

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

- **Présenté par :**

Bahloul Nasreddine,

Azzedine Semer

**Thème : Analyse des méthodes de stabilisation des
glissements de terrain**

Sous la direction de : Dr. BENYAGHLA HACENE

JUIN 2022

Remerciements

Tout d'abord nous remercions Dieu le tout puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il nous a donné durant toutes ces années d'études.

Nous tenons à exprimer nos gratitudee à toutes personnes qui nous ont accompagnées et soutenues tout au long de cette recherche :

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre directeur de mémoire **Dr. BENYAGHLA HACENE**, d'avoir dirigé ce travail et de nous avoir accompagnés de ces précieux conseils tout au long de cette recherche.*

Nous tenons à remercier aussi les membres de jury de ce mémoire d'avoir accepté de prendre le temps d'évaluer ce travail.

Merci aux enseignants qui ont apporté leurs contributions à notre travail en répondant à nos questions.

Liste des Figures

Figures	Titres	Pages
Figure I.1	Une des formes de mouvement de terrain	4
Figure I.2	Classification des mouvements de terrain (schéma réalisé d'après la Classification de Martin)	7
Figure I.3	Ecroulement [Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][2010]	7
Figure I.4	Mécanisme de la reptation.	8
Figure I.5	Conséquences de la reptation.	8
Figure I.6	Fauchage coupe	9
Figure I.7	exemple de reptation [Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][9
Figure I.8	Exemple de fluage [[Kaabech Tahar Mebrak abderraouf]	10
Figure I.9.	Coulée de boue [Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][10
Figure I.10	Principaux éléments de description d'un glissement de terrain	11
Figure I.11	Glissement plan	12
Figure I.12	Glissement rotationnel	13
Figure I-12	affaissement minier	14
Figure 1.13	Effondrement généralisé	15
Figure 1.14	Effondrement localisé	16
Figure I.15	Un glissement qui a provoqué une explosion de gaz en Chine.	17
Figure I.16	Un glissement de la Clapière à Nice.	17
Figure I.17	Eboulement dans la région d'Auvergne-Rhône-Alpes.	18
Figure I.19	Nuage de poussière généré par l'éboulement du 22 janvier 1998 en Espagne.	19
Figure I.20	Glissement de terrain en Philippines.	19
Figure I.21	Glissement de terrain au Sikkim.	20
Figure I.22	Affaissement de terrain.	20
Figure I.23	Affaissement du à l'instabilité de l'excavation.	21
Figure 2.2	Pente finie	23
Figure 2.3	Rupture plane, cas d'un milieu pulvérulent	25
Figure 2.4	Cercle de pied du talus (talus raide)	26
Figure2.5	cercle de pied de talus (talus doux)	26

Figure 2.6	cercle de flan de talus	27
Figure2.7	cercle de rupture profond	27
Figure2.8	équilibre globale du massif	28
Figure2.9	rupture quelconque	29
Figure 2.10	Forces agissantes sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches.	33
Figure 2.11	Forces agissantes sur une tranche avec de l'eau externe.	33
Figure2.12	Forces agissant sur une tranche selon jambu	35
Figure2.13	forces agissant sur une tranche selon spencer	36
Figure2.14	forces agissant sur une tranche « i »	38
Figure2.15	rupture plane, milieu pulvérulent avec écoulement	41
Figure2.16	détermination de la pression interstitielle	43
Figure2.17	pente infinie avec écoulement parallèle	45
Figure2.18	rupture circulaire	46
Figure2.19	forces agissant sur la tranche « i » lors d'un glissement circulaire	48
Figure2.20	massif de forme quelconque soumis à des forces extérieures	51
Figure2.21	équilibre d'une tranche dont la surface est hors d'eau	51
Figure2.22	équilibre d'une tranche dont la surface est sous l'eau	52
Fig. III.1	courbes de cisaillement de l'argile, essais de cisaillement alterné réalisés à la boîte (6*6 cm), la course est de 16 mm alternativement dans un sens et dans l'autre.	60
Fig. III.3	recherche d'une méthode de stabilisation.	63
Figure IV.1	Photos 1 : Situation de la zone d'étude	73
Figure IV.2	photo par satellite de la zone de glissement avant rupture	74
Fig IV.3	Décrochement vertical importante dans les remblais de quelques mètres en profondeur	75
Fig IV.4	Vue aval du glissement, décrochement prenant naissance au niveau de l'Oued	76
Fig IV.5	Vue Avale : décrochement au niveau de l'Oued	76
Fig IV.6	forme réfléchie	78
Fig IV.7	active pore pressures	78
Fig IV.8	effective stresses	79

Fig IV.9	total displacements (arrows)	79
Fig IV.10	total displacements (contour lines)	80
Fig IV.11	total displacements (shadings)	80
Fig IV.12	shear strains	81
Fig IV.13	relative shear stresses	81
Fig. IV.14	courbe cas avant stabilisation de glissement par pieux	82
Fig. IV.15	stabilisation des glissements par pieux	82
Fig IV.16	active pore pressures	83
Fig IV.17	effective stresses	83
Fig IV.18	total incremental displacements	84
Fig IV.19	total displacements (shadings)	84
FIG IV.20	courbe Cas après stabilisation des glissements par pieux	85
FIG IV.21	shear strains	85
FIG IV.22	plastic points	86
Fig. IV.23	dalle de compression	86
FIG IV.24	courbe de comparaison des coefficients de sécurité	87

Liste des Tableaux

Tableaux	Titres	Pages
Tableau I.1	Définition de la vitesse d'un mouvement de versant et des types de réaction et des impacts significatifs en terme de vies humaines ou de dégâts aux constructions (in Crudenet Varnes, 1996)	6
Tableau III.1	éléments caractérisant les différentes familles de mouvements	57
Tableau III.2	inclinaisons limite d'une pente infinie en fonction du type d'écoulement	61
Tableau III.3	Différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain	65
Tableau III.4	méthodologie pour le choix d'une méthode stabilisation (d'après cartier, 1985)	69
Tableau III.5	grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain	70
Tableau IV.1	cordonnées de forme	76

Liste des Photos

Photos	Titres	Pages
Photo I.1	Glissement de terrain	11

▪ Résumé

Cette étude concerne les différents mouvements du sol, à savoir les mouvements verticaux (tassement, effondrement) et les mouvements horizontaux, glissement de terrain.

Il existe différentes méthodes pour stabiliser ces mouvements telles que : la stabilisation par injection, inclusion rigide, chimique. Le calcul de différentes méthodes de stabilisation des sols a été présenté dans ce mémoire

Notre étude c'est intéressée aux problèmes de stabilisation des sols et plus particulièrement au glissement de terrain. Un cas particulier à savoir le PK 70.00 sur la route national 20 reliant Guelma Constantine a été étudié. Cette étude a pris en considération le terrain naturel sans stabilisation en premier puis en second une stabilisation de terrain par pieux reposant sur une marne grise dont les caractéristiques mécaniques répondent aux conditions d'un bon sol.

On a calculé et comparé par PLAXIS 8.2 les coefficients de sécurité du premier et du second model pris en charge.

Mots clés : glissement de terrain, stabilisation, pieux battus, coefficient de sécurité, PLAXIS 8.2.

▪ **Abstract**

This study concerns the different ground movements, namely vertical movements (settling, collapse) and horizontal movements, landslide.

There are different methods to stabilize these movements such as stabilization by injection, rigid inclusion, and chemical. The calculation of different soil stabilization methods has been presented in this thesis.

Our study is interested in the problems of soil stabilization and more particularly in the landslide. A special case, namely PK 70.00 on national road 20 linking Guelma Constantine, has been studied. This study took into consideration the natural ground without stabilization first then secondly a stabilization of ground by piles resting on a gray marl whose mechanical characteristics meet the conditions of a good soil.

The safety factors of the first and second supported models were calculated and compared by PLAXIS 8.2.

Keywords: landslide, stabilization, driven piles, safety factor, PLAXIS 8.2.

■ ملخص:

تتناول هذه الدراسة الحركات المختلفة للأرض، وهي الحركات الرأسية (الاستقرار، والانزياح)، والحركات الأفقية، والانزياح الأرضي.

هناك طرق مختلفة لتثبيت هذه الحركات مثل: التثبيت عن طريق الحقن، التضمين الصلب، المواد الكيميائية. تم تقديم حساب طرق تثبيت التربة المختلفة في هذه الأطروحة.

تهتم دراستنا بمشاكل تثبيت التربة وخاصة الانهيارات الأرضية. تمت دراسة حالة خاصة وهي PK 70.00 على الطريق الوطني 20 الرابط بين قالمة قسنطينة. أخذت هذه الدراسة في الاعتبار الأرض الطبيعية بدون تثبيت أولاً ثم ثانياً، تثبيت الأرض بواسطة دعائم ترتكز على مارل رمادي تتوافق خصائصه الميكانيكية مع ظروف التربة الجيدة.

تم حساب ومقارنة عوامل الأمان للنموذجين المدعومين الأول والثاني بواسطة بلاكسيس 8.2

الكلمات الرئيسية: الانهيار الأرضي، التثبيت، الركائز المدفوعة، عامل الأمان، بلاكسيس 8.2

Sommaire

Remerciement	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Liste des Photos	
Résumé.....	
Abstract.....	
ملخص.....	
Introduction Générale.....	1

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction	3
I.2 Les mouvements de terrains	3
I.3 Critères de classification des mouvements de terrains	4
I.3.1 Type de sol	4
I.3.2. Le type de processus	5
I.3.3. L'agent déplaçant	5
I.3.4 La vitesse	5
I.4. Différentes formes d'instabilité d'un terrain	6
I.5 Les mouvements de pente	7
I.5.1 Les écroulements.....	7
I.5.2 Reptation	8
I.5.3. Fluage	9
I.5.4 Les coulées	10
I.5.5 Les glissements	10
I.5.5.1 Glissement plan	12
I.5.5.2 Glissement rotationnel	13

I.5.5.3 Les glissements composites (complexes).....	13
I.6 Les mouvements verticaux	13
I.6.1. Les affaissements	14
I.6.2 La consolidation	14
I.6.3. Les tassements d'ouvrages	14
I.6.4. Les affaissements miniers	14
I.6.5. Les effondrements	15
I.6.5.1. L'effondrement généralisé	15
I.6.5.2. L'effondrement localisé.....	15
I.7 Principales causes de glissement de terrains	16
I.8 Historique des dégâts	17
I.8.1 Dans le monde	17
I.8.2 En Algérie	21
I.8.3 A Guelma.....	21

Chapitre II : Méthodes de calcul

II.1. Analyse de stabilité des sols en pente	23
II.1.1. Introduction	23
II.1.2. Notion du coefficient de sécurité	24
II.1.3. Méthodes de calcul en rupture plane.....	24
II.1.3.1. Massif pulvérulent	24
II.1.3.2. Cas d'un massif cohérent	26
II.1.4. Méthodes de calcul en rupture circulaire	26
II.1.4.1. Massifs homogènes	26
II.1.4.2. Méthode globale de Taylor et Caquot	27
II.1.4.3. Méthodes des tranches	28

II.1.5. Méthodes des tranches faisant appel a des hypothèses sur la valeur des efforts intertranche	29
II.1 .5.1. Méthodes de Bishop généralisée	29
II.1.5.2. Méthodes de Bishop simplifiée	32
II.1.5.3. Méthode de Fellenius	32
II.1.6. Méthodes des tranches faisant appel a des hypothèses sur la ligne de poussée.....	34
II.1.6.1. Méthode complète de Jambu	34
II.1.6.2. Méthode de Jambus simplifiée	36
II.1.7. Méthode des tranches faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranches	36
II.1.7.1 .Méthode de Spencer	36
II.1.8. Méthode des tranches faisant des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement	38
II.1.8.1. Méthode de perturbation	38
II.2. Analyses de stabilité des pentes en présence d'eau	40
II.2.1 Introduction	40
II.2 .2. Facteurs influençant la stabilité des pentes	41
II .2.2.1. Type de sol	41
II.2.2.2. Conditions climatiques	41
II.2.2.3. Etat de surface du sol	41
II.2.2.4. Niveau de la nappe phréatique:.....	41
II.2.3. Méthodes classiques de calcul en rupture plane en présence d'eau.....	42
II.2.3.1. Massif frottant avec écoulement parallèle à la surface topographique.....	42
II.2.3.2. Calcul de la pression interstitielle à la base de la tranche	42
II.2.3.3. Pente infinie, rupture plane, cas d'un sol général avec écoulement	44
II.2.4. Méthodes classiques de calcul en rupture circulaire	46
II.2.4.1. Coefficient de sécurité en rupture circulaire	46

II.2.5. Méthodes globales	48
II.2.5.1. Méthode de Taylor et Caquot	49
II.2.6. Méthodes des tranches	49
II.2.6.1. Théorie générale de nonveiller	49
II.2.6.2. Méthode de Bishop généralisée	53
II.2.6.3. Méthode de Bishop simplifiée	53
II.2.6.4. Méthode de Fellenius	53
II.2.6.5. Méthode de Jambu	54
II.2.6.6. Méthode de Jambu simplifiée	54
II.2.6.7. Méthode de Spencer	54
II.2.6.8. Méthode de perturbations	54
II.3. Conclusion	54

Chapitre III : Caractérisation des mouvements de terrain

III.1 Synthèse des mouvements de terrain	57
III.2 Conditions de stabilité	57
III.2.1. Géométrie.....	59
III.2.2. Résistance au cisaillement des sols	59
III.2.3. Conditions hydraulique.....	60
III.3 Vitesses de déplacement des glissements	61
III.3.1. Pré-rupture.....	61
III.3.2. Rupture.....	61
III.3.3. Post-rupture	61
III.3.4. Réactivation	62
III.4. Les techniques de stabilisation	62
III.4.1 Généralités	62
III.5 Choix d'une technique	62

III.5.1 Caractérisation du site	63
III.5.2. Adaptation de la technique au glissement.....	65
III.5.3. Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation	68

Chapitre IV : etude d'un cas particulier sur la route national PK 70.000 RN 20.

Solution et recommandation

IV. 4. Etude d'un cas particulier : Etude de protection du talus sur la RN 20 au PK 70+000.....	73
Wilaya de Guelma : Information recueillis auprès de la DTP de Guelma.....	73
IV.1. Situations géographique	73
IV.2. Historique	73
IV.3. Description du phénomène de glissement	73
IV.4. Causes probable du glissement	73
IV.5. Solutions Possibles de stabilisation du glissement	74
IV.5.6. Calcul de stabilité (plaxis).....	76
IV.5.6.1. Cas avant stabilisation des glissements par pieux.....	78
IV.5.6.2. Cas après stabilisation des glissements par pieux.....	82
Conclusion Générale et Perspective.....	89

Références bibliographiques

Annexes

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements des terres sont des phénomènes naturels dont le comportement est de nature très instable, résultant de la rupture, de la déformation et du déplacement du sol.

En plus des dégâts humains, il provoque des dégâts matériels très importants, tel que la destruction totale ou partielle des ouvrages (bâtiments d'habitation, ponts, barrages...etc.), l'obstruction des voie (routes, chemin de fer ...etc.), la cessation de la communication routière et ferroviaire entraînant une paralysie des échanges économiques.

Compte tenu, de la nature meurtrière, et des préjudices environnementaux et socio-économiques, causés par ce phénomène, il est plus que nécessaire que les autorités concernées et les différents organismes scientifiques (universités, laboratoires ...etc.), coordonnent leurs efforts, qui se verront concrétiser par l'adoption d'une politique préventive, qui sera concrétisée par la prise en compte du risque du glissement lors de l'aménagement du territoire.

Néanmoins, les recherches dans ce domaine ne cessent d'évoluer. Pour essayer de comprendre et de mieux approcher le comportement réel de ce phénomène, afin de faciliter le travail des ingénieurs de différentes spécialités (génie civil, géotechnique, géologie, hydrogéologie...etc.), œuvrant dans ce domaine, en leur conférant des méthodes de calcul, des technologies, et des techniques de plus en plus adaptées a la réalité du terrain.

Notre, contribution très modeste, porte sur la vulgarisation des différentes formes d'instabilités de terrain, pour aboutir a une présentation des glissements de terrain et l'explication de différentes méthodes de calcul des glissements de terrains.

Nous aurons a présenter l'étude d'une zone instable dans la wilaya de Guelma se trouvant –RN 20 PK 70+00-. Ce document sera clôturé par l'émission de quelques recommandations pratiques.

Chapitre I :

Généralités

I.1 Introduction

Des milliers de mètres cubes de terre, de roches, de boues peuvent soudainement menacer un village -des habitations- à la faveur d'une pluie importante, d'un léger séisme ou de travaux entrepris par l'homme.

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases catastrophiques ou des périodes de rémission.

Ils ont pour origine les processus lents d'érosion ou de dissolution de matériaux naturels, entraînant, sous l'effet de la pesanteur, des ruptures d'équilibre de versants, de parois rocheuses ou de cavités souterraines.

Ces mouvements sont fréquemment provoqués ou accélérés par l'intervention humaine - terrassements, ouverture de voies de communications, exploitation de carrières, réalisation de retenues hydrauliques... etc. - ; tout changement de la forme d'un massif peut en modifier sa stabilité : terrassement au pied d'une pente ou surcharge (remblais) au sommet, lorsque celle-ci est proche de la limite d'équilibre.

I.2 LES MOUVEMENTS DE TERRAINS

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandus et souvent les plus graves à la surface de la terre.

C'est le déplacement d'une quantité donnée du sol ou du sous-sol. Cette dernière peut être relativement faible ou considérablement importante. Ce phénomène peut se déclencher inopinément sans donner aucun signe avant-coureur. Il est de nature évolutive dans le temps, et est généralement caractérisé par des phases d'accélération alternant des périodes d'accalmie. Il se présente sous différentes morphologies. La rupture se présente sous forme vaguement circulaire ou au contraire ne présente aucune caractéristique géométrique particulière.

La complexité de l'étude de ces mouvements réside dans la multiplicité de ses aspects qui est sensiblement liée à la diversité des paramètres et mécanismes générateurs du phénomène (déformation et rupture sous charge statique et dynamique, érosion, dissolution), à son profil géométrique, topographique, et à la multitude des comportements géotechniques et hydrogéologiques (type de sol, sa stratification, profondeur et disposition des nappes aquifères...etc.).



Figure I.1 : Une des formes de mouvement de terrain

I.3 CRITERES DE CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS

I-3-1 Type de sol

Les caractéristiques physico-mécaniques des sols mous à cohésion jouent un rôle très important dans leurs mouvements. Ces mouvements se produisent en fonction de la taille et de la forme des grains, de la fissuration et du mode de cimentation inter-grains. Tous ces éléments affectent d'une manière générale la cohésion du massif dans ces mouvements.

La classification faite par J.N.Hutchinson et A.W.Skempton [1978] illustre ce qui est dit précédemment. Celle-ci est basée sur les conditions qui affectent la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons de sol testés au laboratoire. Cela reste valable qu'il s'agisse de glissement nouveau, ou de glissement situé dans des sites préalablement affectés par des mouvements et des ruptures. Les pressions interstitielles affectant le versant sont mises au deuxième plan dans cette classification mais leurs importances dans les mouvements de sol sont aussi importantes que celles annoncés précédemment, Jean Claude Flageollet [1989] Une classification géotechnique associant le type de cisaillement d'un glissement lent ou rapide d'une part et d'autre part l'état et la taille du matériau cette classification est utilisée au Japon.

I.3.2. Le type de processus

Quand il y a rupture le long d'une surface, la forme et l'aspect de celle-ci ont été à l'origine de certaines classifications. Notamment, celle E.Hoek et J.W.Bray [1977]. Jean Claude flageollet [1989].

I.3.3. L'agent déplaçant

Une remontée du toit d'une nappe augmente la pression interstitielle et peut déstabiliser un versant. L'eau peut devenir un agent de transport et le sol argileux peut perdre sa cohésion,

Prendre un état plastique ou liquide, et donner naissance à un glissement ou à une coulée. Les glaciers sont des agents de transport de masse de débris parfois importantes, notamment les glaciers rocheux.

Sous l'action de la gravité, les deux seuls agents de déplacement dans les mouvements de terrains sont l'eau, et dans le cas des écroulements ; l'air plus ou moins comprimé entre les blocs et les débris, ou formant un coussin sous le sol en mouvement.

I.3.4 La vitesse

Les vitesses de déplacement peuvent être estimées ou mesurées de différentes manières, à partir des classes de vitesses définies par Varnes [1978]. Les bornes de ces classes ont été redéfinies par Varnes [1994]. Pour chacune de ces sept classes de vitesse dont les définitions vont suivre, des types de réaction, des impacts significatifs en termes de vies humaines ou de dégâts aux constructions ont été proposés voir tableau (I-1)

Classe 1 : les mouvements sont imperceptibles sans recours à des instruments de mesures très précis, pas de dommages aux structures construites avec précautions.

Classe 2 : quelques structures permanentes sont sans dommages ou si elles sont fissurées elles peuvent être réparées

Classe 3 : routes et structures insensibles peuvent être conservées avec de fréquents et lourds travaux de maintenance, si les mouvements totaux ne sont pas trop grands particulièrement pendant la phase d'accélération et les mouvements différentiels sur les marges du glissement sont distribués dans une large zone.

Classe 4 : les structures résistantes peuvent être maintenues en état si elles sont localisées à une courte distance du pied de la masse déplacée ; les structures localisées sur la masse déplacée sont extrêmement endommagées.

Classe 5 : la fuite et l'évacuation sont possibles ; structures, constructions et aménagements sont détruits par les masses déplacées.

Classe 6 : quelques personnes sont tuées en raison des trop grandes vitesses qui ne permettent pas à toutes les personnes de s'échapper, destruction majeure.

Classe 7 : catastrophe majeure, les constructions exposées sont totalement détruites et de nombreuses personnes sont tuées par l'impact des matériaux déplacés ou par dislocation des masses déplacées.

Tableau I.1 : Définition de la vitesse d'un mouvement de versant et des types de réaction et des impacts significatifs en terme de vies humaines ou de dégâts aux constructions (in Crudenet Varnes, 1996)

Classes	Descriptions	Vitesses
1	Extrêmement lente	moins de 16 mm/an
2	Très lente	de 1,6 m/an à 16
3	Lente	mm/an de 13
4	Modérée	m/mois à 1,6 m/an
5	Rapide	de 1,8 m/h à 13
6	Très rapide	m/mois de 3 m/min
7	Extrêmement rapide	à 1,8 m/h de 5 m/s à 3 m/min plus de 5 m/sec

I.4 DIFFERENTES FORMES D'INSTABILITE D'UN TERRAIN

L'instabilité d'un terrain regroupe tous les cas de déplacement de masses de terrain sous l'action de la pesanteur. Ils peuvent être très lents ou extrêmement rapides. On peut classer les mouvements de terrain en deux grands types :

Le premier groupe concerne les déplacements obliques vers des surfaces libres inclinées ; ils affectent les pentes naturelles ou terrassées : ce sont les mouvements de pente. Figure I .2

Le second groupe concerne les déplacements verticaux confinés abaissant sans rupture des surfaces horizontales : ce sont les mouvements verticaux. [Martin 2006]Figure I-2

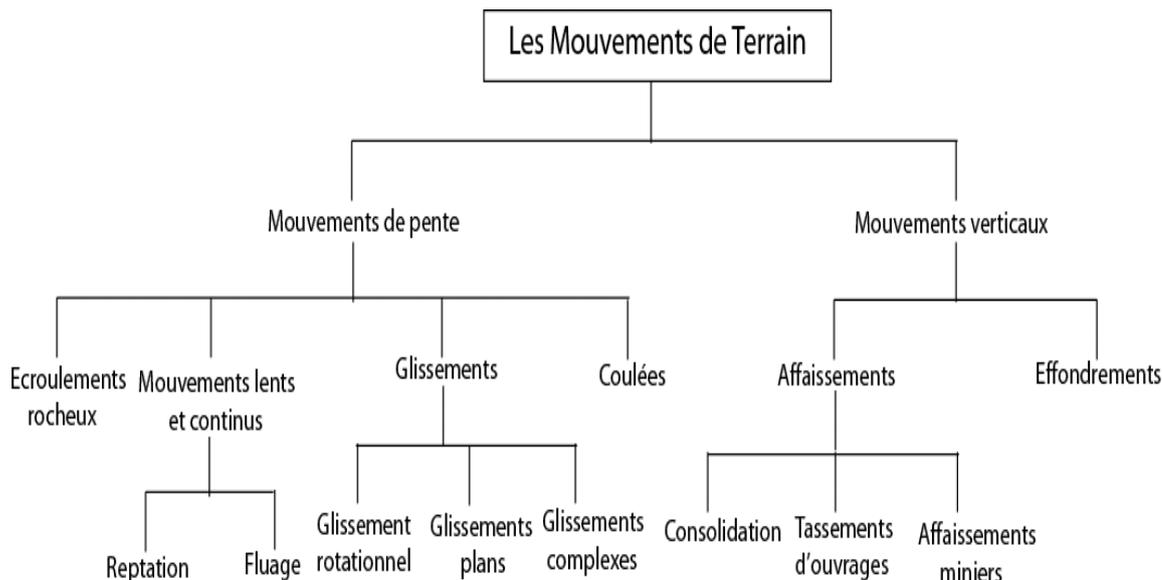


Figure I.2. Classification des mouvements de terrain (schéma réalisé d’après laClassification de Martin, [2006])

I.5 Les mouvements de pente

Ce sont des mouvements obliques qui affectent les pentes soit naturelles ou artificielles. Les mouvements de pente les plus fréquents sont :

I.5.1 Les écoulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (Figure I.3). On utilise le terme de chute de pierres lorsque des fragments ou des blocs de petite taille se détachent d’une paroi rocheuse. Le terme écoulement (ou éboulement) est utilisé lorsque la chute affecte simultanément une masse importante de matériaux de gros calibre. Les écoulements ont deux origines : présence de fractures préexistantes et de niveaux tendres sous-jacents.

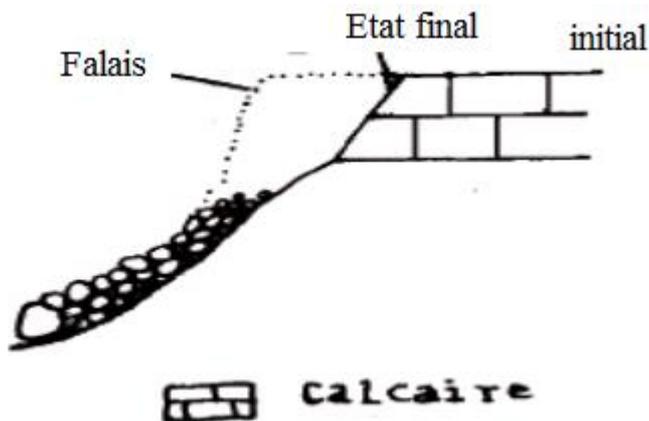


Figure I.3. Ecoulement /Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][2010]

I.5.2 Reptation

Il s'agit d'un déplacement progressif superficiel du sol et des roches altérées, suivant la pente. La reptation se fait surtout sentir en période humide. Les petits mouvements verticaux que le sol subit à la suite de la succession d'humidification et de dessiccation des minéraux d'argiles, ou du gel et dégel de l'eau présente, en sont la cause principale. Après gonflement sous l'action de l'humidification, le fragment d'argile, lorsqu'il sèche retombe à la verticale. Figure I-4.

Ce mouvement est parfois si lent qu'il faut plusieurs années pour s'en apercevoir - poteaux téléphoniques et arbres penchés - Figure I-5.

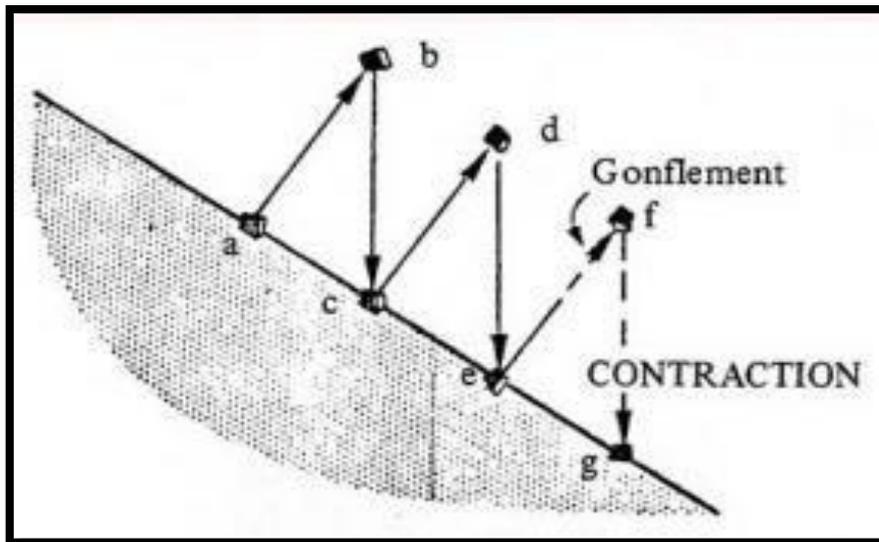


Figure I.4 : Mécanisme de la reptation.

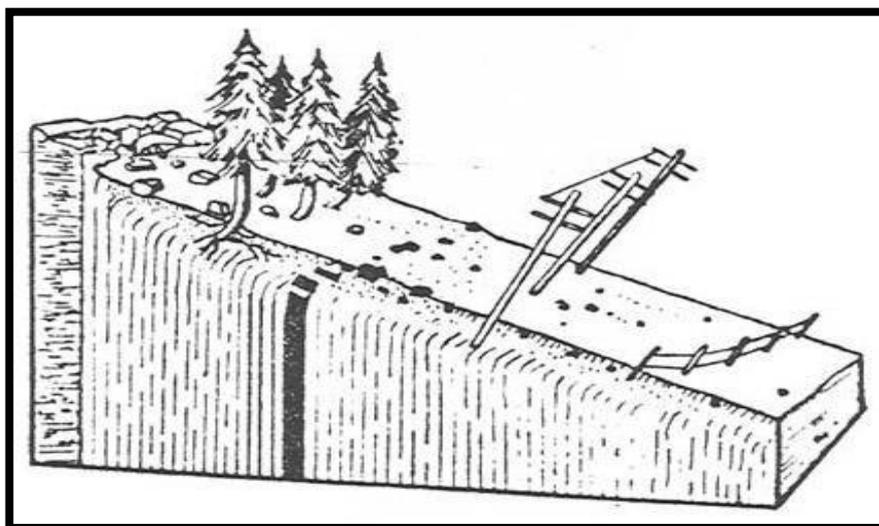


Figure I.5 : Conséquences de la reptation.

Les couches fortement redressées vont se courber dans le sens de la pente – fauchage lorsqu’elles sont recouvertes d’un sol en reptation, Figure I-6.

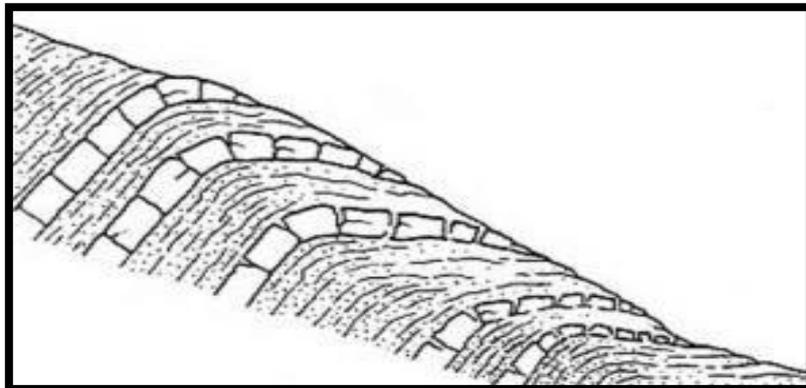


Figure I. 6 : Fauchage Coupe

I.5.3. Fluage

Le fluage se produit généralement au sein de formations (marnes, argiles plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s’observe également dans des remblais constitués d’argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluant sous leur propre poids. Dans l’exemple de la figure I.7, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d’écroulement de la falaise.

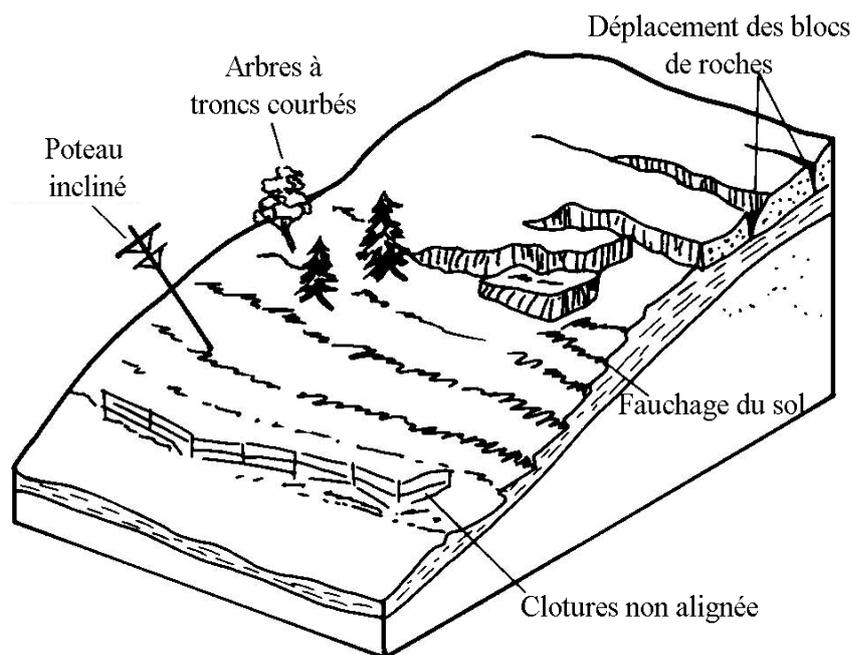


Figure I.7 exemple de reptation [Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][2010]

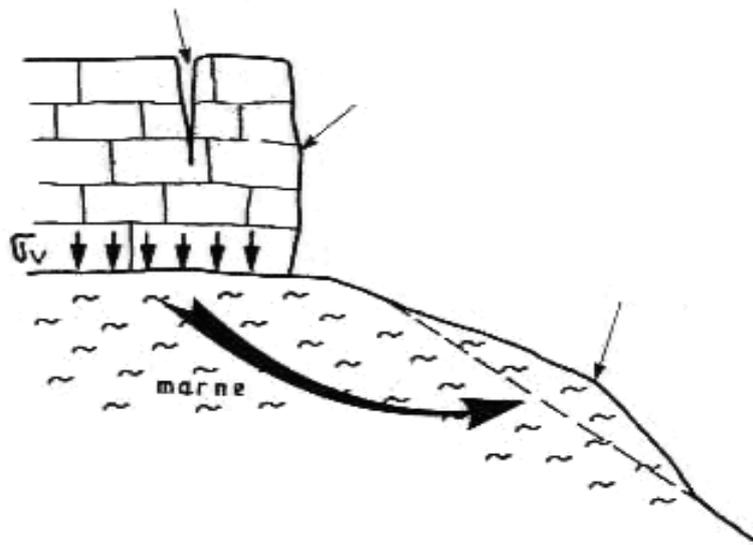


Figure I.8. Exemple de fluage [[Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][2010]

I.5.4 Les coulées

Les régions montagneuses sont souvent provoquées par des pluies torrentielles, où les matériaux vont se déplacer sous une forme plus ou moins liquide cela caractérise un phénomène qu'on appelle: Coulées de boues. Figure I-9

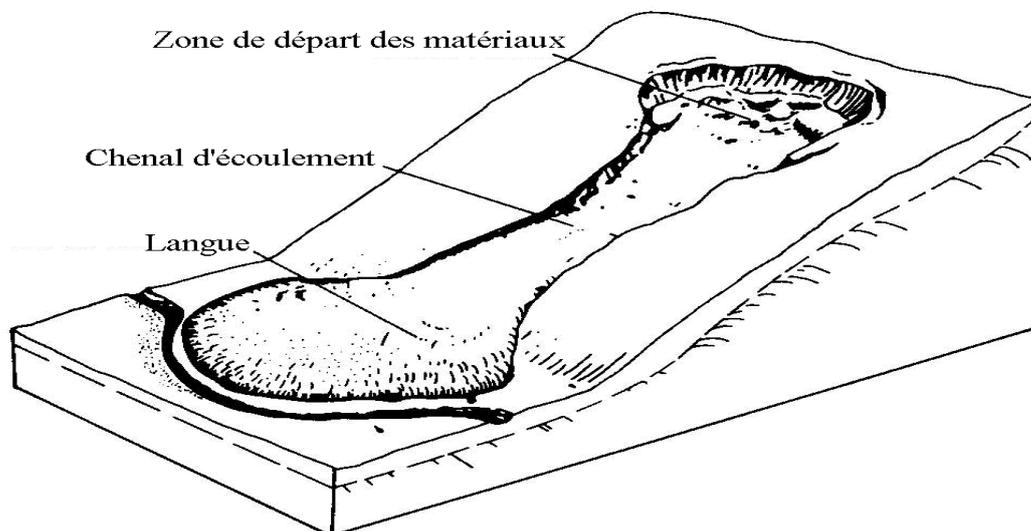


Figure I.9. Coulée de boue [Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][2010]

I.5.5 Les glissements

Les glissements consistent en une descente massive et relativement rapide de matériaux le long d'une surface bien définie. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles...). Un glissement de terrain se produit lorsque les

contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

Après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable, ce qui permet de différencier les glissements de terrain des coulées de boue qui n'ont pas de forme propre.

Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure (I-6) et photo (I-1).

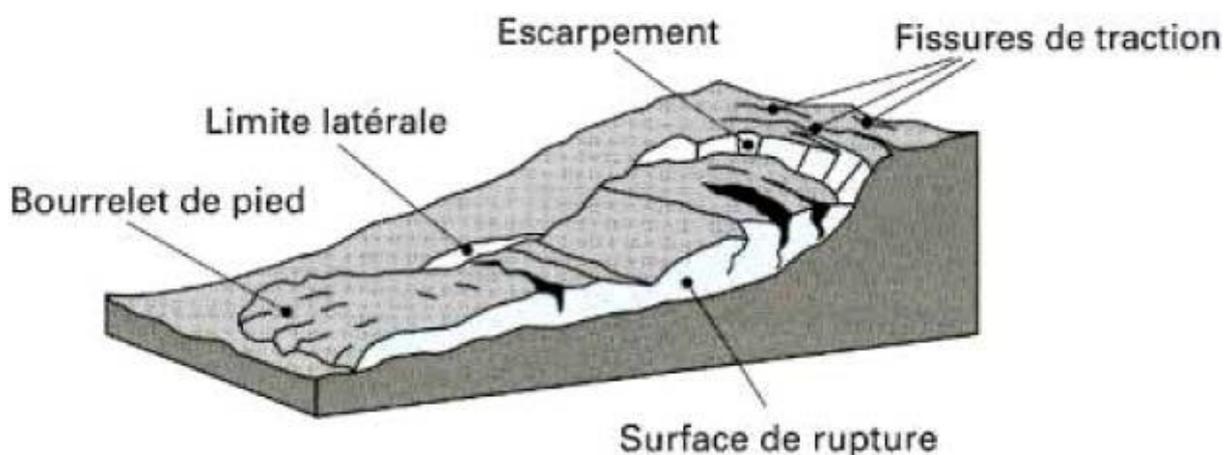


Figure I.10. Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [Durville et Séve 1997]



Photo I.1. Glissement de terrain [http://wikipedia.org/wiki. Fichier burgsturz-bei-morignone.jpg]

- Les chutes de roches cohérentes, qui sont appelées éboulement rocheux.
 - Les effondrements locaux et affaissements, dont le mouvement global n'est pas conforme à la pente, et qui sont causés par des ruptures de cavités souterraines ;
 - Les phénomènes de retrait/gonflement de certaines argiles sous l'effet des variations d'humidité, ou le mouvement n'est pas non plus conforme à la pente, et est réversible et non gravitaire.les phénomènes, ou le mouvement concerne la lave liquide et non des sols.
 - Les phénomènes volcaniques, ou les mouvements concernent de la lave liquide et non des sols.
 - Les avalanches concernent le déplacement de la neige et non des sols, bien que le terme avalanche de roche existe également [23].
- La forme de la surface de rupture a permis de définir deux grandes catégories de glissement

I.5.5.1 Glissement plan

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés Figure I-11

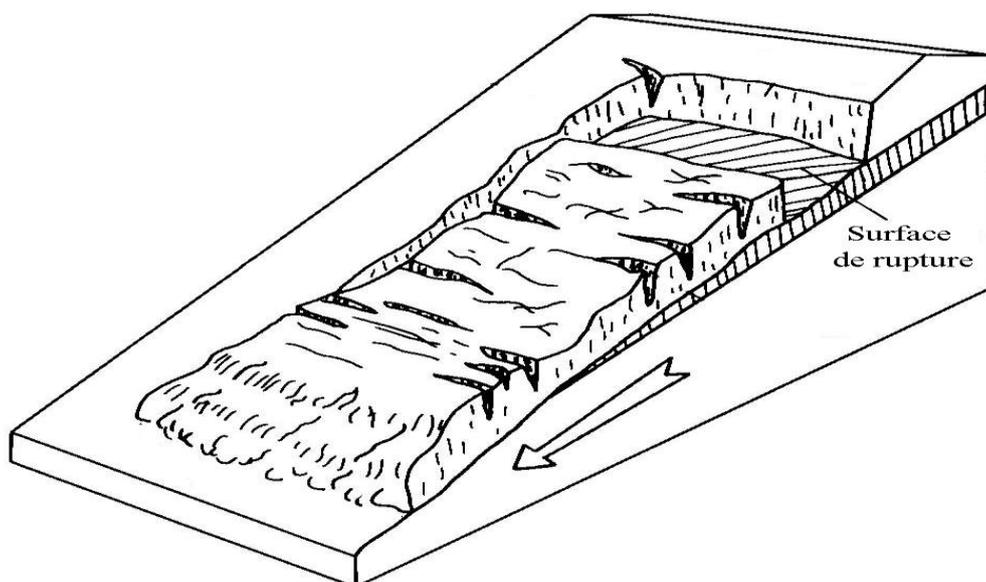


Figure I.11. Glissement plan [5]

I.5.5.2 Glissement rotationnel

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère figure [I.11]. On distingue :

- Des fissures de traction, souvent visibles dans la moitié supérieure du glissement.
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- A la base un bourrelet formé par les matières glissées.

La partie supérieure se scinde en blocs surmontés d'escarpement de failles, la partie inférieure évolue en une coulée plus ou moins développée.

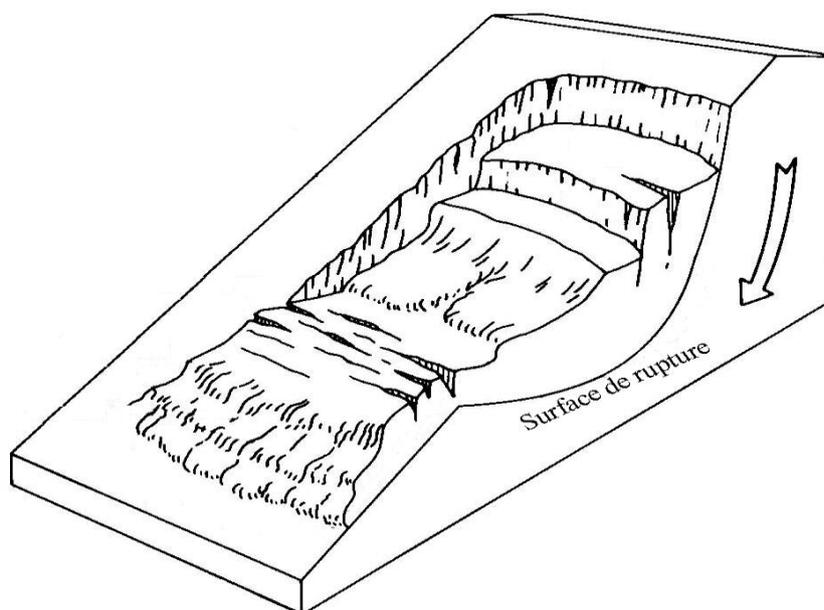


Figure I.12. Glissement rotationnel

I.5.5.3 Les glissements composites (complexes)

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. La partie supérieure affaissée se scinde en blocs surmontés d'escarpement de failles. La partie inférieure évolue en une coulée plus ou moins développée.

I.6 Les mouvements verticaux

Ce sont les déplacements verticaux confinés abaissant sans rupture des surfaces horizontales.

I.6.1. Les affaissements

Les affaissements sont des mouvements verticaux de terrain qui abaissent lentement et sans rupture la surface du sol, la plupart résultent d'un processus naturel, la consolidation ; ils produisent des cuvettes et dépressions parfois très vastes et des tassements d'ouvrages. Les effondrements de cavités profondes comme les mines peuvent produire de vastes zones d'affaissements en surface. Les mouvements provoqués par le dégel ou la sécheresse sont des cas particuliers plus limités mais néanmoins souvent dommageables. Voir figure (I-12).

I.6.2 La consolidation

La consolidation d'un sol fin est le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume du sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées. L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'une éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition de surpressions interstitielles - excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique - dans la phase liquide du sol. S'il existe des possibilités de drainage...

I.6.3. Les tassements d'ouvrages

Un ouvrage construit dans un site dont le sous-sol est rocheux ou meuble, induit un champ de contraintes qui provoque par son propre poids des déformations progressives et permanentes. L'ouvrage s'enfonce plus ou moins dans le sol et peut subir des distorsions qui entraînent sa fissuration, voire son inclinaison. Voir figure (I-12).

I.6.4. Les affaissements miniers

Le sol des régions de mines s'affaisse généralement de façon irrégulière et sur de grande surface. Certaines techniques d'exploitation des mines créent des vides souterrains importants qui se combrent par effondrement du toit, cela entraîne la décompression et la fragmentation des matériaux stériles coiffant le gisement. Voir figure (I-12).

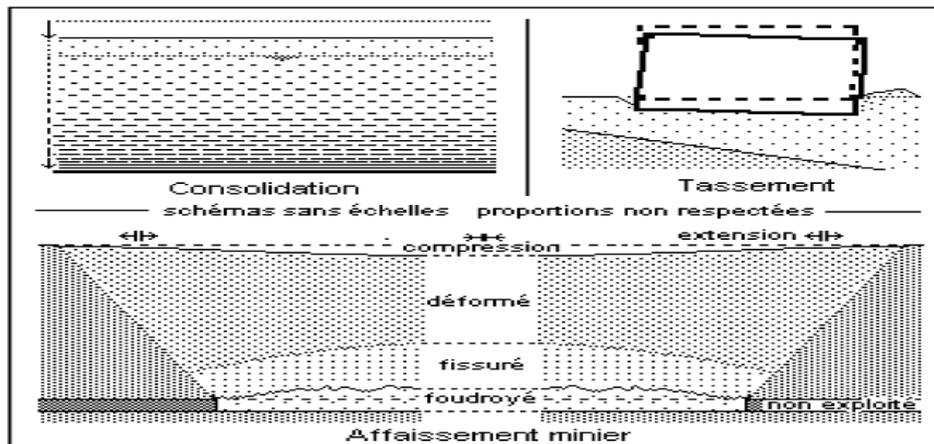


Figure I-12 : affaissement minier [9]

I.6.5. Les effondrements

Ils résultent de la rupture brutale du toit des cavités souterraines naturelles ou artificielles. Le plus souvent, en surface, ils présentent une ouverture plus ou moins cylindrique, appelée fontis.

I.6.5.1. L'effondrement généralisé

Est un abaissement brutal de la surface pouvant affecter une zone de plusieurs dizaines de mètres de large présentant une rupture franche des terrains Figure 1-13.

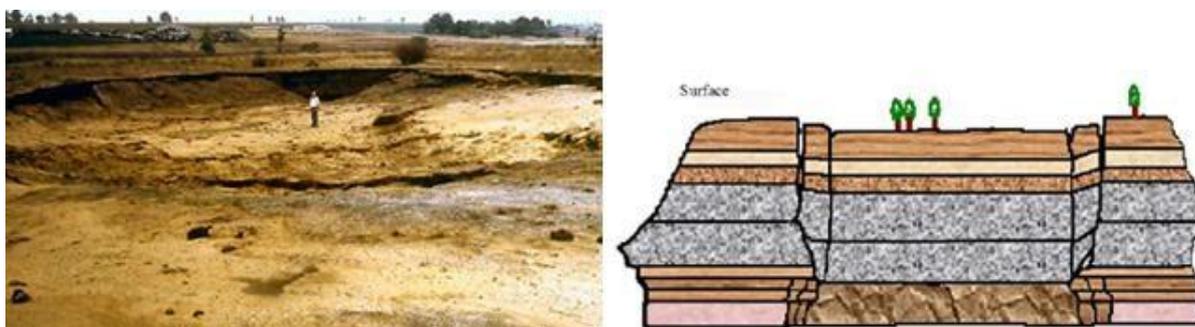


Figure 1.13 : Effondrement généralisé

I.6.5.2. L'effondrement localisé

Qui est à la différence de l'effondrement généralisé, se manifeste en surface par un cratère de quelques mètres de diamètre ; il correspond aux phénomènes de fontis ou d'effondrement de tête de puits ou de galerie Figure 1-14.

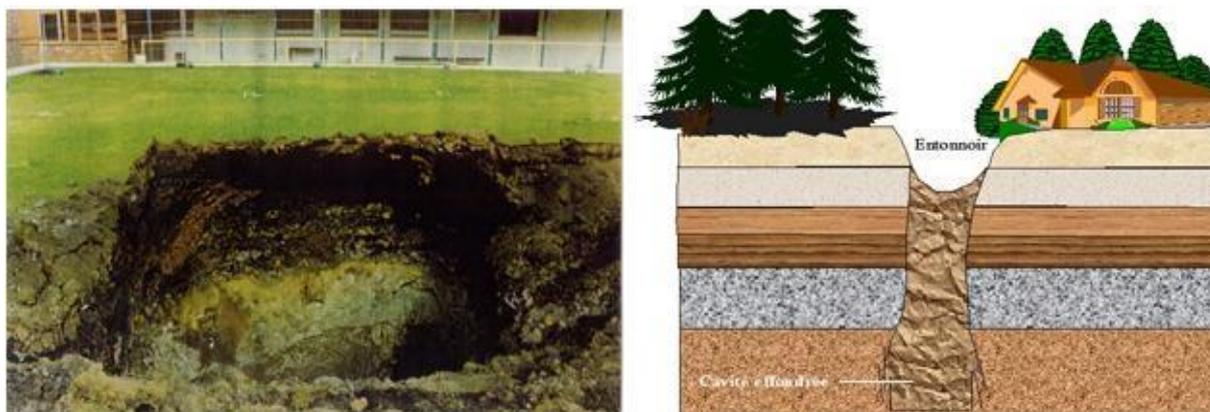


Figure 1.14 : Effondrement localisé

I.7 PRINCIPALES CAUSES DE GLISSEMENT DE TERRAINS

Un glissement de terrain peut se déclencher suite à une ou plusieurs causes concomitantes. Ces causes sont soit naturelles tels qu'une forte pluie, l'érosion d'une berge,

Ou un séisme, soit artificielles issues d'une activité humaine telle que les travaux de terrassement, ou la déforestation. [2].

Les causes déclenchant un glissement de terrain peuvent aussi être classées en trois grandes catégories : causes mécaniques, géométriques ou hydraulique.

La première catégorie comporte les facteurs causant une augmentation des contraintes dans le sol, par une surcharge provenant de nouveaux ouvrages, de la neige ou de l'eau, ou l'augmentation du poids volumique du sol, due à l'augmentation de la teneur en eau. Ou les facteurs réduisant la résistance au cisaillement du sol, due à une diminution de la cohésion de l'argile, par l'augmentation des pressions interstitielles ou le gonflement des argiles par absorption de l'eau par le sol.

La deuxième catégorie comporte les facteurs modifiant la géométrie du terrain, décrite par une modification de la hauteur H du talus et son angle d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, notamment les travaux de terrassement (déblaiement, remblaiement).

La catégorie des facteurs hydrauliques est très importante puisqu'on estime qu'environ 55% des glissements sont causés par un facteur hydraulique ; lors des pluies torrentielles par exemple, le mouvement de nappe modifie l'équilibre initial des efforts internes dans un volume infinitésimal du sol, ce qui se répercute sur la résistance au cisaillement τ , sachant que cette dernière comme le montre l'équation suivante, est directement proportionnelle à une contrainte normale effective σ' :

$$\tau = C + \sigma' \operatorname{tg} \varphi = C + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi \quad (I-1)$$

En outre, toute modification dans la pression interstitielle, suite à une opération de pompage par exemple, implique une variation de la résistance au cisaillement, ce qui risque de déstabiliser le massif vis-à-vis des forces motrices du glissement.

I.8 HISTORIQUE DES DEGATS

I.8.1 Dans le monde

- **En chine** : Les dégâts impressionnants du glissement de terrain qui a fait 91 morts.

Un gigantesque glissement de terrain a provoqué la disparition de 91 personnes le 21/12 /2015 en Chine, dans une zone industrielle de la ville de Shenzhen, au sud du pays près de Hong-Kong

Une masse de boue s’est abattue sur une trentaine de bâtiments et a provoqué une explosion de gaz. Le drame serait dû à une erreur humaine : une montagne de terre aurait été empilée illégalement sur un chantier de construction. Détémpée par les pluies récentes, cette colline artificielle de terre, mesurant près d’une centaine de mètres, se serait écroulée Figure I-15.



Figure I.15 : Un glissement qui a provoqué une explosion de gaz en Chine.

- **En France**

- Le glissement de la Clapière, dans l’arrière-pays niçois, en 1992 est l’un des plus rapides au monde Figure I-16.



Figure I.16 : Un glissement de la Clapière à Nice.

- Éboulement sur la route national 85, commune de Laffrey située dans le département de l'Isère en région Auvergne-Rhône-Alpes le 03/01/2014 Figure I.17.



Figure I.17 : Eboulement dans la région d' Auvergne-Rhône-Alpes.

-Un glissement de terrain de l'Adverse il sur la commune de Corps le 16 janvier 2001 s'est remonté sur le versant opposé sur une dizaine de mètres. La Sézia a été bouchée - hauteur du barrage de 3 à 4 mètres - et un lac a commencé à se former. La route d'accès à l'ancien moulin de l'Adverse il a été coupée. Le propriétaire de cette bâtisse a remarqué en soirée, des fissures importantes sur la chaussée d'accès à son habitation. Le glissement s'est semblé-t-il produit brutalement. Il s'agit d'un glissement rotationnel en partie supérieur - avec niche d'arrachement quasi-verticale - se transformant en coulée boueuse très liquide dans la partie inférieure. Le contexte géologique très fragile - argiles - Volume glissé : environ 500 000 m³ Figure I-18.



Figure I.18 : Un glissement rotationnel de l'Adverseil sur la commune de Corps.

▪ En Espagne

Le 22 janvier 1998 un éboulement d'environ 230 000 m³ s'est produit dans la falaise du Prégentil. Il a été suivi deux nouveaux éboulements d'un volume total d'environ 100 000 m³. A la suite de ces éboulements, la priorité a été donnée à la prévention contre le risque torrentiel : dispositif d'alerte et plan de secours, études et travaux - digue torrentielle, plage de dépôt des Alberts et de la Morlière, merlon pare-blocs - . En effet, l'examen des archives avait mis en évidence que les deux

écroulements connus - 1699-1700 et 27 mars 1965 - avaient été suivis de crues torrentielles, accompagnées d'un important transport solide Figure I-19.



Figure I.19 : Nuage de poussière généré par l'éboulement du 22 janvier 1998 en Espagne.

▪ En Philippine

-Les glissements de terrain dans le centre de Java laissent 4 morts, 4 blessés.

Glissements de terrain provoqués par des pluies torrentielles dans le district de Kebumen du centre de Java, en Indonésie, Amoncellements de terre brisé une maison, où tous les huit personnes ont été logés dans, dans le village de Kali Gending, Sutopo Purwo Nugroho, porte-parole de l'agence nationale des catastrophes, qui a déclaré à Xinhua par téléphone Figure I-20.



Figure I.20 : Glissement de terrain en Philippine.

▪ En Inde

Glissement de terrain au Sikkim, en Inde tue 5.

Récent glissement de terrain dans le Sikkim a coûté la vie à cinq personnes, dont quatre d'une même famille. De fortes pluies ont causé des glissements de terrain dans Tamabung à West Sikkim à 9.30pm Figure I-21.



Figure I.21 : Glissement de terrain au Sikkim.

▪ Au Canada

- Glissement de terrain, causé par des travaux de push-pipe –des travaux de tuyauteries- sous la rivière. emportant une partie d'une route Figure I-22.



Figure I.22 : Affaissement de terrain.

- Glissement causant le décès d'un travailleur Figure I-23.



Figure I.23 : Affaissement du à l'instabilité de l'excavation.

I.8.2 En Algérie

- Février 1952, glissement d'une masse estimée à 10 millions de mètres cube à Azzazga (tizi-ouzou), suivi d'un mouvement important en Février 1985, causant de sérieux désordres au niveau des édifices publics et une centaine d'habitations.
- En 1972, glissement au chantier du projet de la mosquée l'Emir Abdelkader à Constantine, avec des dégâts importants.
- 10 mars 1992, glissement d'un talus a Ain El-Hamra (Guelma) sur une étendue de 1000*700m.
- En 1993, un glissement franc s'est manifesté dans le corps du remblai routier à Grarem (Mila) sur la route nationale 27, menaçant de couper cette voie de communication importante. [2]

I.8.3 A Guelma

La nature argileuse et fortement accidentée du sol de la région de Guelma, l'expose à des risques imminents de glissements de terrain. Heureusement les 65 points de glissement référencés à ce jour par la DTP (direction des travaux publics), n'ont causé aucune perte en vie humaine. Néanmoins, ces glissements génèrent des pertes considérables en matière de finance (chaussé détériorée, études, confortement ...etc.).

A cet effet, nous proposons de donner une modeste contribution aux efforts faits par les autorités et les ingénieurs traitant ces problèmes, en faisant une étude d'un des nombreux glissements de la région de Guelma. Celui de la RN 20 PK 65+500 route nationale reliant la commune de Guelma celle de Sedrata.

Chapitre II :

Méthodes de calcul

II.1. ANALYSE DE STABILITE DES SOLS EN PENTE

II.1.1. INTRODUCTION

Les pentes peuvent être classées comme infinies ou finies. Dans la pratique, une pente est considérée comme infinie quand les propriétés du sol aux profondeurs correspondantes sont identiques et quand la profondeur D à un substratum dur est constante et petite comparativement avec la longueur de la pente. Pour cette géométrie, n'importe quel mouvement entraîne des déplacements ayant une longueur plus grande que sa profondeur. La figure -2.1- ci-dessous indique le chemin potentiel de glissement [12].

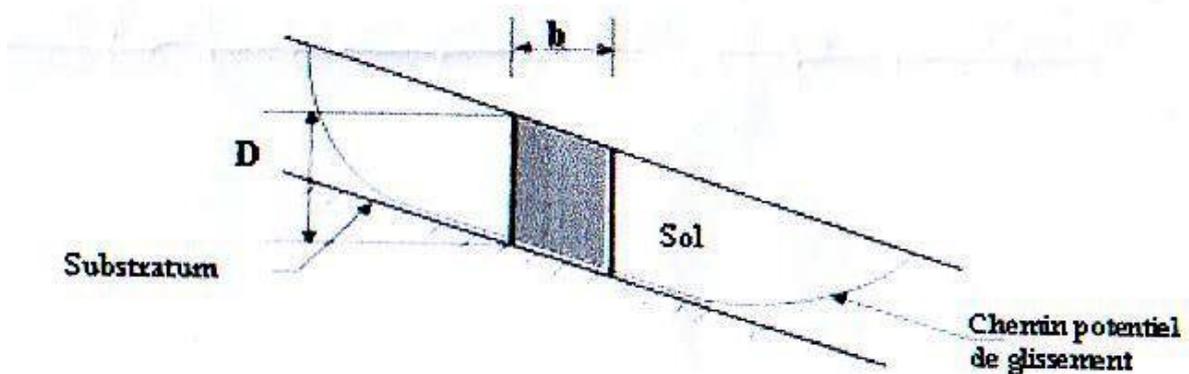


Figure 2.1 : pente finie

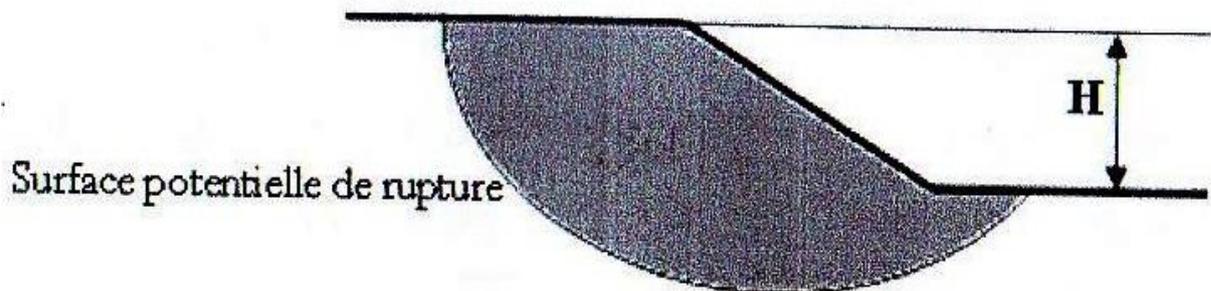


Figure 2.2. Pente finie

Une pente finie est illustrée dans la figure (2.2), ceci représente le cas le plus général. L'analyse des pentes finies est habituellement plus complexe que celle pour les pentes infinies.

II.1.2 NOTION DU COEFFICIENT DE SECURITE

Théoriquement, la pente est dite stable si $F_s > 1$. L'état d'équilibre limite-rupture est obtenu lorsque $F_s = 1$. Mais en pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'inexactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physicomécaniques des sols, comme la valeur moyenne du poids volumique des sols composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

Cependant, on distingue deux démarches pour le calcul du facteur de sécurité. Dans la première démarche, le glissement a déjà eu lieu. Il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1 et donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et l'on cherche à déterminer pour F_s les caractéristiques correspondantes
- Soit, on a les caractéristiques et l'on cherche à déterminer la surface de glissement.

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

II.1.3. METHODES DE CALCUL EN RUPTURE PLANE

II.1.3.1. Massif pulvérulent

L'analyse de stabilité en rupture plane permet de définir des critères très simples fréquemment utilisés dans la mesure où la plus part des glissements naturels se produisent le long d'une surface plane [1]. Lorsque la hauteur est plus petite par rapport à la longueur de la pente on dit que la pente est infinie. La pente est inclinée à l'horizontale d'un angle α et de la hauteur h -figure 2.3-

Le poids de la tranche induit sur la base AB une contrainte verticale :

$$\sigma = \frac{W}{l} = \frac{\gamma \cdot h \cdot b}{l}$$

Avec : $b = l \cdot \cos\alpha$

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos\alpha \quad 2.5$$

Qui se décompose suivant la facette de rupture AB en :

Une contrainte normale:

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos^2\alpha \quad 2.6$$

Une contrainte tangentielle:

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot \cos\alpha \cdot \sin\alpha \quad 2.7$$

Selon la loi de Coulomb, la stabilité est assurée si :

$$\tau \leq \sigma \cdot \text{tg } \varphi_c$$

Or:

$$: \tau = \sigma \cdot \frac{\text{tg } \varphi}{F}$$

$$\rightarrow F = \frac{\sigma}{\tau} \text{tg } \varphi > 1 \quad 2.8$$

$$\rightarrow \gamma \cdot h \cdot \cos^2\alpha \cdot \text{tg } \varphi \geq \gamma \cdot h \cdot \cos\alpha \cdot \sin\alpha$$

$\rightarrow \varphi \geq \alpha$ Condition de stabilité [1].

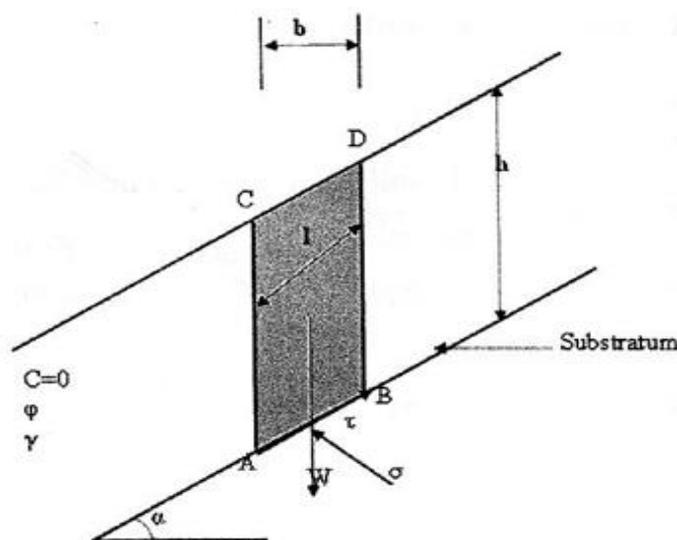


Figure 2.3. Rupture plane, cas d'un milieu pulvérulent

II.1.3.2. Cas d'un massif cohérent

La résistance au cisaillement vaut :

$$\tau_{max} = C + \sigma \cdot \text{tg}\varphi.$$

$\alpha \leq \varphi$ Dans ce cas l'équilibre est assuré, la cohésion s'oppose au mouvement.

$\alpha \geq \varphi$ La massif est en équilibre, à condition que son épaisseur est limitée à une profondeur critique H_c telle que :

$$\gamma \cdot H_c \cdot \cos\alpha \cdot \sin\alpha \leq \gamma \cdot H_c \cdot \cos^2\alpha \cdot \text{tg}\varphi + C$$

$$H_c = \frac{C}{(\text{tg}\alpha - \text{tg}\varphi) \cdot \gamma \cdot \cos^2\alpha} \tag{2.9}$$

II.1.4. METHODES DE CALCUL EN RUPTURE CIRCULAIRE

II.1.4.1 massifs homogènes

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied (figure 2.4 et 2.5).

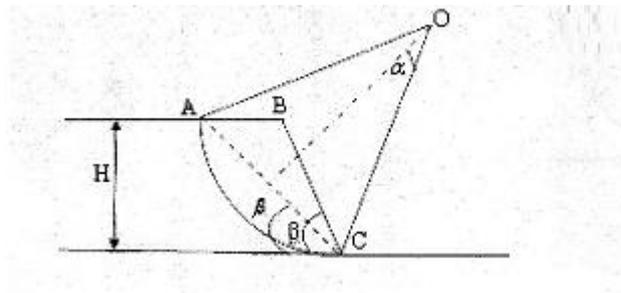


Figure 2.4. Cercle de pied du talus (talus raide)

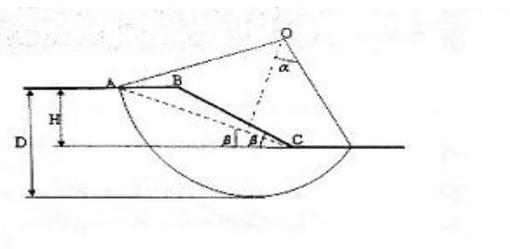


Figure 2.5. cercle de pied de talus (talus doux)

Les cercles du flan de talus, le point bas du cercle a parfois sa position fixée par une couche résistante située en dessous du niveau du pied, dans cette condition le cercle recoupe le talus en un point au-dessus de son pied -figure 2.6-.

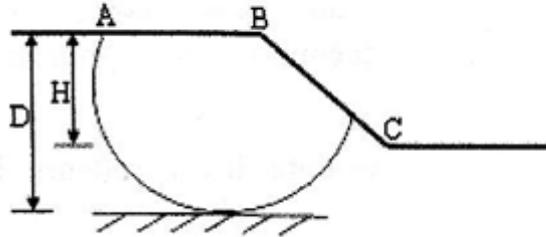


Figure 2.6. cercle de flan de talus

Les cercles de rupture profonde englobent une large masse de terrains. Dans ce cas le centre « O » du cercle de rupture est situé sur la verticale du milieu du talus BC, ce type de rupture est dit cercle à mi-pente -figure 2.7-

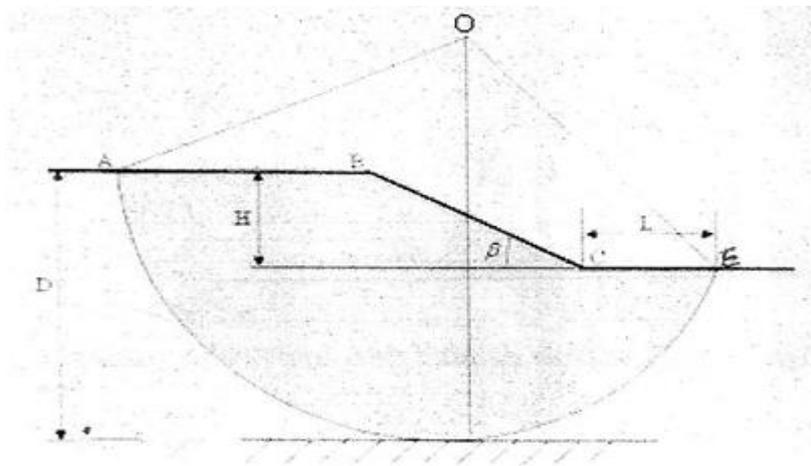


Figure 2.7. cercle de rupture profond

II.1.4.2. Méthode globale de Taylor et Caquot

La stabilité des talus est traitée par la méthode de Taylor, développée en 1937, elle a été pendant longtemps la seule méthode d'étude d'un sol en pente assujettis aux glissements. Cette méthode est également connue sous le nom de méthode de cercle de frottement.

La figure -2.8- ci-dessous représente les grandeurs intervenant dans cette méthode :

R : La résultante des forces de frottement sur l'arc AB.

T : La composante tangentielle de R

N : La composante normale de R

K : La force de cohésion.

U : La force de pression interstitielle (ou hydraulique).

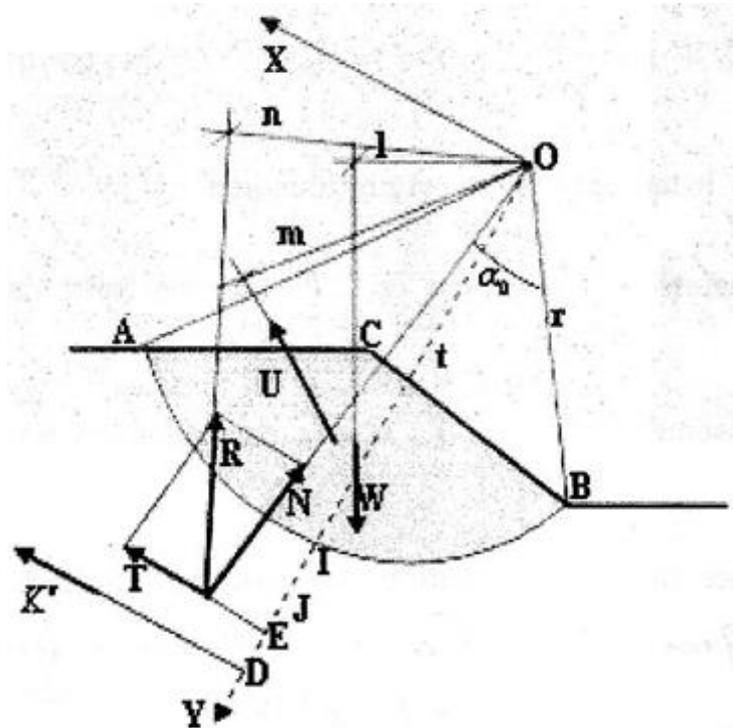


Figure 2.8. équilibre globale du massif

On aboutit directement à la détermination du coefficient de sécurité

$$F = \frac{t \cdot w_y \cdot \text{tg} \varphi + 2C \cdot r^2 \cdot \alpha_0}{M_w} \quad 2.10$$

Ou :

t :

w : le poids du talus

φ : L'angle de frottement interne du sol

C : la cohésion du sol

II.1.4.3. Méthodes des tranches

L'étude de l'équilibre global d'une masse homogène sujette à une rupture circulaire ne répond pas aux besoins de la pratique la plus courante.

Les méthodes des tranches sont beaucoup plus générales et permettent la prise en compte de lignes de glissement quelconques, profil de talus non rectiligne et de massifs hétérogènes.

Elles s'adaptent aussi à des géométries complexes [6].

Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elle par :

La manière d'utiliser les équations de la statique pour définir la sécurité.

Les hypothèses adoptées pour rendre suédoise sont due à Petterson 1916, développée pour les ruptures circulaires par Fellenius en 1927, perfectionnées plus récemment par Bishop en 1954, étendue enfin aux ruptures non circulaires par Nonveiller en 1965[6].

II.1.5. METHODES DES TRANCHES FAISANT APPEL A DES HYPOTHESES SUR LA VALEUR DES EFFORTS INTERTRANCHE

II.1 .5.1 Méthodes de Bishop généralisée

Cette méthode a été développée par Nonveiller en 1965, dans le cas où la ligne de glissement est circulaire de rayon r , le calcul de bras de levier présenté sur la figure 2.9 est aisé :

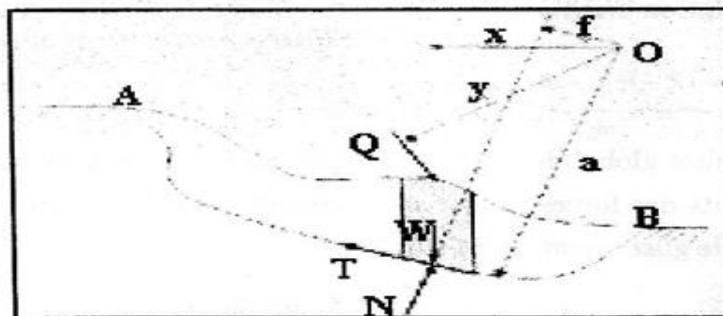


Figure2.9. rupture quelconque

$$x = r \cdot \sin \alpha$$

$$a = r$$

$$f = 0$$

α : Angle d'inclinaison de la pente par rapport à l'horizontale.

On suppose que la surcharge est nulle [6].

1. L'équilibre vertical donne (figure 2 .10) :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T \cos \alpha_i \quad (2.11a)$$

Une composante normale

$$N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

Une composante tangentielle

$$T_i = \tau_i l_i \text{ or } \tau_i = C_{c_i} + \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_{c_i} = \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F}$$

En remplaçant σ_i par sa valeur on obtient :

$$T_i = \frac{C}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \quad (2.11b)$$

On remplace T_i par sa valeur dans la relation (2.11c)

D'où la valeur de

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + \frac{C}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i \quad (2.11c)$$

D'où la valeur de N_i

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

Ou bien sous forme compacte en désignant la quantité :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F} \right) \quad (2.12)$$

Et la relation 2.11d devient :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_1 \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{M_\alpha}$$

L'équilibre global de la masse sujette au glissement, se fait à travers le calcul des moments des forces extérieures agissant sur cette masse par rapport au centre du cercle de glissement :

$$r \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i}{F} \frac{b}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \right) = r \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \quad (2.13)$$

D'où :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.14)$$

2-l'équilibre horizontal de la tranche « i » s'écrit :

$$H_i - H_{i+1} + T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = 0.$$

$$\rightarrow (H_i - H_{i+1}) + N_i \left(\frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i}{F} b_i = 0 \quad (2.15)$$

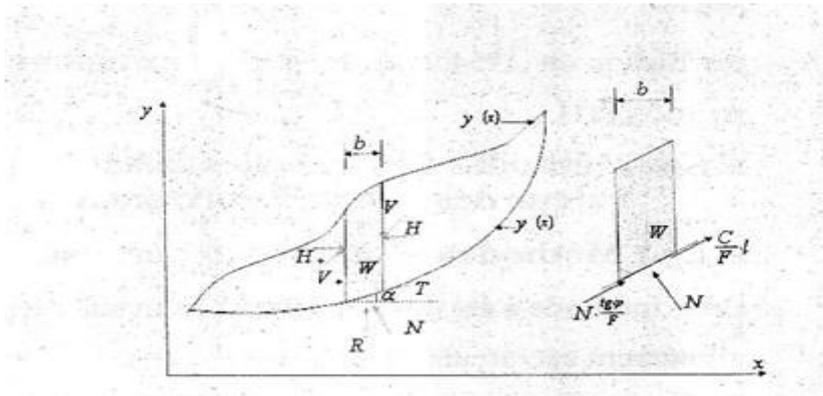


Figure 2.10. Force agissant sur la tranche « i »

D'où la valeur de:

$$N_i = \frac{\frac{C_i}{F} b_i + (H_i - H_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \quad (2.16)$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontal et vertical (2.11a) et (2.15), donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter tranches :

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

II.1.5.2 méthodes de Bishop simplifiée

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode généralisée a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour rendre l'application plus abordable.

il suppose que pour toute la tranche « i », $(V_i + V_{i+1})=0$, ce qui équivalent à considérer les efforts inter tranches uniquement horizontaux.

Le coefficient de sécurité s'obtient en itérant dans la formule suivante(1).

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos\alpha_i} + tg\varphi_i \left(\frac{W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg\alpha_i}{m\alpha_i} \right) \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin\alpha_i} \tag{2.18}$$

On souligne, 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
- = »une équation du moment global

Les inconnus sont les efforts normaux N1 et le facteur de sécurité F.

Cette méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

φ Et C, sont des caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est située la base de la tranche i [10].

II.1.5.3. Méthode de Fellenius

La méthode ordinaire des tranches OMS a été développée par Fellenius [1936]. Dans ces méthodes, les forces intertranches sont négligées, Figure II.1. La force normale sur la base de a tranche est calculée en additionnant les forces dans une direction perpendiculaire

au fond de la tranche. Une fois que la force normale est calculée, les moments au centre du cercle sont additionnés pour calculer le facteur de sécurité. Le facteur de sécurité est calculé par l'équation II.24.

$$F = \frac{\sum(c' \Delta l + (W \cos \alpha - \mu \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{II.2}$$

Dans le cas d'une pente possédant de l'eau externe, on traite l'eau comme une charge externe et hydrostatique sur le dessus des tranches Figure II.11. Dans le point de droit ou les charges de l'eau agissant sur le dessus de la tranche, l'expression du facteur de sécurité doit être modifiée comme suit :

$$F = \frac{\sum(c' \Delta l + [W \cos(\alpha - \beta) - \mu \Delta l \cos^2 \alpha] \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha - \frac{\sum M \rho}{R}} \quad \text{II.3}$$

Tel que :

P= Force résultante de l'eau agissant perpendiculairement au-dessus de la tranche
 β = Inclinaison du dessous de la tranche

MP= Moment produit par la force de l'eau agissant sur le dessus de la tranche



A. Analyse d'effort total sur une tranche. B. Analyse d'effort effectif sur une tranche.

Figure 2.11 : Forces agissantes sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches.

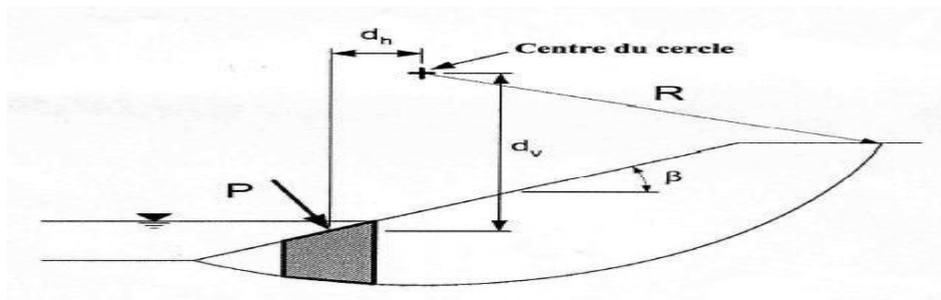


Figure 2.11 : Forces agissantes sur une tranche avec de l'eau externe.

II.1.6. METHODES DES TRANCHES FAISANT APPEL A DES HYPOTHESES SUR LA LIGNE DE POUSSEE

II.1.6.1 Méthode complète de Jambu

Jambu suppose, lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, le point d'application de chaque force inter tranche puisse être défini par sa position sur une ligne de poussée (figure2.12)

Jambu suppose, que la ligne de poussée est située au tiers inférieur de la hauteur de la tranche [1]

L'équilibre horizontal à la base de la tranche nous donne F.

$$W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i + \Delta V_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i - \frac{S_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i \dots (2.21a) \rightarrow (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i$$

$$= \frac{S_i}{F} \frac{b_i}{\cos^2 \alpha_i}$$

D'où la valeur de F :

Avec

$$F = \frac{\sum_{i=n}^n b_i S_i \frac{b_i}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum_{i=n}^n (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i} \tag{2.21}$$

$$S_i = \frac{C_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{V_i}}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{F}} \tag{2.22}$$

L'expression de S₁ est déduite de l'équilibre des contraintes à la base de la tranche :

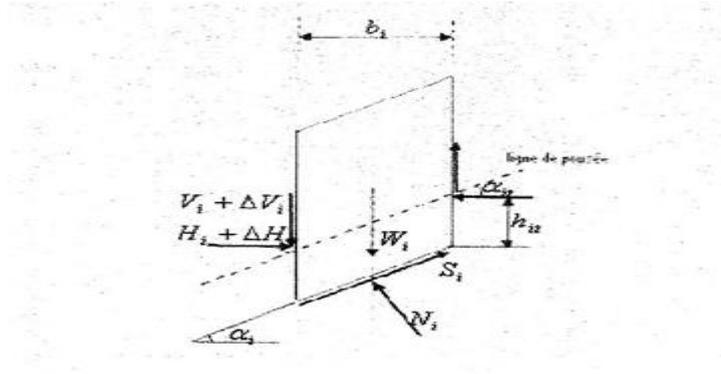


Figure 2.12 Forces agissant sur une tranche selon jambu

$$C_i \cos \alpha_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{\frac{b_i}{\cos \alpha_i}} \operatorname{tg} \varphi_i = S_i \cos \alpha_i + S_i \sin \alpha_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F}$$

$$\rightarrow \cos \alpha_i \left(C_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi_i \right) = S_i \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F} \right)$$

$$S_i = \frac{C_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}}$$

Les forces intertranches peuvent être calculées à partir des équations d'équilibre :

Dans lesquelles :

$$H_i - H_{i+1} = \Delta H = (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i - \frac{S_i}{F} \frac{b_i}{\cos^2 \alpha_i} \quad (2.23)$$

Et

$$V_i + H_i \operatorname{tg} \alpha_i + h_u \frac{\Delta H_i}{b_i} = 0$$

Dans lesquelles :

ΔH_i : Est la différence des forces normales aux cotés de deux tranches successives

ΔV_i : Est la différence des formes parallèles aux cotés de deux tranches successives

α_u, h_u : Définissent la direction et la position de la ligne de poussée

II.1.6.2. Méthode de Jambu simplifiée

La méthode de Jambu explique l'analyse simple de la surface de glissement, telles que les forces inter tranches qui dérivent de l'expression de N sont négligées. L'expression de la force horizontale d'équilibre :

$$F_0 = \frac{\sum(c' \Delta / \cos \alpha + (N - \mu \Delta l) \tan \phi \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha + \sum KW - (A_1 - A_r) + L \cos \alpha} \tag{II.4}$$

Cette solution simple est corrigée par l'introduction d'un facteur de correction f0

$$F_f = f_0 \times F_0 \tag{II.5}$$

Le facteur de correction f0 dépend du terme de cohésion, de l'angle de frottement et de la forme de la structure de glissement.

2.1.7.1. Méthode des tranches faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranches :

2.1.7.1 Méthode de Spencer

Cette méthode considère que les efforts intertranches comme parallèles entre eux c .à.d :

$$\frac{V_i}{H_i} = \tan \theta_i = \lambda$$

Où :

λ : est un paramètre à déterminer

θ_i : L'angle que fait la résultante des efforts intertranches avec l'horizontale

Spencer suppose que l'angle θ doit être compris entre l'angle β de talus et l'angle α , que fait la base de la tranche avec l'horizontale [1].

La figure (2.13) montre les forces agissant sur une tranche selon l'hypothèse de Spencer.

Q_i : Représente la résultante des forces intertranches qui fait un angle $(\alpha_i - \theta_i)$ avec la base de la tranche i

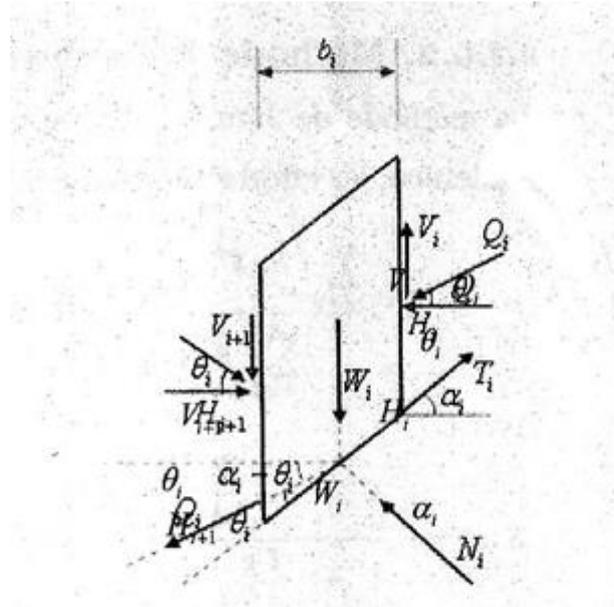


Figure2.13 forces agissant sur une tranche selon spencer

A l'équilibre, la projection des forces sur la parallèle de la base de la tranche donne :

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.26)$$

De même sur la normale de la base de cette tranche donne :

$$N_i + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.27)$$

Sachant que :

$$T_i = \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\tan \phi_i}{F}$$

Remplaçant T_i par sa valeur dans la relation -2.26-, multipliant l'équation - 2.27- par $\frac{\tan \phi_i}{F}$ et en éliminant N_i entre les expressions - 2.26- et -2.27-

On obtient l'expression de Q_i :

$$Q_i = \frac{\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{\tan \phi_i}{F} W_i \cos \alpha_i - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \cdot [1 + \frac{\tan \phi_i}{F} \tan(\alpha_i - \theta_i)]} \quad (2.28)$$

II.1.8. METHODE DES TRANCHES FAISANT DES HYPOTHESES SUR LA REPARTITION DES CONTRAINTES LE LONG DE LA LIGNE DE GLISSEMENT

II.1.8.1. Méthode de perturbation

Cette méthode est basée sur l'idée de partir d'une valeur proche de l'effort normal, N_{i0} que l'on perturbe en la multipliant par un terme p , d'où on peut écrire :

$$N_i = N_{i0} \cdot P \tag{2.29}$$

Avec :

N_i : Effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche i

P : Fonction de perturbation, elle est donnée sous la forme

$$P = \mu_1 + \mu_2 (M) \tag{2.29a}$$

Où :

μ_1 et μ_2 : sont des paramètres inconnus de la perturbation

(M) : Fonctions de perturbation définie au point M soit :

Au point M_i soient :

$y(B)$: La fonction de la ligne de glissement

$e(x)$: La fonction de la ligne de poussée (figure 2.14).

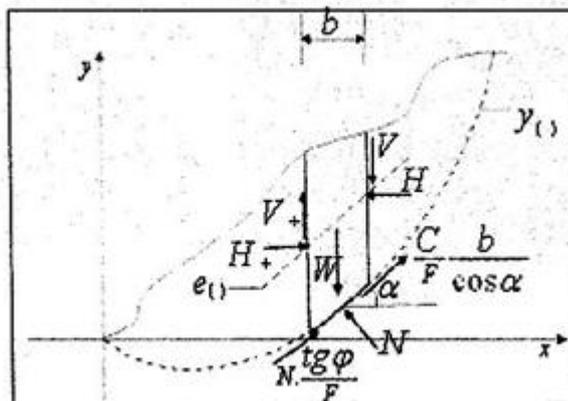


Figure 2.14. forces agissant sur une tranche « i »

Cette méthode préconise de prendre l'effort normal donné par l'équilibre de Fellenius.

c.à.d. obtenu sous efforts inter tranches : $W_i \cos \alpha_i$

et une fonction de perturbation :

L'expression de l'effort normal devient :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_1 + \mu_2 \operatorname{tg} \alpha_i) \quad (2.30)$$

L'équilibre vertical de la tranche « i » :

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + \left(\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \alpha_i}{F} \right) \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.31)$$

L'équilibre horizontal de la tranche « i » :

$$(H_i - H_{i+1}) + \left(\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \alpha_i}{F} \right) \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.32)$$

La somme des moments des forces par rapport à l'origine des axes :

$$\begin{aligned} -x_{iG} W_i - x_i V_i + x_{i+1} \cdot V_{i+1} - (y_{B_{i+1}} + e_{i+1}) H_{i+1} + H_i (y_{B_i} + e_i) \\ + \frac{1}{2} \left[\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \alpha_i}{F} \right] \cdot [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}})] \\ + \frac{1}{2} N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i] = 0 \end{aligned} \quad (2.33)$$

Faisant la somme de n-équations données par la relation (2.31) et sachant que

$$V_0 = V_n = 0$$

On s'aperçoit que les autres V_1 disparaissent.

$$\sum (W_i - \frac{C_i}{F} b_i \operatorname{tg} \alpha_i) \quad (2.35)$$

$$\begin{aligned} &= \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) \\ &+ \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) \dots \dots (2.35) \dots \dots (2.34) \end{aligned} \quad (2.34)$$

De même pour la relation (2.34) avec $H_0 = H_n = 0$ et les termes H_1 disparaissent [1].

$$\sum \frac{C_i}{F} b_i = \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) + \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) \quad (2.35)$$

De la somme des équations (2.35) on obtient :

$$\sum x_{iG} W_i = \frac{1}{2F} \sum \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + N_i tg \varphi_i \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_i + y_{i+1}) \cos \alpha_i + \frac{1}{2} \sum N_i (x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i] \quad (2.36)$$

D'où finalement la formule du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[N_i tg \varphi_i + \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i]}{\sum 2x_{iG} W_i - N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i]} \quad (2.37)$$

La méthode de calcul se présente de la manière suivante :

On fixe F

On calcule $\mu_1 \mu_2$, à partir du système des équations (2.34) et (2.35), puis de la relation (2.30).

La dernière équation (2.39) peut permettre d'itérer sur F

II.2 ANALYSES DE STABILITE DES PENTES EN PRESENCE D'EAU

II.2.1 Introduction

Le problème de la stabilité des pentes est un thème classique dans la mécanique des sols.

Les méthodes les plus courantes sont basées sur la détermination de la surface de rupture, le long desquelles on suppose que les propriétés mécaniques de résistance maximales au cisaillement du sol sont mobilisées [4].

On présentera en première partie la majorité des facteurs influençant la stabilité des pentes, et en deuxième partie les différentes méthodes classiques de calcul de la stabilité avec prise en charge de l'influence de la pression interstitielle.

II.2 .2. FACTEURS INFLUENÇANT LA STABILITE DES PENTES

II .2.2.1. Type de sol

Un sol en pente ayant une résistance au cisaillement importante définie par son angle de frottement φ et sa cohésion C permet une plus grande stabilité.

II.2.2.2. Conditions climatiques

Sont en fonction notamment de l'intensité de la durée de précipitation .une précipitation violente et soutenue est favorable au glissement.

II.2.2.3. Etat de surface du sol

Une surface rendue peu perméable par la végétation, la surconsolidation, la couverture de la surface du sol en béton projeté,...etc, réduit sensiblement le taux d'infiltration et diminue le risque de glissement.

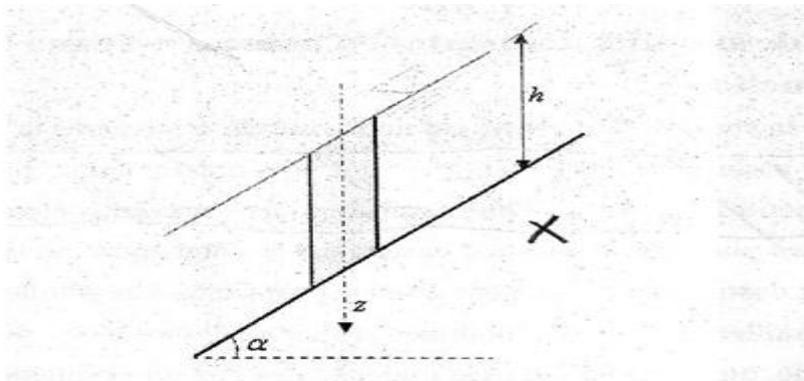


Figure2.15. rupture plane, milieu pulvérulent avec écoulement

II.2.2.4. Niveau de la nappe phréatique :

Une remontée de la nappe est défavorable à la stabilité.

II.2.3. METHODES CLASSIQUES DE CALCUL EN RUPTURE PLANE EN PRESENCE D'EAU

II.2.3.1. Massif frottant avec écoulement parallèle à la surface topographique

Dans ce cas :

$$\sigma = \gamma_{sat} \cdot h \cos^2 \alpha \quad (2.38a)$$

$$\tau = \gamma_{sat} \cdot \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.38b)$$

$$U = \gamma_w h \cos^2 \alpha \quad (2.38c)$$

Pur qu'il y ait un équilibre il faut que :

$$\tau \leq (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.39)$$

$$\rightarrow \gamma_{sat} \cdot \cos \alpha \sin \alpha \leq (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.39a)$$

Le facteur de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{\gamma' \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma_{sat} \operatorname{tg} \alpha} \quad (2.40)$$

II.2.3.2 Calcul de la pression interstitielle à la base de la tranche

Les charges hydrauliques en A et B sont identiques, par définition de l'équipotentielle, (figure 2.17).

$$h_A = h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} - Z_A \right) = \left(\frac{u_B}{\gamma_w} - Z_B \right)$$

Soit :

$$u_B = \gamma_w (Z_B - Z_A) \quad (2.41)$$

$$u_A = z_w + x \operatorname{tg} \alpha$$

Or :

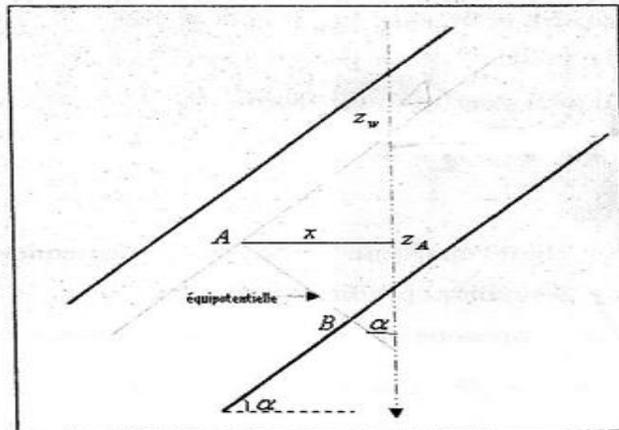


Figure 2.16. détermination de la pression interstitielle

Avec :

$$x = (z_B - z_A) \operatorname{tg} \alpha$$

D'où :

$$\begin{aligned} z_A &= z_w + (z_B - z_A) \operatorname{tg}^2 \alpha \\ \rightarrow z_B - z_A &= z_B - z_w + (z_B - z_A) \operatorname{tg}^2 \alpha \\ (z_B - z_A) \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) &= z_B - z_w \end{aligned}$$

Soit :

$$\begin{aligned} z_B - z_A &= (z_B - z_A) \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} \\ \rightarrow z_B - z_B &= (z_B - z_w) \cdot \cos^2 \alpha \end{aligned}$$

Soit enfin :

$$u_B = \gamma_w (z_B - z_w) \cdot \cos^2 \alpha \quad (2.42)$$

Si le niveau de la nappe est confondu avec la topographie, on trouve avec $z_w = 0$:

$$u_B = \gamma_w z_B \cos^2 \alpha \quad (2.43)$$

II.2.3.3. Pente infinie, rupture plane, cas d'un sol général avec écoulement

Les caractéristiques du sol, le niveau de la nappe qui s'écoule parallèlement à la pente, sont montrés sur la figure -2.17- ci-dessous.

Les lignes de courant sont parallèles à la pente et les équipotentielles sont des droites inclinées d'un angle α sur la verticale [4].

Considérons l'équilibre du prisme ABCD de largeur b , par symétrie les réactions sur AB et BC sont égales et opposées.

Le poids : $W = [\gamma(z - h_w) + \gamma_{sat}h_w]$

Il peut s'écrire sous la forme :

$$W = b \sum_0^z \gamma \cdot h$$

Où :

h : étant l'épaisseur d'une tranche quelconque.

γ : Son poids spécifique apparent.

Décomposons W en deux composantes, normale N et tangentielle T on déduit :

$$N = b \cos^2 \alpha \sum_0^z \gamma \cdot h \quad (2.44)$$

$$T = b \sin \alpha \sum_0^z \gamma \cdot h \quad (2.45)$$

La résultante U orientée sur la normale à AB est égale :

$$U = u \cdot AB$$

$$\rightarrow U = \gamma_w h_w \cdot b \cos \alpha \quad (2.46)$$

La nappe d'eau affleure la surface ($h=h_w$).

$$F = \frac{2}{\sin 2\alpha} \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot h} \quad (2.50)$$

2.2.4. METHODES CLASSIQUES DE CALCUL EN RUPTURE CIRCULAIRE

2.2.4.1. Coefficient de sécurité en rupture circulaire

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe (2.1.2). Les moments étant pris au centre du cercle de rupture (figure 2.18).

$$F = \frac{M_{résist}}{M_{moteur}}$$

$$\text{Moment résistant} = \frac{c_u \cdot l \cdot r}{F}$$

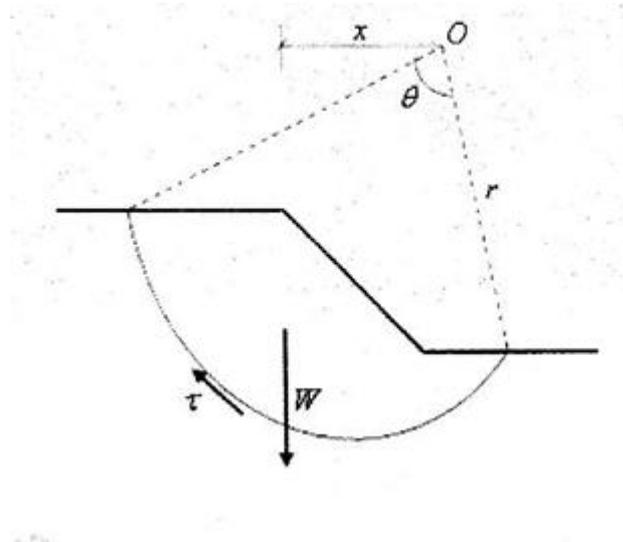


Figure2.18. rupture circulaire

Moment moteur = $W \cdot x$

Pour l'équilibre :

$$W \cdot x = \frac{c_u \cdot l \cdot r}{F} \quad (2.51)$$

Avec :

$$l = r \cdot \theta \quad \text{Et } \theta \text{ en radian.}$$

Soit :

$$F = \frac{C_u \cdot r^2 \theta}{W \cdot x} \quad (2.52)$$

Où :

C_u : La cohésion non drainée

l : La longueur de l'arc du cercle de glissement.

r : le rayon de cercle de glissement.

Pour étudier la stabilité d'une pente, et afin d'évaluer les valeurs des contraintes effectives σ' sur la surface de rupture, on imagine un découpage de talus en tranches afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur dx assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite (figure 2.19)

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées [14].

Son poids propre : $W = \gamma \cdot h \cdot dx$

Deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques) de part et d'autre H et $H+dH$ qui proviennent des tranches voisines.

Deux forces verticales V et $V+dV$ qui proviennent des tranches voisines.

La résultante des contraintes normales σ et tangentielle τ à la base de la tranche.

L'équilibre de la tranche i s'écrit, en projetant les forces sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équation des moments par rapport au centre du cercle est négligée) [14].

$$\sum F_h = 0$$

$$dH_i - \sigma_i t g \alpha_i \cdot dx + \tau_i dx = 0 \quad (2.53)$$

$$\sum F_v = 0$$

$$dV_i - \gamma \cdot h_i dx + \sigma_i dx + \tau_i t g \alpha_i \cdot dx = 0 \quad (2.54)$$

Compte tenu du critère de Mohr-Coulomb ($\tau_{max} = C' + \sigma' tg\phi'$) et en prenant toutes les tranches de la même épaisseur, on aura :

$$F = \frac{\sum [C + (\sigma_i - u_i) tg\phi'] \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum \gamma \cdot h_i \sin \alpha_i} \quad (2.55)$$

Où:

h_i : La hauteur de la tranche i

u_i : La pression interstitielle sur la base de la tranche supposée connue.

σ_i : Contrainte normale, inconnue, on utilise les conditions d'équilibre pour l'évaluer.

Le coefficient de sécurité calculé dépend de nombre de tranches considérées 50 à 100 tranches sont nécessaires pour que la valeur de F se stabilise [14].

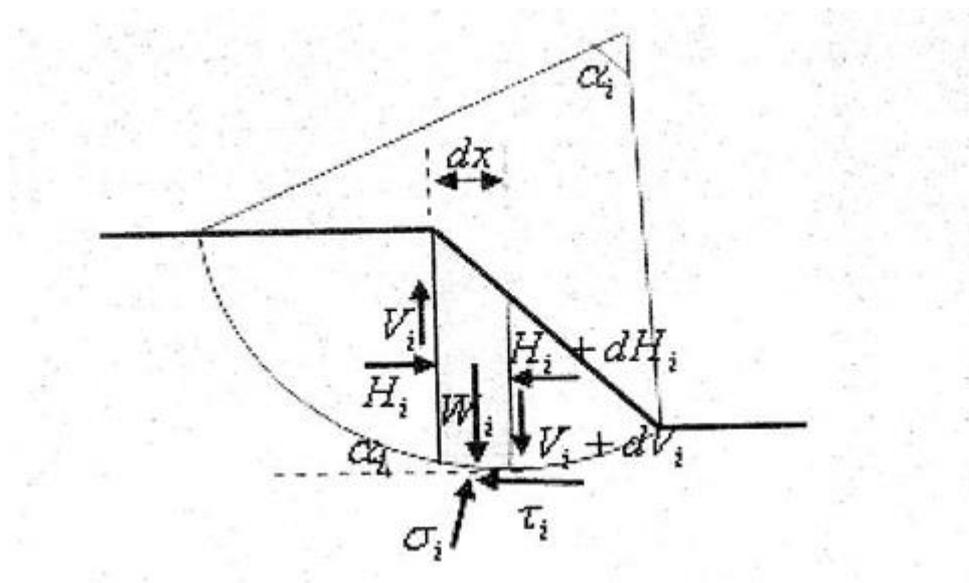


Figure 2.19. forces agissant sur la tranche « i » lors d'un glissement circulaire

II.2.5. Méthodes globales

Il s'agit de l'étude de stabilité d'un massif homogène de poids volumique apparent γ et de caractéristiques mécaniques C , qui présente un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale et de hauteur H .

En tout état de cause, en première approximation, ce massif peut renfermer une nappe phréatique en être le siège d'un écoulement [6].

II.2.5.1. Méthode de Taylor et Caquot

L'équation -2.10- devient dans le cas d'une présence d'eau dans le massif (figure 2. 8).

$$M_w = (W.L - U.m).$$

$$W_y = (W + U)_y \text{ et } t = r \cdot \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0}.$$

$$F = \frac{2.C.r^2\alpha_0 + rtg\phi_{\sin\alpha_0}^{\alpha_0} (W + U)_y}{W.L - U.m} \tag{2.56}$$

II.2.6.Méthodes des tranches

L'équilibre d'une tranche de talus en présence d'eau exige des changements au niveau des équations décrites précédemment ; il faudra alors remplacer :

$$N_1 \text{ Par } N'_i + U_i.$$

$$\varphi_i \text{ par } \varphi'_i$$

$$C_i \text{ par } C'_i$$

Où :

U_i : étant la pression interstitielle à la base de la tranche considérée.

Bishop et Morgenstern ont proposé une méthode approchée pour le calcul de la pression interstitielle. Ils supposent que cette pression est de la forme :

$$U_i = r_u \cdot \gamma_{sat} \cdot h \tag{2.57}$$

r_u : étant un coefficient de proportionnalité constant le long du cercle de glissement.

γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé.

h : La distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface de talus.

II.2.6.1.Théorie générale de Nonveiller

La figure -2.20- montre le massif de forme quelconque, soumis à des forces extérieures donnée (surcharges, écoulement d'eau) et susceptible de se rompre le long d'une ligne de glissement potentielle de forme arbitraire que l'on fixe à priori.

On divise la masse supposée en mouvement, en une série de tranches verticales relativement minces et pour chacune d'elles la ligne de glissement a une forme simple (à peu près rectiligne) et se développe dans un milieu homogène et sous un seul régime hydraulique [11].

Les figures -2.21- et -2.22- représentent les différentes forces qui agissent sur la tranche i.

Le point W du sol et de l'eau qu'il contient. On va mettre la somme $W + W_w$ sous une forme simple valable pour n'importe quelle tranche ; on appellera :

W_1 : Le poids du sol et de l'eau qu'il contient au-dessous de niveau de référence (± 0).

W_2 : Le poids du sol déjaugé situé sous le même niveau de référence.

Lorsque la surface de la tranche est hors de l'eau, on doit considérer le seul terme :

$$W = W_1 + (W_2 + b \cdot z \cdot \gamma_w) \quad (5.58)$$

Lorsque la surface de la tranche est à une profondeur h sous le niveau d'eau aval :

$$W + W_w = [W_2 + (z - h) \cdot b \cdot \gamma_w] + b \cdot h \cdot \gamma_w \quad (2.58)$$

a)

$$W + W_w = W_2 b \cdot z \cdot \gamma_w$$

On constate que les deux expressions (2.58) et (2.58a), sont identiques puisque dans le deuxième cas W_1 est nul, on pose donc :

$$W = W_1 + W_2 + b \cdot z \cdot \gamma_w \quad (2.58b)$$

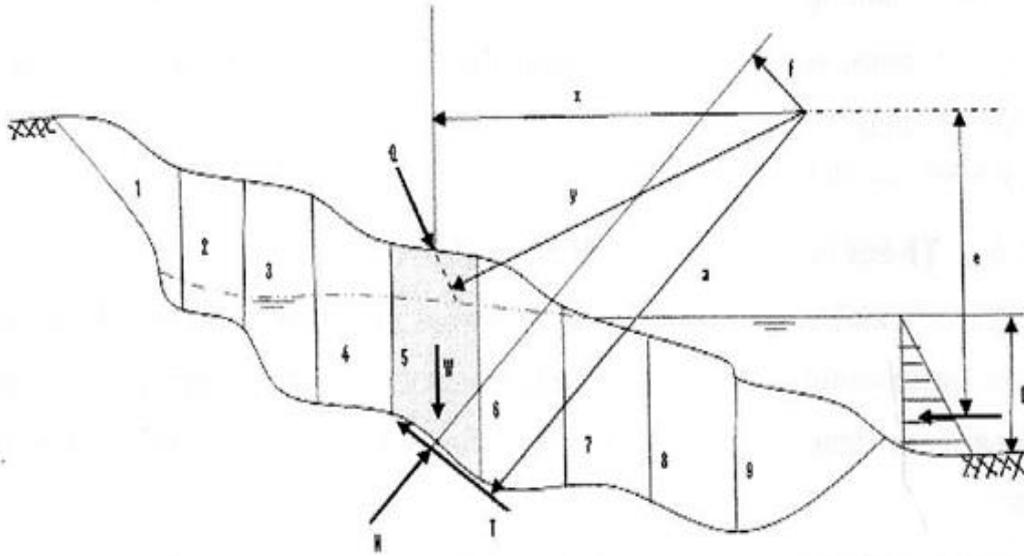


Figure 2.20. massif de forme quelconque soumis à des forces extérieures

Cette formule est valable quel que soit la tranche considérée et inclut les efforts verticaux exercés par l'eau à la partie supérieure de la tranche.

Les surcharges sur la face supérieure, soit la surcharge Q , soit les composantes de l'action hydrostatique de l'eau W_w et P_w .

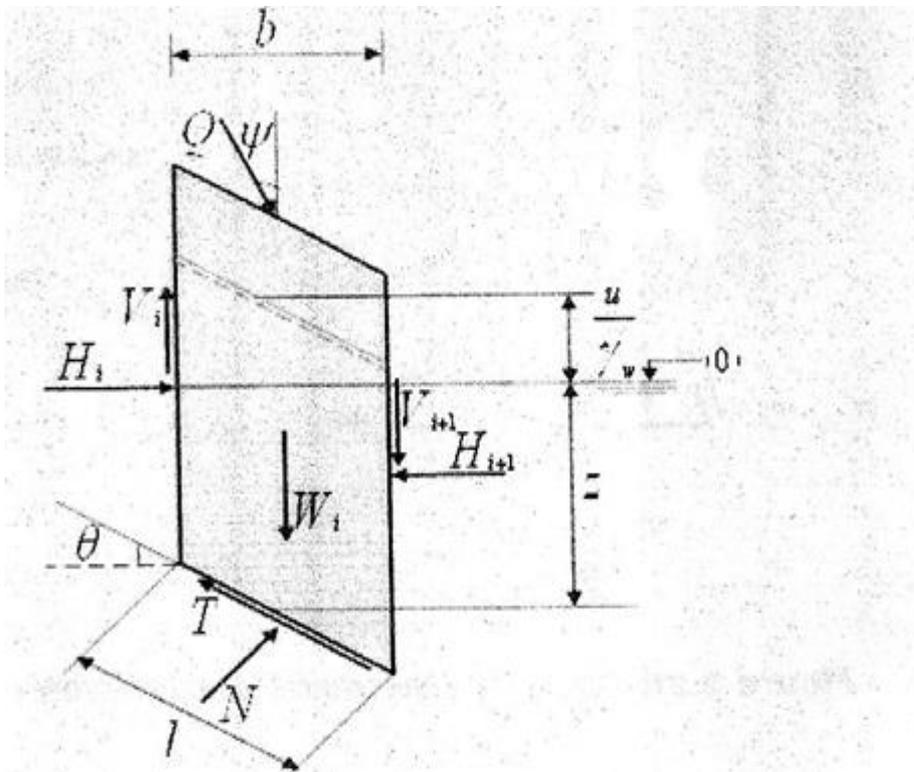


Figure 2.21. équilibre d'une tranche dont la surface est hors d'eau

Sur les faces latérales, exercent les efforts inter tranches, verticaux V_1 et V_{i+1} et horizontaux H_1 et H_{i+1} .

Sur la surface inférieure, c.à.d le long de la ligne de glissement, les composantes des résultantes des contraintes normales et tangentielles N et T .

La contrainte totale au point M a pour composantes :

$$\sigma = \frac{N}{l}$$

Et

$$\tau = \frac{T}{l}$$

On considère les contraintes effectives, pour apprécier la résistance au cisaillement du massif, cette contrainte a pour composantes :

$$\sigma' = \frac{N'}{l}$$

$$\sigma' = \frac{[\sigma - (z \cdot \gamma_w + u)] \cdot l}{l}$$

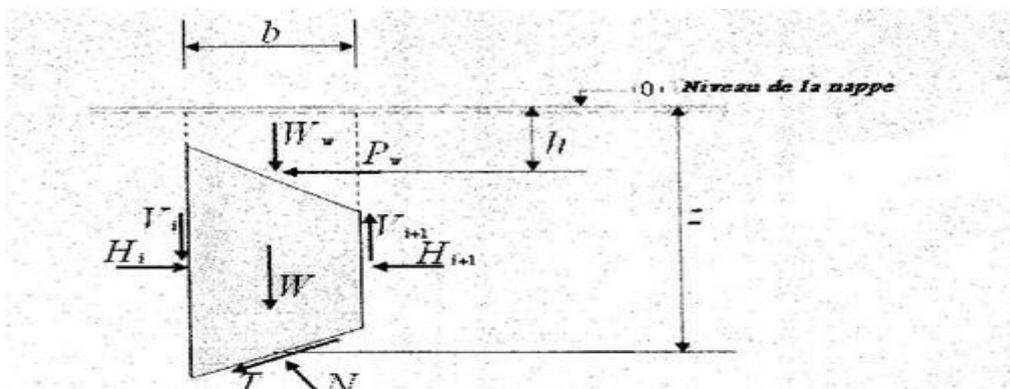


Figure 2.22. équilibre d'une tranche dont la surface est sous l'eau

$$\rightarrow \sigma' = \sigma - (z \cdot \gamma_w + u) \tag{2.59a}$$

On adoptera la même définition du coefficient de sécurité de la relation (2.4).

$$\tau = \frac{1}{F} (C + \sigma' \tan \phi)$$

$$\rightarrow T = \frac{1}{F} (C.I + N'tg\varphi). \quad (2.59b)$$

Avec:

$$N' = N - u.I - z.y_w.l \quad (2.59c)$$

Examinons les conditions d'équilibre à savoir :

Une équation de rotation s'exprimant par un moment résultant nul, par rapport à un point *quelconque du plan*.

Deux équations de translation, à savoir la somme des forces des deux directions.

On obtient en fin de compte la formulation globale du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum [C.b + tg\varphi(Q\cos\psi + W_1 + W_2 + \Delta_i V - u.b)\frac{a}{m_\alpha}]}{\sum [(W_1 + W_2)x + q.y] - \sum [(Q\cos\psi + W_1 + W_2 + \Delta_i V) + \frac{b}{F}tg\alpha(utg\varphi - C)} \quad (2.60)$$

II.2.6.2. Méthode de Bishop généralisée

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin\alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C'_i \cdot b_i}{\cos\alpha_i} + tg\varphi'_i \left[\frac{(W_i - u_i) + (V_i - V_{i+1}) - \frac{C'_i}{F} b_i tg\alpha_i}{m_{\alpha_i}} \right] \right] \right]$$

II.2.6.3. Méthode de Bishop Simplifiée

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin\alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C'_i \cdot b_i}{\cos\alpha_i} + tg\varphi'_i \left[\frac{(W_i - u_i) - \frac{C'_i}{F} b_i tg\alpha_i}{m_{\alpha_i}} \right] \right] \right]$$

II.2.6.4. Méthode de Fellenius

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin\alpha_i} \left[\sum (W_i \cos\alpha_i - u_i)tg\varphi'_i + C'_i \cdot \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \right]$$

Avec:

$$m_\alpha = \cos\alpha_i \left(1 + \frac{tg\alpha_i tg\varphi'_i}{F} \right)$$

II.2.6.5. Méthode de Jambu

$$F = \frac{\sum b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i}$$

Avec:

$$S_i = \frac{C'_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} - u_i \right) \cdot \operatorname{tg} \varphi'_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'_i}{F}}$$

II.2.6.6. Méthode de Jambu simplifiée

$$F = f \cdot \frac{\sum b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum W_i \operatorname{tg} \alpha_i}$$

Avec:

$$S_i = \frac{C'_i + \frac{W_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi'_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'_i}{F}}$$

II.2.6.7. Méthode de Spencer

$$Q = \frac{\frac{C'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F} (W_i \cos \alpha_i - u_i) - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F} \operatorname{tg}(\alpha_i - \theta_i) \right]}$$

II.2.2.8. Méthode de perturbations

$$F = \frac{\sum \left[(N_i - u_i) \operatorname{tg} \varphi'_i + \frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i} \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i]}{\sum 2X_{Gi} W_i - N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i]}$$

II.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre, une étude détaillée a été consacrée aux différentes méthodes de calcul de stabilité, en insistant particulièrement sur les hypothèses, sur lesquelles s'appuie chaque méthode. une manipulation mathématique est développée pour aboutir à la formulation du coefficient de sécurité. La forme de la surface de glissement est un paramètre prépondérant pour le choix de la méthode de calcul.

Pour les ruptures planes, les calculs sont pratiquement simples et les conditions de stabilité peuvent être facilement définies.

Pour les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et par conséquent les coefficients de sécurité obtenus sont donc différents.

Pour les ruptures suivant une surface quelconque, la méthode de perturbation demeure à l'heure actuelle la plus performante.

Des calculs effectués par différents auteurs montrent, que la méthode de Fellenius sous-estime le coefficient de sécurité, est donc prudente, ce qui va au côté de la sécurité, mais avec des solutions pratiques coûteuses.

Les méthodes exposées ci-dessus sont les méthodes couramment utilisées .des éléments importants, tel que la prise en compte de la troisième dimension, le phénomène de fluage dans le temps, sont négligés.

Enfin, l'utilisation de la méthode des éléments finis, pour les glissements de terrains, constitue un pas important, pour les analyses de stabilité des cas réels .en effet, une telle modélisation d'un massif nécessite de connaître des paramètres de déformabilité des matériaux composant le massif à modéliser et qui sont rarement déterminés. Seuls les paramètres de résistance au cisaillement sont en pratique et sont relativement bien connus. L'évaluation de l'état de contrainte dans une pente est un problème délicat, ainsi la modélisation par éléments finis du comportement d'une pente, font actuellement l'objet de recherche.

Chapitre III :
Caractérisation des
mouvements de terrain

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

III.1. Synthèse des mouvements de terrain

Le tableau 3.1 présente les différentes familles de mouvement de terrain et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesses de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant.

Tableau III.1-éléments caractérisant les différentes familles de mouvements

Terrains		Vitesse Moyenne	Volume	Facteurs déclenchant
Glissement	Sols Massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m a plus de dix millions de m	Eau, terrassements
Fluage	Formations Meubles	Très lente	De quelques m a plus de dix millions de m	chargement, évolution du matériau
écroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m a plus de dix mille m	Eau, gel-dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix a plusieurs centaines de milliers de m	Très fortes pluies, Ruptures de digues

III.2. Conditions de stabilité

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

- Sa géométrie,
- La résistance au cisaillement des sols ou des roches,
- Les pressions de l'eau interstitielle,
- Les sollicitations extérieures (climatiques et anthropiques).

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

III.2.1. Géométrie

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

III.2.2. Résistance au cisaillement des sols

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

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement. Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré, l'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuations de la nappe phréatique, etc.). En cas de réactivations de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante, sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle. La détermination de l'état de stabilité d'un versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètres des terrains rencontrés :

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

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement, la valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné, comme l'indique la figure III.1.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic, dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés c' et φ' (valeurs de pic) et c'_R et φ'_R (valeurs résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

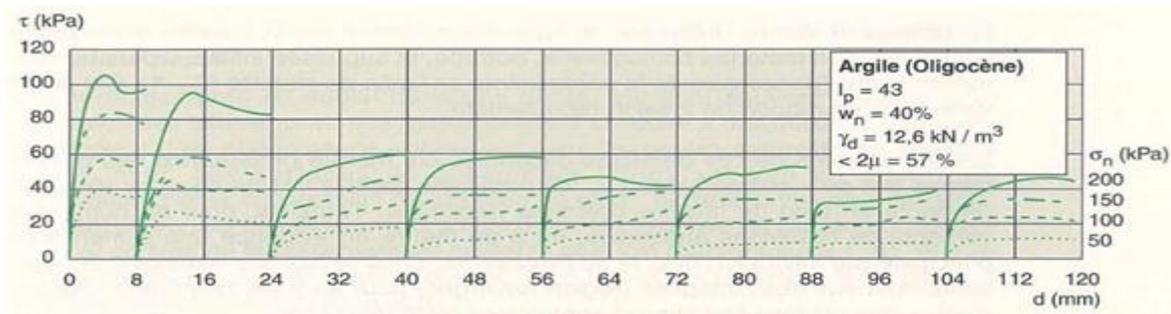


Fig. III.1 – courbes de cisaillement de l'argile, essais de cisaillement alterné réalisés à la boîte (6*6 cm), la course est de 16 mm alternativement dans un sens et dans l'autre.

Par ailleurs, dans le cas des remblais sur versants, l'effet de la consolidation des argiles reste très faible et la construction de l'ouvrage par étapes n'apporte aucune amélioration de la stabilité (**Blondeau et al. 1983**). Le comportement mécanique des sols dépend de facteurs mal connus comme les déformations avant rupture, l'état de contraintes dans le massif, la loi de comportement du matériau, les conditions aux limites, etc. certains auteurs ont proposé de prendre en compte ces aspects dans l'analyse de stabilité, par des calculs en élément finis (**Chan et Morgenstern, par exemple, en 1987**).

Des résultats intéressants ont été obtenus. Ce type d'approche fait partie, encore aujourd'hui, du domaine de la recherche.

III.2.3. Conditions hydraulique

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions. La connaissance des conditions hydrauliques les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilisées pour juger des conditions les plus défavorables.

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

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture
- La perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement ;
- De l'évolution de la nappe au cours du temps

Le tableau 3.3 illustre l'influence du type d'écoulement sur la stabilité d'une pente constituée d'un matériau homogène et isotrope, et supposée infinie, d'inclinaison β , sur l'horizontale. Les expériences de ces dernières décennies ont montré l'importance des phénomènes dits de

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

Tableau III.2 inclinaisons limite d'une pente infinie en fonction du type d'écoulement

Type de l'écoulement	Angle β limite théorique	Sable ($\varphi'=35^\circ$)	Argile fine ($\varphi'=22^\circ$)	Argile très fine ($\varphi'=14^\circ$)
Parallèle à la pente	$\beta = \tan^{-1}(0.5 \cdot \tan \varphi')$	$\beta = 19.3^\circ$	$\beta = 11.4^\circ$	$\beta = 7.1^\circ$
Horizontal	$\beta = \varphi'/2$	$\beta = 17.5^\circ$	$\beta = 11^\circ$	$\beta = 7^\circ$
Vertical descendant	$\beta = \varphi'$	$\beta = 35^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 14^\circ$

III.3. Vitesses de déplacement des glissements

Une pente naturelle connaît plusieurs périodes dans son évolution, **Vaunat et al. (1994)** proposent de considérer quatre phases :

- Pré-rupture,
- Rupture,
- Post-rupture,
- Réactivation.

III.3.1. Pré-rupture

- Fluage d'une zone d'extension limitée sous l'action des contraintes de cisaillement,
- Rupture localisée dans les zones amenées à l'état plastique par les déformations,
- Extension progressive de la rupture vers les zones voisines.

III.3.2. Rupture

La rupture, stricto sensu, correspond à la période, généralement de courte durée, pendant laquelle le massif connaît des déplacements importants. Les vitesses de glissement atteintes lors de la rupture peuvent être très importantes et, en général, l'intervention pour stabiliser le

III.3.3. Post-rupture

La phase de post-rupture succède immédiatement à la phase de rupture.

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

Le cas de la post-rupture correspond au cas le plus couramment rencontré par la géotechnicien. En effet, très souvent, il est amené à intervenir après que les mouvements les plus importants se sont produits.

III.3.4 Réactivation

La réactivation désigne un mouvement qui se produit le long d'une surface de rupture créée lors de déplacements anciens et après qu'ils se sont arrêtés pendant une période de temps plus ou moins importante.(fig III.2)

III.4. Les techniques de stabilisation

III.4.1 Généralités

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti, en fonction du lieu du glissement
- La cinématique du glissement.

Elle doit tenir compte également d'autres aspects tels que :

- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase de travaux ;
- Les délais impartis à la réalisation du confortement qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence de travaux ;
- La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation ;

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices, en allant des solutions les plus simples aux plus complexes.

III.5. Choix d'une technique

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres technique du site,
- La connaissance des techniques de stabilisation

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces deux aspects,

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

III.5.1. Caractérisation du site

L'analyse de stabilité, généralement basée sur un calcul d'équilibre limite (les méthode de **bishop, 1955**, et des perturbations, **Raulin et al., 1974**). Ces deux conditions évaluent quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité tels que la géométrie (équilibre des masses), l'hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Dans le cas du glissement représenté sur la figure 3.3, les solutions acceptables dans l'emprise du chantier routier [déchargement du remblai(1), drainage (2), soutènement (3), clouage par pieux (4)] la butée de pied peuvent être retenus comme moyen de stabilisation du glissement.

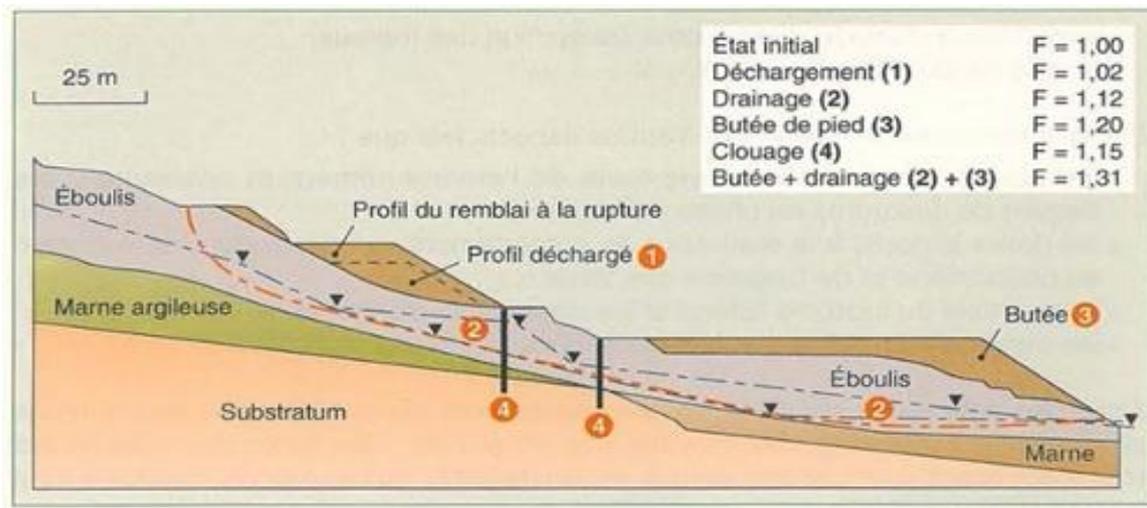


Figure. III.3 – recherche d'une méthode de stabilisation.

En pratique, on procède de la façon suivante :

- Sur un profil représentatif du glissement, on s'assure que le calcul de stabilité donne un coefficient de sécurité $F_0 \geq 1$ avec les paramètres (résistance au cisaillement mobilisable, niveau de la nappe, géométrie, etc.)
- Le gain de sécurité théorique ainsi déterminé doit alors être comparé avec la marge qu'il est nécessaire d'atteindre en pratique pour stabiliser le glissement et s'affranchir de désordres ultérieurs. Cette marge n'est généralement pas de 50 % comme pour les projets d'ouvrages en terre, mais comprise entre 10 et 30 %. Les marges de sécurité à atteindre par chacune des techniques de stabilisation sont, par ailleurs, bien calées sur l'expérience, bien qu'il n'existe pas de valeur unanimement fixée.
- On donnera, dans ce qui suit, des recommandations sur la manière d'évaluer les avantages et les inconvénients de chaque technique et sur les marges de sécurité à atteindre. On notera, toutefois, que ceci dépend étroitement des risques encourus, du degré de

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

connaissance des caractéristiques du glissement, de la maîtrise des travaux et des moyens de contrôle sur chantier.

- La construction d'un ouvrage (remblai, déblai, fondation d'une structure) sur un versant pose le problème de la stabilité du versant dans son ensemble et celui de la stabilité propre de l'ouvrage qui affecte le versant dans une zone réduite appelée communément zone d'influence. En générale, la construction ne modifie pas fondamentalement la stabilité d'ensemble du versant (il convient néanmoins de s'en assurer). Le versant est donc maintenu dans ses conditions de stabilité d'origine (qui peuvent être éventuellement inférieures aux critères imposés aux ouvrages neufs), la question qui se pose alors au projeteur est celle de l'étendue de la zone d'influence dans laquelle le versant et l'ouvrage doivent avoir un coefficient de sécurité minimal vis-à-vis du glissement, $F = 1,5$. Une règle couramment admise est celle dite des « 3 H » :

- Dans le cas d'un remblai de hauteur H, la zone d'influence a pour longueur 3H horizontalement en aval di pied de remblai ;

- Dans le cas d'un déblai de hauteur H, la zone d'influence a pour longueur 3H horizontalement en amont de la crête du déblai ;

- Dans le cas d'une fondation de structure, la zone d'influence est une combinaison des deux cas précédents (remblai-déblai).

- Cette « règle » est issue de calculs élastoplastiques par éléments finis de massifs horizontaux excavés pour lesquels on a obtenu des points plastiques jusqu'à une distance de 2 H de la crête du déblai. Elle a été généralisée en « 3 H » et reste toute théorique. En effet, les conditions géologiques sont prépondérantes : existence d'une surface de rupture fossile, d'une couche « savon », d'un pendage privilégiant le glissement, etc. elle doit donc être adaptée à chaque cas particulier étudié.

- Des actions de stabilisation acceptables au seul vu des calculs de stabilité peuvent être éliminées du fait de certaines particularités du glissement, par exemple :

- La stabilisation des glissements très étendus ne peut généralement pas être assurée par une structure ponctuelle (mur rangée de pieux, etc.) ;

- Les glissements très actifs s'accommodent mal de techniques qui utilisent des éléments fragiles (drains subhorizontaux, tirants, etc.) ;

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

- Dans le cas des glissements de terrains à très faible module, les structures (pieux, par exemple) ne peuvent généralement pas empêcher la masse en mouvement de s'écouler.
- Cette première étape conduit à un premier choix de solutions techniquement acceptables.

III.5.2. Adaptation de la technique au glissement

- Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on en maîtrise parfaitement les limites d'utilisation. Aussi doit-on s'interroger sur :
 - L'adéquation entre l'action du confortement et la cause des désordres
 - La progressivité d'application des moyens : outre qu'il est toujours préférable d'accorder la priorité au drainage et au terrassement (dans la mesure où l'hydraulique et le chargement sont généralement les causes directes des mouvements),;
 - La maîtrise des risques liés à certains types de travaux ;

Le tableau III.3 présente les différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain qui seront décrites en détail dans la suite du document.

Tableau III.3. Différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	F final	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20 à 1,30	<ul style="list-style-type: none">• Accès et emprises nécessaires• Présence d'un horizon résistant à faible profondeur• Assurer la stabilité en aval
Allègement en tête	Rééquilibrage des masses	déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	<ul style="list-style-type: none">• Accès et emprises nécessaires• Assurer la stabilité en amont

reprofilage	Adoucissement de la pente	déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	<ul style="list-style-type: none"> • Accès et emprises nécessaires • Terrassements importants
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau de substitution	1,50	<ul style="list-style-type: none"> • Terrassements importants • Ancrer sous la surface de rupture • Travail par plots
Substitution partielle : bêche, contrefort, épron, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et de celui de substitution	1,20	<ul style="list-style-type: none"> • Ancrer sous la surface de rupture • Travail par plots • Gérer le drainage
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, polystyrène et matériau alvéolaire	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de poids du matériau allégé	1,20	<ul style="list-style-type: none"> • Terrassement réduits • Protection du matériau allégé • Gérer le drainage
Collecte et canalisation des eaux de surface	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	<ul style="list-style-type: none"> • Implique une surface supérieure à celle du glissement • Entretien indispensable
Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, haveuse, pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles	1,30	<ul style="list-style-type: none"> • Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement

			estimé après drainage		<ul style="list-style-type: none"> • Entretien indispensable
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains, plastiques, moyens de forage	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	<ul style="list-style-type: none"> • Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement • Vérification du rabattement • Entretien indispensable
Drainages profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux, puits, galeries	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	<ul style="list-style-type: none"> • Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement • Entretien indispensable
soutènements	Apporter Un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes Ouvrage souples	Murs fixes : calcul de la longueur de massif mis en butée, Murs souples : calcul de stabilité en tenant compte de la résistance du mur	1,50 1,20	<ul style="list-style-type: none"> • Ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture • Gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul la stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs,	1,20	<ul style="list-style-type: none"> • Problème des déplacements de sol (phases de chantier et en service)

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

			calcul à la rupture des tirants ($f=1,5$)		• Associer un bon drainage
clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barre, Tube, micro pieux	Calcul la stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous ($f=1,5$)	1,20 à 1,30	<ul style="list-style-type: none"> • Technicité important • Estimation correcte des interactions sol/inclusions • Associer un bon drainage
pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons, profilés H, palplanches	Calcul la stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux ($f=1,5$)	1,10 à 1,20	<ul style="list-style-type: none"> • Technicité important • Estimation correcte des interactions sol/inclusions • Associer un bon drainage

III.5.3. Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain passe par le jugement, l'expérience et l'intuition de géotechnicien, tableau 3.4. Le tableau 3.5 donne un premier choix de types de solutions envisageables. Le choix obtenu dans le tableau 5 doit être affiné en tenant compte de la profondeur du mouvement, de la nature et du volume de matériau en jeu, des vitesses de glissement, des contraintes d'accès et d'emprise du site, etc.

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

Tableau III.4 - méthodologie pour le choix d'une méthode stabilisation (d'après cartier, 1985)

Phase d'étude	Eléments nécessaires
<p>Analyse à rebours du glissement.</p> <p>Calage de la méthode de calcul et des paramètres de résistance au cisaillement sur $F = 1$.</p>	<p>Profil géotechnique</p> <p>Paramètres géométrique, hydrauliques, mécaniques</p> <p>Calcul de stabilité</p>
<p>Détermination de l'influence sur F des actions envisageables ;</p> <p>Modifications de la géométrie ;</p> <p style="padding-left: 40px;">Abaissement de la nappe ;</p> <p style="padding-left: 40px;">Renforcements au niveau de la surface de rupture.</p>	<p>Calculs de stabilité.</p>
<p>Définition des solutions techniques.</p>	<p>Limites et avantages des techniques envisagées caractéristiques particulières du glissement.</p>
<p>Choix d'une solution.</p>	<p>Contraintes économiques</p> <p>Délais</p> <p>Savoir-faire des entreprises</p> <p>Risques acceptables à court et long terme.</p>
<p>Dimensionnement de la solution.</p>	<p>Calculs de stabilité</p> <p>Essais préalables (tirants, drains, etc.)</p> <p>Réglementation</p>

Chapitre III: Caractérisation des mouvements de terrain

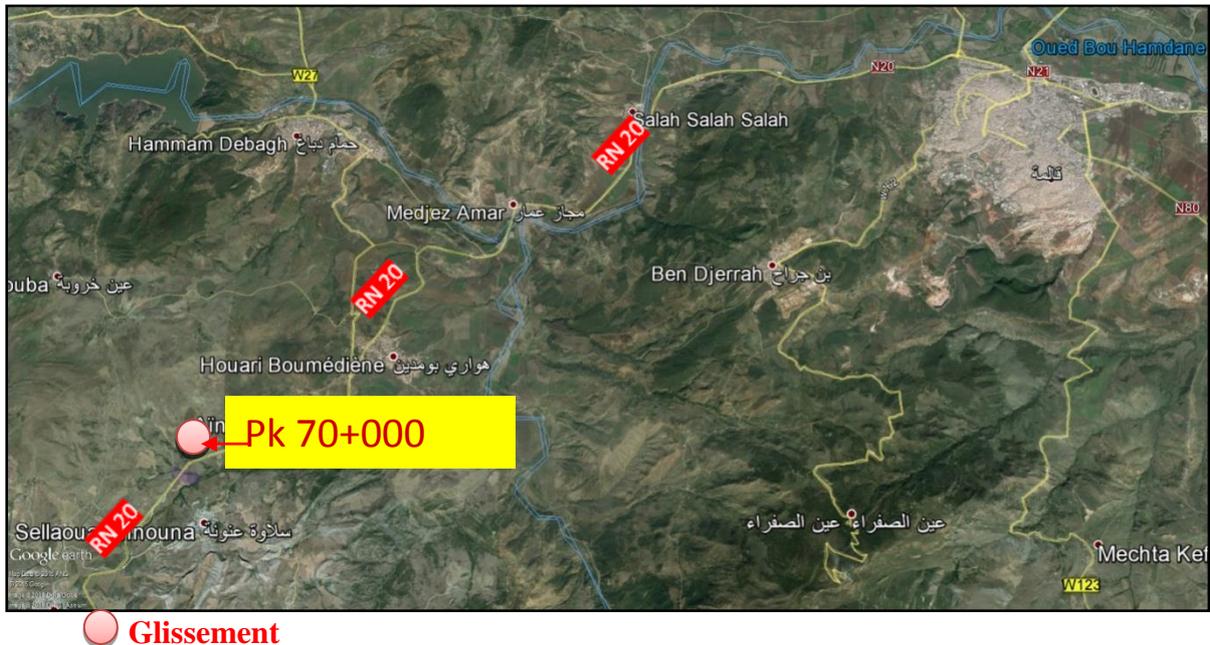
Travaux	Contrôles des structures (déplacements, efforts, etc.) Contrôle des paramètres du glissement.
---------	--

Tableau III.5 – grille d’orientation d’un dispositif de stabilisation d’un glissement de terrain

Effet sur la stabilité de la variation de pression interstitielle	Effet sur la stabilité de la modification de la géométrie	Effet sur la stabilité de l’accroissement de la résistance au cisaillement	Solutions envisageables
+	+	+	Terrassement Drainage renforcement
+	+	-	Terrassement (mais substitution inefficace) drainage
+	-	-	drainage
+	-	+	Terrassement pour substitution Drainage renforcement
-	+	+	Terrassement renforcement
-	+	-	terrassement

Chapitre IV :

Etude d'un cas particulier
sur la route national
PK70.000 RN 20. solution
et recommandation

IV. Etude d'un cas particulier : Etude de protection du talus sur la RN 20 au PK 70+000**Wilaya de Guelma : Information recueillis auprès de la DTP de Guelma****IV.1 Situations géographique:****Figure IV.1 Photos 1 : Situation de la zone d'étude****IV.2 Historique :**

La route nationale N°20 est l'axe stratégique entre Guelma et Constantine, elle revêt un intérêt économique particulièrement important. Un désordre important au PK 70+000 sur la RN 20 dû à un glissement de terrain affectant le talus aval de la route (voir photo 03), ce glissement a engendré presque la coupure de la route d'où la circulation a été déviée sur une nouvelle route de 2x1 voie vers le coté déblai.

IV.3 Description du phénomène de glissement

Sur site, il a été constaté certaines dégradations engendrées par le glissement où une partie de la route a été détruite. Sur le plan géomorphologique, des niches d'arrachement ont été localisées avec un escarpement très important sur le côté Amont de la route Fig IV.2 (Escarpement de l'ordre du mètre).

IV.4 Causes probable du glissement :

Les facteurs déclenchant ce glissement peuvent être Fig IV.2 :

1. La nature géologique du terrain à caractère évolutif en présence d'eau (marne, argile marneuse).
2. Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau et augmentation des pressions interstitielles)
3. Erosion du talus au niveau de l'Oued, faisant un appel au vide successif depuis l'aval vers l'amont.
4. La topographie et les pentes de terrain naturel assez important
5. L'exposition Nord-Ouest du versant accentue sa fragilité car il reçoit le maximum de précipitation, on note la présence de plusieurs sources à l'amont et aval du versant.



Figure IV.2 : photo par satellite de la zone de glissement avant rupture

IV.5 Solutions Possibles de stabilisation du glissement

1. Prévoir un soutènement général par gabionnage du talus en démarrant du lit d'oued avec protection par un masque d'enrochement (para-affouillement) qui sera dimensionnée en conséquence, tout en prévoyant un système d'évacuation des eaux convenable.
2. Prévoir un soutènement général du talus par pieux foré ou battu avec protection de l'Oued par butée de gabion et un masque d'enrochement (para-affouillement) qui sera dimensionnée en conséquence, tout en prévoyant un système convenable d'évacuation des

eaux avec un système de drainage basé sur les tranchées drainante pour réduire la pression hydrostatique (interstitielle).

3 : Prévoir un traitement en terre armée par Renforcement en Géogrilles avec protection de l'Oued par butée de gabion et un masque d'engrènement (para-affouillement)

Le choix de l'une de ces deux solutions dépend de son délai, son coût, son efficacité (stabilité à court, moyen ou long terme) et difficulté technique de réalisation tout en prenant en considération toutes les données et les contraintes de site.

La solution de stabilisation de ce glissement sera par soutènement par des pieu : il s'agit d'un soutènement général de la route par un mur en béton armé fondé sur des pieux foré dans le substratum rocheux (marnes grises), Cette étude sera faite par Plaxix. 8.2. La longueur des forages dépend de la profondeur du cercle de glissement, elle est arrêtée à 20m



Figure IV.3 Décrochement vertical importante dans les remblais de quelques mètres en profondeur



Figure IV.4 Vue aval du glissement, décrochement prenant naissance au niveau de l'Oued



Figure IV.5 Vue Avale : décrochement au niveau de l'Oued

Calcul de stabilité (plaxis)

Glissement sur la RN 20 pk 70+000 (W.Guelma)

Tableau IV.1 cordonnées de forme

Point	X (m)	Y (m)
0	-7,5	-5,125
1	-7,5	11,25
2	-7	11,125
3	-6,125	10,75
4	-4,625	10,625
5	-3,125	10,625

6	-1,875	9,375
7	1,875	8,875
8	3,25	7,5
9	5,875	6,5
10	7,625	4,5
11	9	4,5
12	9,75	3,75
13	10,875	3,25
14	11,25	2,5
15	11,75	2,375
16	12,375	1,75
17	14,25	1
18	14,75	0,875
19	16,625	1
20	-7,5	10,25
21	-7,5	1,75
22	7,625	1,75
23	9	1,75
24	16,625	-5,125
25	7,625	-4,5
26	9	-4,5

IV.1.Cas avant stabilisation des glissements par pieux

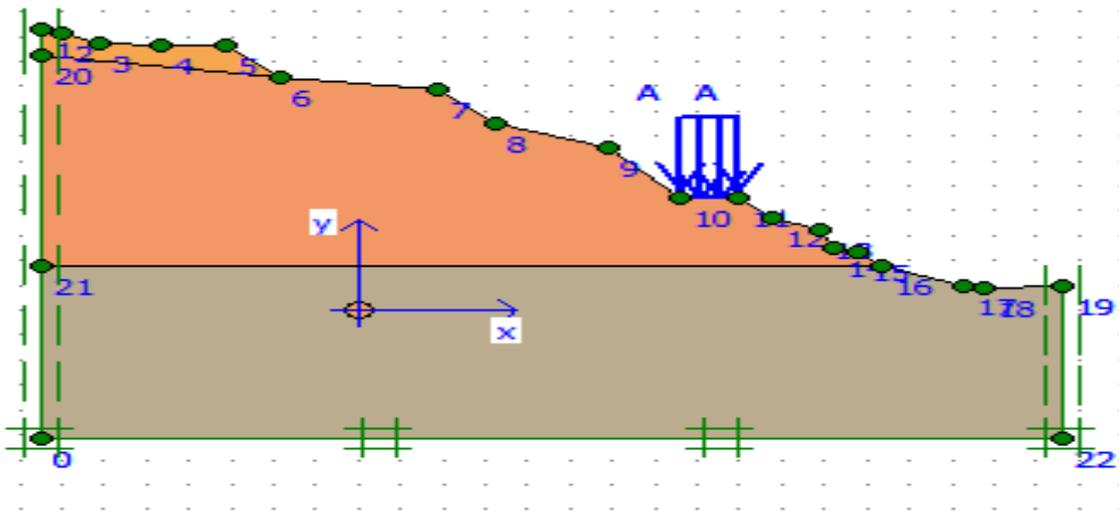


Figure IV.6 forme réfléchi

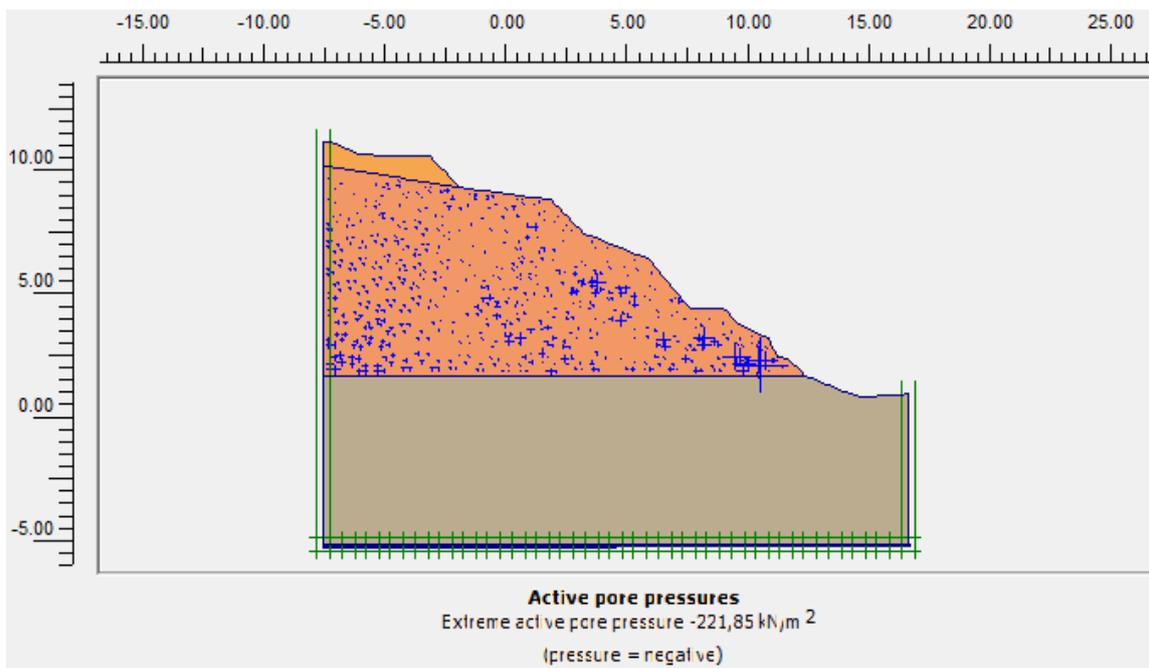


Figure IV.7 active pore pressures

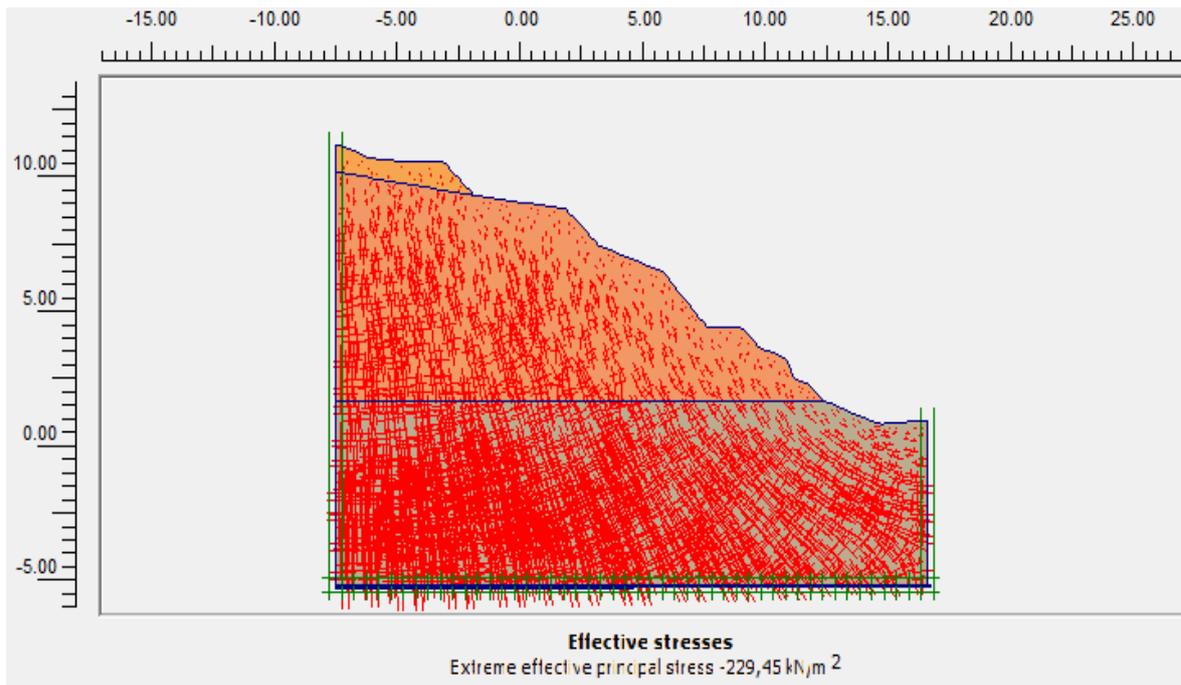


Figure IV.8 effective stresses

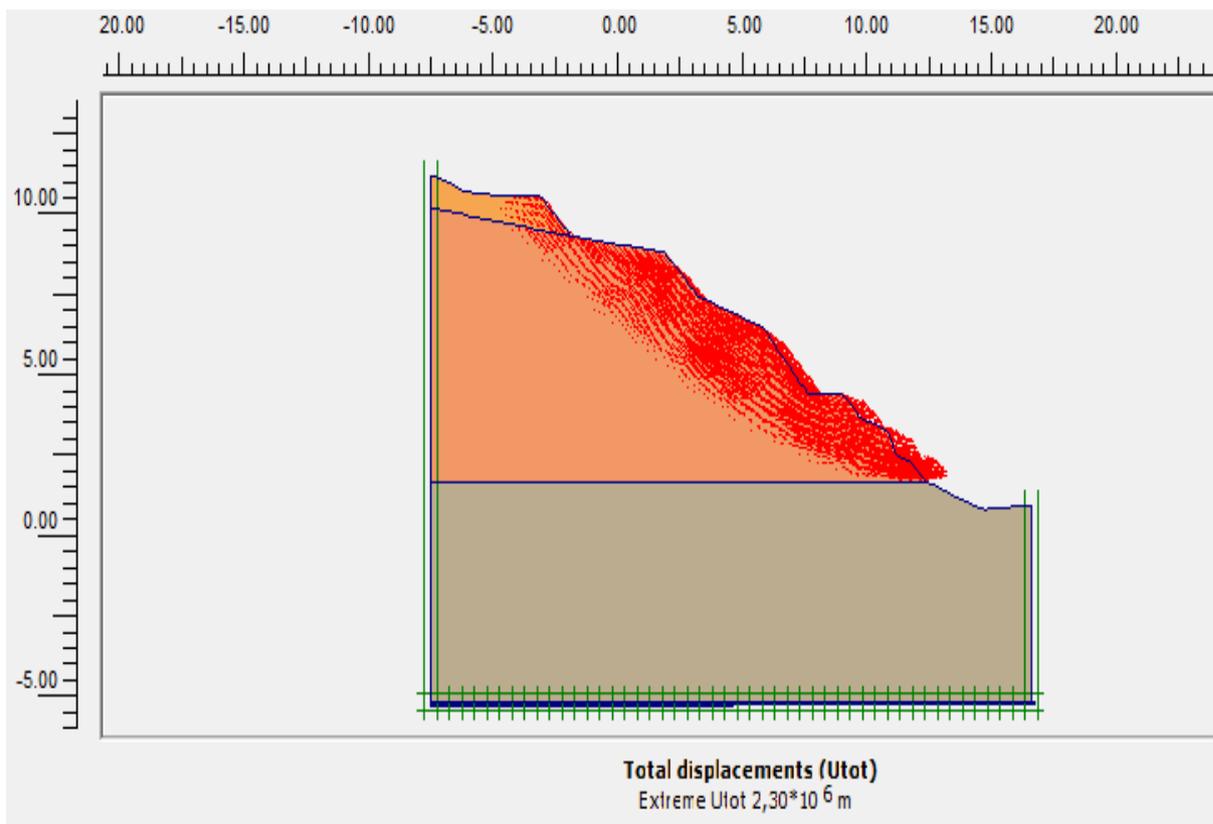


Figure IV.9 total displacements (arrows)

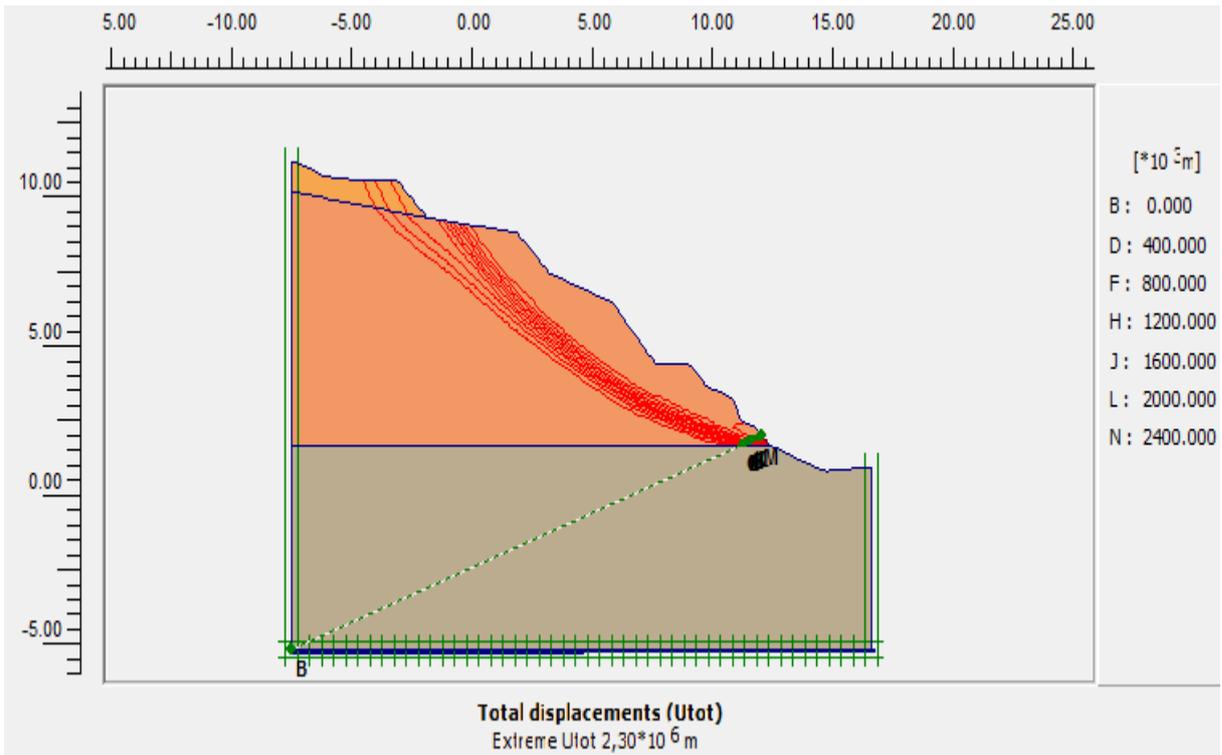


Figure IV.10 total displacements (contour lines)

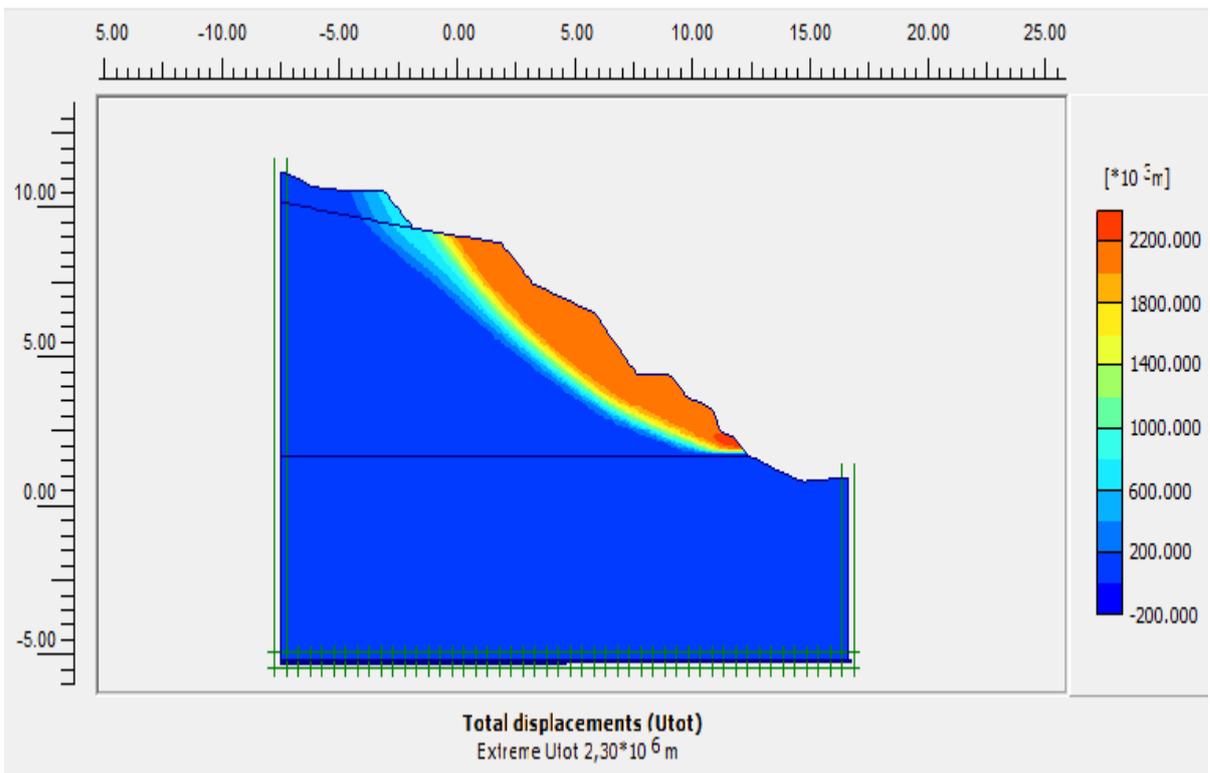


Figure IV.11 total displacements (shadings)

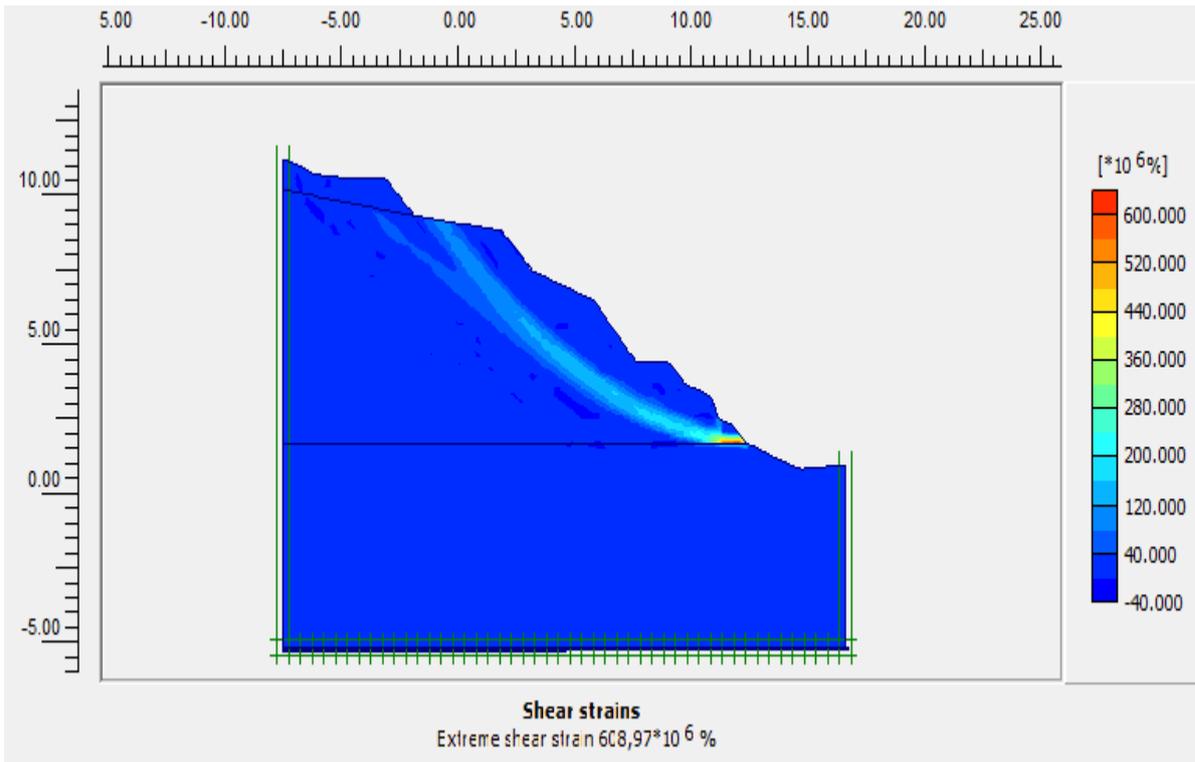


Figure IV.12 shear strains

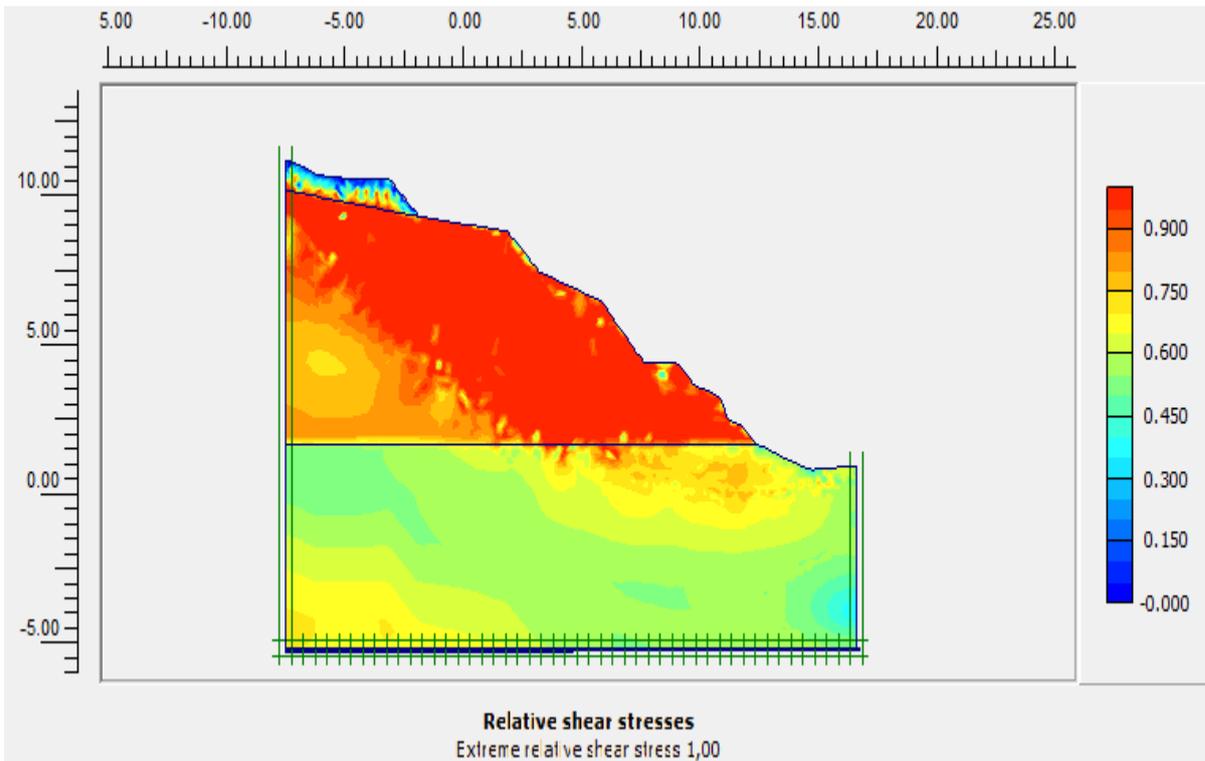


Figure IV.13 relative shear stresses

CONDITION INITIAL

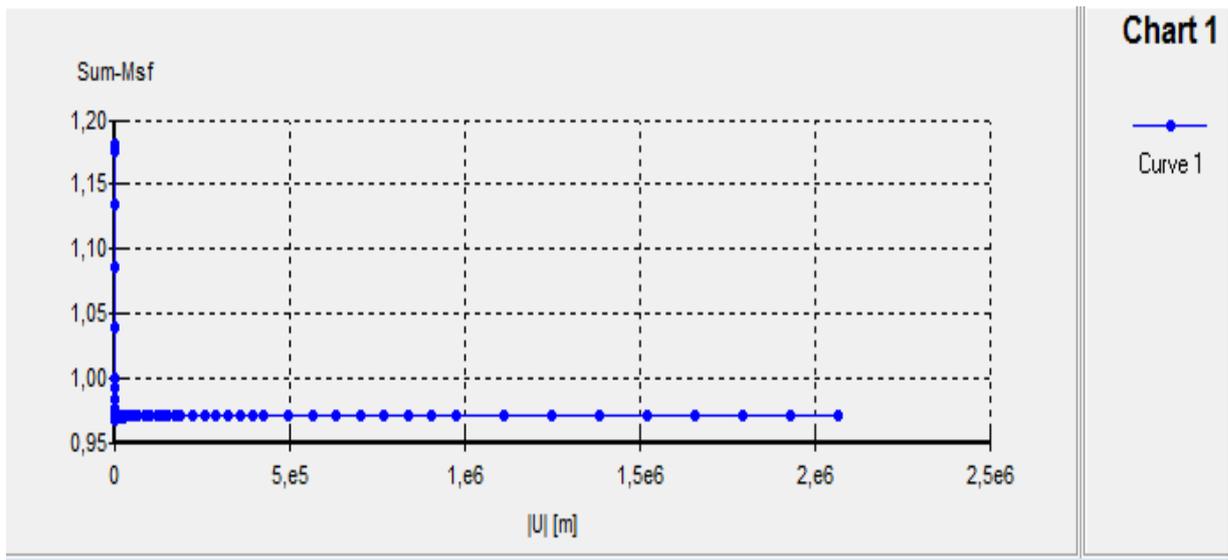


Figure. IV.14 courbe cas avant stabilisation de glissement par pieux

IV 2.Cas après stabilisation des glissements par pieux

Pieux en béton:

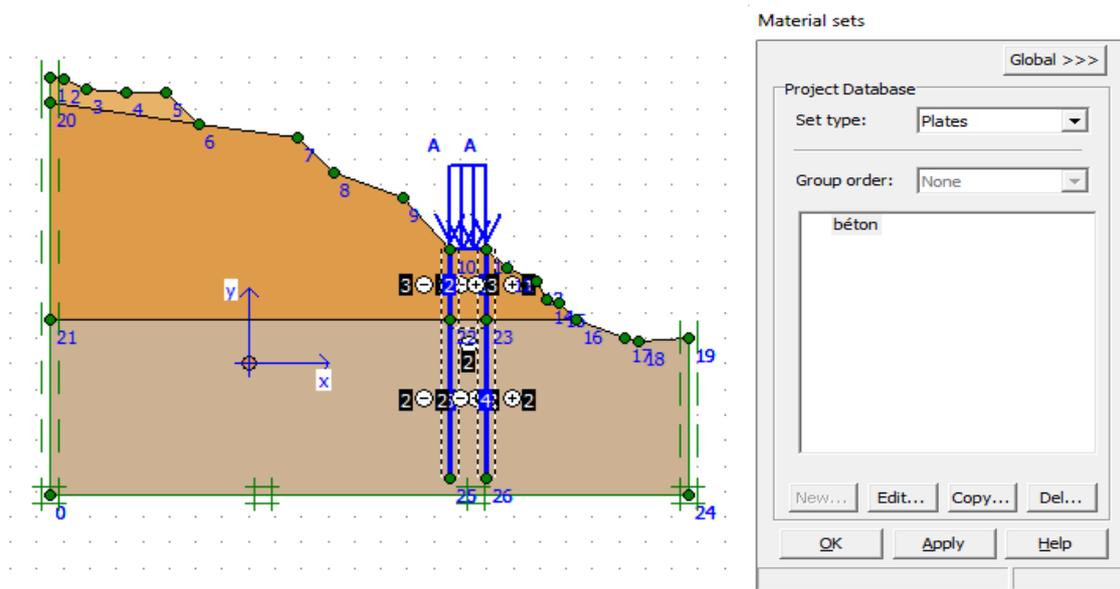


Figure. IV.15 stabilisation des glissements par pieux

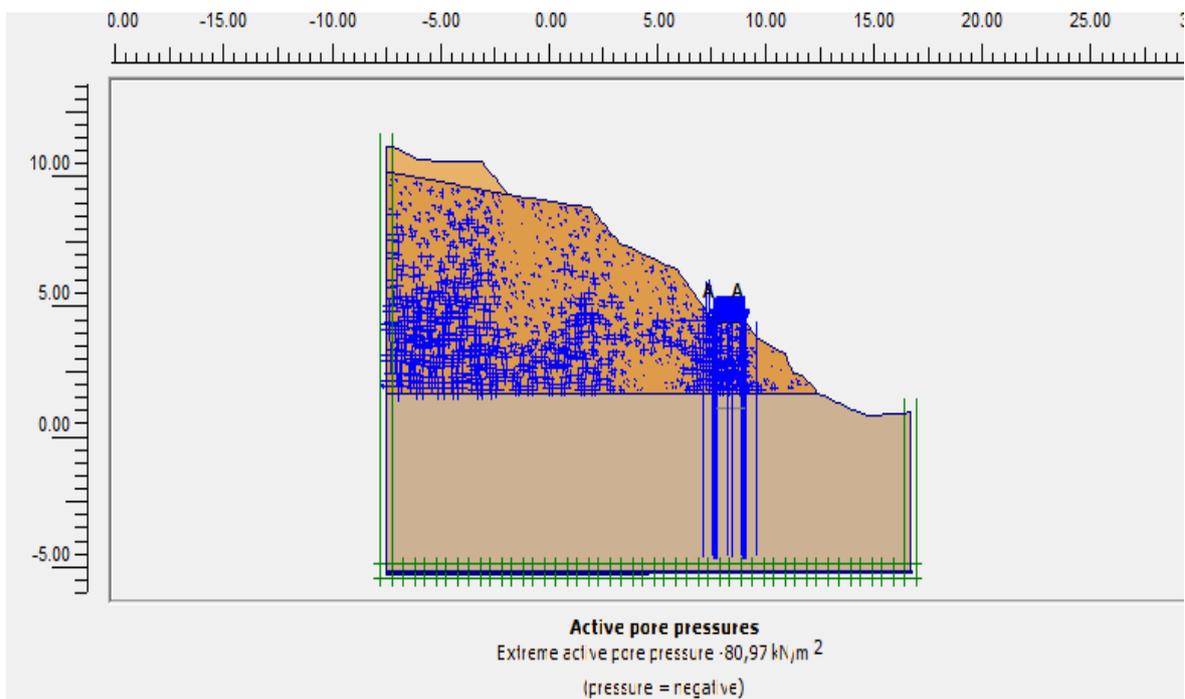


Figure IV.16 active pore pressures

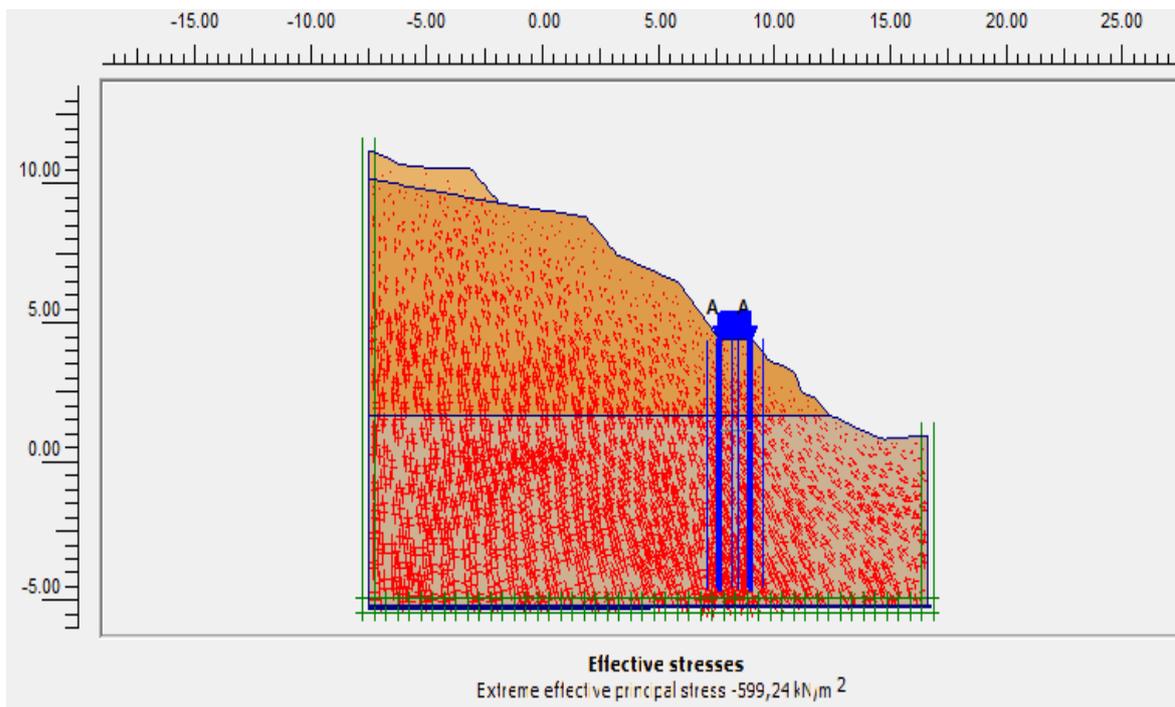


Figure IV.17 effective stresses

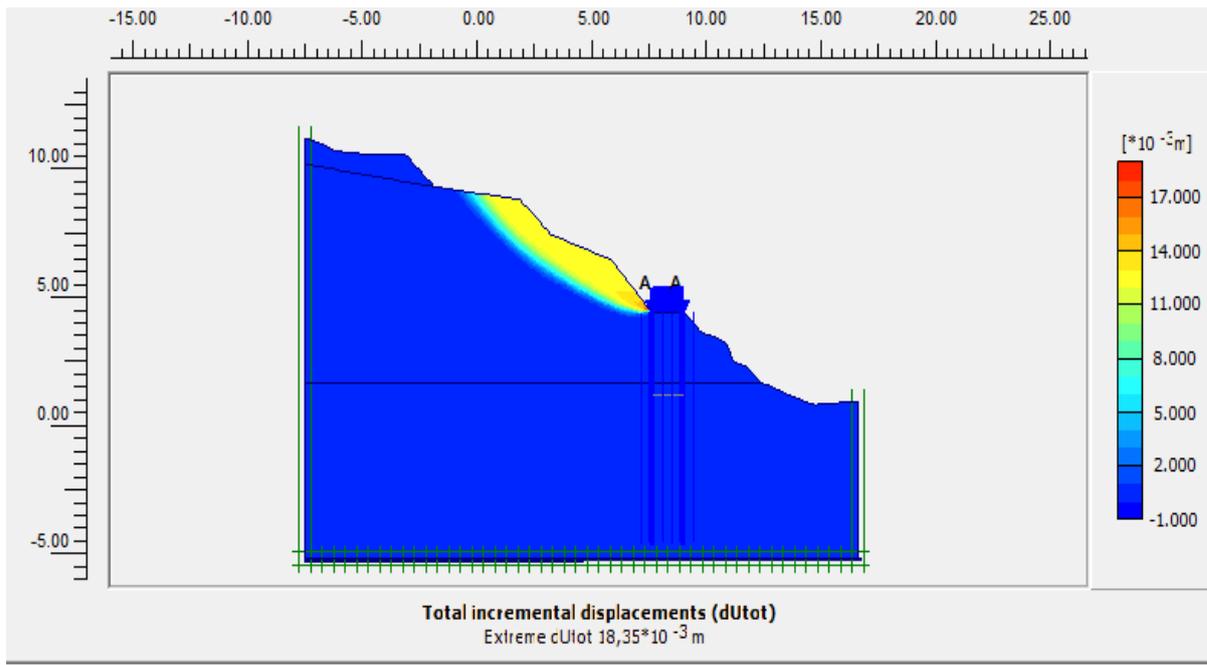


Figure IV.18 total incremental displacements

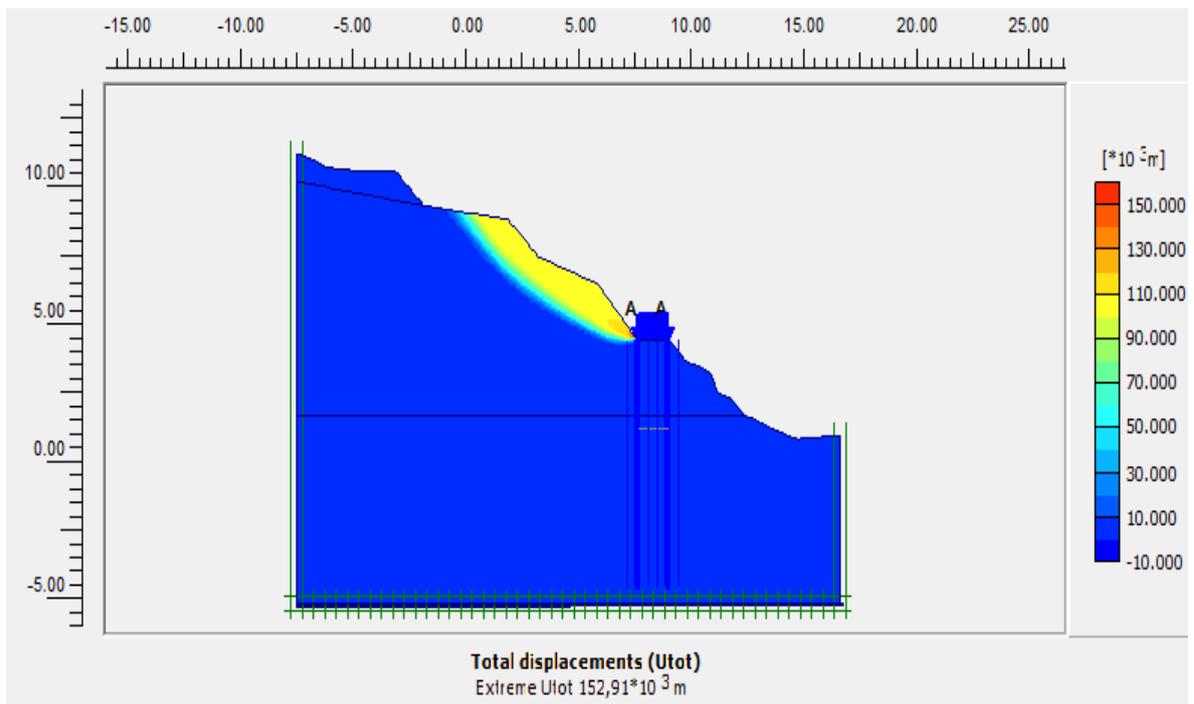


Figure IV.19 total displacements (shadings)

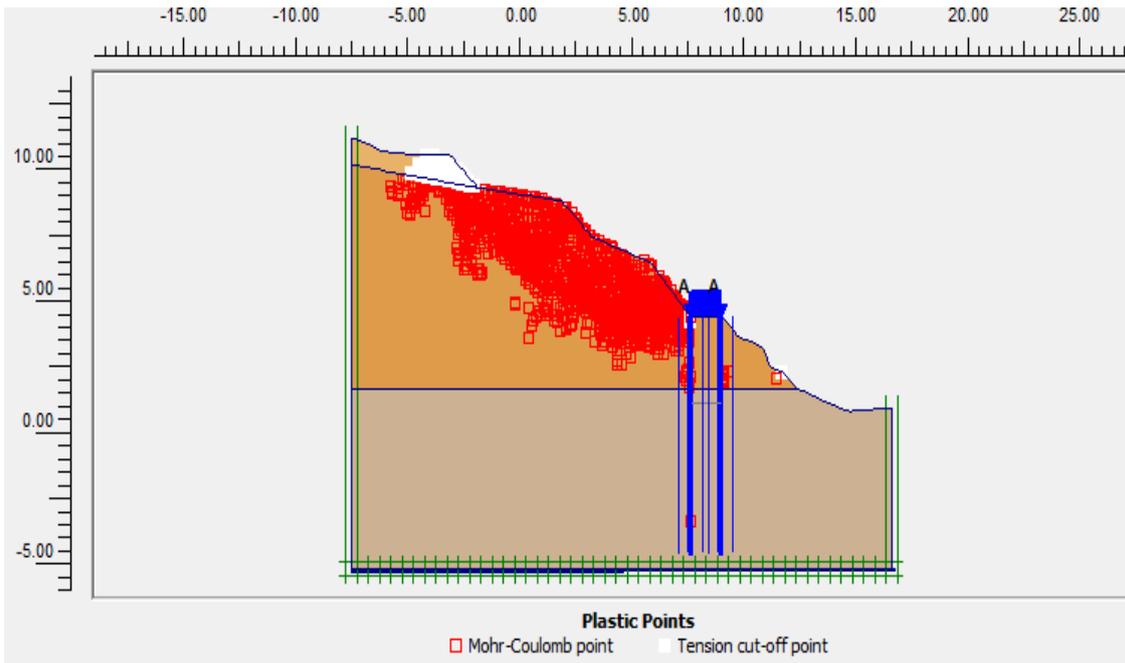


Figure IV.22 plastic points

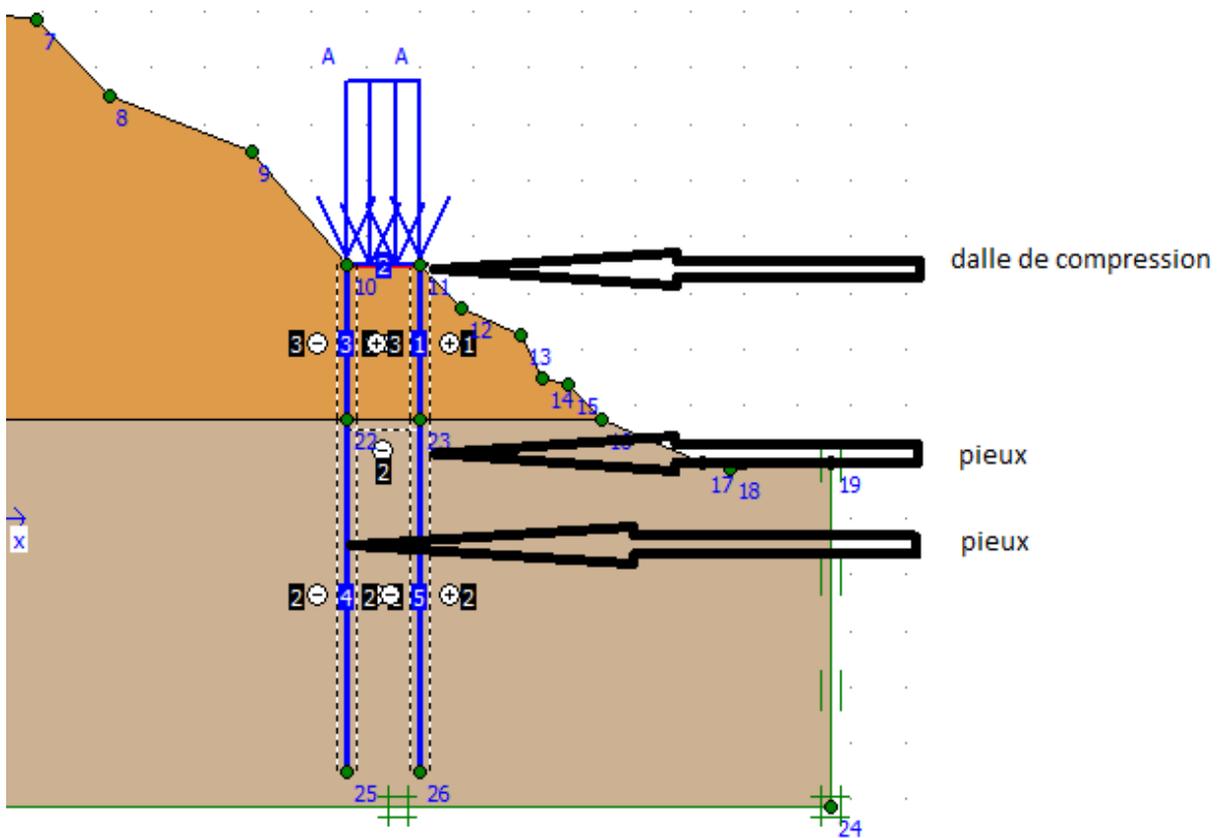


Figure. IV.23 dalle de compression

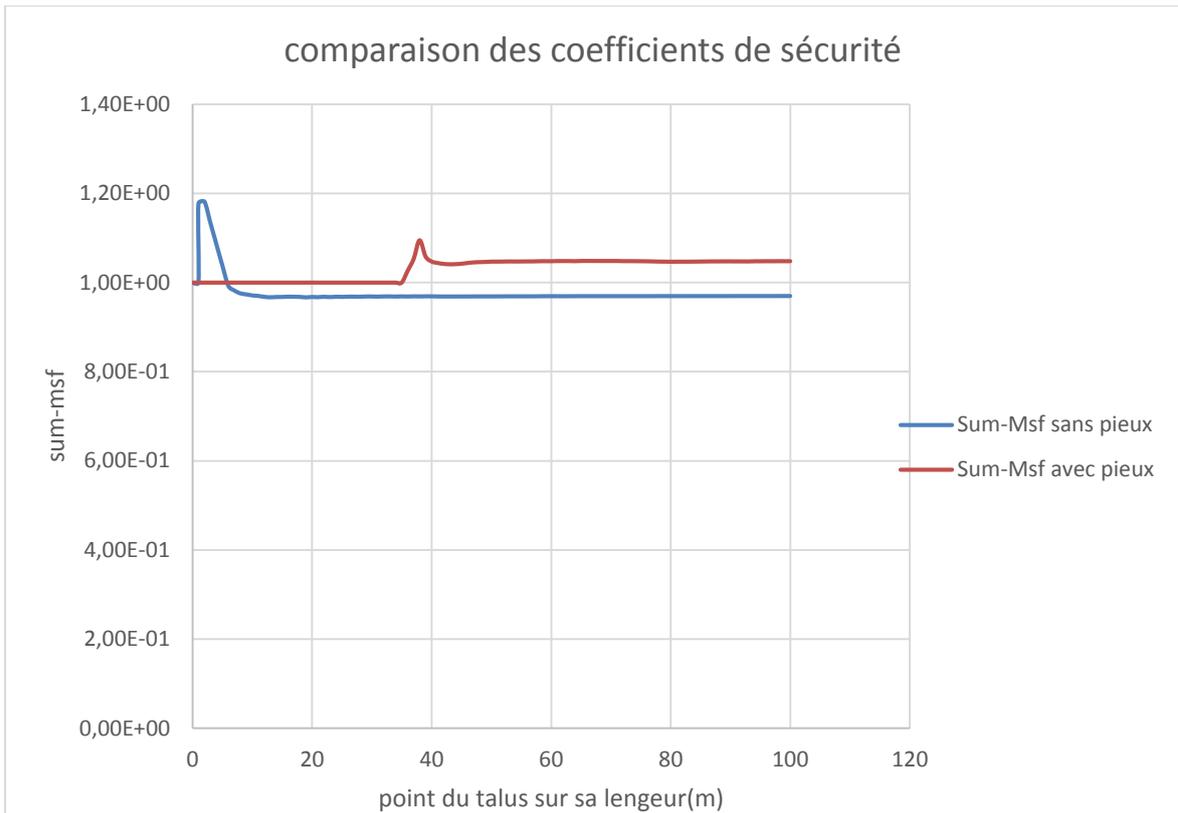


Figure IV.24 courbe de comparaison des coefficients de sécurité

Commentaire :

Le glissement de terrain une fois stabilisé par pieux montre un coefficient de sécurité supérieure à celui obtenu dans la première.

Ce coefficient peut être amélioré si nous projetons une dalle de compression ou dessous des pieux.

Conclusion

Conclusion

Dans ce mémoire, nous avons commencé par une approche bibliographique sur les mouvements de terrain, pour aboutir à une recherche sur les différents types de glissements de terrain.

On a exposé dans ce mémoire plusieurs méthodes de calcul des glissements de terrain.

On a étudié un cas réel, à savoir, le glissement au point PK 70+000 de la RN 20. Cette a été également lancée par la direction des travaux publics de la wilaya de Guelma.

Le logiciel utilisé pour cette étude est PLAXIS 8.2.

▪ Etude comprend de cas

1. Vérification de la stabilisation des sols sans traitement, calcul du coefficient de sécurité
2. Vérification de la stabilisation des sols par pieux, calcul du coefficient de sécurité

Les deux coefficients de sécurité seront comparés

Cette étude nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- Il faut faire la différence entre les différents types de stabilisation d'un sol. Ceci n'a pas été pris en considération.
- La stabilité d'un talus dépend directement des paramètres géotechniques du sol et de sa géométrie.

Perspectives

L'ensemble du travail présenté dans ce document ouvre la voie à notre humble avis aux perspectives suivantes :

- Réaliser une étude comparative pointue sur différentes méthodes de stabilisation des sols qui existent.

Placer des inclinomètres et tassomètres pour suivre le déplacement futur du talus sur lequel la route a été projeté.

**Références
bibliographiques**

Références bibliographiques

Bibliographie

- [1] :Abd elkader Benissa : »Glissement de terrain, Calcul en stabilité » édition OPU , Novembre 2003.
- [2] :Ali.Bouafia. Conception et calcul des ouvrages en géotechnique,édition les pages bleues internationales Janvier 2010
- [3] :Céline Bordeau « effet du site et mouvement de versanten zones sismiques : apport de la mdelisation numerique » Ecole des mines de paris,thèse de Doctorat Juillet 2006 .
- [4] :Derghoum Rabah.Mémoire de Magister.Influence des points des reseaux hydrauliques sur les glissements de terrain. 25 Mai 2008 .
- [5] :Fatima Dadouche Zeroual.Stabilitédes talus en remblai sur sols mous.Université de Jijel-Algerie-Institut de Génie Civil.25^e rencontre des l'AUGC,23-25 mai 2007,Bordeaux.
- [6] :J.Costet et G.Songlerat cours pratique de mécanique des sols,édition DUNOD 1969 Paris
- [7] :Jean Claude Flageollet,Mouvement de terrain et leur prévention Université louis pasteur de Strasbourg 1989.*
- [8] :Jean,Douis, durville et Gille Seve : »Glissement en terrain meuble » LCPC ? Technique de L'ingenieur, Traité de construction 1996
- [9] :Kaabech Tahar Mebrak Abderraouf « Contribution a l'étude des risques naturels (Sismique et mouvement de terrain) dans la Wilaya de Setif »,2010.
- [10] :Kharoubi Adjabi Souhila .Mémoire de magister « étude des glissements de terrain dans la region de Guelma »
- [11] :Limane Reda, Mémoire d'ingenieur d'etat en génie civil juin 1999.
- [12] :Peter.L.barry and davi reid. »an introduction to soil mechanics 5th edition »july 2004 .
- [13] :R.M.Faure méthodes de calcul en stabilité des pentes ENTPE cours mecanique des sols.
- [14] :Varnes D.J. Landslide types ans processues.lanslides and engeneering practice Highway research Board Special Report 29, Nat.acad.sci.544,20-47
- [15] :V.MERRIEN-SOUKATCHOF.Ecole des mines de nancy 2010 /2011

Références bibliographiques

[16]: DTP Guelma : informations fournies sur le PK 70.000 RN 20 (Guelma-constantine):(etude du PK 70.000.(ZEMOURI 2012)

Netographie

[17] :<http://www.ch.ch/gefahren/02024/02025/?lang=fr>

[18]:<http://www.cype.fr/>

[19] :<http://www.getprepared.gc.ca/knw/Ind-fra.aspw>

[20]:[http://www.irmagrenoble.com/à »risques8majeurs/01fichiersRN8afficher.php?id_RS D=13](http://www.irmagrenoble.com/à%20risques8majeurs/01fichiersRN8afficher.php?id_RS D=13)

[21] :http://www.prevention 2000.org/cat_nat/risque/mvtter/mvt_para.htm

[22] :<http://www.tadepeche.pf/article/societe/glissements-de-terrain-chute-de-pierre%E2%80%A6-comment-se-proteger>

[23] :<http://fr.wikipedia.org/wiki/fichierbrienzunwetter2005>

[24] http://fr.wikipedia.org/wiki/fichier_brienzunwetter2005]