

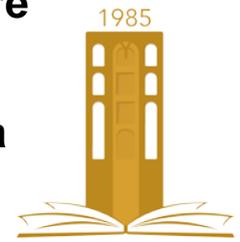


جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



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

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

**Etude du glissement au km 186 de l'A.R. EST-
OUEST- tronçon Lakhdaria-Bouira:**

Analyse des causes et étude du confortement.

Dirigé par :
Mr. A. HAMITOCHE

Présenté par :
HAMOUDI ABDELHAKIM

Promotion : 2015/2016.

REMERCIEMENTS

Je présente toute mes gratitudes à :

Premièrement mon dieu le plus puissant qui donné la force , le courage et la volonté pour élaborer ce travail .

Puis c'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur .

Mr . Hamitouche.A pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail .

Merci aussi à tous les membres du génie civil pour leur soutient et leurs aides .

Je remercie également tous ceux qui m'ont aidé dans la réalisation de ce mémoire .

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- A mon chers parents
- A mes chers frères et ma sœur
- A mon grand père
- A ma grande mère
- A mes oncles et tantes
- A toute ma famille(HAMOUDI)sans exception
- A mes enseignants et encadreurs messieurs HAMITOUCH
AMAR et KHEMISSA MOHAMED
- A tous les enseignants qui m'ont aidé de proche ou de loin
- A tous mes amis et surtout mes collègues de la promotion 2016
- A tous ceux que j'aime

Liste Des Notation

- W : Poids de la tranche.
- N : Nombre des tranches d'une surface de rupture.
- H : Hauteur du talus.
- β : Angle du talus.
- R_n : La résistance ou cisaillement.
- $H_i + H_{i+1}$: Composantes horizontaux des forces inter tranche.
- $V_i + V_{i+1}$: Composantes verticales des forces inter tranches.
- B_i : Largeur de la tranche du sol.
- h_i : Hauteur de la tranche du sol.
- α_i : Angle entre la base de la tranche i .
- R_i : La résistance ou cisaillement.
- γ : Poids volumique du sol.
- I : Une tranche.
- T : Réaction tangentielle.
- F_s : Coefficient de sécurité.
- τ_{max} : Résistance au cisaillement du sol.
- τ : Contraintes de cisaillement.
- C : Cohésion
- c' : Cohésion effective.
- C_u : Cohésion non drainée.
- Φ : Angle de frottement interne.
- ϕ' : Angle de frottement interne effective.
- M : Pression de l'eau interstitielle.
- σ_1, σ_3 : Contrainte principales majeure et mineure.
- σ_f : Contrainte normale mobilisée
- τ_f : Contrainte mobilisée de cisaillement.

θ : Inclinaison du plan de rupture.

S : Espacement entre les pieux de centre à centre.

D : Diamètre des pieux.

M_{rs} : Moment de la résistance du sol.

M_{rp} : Moment de la résistance généré par le pieu.

M_o : Moment de renversement.

D_1 : Espacement de centre à centre entre les pieux.

D_2 : Ouverture entre les pieux

Z : Profondeur de la couche de sol à partir de surface du sol.

E' : Module de Young.

γ' : La masse volumique.

ν' : Le coefficient de Poisson.

Φ' : Angle de dilatation.

F : La fonction de rupture.

τ_r : Contrainte de cisaillement résistant.

τ_d : Conduite contrainte de cisaillement.

SRF : Strength Réduction Factor.

CRR : Coefficient de réduction de résistance.

C_m : Cohésion mobilisés.

Q_m : L'angle de frottement mobilisé.

R : Le rayon.

Q : Surcharge de traction.

F_p : La force exercée sur la largeur de l'interface de glissement masse par les pieux

R_f : Le rayon de rotation sur le centre

Θ_f : L'angle spécifique de la position de la conservant.

ϕ : Force d'ancrage.

β : l'angle de la force d'ancrage.

Liste Des Tableaux

✓ CHAPITRE I :

- Tableau 1 : Exemples des effets des glissements suite à des séismes
- Tableau 2 : Méthodes d'équilibre limite déférence hypothèses
- Tableau 3 : Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes Différentes

✓ CHAPITRE II :

- Tableau 4 : Relevés piézométrique du PK-186, Zone de prolongement 110+70
- Tableau 5 : Répartition des essais in- situ salon leur coordonnées UTM
- Tableau 6 : Les résultats obtenus sont récapitulés dans ci-après
- Tableau 7 : Interprétation des essais chimiques selon FD P 18-011 du mois de Décembre 2009.

✓ CHAPITRE III :

- Tableau 8 : coordonné de talus.....
- Tableau 9 : les paramètres physico-mécaniques des matériaux

Liste Des Figures

✓ CHAPITRE I:

- Figure 1 : Effondrement d'une route suite à un mouvement de terrain
- Figure 2 : Glissement de terrain
- Figure 3 : Glissement plan sur la corniche Basque (urrugne)
- Figure 4 : Schéma d'un glissement plan
- Figure 5 : Glissement de Conchita (USA)
- Figure 6 : Glissement rotationnel rivière Bayonne Canada
- Figure 7 : Glissement smina (Bejaia) vue sur l'escarpement et sur les 3 dalles d'une habitatio ...
- Figure 8 : Glissement de Tizi basculement d'une habitation.....
- Figure 9 : Surface de repture.....
- Figure 10 : Méthode de tranche.....
- Figure 11 : Les inconnues d'une méthode des tranches
- Figure 12 : Mise en équation du problème.....
- Figure 13 : Les forces agissant sur une tranche selon Bishop.....
- Figure 14 : Schéma simplifié d'une pente renforcée par pieux
- Figure 15 : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente
- Figure 16 : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux
- Figure 17 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par de viroles métallique
- Figure 18 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement
- Figure 19 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte
- Figure 20 : Coupe type d'une tranchée drainante
- Figure 21 : Stabilisation par ancrage précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs
- Figure 22 : Exemple de clouage d'un glissement

✓ CHAPITRE II:

- Figure 23 : Extrait d'une vue satellite et la localisation du site
- Figure 24 : Extrait de la carte géologique de Binera-feuille N°66
- Figure 25 : Extrait de la carte Topographique de Bouira (Feuille NJ-31-IV-6-EST au 1/50 000^e..
- Figure 26 : Profil de la carte Topographique de Bouira (Feuille NJ-31-IV-6-EST au 1/50 000^e
- Figure 27 : Modèle numérique de terrain montrant la faille de Thénia qui fait partie d'une structure géologique qui va jusqu'à Bejaia (Source M. Meghraoui, d'après Boudiaf :1996, sites de IPG/Strasbourg et CSEM)
- Figure 28 : Model géotechnique relatif à la coupe C-C'
- Figure 29 : Model géotechnique relatif à la coupe B-B'
- Figure 30 : Model géotechnique relatif à la coupe A-A'

✓ CHAPITRE III :

Figure 31 : Fenêtre d'entre des données de PLAXIS 2D.....

Figure 32 : Fenêtre d'entre les caractéristiques des matériaux dans PLAXIS.....

Figure 33 : Fenêtre de phase de calcul en PLAXIS.....

Figure 34 : coup du talus.....

Figure 35 : Evolution du coefficient de sécurité à l'état naturelle.....

Figure 36 : Les déplacements totaux à l'état naturelle.....

Figure 37 : présentation du modèle de la charge routière.....

Figure 38: Evolution du coefficient de sécurité avec la charge routière.....

Figure 39 : Les déplacements totaux avec la charge routière.....

Figure 40 : Evolution du coefficient de sécurité avec la charge routière et avec nappe.....

Figure 41: Les déplacements totaux avec la charge routière et avec nappe.....

Figure 42: Evolution du coefficient de sécurité avec surcharge, nappe et séisme.....

Figure 43: Les déplacements totaux avec surcharge, nappe et séisme.....

Figure 44: Evolution du coefficient de sécurité pieu placée au milieu de la pente.....

Figure 45: Les déplacements totaux pieu placée au milieu de la pente...

Figure -46: Evolution du coefficient de sécurité avec deux série de pieux distants de 5D placé de part et d'autre du milieu de la pente.....

Figure -47: Les déplacements totaux avec deux série de pieux distants de 5D placé de part et d'autre du milieu de la pente.....

Figure 48: Evolution du coefficient de sécurité avec deux série de pieux distants de 10D placé de part et d'autre du milieu de la pente

Figure -49: Les déplacements totaux avec deux série de pieux distants de 10D placé de part et d'autre du milieu de la pente

Sommaire

✓ INTRODUCTION GENERALE	1
✓ <u>CHAPITRE I : Généralités sur les glissements de terrain</u>	
I-1 : Introduction	
I-1- 1 Définition et types de mouvements de terrain	1
I-1- 1-1 Les mouvements de terrain lents	1
I-1- 1-2 Les mouvements de terrain rapides	1
I-2: Les glissements de terrain	1
I-2-1 : Définition d'un glissement de terrain	1
I-2-2 : Type de glissement	1
I-2-2-1: Glissement faiblement ou non rétrogressifs	1
A- glissement superficiel (glissement plans)	1
B- glissement rotationnel	
I-2-2-2 : Glissement fortement rétrogressifs	
A- Coulée argileuse	
I-3: Les causes des glissements	
A - la nature des terrains	
B - l'action de l'eau	
C - les causes mécaniques externes	
D - l'action sismique	
I-4 : Les méthodes de calcul de la stabilité des talus	
I- 4-1 : classe de méthodes de calcul de la stabilité des pentes	
I-4-1-1 : la méthode de l'équilibre limite.....	
I-4-1-1-1 : méthode des tranches dans le calcul à l'équilibre limite.....	
I-4-1-1-2 : Hypothèse utilisées dans la méthode de tranches	
I-4-1-1-3: la forme simplifiée de la méthode de bishop	
I-4-1-1-4: stabilité de la pente avec pieux.....	
I-4-1-1-5: les avantages et les inconvénients de la méthode de l'équilibrelimen.	
A- Les avantages	
B- Les inconvénients	
I-4-1 -2: La méthode de l'analyse limite	
I-4- 1-2 : La méthode de l'analyse limite pour l'étude de pentes renforcées par pieux	
A: Analyse limites des pentes sans pieux	
B : Analyse limites des pentes avec pieux	
I-4- 1- 3 : Les avantages et les inconvénients de la méthode d'analyse limite	
A- Les avantages	
B- Les inconvénients	
I- 4-1-3 : La méthode de la réduction de la résistance au cisaillement	
I-4-1-3-1: Détermination du coefficient de sécurité	
I-4-1-3-2: les avantages et les inconvénients de la méthode de réduction de résistance au cisaillement	
A- Les avantages	
B- Les inconvénients	
I-5 : La méthode de confortement des pentes et talus	

Sommaire

I-6: Renforcement par inclusion

I-7 :Conclusion

✓ **CHAPITRE II:**

II-1 Introduction :

II-2 Présentation du cas étudié

II-2-1 : Situation et description générale du site

II-2-2 : Historique du site

II-3 : Collecte des données

II-3-1 : La présentation des données

II-3-1-1 : Données géologique

II-3-1-2 : Données topographique et profile

II-3- 1-3 : Profile topographique

II-3-1-4 : Sismicité

II-3-1-5 : Données hydrogéologique

II-3- 1-6 : Données géotechniques

II-4 : Essais en laboratoire

II-4-1 : unité (2):argile marneuse marne argileuse sablo-graveleuse

II-4-2 : Unité (3) Marno–calcaire

II- 4-3 : Unité (4): argiliterésschistosée

II-5 : Analyse chimique

II-6 :Conclusion

✓ **CHAPITRE III:**

III-1 :Introduction.....

III-2 : présentation du logiciel plaxis et les codes du calcul utilisé.....

III-2-1 : Les points forts de PLAXIS

III-2-2 La démarche de modélisation avec PLAXIS

III-3 : Esquisse du travail effectuée.....

III-3 -1 Etude de stabilité du site de PK 186 , zone de prolongement 110+70m.....

III-3-2 Description de la zone instable

III-3 -3 méthodes d'analyses

III-3-4- L'étude de ce cas nécessite les démarches suivants

III- 4 :présentation de l'étude

III-4-1 :Cas de calcul

III-5 :Conclusion

Introduction générale

Le problème de la stabilité des talus naturels ou artificiels constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires des domaines des travaux publics et de bâtiment en vue de sauvegarder les vies humaines et de minimiser sur les pertes économiques.

La réussite de la stabilisation des pentes par des inclusions rigides (pieux, mur...) a incité les chercheurs à développer des méthodes de calcul pour quantifier l'amélioration apportée par les éléments et analyser les effets de quelques paramètres tels que l'emplacement des pieux, leur rigidité, leur espacement néanmoins les résultats obtenus sont parfois contradictoires selon les méthodes et hypothèses utilisées

Cette étude s'intéresse à l'analyse des causes du glissement de la chaussée droite (direction Bouira – Alger) du tronçon de l'autoroute EST OUEST au niveau du PK 186 et le confortement du talus par des séries de pieux afin d'améliorer sa stabilité et vise les objectifs suivants :

- La mise en évidence des causes réelles du glissement survenus en examinant les différents documents d'expertises effectuées.
- L'étude de la stabilité du terrain du site et son confortement par des séries de pieux.

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

-Le premier chapitre est consacré à une recherche bibliographique dans laquelle nous avons parlé des différents types de glissements qui existent dans la nature et des différents types de glissements de terrain, ensuite nous avons discuté les méthodes d'analyse de stabilité et de confortement des talus instables qu'elles soient classiques ou particulières.

- le deuxième chapitre est dédié à l'acquisition des données nous avons parlé des organismes spécialisés sollicités pour la collecte de données ensuite la classification et le traitement de ses données.

- le troisième chapitre qui constitue le vif sujet de l'étude est consacré à l'étude de la stabilité de l'ouvrage concerné et son confortement par des pieux et commence par une présentation du logiciel utilisé et le modèle du glissement étudié suivi par une présentation et interprétation des résultats .

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

CHAPITRE I

Généralités sur les glissements de terrain

CHAPITRE I

Généralités sur les glissements de terrain

Introduction :

Un mouvement de terrain est un déplacement de sol ou du sous-sol plus ou moins brutal sous l'effet d'influences naturelles (fortes précipitations, alternance gel et dégel, érosion, etc...) ou anthropiques exploitation de matériaux (déboisement, terrassement, etc...). Les mouvements de terrain peuvent être lents ou rapides et peuvent entraîner un remodelage des paysages, celui ci peut se traduire par la destruction de zones boisées la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau. Les conséquences économiques des dégâts engendrés par les mouvements de terrain peuvent être directes (réparations des biens endommagés) et indirectes comme par exemple la coupure d'une route fréquentée pendant plusieurs jour. Il n'est pas toujours possible techniquement ou financièrement de protéger les biens existants contre les effets des mouvements de terrain .Il faut alors envisager une délocalisation des biens menacés

a- Les mouvements de terrain lents : entraînent une déformation progressive des terrains qui ne sont pas toujours perceptibles par l'homme. Il s'agit des affaissements, des tassements, des glissements, de la solifluxion, du fluage, du retrait-gonflement et du fauchage

b- Les mouvements de terrain rapides : se propagent de manière brutale et soudaine: il s'agit de chutes de pierres ou de blocs, d'effondrements de cavités souterraines, d'éboulements rocheux ou de coulées de boue . [1]



Figure 1 Effondrement d'une route suite à un mouvement de terrain

I- les Glissements de terrain :

I - 1 Définition d'un glissement de terrain

Un glissement de terrain peut être défini sommairement comme le mouvement d'une masse de sol ou de roche le long d'une surface de rupture sous l'effet de la gravité [2].

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, on peut distinguer trois types principaux de glissements.[3]

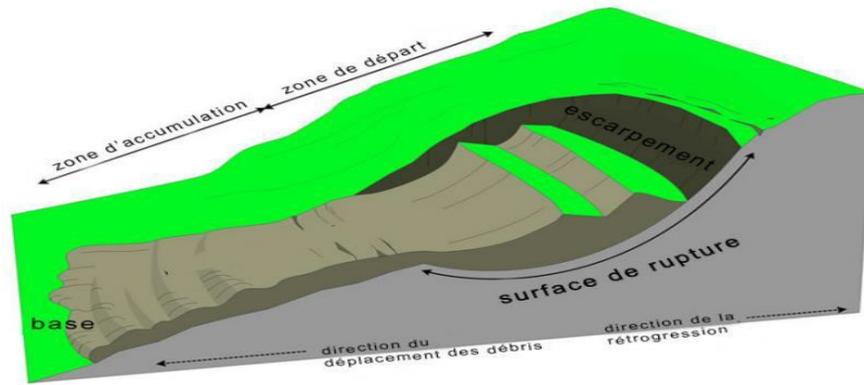


Figure 2 : Glissement de terrain

II- Types de glissements :

chaque glissement de terrain porte un nom différent selon ses caractéristiques. Pour les besoins de la cartographie, les types de glissements ont été regroupés en deux familles selon les dimensions qu'ils peuvent avoir: (Glissements faiblement ou non rétrogressifs. et Glissements fortement rétrogressifs)

II-1 : Glissements faiblement ou non rétrogressifs :

A - Glissement superficiel (glissements plans) :

Ce glissement se produit presque exclusivement dans le talus sans en toucher le sommet. Caractérisé par une surface de rupture peu profonde, généralement inférieure à 1,5 mètre, il n'affecte, dans les sols argileux, que la couche de sol superficielle altérée appelée croûte. Cependant ses débris peuvent s'étaler à la base du talus sur des distances parfois importantes. Des constatations ont montré que la distance pouvait atteindre une longueur horizontale égale à deux fois celle de la hauteur du talus où s'est amorcée la rupture. Ce type de glissement est très fréquent. Malgré le volume des débris parfois restreint, les personnes peuvent être blessées ou tuées et les biens endommagés ou détruits lorsqu'ils sont heurtés par ces débris.



Figure 3 - Glissement plan (Corniche Basque Urrugne)

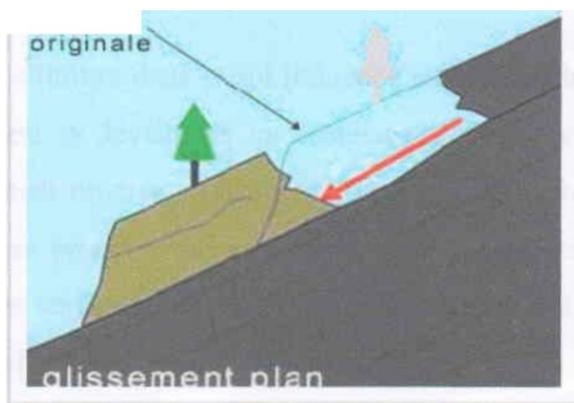


Figure 4- Schéma d'un glissement plan (Source: commission géologique du Canada)

B - Glissement rotationnel:

De façon naturelle, ce glissement se produit la plupart du temps dans un talus en bordure de

cours d'eau où l'érosion est active. Sa surface de rupture peut atteindre quelques mètres de profondeur sous la croûte, dans l'argile intacte, et elle adopte une forme approximativement circulaire. La partie de terrain susceptible d'être affectée peut atteindre plus d'une dizaine de mètres en sommet de talus et peut emporter, lors du mouvement, routes, structures et bâtiments. Ce glissement est aussi très fréquent



**Figure 5 - Glissement rotationnel
Glissement de Conchita, USA**



**Figure 6 - glissement rotationnel
Rivière Bayonne (Québec.) Canada**

II-2 Glissements fortement rétrogressifs

A – Coulée argileuse:

Ce glissement se produit dans l'argile sensible au remaniement. De façon naturelle, la coulée argileuse est généralement amorcée par un glissement rotationnel profond, atteignant l'argile intacte, en bordure des cours d'eau, suivi d'une succession de ruptures affectant le sommet du talus sur une distance très variable. La coulée argileuse est généralement de grande ampleur puisque la rétrogression, c'est-à-dire le mouvement de recul, peut affecter des bandes de terrain de plusieurs dizaines, voire centaines de mètres au sommet du talus.

En conséquence, les débris, parfois quasi liquides, peuvent s'étaler sur des centaines de mètres de leur point d'origine., il peut se produire des coulées argileuses de plus d'un hectare en deux ans. Celle-ci constitue un risque majeur en raison de son amplitude et de son caractère dévastateur [2]

III- Les causes des glissements :

Un glissement de terrain a rarement une cause unique, c'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenche un glissement : l'un de ces facteurs intervenant seul n'aurait en général rien produit. Pour analyser le mécanisme d'une rupture, il convient de bien repérer les divers facteurs susceptibles d'être intervenus et de créer une hiérarchie entre eux.

Les causes d'instabilités peuvent être dues :

soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied, déboisement, séisme et autres sources de vibration).

soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance par remaniement).

soit à une modification des caractéristiques hydrauliques (apparition d'un écoulement : eaux pluviales, fonte de neige, eaux de ruissellement, etc.).

Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent donc se rattacher à l'une des catégories suivantes ou à leur combinaison :

a/ la nature des terrains: elle représente la donnée de base imposée par la géologie du site comme les terrains argileux.

b/l'action de l'eau: l'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains.

c/ les causes mécaniques externes : parmi eux, on peut citer les terrassements en pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables et les implantations de surcharges sur un versant.

d/ l'action sismique : les mécanismes conduisant à la rupture des pentes sous séisme sont souvent difficiles à connaître en raison de la complexité de la géologie locale et du peu d'informations sur les paramètres rhéologiques et hydrogéologiques des matériaux.

Les séismes peuvent provoquer des mouvements de terrains dans des pentes habituellement stables, aussi bien dans les massifs rocheux que dans les massifs argileux ou sableux.

Date du séisme	Lieu	Conséquences
17février1949	Kherrata,Bejaia	Des pertes humaines et des dommages
27octobre1985	LachaInedesBabors	De nombreux glissement set chutes de pierres sont déclenchés.
18 août1994	Mascara Nord ouest)	Certaines routes étaient bloquées suite dès
10 novembre	BéniOurtilane,Sétif	Déclenchement de nombreux glissements.
20 mai 2003	Boumerdès	Les glissement sont généré des dégâts Matériels très importants.
20 mars2006	Laâlam,Bejaia	Constructions en dommages ou complètement.

Tableau 1 : Exemples de glissements survenus en Algérie



Figure 7 : Glissement Smina (BEDJAIA): Vue sur l'escarpement et sur les 3 dalles d'une habitation

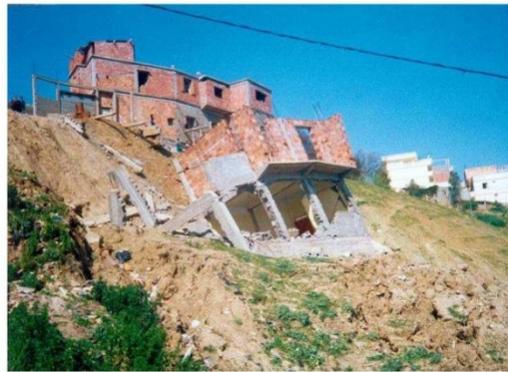


Figure 8 : Glissement de Tizi : basculement d'une habitation

IV- Les méthodes de calcul de la stabilité des talus et pentes

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité [3].

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

provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance[4].

IV-1 Classes de méthodes de calcul de la stabilité des pentes :

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure I-9).

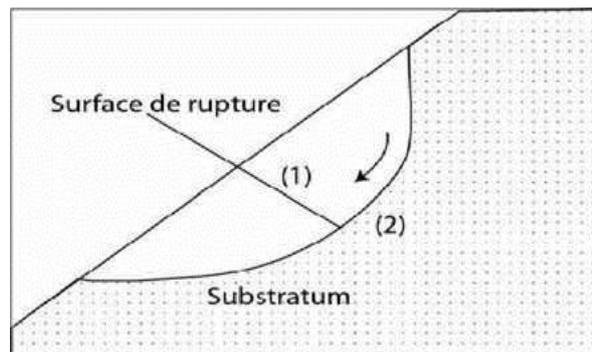


Figure 9: Surface de rupture.

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

- Les méthodes classiques basées sur l'équilibre limite et de l'analyse limites ;
- Les méthodes de la réduction de la résistance au cisaillement utilisées par les codes utilisant la méthode des éléments finis et des différences finies[4].

IV-1-1 Méthodes de l'équilibre limite :

Principes :

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

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

On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité FS est minimal.

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

donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

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

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

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

Ces hypothèses, distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

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

Méthodes des tranches dans le calcul à l'équilibre limite :

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales (figure I-10) a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

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

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

Hypothèses utilisées dans la méthode des tranches

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

1. sur les efforts inter tranches

- Méthode de Fellenius.
- Méthode de Bishop

2. sur la ligne de poussée :

- Méthode de Jumbu.

3. Sur l'orientation des efforts inter tranches :

- Méthode de Spencer.

4. Sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement

- Méthode des perturbations.

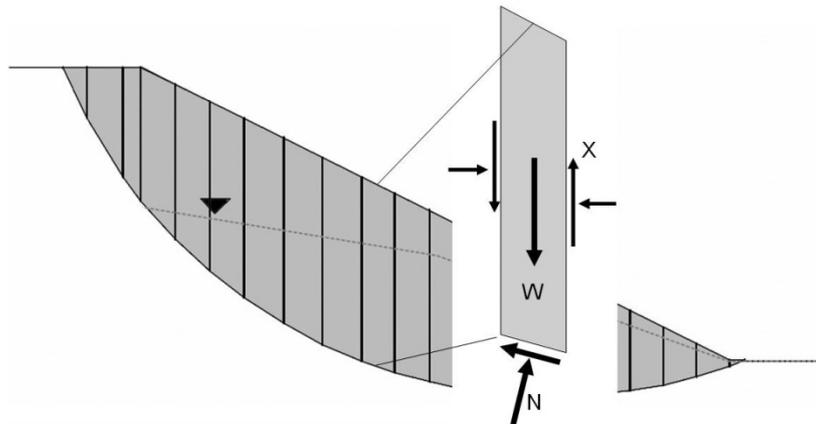


Figure 10: Méthode de tranche.

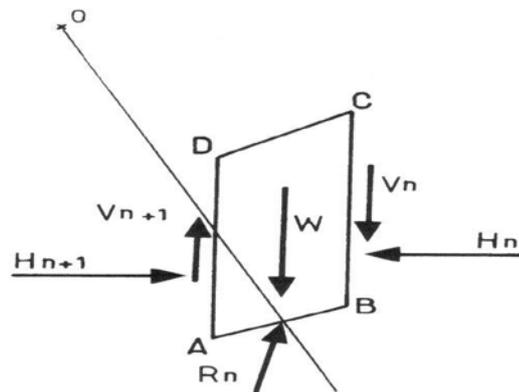


Figure 11 : Les inconnues d'une méthode des tranches.

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

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

<p>Morgenster n et Price (1965)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter tranche de cisaillement sont Liée au forces normale par : $= \lambda f(x) E$. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	<p>\sum Moments de n'importe qu'elle point sélectionné.</p> <p>\sum des forces dans le sens vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. 	<ul style="list-style-type: none"> • précise • applicable à toutes les géométries et types de sol.
<p>JANBU (1956)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • glissement quelconque • les forces entre les tranches sont horizontales. 	<p>\sum des forces dans le sens vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. 	

Tableau 2 : Méthodes d'équilibre limite déférence hypothèses

Mise en équations de la méthode des tranches (forme de Bishop généralisée) :

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

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

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

$Y(X)$ et $Y_B(x)$ sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions R_i sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche (cette dernière supposition constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranches est élevé). [4]

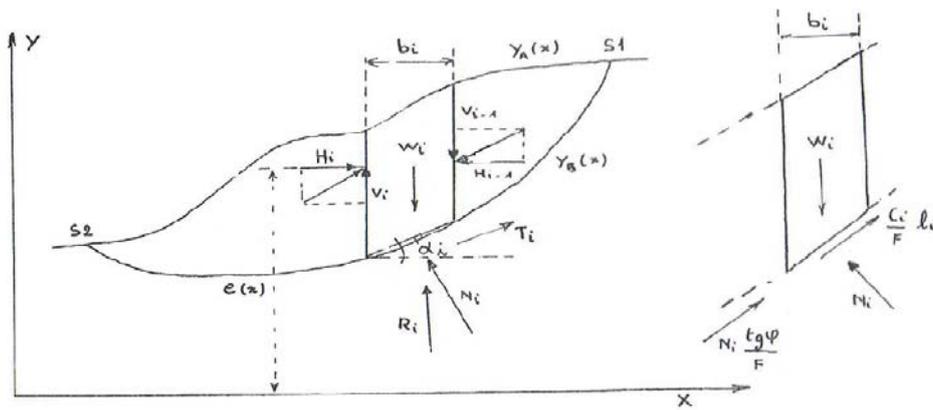


Figure 12 : Mise en équation du problème.

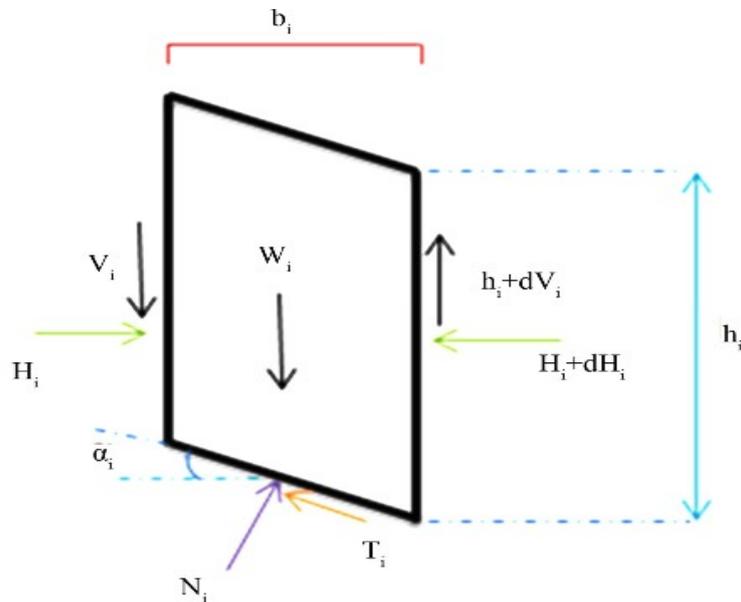


Figure 13 : Les forces agissant sur une tranche selon Bishop.

Une tranche i est soumise à :

1. On poids $W_i = \gamma h_i b_i$
2. les efforts inter tranches, qui se divisent en efforts verticaux V_i et V_{i+1} et horizontaux H_i et H_{i+1} .
3. la résistance au cisaillement R_i , qui se décompose comme suit :
 - une composante normale :

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

- une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i l_i$$

Or

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

Soit, en remplaçant σ_i par sa valeur,

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

Remarquons que C_i et φ_i qui interviennent dans le calcul de T_i sont des caractéristiques critiques

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

l'équilibre des forces et des moments pour chaque tranche, soit $3n$ équations .
on définit un facteur de sécurité unique pour tout le talus, soit 1 inconnue .
les efforts normaux, inconnus la base des ranches sont : au nombre de n .

enfin les efforts inter tranche au nombre de $(n-1)$ se décomposent en composantes, donc 2 inconnues, plus une autre inconnue qui est leur point d'application.
Soit un total de $3n$ équations pour $4n-2$ inconnues

Le problème est donc statiquement indéterminé car il manque $n-2$ relations [4]
Nous présentons ici la méthode de Bishop. Développée par Nonveiller en 1965. Dans le cas où la ligne de glissement est circulaire, l'équilibre vertical s'écrit :

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

D'où la valeur de N_i :

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

FS

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

$$\left| \cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \varphi_i}{F_S} = m_\alpha \right.$$

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

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

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

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

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_S} \tan \alpha_i}{m_\alpha} \quad (4)$$

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

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

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

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

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

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

D'où la valeur N_i :

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

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

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

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

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

$$\sum (v_i + v_{i+1}) = 0$$

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

$$\sum_{n=1}^n \left\{ (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \sin \alpha_i} \right] \right\}$$

$$= \sum_{n=1}^n \left\{ \left(W_i - C_i \frac{b_i}{F_S} \tan \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i}{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F_S} \cos \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F_S} \right\}$$

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

- n équations relatives à l'équilibre vertical des tranches ;
- n équations relatives à l'équilibre horizontal des tranches ;
- 1 équation de moment global. Pour les inconnues suivantes :
- N_i : soit n valeurs ;

$(V_i - V_{i+1})$: n valeurs également ;

F: une inconnue.

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

Forme simplifiée de la méthode de Bishop :

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

$$FS = \frac{1}{\sum W_i + \sin \alpha_i} \left(\left(\sum C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \left(\frac{\tan \varphi_i W_i - C_i \frac{b_i}{F_S} \tan \alpha_i}{ma} \right) \right) \right)$$

(10)

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

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

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

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

C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale. [4]

Stabilité de la pente avec pieux :

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

La masse de sol glissante au-dessus de la surface de rupture est supposée être renforcée par les pieux discrètement placés pour former une barrière résistante à des mouvements de sol et transfère les charges aux couches sous-jacentes plus stables. La partie des pieux incorporés dans la pente glissante est soumise à des mouvements latéraux du sol (voir Figure I-14). Les mouvements de sol verticaux sont ignorés ici. [5]

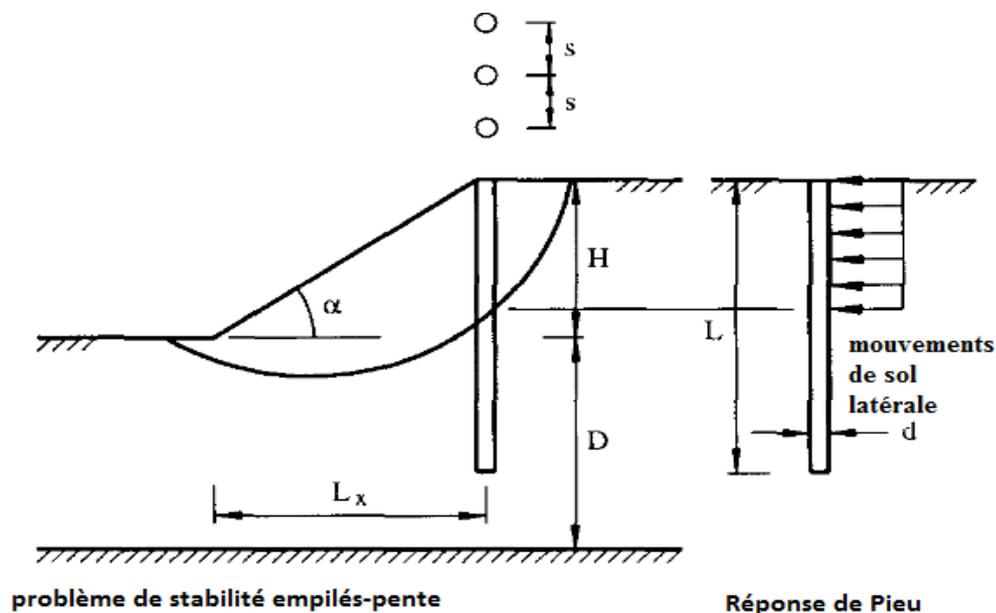


Figure 14 : Schéma simplifié d'une pente renforcée par pieux.

La méthode de Bishop simplifiée classique (Bishop 1955) est utilisée pour déterminer la

surface de glissement critique, le moment résistant du sol M_{rs} et le moment de renversement M_o . Le moment résistant M_{rp} généré par la pieu est ensuite obtenu à partir de la force de cisaillement et le moment de flexion développé dans la pieu à la profondeur de la surface de glissement analysée. Ainsi, le facteur global final de sécurité des Fps empilés pente peut être déterminée comme suit :

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

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

Considérer le pieu comme une poutre sur appuis élastique de raideur égale à la raideur du sol et limiter la force de cisaillement et le moment développé dans le pieu par la condition la plus défavorables des deux conditions : résistance propre du pieu et résistance propre de l'interface.

Utiliser la formule développé par Ito et Matsui qui ont supposé que le domaine du sol entre pieu passe à la phase plastique sous le critère de Mohr- Coulomb et qui ont développé la formule suivante [16]

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

Où :

D_1 : Espacement de centre à centre entre les pieux ;

D_2 : Ouverture entre les pieux

$D_1 - D_2$: Diamètre du pieu

γ : L'unité de poids de sol

Z : profondeur de la couche de sol à partir de surface du sol.[16]

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

$$A = D1 (D1 / D2)^{(N_{\varphi}^{(1/2)} \tan \varphi + N_{\varphi} - 1)}$$

Les avantages et les inconvénients des méthodes de l'équilibre limite :

a- Les avantages :

Facile à utiliser vu les hypothèses simplificatrices ;
 Pour les formes simples leurs résultats diffèrent peu de ceux des méthodes rigoureuses
 Moins coûteuses en moyen et en temps d'exécution.

b- Les inconvénients :

Les hypothèses de ces méthodes sont loin être vérifiées pour les cas complexes ;
 Elles ne considèrent pas les relations contraintes-déformations ;
 Elles ne calculent pas les déplacements au sein de la pente, Elles ne tiennent pas en compte le mécanisme d'interaction de sol- structure. [6]

IV-1-2 la méthode de l'analyse limite :

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

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

La comparaison des valeurs de FS de la méthode de l'analyse limite à ceux obtenus par d'autres auteurs utilisant de différentes méthodes sont rapportés par Ausilio dans le tableau I-3 ci-dessous

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

Tableau 3: Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes différentes.[8]

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

A - Analyse limites des pentes sans pieux :

exprimée soit en termes de la hauteur critique de pente ou d'une charge limite appliquée sur la partie du pieu au dessus de la surface de rupture.

S'il n'y a Dans l'analyse limite, la solution d'un problème de stabilité de la pente est habituellement aucun chargement, la rupture peut-être provoqué par le poids du sol lui-même.

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

$$FS = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m} \quad (1)$$

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

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

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

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

mobilisée $tg\phi/FS$. la géométrie de la pente est spécifiée par la hauteur H , α et β les angles, qui sont également indiqué dans la Figure(I-15)

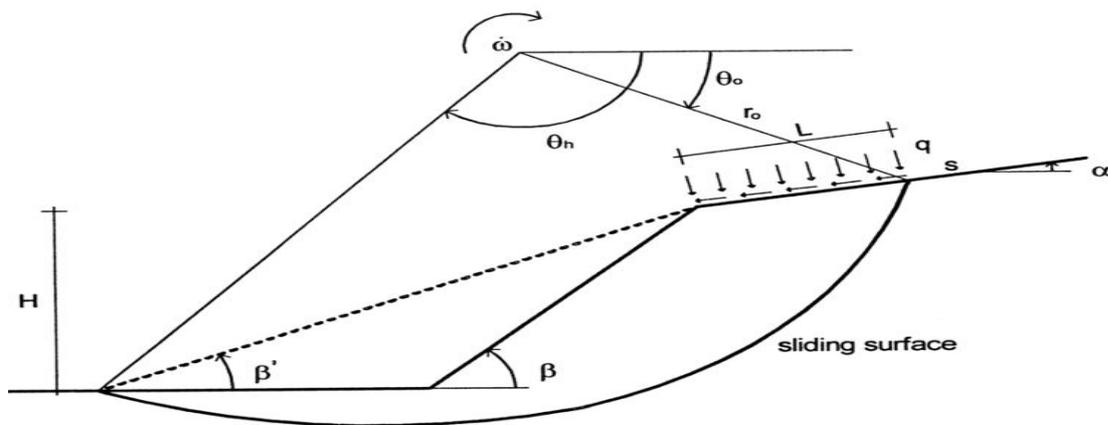


Figure 15 :Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\gamma_A^H (f1) \gamma_A^H (f1-f2-f3-f4) + q B \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + s B \sin(\theta_0 + \alpha) = \frac{c}{2tg\varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - 1 \right] \quad (7)$$

Ou :

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

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

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

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

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

où la distance L est indiqué dans la figure(I-16).

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

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

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

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

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

B - Analyse limites des pentes avec pieux :

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

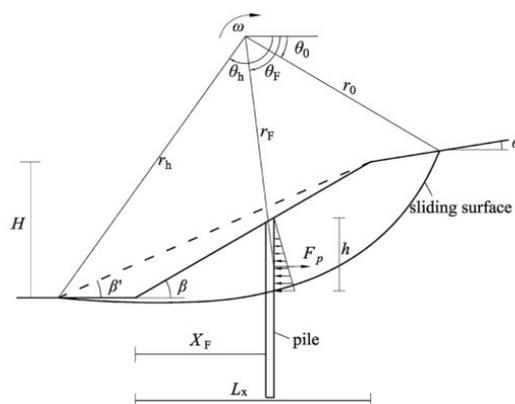


Figure 16 : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux.

Dans ce cas le taux de travail extérieur est toujours obtenu par l'équation 1 Alors que le taux de dissipation d'énergie est composé de deux parties: Celle due à la résistance du sol qui peut être écrite sous la forme

$$D1 = cr0^2 \omega f5 \quad (1)$$

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

$$D2 = Fp \sin \Theta f rf \omega \quad (2)$$

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

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

$$Fp = \frac{8 r0(f1 - f2 - f3 - f4) - c r02 fr}{\sin \Theta f rf} \quad (3)$$

L'équation (3) donne la force par unité de largeur de sol que doit être fourni par une rangée de pieux pour atteindre la valeur du facteur de sécurité de la pente. Dans l'équation. (3), $F1-f5$ sont fonctions de F , les propriétés du sol et la géométrie de la pente. Pour toute surface de rupture connu, le seules inconnues sont Fp et F . Si Fp est connu, le facteur de sécurité peut être obtenu. En considérant toutes les surfaces de glissement possibles, un facteur de sécurité minimum de la pente peut être trouvé.

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

$$P(z) = cA \frac{1}{N\phi \operatorname{tg}\phi} \left\{ \exp \left[\frac{D1-D2}{D2} N\phi \operatorname{tg}\phi \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right) \right] - 2 N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\phi - 1 \right\} \frac{2 \operatorname{tg}\phi + N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\phi + N\phi - 1} - C \left(D1 \frac{2 \operatorname{tg}\phi + 2N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\phi + N\phi - 1} - 2 D2 N\phi^{-\frac{1}{2}} \right) + \frac{\gamma z}{N\phi} \left\{ A \exp \left[\left(\frac{D1-D2}{D2} \right) N\phi \cdot \operatorname{tg}\phi \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right) \right] - D2 \right\} \quad (4)$$

où $D1$ = centre-à-centre espacement entre les pieux $D2$ = ouverture entre les piles,

$D1-D2$ = diamètre du pieu,

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

$$N\phi = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right) \text{ et } A = D1 \left(\frac{D1}{D2} \right)^{N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\phi + N\phi - 1} \quad (5)$$

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

Comme la valeur de F_p est en relation avec la longueur des pieux entre la surface de rupture et la surface du sol, à chaque fois qu'une nouvelle surface est sélectionnée, la valeur de la force F_p est calculée en fonction de la surface de rupture. Cette force est alors utilisée dans l'équation. (3) afin de déterminer une nouvelle sécurité facteur [8].

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

A- Les avantages :

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

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

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

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

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

B -Les inconvénients : les inconvénients majeurs d'utiliser cette approche sont récapitulés comme (1) les suppositions sont trop simples, (2) on ne considère pas de mécanismes d'interaction de structure de sol.[9]

IV-1-3 Méthode de la réduction de la résistance au cisaillement

Principe de la méthode :

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

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

$$FS = \frac{\text{Résistance du sol initial}}{\text{Résistance critique du sol donnât rupture}}$$

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

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

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

Φ' : Angle de friction ;

C' : Cohésion ;

Ψ : Angle de dilatation ;

E' : Module de Young ;

V' : Le coefficient de Poisson ;

Υ' : La masse volumique

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

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

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

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

Où σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes effectives principales majeures et mineures

La fonction de rupture F peut être interprétée comme suit :

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

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

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

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

$$E' = \frac{(1 + \nu') (1 - 2\nu')}{m\nu (1 - 2\nu')}$$

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

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

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

Dans le résumé, les paramètres les plus importants dans une analyse de stabilité pente d'élément finie sont les mêmes comme ils seraient dans une approche d'équilibre de limite traditionnelle, à savoir le poids total de l'unité γ' , les paramètres de résistance au cisaillement c' , et ϕ' la géométrie du problème. [7]

Détermination du coefficient de sécurité :

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

$$F_s = \frac{\tau_r}{\tau_d}$$

τ_r : Contrainte de cisaillement résistant.

τ_d : Conduite contrainte de cisaillement.

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

$$c'_f = c' / SRF \quad (14)$$

$$\phi'_f = \tan^{-1} \frac{\tan \phi'}{SRF} \quad (15)$$

Où SRF "Strength Reduction Factor" est un "coefficient de réduction de résistance".

Cette méthode est appelée la technique de réduction de résistance au cisaillement" (par exemple. Matsui et 1992 San) et permet l'option intéressante d'appliquer des facteurs de réduction de force différents au c' et ϕ'

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

En application méthode de réduction de résistance dans les analyses par éléments finis, successive applications en plus le coefficient de réduction de résistance sont appliqués au problème jusqu'à ce que la solution ne converge. L'absence de convergence est prise comme une rupture de la pente. La valeur de la plus grande SRF est considéré comme

équivalent au coefficient de sécurité en équilibre limite analyse. Au cours des dernières années, le procédé de réduction de résistance a trouvé pour augmenter l'application de la méthode des éléments finis (et les méthodes de différences finies) à la stabilité de la pente analyses (Matsui et San, 1992; Griffiths et Lane, 1999, Chang et Huang, 2004). L'application de méthode de réduction de résistance (SRM) appliquée aux pentes stabilisé avec des pieux a été rapportée par Cai et Ugai (2000); Won et al. (2005); et Cheng Wei, (2009). [6]

Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement

a- Les avantages :

Aucune hypothèse n'est nécessaire à l'avance sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture. La rupture arrive "naturellement" dans les zones de la masse du sol dans laquelle la résistance au cisaillement du sol est incapable de résister aux contraintes de cisaillement appliquées

Comme il n'y a pas de notion de tranches dans l'approche par éléments finis, il n'est pas nécessaire d'émettre des hypothèses sur les forces latérales de tranche. La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que "la rupture" soit atteinte ;

Si les données exactes de compressibilité du sol sont disponibles, les solutions par éléments finis peuvent donner des informations sur les déformations développés par les contraintes ;

La méthode des éléments finis est capable de surveiller la progression de la rupture jusqu'à la fin y compris la rupture globale par cisaillement.

b- Les inconvénient :

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

VI- Les méthodes de confortement des pentes et talus

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 12) 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 $F = 1,5$ 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 $F = 1,5$.

VI-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.

La (figure 13) schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire.

Remblai en pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant.

La stabilité au grand glissement suppose (figure I-17) que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont

- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « Poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant.

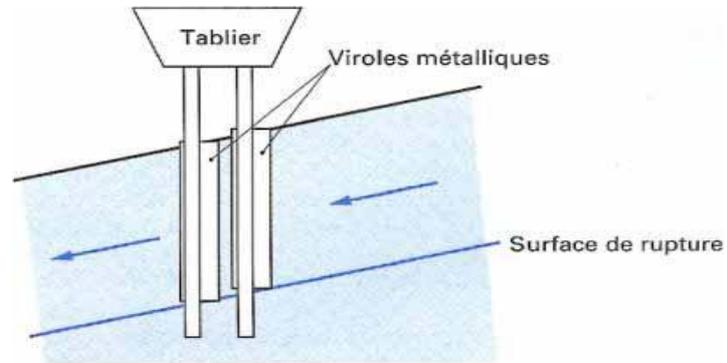


Figure 17 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés Par de viroles métalliques

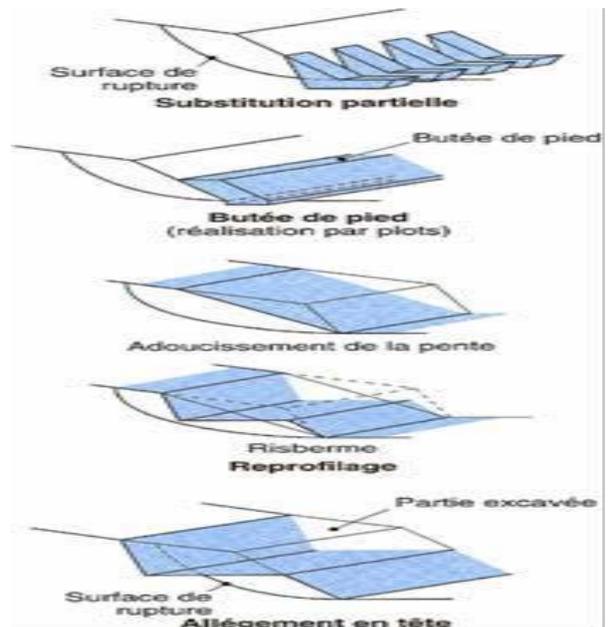


Figure 18 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement

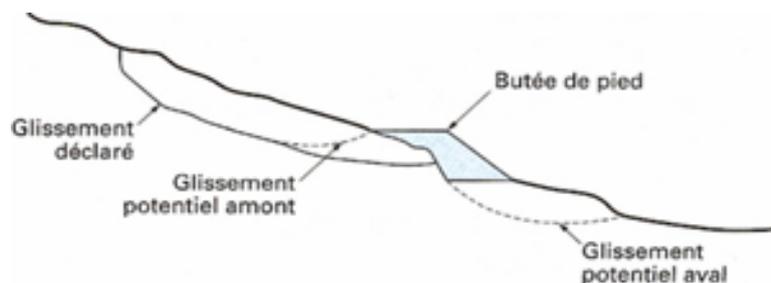


Figure 19 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte

Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc).

Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste.

On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

VI-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 [10], qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. 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.

collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un

bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'tanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la (figure 20), sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;

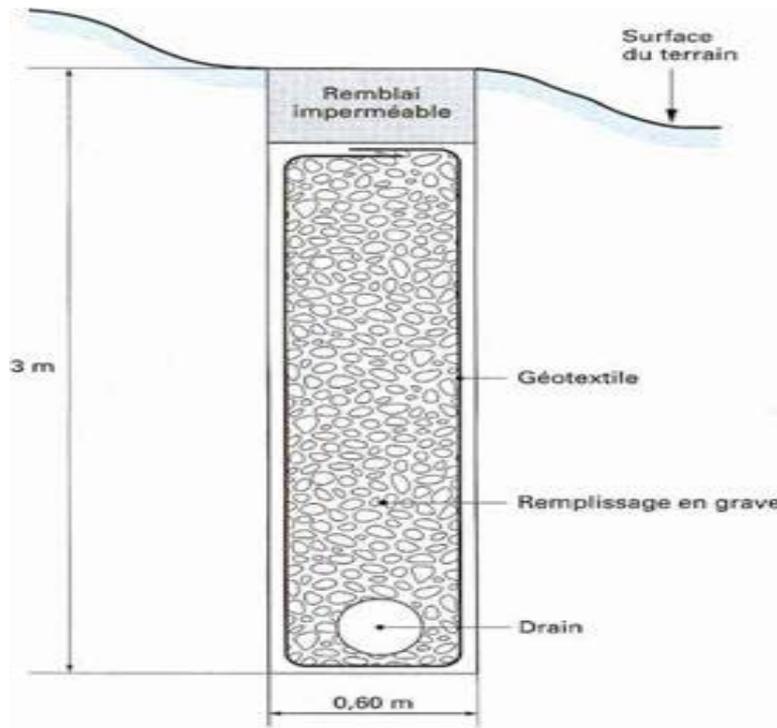


Figure 20 : Coupe type d'une tranchée drainante

à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;

à la pelle : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m).

La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 50) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal

en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains sub horizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite : une protection contre le gel à la sortie des drains ; une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.)
un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. Par exemple, le glissement du billan (Isère) qui menaçait la retenue EDF de Grand 'maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1 300 m au total).

VI-3 Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement ;
- tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- clouages par des barres, des micro pieux ;
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

Ouvrages de soutènement

Les **ouvrages rigides** ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Les **ouvrages souples** sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides. Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :
qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ; qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité. Dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la (figure I - 2 1), les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c'l + (w \cos \Theta\beta + B \sin\beta - P \sin\beta) \tan \varphi'}{W \sin\beta + P \sin\beta - B \cos\beta} = \frac{\text{numérateur a}}{\text{dénominateur b}}$$

Avec c' et φ' caractéristiques de cisaillement du sol.

Si l'on applique un effort d'ancrage Φ , le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{A + \Phi \cos \delta \tan \varphi'}{b - \Phi \sin \delta}$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort Φ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \arctan \frac{F + \Delta F}{\tan \varphi'}$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclino métriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants [11].

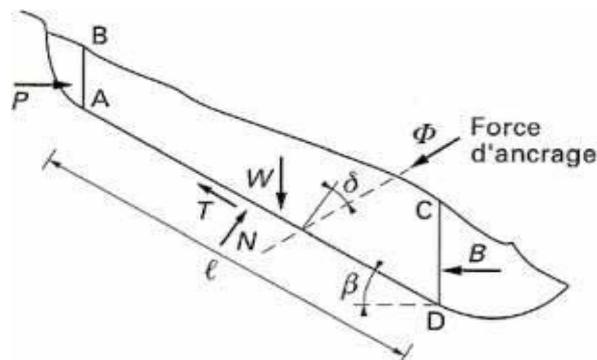


Figure 21 : Stabilisation par ancrage précontraints : Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

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 :

les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (figure I-22) ;

les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

Clous et micro pieux :

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.

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

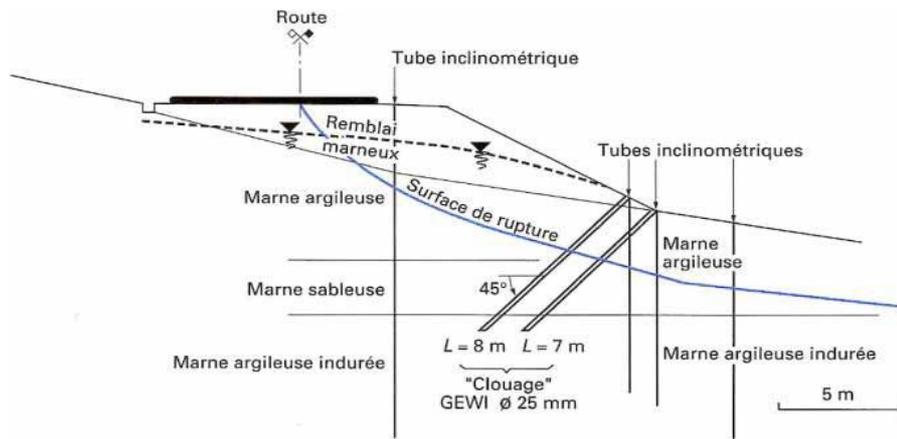


Figure 22 : Exemple de clouage d'un glissement

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

prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (donnés par l'application du multicritère [12]), diminués par l'application du coefficient de sécurité .

prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer [13].

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 pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à / 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.

Cas des remblais sur sols mous

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité de supporter la charge correspondant à la hauteur totale du remblai projeté (rupture à court terme), il est nécessaire d'employer des dispositions constructives qui assurent la stabilité de l'ouvrage en phase de travaux comme en phase de service, avec un coefficient de sécurité en général pris égal à 1,5 Différentes méthodes sont employées ,[14] pour limiter les risques de rupture, qui relèvent de trois principes :

- consolider le sol de fondation, et donc augmenter sa résistance au cisaillement, avant la réalisation du remblai (par pompage pour abaisser la nappe) ou pendant celle-ci (construction par étapes avec utilisation de drains verticaux) ;
- diminuer la charge appliquée au sol de fondation (construction du remblai en matériaux allégés) .
- renforcer le sol de fondation en y incluant des éléments résistants (colonnes ballastées, pieux, substitution partielle ou totale des couches molles).[15]

Conclusion :

Les glissement de terrain constituent un risque permanent pour les massifs de terrain en pente ,leur analyse est une opération complexe ,tout comme les longue et délicate combinant reconnaissances in situ s ,instrumentation du site avec suivi de l'évolution des mouvement ,modélisation géotechnique et phases de calculs , les information ainsi obtenus sont multidisciplinaires et se trouvent reportés dans des document multiples et une consultation éventuelle pour évaluation du risque de glissement .

Chapitre III
Évaluation de la
stabilité et
confortement du site
étudié

CHAPITRE III

ÉVALUATION DE LA STABILITE ET CONFORTEMENT DU SITE ETUDIE

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter pour le cas du glissement du PK 186 du tronçon Lakhdaria Bouira étudié, les résultats de l'étude de sa stabilité, ce qui nous mène à présenter l'outil de calcul utilisé, le profil de la pente et ses données nécessaires à l'étude, l'évaluation de sa stabilité avant et après traitement et nous terminons par la discussion des résultats avec conclusion.

I-Présentation du logiciel PLAXIS et les codes du calcul utilisé :

I-1 Principe

Le logiciel utilisé pour évaluer la stabilité du site avant et après confortement est le PLAXIS (Version 8.2).

Le logiciel PLAXIS est un logiciel de référence en géotechnique travaillant en éléments finis dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, PLAXIS a été étendu à d'autres domaines de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel est sorti en 2001.

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien il en résulte que PLAXIS est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniques de nos jours dans le monde [18].

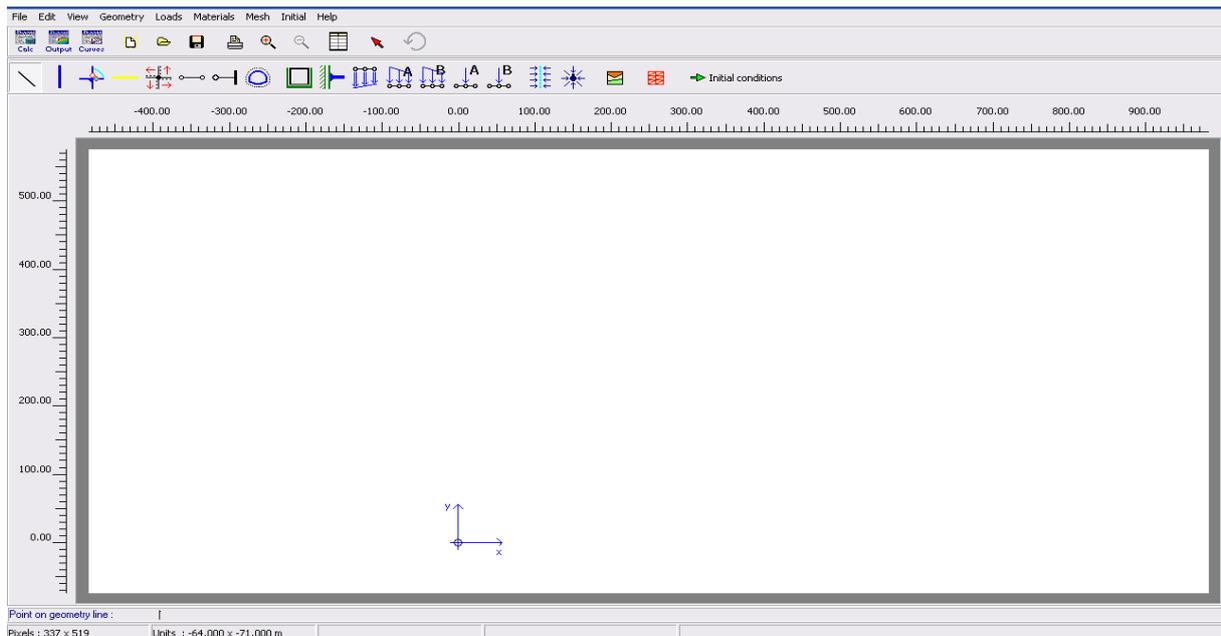


Figure -31 : Fenêtre d'entre des données de PLAXIS 2D

Ses points forts sont:

- La convivialité de son interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- La Génération automatique de maillage ;
- Sa disposition d'un jeu complet de lois de comportement de sol et sa possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- Ses possibilités de couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- Sa Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- L'intégration des calculs de coefficient de sécurité.

I-2 Introduction des données

Géométrie :

La première étape sous PLAXIS est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation de sol ;
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion,
- L'outil « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des tirants et ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
- L'outil « geogrid », sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance à la flexion, cet outil est généralement utilisé pour modéliser les ancrages.

Sur PLAXIS, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs suivants :

- Les conditions aux limites
- Son rayon
- Les caractéristiques mécaniques de ses sols
- La décomposition de sa section en surface
- L'existence ou non d'interface particulière avec le sol environnant.

Conditions aux limites :

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée.

Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.....).

Caractéristiques des matériaux :

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogridde, etc...), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non drainé ou non poreux).

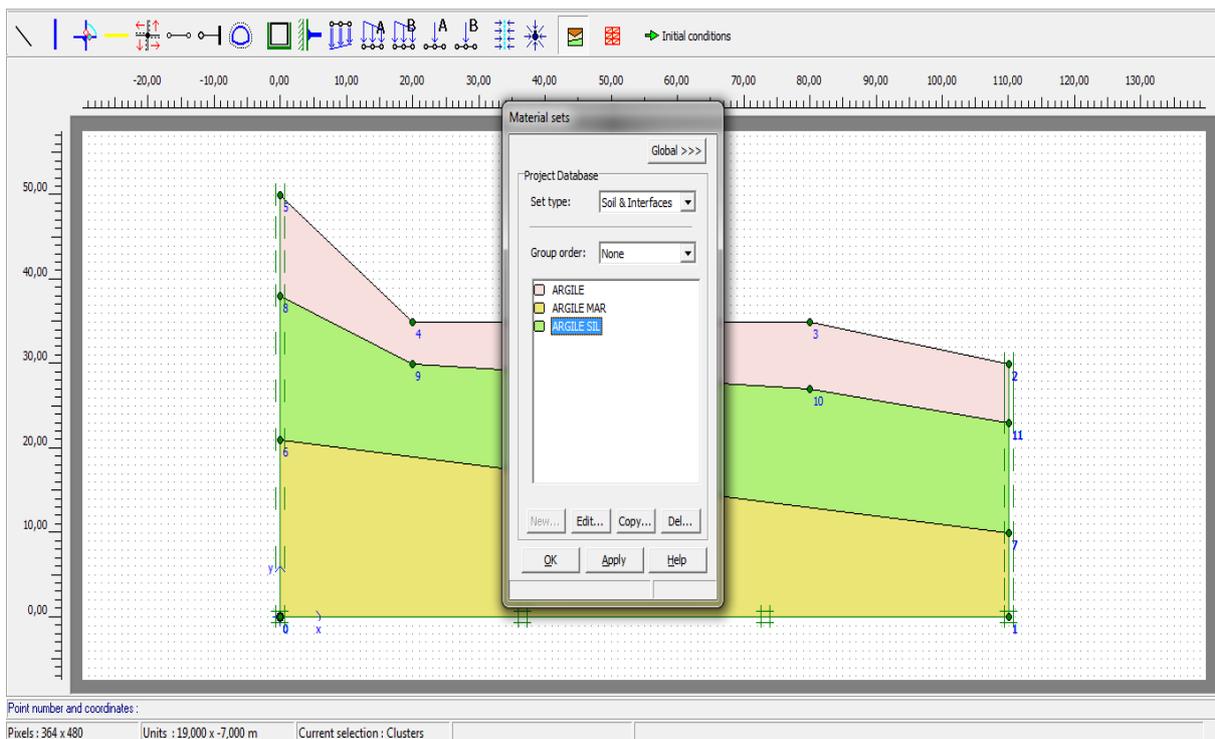


Figure -32 : Fenêtre d'entre les caractéristiques des matériaux dans PLAXIS

Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

Le Maillage :

Le maillage est généré automatiquement. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut

également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh menu ».

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos [18].

Les conditions initiales :

La définition des conditions initiales se fait deux étapes distinctes :

- Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacement et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.
- Un « Switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différents chacune représente la géométrie de la modélisation :
 - La première qui s'appelle "initial pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initiale (si besoin), et de générer la pression interstitielles correspondantes.
 - La deuxième fenêtre permet de générer les conditions initiales à l'intérieure du massif (poids propre et sous pression).

I-3 Définition des phases de calcul :

Après avoir effectué l'ensemble de ses paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de « PLAXIS » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le type de calcul, les phases de calcul correspondant par exemple aux étapes de construction. De nouvelles phases de calculs peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements en activant ou en désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des

paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc.....

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de type de calcul peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastique, étude dynamique).

Une fois le phasage de l'étude est terminé, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ce point. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lance. Une fois terminée, les résultats peuvent être visualisés grâce à la touche « output ».

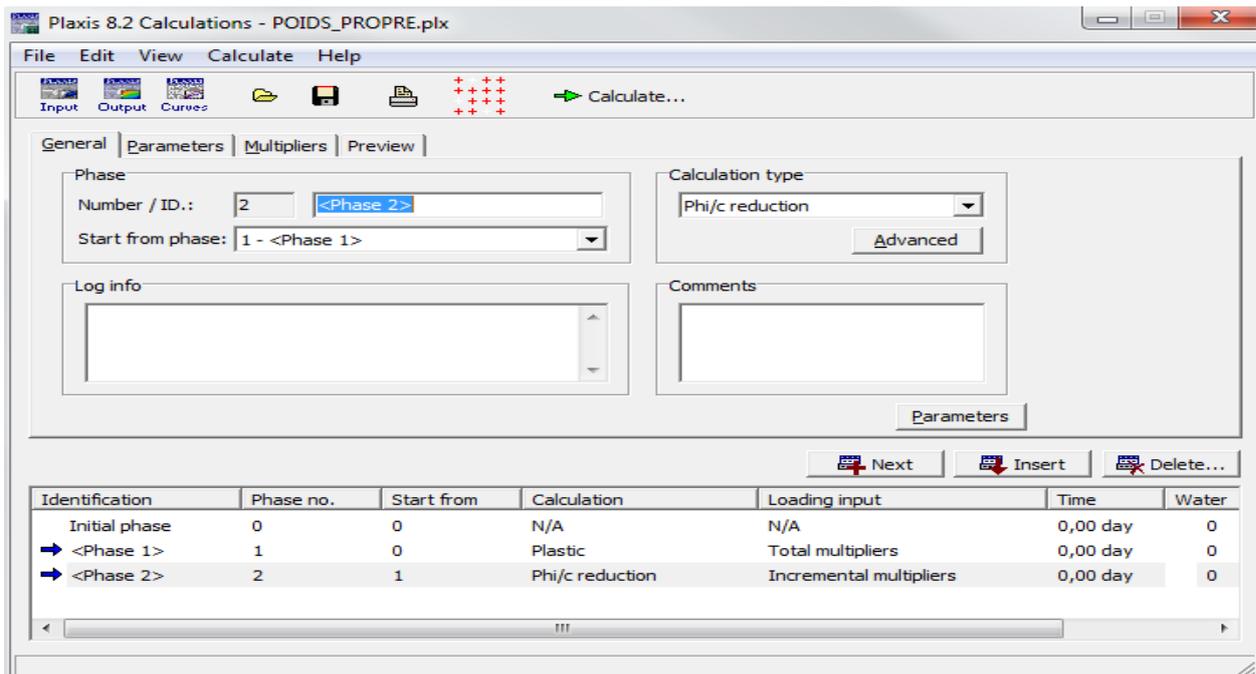


Figure -33 : Fenêtre de phase de calcul en PLAXIS

PLAXIS permet d'effectuer deux types de calculs en consolidation :

- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « staged construction » qui permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps donné fixé par l'utilisateur.
- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « minimum pore pressure » qui consiste à déterminer le temps de l'état du sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps suffisamment long pour que la pression interstitielle soit partout inférieure à la valeur fixé par l'utilisateur.

I-4 Exploitation des résultats :

Plaxis permet la sortie des résultats suivants :

- La déformée du maillage
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- Les déformations
- Les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique)
- Les contraintes totales
- Les contraintes effectives
- Le coefficient de sur-consolidation
- Les points de déformation plastique
- Le degré de saturation
- Le champ d'écoulement
- Le niveau de l'eau
- L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- ✓ de vecteurs
- ✓ d'iso-valeur par zone (« shading »)
- ✓ courbe contour des différentes zones[18].

II- Présentation du cas étudié

II-1 Géométrie et caractéristiques des couches et des éléments structuraux

La zone instable qui caractérise la chaussée de gauche de la section autoroutière au PK-186, sur une longueur de 110+70 m, est une zone de prolongement au glissement déjà prononcé (zone viaduc). Cette section reste elle aussi fermée à la circulation, elle est classée comme étant une zone de stabilité précaire.

Notre analyse repose sur un levé de terrain et sur l'exploitation des résultats des sondages de reconnaissance en carottage et les données de la zone de Viaduc Suite aux résultats obtenus , trois modèles géotechniques (déblai / remblai) sont examinés pour modéliser le glissement , nous avons retenu le modèle qui reflète bien la zone instable dont le profil topographique et les données sont présentés ci-dessous :

Pour les calculs de vérification de stabilité, nous avons considéré que chaque couche de sol représente un milieu homogène, caractérisée par sa densité et ses paramètres de résistance (angle de frottement et la cohésion).[17]

II-2 Données de talus :

X	0	0	12	42	47	61	95	95	95
Y	0	28	26.5	26	25	16	8	4	0

Tableau 8 : coordonné de talus

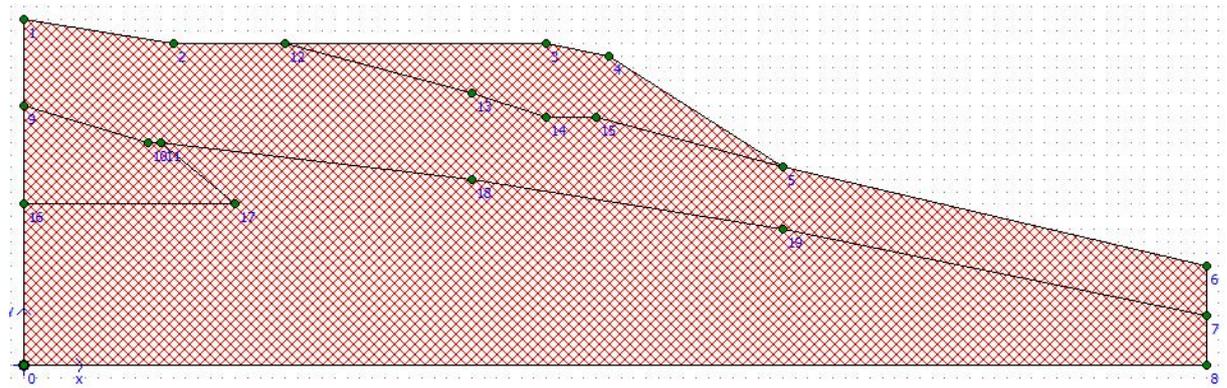


Figure -34 : coup du talus

❖ **le terrain est compose de quatre couches :**

- couche 1 : remblai
- couche 2 : Argile marneuse
- couche 3 : marne
- couche 4 : Argile

Couches	Densité $\gamma(\text{kg}/\text{m}^3)$	angle de frottement φ	Cohesion $c_u(\text{pa})$	ν	module de young E (kn/m^2)
Remblai	16.4	15	8	0,30	10000
Argile marneuse	19.7	13.51	48	0,35	5000
Marne	20.5	9	150	0,30	10000
Argile	19.8	18.80	97	0,35	5000

Tableau 9 : les paramètres physico-mécaniques des matériaux

II-3 Esquisse du travail effectuée :

L'étude de ce cas nécessite les démarches suivantes :

- L'étude des contraintes initiale et les pressions interstitielles initiales dans le terrain naturel et l'évaluation de la stabilité
- L'étude de l'influence de la charge routière et de la variation de la nappe phréatique et la vérification de la stabilité. On considère une charge uniformément répartie de

40kN/m², le niveau de la nappe monte jusqu'à -3 m du niveau de la surface libre à la limite gauche du modèle

- L'étude de l'influence du séisme et la vérification de la stabilité. Le règlement parasismique algérien exige la vérification de la stabilité des pentes sous l'action sismique en considérant des forces quasi-statique, les valeurs des coefficient k_h pour les forces horizontales et k_v pour les forces verticales sont d'après le RPA

$$k_h = 0.5A \quad \text{et} \quad k_v = 0.3k_h$$

- L'étude de la pente renforcée avec une série de pieux puis deux séries et l'évaluation de la stabilité.

III Présentation des résultats :

cas 1 : Etat non traité, sans surcharge sans nappe et sans séisme :

nous avons étudié la stabilité d'un talus à l'état naturelle , la stabilité du talus est largement satisfait , le coefficient de sécurité atteint une valeur de 1,164 les figures ci-dessous montrent les déplacement et l'évolution du coefficient de sécurité

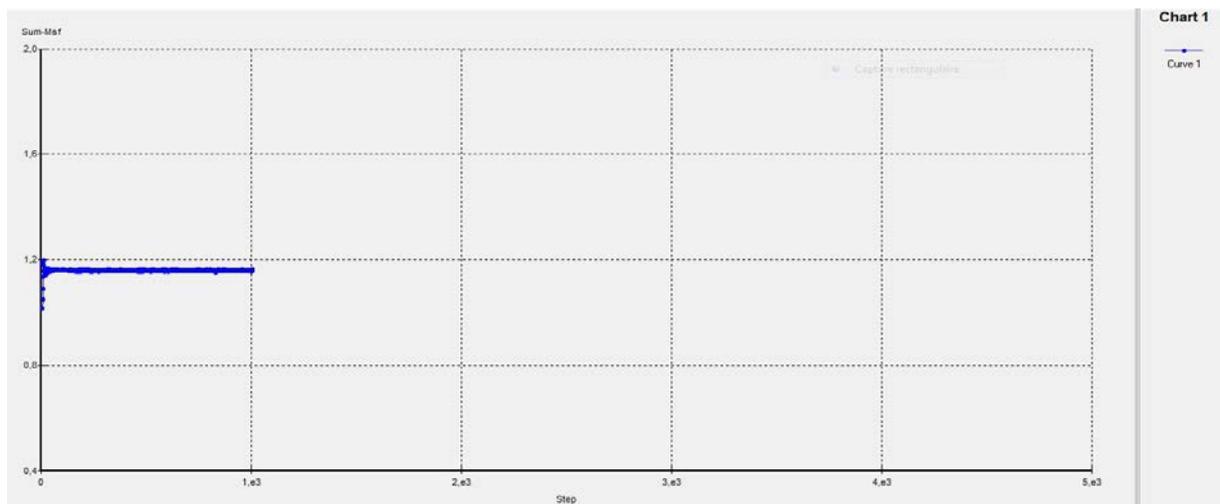


Figure -35 : Evolution du coefficient de sécurité (cas de pente naturelle)

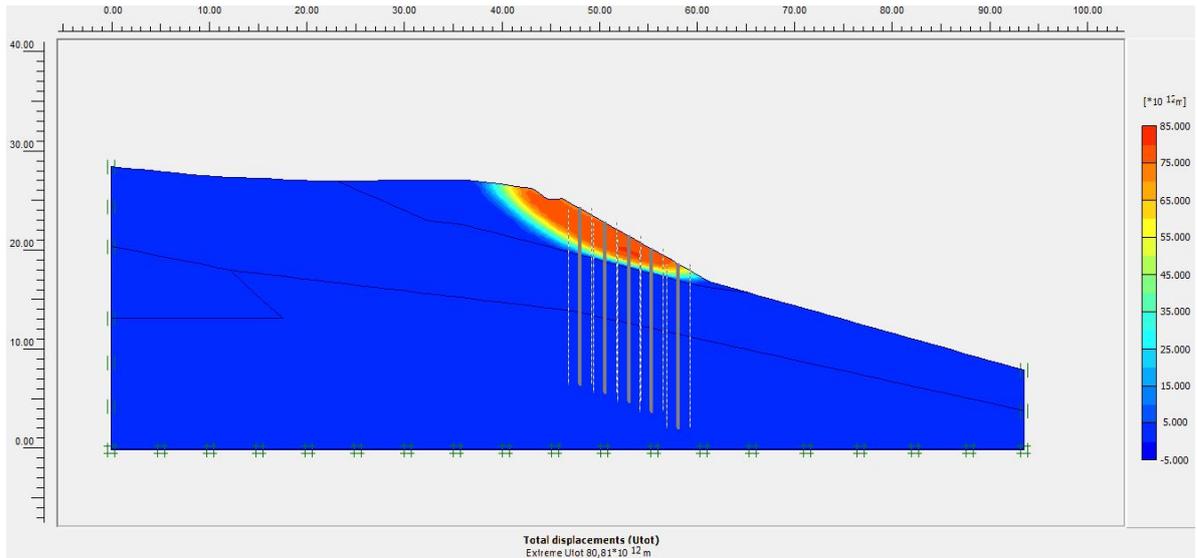


Figure -36 : Forme et position de la surface de glissement (cas pente naturelle)

cas 2 : Etat non traité avec surcharge, sans séisme et sans nappe

Nous avons étudié la stabilité d'un talus, avec surcharge, le coefficient de sécurité atteint une valeur de 1,1538

Les figures ci-dessous montrent le modèle représentant le cas, la forme et la position de la surface de glissement et l'évolution du coefficient de sécurité

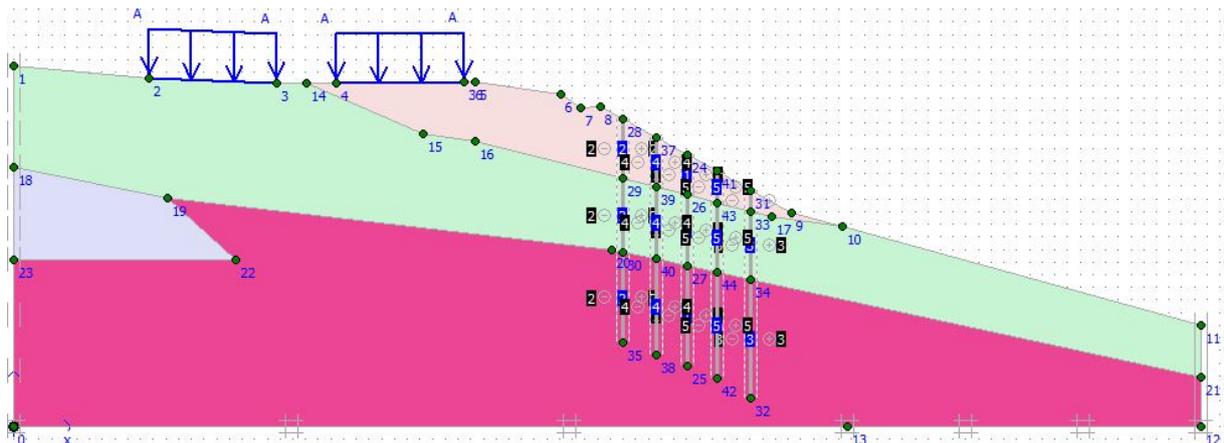


Figure -37 : Modèle représentant le cas de considération de la charge routière

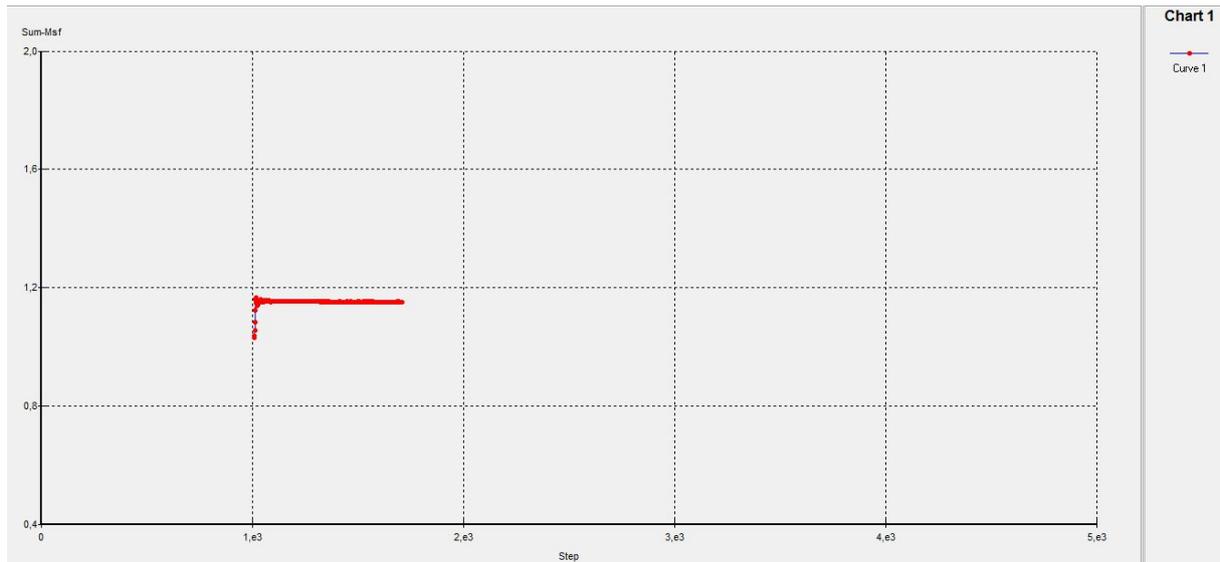


Figure -38 : Evolution du coefficient de sécurité (cas avec charge routière)

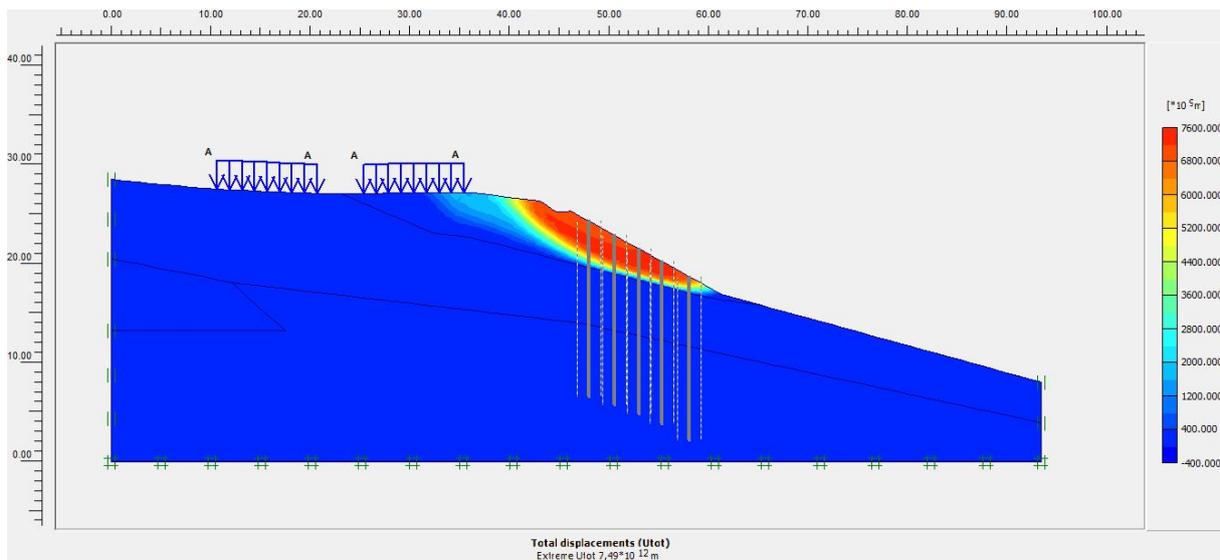


Figure -39 : Forme et position de la surface de glissement (cas avec charge routière)

cas 3 : Etat non traité avec surcharge , nappe et sans séisme :

Dans ce cas le talus se trouve dans un état de glissement précaire (le coefficient de sécurité atteint une valeur de 0,95)

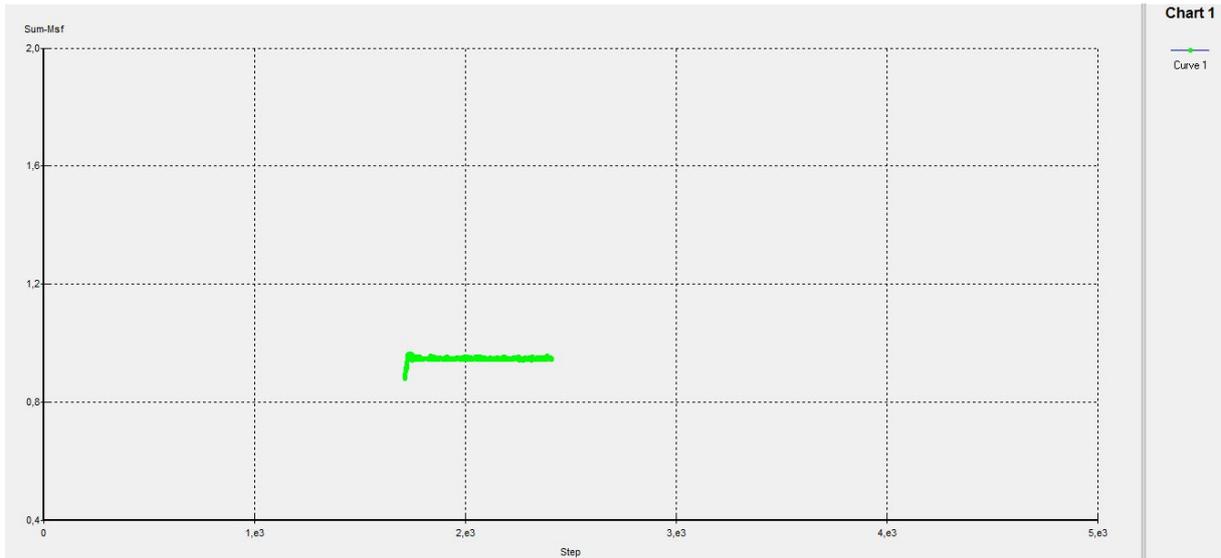


Figure -40 :Evolution du coefficient de sécurité (cas avec charge routière et nappe)

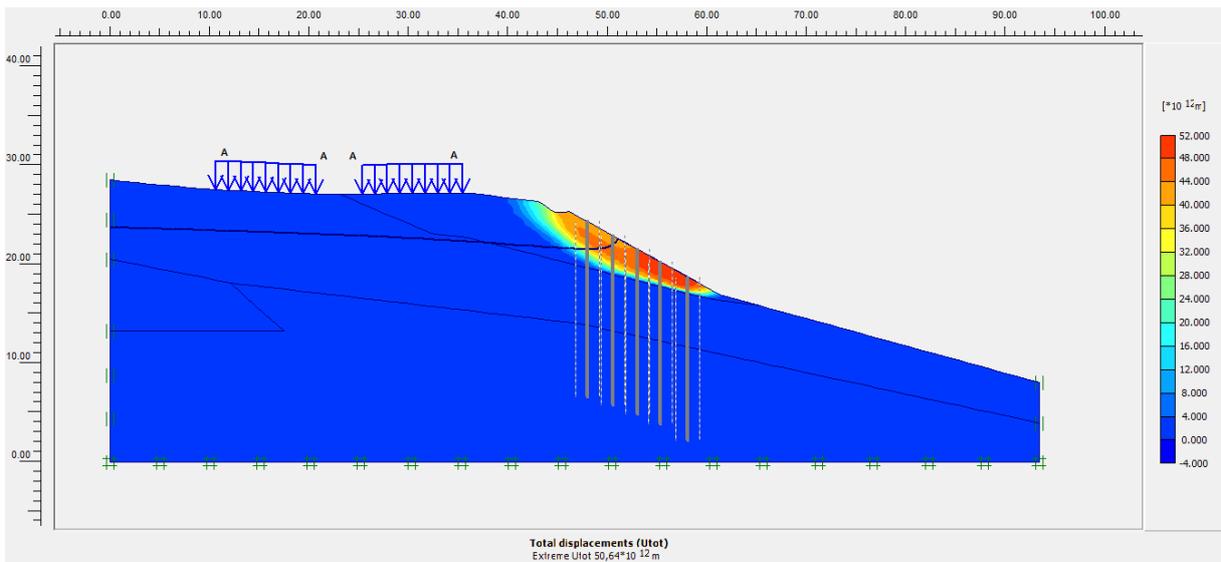


Figure -41: Forme et position de la surface de glissement (cas avec charge routière et nappe)

cas 4 : Pente non traitée avec surcharge, nappe et séisme :

Dans ce cas aussi la pente se trouve dans un état de glissement précaire et le coefficient de sécurité atteint sa valeur minimale, ce cas est donc considéré comme le plus défavorable et pris comme phase précédent le confortement

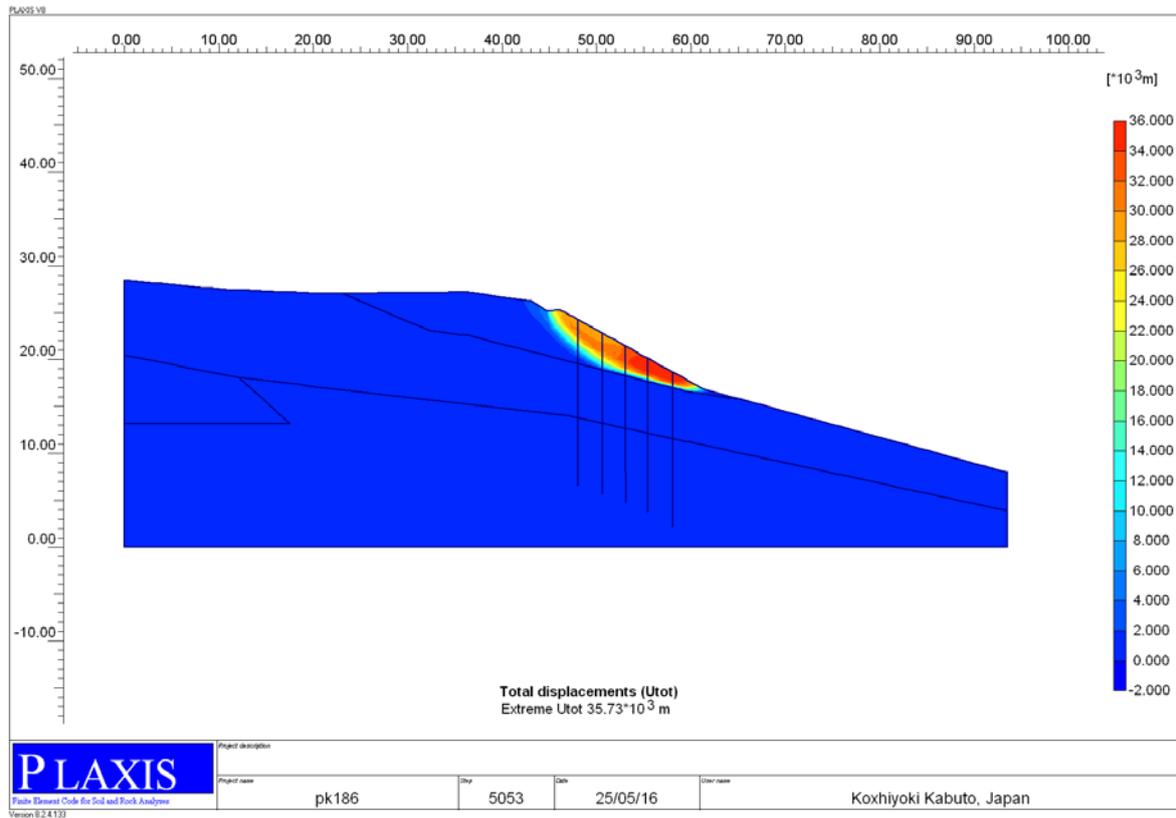


Figure Forme et position de la surface de glissement (cas avec charge routière ,nappe et séisme)

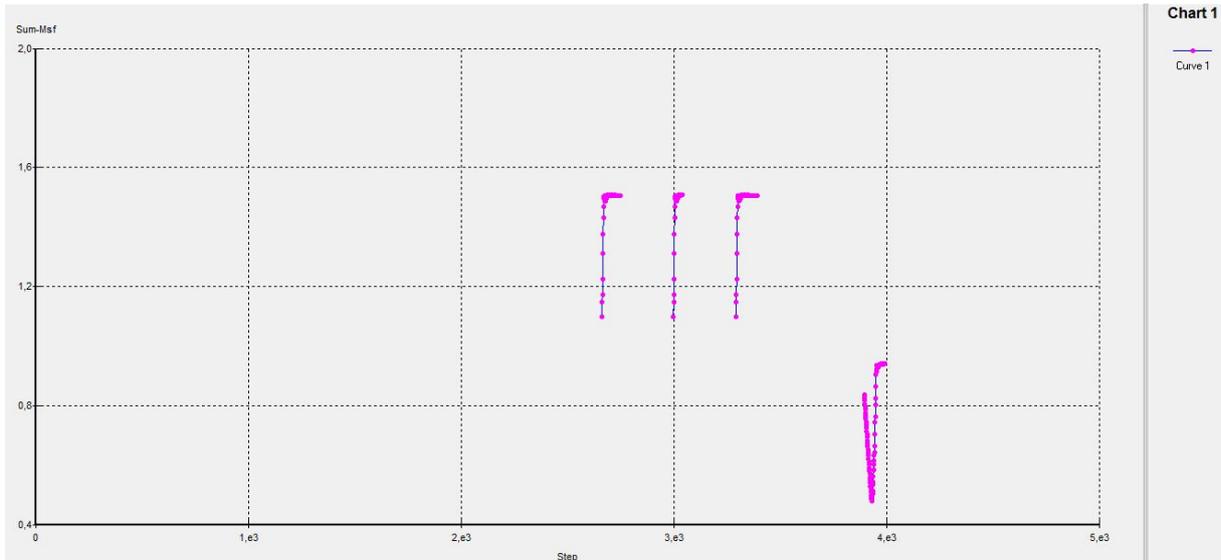


Figure -42: Evolution du coefficient de sécurité (cas avec surcharge, nappe et séisme)

cas 5 : Etat traité avec une série de pieu placée au milieu de la pente :

Etant donné que le versant est en état très critique, nous avons conforté le talus par une série de pieu placée au milieu de la pente , le coefficient de sécurité s'élève à un valeur de 1,1134

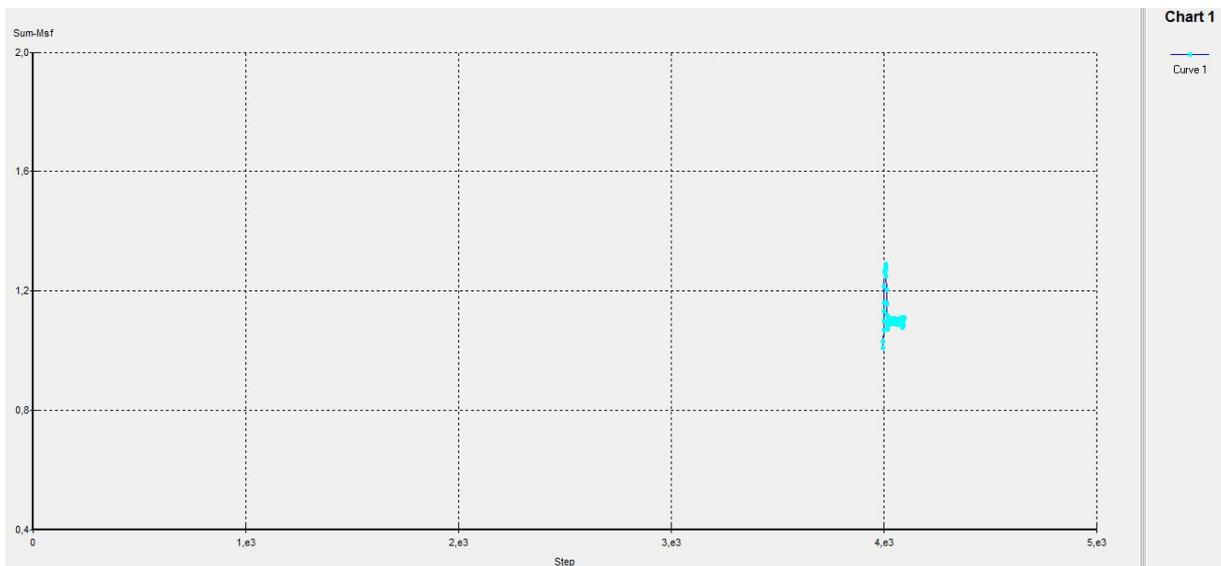


Figure -44: Evolution du coefficient de sécurité (cas de série de pieux placés au milieu de la pente)

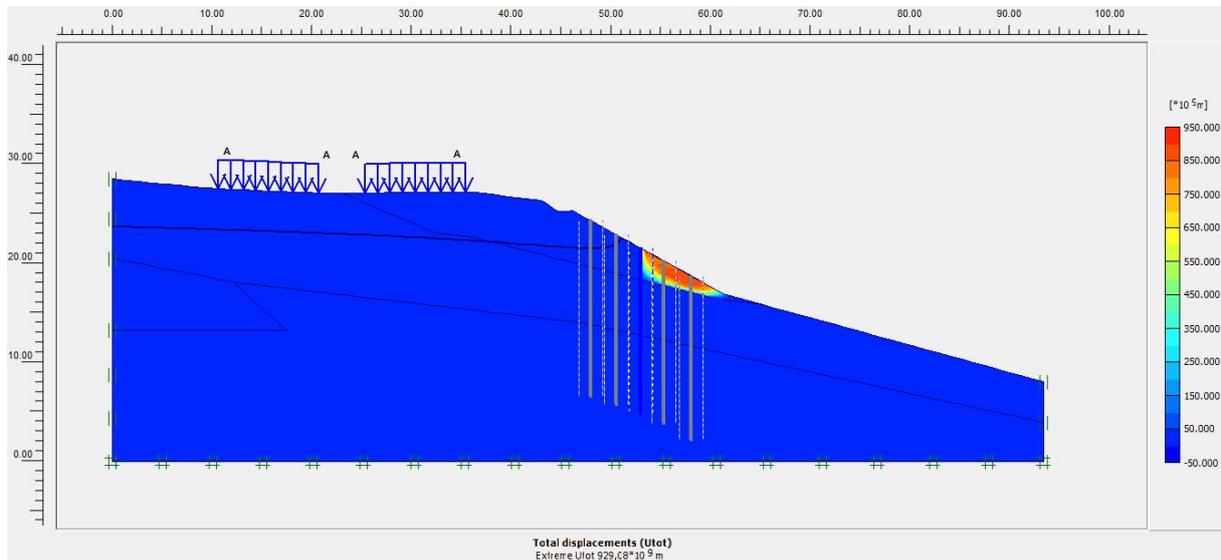


Figure -45: Forme et position de la surface de glissement (cas avec surcharge, nappe et séisme)

cas 6 : Etat ultime traité avec deux série de pieux distants de 5D placé de part et d'autre du milieu de la pente :

dans ce cas le coefficient de sécurité atteint à un valeur de 1,9204

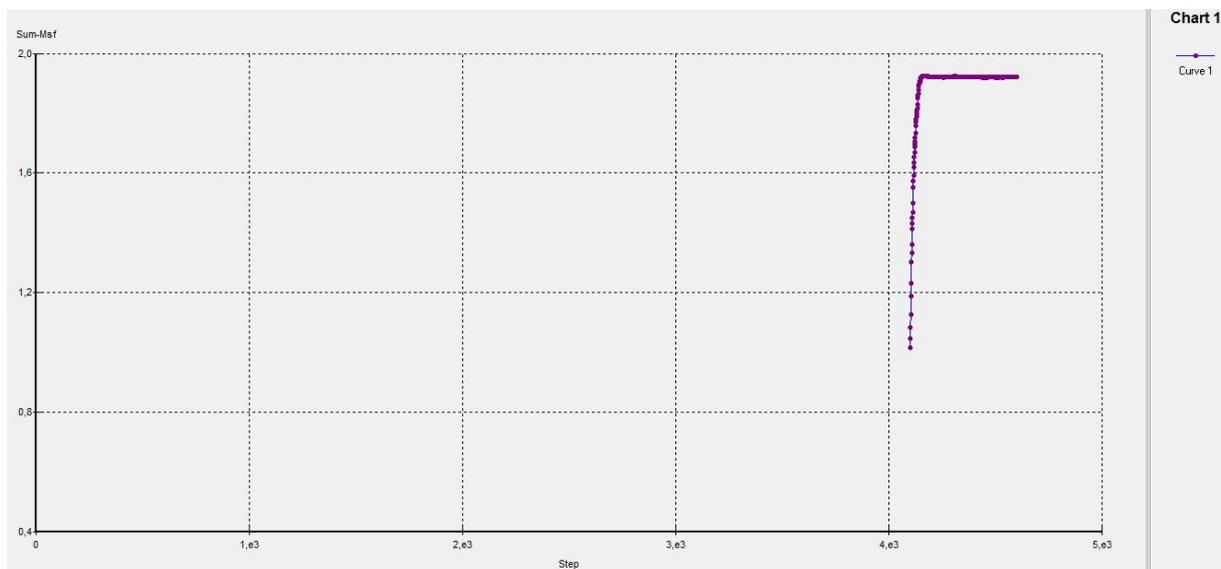


Figure -46: Evolution du coefficient de sécurité (cas de deux série de pieux distants de 5D placés de part et d'autre du milieu de la pente)

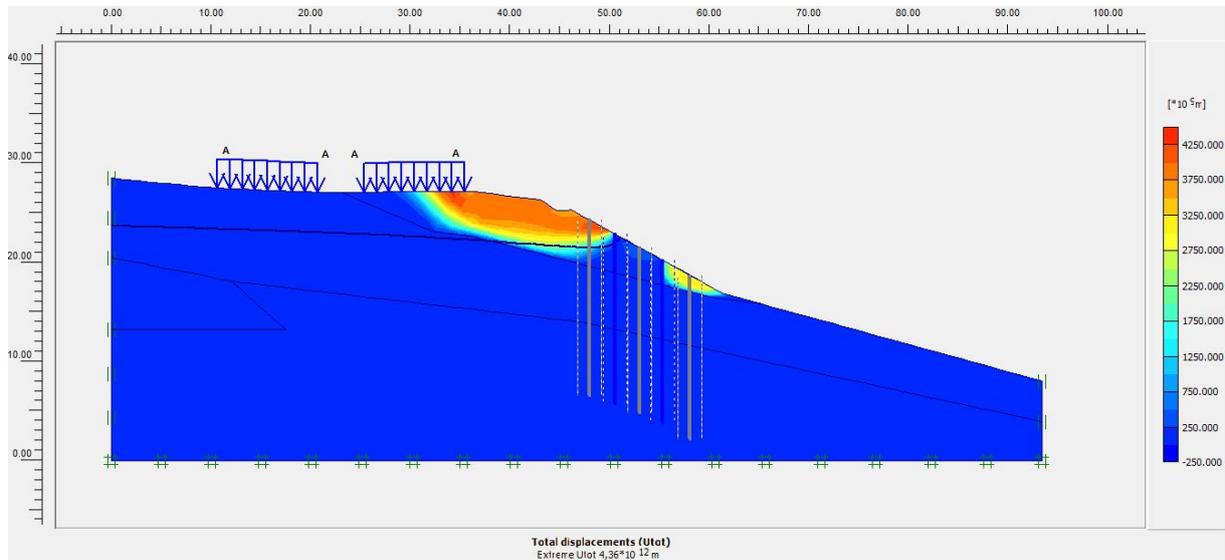


Figure -47: Forme et position de la surface de glissement (cas de deux série de pieux distants de 5D placés de part et d'autre du milieu de la pente)

cas7 : Etat traité avec deux série de pieux distants de 10D placés de part et d'autre du milieu de la pente :

le talus est stable , car le coefficient de sécurité atteint à un valeur mieux que les cas précédents de 1,1972

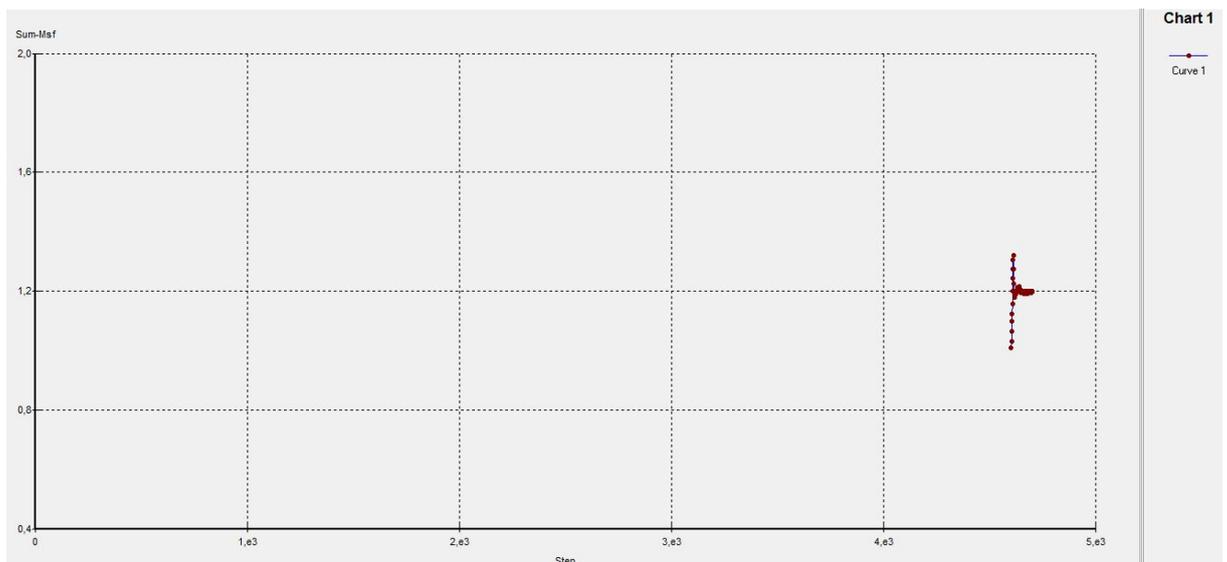


Figure -48: Evolution du coefficient de sécurité (cas de deux série de pieux distants de 10D placés de part et d'autre du milieu de la pente)

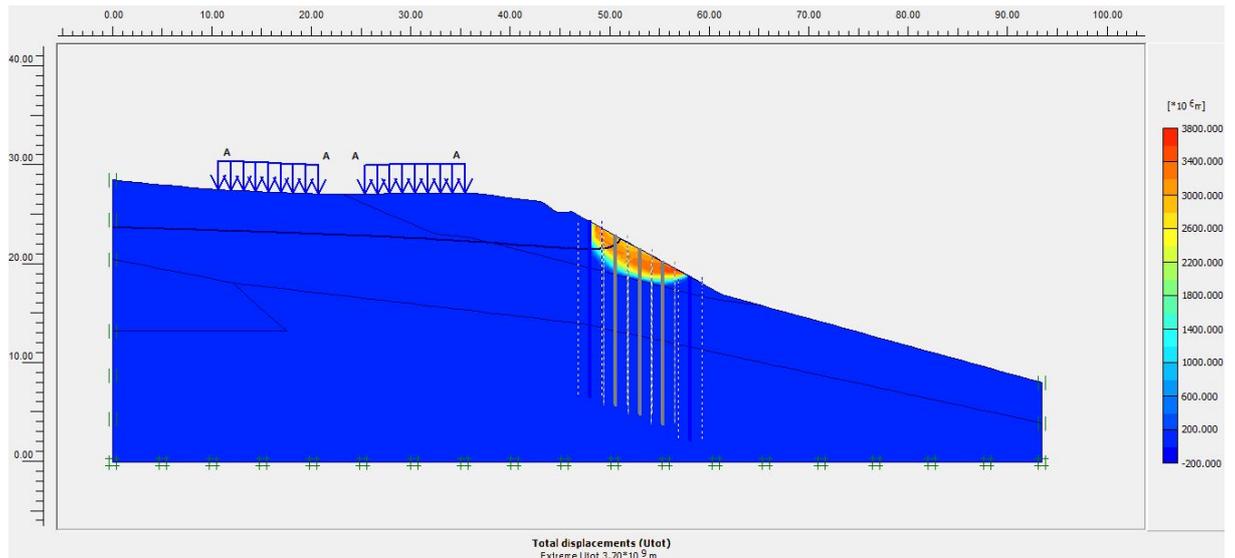


Figure -49: Forme et position de la surface de glissement (cas de **deux série de pieux distants de 10D placé de part et d'autre du milieu de la pente**)

III-5 : Conclusion : à partir des résultats présentés, on peut tirer les conclusions suivantes :

-Le talus étudié est stable en saison sèche où le niveau de la nappe est faible même en présence de la charge routière.

- Cette stabilité est compromise en cas de montée du niveau de la nappe à sa position hivernale, ce qui impose pour de tels ouvrages de bien étudier l'historique des précipitations et envisager le cas de la saturation des couches de sols suite à des précipitations exceptionnelles et majeures.

- Le confortement par une série de pieux augmente la stabilité de la pente et donne un coefficient de sécurité acceptable même s'il est faible vu que nous avons conforté le cas le plus défavorable.

- Le confortement avec deux séries de pieux donne une amélioration qui est d'autant plus nette que la distance entre les séries est faible.

Conclusion générale

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

La stabilisation des pentes est un problème pouvant causer de pertes économiques et en vie humaine

La stabilisation par des inclusions rigides de pieux a connu réussite dans beaucoup de cas pratiques

Liste de bibliographiques

- [1]- mvmt – Terrain. PDF- Ministère de l'écologie du développement durable des transports et du logement-Direction générale de la prévention de risques
Sites internet : www.developpement-durable.gouv.fr.
- [2]- glissement- terrain, Guide d'utilisation des cartes de zones de contraintes et d'application du cadre normatif.
- [3]- chapitre 1 de monsieur.
- [4]- A .Ben aissa , Glissement de terrain et calcul de stabilité, livre, Edition11, office de la publication universitaire (2003).
- [5]- Leecy, Hullts, poulosHG, Simplified pile-shop stability analysis.comput Geotech(1995) ; 17(1) ; 1-16.
- [6]- I-hsuantto ,optimization of pile reinforced slopes using finite element analyses,(2009).
- [7]- D.V.Griffiths and P.A Lane Colorado, slope stability analysis by finite elements, géotechnique 49.N°,3(1999).
- [8]- Chapitre analyse limite.
- [9]-
- [10]- RAT(M)-Drainage –Robattement .Techniques de l'ingénieur, traité construction, article C256(1975).
- [11]- CFMS6Tirants d'ancrage : recommandation TA95-150p.Eyrolles (1995).
- [12]- Schlosser(F) et Unterreiner(Ph)- Renforcement des sols par inclusions .Techniques de l'ingénieur, traité construction, article c245(1994).
- [13]- Delmas (ph),Berche(J.C), Cartier(G) et Abdelhedi(A) –une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER , BULL.labo.p.et ch,141,p.57-66,jonv-fév.1986.
- [14]- Le ROUEIL (S) MAGNAN (J-P) et TAVENAS (F), Remblais sur argiles molles Techniques et Documentation Lavoisier(1985),342P.
- [15]- Secrétariat pour la justice sociale – compagnie de Jésus_ Rome sjs@sjcuria.org.
- [16]- Xinpo Li .siming He.Xiangjun pei. Marte Gutierrez,optional location of piles in slope stabilization by limite analysis.Acta Geotechnica(2012)7 :253-259.
- [17] Bureau d'ingenieries – conseils – géotechnique – géologie appliquée- management des système
- [18]- ZIGHMI Imène-Bassma, Mémoire Magister, Étude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. P 149-153.

ملخص

هذه الدراسة تبدأ بتحليل مختلف نتائج التعرف على انزلاق التربة لمنطقة الاخضرية ولاية البويرة عند مقطع 186 كلم. من أجل استخلاص الخصائص الجيوتقنية التي تسمح بتقدير حالة استقرار المنحدر. إن حساب الاستقرار الطبيعي الذي أجري بعد ذلك باستعمال برنامج العناصر المحدودة PLAXIS أظهر ضرورة تدعيم المنحدر، و أن استقراره الذي يبدو كافيا من أجل المستوى الأدنى للمياه الجوفية يصبح مهددا عند ارتفاع هذا المستوى. إن تقدير استقرار المنحدر المدعم بخوازيق يظهر أن هذا النوع يحسن ويزيد من درجة هذا الاستقرار.

الكلمات المفاتيح: انزلاق، منحدر، استقرار، العناصر المحدودة، تعزيز.خوازيق

Résumé :

Cette étude commence par une analyse des différents résultats de reconnaissance du glissement au km 186+000 du tronçon lakhdaria wilaya de bouira, afin d'en tirer les propriétés géotechniques permettant une évaluation de l'état de stabilité de sa pente .

Le calcul de la stabilité naturelle effectué en utilisant le logiciel d'éléments finis PLAXIS a montré la nécessité de renforcer la pente , car sa stabilité qui semble être suffisante pour un niveau minimal de la nappe trouve compromise en cas de montée de ce niveau

L'évaluation de la stabilité des pentes et talus ainsi confortée par pieux , montre que ce procédé améliore nettement l'état de cette stabilité .

Mots clés : glissement , pente , stabilité, éléments finis , confortement , pieux

Abstract :

This study starts with an analysis of the various results of recognition of the glissement of km 186+000 of tronçon lakhdaria wilaya of bouira , in order to draw the properties geotechnics from them allowing an evaluation from the state of stability of its slope.

The calculation of natural stability carried out by using the software of finite elements PLAXIS showed the need for reinforcing the slope, because its stability which seems to be sufficient for a minimal level of the nappese finds compromised in the event of rise of this level.

The evaluation of the stability of the slope thus consolidated by the... (pieux)..., shows that this process clearly improves the state of this stability

Keywords: landslide, slope, stability, finite elements, confortements , ...(pieux...)