



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

Ministère de l'enseignement supérieur
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 : STRUCTURE

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 ABD ELHAKIM

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 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

Sommaire

✓ INTRODUCTION GENERALE	1
✓ <u>CHAPITRE I : Généralités sur les glissements de terrain</u>	
Introduction	3
I- les Glissements de terrain	3
I-1 : Définition d'un glissement de terrain	3
I -2: Type de glissement	4
II-2-1: Glissement faiblement ou non rétrogressifs	4
A- glissement superficiel (glissement plans)	4
B- glissement rotationnel	4
II-2-2 : Glissement fortement rétrogressifs	5
A- Coulée argileuse	5
I-3: Les causes des glissements	5
A - la nature des terrains	6
B - l'action de l'eau	6
C - les causes mécaniques externes	6
D - l'action sismique	6
I-4 : Les méthodes de calcul de la stabilité des talus	7
I- 4-1 : classe de méthodes de calcul de la stabilité des pentes	8
I-4-1-1 : la méthode de l'équilibre limite.....	8
I-4-1-1-1 : méthode des tranches dans le calcul à l'équilibre limite.....	9
I-4-1-1-2 : Hypothèse utilisées dans la méthode de tranches	10
I-4-1-1-3: la forme simplifiée de la méthode de bishop	17
I-4-1-1-4: stabilité de la pente avec pieux.....	18
I-4-1-1-5: les avantages et les inconvénients de la méthode de l'équilibre limite.....	20
A- Les avantages	20
B- Les inconvénients	20
I-4 -1-2: La méthode de l'analyse limite	20
I-4-1-2-1:La méthode de l'analyse limite pour l'étude de pentes renforcées par pieux..	21
I-4- 1-2-2 : Les avantages et les inconvénients de la méthode d'analyse limite	26
A- Les avantages	26
B- Les inconvénients	26
I- 4-1-3 : La méthode de la réduction de la résistance au cisaillement	26
I-4-1-3-1: Détermination du coefficient de sécurité	28
I-4-1-3-2: les avantages et les inconvénients de la méthode de réduction de résistance au cisaillement	29
A- Les avantages	29
B- Les inconvénients	29
I-5 : La méthode de confortement des pentes et talus	29
I-5-1 :Terrassements.....	30
I-5-2 :dispositifs de drainage.....	33
I-5-3 : Introduction d'éléments résistants.....	36
I-6: Renforcement par inclusion	38
Conclusion	40

Sommaire

✓ CHAPITRE II :

Introduction :	41
II-1 : Présentation du cas étudié	41
II-1-1 : Situation et description générale du site	41
II-1-2 : Historique du site	42
II-2 : Collecte des données	43
II-2-1 : La présentation des données	43
II-2-1-1 : Données géologique	43
II-2-1-2 : Données topographique et profile	44
II-2-1-3 : Profile topographique	45
II-2-1-4 : Sismicité	46
II-2-1-5 : Données hydrogéologique	46
II-2-1-6 : Données géotechniques	47
II-3: Essais en laboratoire	52
II-3-1 : unité (2):argile marneuse marne argileuse sablo-graveleuse	52
II-3-2 : Unité (3) Marno–calcaire	53
II-3-3 : Unité (4): argilite résschistosée	54
II-4 : Analyse chimique	55
Conclusion	57

✓ CHAPITRE III :

Introduction	58
III-1: présentation du logiciel plaxis et les codes du calcul utilisé	58
III-1-1:principe	58
III-1-2 : introduction des données	59
III-1-3 :définition des phases de calcul	62
III-1-4 :exploitation des résultats	64
III-2 :présentation du cas étudié	65
III -2- 1 géométrie et caractéristiques des couches et des éléments structuraux	65
III-2-2 : donnes de talus	65
III-3 : Esquisse du travail effectuée	66
III-3-1 : présentation des résultats	66
conclusion	74
conclusion générale	75
liste bibliographique	

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_0 : 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 : Contrainte de cisaillement.

SRF : Strength Réduction Factor.

CRR : Coefficient de réduction de résistance.

C_m : Cohésion mobilisée.

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

ϕ : Force d'ancrage.

β : l'angle de la force d'ancrage.

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

Liste Des Tableaux

Tableau I-1 : Exemples des effets des glissements suite à des séismes	6
Tableau I-2 : Méthodes d'équilibre limite déférence hypothèses	12
Tableau I-3 : Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes Différentes	21
Tableau II-4 : Relevés piézométrique du PK-186, Zone de prolongement 110+70	47
Tableau II-5 : Répartition des essais in- situ salon leur coordonnées UTM	48
Tableau II-6 : Les résultats obtenus sont récapitulés dans ci-après	55
Tableau II-7 : Interprétation des essais chimiques selon FD P 18-011 du mois de Décembre 2009..	56
Tableau III-8 : coordonné de talus.....	65
Tableau III-9 : les paramètres physico-mécaniques des matériaux	66

Liste Des Figures

Figure I-1 : Effondrement d'une route suite à un mouvement de terrain	3
Figure I- 2 : Glissement de terrain	4
Figure I- 3 : Glissement plan sur la corniche Basque (urrugne)	4
Figure I-4 : Schéma d'un glissement plan	4
Figure I-5 : Glissement de Conchita (USA)	5
Figure I-6 : Glissement rotationnel rivière Bayonne Canada	5
Figure I-7 : Glissement smina (Bejaia) vue sur l'escarpement et sur les 3 dalles d'une habitation.....	7
Figure I- 8 : Glissement de Tizi basculement d'une habitation.....	7
Figure I- 9 : Surface de repture.....	8
Figure I-10 : Méthode de tranche.....	10
Figure I-11 : Les inconnues d'une méthode des tranches	10
Figure I-12 : Mise en équation du problème.....	13
Figure I-13 : Les forces agissant sur une tranche selon Bishop.....	13
Figure I-14 : Schéma simplifié d'une pente renforcée par pieux	18
Figure I-15 : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente	22
Figure I-16 : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux	24
Figure I-17 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par de viroles métallique	31
Figure I-18 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement	31
Figure I-19 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte	32
Figure I-20 : Coupe type d'une tranchée drainante	35
Figure I-21 : Stabilisation par ancrage précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs	38
Figure I-22 : Exemple de clouage d'un glissement	39
Figure II-23 : Extrait d'une vue satellite et la localisation du site	42
Figure II-24 : Extrait de la carte géologique de Binera-feuille N°66	44
Figure II-25 : Extrait de la carte Topographique de Bouira (Feuille NJ-31-IV-6-EST au 1/50 000).....	45
Figure II-26 : Profil de la carte Topographique de Bouira (Feuille NJ-31-IV-6-EST au 1/50 000e).....	45
Figure II-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).....	46
Figure II-28 : Model géotechnique relatif à la coupe C-C'	49
Figure II-29 : Model géotechnique relatif à la coupe B-B'	51
Figure II-30 : Model géotechnique relatif à la coupe A-A'	52

Figure III-31 : Fenêtre d'entre des données de PLAXIS 2D.....	59
Figure III-32 : Fenêtre d'entre les caractéristiques des matériaux dans PLAXIS.....	61
Figure III-33 : Fenêtre de phase de calcul en PLAXIS.....	63
Figure III-34 : coup du talus.....	65
Figure III-35 : Evolution du coefficient de sécurité à l'état naturelle.....	67
Figure III-36 : Les déplacements totaux à l'état naturelle.....	67
Figure III-37 : présentation du modèle de la charge routière.....	68
Figure III-38: Evolution du coefficient de sécurité avec la charge routière.....	68
Figure III-39 : Les déplacements totaux avec la charge routière.....	69
Figure III-40 : Evolution du coefficient de sécurité avec la charge routière et avec nappe...	69
Figure III- 41: Les déplacements totaux avec la charge routière et avec nappe.....	70
Figure III-42: Evolution du coefficient de sécurité avec surcharge, nappe et séisme.....	70
Figure III-43: Les déplacements totaux avec surcharge, nappe et séisme.....	71
Figure III-44: Evolution du coefficient de sécurité pieu placée au milieu de la pente.....	71
Figure III-45: Les déplacements totaux pieu placée au milieu de la pente.....	72
Figure III-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.....	72
Figure III-47: Les déplacements totaux avec deux série de pieux distants de 5D placé de part et d'autre du milieu de la pente.....	73
Figure III-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	73
Figure III-49: Les déplacements totaux avec deux série de pieux distants de 10D placé de part et d'autre du milieu de la pente	74

Introduction générale

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 survenues 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. 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 .

Introduction générale

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 I-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]

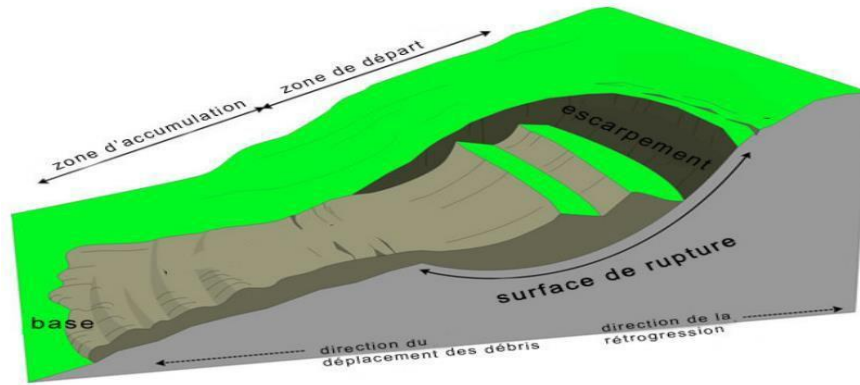


Figure I-2 : Glissement de terrain

I-2- 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)

I-2-1 : 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 I-3 : Glissement plan (Corniche Basque Urrugne)

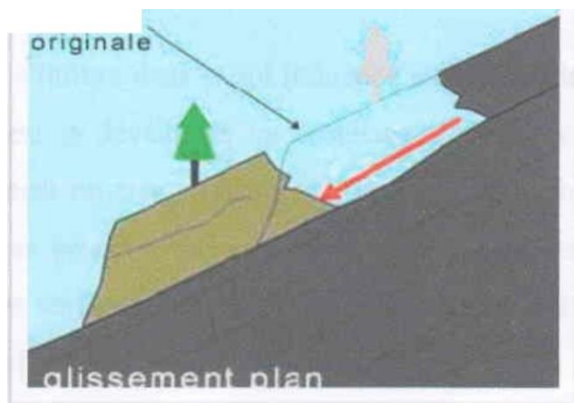


Figure I-4 : Schéma d'un glissement plan (Source: commission géologique du Canada)

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

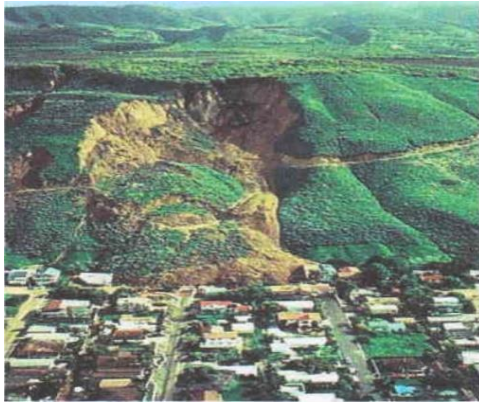


Figure I-5 : Glissement rotationnel
Glissement de Conchita, USA



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

I-2-2 : 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]

I- 3 :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 générés des dégâts Matériels très importants.
20 mars2006	Laâlam,Bejaia	Constructions en dommages ou complètement.

Tableau I-1 : Exemples de glissements survenus en Algérie



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

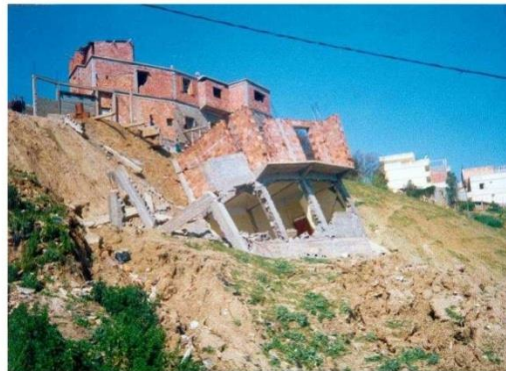


Figure I- 8 : Glissement de Tizi : basculement d'une habitation

I- 4 :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 : aplatissage de la pente en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant

des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement tels que des murs de soutènement ou des pieux. La première solution mène à la réduction des forces qui provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance[4].

I-4-1 :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).

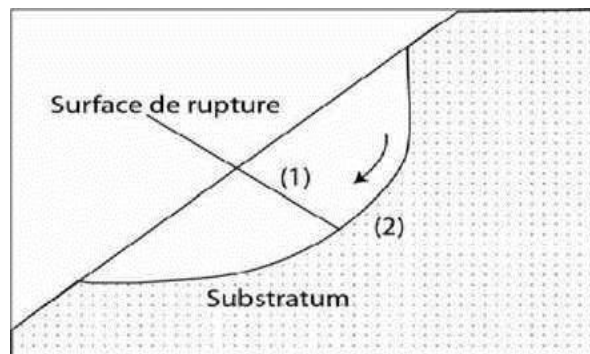


Figure I- 9: Surface de rupture.

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].

I-4-1-1 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).

I-4-1-1-1 : 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.

I-4-1-1-2 :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.

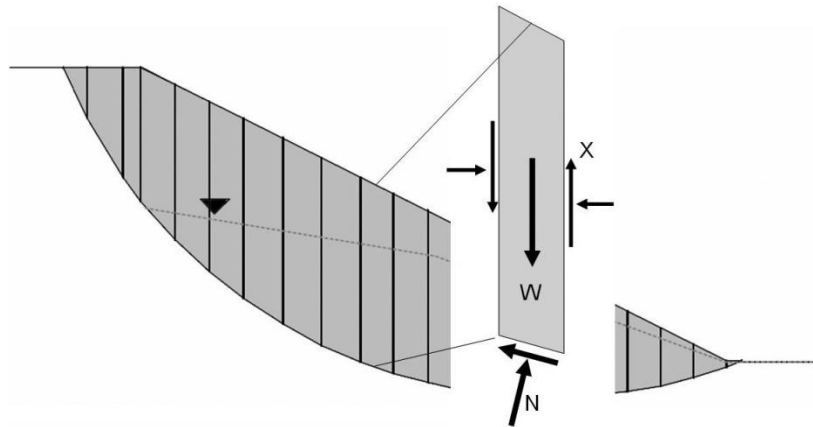


Figure I-10: Méthode de tranche.

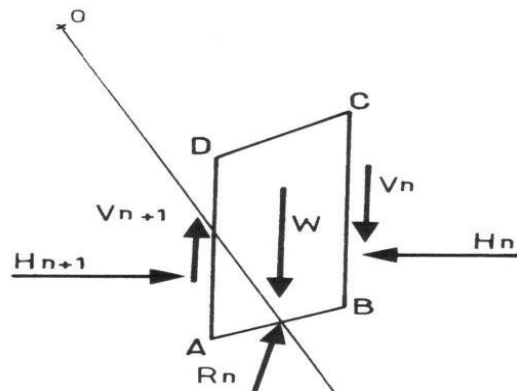


Figure I-11 : Les inconnues d'une méthode des tranches.

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 hypotheses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherché	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 qu'elle 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 ter-tranches (θ). Résultante des forces ter-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 I- 2 : Méthodes d'équilibre limite déference 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 I-12) $Y_A(x)$, $Y_B(x)$ 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]

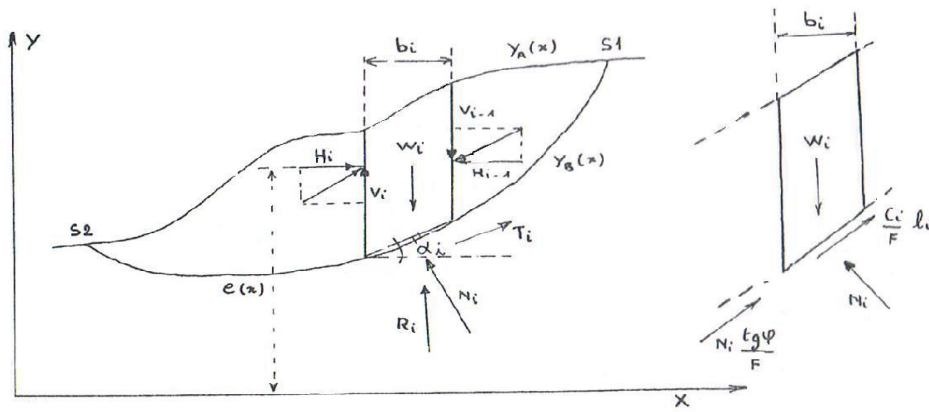


Figure I-12 : Mise en équation du problème. [4]

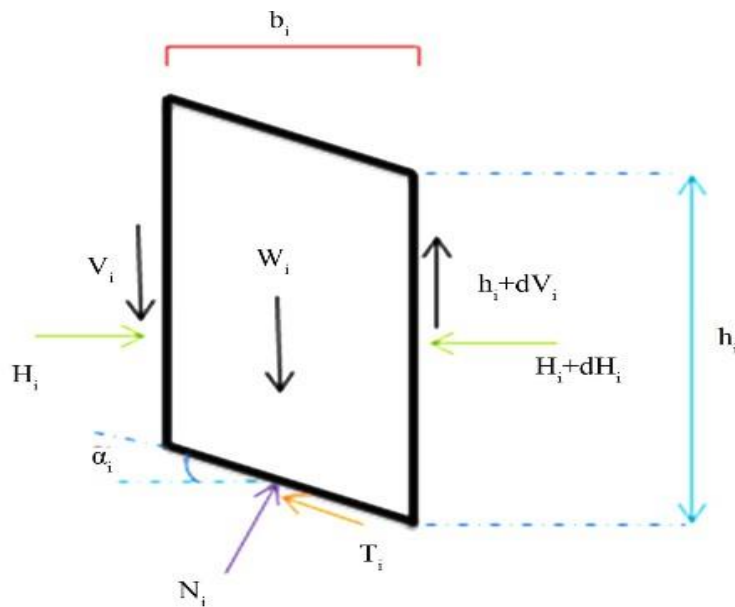


Figure I-13 : Les forces agissant sur une tranche selon Bishop.[4]

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 :

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

- une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i l_i$$

Or

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

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 Nonveileren 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 :

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

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

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

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

Cette dernière équation permet de calculer F_S , 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 F_S , la valeur de N_i précédemment calculée

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

Le deuxième membre contient F_S 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 F_S dans la relation (.5) puis sur $(V_i - V_{i+1})$ dans la relation (8) en n'oubliant pas de vérifier la relation (.9).

I-4-1-1-3 :Forme simplifiée de la méthode de Bishop :

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

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

(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]

I-4-1-1-4 : 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 supposé être renforcée par les pieux discrètement placés pour former une barrière résistante à des mouvements de sol et transfère les charges aux couches sous-jacentes plus stables. La partie des pieux incorporés dans la pente glissante est soumise à des mouvements latéraux du sol (voir Figure I-14). Les mouvements de sol verticaux sont ignorés ici. [5]

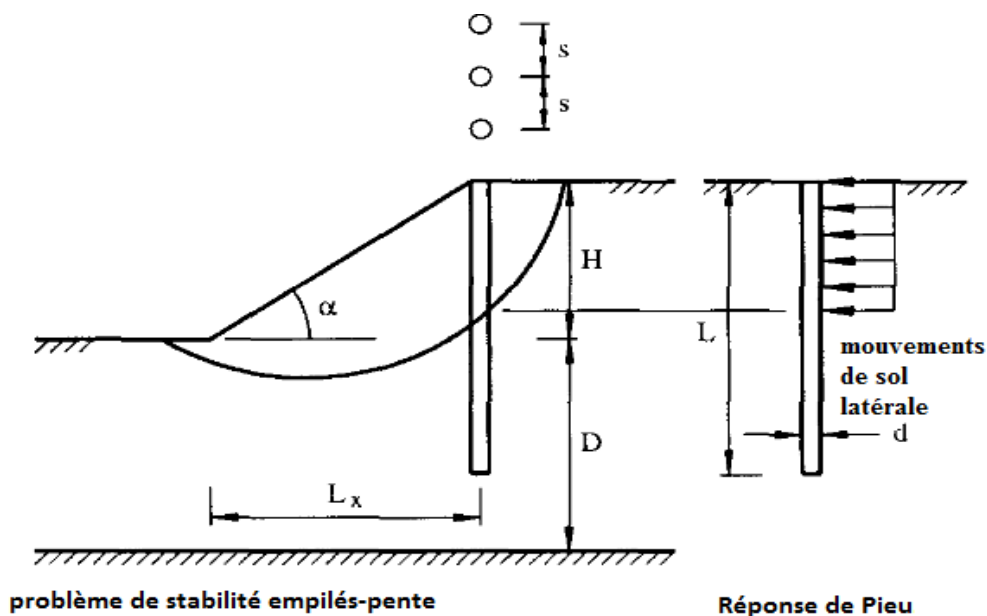


Figure I-14 : Schéma simplifié d'une pente renforcée par pieux. [5]

La méthode de Bishop simplifiée classique (Bishop 1955) est utilisée pour déterminer la surface de glissement critique, le moment résistant du sol M_{RS} et le moment de renversement

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

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

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]

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

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

I-4-1-1-5 : Les avantages et les inconvénients des méthodes de l'équilibre limite :

a- Les avantages :

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

b- Les inconvénients :

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

I-4-1-2 : 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 I- 3: Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes différentes.[8]

I-4-1-2-1 : 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)

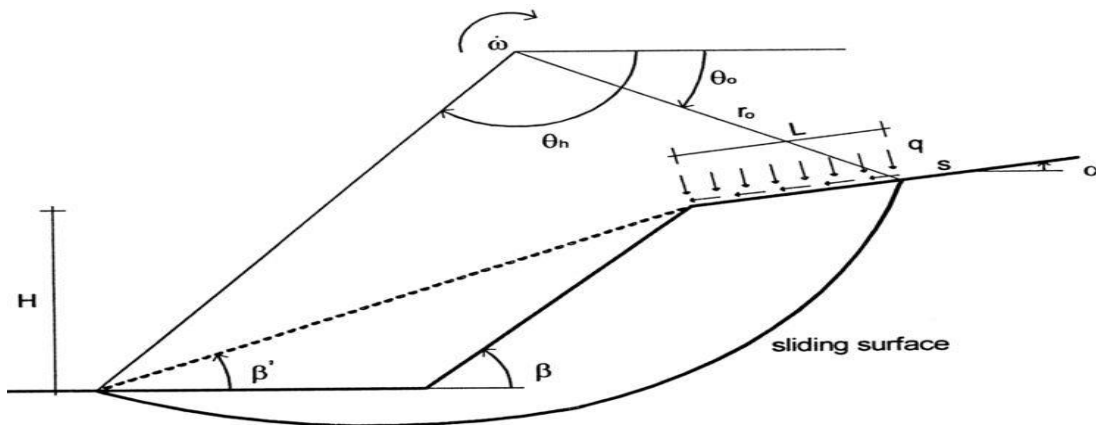


Figure I-15 :Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente

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.

$$\dot{W} = \gamma r^3_0 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3 - f_4] \quad (3)$$

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, \dot{D} , peut être écrit comme suite :

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

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

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

Ou :

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

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

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.

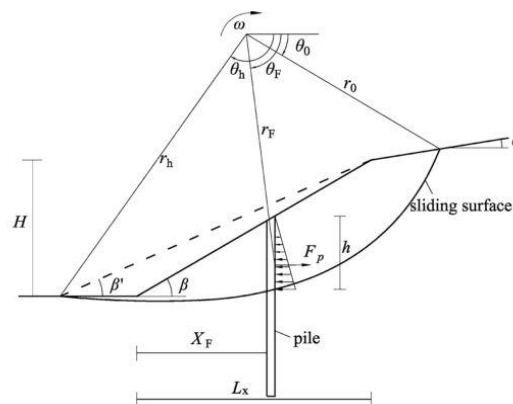


Figure I -16 :Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux.

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

$$D1 = cr0^2 \omega f5 \tag{1}$$

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 :

$$D2 = Fp \sin \Theta f rf \omega \tag{2}$$

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 parla 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

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

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 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 :

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

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

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

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

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

I-4-1-2-2 : 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]

I-4-1-3 : 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'é 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 ν' : se réfèrent à un module de Young et coefficient de Poisson du sol. Si une valeur de coefficient de Poisson est supposé (valeurs typique drainés se situent dans la gamme $0,2 < \nu' < 0,3$, la valeur du module d'Young peut être liée à la compressibilité du sol.

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

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]

I-4-1-3-1 : 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]

I-4-1-3-2 :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

I-5 :-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 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 $F = 1,5$.

I-5-1 :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 (figure18) 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.

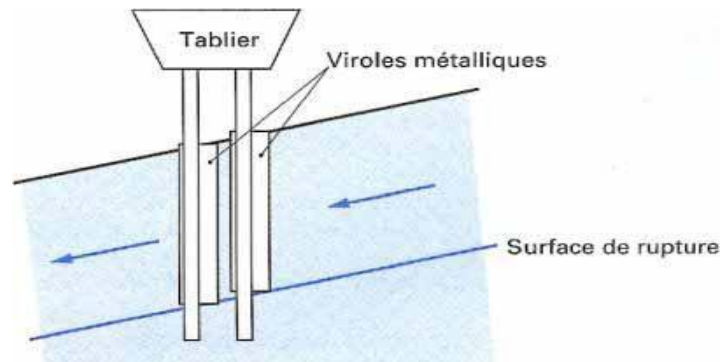


Figure I-17 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés Par de viroles métalliques

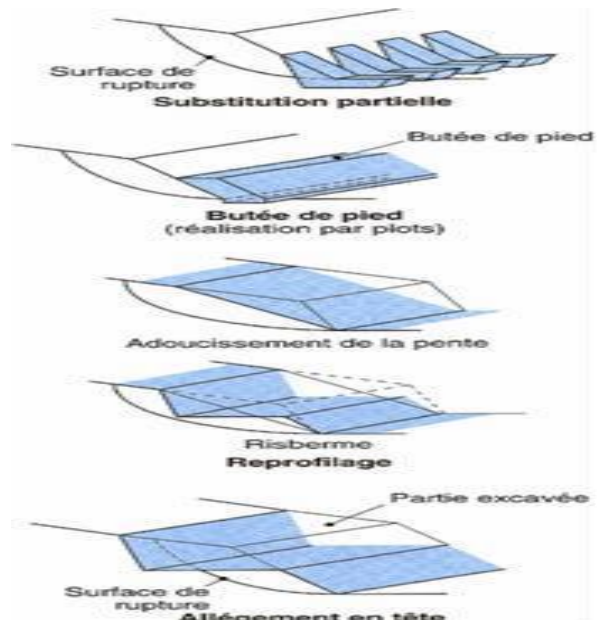


Figure I-18 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement

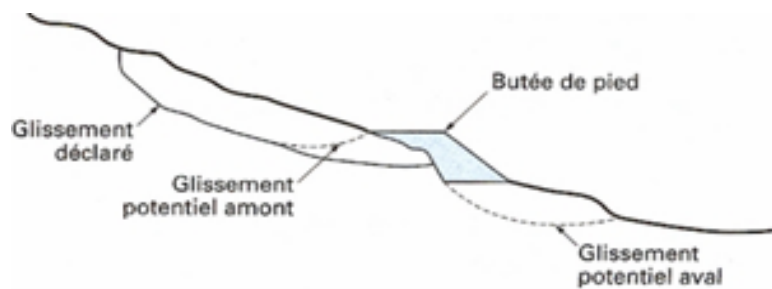


Figure I-19 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte

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.

I-5-2 :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'étanchéification 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 ;

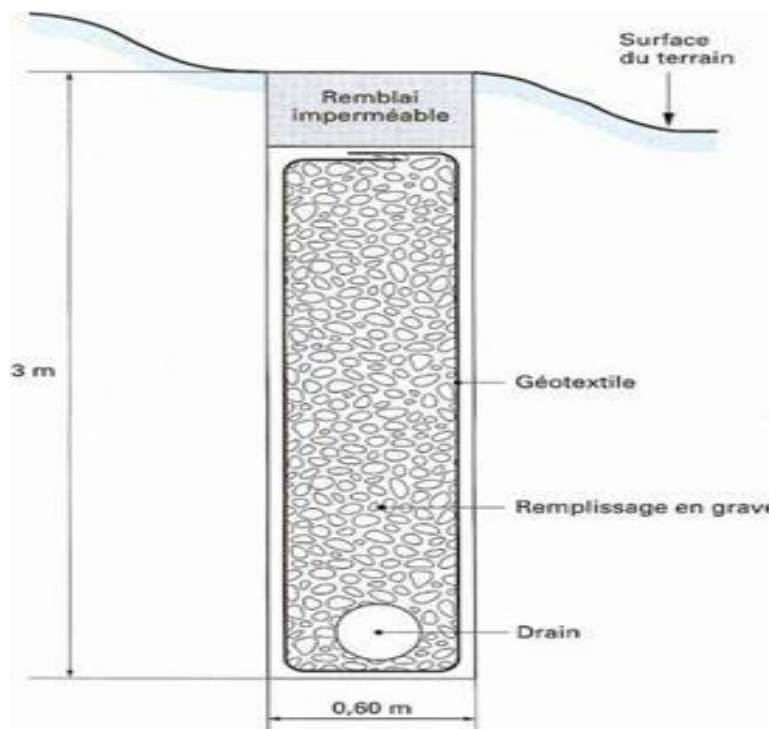


Figure I- 20 : Coupe type d'une tranchée drainante

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 hache de paroi : 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).

I-5-3 : 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 \emptyset , le coefficient de sécurité devient :

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

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort \emptyset 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 inclinés métriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants [11].

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 et 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.

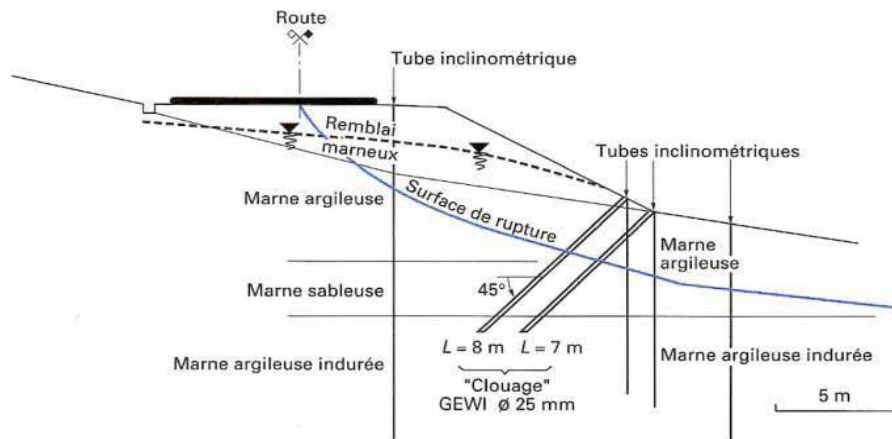


Figure I-22 : Exemple de clouage d'un glissement

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 $\frac{1}{2}$. Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

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, instrumentation du site avec suivi de l'évolution des mouvements, modélisation géotechnique et phases de calculs, les informations ainsi obtenues sont multidisciplinaires et se trouvent reportés dans des documents multiples et une consultation éventuelle pour l'évaluation du risque de glissement.

CHAPITRE II

Acquisition et présentation des données

CHAPITRE II : Acquisition et présentation des données

Introduction :

L'étude de la stabilité d'une pente ainsi que son confortement en cas de besoin , nécessite la connaissance parfaite du site de point de vue topographique, géologique et géotechnique, ce qui impose la collecte des données à partir des rapports de sol effectuée par les organismes spécialisés, puis l'analyse et l'interprétation de ces données afin d'extraire celles utiles à l'étude envisagé

Ce chapitre, présente sommairement le projet étudié : sa situation, sa topographie son historique et les données géotechniques nécessaires

Pour recueillir les données nécessaires à l'analyse et l'étude du glissement du de la chaussée au niveau du PK186+000,côté gauche du tronçon Lakhdaria- liaison RN5,

On a fait une sortie sur le lieu pour une reconnaissance in situ du problème accompagné des techniciens de l'agence national des autoroutes Boumerdes)

On a sollicité la dite agence pour nous permettre d'exploiter les différentes études de sols et expertises effectuées, les pièces suivantes ont été mises à notre disposition :

- rapport géotechnique pk 186
- Rapports MBR
- levé initial pk 186
- levé profil –glissement

II- Présentation du cas étudié

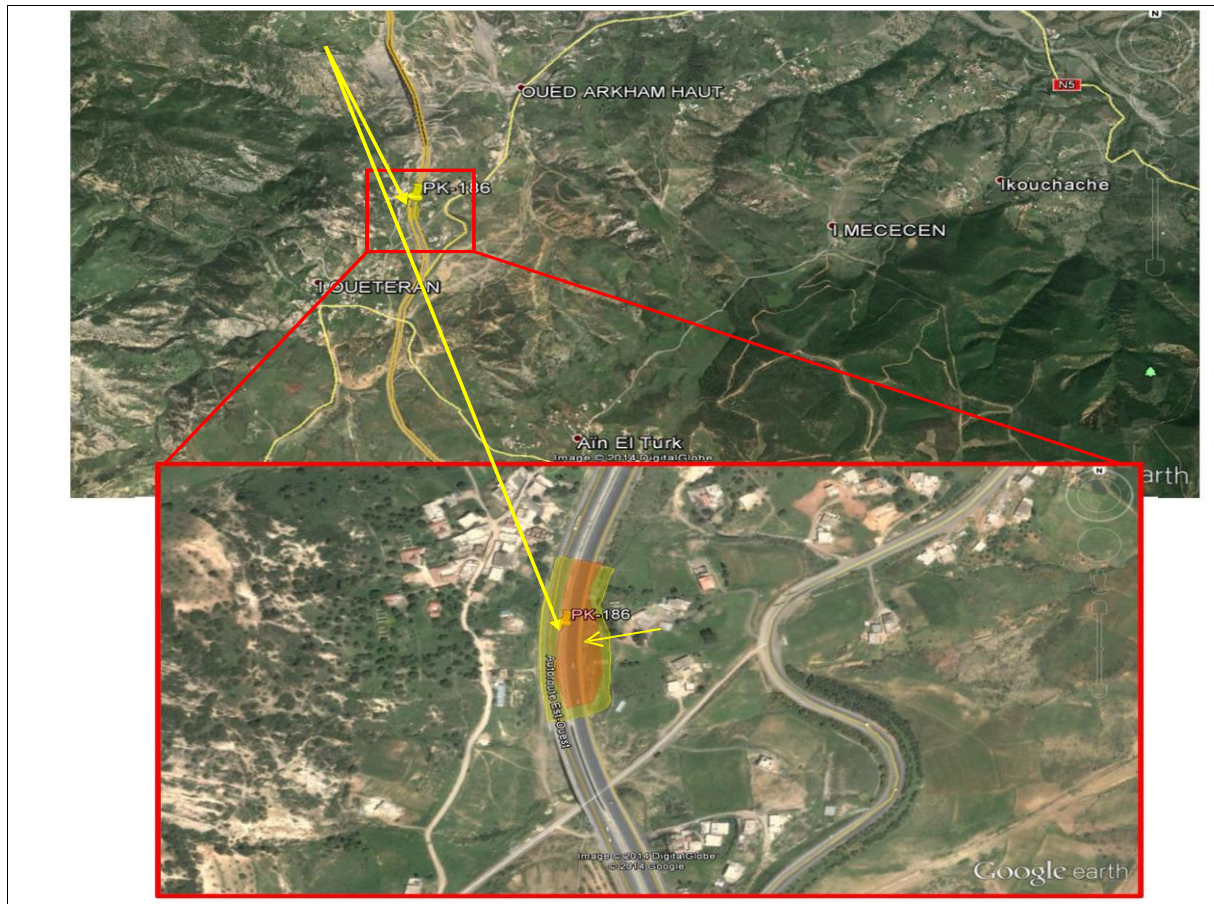
II-1 Situation et description générale du site :

La zone de glissement étudiée se situe au niveau de l'autoroute Est au PK 186 De façon plus précise, les coordonnées UTM .(WGS-84 du fuseau S31) du centre de l'axe de la section d'étude est relevées au moyen d'un GPS GARMIN Etext, et confirmées par la projection sur Google Erat sont:

X : 572078 m N

Y : 4031151 m N

Z : 522 m N



**Figure II- 23: Extrait d'une vue satellite de la localisation du site (avant le glissement)
(Google earth; date d'édition de l'image: 04/04/ 2011)**

II-1-2 : Historique du site :

Plusieurs informations pertinentes ont été obtenues sur le terrain et dans les documents d'exécution concernant la construction du remblai autoroutier et l'historique des dégradations survenues. Les principales informations se résument comme suit :

Les plans fournis indiquent l'absence de redans d'accrochage entre le remblai de l'autoroute et le versant naturel sous-jacent. Ceci a été confirmé sur le site par le représentant de l'entrepreneur. Il y a également absence de tranchées drainantes longitudinalement et transversalement. Les plans indiquent des pentes de remblai d'environ 1V :2H alors que pour le versant naturel la pente est de quelque 1V :4H. Le remblai débiterait au TPC de l'autoroute et prendrait fin en contrebas au niveau de la clôture.

Aucun drainage n'aurait été réalisé derrière le mur en béton situé le long de la chaussée droite.

La section autoroutière à l'étude aurait été ouverte à la circulation vers la mi-mars 2009.

Les dégradations et fissures ont été constatées pour la première fois sur la chaussée en début février 2011, soit après une saison hivernale complète de 2009-2010 et une grande partie de l'hiver 2010-2011.

Lors de la visite du 22 mai 2012 effectuée à la résidence située au nord-est, en périphérie de la zone de glissement, le propriétaire indiquait que les dégradations sur certaines de

désinstallations, sont survenues depuis environ 4 à 5 semaines.

Soulignons que l'hiver 2008-2009 constituait un record pour plusieurs décennies en termes de précipitations dans la région centre du nord de l'Algérie. L'hiver 2011-2012 a également été rigoureux en termes de précipitations.

II – 2 :Collecte des données

II-2-1 : Présentation des données :

II-2-1-1 :Données géologiques :

La consultation de la carte géologique de Bouira (Feuille 66 au 1/50 000e) et les travaux de recherches systématiques menées en 1984 et 1985 par l'ORGM , montre quel site et ses proches environs sont formes essentiellement par un ensemble de terrains Quaternaire et Méso – Cénozoïques ayant des relations plus ou moins complexes, la succession litho-stratigraphique de plus récent au plus ancien est représentée par des :

1. dépôts d'âge Quaternaire: nous distinguons des formations alluvionnaire (récentes) résultants des crues qui sont moins répandues sur la zone d'étude, elles sont localisées principalement dans les lits des Oueds (notées &a2), elles sont composées essentiellement de limons sablonneux, vases, cailloutis, graviers, galets, et sable non classes. Par ailleurs des fenêtres d'ancien dépôts alluvionnaires des plateaux (notées q_n) qui occupent la zone centrale de la feuille, ces formations sont le résultat d'anciennes actions torrentielles, qui ont précède le creusement des vallées et dépressions actuelles constituées de matériels non

classes faiblement cimentés, tels que les sables, graviers, blocs et limon sableux.

2. dépôts d'âge Cénozoïque : l'oligocène occupe une grande étendue au Sud-est de la feuille (notes m/b et m_r), il s'agit de terrain détritique, d'origine alluvionnaire, compose de conglomérats, de grés grossiers, d'argiles sableuses d'une coloration rouge, ces dépôts sont plissés avec inclinaison générale vers le Nord. La partie supérieure est formée d'argiles bariolées (m/b). Néanmoins l'Eocène n'est pas développé et n'affleure pas dans notre région d'étude il se trouve probablement sous-jacent aux formations précédentes (zone SUD-EST), il correspond a un ensemble de roches variées par leur nature et composition ; constitue principalement de marnes, grés et calcaires d'une puissante assise, atteignant jusqu'a 300m d'épaisseur, bien caractérisé par ses strates régulières lits calcaires, et bancs trochoïdes a nummulites (note e).

3. dépôts d'âge Mésozoïque : sont représentés par les formations du Trias, Jurassique et le Crétacé.

• Crétacé : il est assez développé dans notre région d'étude et ses alentours et occupe une grande partie. Selon les conditions de sédimentation, le crétacé présente des caractères distincts. Dans l'ensemble, la séquence est rythmique et montre des éléments flyschides Crétacé inférieur ou on constate des faciès argileux légèrement gréseux devenant franchement argileux au Crétacé supérieur. La part des roches carbonatées s'accroît dans le même sens (Crétacé inf. - Crétacé Sup.). Dans le Crétacé, on distingue :

les formations du Maestrichtien (notées C9), non développées dans cette extrait de la feuille, il s'agit des Argiles feuilletées, brunes et verdâtre, intercalées de lits de quartzite fendilles sans fossiles.

Les formations du Sénonien (notées C₈₋₇), elles occupent une grande étendue de la feuille et

occupe toute la zone d'étude. Elles sont constituées de marnes schisteuses bleuâtres et calcaires marneux, de rares fossiles, de grande puissance de plus de 500m d'épaisseur aux zones les plus culminants, n'est susceptible d'aucune division stratigraphique.

Les formations du Cénomaniens (notées C₅₋₄), se trouve en lambeaux disperse ouvrant ainsi des fenêtre sur la formation de Sénonien ,trouvant dans la partie Ouest de la zone d'étude . Elles représentées par des calcaires en bancs bien lites, séparés par des lits marneux.

Les formations du l'Albien (notées C₃₋₁), la aussi ces formation occupent une grande aire, les formations qui régissent cette étage sont les argiles brunes schisteuses et quartzites.

Trias : sont peu développés et sont représentés principalement par des formation terrigènes et carbonaro-terrigènes. A l'Est de la région des époinements triasiques en situations anormale dans le Crétacé supérieur, se compose d'argiles bariolées, jaunâtre en surface avec cargneules surmontées de quelques bancs réguliers de dolomie bleuâtre et violacée. Néanmoins de gros amas de gypse (notes tgv) sont présent dans la partie Est de l'extrait de la feuille.

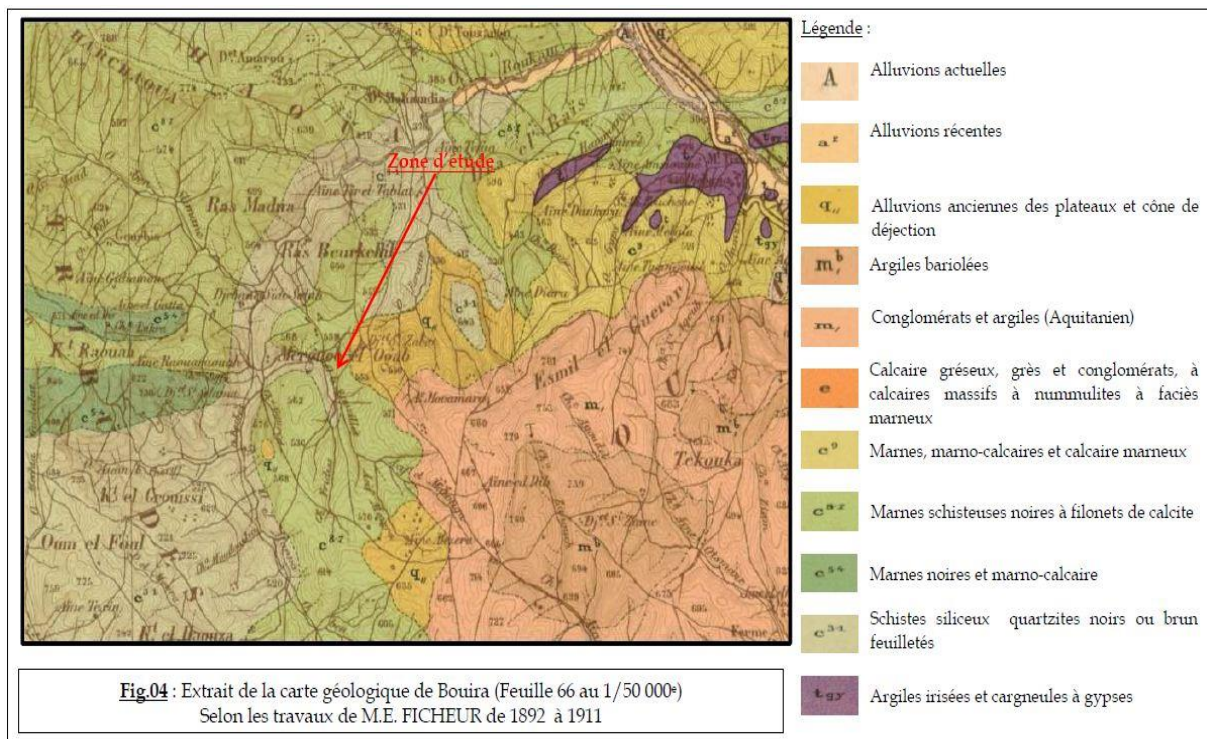


Figure II-24 : Extrait de la carte géologique de Bouira -feuille N°66

II-2-1-2 : Données topographique et profil :

L'autoroute dans cette section traverse une topographie vallonnée dans son ensemble, le point le plus haut culmine à 663m (Ras BouKellil). Par ailleurs la création des interfluvies à 510m d'altitude qui correspond au différents talwegs qui sillonnent les versants suivant des pentes faibles à fortes allant de 7 à 25° (12% à 46%), dans le sens NNO-SSE, c'est aussi le chemin préférentiel des écoulements des eaux de surface. Par ailleurs, en se référant du rapport d'expertise établi par SNC- LAVALIN Le talus de remblai a été réalisé selon une pente 1V/2H (50%) , il prend naissance de TPC de l'autoroute pour jusqu'au contrebas au niveau de la clôture qui est imprégné dans un terrain en pente moyenne de 18%, il traverse une ancienne chaaba (nommé par les riverains EL BALAA) malgré de son faible importance sur la photos de Google (datée 2011) nous distinguons d'étroits sillons sans végétations qui bifurquent sur

différents sens malgré de leur faible importance mais il reste le siège régulier de ruissellement .

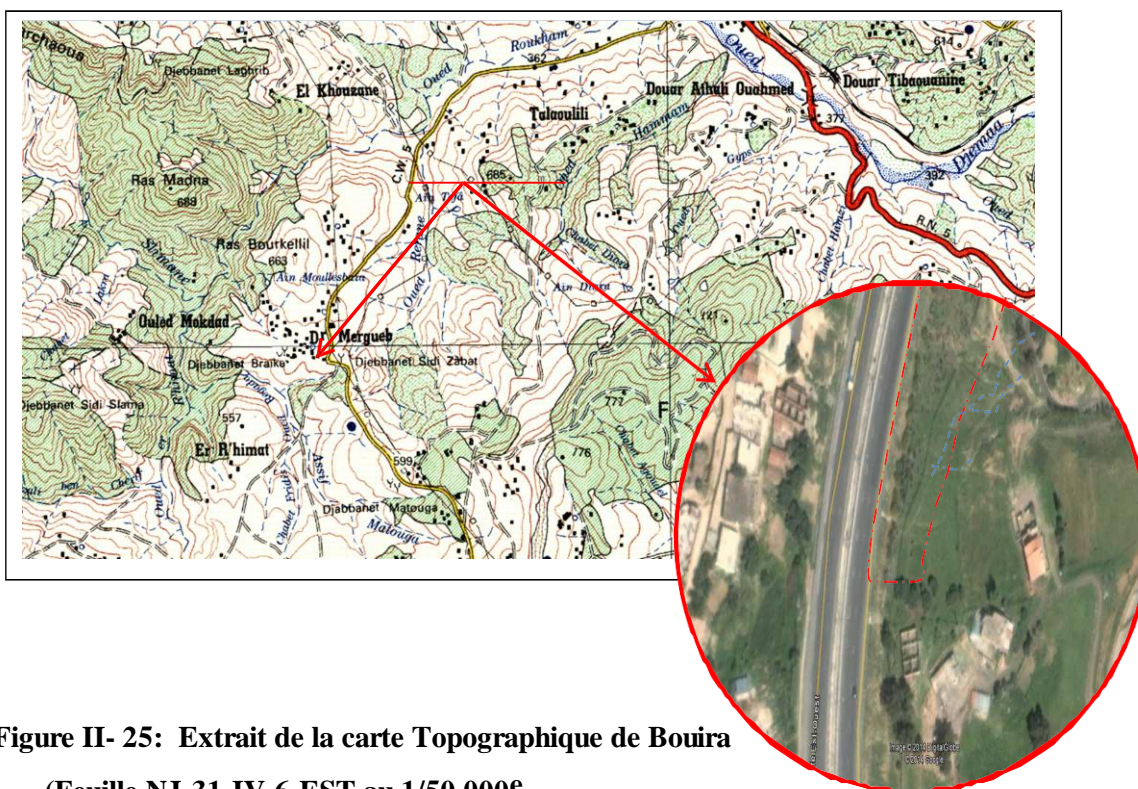


Figure II- 25: Extrait de la carte Topographique de Bouira (Feuille NJ-31-IV-6-EST au 1/50 000^e)

II-2- 1-3 : Profile topographique

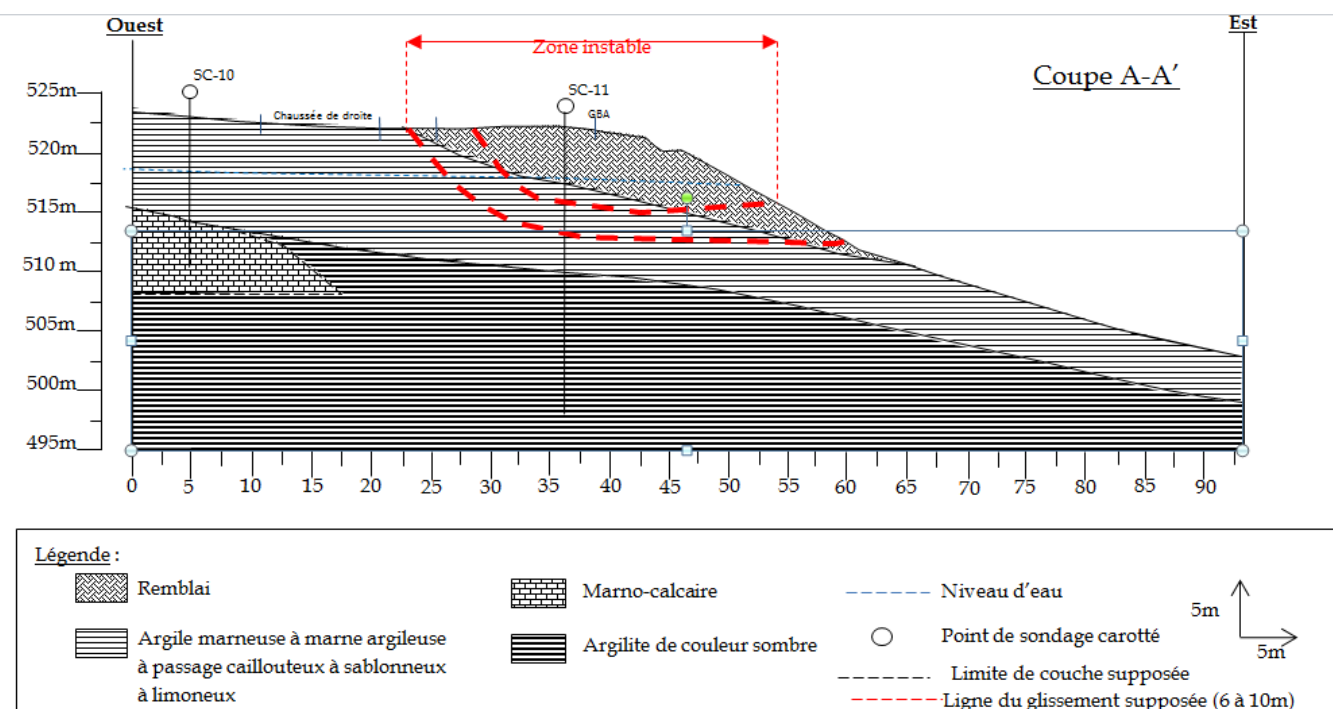


Figure II- 26:Topographique du profil

II-2-1-4 : Sismicité :

Au sens de document technique réglementaire relatif aux règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA-2008) ; l'Algérie a été subdivisée en quatre zones macrosismiques :

Zone III : sismicité élevée

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne

Zone I : sismicité faible

Zone 0 : sismicité négligeable.

La wilaya de BOUIRA, est classée dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa .

D'autre part, selon la bibliographie la carte ci-dessous délimite les failles de la région d'étude, d'ont principalement la faille de sahel qui peut générer un séisme de magnitude maximale de l'ordre de 7.25 (selon Swan :1998) et la faille décrochant de Thenia, bien visible a terre qui a une influence de point de vue activité sismique de la région. En outre ; le constat après le séisme 2003 donne a penser que les effets de site avaient joué un rôle très important dans l'amplification de l'onde sismique qui peut dépasser le facteur 10 dans le cas des sols mous et/ou argileux

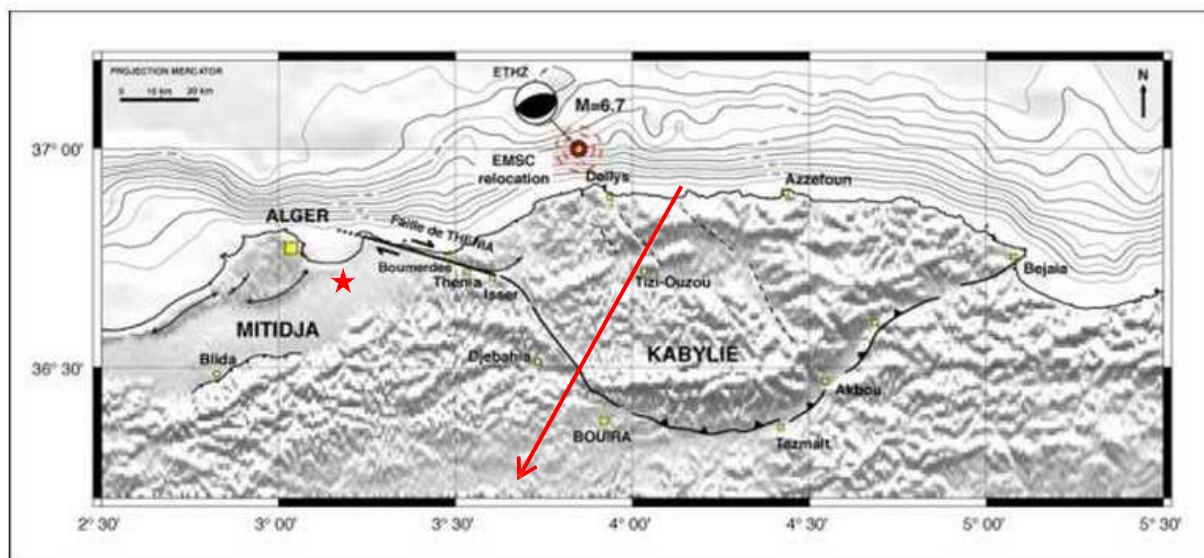


Figure II- 27 : Modèle numérique de terrain montrant la faille de Thénia qui fait partie d'une structure géologique qui va jusqu'à Bejaia (Source M. Meghraoui, d'après Boudiaf :1996, sites de IPG/ Strasbourget CSEM)

II-2-1-5 : Données hydrogéologique :**➤ Hydrogéologie régionale :**

Des facteurs physico-géographiques et géologiques sont propices à la formation des eaux sous terraines dans la région de Bouira. Les eaux sont générées par les infiltrations de précipitations atmosphériques et par la perte des eaux d'oueds. Par leur liaison avec les formations géologiques, leur mode de gisement et leur extension, elles se répartissent en trois types:

Les eaux souterraines liées à l'Oligo-Miocène et Quaternaire: Elles sont localisées dans les grandes dépressions intra-montagneuses comme celle de Bouira. Les niveaux aquifères sont

représentés par les grès et conglomérats de l'Oligo-Miocène et par les grès hétéro granulaires du Quaternaire .

Les eaux souterraines liées au Jurassique, Crétacé et l'éocène : Elles sont localisées au niveau des piémonts du Djurdjura où elles alimentent les sources en lignes descendantes. Les débits sont estimés en moyenne à 0,05l/s. Les eaux souterraines liées au Protérozoïque : Elles se manifestent en surface par des sources à débit variant de 0,01 à 0,5l/s.

➤ **Hydrogéologie locale :**

-Au regard de la nature alluvionnaire du remblai (aspect pulvérulent), l'infiltration des eaux pluviales est favorisée; provoquant ainsi des circulations superficielles de ces eaux au sein du remblai et au sein des formations sous jacentes .Par ailleurs, elles peuvent donner lieu à des poches d'eau ou à des nappes perchées temporaires.

Néanmoins ,pour surveiller la fluctuation de niveau d'eau, nous avons équipé les sondages réalisés par de tubes piézométriques. Les premiers relevés piézométriques effectués par notre bureau à différentes dates, sont présentés dans le tableau suivant

Il est remarqué que l'eau est drainée vers le Sud, où l'existence d'un petit Oued dont il est traversé par le pont réalisé par la SAPTA.

Designation	Date de relevé piézométrique : 12/08/2014	
	SC-11	SC-14
Niveau sup du tubage par rapport à plateforme (m)	0	0,37
Métré descendu (m)	24	20
Niveau humide (m)	19.13	3.28
Niveau de la nappe sous la Plateforme	4	16.72

Tableau II-4: Relevés piézométriques du PK-186, zone de prolongement 110+70

II-2- 1-6 :Données géotechniques :

Reconnaissance in-situ :

MBR/ING-CONSEILS a réalisé le programme d'investigation tel qu'il a été consigné par le BCS et approuvé par le MOA

Seulement les deux (02) sondages trouvant en aval (notés SC-12 et SC-15) ; n'ont pas été réalisés, à cause des accès non effectués en raison de l'opposition et une hostilité développée par les riverains, à cet effet sur les six (06) sondages à réaliser, seulement quatre (04) sondages ont été effectués (Noté SC-10, SC-11, SC-13 ET SC-14), seulement deux sondages ont été équipés par des piézomètres.

La répartition de ces essais réalisés et les contraintes de réalisation ; sont repris sur le tableau ci-joint:

Période de réalisation	Désignation	WGS84		Erosion (m)	Equipement Ou /et essais associés	Emplacement	Remarque
		Coordonné Est(x) (m)	Coordonné Est(y) (m)				
Juin 2014	Sc-10	572108.3920	4031385.8030	30	piézomètre	Amont la chaussée de droite	Tube en PVC enlevé par les riverains
		572139.1550	4031371.2700	21	piézomètre	Axe de la chaussée de gauche	
	Sc-11						
	Sc-12	572185.6750	4031349.3100	20	piézomètre	Aval (contrebas de la chaussée de gauche)	Non réalisé , pas d'accès
	Sc-13	572092.1370	4031339.0360	40	piézomètre	Amont (chaussé de droite)	Piézoztre non effectué , en raison de l'opposition
		272122.2660	4031339.1560	35	piézomètre	Aval (contrebas de la chaussé de gauche)	
Sc-14							
Sc-15	572166.8730	4031324.0430	25	Piézoztre		Non réalisé pas d'accès	

Tableau II -5 - Répartition des essais in-situ selon leur Coordonnées UTM

➤ **Interprétation des logs de sondages carottés :**

Les forages par sondages carottés ont été réalisés dans le but de décrire la nature du sol en place et de récupérer des échantillons pour des essais en laboratoire.

Deux sondage ont été réalisés au droit de l'axe de la chaussée gauche de l'autoroute (vers Alger) , noté SC-11 et SC-14 de profondeur allant respectivement à 24 et 20m de profondeur et deux autres sondages sont implantés le long de l'accotement de la chaussée droite (vers Bouira) , noté SC-10 et SC-13 de profondeur allant respectivement à 15.50 et 20.00m de profondeur

La description visuelle les logs de sondages réalisés et les coupes lithologiques effectuées en corrélation avec plusieurs sondages carottés, mettent en évidence un terrain hétérogène dans son extension verticale et horizontale . le model géotechnique adopté est représenté par les unités lithologiques définies comme suit :

Asphalte: une fine couche superficielle , continue de bitume qui constitue la partie superficielle du corps de chaussé, sur une épaisseur de 0,30 à 0,40m.

Remblais(Unité01) : Une importante couche de remblai mis en place sur plusieurs couches ; il est composé de matériaux hétérogènes, exogènes de sables, graviers, galets et cailloux emballés dans une matrice limoneuse rougeâtre, s'étend sur une épaisseur de 4,70 à 7,00m (voir coupe C-C').

Ce remblai est mis en place seulement au droit de la chaussée gauche de l'autoroute, il s'étant transversalement du TPC vers la clôture qui se trouve en contrebas de la route

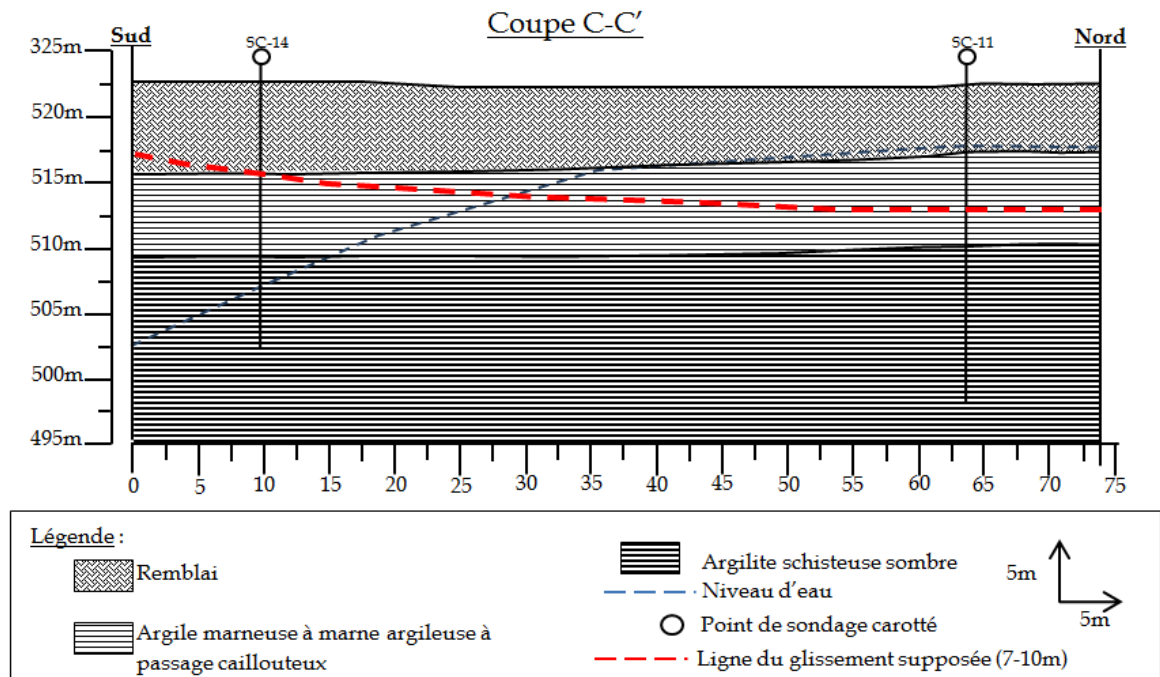


Figure II -28 : Model géotechnique , relatif à la coupeC-C

Marne argileuse à argile marneuse (Unité 02) : de 4.50 à 9.10m d'épaisseur, cet ensemble est constitué de plusieurs faciès allant d'argile marneuse de couleur jaunâtre à passage d'argile limoneuse à sableuse, à graveleuse , et par endroit un faciès marneux à aspect schisteux de couleur bariolée (beige , grisâtre) , très ferme , de plus en plus ferme à raide en profondeur



Marno-calcaire (Unité 03) : est localisé seulement au droit de SC-10 et SC-13 , sur une épaisseur de 6.10m (au droit du SC-13), de consistance rocheuse, gris à sombre, à filon de calcite de recristallisation tardive, à dense fracturation subverticales, une intense oxydation concentrée sur les plans de fissurations, à rare passage de niveau sableux à gréseux à la fin de la formation



Argilite (Unité 04) : trouvant en couche continue , constitue le substratum schisteux de la région,

rencontrée au droit de SC-13 sous le marno-calcaire à partir de 15.50m de profondeur. Par ailleurs, et au droit de SC-11 et SC-14 , cette formation se trouve sous-jacent la formation marne argileuse à argile marneuse (Unité 02) de couleur gris- noirâtre, d'une consistance ferme, à raide, à des nodules de calcites intrusifs, très feuilletés, à stratifications sub-verticales, tectonisée, à microplis .



Ce pendant, cette coupe illustre bien la stratigraphie du terrain qui définit l'étendu de chaque formation :

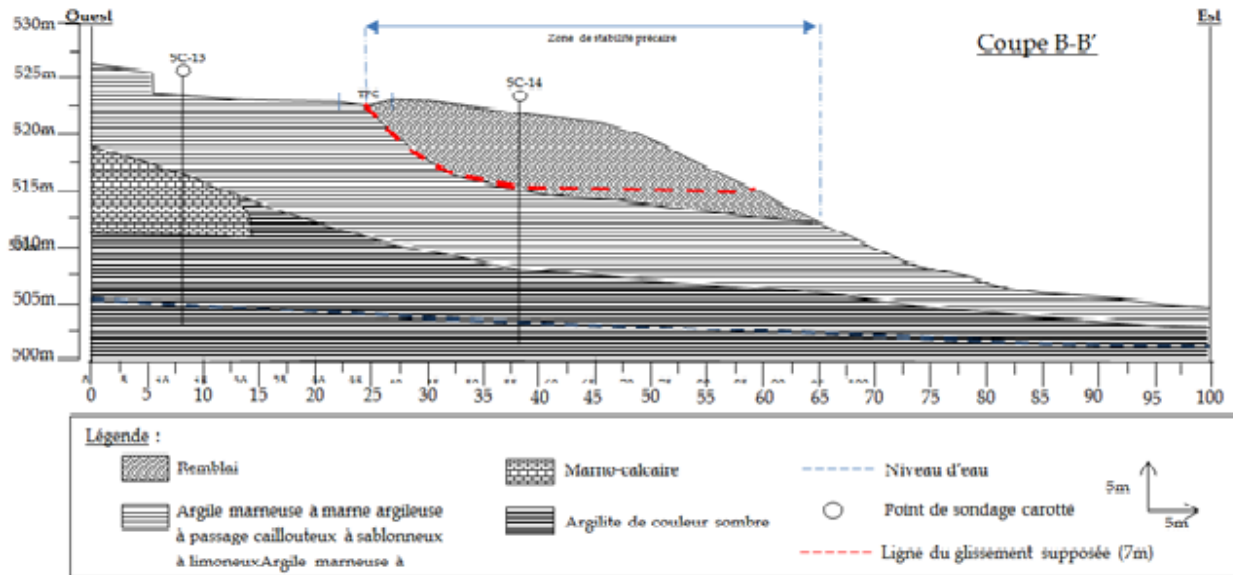


Figure II- 29 : Model géotechnique , relatif à la coupe –B-B'

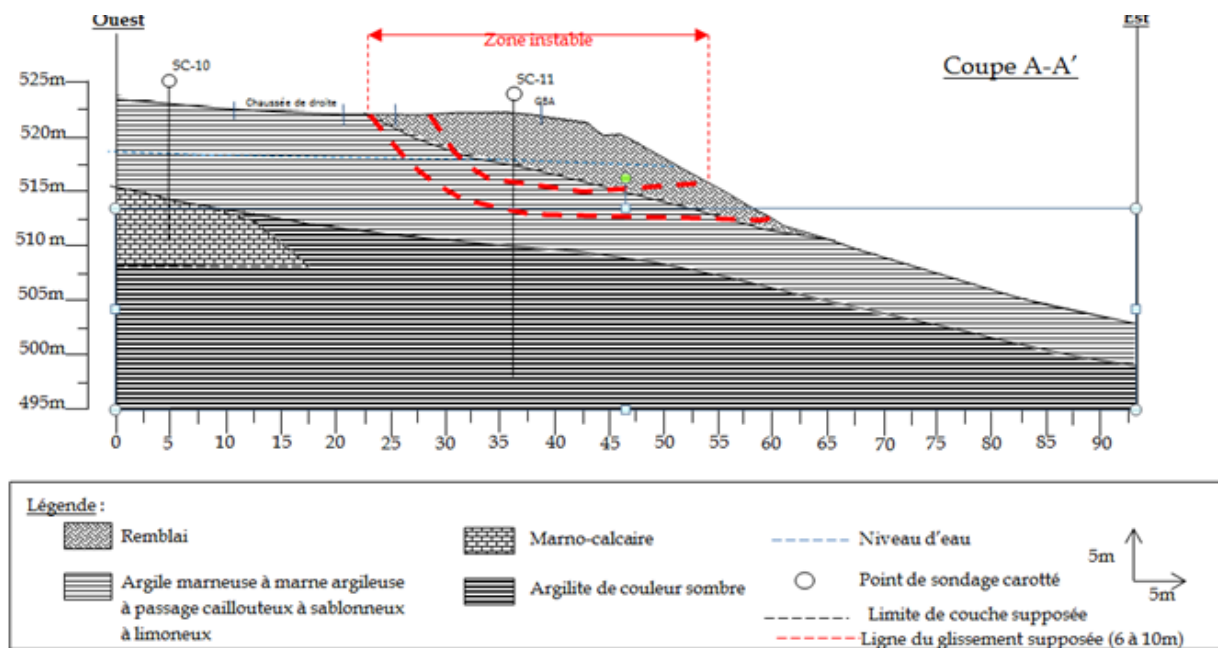


Figure II- 30 : Model géotechnique , relatif à la coupe A-A'

Remarque : la ligne de glissement est donnée à titre indicatif, car les sondages réalisés restent des points ponctuels. Seulement la profondeur de la surface de rupture est définie par le rétrécissement de trou de forage jusqu'à sa fermeture sur différentes profondeurs (6, 7 et 10m).

II-3 : Essais en laboratoire

Seulement des échantillons intacts et continus prélevés des formations :

Unité (2) : Argile marneuse à marne argileuse, sablo-graveleuse

Unité (3) : Marno-calcaire

Unité (4) : Argilite

ont été soumis à des essais physico-chimiques et mécaniques. Les résultats sont consignés dans le tableau récapitulatif en annexe.

II-3-1 : unité (2):argile marneuse marne argileuse sablo-graveleuse :

paramètres naturels :

Densité sèche : $1.60 \leq \gamma_d \leq 2.19 \text{ t/m}^3$

Densité humide: $1.86 \leq \gamma_h \leq 2.46 \text{ t/m}^3$

Teneur en eau : $8.93 \leq W \leq 21.20 \%$

Degré de saturation : $49 \leq S_r \leq 100 \%$

Selon la classification de Terzaghi les échantillons présentent des densités sèches faibles à élevées, ce qui relate que le terrain est dans un état moyennement consistant à raide en fonction de profondeur. Celles-ci sont associées à des teneurs en eaux Faibles à moyennes, Les valeurs de degrés de saturation relatent que le sol est dans un état humide à rarement saturé ce qui dénote que le sol en place présente une faible à moyenne capacité de rétention d'eau.

Granulométrie :

L'analyse granulométrique qui a été effectuée, dans le but d'attribuer une classification du sol en place selon les dimensions des particules spécifiées (du grossier au fin). Les échantillons étudiés montrent que les passants à travers le tamis de 80μ sont proportionnel d'un endroit à un autre, ils sont compris entre 10 à 44.04%; < 50%; ce qui dénote un sol pulvérulent, et parfois un sol fins dont les passants à travers le tamis de 80μ sont compris entre 51.32 à 85.52%; > 50%; ce qui dénote un sol cohérent. les sables fins à grossiers sont à moyen à fort proportion allant de 22 à 64%, en revanche les graviers sont à faible à fort pourcentage; de l'ordre de 2 à 52%, de la composition granulométrique du terrain. Dans la majeure partie le sol est par endroit cohérent à pulvérulent; très sableux, à graveleux à peu caillouteux.

Limite d'Atterberg : D'après la classification de Casagrande, basée sur le couple (IP-WL), ressort que le sol en place s'intègre dans le domaine des sols peu plastiques « AP ».

Les valeurs de IP et WL varient comme suit :

$$9.66 \leq IP \leq 26.39$$

$$35.11 \leq WL \leq 47.53 \%$$

Les valeurs des indices de consistance I_c ($0.79 \leq I_c \leq 3.32$) dénotent un sol mi-consistant (en surface à 3.65m de profondeur) à très consistant tout en allant en profondeur.

Essai mécaniques :

essai de cisaillement rectiligne : Selon les résultats obtenus, Les valeurs de c et ϕ sont comme suit :

$$0.68 \leq CU \leq 1.20 \text{ bar}$$

$$14.87 \leq \phi U \leq 23.87^\circ$$

Ce qui dénote un sol raide à très raide.

essai de compressibilité à l'odomètre :

$$\text{Pression de consolidation} : 2.03 \leq P_c \leq 2.41 \text{ bar}$$

$$\text{Coefficient de consolidation} : 16.62 \leq C_c \leq 20.78$$

$$\text{Coefficient de gonflement} : 2.58 \leq C_g \leq 2.58$$

D'après ces résultats; on constate que la formation argileuse (sur seulement deux échantillons) est de compressibilité moyenne, ne présente aucun risque de gonflement. En comparant les valeurs de P_c avec le poids des terres au repos σ_0 , dénotent que le sol en place est dans un état surconsolidé, sauf pour un seul échantillon à droit de SC-11 à la profondeur 23.85m qui est dans un état sous-consolidé

II-3-2 :Unité (3) Marno-calcaire :**Paramètres naturels :**

$$\text{Densité volumique} : \gamma_d \leq 2.72 \text{ t/m}^3$$

Essai mécaniques :**essai à la compressions simple –RCS- :**

la plus part des échantillons sont fissurés à schistosité, celui ou l'essais a pu être réalisé a donné ce qui suit:

Résistance à la compression simple : $RCS \leq 4.25 \text{ MPA}$

À partir de ces résultats on peut apprécier la cohésion de la formation marno calcaire :

$C_{UU} \leq 2.12 \text{ Mpa}$, soit $C_{UU} \leq 21.2 \text{ bar}$

La majeure partie de la formation marno-calcaire on lui confert un aspect rocheux très fracturé. A cet effet nous nous basons sur la classification RMR, afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques de la formation.

La notification RMR obtenue est de l'ordre de 44, ce qui dénote qu'on est en présence d'un massif rocheux de classe III, il est caractérisé par un temps de tenue de front de taille sans soutènement d'environ une semaine pour une portée de 5m. Les caractéristique intrinsèque sont données comme suit :

$2 \leq CU \leq 3 \text{ bar}$

$25 \leq \phi U \leq 35^\circ$

II- 3-3 : Unité (4): argilite résschistosée :**paramètres naturels :**

Densité sèche : $1.66 \leq \gamma_d \leq 2.08 \text{ t/m}^3$

Densité humide: $1.84 \leq \gamma_h \leq 2.14 \text{ t/m}^3$

Teneur en eau : $3.10 \leq W \leq 15.10 \%$

Degré de saturation : $30 \leq S_r \leq 78.20 \%$

les densités sèches enregistrées sont moyennes, ce qui relate que le terrain est dans un état moyennement consistant. Celles-ci sont associées à des teneurs en eau faibles, Les valeurs de degrés de saturation relatent que le sol est dans un état humide à détrempe; ce qui dénote que le sol en place a une capacité de rétention d'eau moyenne .

Granulométrie : Les échantillons étudiés montrent que les passants à travers le tamis de 80μ sont compris entre 45.20 à 94.47%; généralement supérieur à 50%; ce qui dénote un sol cohérent selon la classification du LCPC .les sables fins à grossiers sont à moyen à fort proportion allant de 8 à 42%, en revanche les graviers sont à faible pourcentage ; de l'ordre de 10 à 15%, de la composition granulométrique du terrain. Dans la majeure partie le sol est un sol argileux très sableux à peu graveleux

Limite d'atterberg : les ont été fait à titre indicatif, ils ne reflètent pas le caractère de l'ensemble de la formation, basée sur le couple (IP-WL), ressort que le sol en place s'intègre dans le domaine des sols peu plastiques « AP ».

Les valeurs de IP et WL varient comme suit :

$16.58 \leq IP \leq 25.77$

$0.67 \leq WL \leq 47.29 \%$

Les valeurs des indices de consistance I_c ($1.20 \leq I_c \leq 1.89$) dénotent une argile très raide

Essai mécaniques:**essai de cisaillement rectiligne :**

Selon les résultats obtenus, Les valeurs de c et ϕ sont comme suit :

$$0.97 \leq C_u \leq 1.08 \text{ bar}$$

Ce qui dénote un sol raide.

essai de compressibilité à l'odomètre :

$$\text{Pression de consolidation} : 2.03 \leq P_c \leq 2.92 \text{ bar}$$

$$\text{Coefficient de consolidation} : 9.79 \leq C_c \leq 16.03$$

$$\text{Coefficient de gonflement} : 1.97 C_g \leq 2.75$$

D'après ces résultats; on constate que la formation argileuse est de compressibilité moyenne , et à caractère très peu gonflant. En comparant les valeurs de P_c avec le poids des terres au repos σ_0 , dénotent que le sol en place est dans un état sur consolidé.

II-4 : Analyse chimique :

Des échantillons ont été soumis à des analyses chimiques concernant le potentiel d'ions agressifs vis-à-vis du béton.

Sondage ou puits	Ech N°	Prof. (m)	So ₋₄	CaCO ₃	Chlorure Cl ⁻	Matières organiques	Gypse	pH
SCN:10	0 4	14.50 à 14.70	Trace s	12.4 8	0.06	0.62	/	8.33
SCN:11	0 5	11.75 à 11.80	0.04	3.33	0.03	1.04	/	8.03

Tableau II-6 Les résultats obtenus sont récapitulés dans ci-après :

➤ **Interprétation des résultats :**

Les teneurs en sulfates confèrent aux sols analysés une agressivité nulle vis-à-vis du béton hydraulique durci et ce, pour l'ensemble des échantillons conformément à la norme FD P 18-011 du mois de Décembre 2009, ainsi, le béton fabriqué dans les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques sans aucune autre mesure particulière.

Au vu de leurs teneurs en carbonates les sols analysés sont de nature marneuse pour les trois premiers échantillons, le quatrième est une argile marneuse et enfin le dernier une argile franche conformément à la classification géotechnique des sols.

La teneur en chlorures oscille entre 100 et 600 ppm, bien que ces teneurs ne paraissent pas trop importantes le maître de l'œuvre est tenu de prendre les dispositions constructives adéquates pour protéger les aciers dans le cas notamment d'implantation d'ouvrages armés de type fondation profondes aux profondeurs sus indiqués, à cet effet ,il convient de rappeler que le seuil critique des chlorures pour enclencher la corrosion des métaux est fixé à 200 ppm pour les ouvrages implantés hors de l'eau.

Les échantillons analysés sont tous de nature inorganique franche.

Le pH de tous les sols analysés est situé au voisinage de 8, d'où une tendance

moyennement alcaline prononcée, cette valeur est en bonne corrélation pour les trois premiers échantillons bien pourvus en carbonates, concernant les deux derniers la tendance saline du sol présuppose une nature d'argile sodique de celui-ci.

Echantillon d'eau :

Sondage ou puits	Echantillon N°	Calcium Ca ²⁺ (mg/l)	Magnesium Mg ²⁺ (mg/l)	Sulfates SO ⁻⁻ (mg/l)	Azote ammoniacal NH ₄ ⁺ (mg/l)	Ph
SCN° 14	01	130	120	500	0.28	7.34

Tableau II -7 : Interprétation des essais chimiques selon FD P 18-011 du mois de Décembre 2009.

Agressivité du au potentiel hydrogène (ph) :

Avoisinant la valeur 7, l'eau analysé est pratiquement neutre et ne présente aucun risque pour le béton armé hydraulique durci au regard de cet agent.

Agressivité ammoniacale :

Présent à l'état de traces, les ions ammonium ne constituent aucun risque pour le béton hydraulique durci.

Agressivité magnésienne :

La concentration en ion magnésium étant inférieure à 300 ppm confère à l'eau analysée une nature non agressive par rapport à cet ion.

Agressivité sulfatique :

Nous avons une teneur en sulfates comprise entre 200 et 600 ppm conduisant à une classe d'agressivité XA1 qui correspond au niveau faible .

Agressivité carbonique :

Le p H de saturation de l'eau analysée calculée grâce aux formules relatives à l'équilibre des carbonates est très en dessous de la valeur du p H déterminé au laboratoire, ceci signifie que la présente eau est suffisamment saturée en gaz carbonique et ne présente aucun danger pour la port landit contenu dans le béton durci.

En conclusion la classe d'agressivité qui sera prise en considération est celle du niveau XA1 , il n'existe aucune disposition particulière dans ce cas, toutefois, le béton fabriqué dans les règles dans l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.[17]

Conclusion : les premières constatations , concernant la zone d'étude , nous ramènent aux résultats suivants :

L'ensemble des sites étudiés se caractérisent essentiellement par des formations hétérogènes , à dominance argileuse de type argileuse de type argilo-marneuses.

La conjugaison de ces caractéristiques intrinsèques du sol constituant les couches au facteur eau atténué en saison hivernale a développé le glissement survenu sur site et favorise son déclenchement futur .

18.8 ≤ φ_v ≤ 21

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.

III-1 :Présentation du logiciel PLAXIS et les codes du calcul utilisé :**III-1-1 : 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].

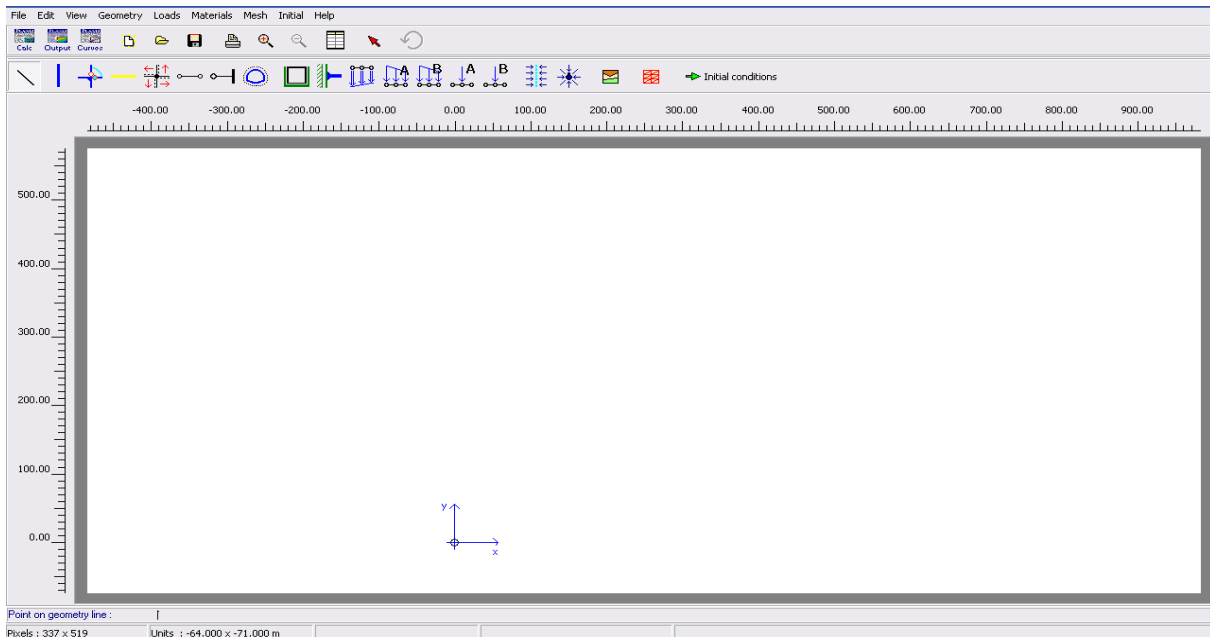


Figure III-31 : Fenêtre d'entre des données de PLAXIS 2D

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.

III-1-2 : 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).

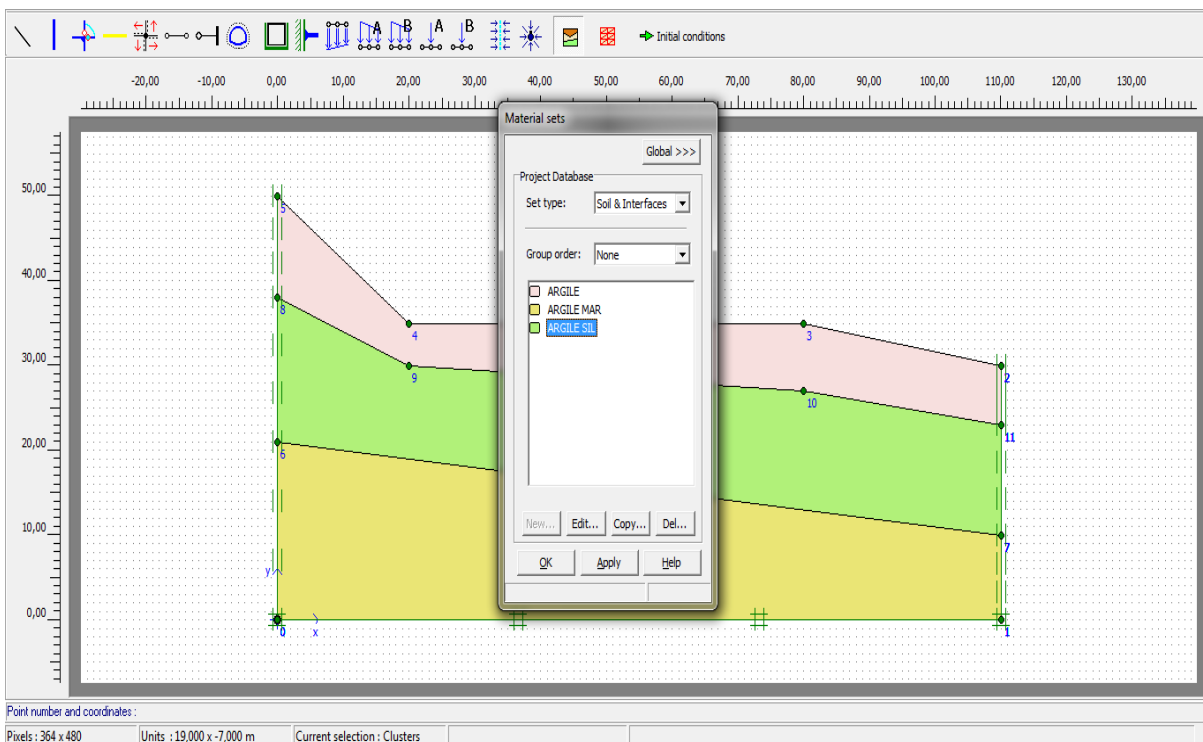


Figure III-32 : Fenêtre d'entre les caractéristiques des matériaux dans PLAXIS

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).

III-1-3 :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 lancent. Une fois terminée, les résultats peuvent être visualisés grâce à la touche « output ».

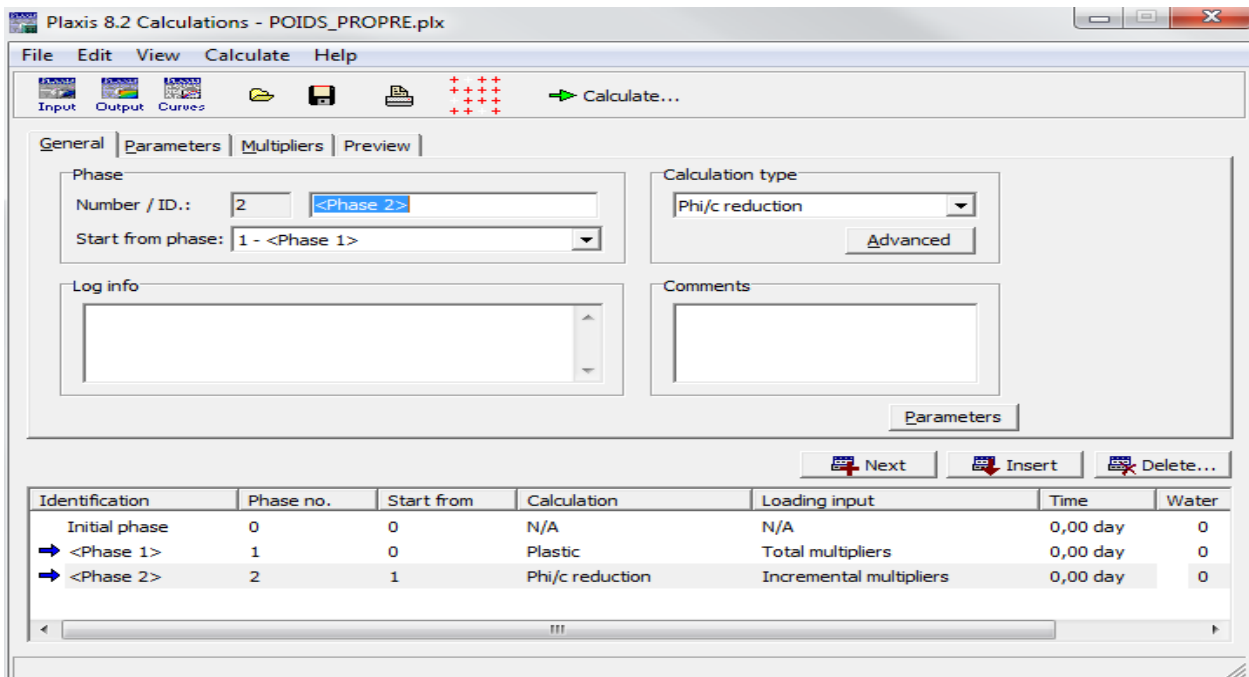


Figure III-33 : Fenêtre de phase de calcul en PLAXIS

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.

III-1-4 :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].

III-2 :Présentation du cas étudié

III-2-1 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+70m, 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]

III-2-2 : Donnes de talus :

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

Tableau III-8 : coordonné de talus

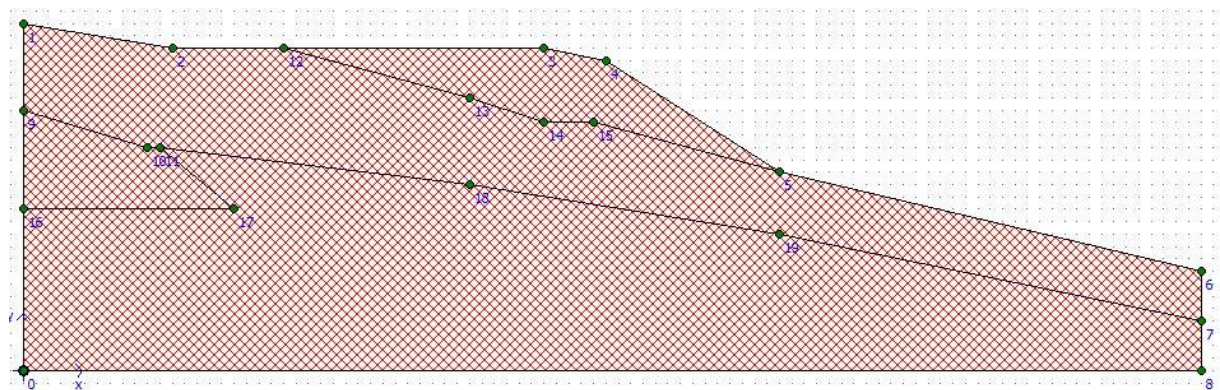


Figure III -34 : coupe du talus

❖ le terrain est compose de quatre couches :

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

Couches	Densité $\gamma(\text{kg/m}^3)$	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 III-9 : les paramètres physico-mécaniques des matériaux

III-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/m^2 , 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-3-1 : 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 1,164les figures ci-dessous montrent les déplacement et l'évolution du coefficient de sécurité

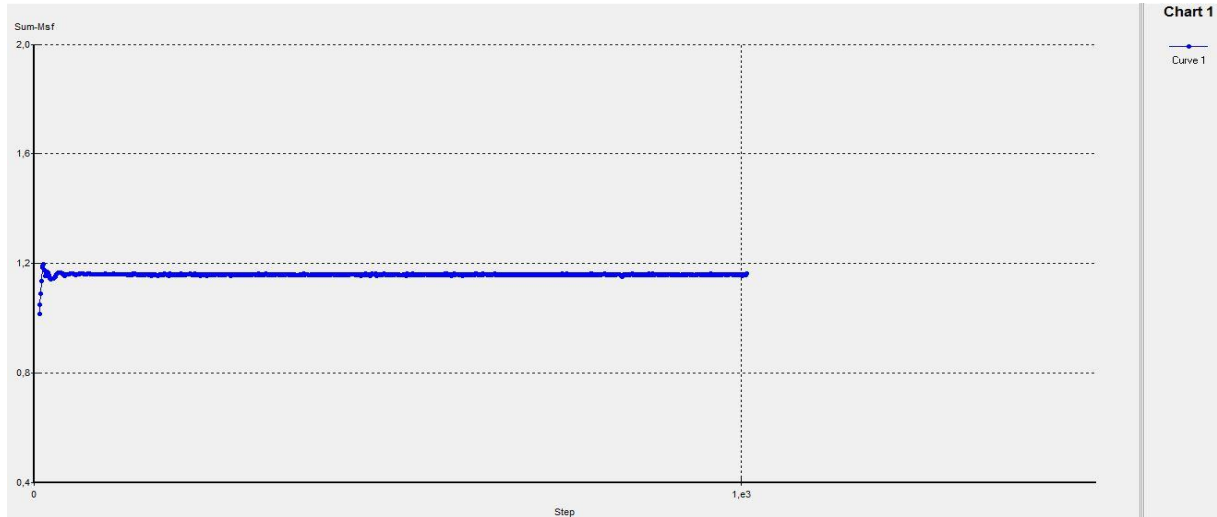


Figure III-35 : Evolution du coefficient de sécurité (cas de pente naturelle)

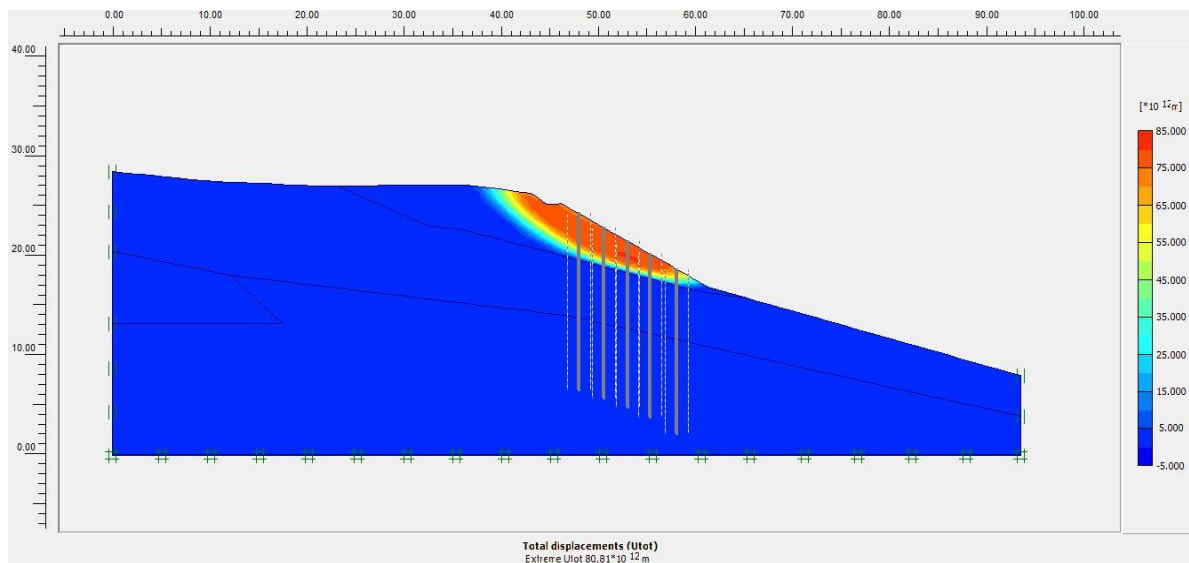


Figure III-36 : Forme et position de la surface de glissement (cas pente naturelle)

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

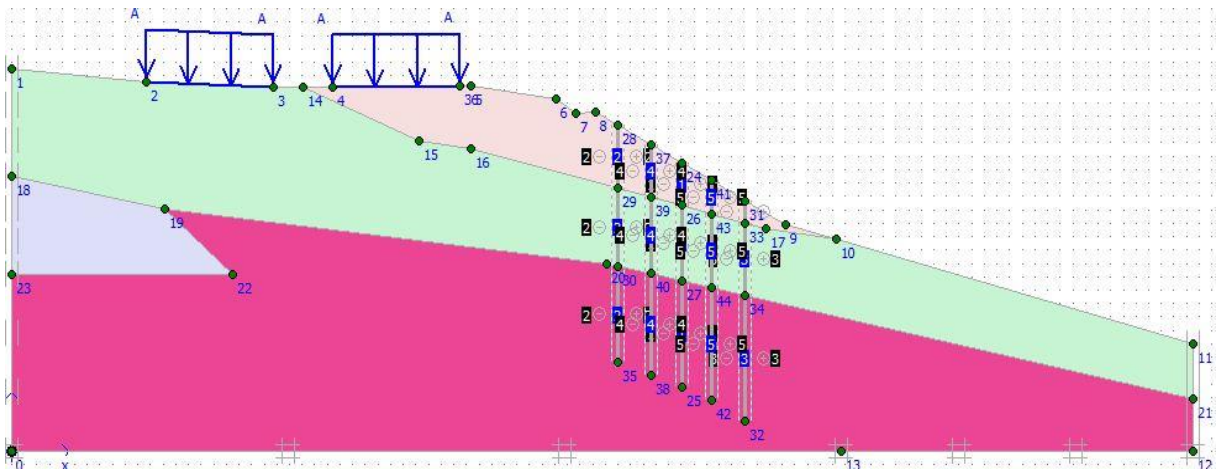


Figure III -37 : Modèle représentant le cas de considération de la charge routière

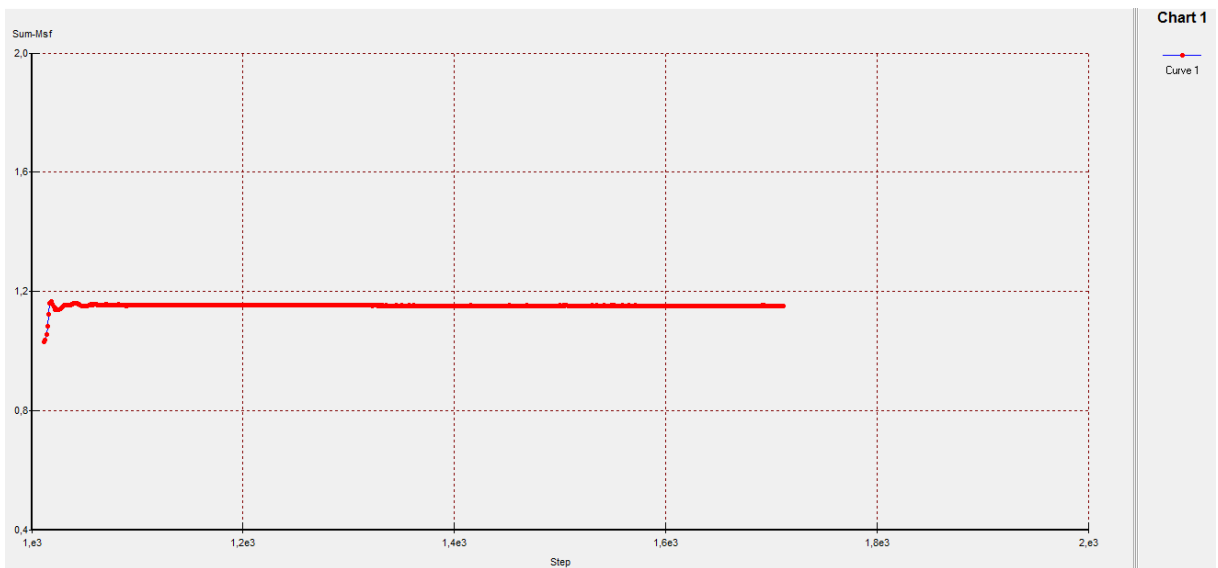


Figure III-38 : Evolution du coefficient de sécurité (cas avec charge routière)

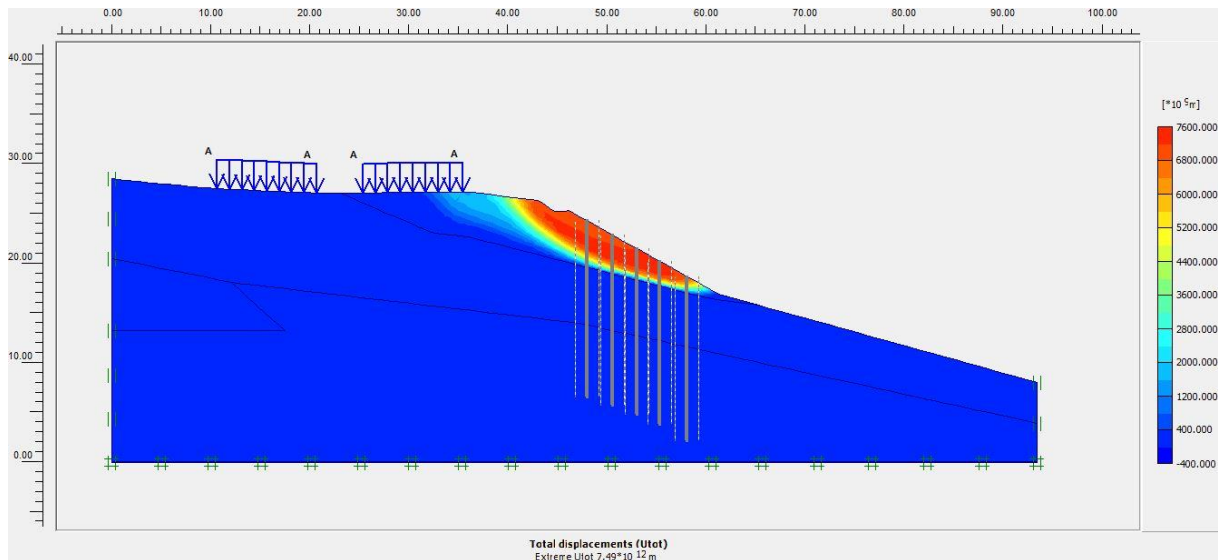


Figure III-39 :Forme et position de la surface de glissement(cas avec charge routière)

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)

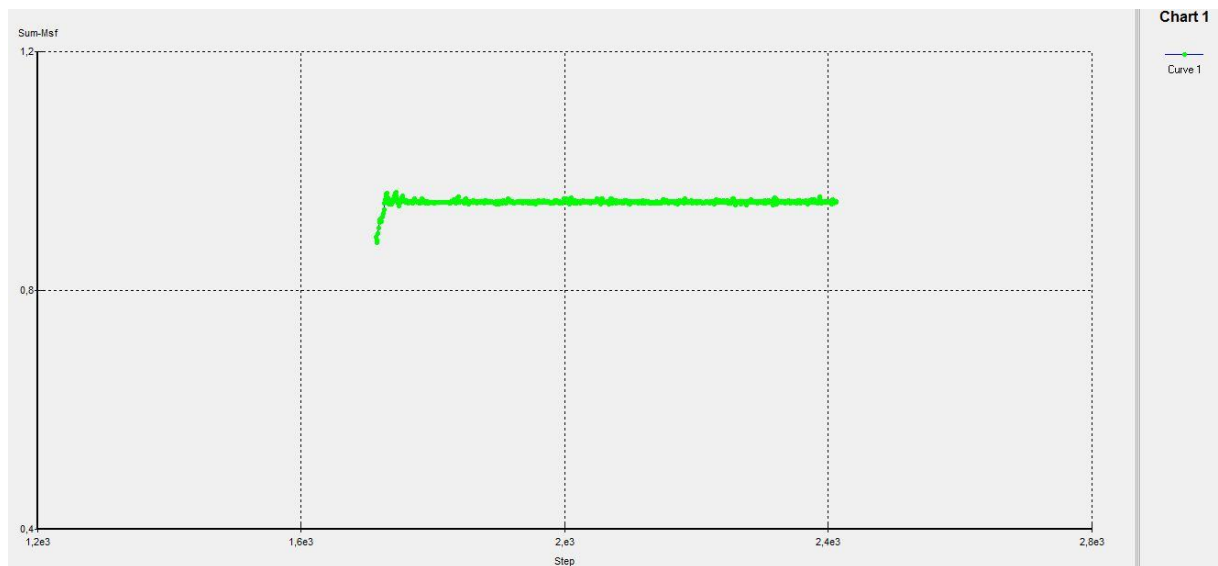


Figure III -40 :Evolution du coefficient de sécurité (cas avec charge routière et nappe)

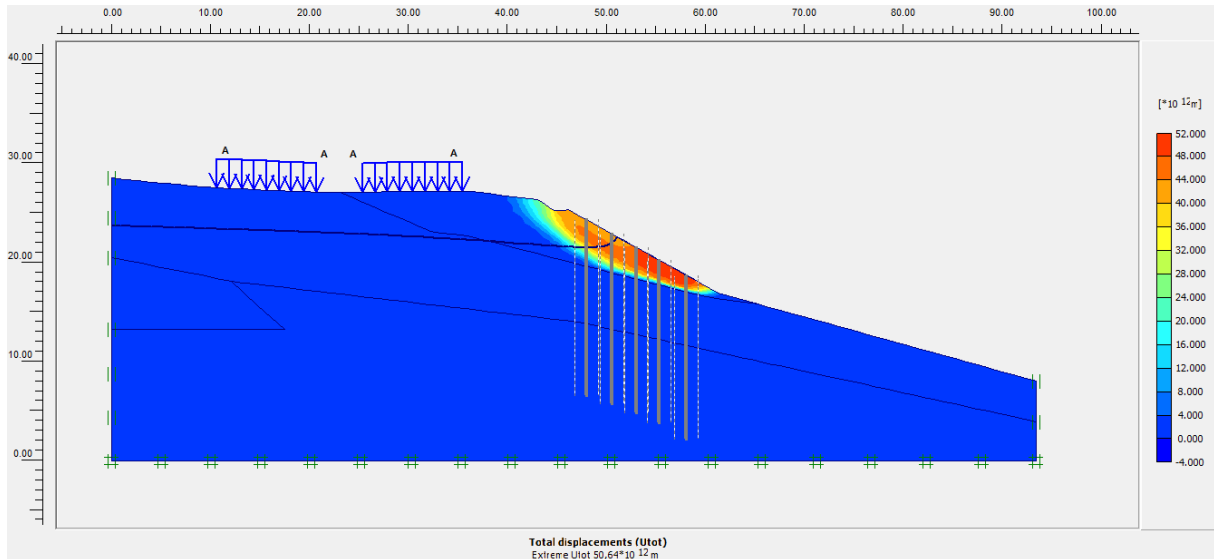


Figure III-41: Forme et position de la surface de glissement (cas avec charge routière et nappe)

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

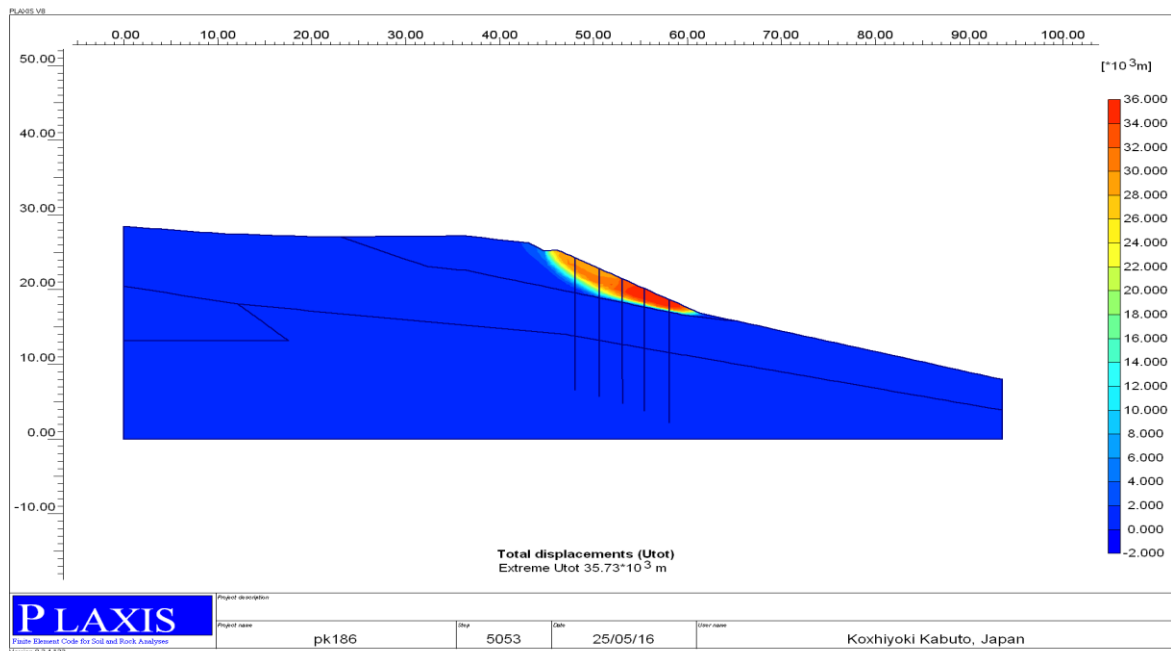


Figure 42 : Forme et position de la surface de glissement (cas avec charge routière ,nappe et séisme)

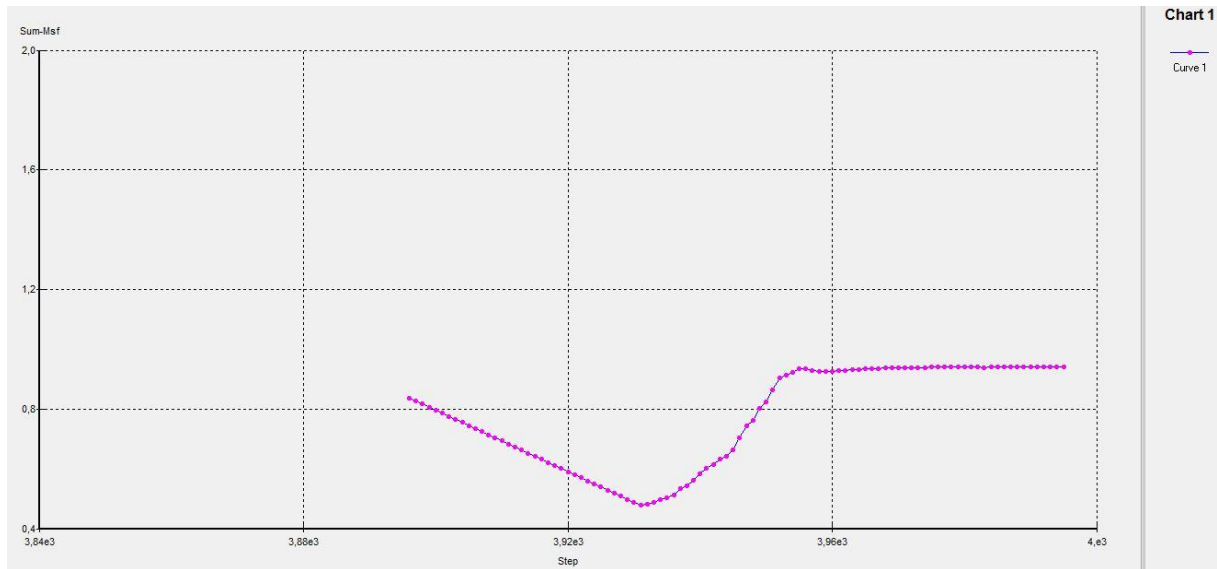


Figure III-43: Evolution du coefficient de sécurité (cas avec surcharge, nappe et séisme)

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 une valeur de 1,1134

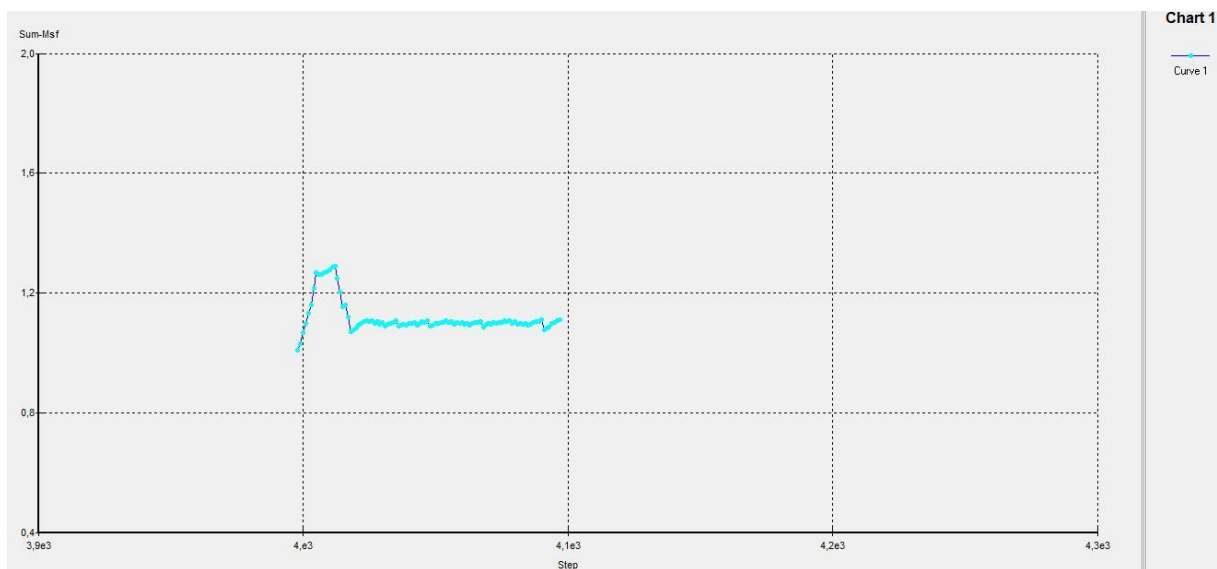


Figure III-44: Evolution du coefficient de sécurité (cas de série de pieux placés au milieu de la pente)

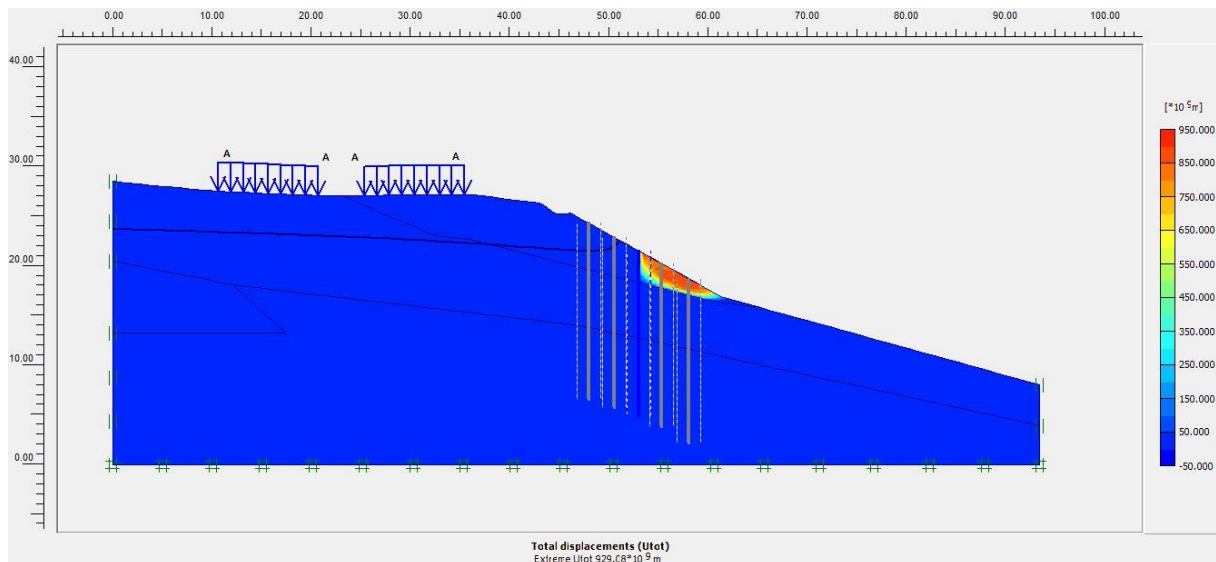


Figure III-45: Forme et position de la surface de glissement (cas avec surcharge, nappe et séisme)

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

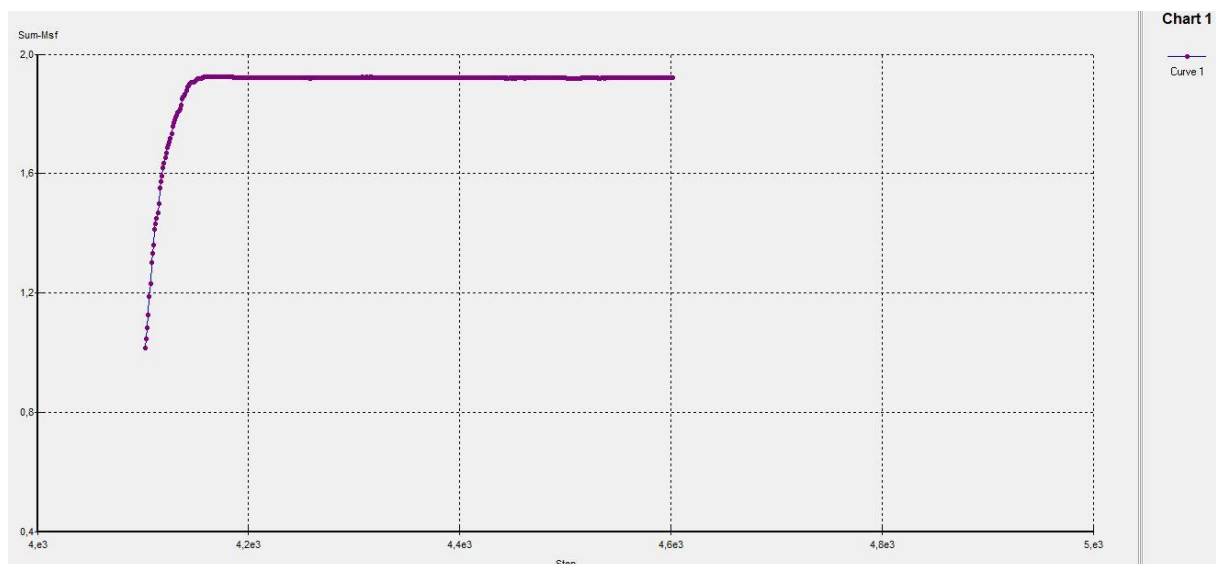


Figure III -46: Evolution du coefficient de sécurité (cas de deux série de pieux distants de 5D placés de part et d'autre du milieu de la pente)

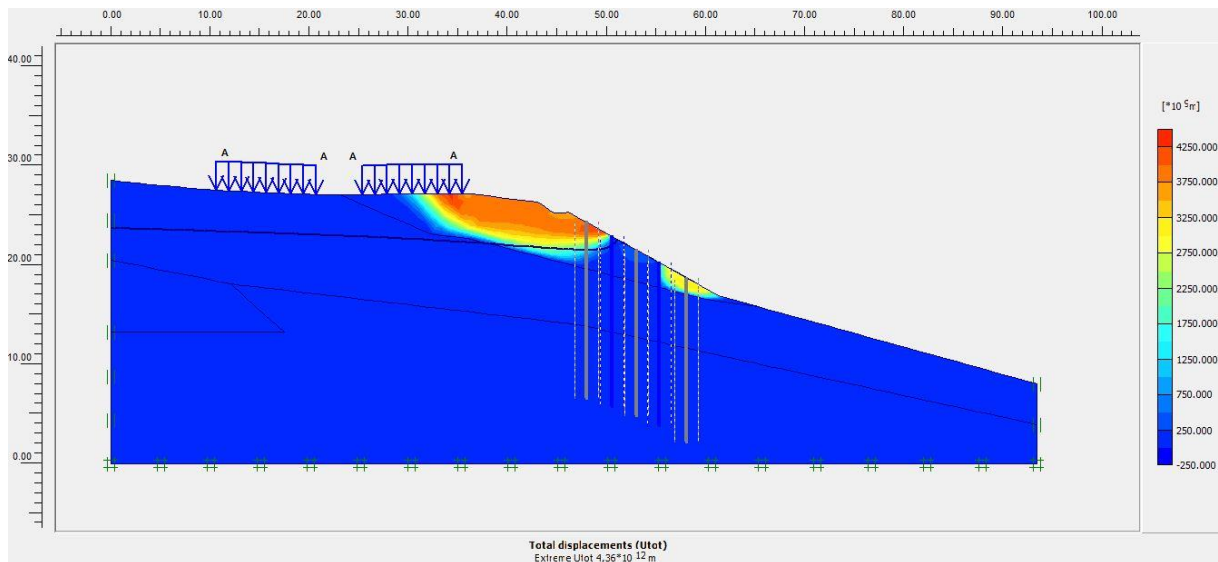


Figure III -47: Forme et position de la surface de glissement (cas de deux série de pieux distants de 5D placés de part et d'autre du milieu de la pente)

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

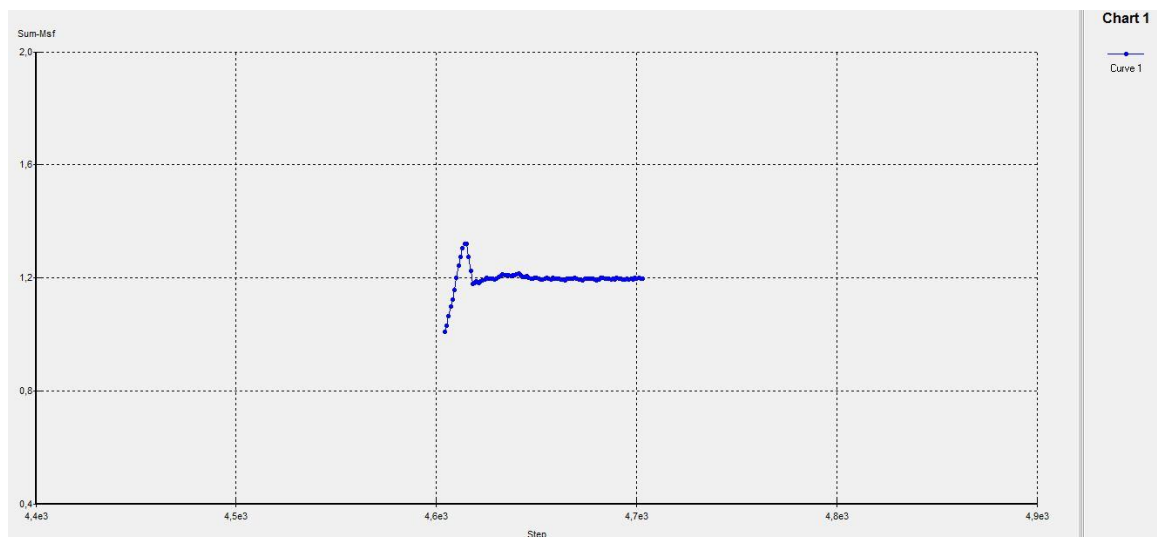


Figure III -48: Evolution du coefficient de sécurité (cas de deux série de pieux distants de 10D placés de part et d'autre du milieu de la pente)

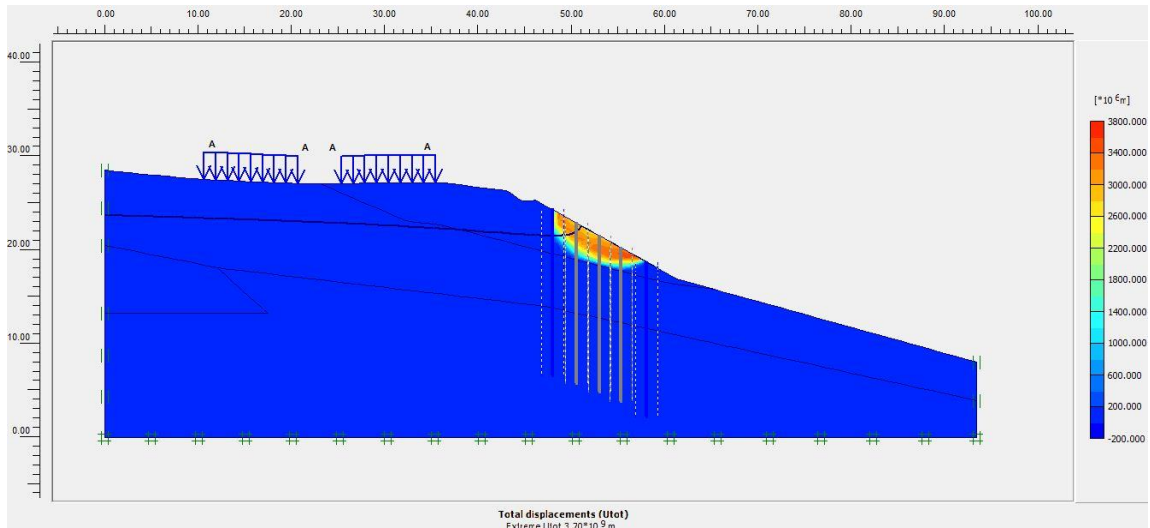


Figure III -49: Forme et position de la surface de glissement (cas de deux série de pieux distants de 10D placé de part et d'autre du milieu de la pente)

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

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

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.

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

Liste de bibliographiques

- [1]- Ministère de l'écologie du développement durable des transports et du logement-Direction générale de la prévention de risques, mvmt – Terrain. PDF-Sites internet : www.developpement-durable.gouv.fr:3-6
- [2]- Guide d'utilisation des cartes de zones de contraintes et d'application du cadre normatif. glissement- terrain, PDF. p :2-5
- [3]- KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement".INSA - Lyon, France, 27-29 juin 06.
- [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]-E.Ausiliv ,E , Conte ,G,Dente , Stabilité analysis of slopes reinforced with piles , computers and geotechnics ,28(2001) ,p:591-64
- [9]- cao.j.zaman MM ,Analytical method for analysis of slope stability , Int . journal for numerical and analytical methodes in geomechanics 1999, p:439-449
- [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'ingèrènt, traité construction, article c245(1994).
- [13]- Delmas (ph),Berche(J.C), Cartier(G) et Abdelhedi(A) –une nouvelle méthode de dimenpiement 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 IMENE-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 la reconnaissance du site 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 se trouve compromise en cas de montée de ce niveau.

L'évaluation de la stabilité de la pente 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 the part 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 pious, shows that this process clearly improves the state of this stability

Keywords: landslide, slope, stability, finite elements, confortements , pious