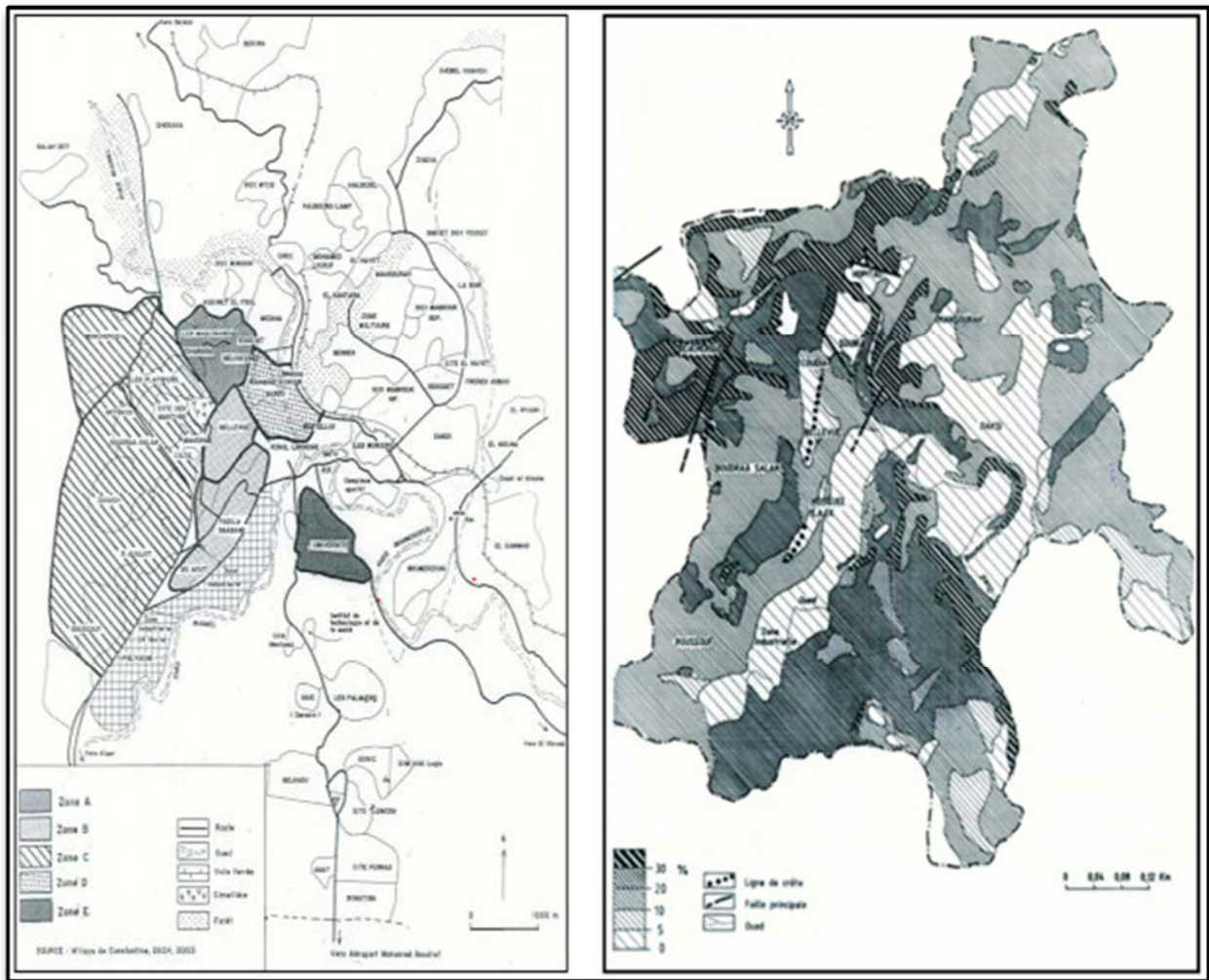


Figure III.2. Géologie de la région de Constantine.

C. Hydrogéologie :

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations des secteurs d'étude.

Dans les argiles miocènes, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés dans l'aire d'étude.

Dans cette formation, leur frange a altérés et décomprimée est également susceptible de contenir des eaux pelliculaires, notamment en période humide. Cette présence d'eau est témoignée par suintements d'eau à la base des murs de soutènement fondés dans les argiles et les sous-sols constamment inondés, observés dans plusieurs immeubles aux routes .elle est issue de l'infiltration des eux météoriques, mais aussi de nombreuses canalisations défectueuses (assainissement, AEP). La perturbation du réseau hydrographique par la construction dans les différents secteurs étudiés favorise par ailleurs la création de nombreuses aires de stagnation des

eaux pluviales et par conséquent, une infiltration efficace des eaux et une augmentation des pressions interstitielles.

Dans les colluvions graveleuses, quelques suintements observés à leur base (au contact avec les argiles miocènes), témoignent de leur perméabilité.

Les terrasses alluviales limoneuses sont aquifères dans la mesure où les eaux souterraines sont exploitées par quelques puits dans la zone industrielle de Constantine.

III.3.2 Description lithologique :

Les coupes lithologiques des sondages carottés, ont révélé la présence des formations sédimentaires suivantes :

Sondage N°	Profondeur M	Lithologie
SC1 PROFIL 2	0.0 – 2.0	Remblai d'argile limoneuse rougeâtre et peu graveleuse.
	2.0 – 5.0	Galets et graviers sub-anguleux calcaire et marno-calcaires dans une matrice argileuse.
	5.0 – 9.5	Argile limoneuse, brunâtre à rougeâtre, très peu graveleuse, dense et bien récupéré ; avec des passages très graveleux de 5.6 à 6.5m et de 9.1 à 9.2m, les graviers sont calcaire et marno- calcaires d'un diamètre compris entre 1et5cm.
	9.5 – 11.0	Galets et graviers sub-anguleux calcaire et marno-calcaires dans une matrice argileuse bien récupérée.
	11.0 – 13.1	Argile limoneuse, brunâtre et dense.
	13.1 – 14.0	Sable moyen, argileux et peu graveleux.
	14.0 – 16.5	Argile très graveleuse et limoneuse.
	16.5 – 18.5	Galets et graviers sub-anguleux calcaire et marno-calcaires dans une matrice argileuse et sableuse.
	18.5 – 20.0	Argile peu limoneuse, brunâtre et très dense.

Tableau III.2. Sondage N°1.

SC2 PROFIL 2	0.0 – 4.8	Remblai d'argile graveleuse mal récupéré.
	4.8 – 6.5	Argile compacte, rougeâtre, peu graveleuse et bien récupéré.
	6.5 – 8.0	Argile plastique rougeâtre.
	8.0 – 9.5	Galets et graviers sub-anguleux calcaire et marno-calcaires dans
	9.5 – 11.0	Argile dense et brune.
	11.0 – 13.0	Galets et graviers sub-anguleux calcaire et marno-calcaires dans
	13.0 – 16.0	Argile dense et brune.
	16.0 – 30.0	Argile brune, dense avec des passages graveleux et un passage d'argile plastique de 29 à 29.4m.

Tableau III.3. Sondage N°2.

Sondage N°	Profondeur M	Lithologie
SC3 PROFIL3	0.0 – 3.7	Remblai d'argile limoneuse rougeâtre et peu graveleuse.
	3.7 – 5.2	Galets et graviers sub-anguleux calcaire et marno-calcaires dans une matrice argileuse.
	5.2 – 6.0	Argile et sable grossier.
	6.0 – 7.0	Argile très graveleuse (graviers calcaires).
	7.0 – 8.0	Argile peu graveleuse.
	8.0 – 9.5	Argile versicolore compacte.
	9.5 – 11.3	Galets et graviers sub-anguleux calcaire et marno-calcaires dans une matrice argileuse.
	11.3 – 12.5	Argile versicolore compacte.
	12.5 – 14.5	Argile plastique et brunâtre.
	14.5 – 15.9	Galets et graviers sub-anguleux calcaire et marno-calcaires dans une matrice argileuse.
	15.9 – 20.0	Argile versicolore compacte.

Tableau III.4. Sondage N°3.

SC4 PROFIL3	0.0 – 3.5	Remblai d'argile peu graveleuse et tuf ocre.
	3.5 – 4.0	Argile ferme, rougeâtre, limoneuse et sableuse.
	4.0 – 5.0	Argile limoneuse brune à beige, riche en carbonate blanchâtre et dense.
	5.0 – 5.5	Argile brune plastique et remanier.
	5.5 – 13.5	Argile dense, brune et bien récupéré.
	13.5 – 20.0	Argile dense et brune, avec des passages graveleux.
	20.0 – 27.0	Argile dense, brune, ferme et graveleuse.
	27.0 – 28.0	Galets et graviers calcaires et marno-calcaires.

Tableau III.5. Sondage N°4.

Sondage N°	Profondeur M	Lithologie
SC5 PROFIL4	0.0 – 6.5	Remblai d'argile rougeâtre peu graveleuse et galets.
	6.5 – 12.1	Galets, graviers et sable grossier dans une matrice argileuse brunâtre.
	12.1 – 14.0	Argile brune et dense avec un passage plastique vers 13m.
	14.0 – 21.0	Argile finement et très graveleuse, avec sable grossier vers 16.5m et un passage plastique vers 17m.
	21.0 – 21.9	Argile brune et dense.
	21.9 – 30.0	Galets et graviers sub-anguleux calcaire et marno-calcaires dans une matrice argileuse avec des passages sableux de 25.6 à 26m et de 27.2 à 29m.

Tableau III.6. Sondage N°5.

SC6 PROFIL1	0.0 – 2.0	Remblai récent d'argile limoneuse brune et graviers.
	2.0 – 5.0	Remblai ancien d'argile brune avec inclusions charbonneuses.
	5.0 – 9.0	Argile brune, plastique et très peu graveleuse.
	9.0 – 13.7	Argile verdâtre à brunâtre.
	13.7 – 15.5	Galets et graviers calcaires et sable grossier.
	15.5 – 17.4	Galets et graviers dans une matrice argileuse.
	17.4 – 17.7	Argile brune.
	17.7 – 23.8	Sable moyen et des argiles en alternance entre 19.1 et 19.9m et entre 22.2 et 23.8m.
	23.8 – 24.5	Argile brune et peu graveleuse.
	24.5 – 25.0	Argile brune dense et bien récupérée.

Tableau III.7. Sondage N°6.

Les sondages réalisés ont mis en évidence la présence d'un faciès sédimentaire homogène d'argile dense avec des niveaux graveleux et sableux.

La présence d'une couche de remblai en pied et en tête de talus surmonte cette formation, son épaisseur varie d'un sondage à un autre.

III.3.3 Résultats de la reconnaissance :

III.3.3.1 Résultats pressiométriques :

SP1PROFIL2 :

- de 1 à 8m : $2.5 \leq PL \leq 5$ Bars

$$16.7 \leq E \leq 73$$

- de 8 à 16m : $5.4 \leq PL \leq 11$ Bars

$$60.5 \leq E \leq 121$$

- de 16 à 25m : $30.5 \leq PL \leq 41$ Bars

$$424.4 \leq E < 3000$$

SP2PROFIL2 :

- de 1 à 2m : $3.1 \leq PL \leq 4.5$ Bars

$$43 \leq E \leq 60$$

- de 3 à 5m : $24.7 \leq PL \leq 37.3$ Bars

$$264 \leq E \leq 480$$

- de 5 à 25m : $PL < 50$ Bars

$$568.5 \leq E < 3000$$

SP3PROFIL3 :

- de 1 à 4m : $3.1 \leq PL \leq 4.5$ Bars

$$61 \leq E \leq 189.5$$

- de 4 à 25m : $36.5 \leq PL < 50$ Bars

$$489 \leq E < 3000$$

SP4PROFIL1 :

- de 1 à 13m : $2 \leq PL \leq 6.6$ Bars

$$19.5 \leq E \leq 78.5$$

- de 13 à 25m : $11.6 \leq PL < 50$ Bars

$$144 \leq E < 3000$$

* PL : pression limite

* E : module pressiométriques

III.3.3.2 Résultats des pénétromètres statiques :

Sondage N°	Refus
PS1PROFIL4	10.8m
PS2PROFIL3	11.2m
PS3PROFIL2	4.6m

PS1PROFIL4 :

- de 0 à 3.6m : $2 \leq R.PT \leq 36$ Bars

$$0.8 \leq F.Lat \leq 17.87 \text{ Kg}$$

- de 3.6 à 10.8m : $40 \leq R.PT \leq 114$ Bars

$$20 \leq F.Lat \leq 92.53 \text{ Kg}$$

PS2PROFIL3 :

- de 0 à 4m : $4 \leq R.PT \leq 240$ Bars

$0.67 \leq F.Lat \leq 11.33$ Kg

- de 4 à 11.2m : $18 \leq R.PT \leq 40$ Bars

$16.93 \leq F.Lat < 90$ Kg

PS3PROFIL2 :

- de 0 à 4.6m : $2 \leq R.PT \leq 540$ Bars

$0.4 \leq F.Lat \leq 64$ Kg

III.3.3.3 résultats des essais de laboratoire :

SC1PROFIL 2												
Profondeur (m)	γ_d t/m ³	γ_h t/m ³	W %	Sr %	Limites d'Atterberg			Granulométrie et sédimentométrie				
					WL %	WP %	IP	Grav %	Gros Sable %	Sable Fin%	Limon %	Argile %
1.85 – 2.0	1.76	2.04	15.97	83.41	48	24.7	23	-	-	-	-	-
5.2 - 5.5	2.01	2.25	11.85	98.63	34	20	14	05	18	35	20	22
6.5 – 6.9	2.01	2.24	11.3	93.94	34.6	22	13	00	12	30	31	27
8.55 – 8.95	2.03	2.25	10.94	94.91	38	18.6	19	-	-	-	-	-
10.55-10.75	1.95	2.2	12.88	95.01	36.7	17	19	16	15	19	20	30
11.5 –11.65	2.04	2.27	11.27	99.64	39	19.6	19	-	-	-	-	-
13.7- 13.85	2	2.24	12.26	98.95	39	19	20	-	-	-	-	-
14.9 – 15.2	1.87	2.17	15.74	99.95	41	18	23	21	18	20	20	21
16.2 – 16.5	2	2.22	11.06	90.55	36	17.6	19	09	16	33	17	25
18.2 - 18.35	1.96	2.21	12.91	95.95	39	19	20	-	-	-	-	-
19.3 – 19.5	1.98	2.21	11.39	88.96	43	21	22	-	-	-	-	-

Tableau III.8. Les résultats Sondage N°1.

SC2PROFIL 2												
Profondeur (m)	γ_d t/m ³	γ_h t/m ³	W %	Sr %	Limites d'Atterberg			Granulométrie et sédimentométrie				
					WL %	WP %	IP	Grav %	Gros Sable %	Sable Fin%	Limon %	Argile %
1.7 – 1.9	1.59	1.99	24.97	99.85	47	23.4	24	02	09	07	–	–
3.5 – 3.6	1.71	2.01	17.50	83.99	47	22.5	24	-	-	-	-	-
5.0 – 5.4	1.82	2.11	15.66	91.16	50	23	29	05	14	11	24	46
7.5 – 7.8	1.92	2.19	14.44	99.74	44	20.5	23	-	-	-	-	-
10.4 -10.7	1.97	2.21	12.02	92.57	41	19.5	22	-	-	-	-	-
13.5 –13.9	1.95	2.18	12.06	88.53	42	19.6	23	-	-	-	-	-
15.9- 16.5	2.0	2.25	12.21	99.67	41	19	22	01	05	07	–	–
17.5 – 17.8	2.10	2.28	8.88	89.09	44.4	20	24	04	10	05	–	–
19.2 – 19.6	2.00	2.24	12.35	99.92	37.5	19	18	-	-	-	-	-
21.8 – 22.0	1.97	2.19	11.05	84.31	46.6	19.6	27	-	-	-	-	-
23.0 – 23.5	2.04	2.25	10.28	90.74	38	18.8	19	03	09	09	-	-
24.8 – 25.10	2.00	2.24	12.07	98.41	43	20.6	22	-	-	-	-	-
27.8 – 28.2	1.76	2.09	18.78	98.66	42	16	26	01	05	27	24	43
28.7- 29.1	1.88	2.17	15.28	99.45	38	18	20	-	-	-	-	-
29.9 – 30.0	2.03	2.26	11.55	99.78	38.6	17.4	21	-	-	-	-	-

Tableau III.9. Les résultats Sondage N°2.

SC3PROFIL 3												
Profondeur (m)	γ_d t/m ³	γ_h t/m ³	W %	Sr %	Limites d'Atterberg			Granulométrie et sédimentométrie				
					WL %	WP %	IP	Grav %	Gros Sable %	Sable Fin%	Limon %	Argile %
2.5 – 2.9	1.86	2.10	12.66	79.12	47.4	24.3	23	19	12	15	21	33
3.2 – 3.4	1.99	2.15	8.48	66.89	42.5	19.5	23	-	-	-	-	-
5.1 – 5.3	1.82	2.08	14.07	81.55	42.6	19.6	23	50	15	12	09	14
7.05 – 7.35	1.99	2.22	11.61	91.76	38.8	17.7	21	-	-	-	-	-
8.6 - 9.0	2.08	2.29	10.22	97.61	37.8	20.8	17	05	11	10	-	-
12.0 –12.5	1.99	2.23	12.19	97.18	39.4	19.5	20	-	-	-	-	-
14.2 – 14.45	1.87	2.16	15.67	98.60	41.5	19	22	-	-	-	-	-
15.9 – 16.20	2.00	2.17	8.66	70.20	37.8	19	19	04	10	25	23	38
17.6 – 18.2	2.04	2.22	8.83	78.14	40.7	21.7	19	-	-	-	-	-
19.55 – 19.8	2.05	2.26	10.40	93.76	36	19	17	08	15	15	-	-

Tableau III.10. Les résultats Sondage N°3.

SC4PROFIL 3												
Profondeur (m)	γ_d t/m ³	γ_h t/m ³	W %	Sr %	Limites d'Atterberg			Granulométrie et sédimentométrie				
					WL %	WP %	IP	Grav %	Gros Sable %	Sable Fin%	Limon %	Argile %
1.0 – 1.2	1.64	1.98	20.85	89.59	45.5	26.6	19	-	-	-	-	-
3.15 – 3.3	1.67	1.98	18.13	82.14	44.4	22.4	22	42	12	16	18	12
3.7 – 4.0	1.70	1.98	16.62	78.42	48.4	31.7	17	-	-	-	-	-
5.45 – 6.0	1.72	2.06	19.36	95.38	47.2	25.5	22	-	-	-	-	-
6.4 – 6.8	1.80	2.12	17.93	99.97	45.7	24.4	21	-	-	-	-	-
8.0 – 8.4	1.79	2.11	17.73	98.13	44.6	23	22	00	12	22	35	31
10.0 – 10.4	1.92	2.16	12.67	88.22	43.3	23.3	20	-	-	-	-	-
12.4 – 12.8	1.85	2.15	15.76	97.17	43	22	21	-	-	-	-	-
15.0 – 15.5	1.93	2.20	14.08	99.96				01	06	24	31	38
18.5 – 19.0	1.93	2.20	14.07	99.62	37.8	20.5	17	-	-	-	-	-
20.0 – 20.5	2.02	2.25	11.69	98.15	38	20	18	-	-	-	-	-
22.6 – 23.0	2.01	2.25	12.12	99.96	38.3	17	21	17	06	21	23	33
25.0 – 25.5	2.04	2.27	11.20	99.84	37	16	21	-	-	-	-	-
29.6 – 30.0	2.03	2.26	11.54	98.89	34	19.5	14	22	17	30	15	16

Tableau III.11. Les résultats Sondage N°4.

SC5PROFIL 4												
Profondeur (m)	γ_d t/m ³	γ_h t/m ³	W %	Sr %	Limites d'Atterberg			Granulométrie et sédimentométrie				
					WL %	WP %	IP	Grav %	Gros Sable %	Sable Fin%	Limon %	Argile %
1.9 – 2.2	1.6	1.95	22.43	89.79	46.6	17.5	29	05	09	17	30	39
3.5 – 3.7	2.16	2.32	7.39	86.94	62.2	31	31					
4.7 – 5.1	1.58	1.94	22.32	87.56	46	26	20	03	07	06	-	-
6.7 – 6.9	1.83	2.10	14.89	88.05	43.2	22.4	21	-	-	-	-	-
11.2 – 11.7	1.81	2.13	17.48	99.48	48.2	22.6	26	-	-	-	-	-
13.6 -13.9	1.91	2.17	13.91	94.44	40.3	23.6	17					
18.0 – 18.4	1.90	2.18	14.91	99.88	38	20	18	-	-	-	-	-
15.0 – 15.1	2.05	2.25	10.17	91.07	34.1	19	15	01	14	37	23	25
16.85 – 17.0	1.85	2.15	16.4	99.40	47	27.7	19					
19.0 – 19.20	2.01	2.24	11.53	96.07	43.1	24.6	19	-	-	-	-	-
21.5 – 22.0	2.07	2.29	10.56	99.47	41.4	19.6	22	-	-	-	-	-
23.5 – 23.9	1.97	2.23	12.93	99.09	62	31	31	22	10	05	-	-
24.0 – 24.15	2.16	232	7.39	86.94	37	21.2	16	-	-	-	-	-
26.85 – 27.0	1.94	2.20	13.13	94.40	44	18.7	25					
29.8 – 30.0	1.88	2.17	14.91	97.09	40	19	21	50	11	13	10	16

Tableau III.12. Les résultats Sondage N°5.

SC6PROFIL 1												
Profondeur (m)	γ_d t/m ³	γ_h t/m ³	W %	Sr %	Limites d'Atterberg			Granulométrie et sédimentométrie				
					WL %	WP %	IP	Grav %	Gros Sable %	Sable Fin%	Limon %	Argile %
2.4 – 3.0					53	27.3	26	02	04	18	21	55
4.0 – 4.6	1.81	2.09	15.17	86.85	52	23	29	-	-	-	-	-
6.3 – 6.6	1.63	1.97	20.46	86.79	55.3	28.3	27	00	05	04	-	-
8.3 – 8.7	1.59	1.94	22.11	87.74	60.3	36	24	-	-	-	-	-
10.8 – 11.3	1.96	2.22	13.18	99.86	37	18	19	-	-	-	-	-
13.0 – 13.3	2.00	2.24	11.96	96.86	62.2	31	31	41	14	13	14	18
19.1 – 19.5	1.92	2.16	12.48	87.33	41	21	21	02	23	04	-	-
19.5 – 19.9	1.86	2.13	14.87	92.15	44	18	26	-	-	-	-	-
23.2 – 23.5	1.93	2.20	14.11	99.53	42.4	18.5	24	-	-	-	-	-
23.5 – 23.8	1.93	2.17	12.34	88.05	42	17	25	01	09	05	-	-

Tableau III.13. Les résultats Sondage N°6.

 γ_d : densité sèche γ_h : densité humide

W : teneur en eau

Sr : degré de saturation

WL : limite de liquidité

WP : limite de plasticité

IP : indice de plasticité

III.4 Hypothèses de calcul retenues pour la vérification de la stabilité :

1-Définition des couches :

Couche 1 : Remblai

Couche 2 : Argile

2-Définition des paramètres physiques et mécaniques retenus par couches :

Couches	Densité (t/m ³)	A court terme	
		Angle de frottement φ°	Cohésion Cu
01	1.24	30	1
02	1.61	2	20

Tableau III.14. paramètres physiques et mécaniques de sol.

3. Profil du talus :

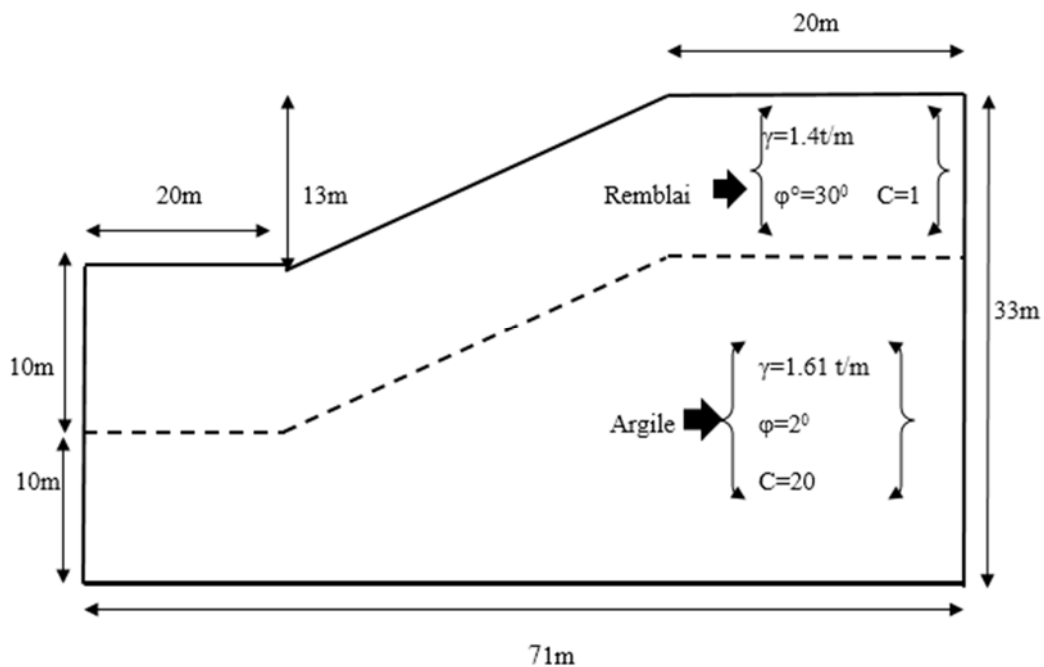


Figure III.3. Profil du talus étudié.

CHAPITRE IV

Stabilité et confortement du site étudié

CHAPITRE IV

Stabilité et confortement du site étudié

IV.1 Introduction :

Ce chapitre sert au début à présenter brièvement le code Flac utilisé pour l'étude, et à décrire les étapes et démarches suivies pour modéliser la pente selon les exigences et les possibilités offertes par le logiciel, ensuite à analyser le modèle ainsi conçu pour étudier l'effet de l'inclusion des murs au sein de la pente sur sa stabilité, et enfin à présenter, discuter et interpréter les résultats obtenus.

IV.2 Présentation du logiciel utilisé :

IV.2.1 Introduction :

Le logiciel FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), 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. Le code de calcul FLAC2D utilisé dans nos modélisations 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]**).

IV.2.2 Principe de résolution numérique dans du logiciel FLAC2D :

FLAC2D est un logiciel de modélisation mécanique de problèmes géotechniques. 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'itération, (**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 figure IV-13 illustre le principe de résolution numérique des problèmes géotechniques exploités dans le code de calcul.

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 03 nœuds. [17]

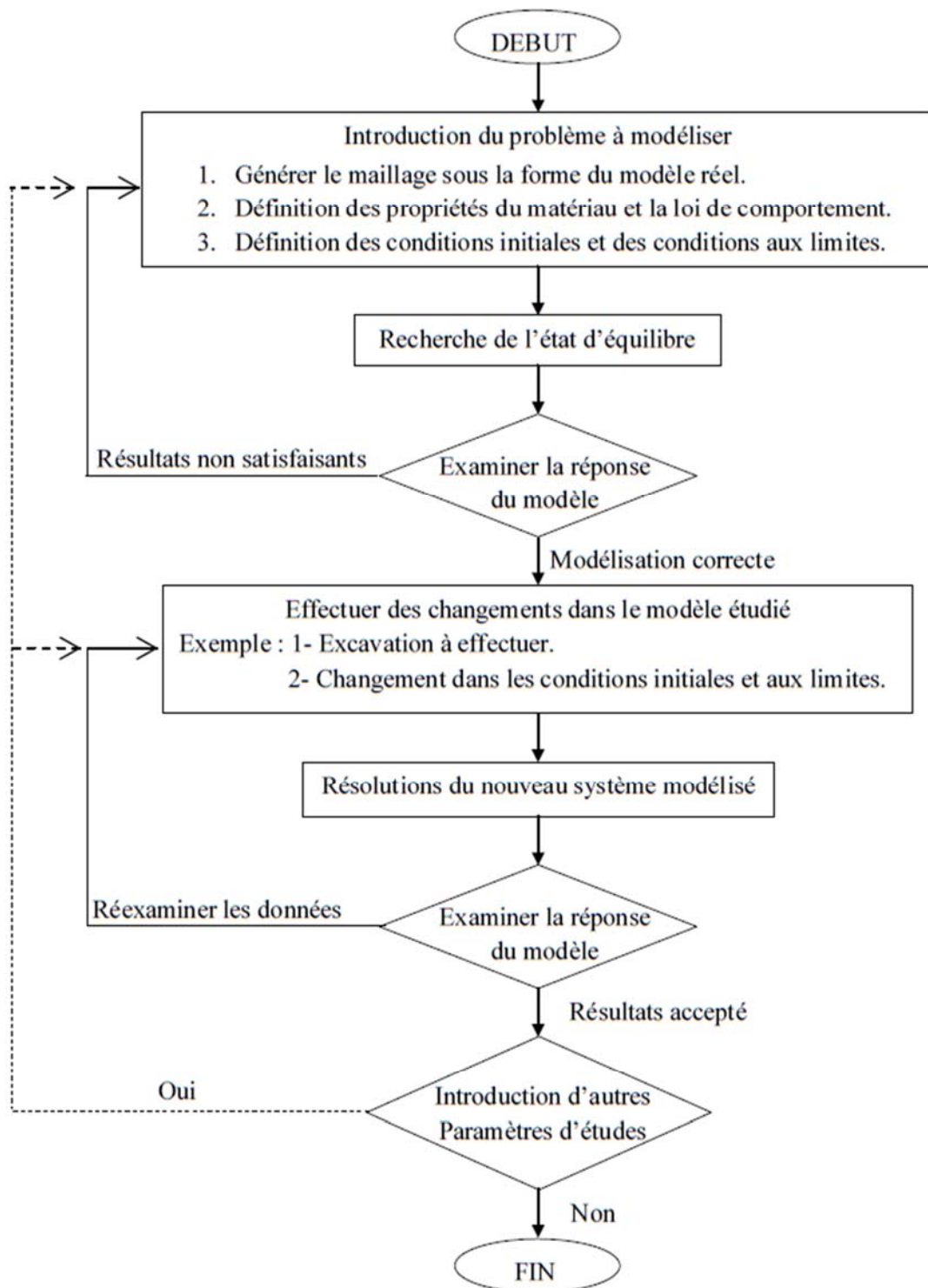


Figure IV.1. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D.

IV.2.3 Description générale du logiciel FLAC :

Le système FLAC est un progiciel, développé par le groupe américain ITASCA, destiné à modéliser et à analyser les problèmes de géo-mécanique en général et de mécanique des sols en particulier.

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. La deuxième interface est le GIIC « Graphical Interface for Itasca Codes », 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.

Nous présentons dans ce qui suit un bref aperçu sur les composants de l'interface graphique de FLAC GIIC Version 5.0 utilisé pour préparer ce travail.

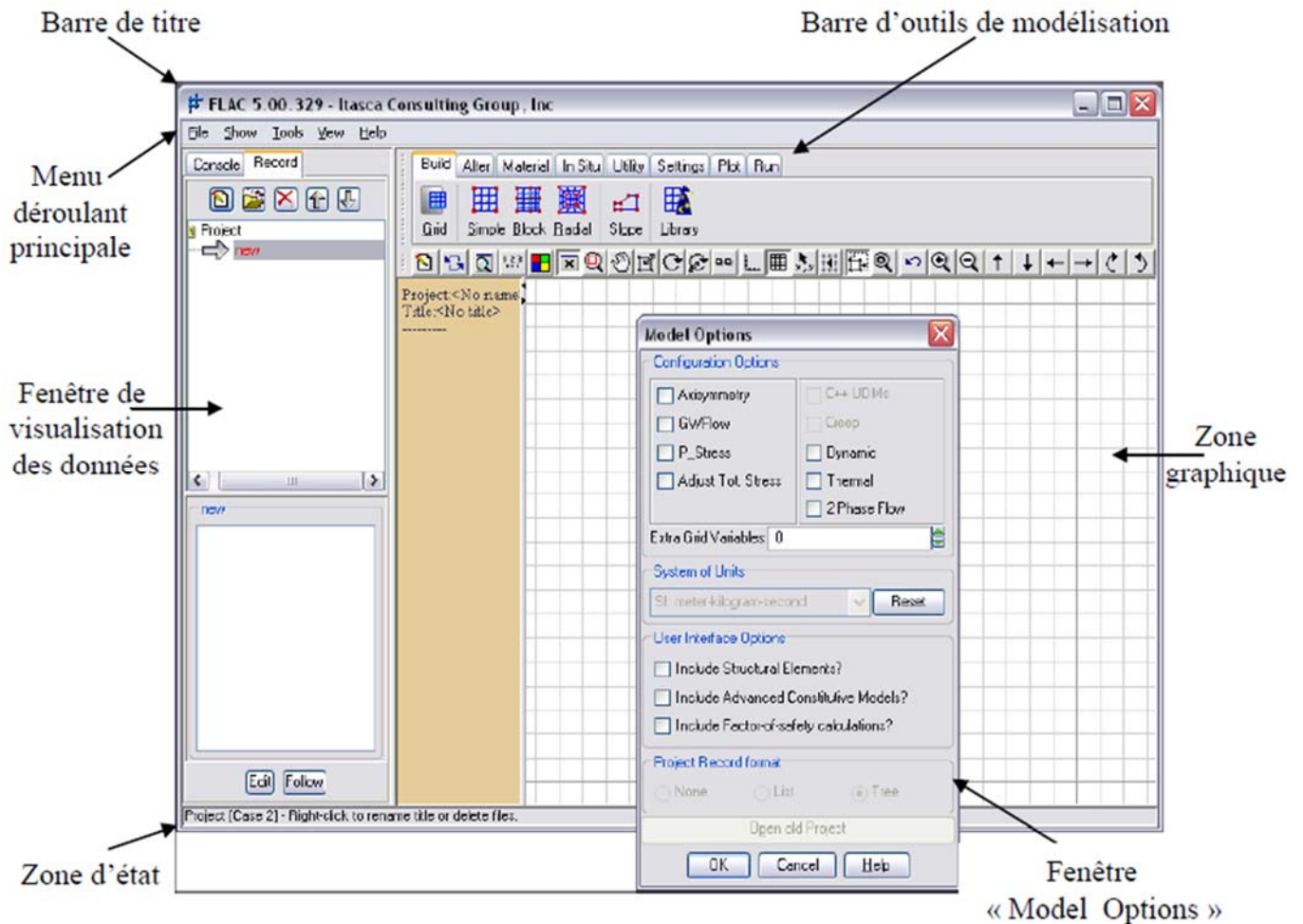


Figure IV.2. Interface graphique GIIC de FLAC 2D.

IV.3 Etude du glissement de Zouaghi :

IV.3.1 Modélisation du problème :

a- Choix des options du modèle :

Avec la fenêtre de dialogue « Model Options » qui apparaît à chaque lancement du logiciel FLAC GIIC ou bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet, figure A1.2. et qui permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique....etc.). On sélectionne le système d'unité à utiliser tout au long de l'analyse (kg m C°), ainsi que les modèles de comportement définis dans FLAC GIIC. On choisit les options d'inclure les éléments structuraux et le calcul du coefficient de sécurité.

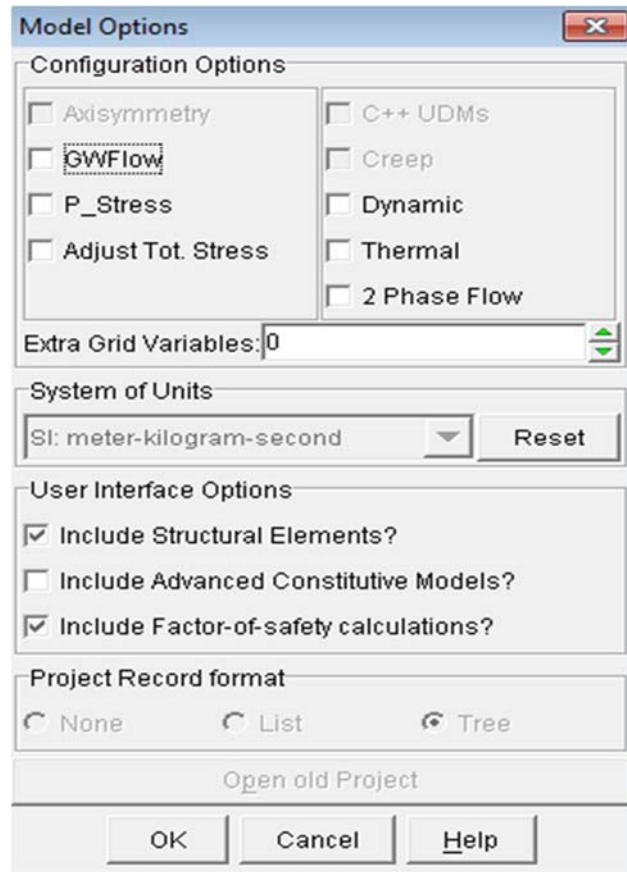


Figure IV.3. Fenêtre de dialogue « Model Options » dans l'interface graphique GIIC.

b- Construction du profil de la pente :

La géométrie des problèmes dans FLAC est définie par des grilles et points nœuds. FLAC organise les grilles et les points nœuds en mode lignes et colonnes, ils sont dispensés dans la direction horizontale exprimée en terme de « i » et dans la direction verticale exprimée en terme de « j ».

La modification par le menu Alter nous permet de représenter le profil du problème étudié en utilisant des instructions generate dans la ligne de commande

La figure IV.4 donne le résultat de la création de la grille initiale et de sa modification selon les exigences du problème

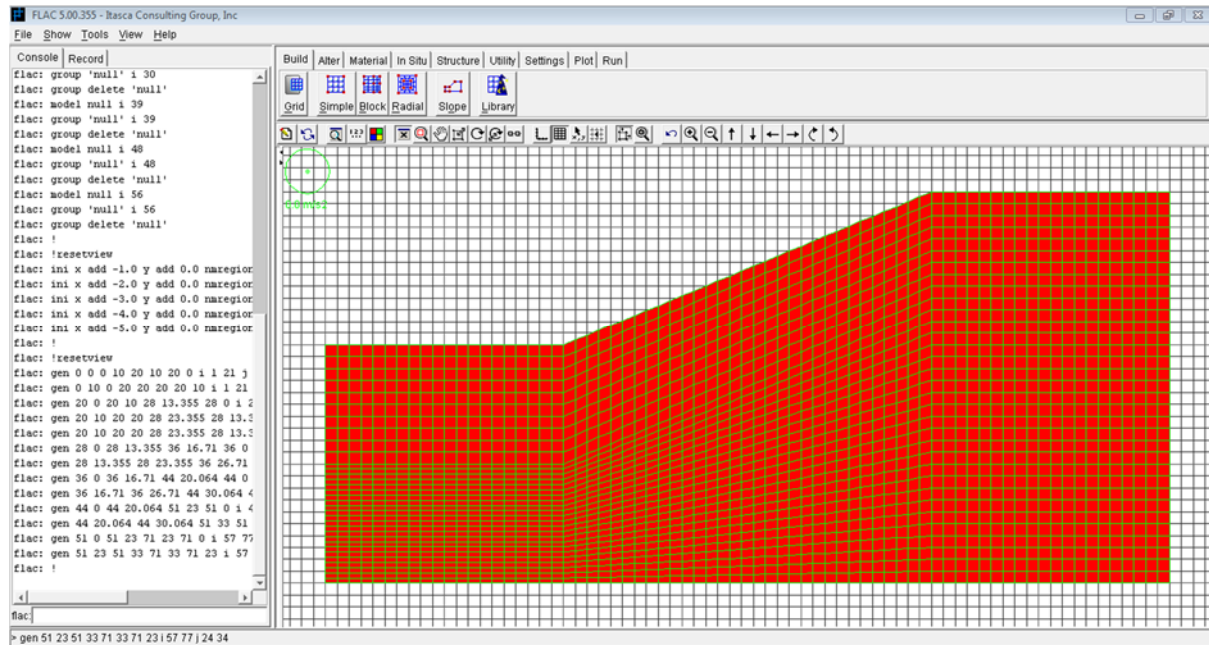


Figure IV.4. Maillage adopté pour le sol.

c- Spécification des propriétés des matériaux et affectation aux différentes couches :

En utilisant le menu Material puis Assign, on crée les matériaux et on les affecte aux couches correspondantes comme le montre la figure IV.5

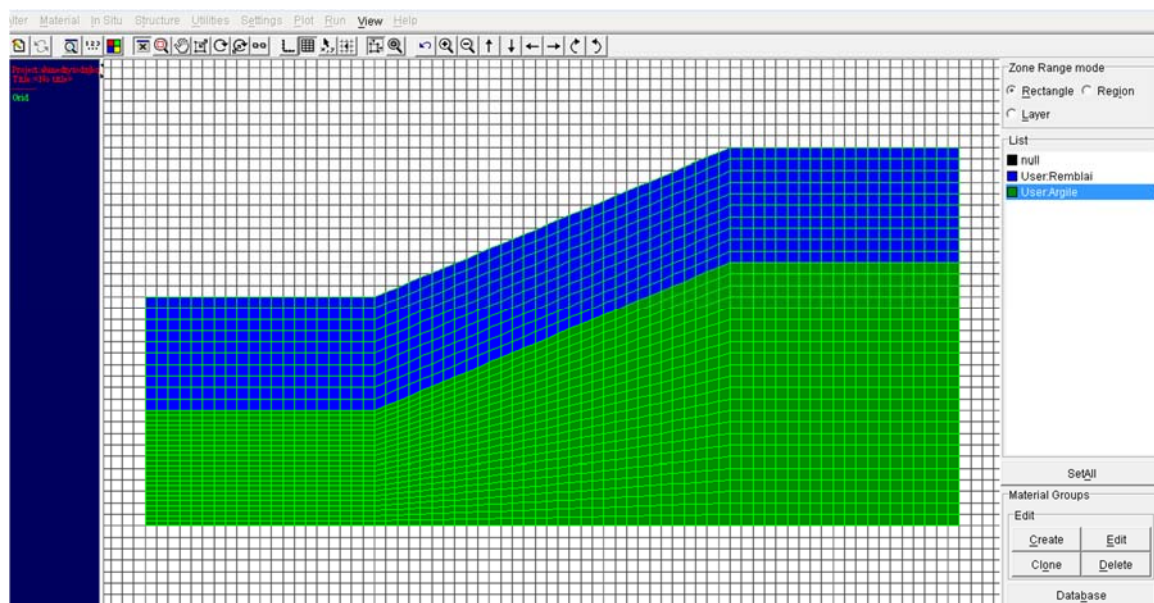


Figure IV.5. Définition des propriétés et affectation de ceux-ci aux couches correspondantes.

- d- **Introduction des conditions aux limites (Fixations)** Les deux cotés plans verticaux délimitant le profil sont fixés dans la direction horizontale (x), tandis que le plan horizontal à la base est fixé dans les deux directions x et y (figure IV.6).

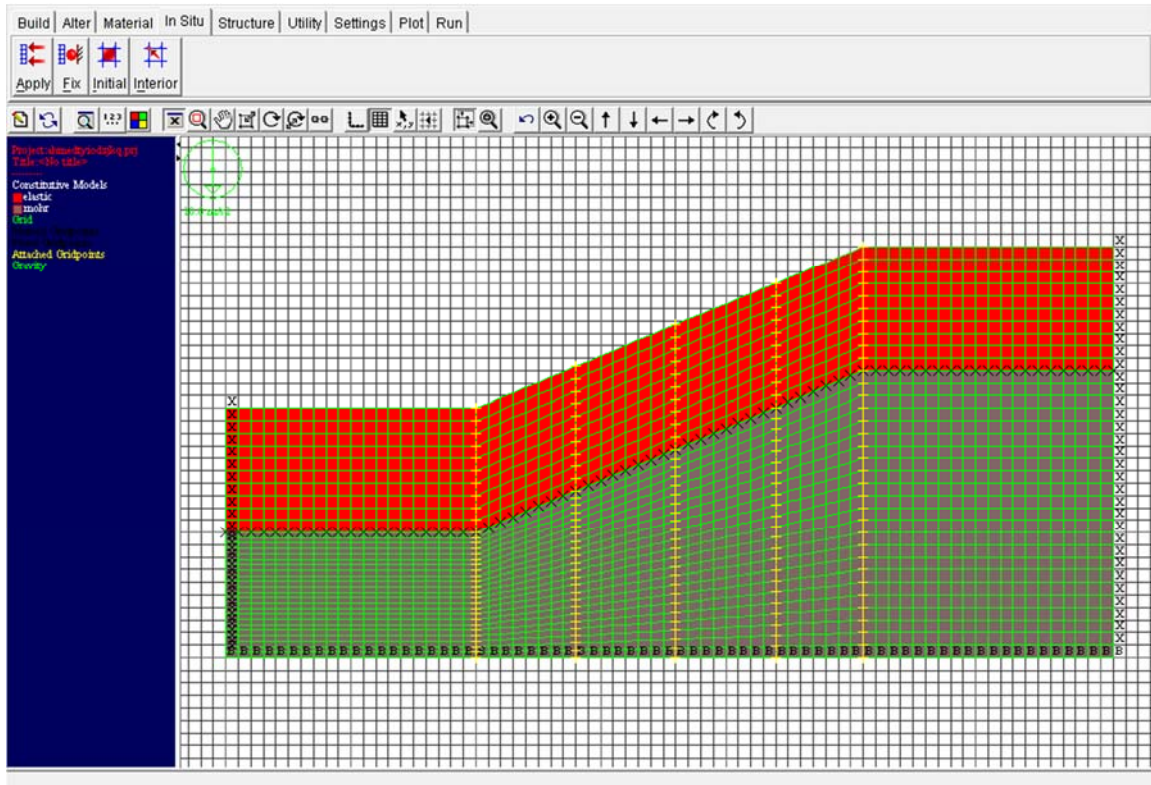


Figure IV.6. Fixation de pente.

e- Emplacement et définition des murs de stabilisation :

par le menu Structures puis Beam pour créer le mur à l'endroit voulu puis par le menu Pprop pour définir et affecter les propriétés du mur et de l'interface avoisinant.

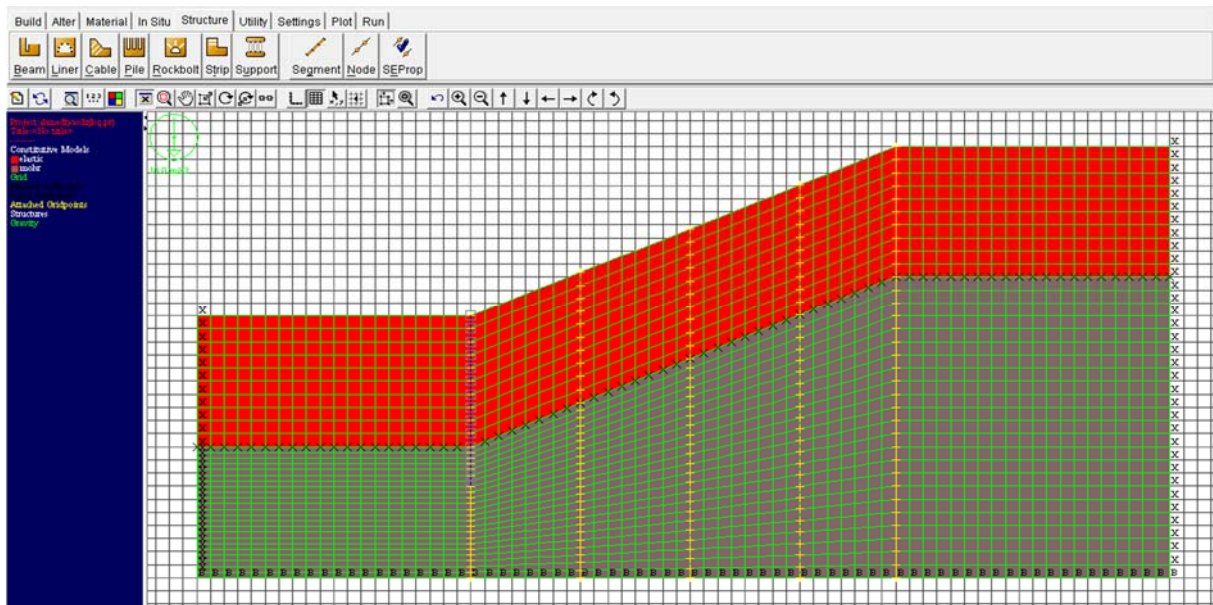


Figure IV.7. Le modèle après l'inclusion des murs.

IV.3.2 Analyse et Exploitation des résultats :

L'analyse du modèle ainsi construit est conduit en étapes :

- Le calcul élastique sous le poids propre ce qui nécessite de spécifier avec le menu setting puis Gravity l'accélération g et par le bouton solve la précision du calcul puis avec le menu Run puis Solve on lance le calcul élastique en petite déformations
- Le calcul plastique en grande déformation ce qui nécessite l'activation du mode de calcul en grande déformation par le menu setting puis Mech et de lancer l'exécution avec le menu Run en puis Cycle en précisant le nombre d'étapes d'exécution avant l'arrêt automatique des calculs
- Le calcul du coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement par le menu Run puis Solve FOS

L'exploitation des résultats est faite par le menu Plot :

Qui permet de visualiser les déplacements, les déformations, les contraintes, les surfaces de glissements et le coefficient de sécurité ainsi que les efforts dans les éléments structuraux, Ci-après la visualisation des résultats du calcul des coefficients de sécurité de la pente sans et avec renforcement dans lesquelles on peut voir les surfaces de glissement probables et leurs forme ainsi que la valeur du coefficient de sécurité.

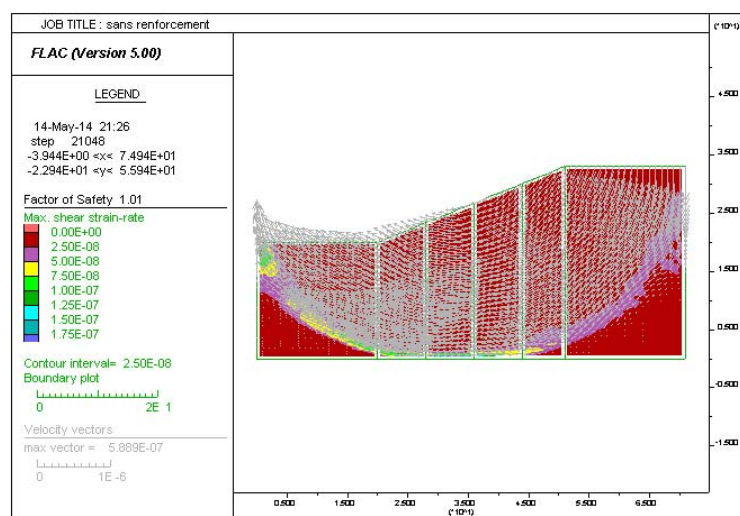


Figure IV-8 : Facteur de sécurité avant le renforcement $fs=1.01$.

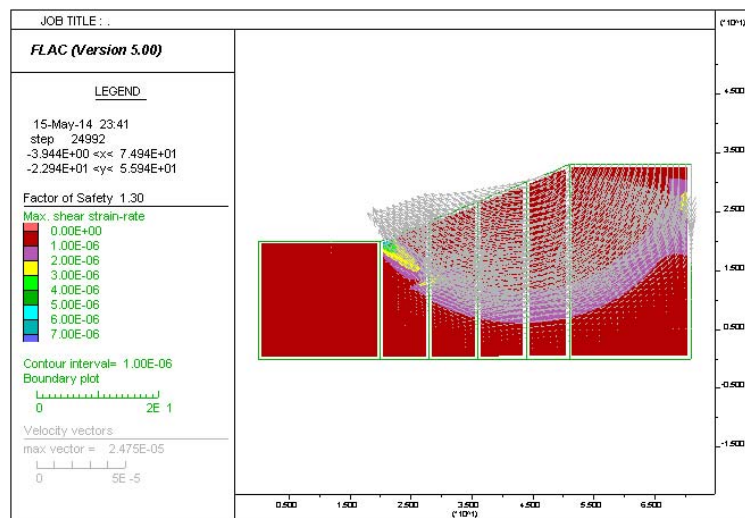


Figure IV-9 : Facteur de sécurité optimale sur la position 1 fs=1.30.

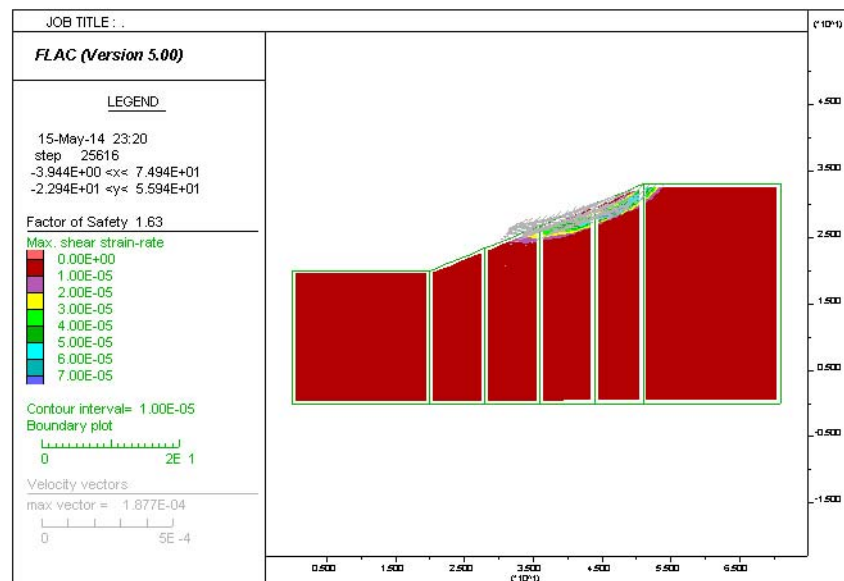


Figure IV.10. Facteur de sécurité optimale sur la position 2 fs=1.63.

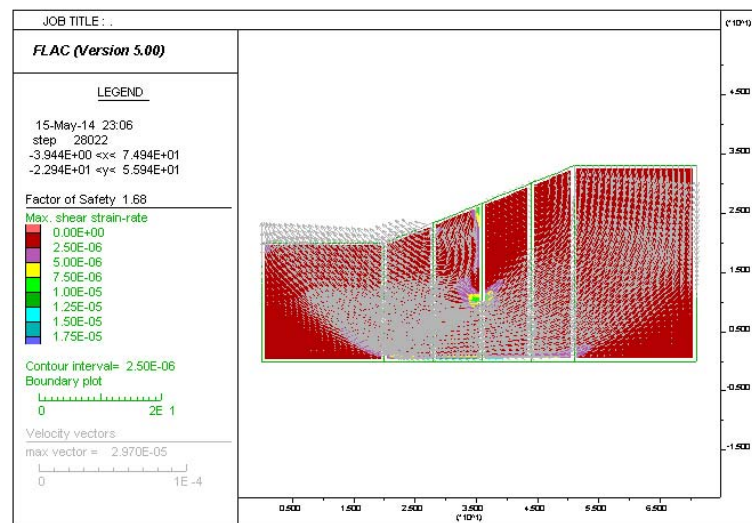


Figure IV.11. Facteur de sécurité optimale sur la position 3 $fs=1.68$.

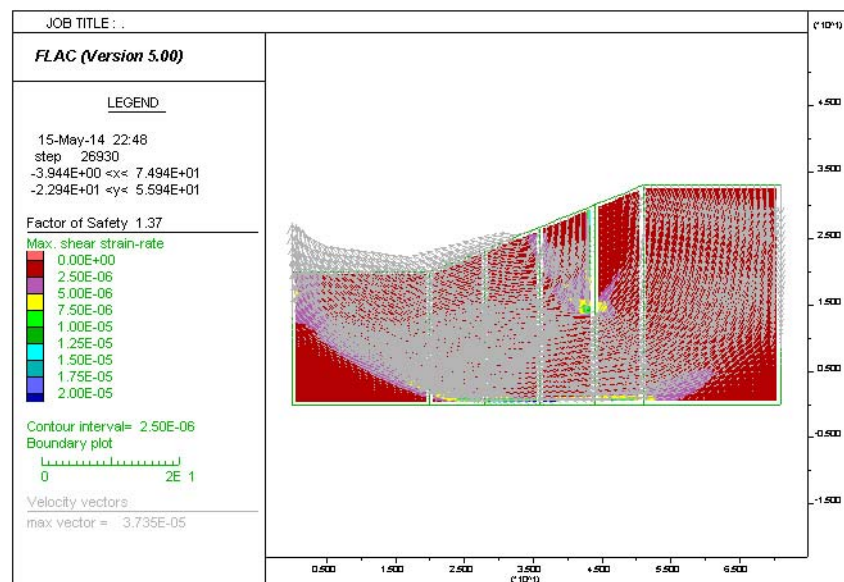


Figure IV.12. Facteur de sécurité optimale sur la position 4 $fs=1.37$.

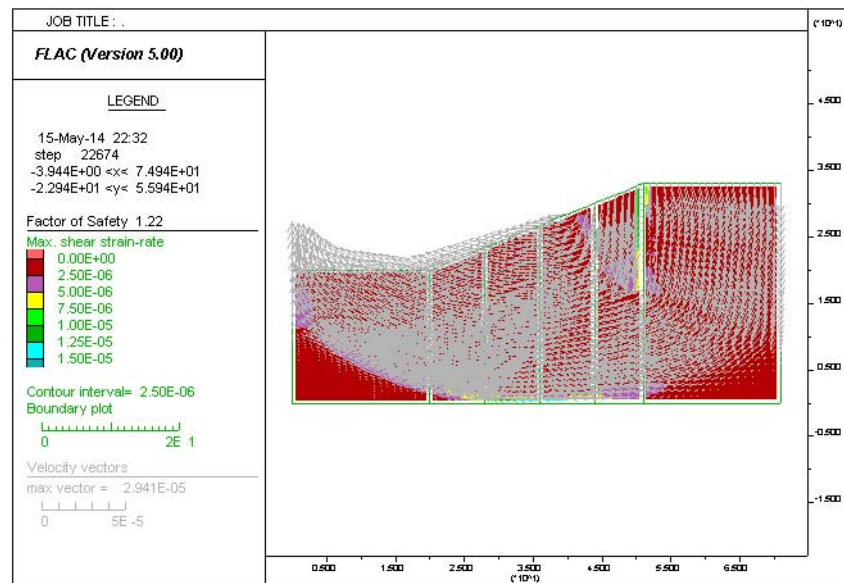


Figure IV.13. Facteur de sécurité optimale sur la position 5 $fs=1.22$.

IV.4 Présentation et interprétation des résultats :

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.1 ci-dessous, dans lequel chaque colonne dans la variation du rapport du facteur de sécurité de la pente avec mur à celui de celle sans mur FS_r/FS_s pour la position du mur indiquée par la colonne et ceci en fonction de la variation du rapport h/h_0 (rapport de l'épaisseur du mur à l'épaisseur de référence)

Les lignes de ce tableau donnent la variation du même rapport FS_r/FS_s pour un rapport h/h_0 spécifié par la ligne en fonction de la position relative x/L du mur dans la pente.

$\begin{matrix} X/L \\ h/h_0 \end{matrix}$	0	0,25	0,51	0,77	1
1	1,13	1,2	1,19	1,19	1,13
3	1,18	1,22	1,36	1,23	1,17
5	1,22	1,55	1,51	1,3	1,17
7	1,27	1,59	1,62	1,35	1,17
9	1,28	1,6	1,65	1,35	1,19
11	1,28	1,61	1,66	1,35	1,2

Tableau IV.1. Variation de F_{sr}/F_{s0} en fonction de l'emplacement X/L et L'épaisseur h/h_0 .

Constatations :

L'examen du tableau IV.1 et la figure Iv.14 montrent que le coefficient de sécurité qui est pour la pente sans mur est de 1,01 (stabilité critique) augmente dans le cas de l'existence du mur cette augmentation va de 13 à 28 % au pied et au sommet de la pente et atteint 19 à 66% au milieu de la pente.

Interprétation :

Si on examine la forme et la surface du glissement de la pente non renforcée on remarque que celle-ci touche le bas ainsi que le sommet de la pente et pour cela le renforcement exécuté à cet endroit a aussi donné d'effet sur l'amélioration de la stabilité, La grande amélioration apportée par les murs placés dans la partie centrale de la pente et notamment au milieu de celle-ci peut être expliquée de la manière suivante : le mur dans ce cas divise le volume des terres déplacées et de cet effet en plus de l'effet de barrière, la diminution des efforts de renversements laisse augmenter la stabilité de la pente.

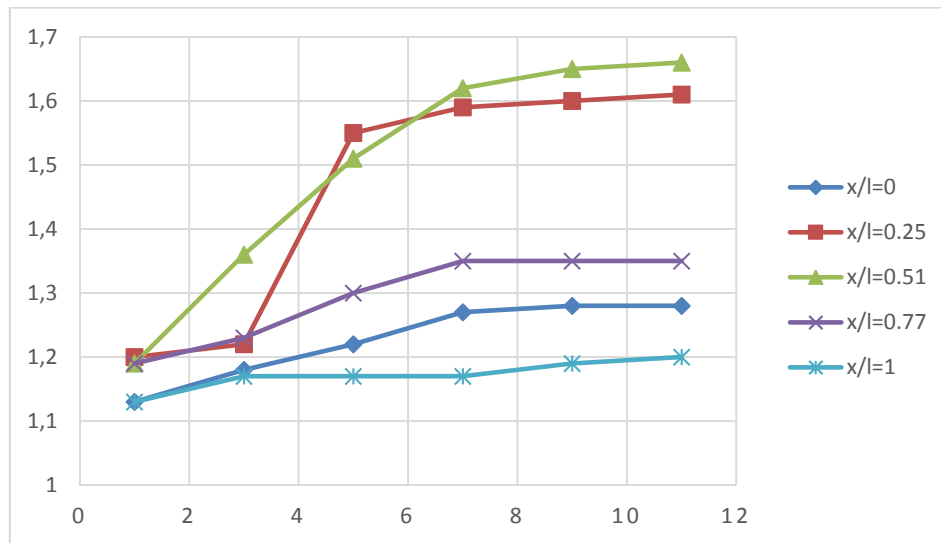


Figure IV.14. F_{sr}/f_{s0} en fonction de la position X/L .

Constations

Le tableau IV.1 et la figure IV.15 montrent que l'augmentation de l'épaisseur du mur agit favorablement sur la stabilité de la pente, et le coefficient de sécurité augmente de 13 à 19% pour l'épaisseur de référence et de 28 à 66% pour les épaisseurs pour lesquelles h/h_0 dépasse 5, on constate aussi qu'à partir de ce seuil le coefficient de sécurité devient constant

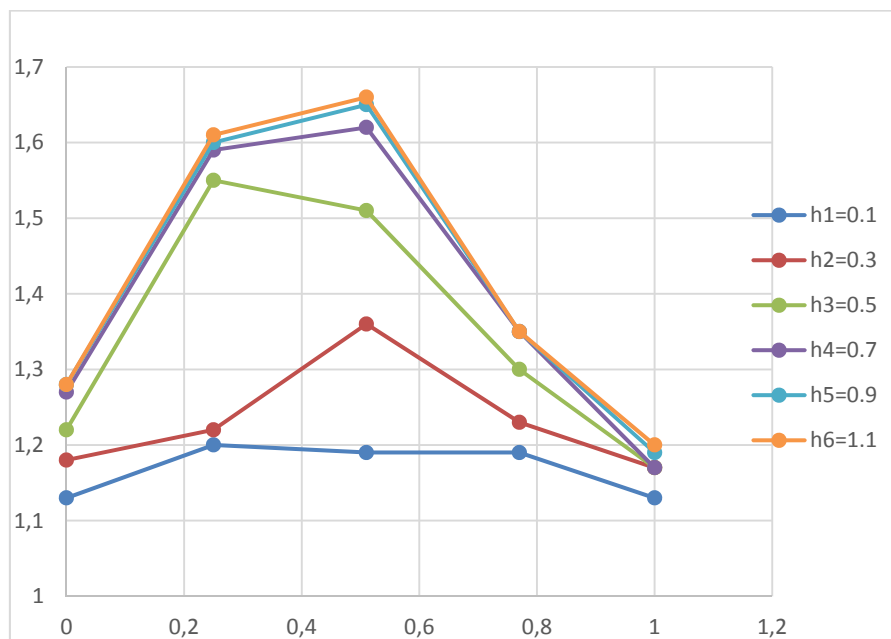


Figure IV.15. Variation de F_{sr}/f_{s0} en fonction de h/h_0 .

Interprétation :

En faisant augmenter l'épaisseur du mur Le facteur de sécurité augmente aussi car la surface de glissement critique croise le mur à un endroit où il est développée des efforts pour s'opposer à ces efforts on a besoin d'une certaine rigidité en augmentant l'épaisseur on augmente la rigidité et par conséquent la résistance aux efforts développés augmente ce qui améliore la stabilité.

Et comme dans la partie centrale là où le plus grand moment de flexion et de la force de cisaillement sont développés l'effet de l'augmentation de la rigidité sera plus nette. Dans le cas éloigné de la partie centrale la surface de glissement croise le mur dans un endroit où un faible moment et une faible force de cisaillement est développée ce qui ne nécessite qu'une faible rigidité.

IV-5 Conclusion :

Les résultats obtenues par la modélisation du talus muni de murs de stabilisation par Flac sont compatibles avec ceux d'études précédentes utilisant les méthodes numériques et donc soutiennent les thèses de celles-ci qui montrent que l'emplacement optimal des éléments de renforcement (Pieux ou murs) se situe dans la partie centrale de la pente et plus précisément au milieu de celle-ci (Gagné et al).

Ces résultats vont à l'encontre de ceux obtenues en utilisant les méthodes classiques basées sur l'équilibre limite et l'analyse limite qui optent pour les positions extrêmes en pied ou en tête pour l'emplacement optimale du renforcement.

Conclusion générale

Le travail effectué dans ce mémoire nous permet de donner les conclusions suivantes :

La stabilisation des pentes est un problème pourtant causer de pertes économiques et nie humaines.

La stabilisation par des inclusions rigides (mur) a connu réussite dans beaucoup de cas pratique.

Les études précédentes sont unanimes au sujet de l'effet de la rigidité et de l'espacement sur le facteur de sécurité tandis que pour l'emplacement, les résultats des méthodes numériques annotèrent que l'emplacement optimal est au milieu de la pente.

Alors que celle basées sur l'équilibre limite disent que l'emplacement optimal est au sommet ou pied de la pente.

Cette étude soutient les thèses des méthodes numérique puisque les murs placés dans la partie central donné le plus grand facteur de sécurité.

Pour les travaux futurs, on recommande d'utiliser les hypothèses utilisé pour quantifier le coefficient de sécurité de l'une des méthodes par l'autre.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **MEDJITNA NASRI LAMIA.** (2008), Thème. Les glissements de terrains (Cilloc de la ville de Constantine) en 2D et 3D Étude Comparative entre Flac et Plaxis.
- [2] unité hydrographique aquin-saint louis du sud, «etude sur les glissements de terrain 2010»
- [3] Glissement de terrain dans le monde «<http://fr.earthquake-report.com/2013/06/01/worldwide-landslide-report>»
- [4] List of landslides «http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_landslides»
- [5] **Houcemeddine Guerfi** : « stabilisation des talus renforces par pieux»
- [6] **A. Kourdey.** : « Stabilité des pentes » www.lb.refer.org/KOURDEY/
- [7] **SCHLOSSER (F.) et UNTERREINER (Ph.).** «Renforcement des sols par inclusions. Techniques de l'ingénieur, traité construction, article C245 (1994). »
- [8] « Mouvements de terrains » Géoscience, pour une terre durable, brgm.
- [9] **Cai F, Ugai K** (2000) Numerical analysis of the stability of aslope reinforced with piles. Soils Found 40(1):73–84
- [10] **Won J, You K, Jeong S, Kim S** (2005) Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems. Comput Geotech 32:304–315
- [11] **Wei WB, Cheng YM** (2009) Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles. Comput Geotech 36:1176–1185
- [12] **Hamza Güllü** (2013) A numerical study on pile application for slope stability, International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 23-25, Tirana, Albania.
- [13] **Xinpo Li , Xiangjun Pei ,Marte Gutierrez , Siming He** (2012) , Optimal location of piles in slope stabilization by limit analysis, Acta Geotechnica 7:253–259

[14] **Ausilio E, Conte E, Dente G** (2001) Stability analysis of slopes reinforced with piles. Comput Geotech 28:591–611

[15] **Michalowski RL** (1995) Slope stability analysis. a kinematical approach. Geotechnique 45(2):283–293

[16] **Hassiotis S, Chameau JL, Gunaratne M** (1997) Design method for stabilization of slopes with piles. J Geotech Geoenviron Eng ASCE 123(4):314–323

[17] (Itasca Theory and Background, Itasca Consulting Group, Inc. « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Example Applications». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc.)www.itasca.com