

11/624.77A

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 Mastère

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par : Necibi M<sup>ed</sup> Walid

---

**Thème : Etude des Glissements de terrain**

---

Sous la direction de : Benyagha Hacene.

Juin 2012



## Remerciements



Je tiens d'abord et avant toute chose à exprimer ma profonde gratitude mon encadreur le Dr.BENYAGHLA Hacene pour avoir accepté de m'encadrer et pour la confiance qu'il a placée en moi, et pour sa disponibilité et ses conseils avisés tout au long de l'élaboration de ce document.

Je voudrais remercier le Pr.BELABED Lazhar pour avoir accepté de présider le jury de cette soutenance.

Un double remerciement s'impose pour le Pr.NOUAOURIA M.Salah, pour son aide inestimable, et pour avoir accepté d'être membre de ce jury.

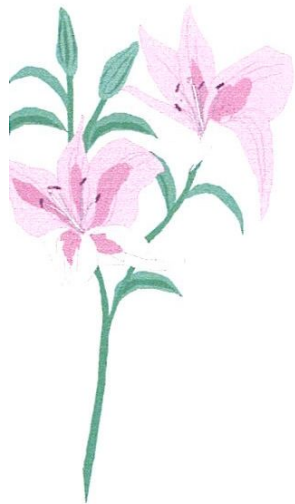
Je remercie sincèrement le Dr.MIMOUNE Pour avoir accepté de faire partie du jury.

Je remercie tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce document. En particulier ma famille, et mes amis.

Mes plus sincères remerciements s'adressent à tous les professeurs du département de Génie Civil et Hydraulique.

Un grand merci pour l'ensemble de la famille universitaire.

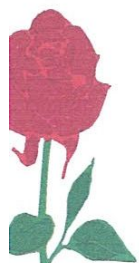




# Dédicace



Je dédie ce travail



a ma famille



Remerciements	
Dédicace	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des Photos	
Résumé	
Abstract	
الملخص	
Introduction Générale	

## Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction.....	1
I.2 Les mouvements de terrains .....	1
I.3 Critères de classification des mouvements de terrains..... ;.....	2
I.3.1 Typc dc sol .....	2
I.3.2. Le type de processus.....	2
I.3.3. L'agent déplaçant .....	2
I.3.4 La vitesse .....	3
I.4. Différentes formes d'instabilité d'un terrain .....	5
I.5 Les mouvements de pente.....	6
I.5.1 Les écroulements.....	6
I.5.2 Reptation.....	7
I.5.3. Fluage .....	8
I.5.4 Les coulées.....	9
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) .....	14
I.6 Les mouvements verticaux .....	14
I.6.1. Les affaissements .....	15
I.6.2 La consolidation .....	15
I.6.3. Les tassements d'ouvrages .....	15
I.6.4. Les affaissements miniers .....	15
I.6.5. Les effondrements .....	16
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 .....	18
I.8.3 A Guelma.....	18

## Chapitre II : Méthodes de calcul

II.1. Analyse de stabilité des sols en pente.....	19
II.1.1. Introduction.....	19
II.1.2. Notion du coefficient de sécurité.....	20
II.1.3. Méthodes de calcul en rupture plane.....	21



II.1.3.1. Massif pulvérulent .....	21
II.1.3.2. Cas d'un massif cohérent.....	22
II.1.4. Méthodes de calcul en rupture circulaire .....	23
II.1.4.1. Massifs homogènes .....	23
II.1.4.2. Méthode globale de Taylor et Caquot .....	24
II.1.4.3. Méthodes des tranches .....	26
II.1.5. Méthodes des tranches faisant appel à des hypothèses sur la valeur des efforts intertranche .....	26
II.1.5.1. Méthodes de Bishop généralisée .....	26
II.1.5.2. Méthodes de Bishop simplifiée.....	29
II.1.5.3. Méthode de Fellenius .....	30
II.1.6. Méthodes des tranches faisant appel à des hypothèses sur la ligne de poussée... ..	32
II.1.6.1. Méthode complète de Jambu .....	32
II.1.6.2. Méthode de Jambu simplifiée .....	33
II.1.7. Méthode des tranches faisant appel à l'orientation des efforts intertranches..	34
II.1.7.1. Méthode de Spencer.....	34
II.1.8. Méthode des tranches faisant des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement.....	35
II.1.8.1. Méthode de perturbation.....	35
II.2. Analyses de stabilité des pentes en présence d'eau.....	38
II.2.1. Introduction .....	38
II.2.2. Facteurs influençant la stabilité des pentes .....	38
II.2.2.1. Type de sol.....	38
II.2.2.2. Conditions climatiques.....	39
II.2.2.3. Etat de surface du sol .....	39
II.2.2.4. Niveau de la nappe phréatique.....	39
II.2.3. Méthodes classiques de calcul en rupture plane en présence d'eau.....	39
II.2.3.1. Massif frottant avec écoulement parallèle à la surface topographique .....	39
II.2.3.2. Calcul de la pression interstitielle à la base de la tranche.....	40
II.2.3.3. Pente infinie, rupture plane, cas d'un sol général avec écoulement.....	41
II.2.4. Méthodes classiques de calcul en rupture circulaire.....	44
II.2.4.1. Coefficient de sécurité en rupture circulaire .....	44
II.2.5. Méthodes globales .....	46
II.2.5.1. Méthode de Taylor et Caquot.....	46
II.2.6. Méthodes des tranches .....	47
II.2.6.1. Théorie générale de nonveiller .....	47
II.2.6.2. Méthode de Bishop généralisée.....	51
II.2.6.3. Méthode de Bishop simplifiée .....	51

II.2.6.4. Méthode de fellenius .....	51
II.2.6.5. Méthode de jambu .....	52
II.2.6.6. Méthode de jambu simplifiée .....	52
II.2.6.7. Méthode de spencer.....	52
II.2.6.8. Méthode de perturbations .....	52
II.3. Conclusion .....	53

### Chapitre III : étude de cas

III.1 introduction .....	54
III.2 situation géographique .....	54
III.3 historique de la zone .....	55
III.4. description de la zone .....	55
III.5. introduction des données .....	56
III.5.1. reconnaissance géologique .....	56
III.5.2. levé topographique.....	60
III.6. résultats .....	60
III.7. discussions des résultats .....	64
III.8. étude paramétrique .....	65
III.8.1 Variation de la cohésion du sol .....	66
III.8.2 Variation de l'angle de frottement interne du sol .....	68
III.8.3. Variation de la surcharge routière .....	69
III.9. causes probables du glissement .....	71
III.10 solutions envisageables.....	73
III.10.1 Terrassement.....	73
III.10.2 Assainissement et drainage .....	74
III.10.3 Enrochement .....	74
III.11 Simulation des solutions.....	75
III.12. Conclusion .....	75

### Chapitre IV : solutions et recommandations

IV. Solutions et recommandations.....	76
IV.1. Introduction .....	76
IV.2. l'information.....	76
IV.3. éviter le mouvement .....	76
IV.4. Surveiller le mouvement .....	77
IV.5. Arrêter le mouvement .....	78
IV.5.1. Modification des propriétés mécaniques du sol .....	78
IV.5.1.1. Compactage.....	78
IV.5.1.2. Clouage .....	79

IV.5.1.3. Tirants d'ancrage.....	80
IV.5.2. Modification de la géométrie .....	81
IV.5.2.1.Terrassement .....	81
IV.5.2.2. Remblai en pied .....	82
IV.5.2.3. Allègement en tête.....	83
IV.5.2.4.Reprofilage.....	83
IV.5.2.5.Purge.....	83
IV.5.2.6.Substitution.....	84
IV.5.3. Modification des conditions hydrogéologiques .....	84
IV.5.3.1. Drainage.....	84
IV.5.3.2: drainage vertical.....	85
IV.5.3.3. Drainage subhorizontal - feutre drainant- .....	85
IV.5.3.4: Drainage superficié.....	86
IV.5.3.5. Tranchée drainante .....	87
IV.5.3.6. Éperon drainant .....	87
IV.5.4. Modification des contraintes.....	87
IV.5.4.1. Ouvrages de soutènements .....	88
IV.5.4.1.1. Mur en gabions .....	89
IV.5.4.1.2. Mur en maçonnerie .....	89
IV.5.4.1.3. Rideaux de palplanche.....	90
• Palplanches en B.A (béton armé).....	91
• Palplanches en bois.....	92
• Palplanches métallique.....	92
IV.5.4.3. La végétalisation.....	93
IV.6. Conclusion.....	95
Conclusion Générale et Perspective	



## Listes des Figures

<b>Figure</b>	<b>Désignation</b>	<b>Page</b>
Fig1.1	classification des mouvements de terrain (schéma réalisé d'après la classification de Martin)	5
Fig1.2	Ecroulement	6
Fig1.3	Reptation	8
Fig1.4	fluage	9
Fig1.5	Coulée de boue	10
Fig1.6	principaux éléments de description d'un glissement de terrain	11
Fig1.7	Glissement plan	13
Fig1.8	glissement rotationnel	14
Fig1.9	affaissement minier	16
Fig2.1	pente infinie	19
Fig2.2	pente finie	19
Fig2.3	Rupture plane, cas d'un milieu pulvérulent	21
Fig2.4	cercle de pied du talus (talus raide)	23
Fig2.5	cercle de pied de talus (talus doux)	23
Fig2.6	cercle de flan de talus	24
Fig2.7	cercle de rupture profond	24
Fig2.8	équilibre globale du massif	25
Fig2.9	rupture quelconque	26
Fig2.10	force agissant sur la tranche « i »	28
Fig2.11	forces agissant sur une tranche selon Fellenius	30
Fig2.12	Cercles profonds	31
Fig2.13	Forces agissant sur une tranche selon jambu	32
Fig2.14	forces agissant sur une tranche selon spencer	35
Fig2.15	forces agissant sur une tranche « i »	36
Fig2.16	rupture plane, milieu pulvérulent avec écoulement	39



Fig2.17	détermination de la pression interstitielle	40
Fig2.18	pente infinie avec écoulement parallèle	43
Fig2.19	rupture circulaire	44
Fig2.20	forces agissant sur la tranche « i » lors d'un glissement circulaire	46
Fig2.21	massif de forme quelconque soumis à des forces extérieures	49
Fig2.22	équilibre d'une tranche dont la surface est hors d'eau	49
Fig2.23	équilibre d'une tranche dont la surface est sous l'eau	50
Fig3.1	carte représentant le réseau routier de la wilaya de Guelma	54
Fig3.2	stratification du sol	59
Fig3.3	Profil en traves du talus réalisé avec SLIDE	60
Fig3.4	méthode de bishop	60
Fig3.5	methode de Fellenius	61
Fig3.6	méthode de Jambu simplifiée	61
Fig3.7	méthode Jambu corrected	62
Fig3.8	méthode de Spencer	62
Fig3.9	méthode de Corp on engineer	63
Fig3.10	méthode de Morgenstern et price	63
Fig3.11	méthode de Lowe-Karafiath	64
Fig3.12	La variation des coefficients de sécurité avec différentes méthodes	64
Fig3.13	Talus témoin	66
Fig3.14	diagramme des variations du coefficient de sécurité du sol en fonction de la variation de la cohésion du sol	67
Fig3.15	diagramme des variations du coefficient de sécurité du sol en fonction de la variation de l'angle de frottement interne du sol	68
Fig3.16	diagramme des variations du coefficient de sécurité du sol en fonction de la variation de la surcharge routière	70
Fig3.17	simulation de la reconstitution du remblai avec le logiciel SLIDE	75
Fig4.1	Tirants d'ancrage	81
Fig4.2	butée de pied	82
Fig4.3	Allégement en tête	83
Fig4.4	Drain subhorizontale ou feutre drainant	86
Fig4.5	Mur de soutènement	89

### Liste des tableaux.

<b>Tableau n°</b>	<b>Désignation</b>	<b>Page</b>
Tab1.1	Vitesse de mouvement de terrain (d'après D.J Varnes 1958 et M.J Gozier 1979)	4
Tab3.1	Résultat des sondages carottés	58
Tab3.2	résultat du sondage carotté 1 et 2	59
Tab3.3	récapitulatif des coefficients de sécurité	64
Tab3.4	représentation de la variation du coefficient de sécurité en fonction de la variation de la cohésion du sol	66
Tab3.5	représentation de la variation du coefficient de sécurité en fonction de la variation de l'angle de frottement interne du sol	68
Tab3.6	représentation la variation du coefficient de sécurité en fonction de la variation de la surcharge routière.	69

### Liste des Photos.

<b>Photos n°</b>	<b>Désignation</b>	<b>Page</b>
Photo 1.1	glissement de terrain	11
Photo 3.1	dégradation de la route	55
Photo 3.2	fissures importantes	56
Photo 3.3	déformation du sol visible par la déformation des lits de gabion	71
Photo 3.4	pierres et vieilles conduite qui constituent une surcharge	72
Photo 3.5	des suppressions dans le corps du talus	72
Photo 3.6	descente d'eau endommagée	73
Photo 4.1	opération de compactage	79
Photo 4.2	Remblai en pied	82
Photo 4.3	Mur en maçonnerie	90
Photo 4.4	palplanche en béton armé	91
Photo 4.5	palplanche en bois	92
Photo 4.6	palplanche métallique	93
Photo 4.7	Végétation d'un talus	94

## **RESUME**

La région de Guelma est caractérisée par ses terrains fortement accidentés, ce qui peut avoir des retombées très néfastes sur le bon fonctionnement de son réseau routier. On compte jusqu'à ce jour 65 points de glissement sur les chemins de la wilaya.

C'est pourquoi notre modeste travail va porter sur l'étude des glissements de terrains en générale, et l'étude du glissement de terrain se trouvant sur la RN 80 PK67+500 qui est l'un des axes les plus exposés aux glissements, à lui seule il compte plus de 4 sites classés instable.

Et pour ce fait, nous avons exposé des généralités sur les types de glissements, quelques méthodes de calcul sont ainsi exposées. ainsi qu'une étude statique avec le logiciel SLIDE, et enfin nous avons émis des solutions pour faire face à ces catastrophes naturelles.

L'étude de la géométrie, et des paramètres géotechniques du sol ont été réalisées par le LTP Est –Laboratoire de travaux publics-Direction de Annaba.les paramètres de notre étude nous ont été fournis par la DTP Guelma, Direction des travaux publics.

### **Mots clés :**

Glissement, résistance au cisaillement, talus instable, pentes, argiles.

## **ABSTRACT**

The region of Guelma is characterized by its rough grounds, which can have a very bad consequences on the effective use of its road network. We count 65 sliding points.

That's why our modest work will focus on studying the sliding grounds in general, and the sliding ground located on the national road NR 80 KP 67+500, which is the most exposed to sliding movement. This axis counts at least 4 sites classified as unstable.

And for this purpose we exposed some generalities of the different types of sliding, and also some calculation methods, we exposed also a static study using the SLIDE software, we proposed also some solutions to counter this kind of natural catastrophe.

The study of geometry, and geotechnical parameters of the soil have been achieved by LTP for the count of DTP Guelma.

### **Key words:**

Slip, shear strength, slope, Unstable slope, clays.

## الملخص:

تتميز ناحية قالمة بارضيها ذات طابع وعر و هو ما قد يترتب عنه اضرار كبيرة علي شبكة الطرقات , اذا نعد الي غاية هذا اليوم 65 نقطة انزلاق التربة .

ولهذا فقد توجهنا بعملنا المتواضع الي دراسة انزلاقات التربة بصفة عامة ودراسة الانزلاقات المتواجدة علي مستوي الطريق الوطني يعتبر من بين المحاور الاكثر تعرضا للانزلاقات اذ لوحده 4 مواقع غير مستقرة 500 +67 رقم 80 النقطة ال كم

وبالتالي قمنا بعرض عموميات حول انواع الانزلاقات وبعض تقنيات حساب لدراسة سكونيه بالبرنامج سلايد وفي الاخير قمنا باقتراح حلول لمواجهة هاته الكوارث الطبيعية .

تم انجاز الدراسة الجيومترية و الجيوتقنية للأرض من قبل مخبر الاشغال العمومية عنابة شرق لفائدة مؤسسة زموري وتم منحها لشخص من قبل مديرية الاشغال العمومية قالمة.

## كلمات المفتاحية:

الانزلاقات , مقاومة القص , منحدر غير ثابت , منحدر , الطين .



### I.1 INTRODUCTION

Les différentes formes d'instabilité de terrains en pente, revêtent des fois des formes spectaculaires et laissent à penser que la moindre perturbation affectant l'équilibre naturel des terres, engendrerait des conséquences catastrophiques. Il va sans dire qu'il est impératif de prévoir les risques de mouvement du sol à chaque modification de cet état d'équilibre.

L'analyse de la stabilité d'un terrain, est une opération très complexe dans la mesure où une multitude d'aspects s'interfèrent. Notamment l'incertitude sur les paramètres géotechniques, et le fait que toutes les théories élaborées pour traduire et modéliser les mécanismes de glissement sont empiriques et approchées, ne reflétant en aucun cas le comportement exact du sol.

### 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.).

## **I.3 CRITERES DE CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS**

### **I.3.1 Type de sol**

Plus communément appelé facteur de terrain, il s'agit en premier lieu des caractéristiques du matériau déplacé, selon qu'on parle de mouvements dans des sols meubles ou cohérents.

Dans les roches meubles quand le mouvement se produit dans une roche homogène, la taille, l'organisation, et la forme des grains, la fracturation, fissuration, leurs modes d'assemblage, leurs cimentations, et la possibilité d'infiltration de l'eau ... etc. affectent directement la cohésion du sol, qui entraînent la possibilité d'une rupture, celle-ci peut être sous forme de blocs isolés à sec, ou sous forme de coulées boueuses.

On illustre le paragraphe précédent en évoquant la classification faite par J.N.Hutchinson et A.W.Skempton, en 1978[6], basée sur les conditions qui affectent la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons de sol testés au laboratoire, selon qu'il s'agisse de glissement nouveau, ou de glissement situé dans des sites préalablement affectés par des mouvements et des ruptures. Les conditions de pression interstitielle dans le versant sont mises au deuxième plan dans cette classification. Néanmoins, elles sont tout aussi importantes que leurs précédents. [ jean claude flageollet 1989].

Au Japon, une classification géotechnique très utilisée associe le type de cisaillement indicatif d'un glissement lent ou rapide d'une part, et l'état et la taille du matériau, frais ou fracturé, sableux ou argileux d'autre part.

### **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 déplacements du sol, peuvent se produire avec différentes vitesses. Celle-ci peut varier d'extrêmement lente, tel est le cas des glissements rotationnels, la plus part des cas, à extrêmement rapide pour les chutes de pierres, les écroulements rocheux ... etc.

Une classification basée sur la vitesse de mouvement de terrain, a été élaborée par D.J Varnes [1958] et M.J Gozier [ 1979]. [10] voire tableau I-1



Tableau I.1

Vitesse de mouvement de terrain (d'après D.J Varnes 1958 et M.J Gozier 1979)

Vitesse mouvement	E.R	T.R	R	M	L	T.L	E.L
Chutes, écroulement de roches	■						
Avalanche de débris	■	■					
Coulée de terre, de débris		■	■	■	■		
Glissement de roches	■	■	■	■	■	■	
Glissement rotationnel :				■	■	■	■
-de roches		■	■	■	■	■	■
-de sol		■	■	■	■	■	■
Glissement plan				■			
-de blocs					■		
-de sol					■		
Glissement de débris			■	■	■	■	

Ou

E.R : extrêmement rapide 5m /seconde.

T.R : très rapide 3m / minute.

R : Rapide 1.8 m / heure.



M : modéré 13m/mois.

L : lent 1.6m/an.

T.L : très lent 16mm/an.

E.L : extrêmement lent.

#### 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.1

Le second groupe concerne les déplacements verticaux confinés abaissant sans rupture des surfaces horizontales : ce sont les *mouvements verticaux*. [martin 2006]Figure I-1

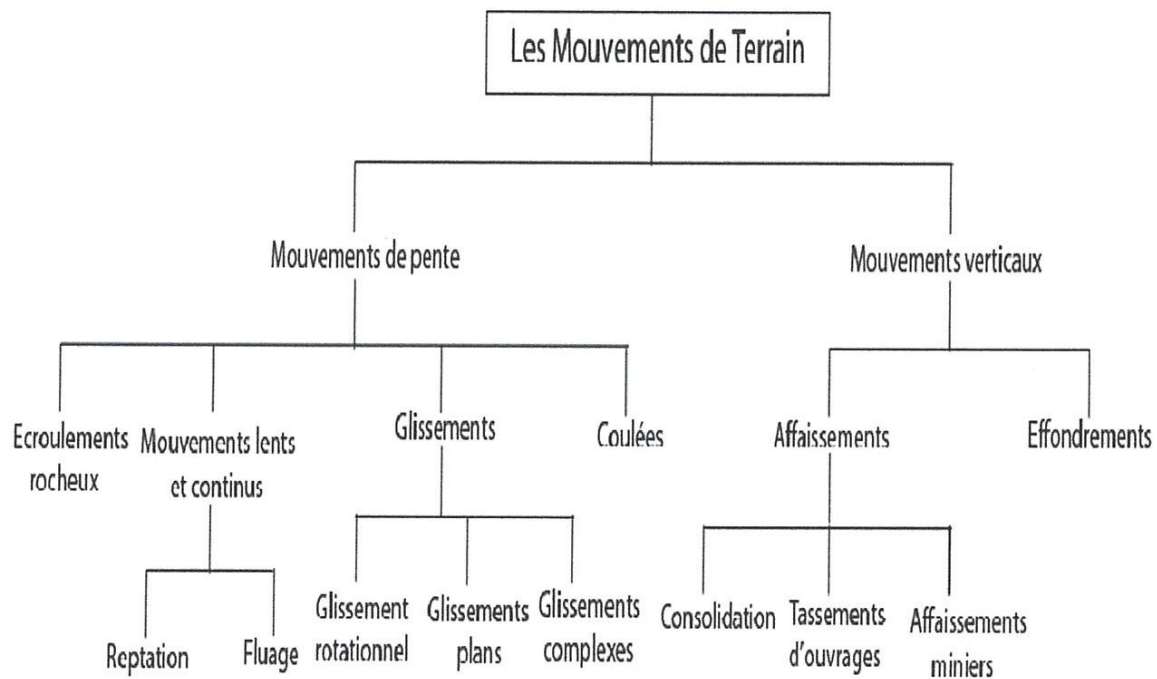


Figure I.1. classification des mouvements de terrain (schéma réalisé d'après la classification de Martin, [2006])

### I.5 Les mouvements de pente

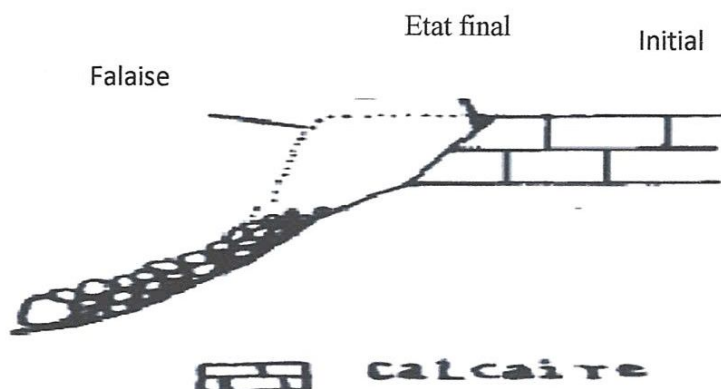
Les mouvements de pente constituent la classe la plus vaste d'aléas. Ce sont des mouvements obliques qui affectent les pentes tant naturelles qu'artificielles (talus).

Les mouvements de pente les plus fréquents sont classés comme suit :

- Ecoulement rocheux.
- Mouvements lents et continus (reptation et fluage).
- Coulées
- Glissements.

#### I.5.1 Les écroulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (Figure I.2). 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 écroulement (ou éboulement) est utilisé lorsque la chute affecte simultanément une masse importante de matériaux de gros calibre. Les écroulements ont deux origines : présence de fractures préexistantes et de niveaux tendres sous-jacents.



**Figure I.2.** Ecoulement [Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][2010]

### I.5.2 Reptation

La reptation consiste en un déplacement et une redistribution des particules, au sein d'une formation meuble, sous l'action de la pesanteur ce qui se traduit par une lente descente de l'ensemble. Elle s'exprime le long des versants en pente par la courbure de la base des troncs d'arbre, l'inclinaison des piquets des pâtures, et le fauchage de la partie sommitale des affleurements de roches meubles. [11] figure I-3

Plusieurs processus peuvent engendrer une reptation :

- les successions de gel/dégel (solifluxion) :
  - pipkrakes (soulèvement et retombée des cailloux à la surface du sol par la glace)
  - cryoreptation (soulèvement et retombée des agrégats du sol par formation et fonte de lentilles de glace) qui peut aboutir avec la saturation en eau à la gélifluxion
- les variations de volume du sol dues à l'humidité ou à la température
- l'impact des gouttes d'eau sur le sol (effet splash) et le ruissellement diffus
- l'activité biologique (terriers, chablis, piétinement)
- L'activité humaine (labours)

La solifluxion qui est un cas particulier du fluage est la descente, sur un versant, de matériaux boueux ramollis par l'augmentation de leur teneur en eau liquide. Quand l'eau liquide provient du dégel on parle de gélifluxion. Pendant la saison chaude la couche en surface (ou couche active) se met à fondre et glisse littéralement sur la couche inférieure solidifiée par le gel à une vitesse de 0,5 à 1,5 cm par an. En Allemagne, les dépôts de solifluxion datant du dryas récent ont une épaisseur homogène de 0,4 à 0,7 mètres.

Les dépôts en bas des pentes qui résultent de la solifluxion sont appelés colluvions.

Contrairement à d'autres types de glissement de terrains tels que les coulées de boue après des pluies torrentielles ou les coulées de débris, le processus de solifluxion est graduel, voire imperceptible.

On parle de coulées, et de loupe de solifluxion, de lobes, de terrasses, ou de glissements en pieds de vache.

### 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.4, 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.

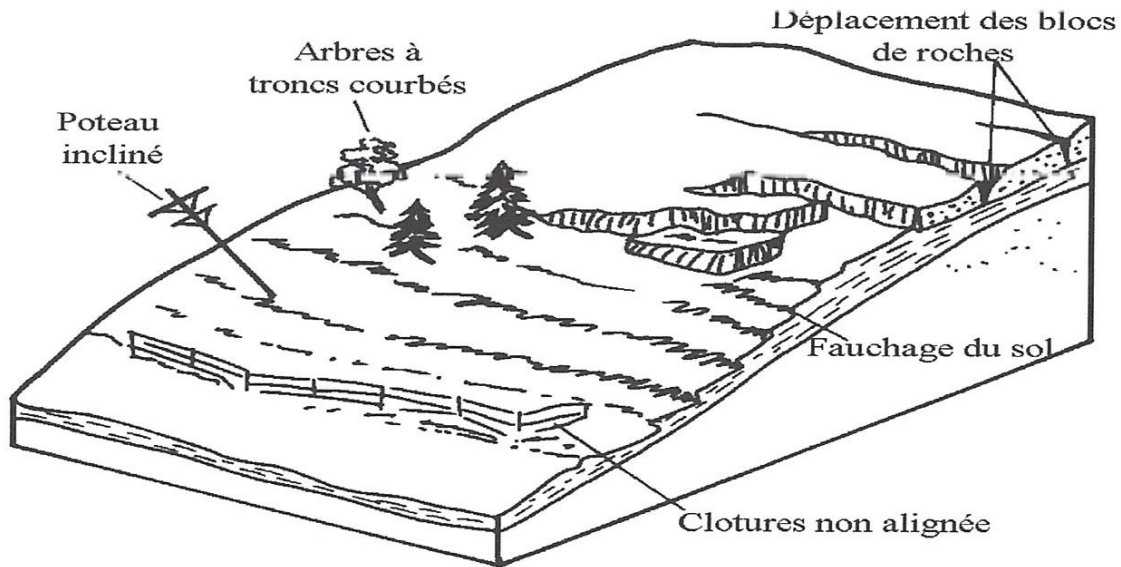


Figure I.3 exemple de reptation [Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][2010]



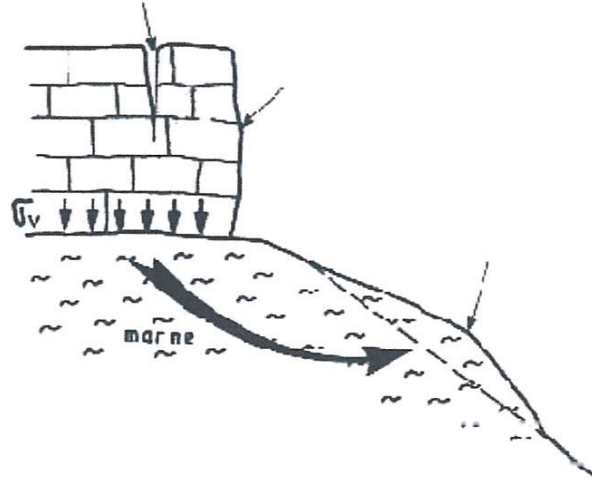
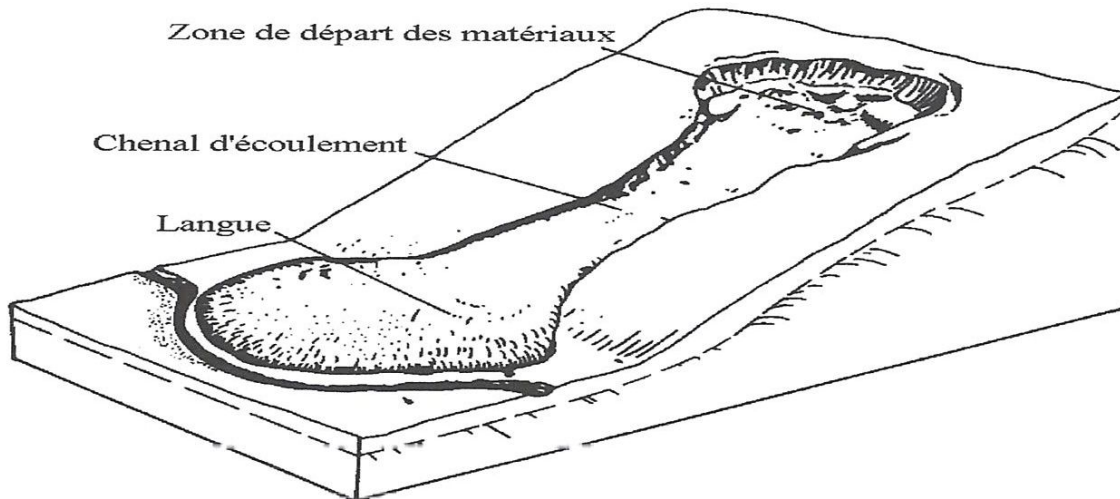


Figure I.4. exemple de fluage [[Kaabech Tahar Mebrak abderraouf][2010]

#### I.5.4 Les coulées

Les coulées sont assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que : coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave : coulée boueuse d'origine volcanique, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne) Figure I.5, coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été).



*Figure I.5.* 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.

[[http://fr.wikipedia.org/wiki/fichier\\_brienzunwetter2005](http://fr.wikipedia.org/wiki/fichier_brienzunwetter2005)]

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

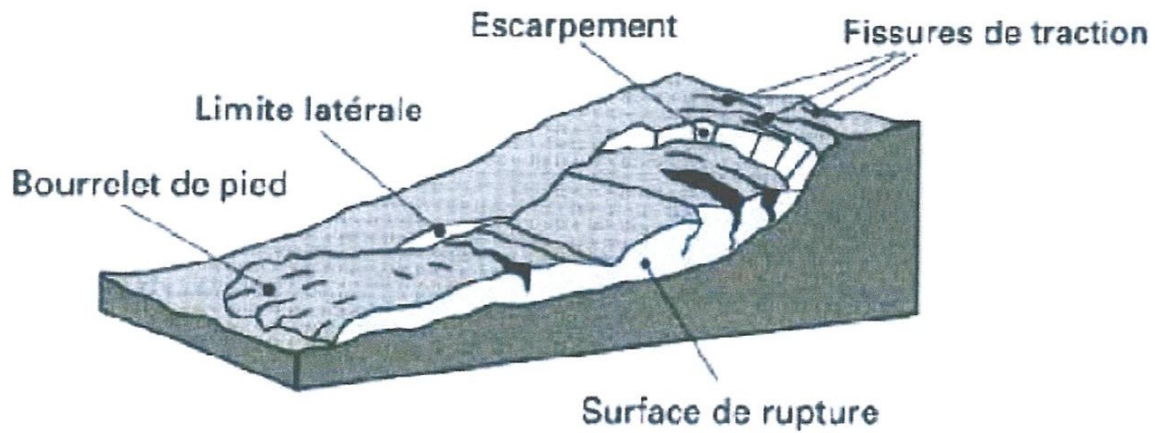


Figure I.6. principaux éléments de description d'un glissement de terrain [Durville et Séve 1997]



Photo I.1. glissement de terrain [[http://wikipedia.org/wiki/fichier\\_burgsturz-bei-morignone.jpg](http://wikipedia.org/wiki/fichier_burgsturz-bei-morignone.jpg)]

Le glissement de terrain ne doit pas être confondu avec :

- 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 ;



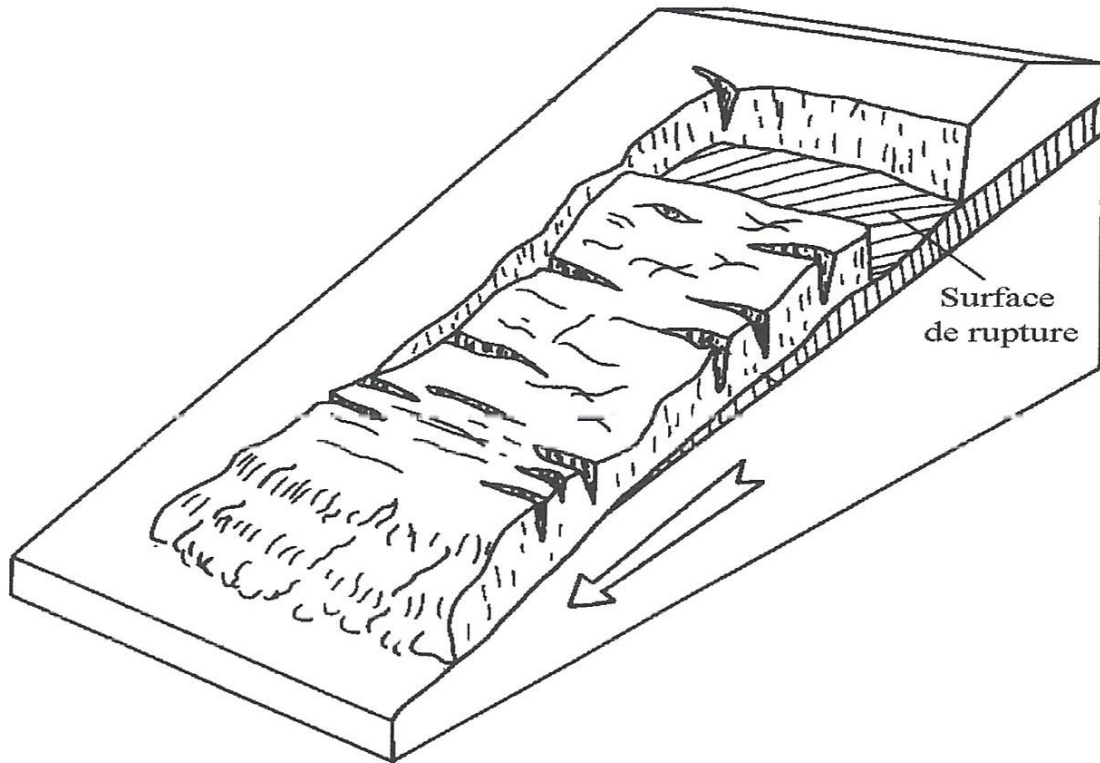
- Les phénomènes de retrait/gonflement de certaines argiles sous l'effet des variations d'humidité, ou le mouvement n'est pas non plus conforme à la pente, et est réversible et non gravitaire. les phénomènes, ou le mouvement concerne la lave liquide et non des sols.
- Les phénomènes volcaniques, ou les 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***

Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérite et son substrat figure [I-7]. La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».





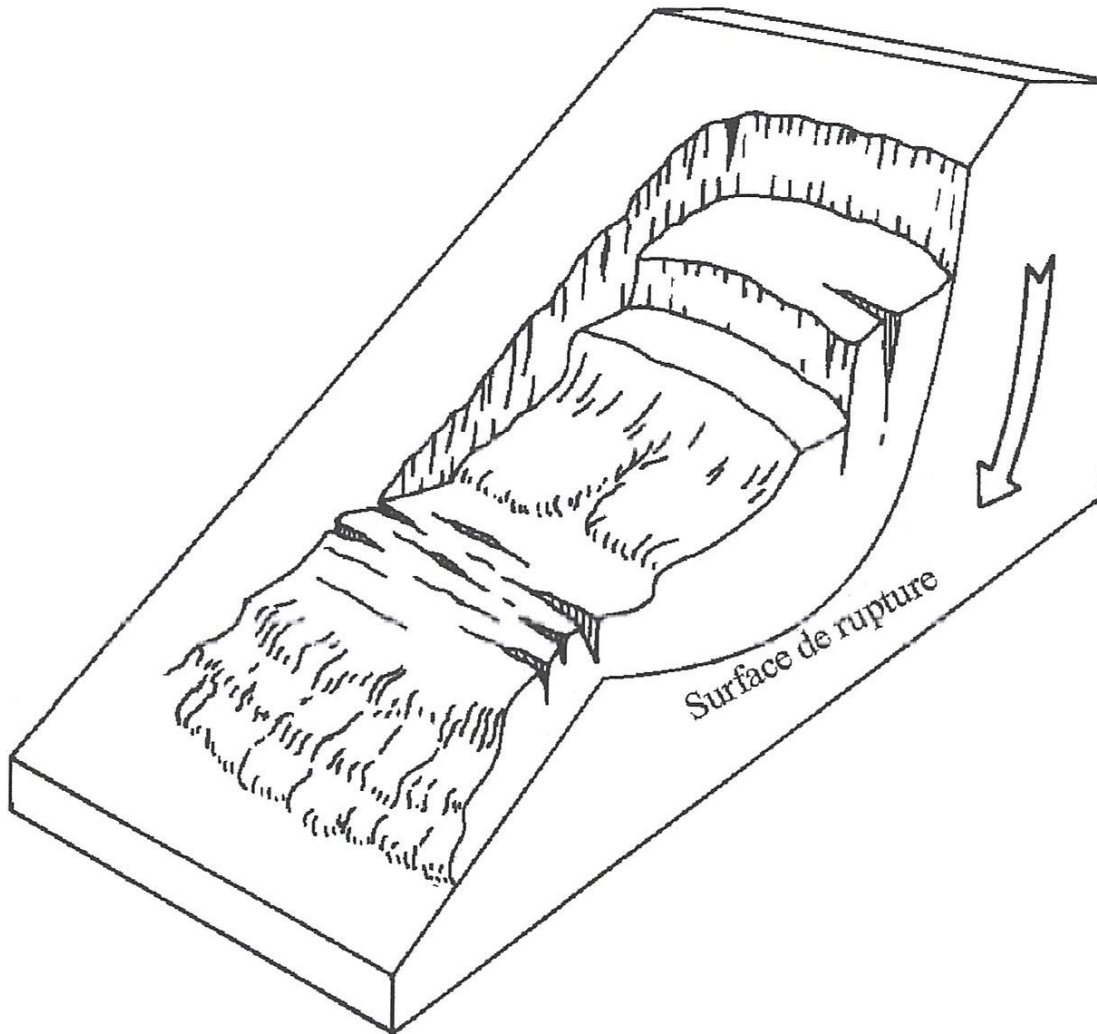
*Figure I.7.* Glissement plan [5]

#### **1.5.5.2 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.8]. 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.8. Glissement rotationnel [5]*

### **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**

Les affaissements et effondrements sont aussi des mouvements naturels, ils résultent de la consolidation progressive de sédiments, sous l'effet de leur propre

poids, à laquelle s'ajoute parfois la subsidence d'effondrements de voûtes de cavités de formations karstiques, gypseuses... ils peuvent être provoqués soit par surcharge locale de la surface du sol, comme celle résultant de la construction d'un ouvrage, soit par extraction de matériau du sous-sol, comme lors de l'exploitation de pétrole, d'eau, de matériaux, de minerai, la construction de galeries... etc.

### **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-9).

### **I.6.2 La consolidation**

Elle affecte des matériaux meubles récemment déposés, sédiments subactuels, remblais. Elle est le résultat de l'écrasement des interstices d'un matériau granuleux, sous l'effet de son propre poids. Voir figure (I-9).

### **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-9).

### **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 combent par effondrement du toit, cela entraîne la décompression et la fragmentation des matériaux stériles coiffant le gisement. Voir figure (I-9).



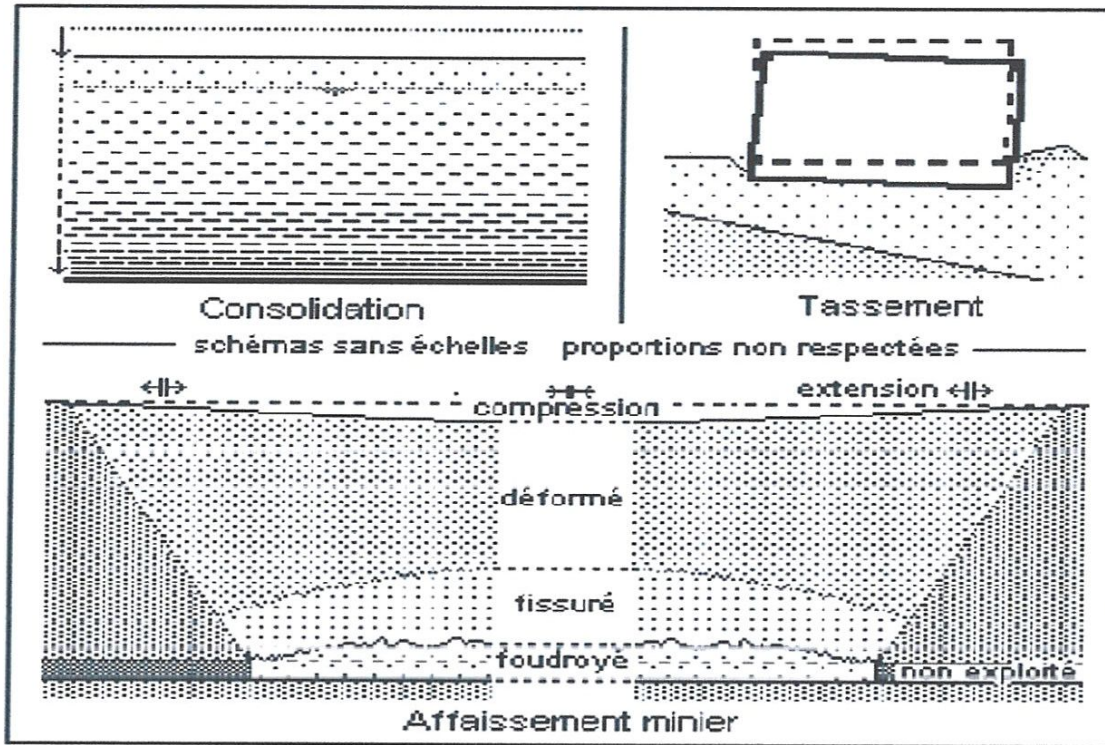


Figure I-9: affaissement minier [9]

### I.6.5. Les effondrements

Les effondrements sont des écroulements subverticaux entraînés par des ruptures brusques de toits de cavités naturelles résultant de dissolution de roches, calcaire ou gypse ou de soutènements de carrières souterraines ou de mines ; selon la surface, la hauteur et la profondeur de la cavité, ils aboutissent en surface à des dépressions, des cuvettes, des avens, des gouffres ou des fontis, après s'être propagés à travers toutes sortes de matériaux, entre la cavité et le sol, en les fracturant et en les faisant foisonner.

## 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  $\tau$ , sachant que cette dernière comme le montre l'équation suivante, est directement proportionnelle à une *contrainte normale effective*  $\sigma'$  :

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

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

Parmi les glissements de terrains spectaculaires, on citera :

- celui de la tranchée de Culebra sur le canal de Panama ; plusieurs dizaines de millions de mètres cubes ont du être retirés du canal.
- La ruine d'un mur de quai à Göteborg (Suède) [ 1916] qui a été à l'origine des travaux de l'école géotechnique suédoise.
- A Lyon (France), le 13 novembre 1930, la colline de Fourvière, qui a glissé à deux reprises, provoquant la mort de cinquante personnes dont vingt-trois sauveteurs ensevelis

sous la deuxième vague d'éboulis ; deux ans plus tard, le 8 mai 1932, la colline de la croix-rousse glissait à son tour à St Clair.

- L'accident du quai Suet a Tunis (Tunisie) [1950] et certains glissements des berges de la Moselle à la suite des travaux de canalisation ou la catastrophe d'Aberfan au pays de galle montrent que malheureusement la liste est loin d'être close.[6]

### **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.

## 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].

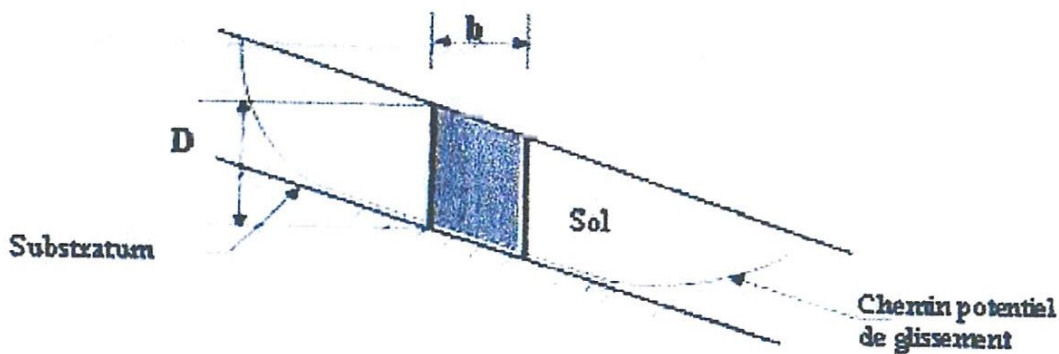


Figure 2.1:pente finie

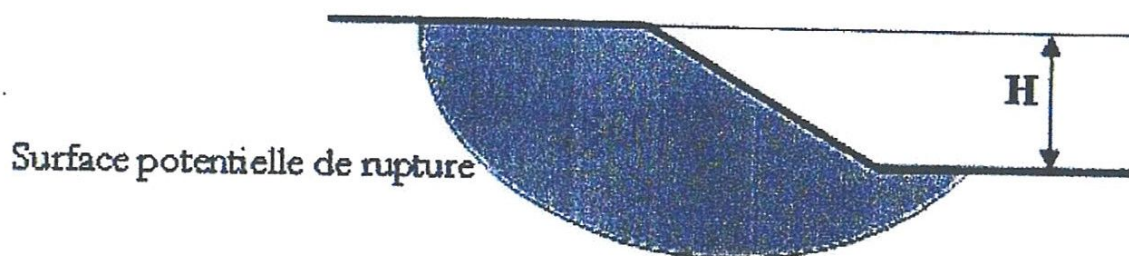


Figure 2.2.Pente finie

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.



$\sigma'$  : contrainte normale effective

La contrainte de cisaillement  $\tau$  est déduite de l'équilibre limite pour des caractéristiques de résistances mécanique du sol réduite :

$$\tau = \frac{c'}{F} + \varphi' \frac{\sigma \varphi'}{F} \quad 2.4$$

Où F est le coefficient de sécurité minimum

L'étude de stabilité consiste à chercher la surface de rupture la plus défavorable, c.à.d dont le coefficient de sécurité le plus faible, c'est elle qui conditionne la stabilité du talus [14]

### II.1.3. METHODES DE CALCUL EN RUPTURE PLANE

Le modèle de calcul est celui d'un massif du sol infini, reposant par une interface plane sur un substratum.

#### 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  $\alpha$  et de la hauteur  $h$  -figure 2.3-

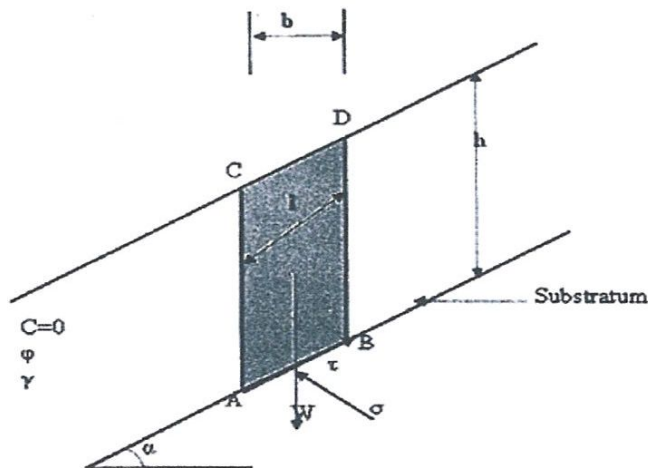


Figure 2.3. Rupture plane, cas d'un milieu pulvérulent



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

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

$$\text{Avec : } b = l \cdot \cos \alpha$$

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

Qui se décompose suivant la facette de rupture AB en :

$$\text{Une contrainte normale : } \sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \quad 2.6$$

$$\text{Une contrainte tangentielle : } \tau = \gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad 2.7$$

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

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

Or :

$$\tau = \sigma \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha}{F}$$

$$\rightarrow F = \frac{\sigma}{\tau} \operatorname{tg} \alpha > 1 \quad 2.8$$

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

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

### II.1.3.2. Cas d'un massif cohérent

La résistance au cisaillement vaut :

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

$\alpha \leq \varphi$  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 :

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

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

## 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).

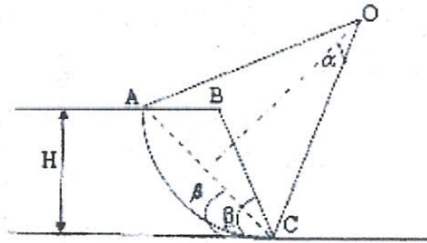


Figure 2.4. Cercle de pied du talus (talus raide)

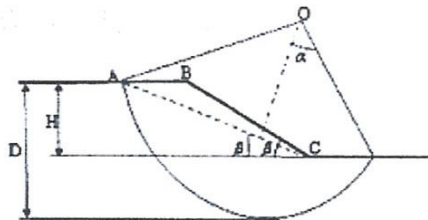


Figure 2.5. cercle de pied de talus (talus doux)

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-.

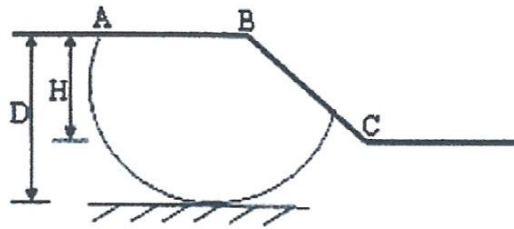


Figure 2.6. cercle de flan de talus

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-

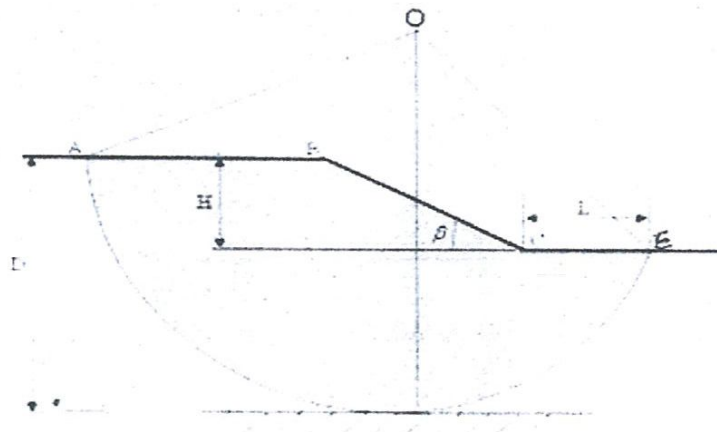


Figure2.7. cercle de rupture profond

#### 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).

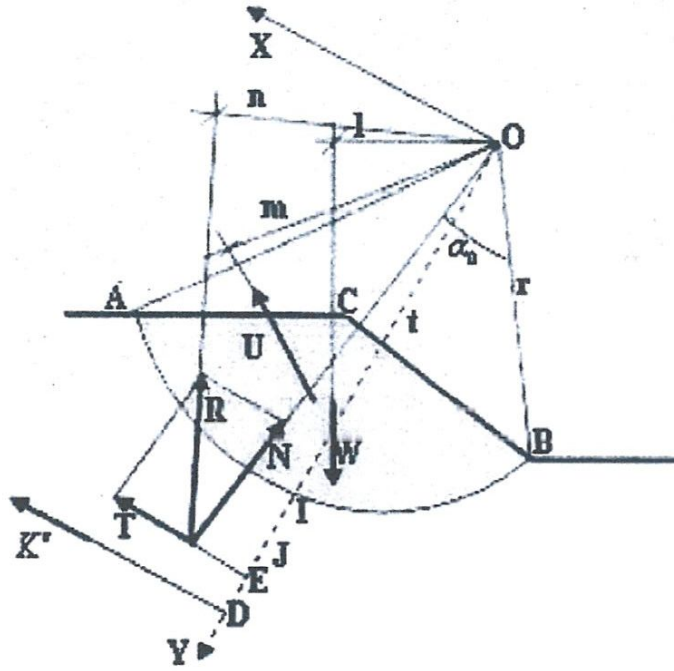


Figure 2.8. équilibre globale du massif

On abouti directement a 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

$\varphi$  : 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 est due à Petterson 1916, développée pour les ruptures circulaires par Fellénius 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 méthodes 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 :

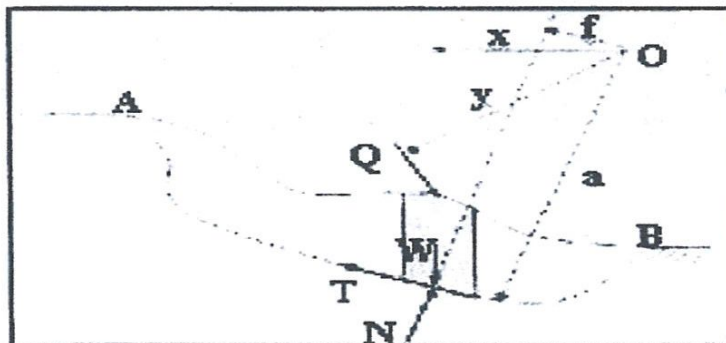


Figure2.9. rupture quelconque

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

$$m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\tau g \alpha_i \tau g \phi_i}{F} \right) \quad (2.12)$$

Et la relation 2.11d devient :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \tau g \alpha_i}{M_\alpha}$$

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 :

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

D'où :

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

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

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

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

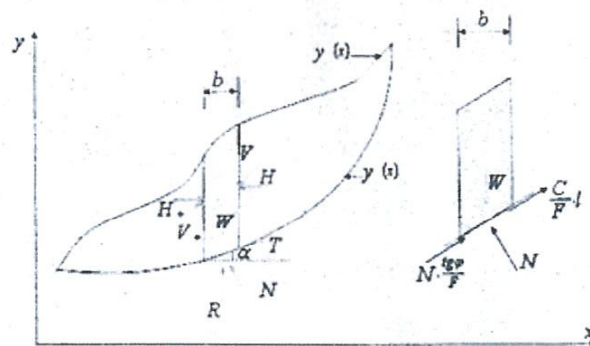


Figure 2.10. Force agissant sur la tranche « i »

D'où la valeur de :

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

L'élimination de N1 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 :

$$\begin{aligned} (H_i - H_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \cdot \left[ \frac{\frac{tg\varphi_i}{F} \cos\alpha_i - \sin\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] \\ = W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg\alpha_i \cdot \left[ \frac{\sin\alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F} \cos\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] - \frac{C_i}{F} b_i \end{aligned} \quad (2.17)$$

### II.1.5.2 méthodes de Bishop simplifiée

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode généralisée a conduit Bishop a 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 a considérer les efforts inter tranches uniquement horizontaux.

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

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

On souligne, qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puisque l'on se contente de :

= » n-équations relatives a 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.

$\psi$  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

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifiée considérablement les calculs , à savoir que la seule force agissant sur la base de la tranche est le point  $W$  , à l'exception des forces internes [3].

La répartition des efforts normaux  $N$ , à la base de la tranche  $i$  sera entachée d'erreur comparativement aux autres méthodes, puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante [1]

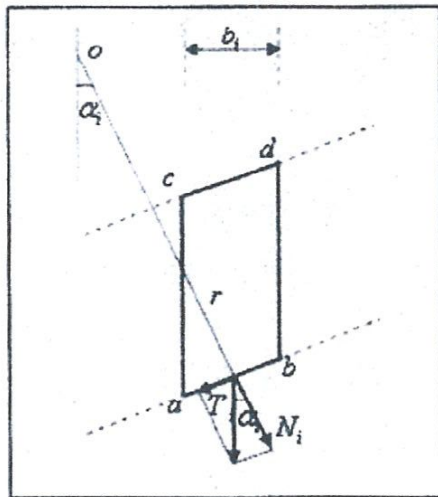


Figure 2.11. Forces agissant sur une tranche selon Fellenius

En écrivant l'équilibre des forces :

Suivant la normale de glissement :

$$N_i - W_i \cos \alpha_i \quad (2.19a)$$

L'équilibre global des moments par rapport au centre du cercle  $O$  :

$$r \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i = r \sum_{i=1}^n T_i$$



$$\rightarrow \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^n \left( \frac{C_i}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \right) \quad (2.19a)$$

Des relations 2.19a et 2.19b, on tire l'expression de F :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[ \sum_{i=1}^n W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad (2.19b)$$

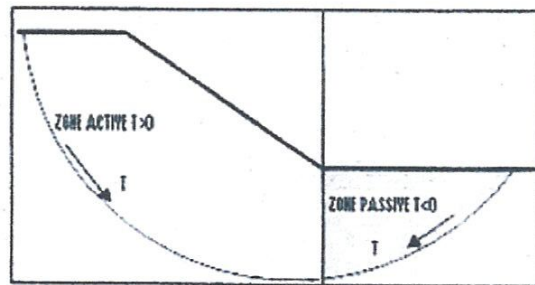
**Remarque**

On constate de la relations (2.19b) que le coefficient de sécurité F peut être pris directement sur les caractéristiques mécaniques.

Lorsque l'on a affaire à des cercles profonds , pour lesquels la ligne de rupture dépasse l'aplomb du cercle vers le coté aval , le massif du sol situé au coté aval à un effet stabilisateur -figure 2.12-

L'équation -2.19b- définissant F est la même que celle donnée par la méthode de Bishop -2.18- pour une ligne de glissement circulaire, mais les efforts normaux N, ont une expression différente , ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches .

La valeur du facteur de sécurité donnée par l'expression (2.19) de Fellenus, sert souvent de valeur de base aux itérations nécessaires pour trouver la valeur de F par la méthode de Bishop



**Figure 2.12.** Cercles profonds

Si le milieu est purement cohérent  $\varphi = 0$  dans ce cas les efforts, passent tous par le centre de glissement et l'expression de F s'écrit :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i})}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.20)$$

**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 (figure2.13)

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.

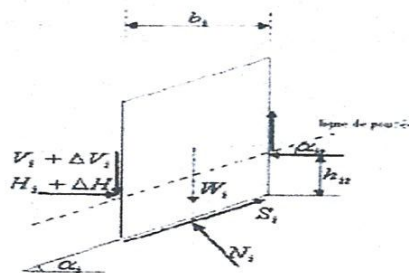
$$W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i - \Delta V_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i - \frac{S_i}{F \cos \alpha_i} \cos \alpha_i \dots (2.21a) \rightarrow (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i = \frac{S_i}{F \cos^2 \alpha_i}$$

D'où la valeur de F :

Avec 
$$F = \frac{\sum_{i=1}^n b_i \frac{b_i}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i} \quad (2.21)$$

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

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



**Figure2.13** Forces agissant sur une tranche selon jambu

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

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

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

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

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

Dans lesquelles :

$\Delta H_i$  : Est la différence des forces normales aux cotés de deux tranches successives

$\Delta V_i$  : Est la différence des formes parallèles aux cotés de deux tranches successives

$\alpha_u, h_u$  : Définissent la direction et la position de la ligne de poussée

### II.1.6.2. Méthode de Jambus simplifiée

La méthode de Jambus propose une formule simplifiée , dans laquelle on ignore totalement les efforts intertranches [1]

$$F = f \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \frac{b_i S_i}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{tg} \alpha_i} \quad (2.24)$$

Avec :

$$S_i = \frac{C_i + \frac{W_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad (2.25)$$

Où :

$f$  : étant un coefficient correcteur empirique de Jambu qui dépend du rapport (donné directement à partir de l'abaque de Jambu) et de la nature du sol

$d$  : est la profondeur de la surface de glissement

$L$  : est sa longueur

### 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 :

$$\frac{V_i}{H_i} = \operatorname{tg} \theta_i = \lambda$$

Où :

$\lambda$  : est un paramètre à déterminer

$\theta_i$  : L'angle que fait la résultante des efforts intertranches avec l'horizontale

Spencer suppose que l'angle  $\theta$  doit être compris entre l'angle  $\beta$  de talus et l'angle  $\alpha$ , que fait la base de la tranche avec l'horizontale [1].

La figure (2.14) 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  $i$



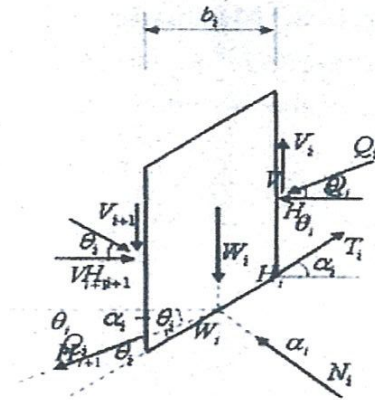


Figure 2.14 forces agissant sur une tranche selon spencer

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 :

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

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

On obtient l'expression de  $Q_i$  :

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

## 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 :

$$N_i - N_{i0} \cdot P \quad (2.29)$$

Avec :

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

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

$$P = \mu_1 + \mu_2 \quad (M) \quad (2.29a)$$

Où :

$\mu_1$  et  $\mu_2$  : 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 2.15).

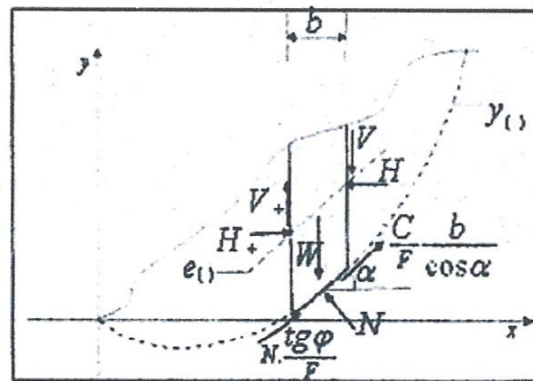


Figure 2.15. forces agissant sur une tranche « i »

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

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

et une fonction de perturbation :

L'expression de l'effort normal devient : Tapez une équation ici.

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

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 :

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

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  $V_i$  disparaissent.

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

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

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

De la somme des équations (2.35) on obtient :

$$\sum x_{iG} W_i - \frac{1}{2F}$$

$$\sum \left[ \frac{c_i h_i}{\cos \alpha_i} + N_i \tan \varphi_i \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_i + y_{i+1}) \cos \alpha_i + \frac{1}{2} \sum N_i (x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i]$$

(2.36)

D'où finalement la formule du coefficient de sécurité :

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

(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  $\varphi$  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.

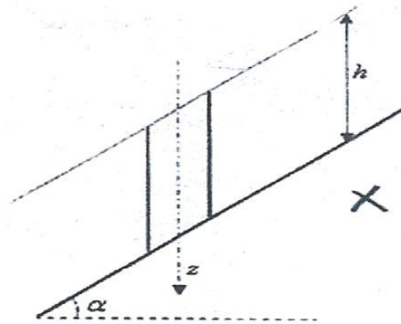


Figure2.16. rupture plane, milieu pulvérulent avec écoulement

**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 :

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

$$\tau = \gamma_{sat} \cdot \cos \alpha \sin \alpha \tag{2.38b}$$

$$U = \gamma_w h \cos^2 \alpha_i \tag{2.38c}$$

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 :

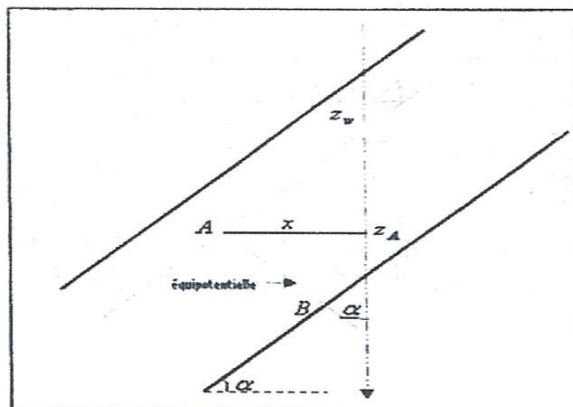


Figure 2.17. détermination de la pression interstitielle

Avec :

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

D'où :

$$z_A = z_w + (z_B - z_A) \operatorname{tg}^2 \alpha$$

$$\rightarrow z_B - z_A = z_B - z_w + (z_B - z_A) \operatorname{tg}^2 \alpha$$

$$(z_B - z_A) \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) = z_B - z_w$$

Soit :

$$z_B - z_A = (z_B - z_w) \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}$$

$$\rightarrow z_B - z_B = (z_B - z_w) \cdot \cos^2 \alpha$$

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 -2.18- ci-dessous.

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

Considérons l'équilibre du prisme ABCD de largeur  $b$ , par symétrie les réaction 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.

$\gamma$  : 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 :

$$U = u \cdot AB$$

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

Finalement, la résistance mobilisée en cisaillement le long de  $AB$  et selon le critère de Coulomb :

$$R = C' AB + (N - U) \operatorname{tg} \varphi'$$

Soit:

$$R = C' \cdot \frac{b}{\cos \alpha} + \left( \sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w \right) b \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.47)$$

Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture le long du plan situé à la profondeur  $Z$  est égal :



$$F = \frac{R}{T} = \frac{C' + (\sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w h_w) \cos \alpha \tan \varphi'}{\sin \alpha \cos \alpha \sum_0^z \gamma \cdot h} \quad (2.48)$$

Ou bien :

$$F = \frac{2}{\sin 2\alpha} \frac{C'}{\sum_0^z \gamma \cdot h} + \frac{(\sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w h_w) \cos^2 \alpha \tan \varphi'}{\sin \alpha \cos \alpha \sum_0^z \gamma \cdot h \tan \varphi} \quad (2.48)$$

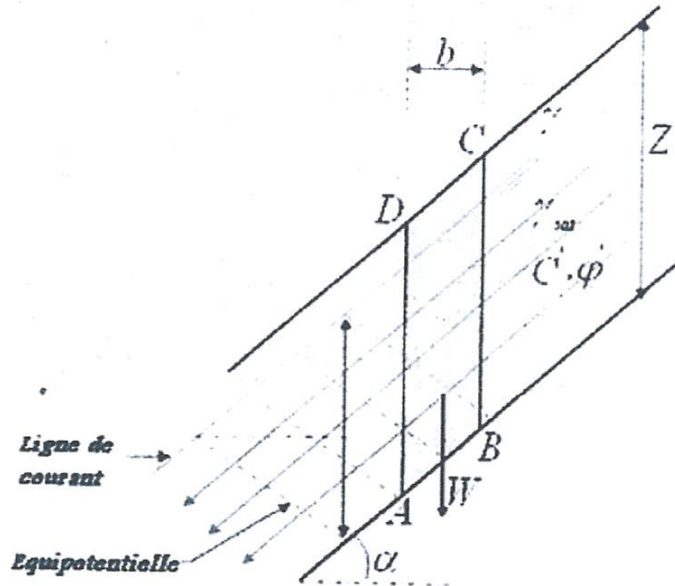


Figure 2.18. pente infinie avec écoulement parallèle

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, l'expression (2.48) se simplifie :

Pour un milieu purement frottant :

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

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \cdot \frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha} \quad (2.49)$$

Pour un matériau purement cohérent :

La nappe d'eau affleure la surface ( $h = h_w$ ).  $F = \frac{2}{\sin 2\alpha} \cdot \frac{C_u}{\gamma \cdot h}$  (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 2.19).

$$F = \frac{M_{résist}}{M_{moteur}}$$

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

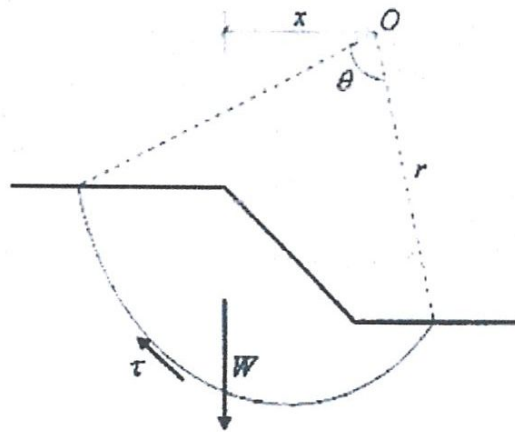


Figure2.19. rupture circulaire

Moment moteur =W.x

Pour l'équilibre :

$$W.x = \frac{c_u l r}{F} \tag{2.51}$$

Avec :

$l = r.\theta$  et  $\theta$  en radian.

Soit :

$$F = \frac{c_u r^2 \theta}{W.x} \tag{2.52}$$

Où :

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

$$W_y = (W + U)_y \text{ et } t = r \cdot \frac{u_0}{\sin \alpha_0}.$$

$$F = \frac{2.C.r^2 \alpha_0 + rtg\varphi_{\sin \alpha_0}^{c_0} (W + U)_y}{W.L - U.m} \quad (2.56)$$

### 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 :

$$N_i \text{ par } N'_i + U_i.$$

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

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

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 :

$$U_i = r_u \cdot \gamma_{sat} \cdot h \quad (2.57)$$

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

$\gamma_{sat}$  : 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 -2.21- 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 -2.22b- et -2.23- 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( $\pm 0$ ).

$W_2$  : 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 :

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



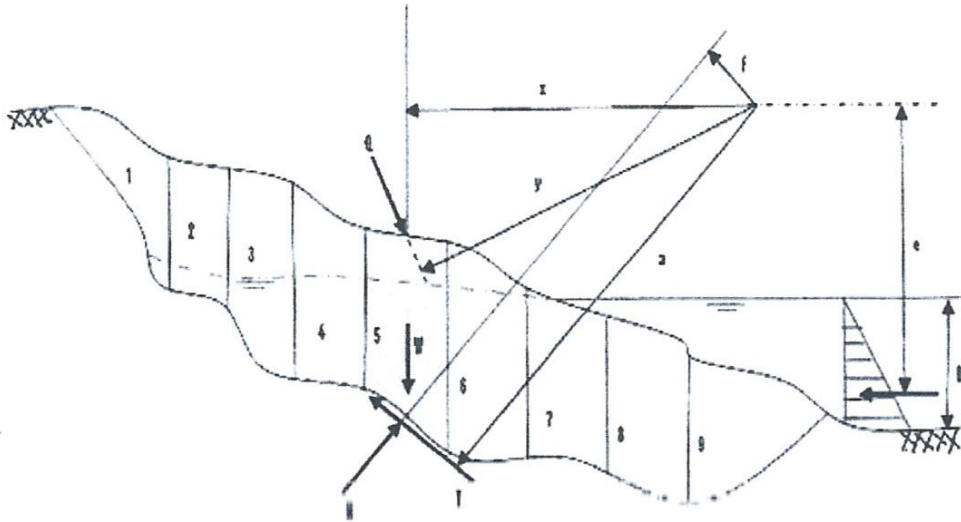


Figure 2.21. massif de forme quelconque soumis à des forces extérieures

Cette formule est valable quelque 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  $P_w$ .

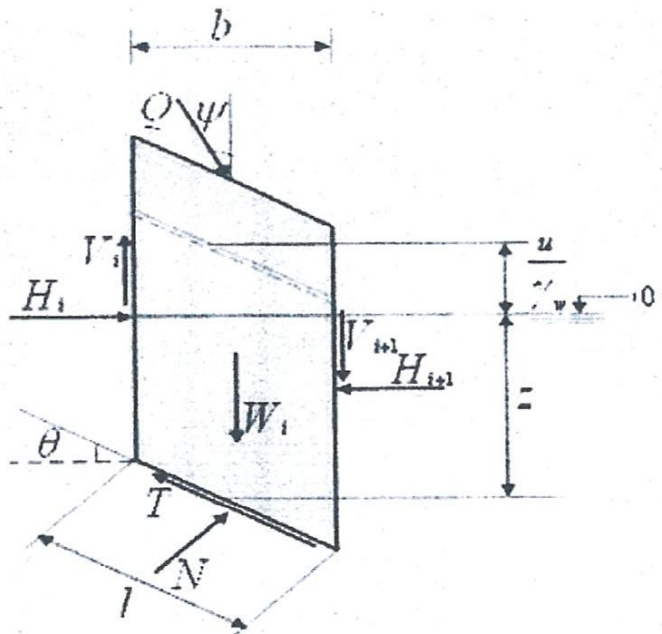


Figure 2.22. équilibre d'une tranche dont la surface est hors d'eau

Sur les faces latérales, exercent les efforts inter tranches, verticaux  $V_i$  et  $V_{i+1}$  et horizontaux  $H_i$  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 :

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

Et

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

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

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

$$\sigma' = \left[ \sigma - (z \cdot \gamma_w + u) \right] \cdot l$$

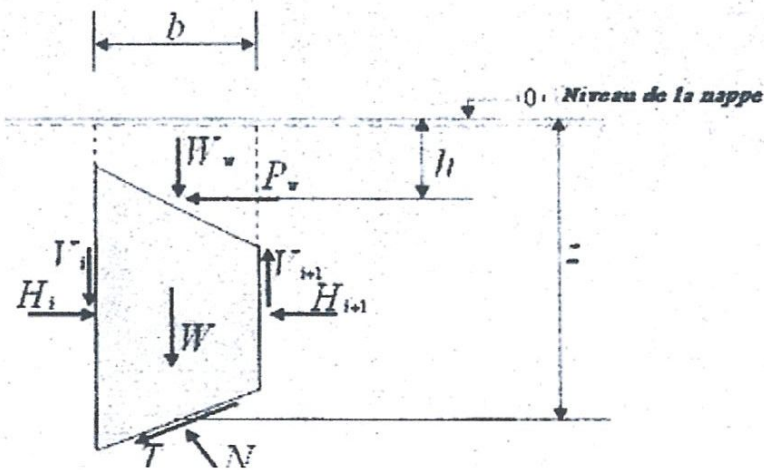


Figure 2.23. équilibre d'une tranche dont la surface est sous l'eau

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

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

$$\tau = \frac{1}{F}(C + \sigma' \operatorname{tg} \varphi).$$

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

Avec :

$$N' = N - u \cdot l - z \cdot \gamma_w \cdot l \quad (2.59c)$$

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 :

$$F = \frac{\sum [c \cdot b + \operatorname{tg} \varphi (Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_i V - u \cdot b)] \frac{a}{m_a}}{\sum [(W_1 + W_2) \sin \alpha + Q \cdot \gamma] - \sum [(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_i V) + \frac{h}{F} \operatorname{tg} \alpha (u \operatorname{tg} \varphi - c)] \frac{f}{m_c}} \quad (2.60)$$

### II.2.6.2. Méthode de Bishop généralisée

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

### II.2.6.3. Méthode de Bishop simplifiée

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

### II.2.6.4. Méthode de Fellenius

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

Avec :

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

### III.3 HISTORIQUE DE LA ZONE

C'est le glissement le plus important relevé sur cet axe routier. La remise en état de la route a nécessité un important remblai affecté lui-même par un début de glissement puisqu'on y relève des traces d'une cicatrice d'arrachement.

Il a été observé l'évolution quotidienne de dégradation menaçant la coupure à la circulation de cet axe (photo3.1).



**Photo3.1.** dégradation de la route

Les services de la DTP Guelma sont intervenu à plusieurs reprises pour colmater les fissures sur la chaussée, charger en enrobé la dénivellation crée par le glissement des gabions ont été même réalisés pour soutenir les terres amont sur le coté gauche du site des travaux d'aménagements étaient en cours. Le rétablissement de la circulation a pu se faire après un remblaiement qui a régulé la dénivellation issue de l'affaissement de la chaussée. Sur le coté droit on a procédé a la mise en place de gabion pour stopper l'arrivée de terres d'amont.

### III.4. DESCRIPTION DE LA ZONE

Les dégradations observées du glissement son un effondrement généralisé englobant les parties aval et amont, ainsi que la chaussée. On parle de plusieurs ruptures circulaires et d'un fluage affectant le contre bas du talus.

Le glissement de terrain se caractérise par une crevasse à l'amont (les niches d'arrachements) et les bourrelets à l'aval, sachant que la masse glissante peut se déplacer par des par des volumes assez petits avec différentes surfaces, le glissement peut affecter une seule couche ou découper plusieurs couches lithologiques de nature différentes.[16]



Des désordres très nets sont bien visibles, témoignés par l'ouverture des fissures centimétriques et parfois décimétriques (photo 3.2), le glissement est limité vers l'aval par une succession de niches secondaires en contrebas, et de cet escarpement principal apparait une large dépression marquée par des retenues d'eau importantes.



**Photo 3.2** fissures importantes

De plus la construction de la route en profil mixte sur un terrain naturel de mauvaise qualité (argile plastique) et sur un remblai très hétérogène, sans assainissement de profondeur a favorisé les dégradations pour cause de différence de consolidation.

Ce glissement qui concerne une demi chaussé de la route affecte un linéaire d'a peu près 70m le glissement est visible sur la partie avale de la route, mais la zone d'influence de l'instabilité concerne également l'amont de la route.

### **III.5. INTRODUCTION DES DONNEES**

#### **iii.5.1. reconnaissance géologique**

Pour espérer mener a bien une étude de ce genre, nous avons besoin de recueillir le maximum de données du site en question, parmi ces données les plus pertinentes sont les caractéristiques géotechniques, sur lesquelles nous nous baserons pour évaluer le comportement local et global du glissement afin de donner les solutions les plus adéquates et

Tableau 3.2 résultat du sondage carotté 1 et 2[16]

SC	SC 01	SC01	SC01	SC02
PROFONDEUR (m)	06-07	10-10.5	14-14.5	17-17.5
$\rho_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1.48	1.68	1.52	1.38
$\rho_h$ (t/m <sup>3</sup> )	1.91	1.90	2.00	1.70
W (%)	28.5	19	25	23
Sr (%)	95	83	87	67
<b>LIMITES D'ATTERBERG</b>				
WI	49	55	40	48
Ip (%)	32	29	19	24
<b>CISAILLEMENT RECTILIGNE</b>				
C (bars)	0.24	0.36	0.12	36
$\Phi$ (°)	21	30	31	25

Nous avons résumé la stratification du sol à partir des deux sondages carottés effectués dans la figure suivante -Figure 3.2-

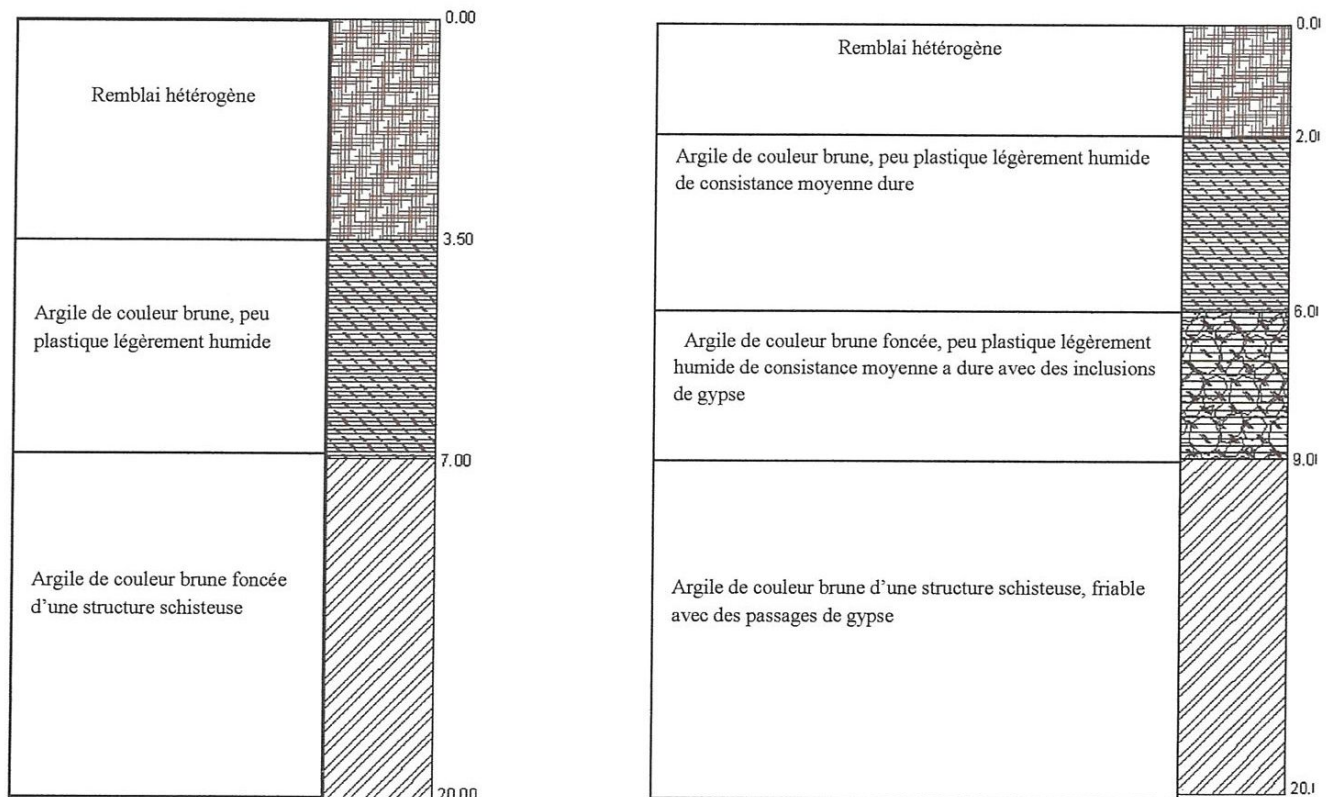


Figure 3.2. Stratification du sol



III.5.2. leve topographique

La figure suivante représente le talus étudié.

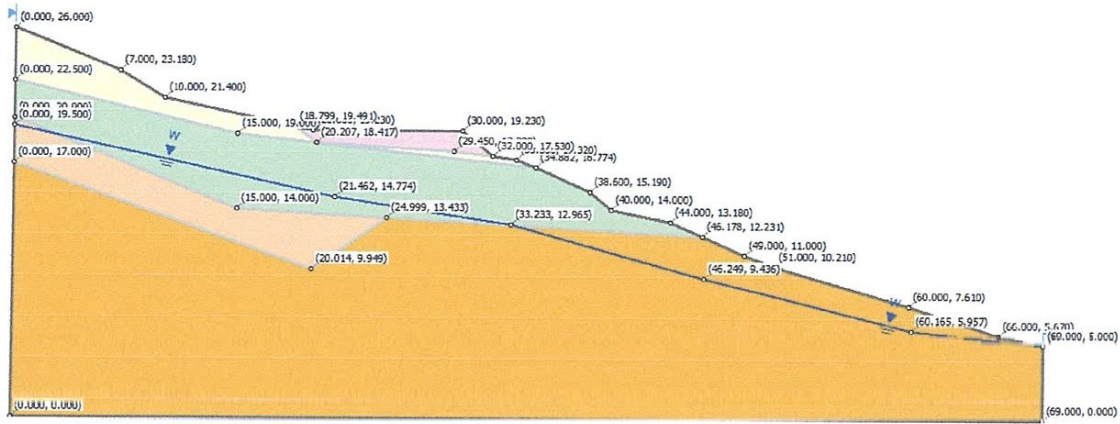


Figure 3.3. Profil en travers du talus réalisé avec SLIDE

III.6. RESULTATS

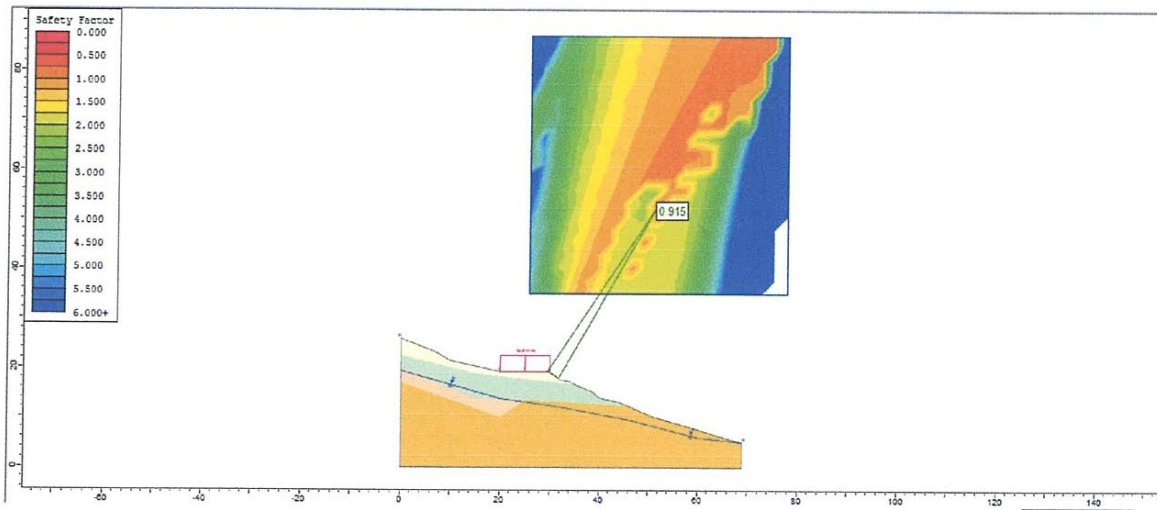


Figure 3.4 méthode de bishop

Fs=0.915 -instable-

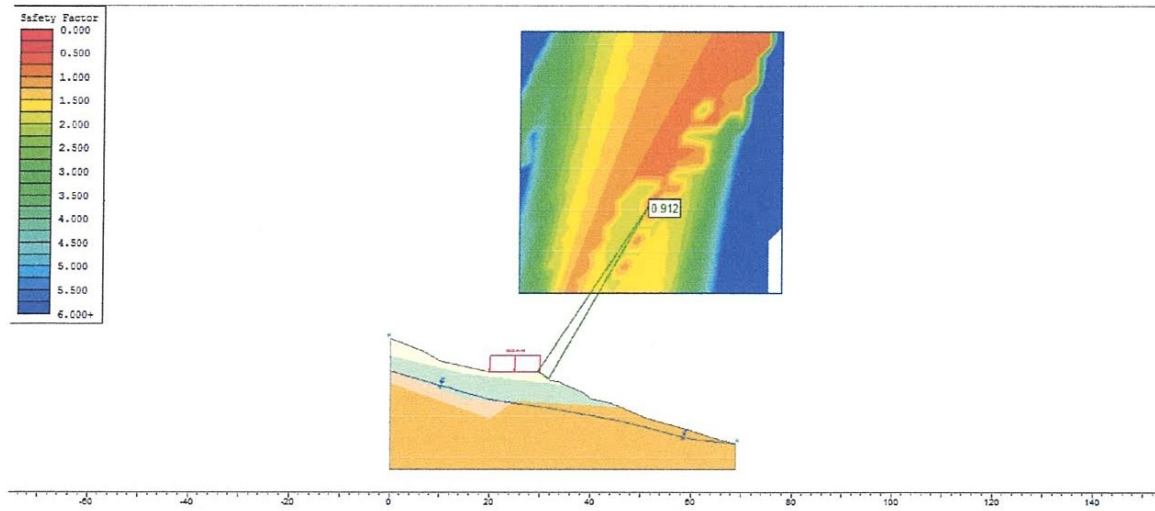


Figure 3.5 méthode de Fellenius

$F_s = 0.911$  –instable-

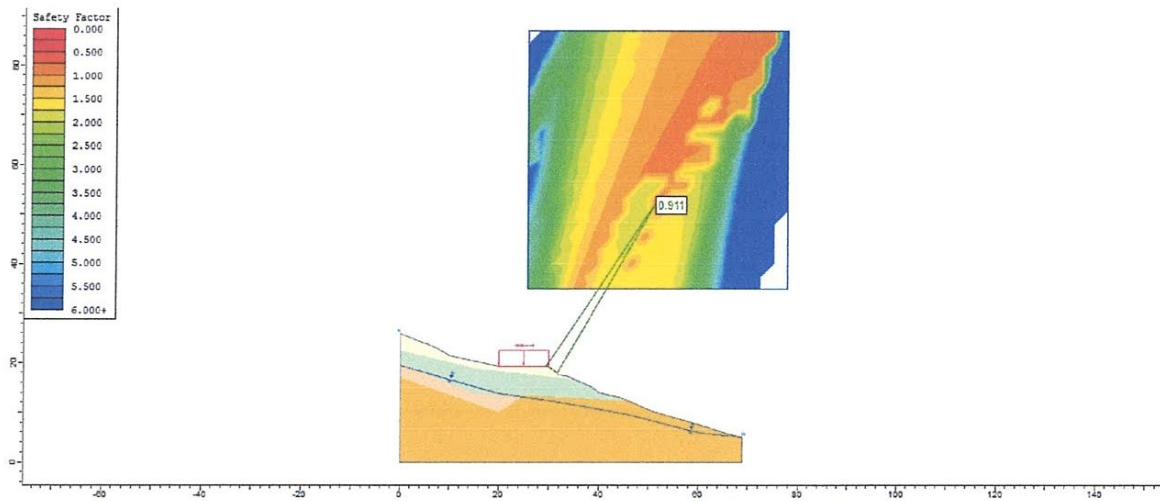


Figure 3.6 méthode de Jambu simplifiée

$F_s=0.911$  –instable-



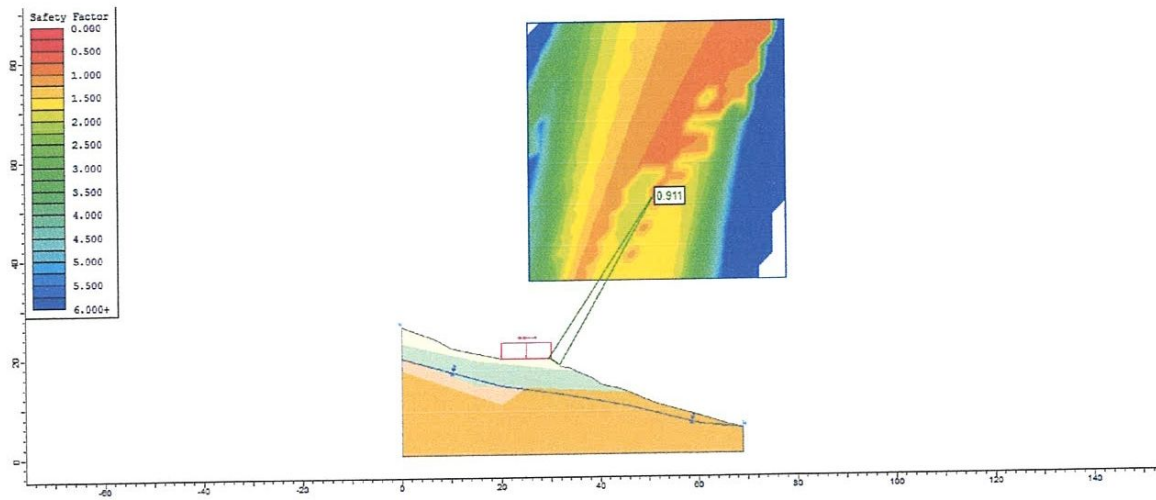


Figure 3.7 méthode Jumbu corrected

$F_s=0.911$  –instable-

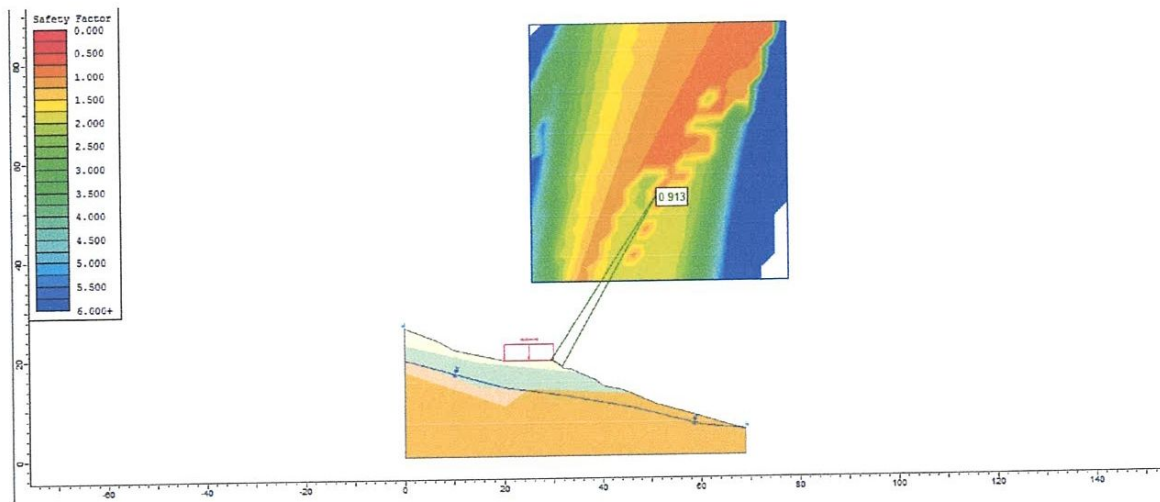


Figure 3.8 méthode de Spencer

$F_s=0.913$  –instable-

Nous remarquons une variation du coefficient de sécurité de 0.915 (bishop, corp of engeneer, lowe karafiath) à 0.911 (jambu simplifiée et corrected). La variation est très minime et est de l'ordre de 0.04. Soit 0.43%.

### Conclusion

Cette variation très minime des facteurs de sécurité confirme une forme de cohérence entre les méthodes, et s'explique par la présence de quelques différences entre les méthodes de calcul telles que la prise en compte ou pas des efforts inter tranches et d'autres hypothèses sur lesquelles reposent ces méthodes

Nous constatons très clairement et de manière indiscutable que le site se trouvant au PK 67+500 de la RN 80 est un site instable -menacé de glissement-. Cette constatation se voit confirmée par les résultats obtenus avec le logiciel SLIDE en utilisant différentes méthodes.

Les coefficients de sécurité obtenus sont compris entre 0.911 et 0.915, ce qui se traduit par un moment moteur supérieur au moment stabilisateur, ou encore à une contrainte de cisaillement mobilisée supérieur à la contrainte de cisaillement max.

Nous pouvons donc certifier qu'il y a bien un risque imminent de glissement sur ce site.

### III.8. ETUDE PARAMETRIQUE

Avant d'entamer avec les causes pouvant être à l'origine du glissement et les solutions qui pourraient être envisagées afin de le réduire ou de le stopper net dans sa lancée, nous allons faire une étude paramétrique en faisant varier les différents paramètres intervenant dans le calcul des glissements de terrain et analyser les variations dans les coefficients de sécurité. Ceci dans le but de mieux comprendre l'influence des ces paramètres sur un talus pour mettre le doigt sur les causes réelles et les appréhender de la manière la plus efficace qui soit.

Pour cela nous allons prendre un talus témoin figure 3.12 et ne faire varier les paramètres suivant (cohésion, angle de frottement interne, surcharge routière) que dans la première couche sous la chaussée.

Les paramètres initiaux de notre talus témoin sont :

Masse volumique :  $17 \text{ KN /m}^3$

Cohésion : 5kPa

Angle de frottement interne : 20°

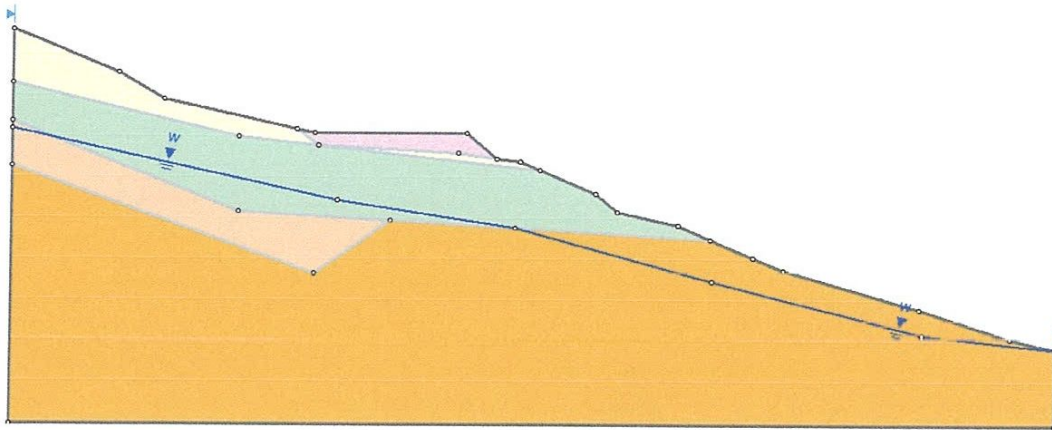


Figure 3.13. Talus témoin

### III.8.1 Variation de la cohésion du sol

Nous avons fait une simulation avec le logiciel SLIDE, ou nous avons fait varier la cohésion du sol dans la première couche de notre talus témoin, et nous relevons la variation dans le coefficient de sécurité, et ce en utilisant trois méthodes différentes (bishop simplifiée, fellenius et jambu simplifiée).

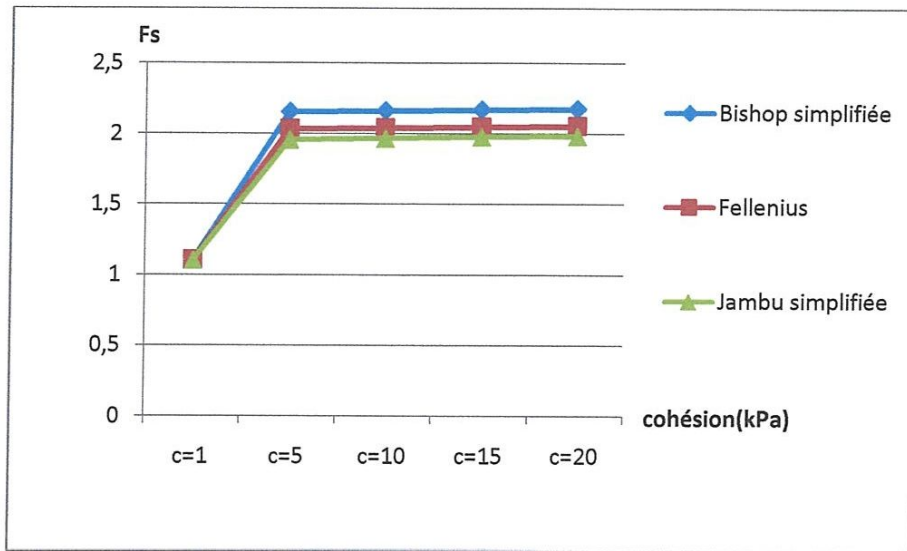
La cohésion du sol varie de 1 kPa à 20 kPa

Nous avons résumé les résultats obtenus dans le tableau 3 .4 et le diagramme figure 3.13.

**Tableau 3.4** représentation de la variation du coefficient de sécurité en fonction de la variation de la cohésion du sol

C(kPa)	1	5	10	15	20
Méthode					
Bishop simplifiée	1,107	2,157	2,164	2,171	2,177
Fellenius	1 ,106	2,033	2,041	2,049	2,056
Jambu simplifiée	1,105	1,958	1,968	1,978	1,985





**Figure 3.14** diagramme des variations du coefficient de sécurité du sol en fonction de la variation de la cohésion du sol

Nous remarquons que le coefficient de sécurité augmente nettement avec l'augmentation de la cohésion, il passe de 1.06 à 2.04 en moyenne quand on fait varier la cohésion de 1 à 5kPa, l'augmentation continue mais de manière quasi constante pour atteindre 2.072 pour une cohésion de 20kPa. Les diagrammes des trois méthodes connaissent la même évolution avec des différences minimes.

### Conclusion

1. La valeur du coefficient de sécurité augmente avec l'augmentation de la cohésion du sol. Le coefficient de sécurité est quasi-proportionnel à la cohésion du sol.
2. L'évolution presque symétrique des diagrammes des trois méthodes montre que les valeurs données par ces méthodes sont proches, ce qui confirme la cohérence de ces dernières.

### Explication

1. Vu que le sol dans notre cas se rompt par cisaillement, il est logique que plus les particules de sol sont collées l'une à l'autre et plus la contrainte de cisaillement pour les faire décoller doit être importante.
2. Les valeurs données par les méthodes sont proches, parce que ces dernières reposent sur un même raisonnement mais chacune d'elles se distingue par une



hypothèse qui lui est propre, ou fait intervenir un paramètre ou une force différente.

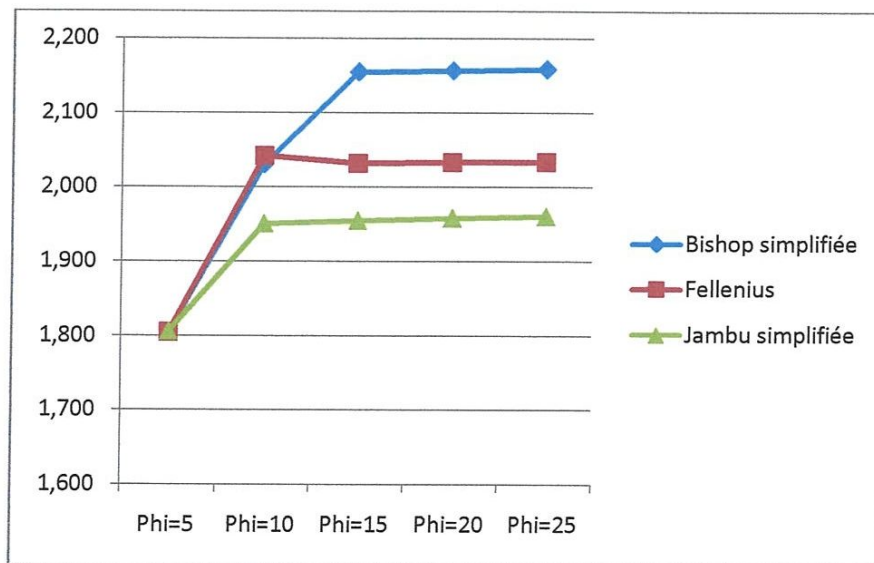
### III.8.2 Variation de l'angle de frottement interne du sol

Nous avons fait une simulation avec le logiciel SLIDE, où nous avons fait varier l'angle de frottement interne du sol dans la première couche de notre talus témoin, et nous relevons la variation dans le coefficient de sécurité, et ce en utilisant trois méthodes différentes (bishop simplifiée, fellenius et jambu simplifiée).

L'angle de frottement interne du sol varie de 5° à 25°.

**Tableau 3.5** représentation de la variation du coefficient de sécurité en fonction de la variation de l'angle de frottement interne du sol

$\varphi(^{\circ})$ méthode	5	10	15	20	25
Bishop simplifiée	1,805	2,031	2,155	2,157	2,160
Fellenius	1,805	2,042	2,032	2,033	2,034
Jambu simplifiée	1,806	1,951	1,955	1,958	1,961



**Figure3.15.** diagramme des variations du coefficient de sécurité du sol en fonction de la variation de l'angle de frottement interne du sol

Nous remarquons que le coefficient de sécurité augmente nettement avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol, il passe de 1.805 à 2.008 en moyenne quand on fait varier l'angle de  $5^\circ$  à  $10^\circ$ . Le coefficient de sécurité continue d'augmenter mais de manière infime. Les diagrammes des trois méthodes connaissent la même évolution avec des différences minimales.

#### Conclusion

Il existe une relation directe entre le coefficient de sécurité et l'angle de frottement interne du sol. Le coefficient de sécurité augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne.

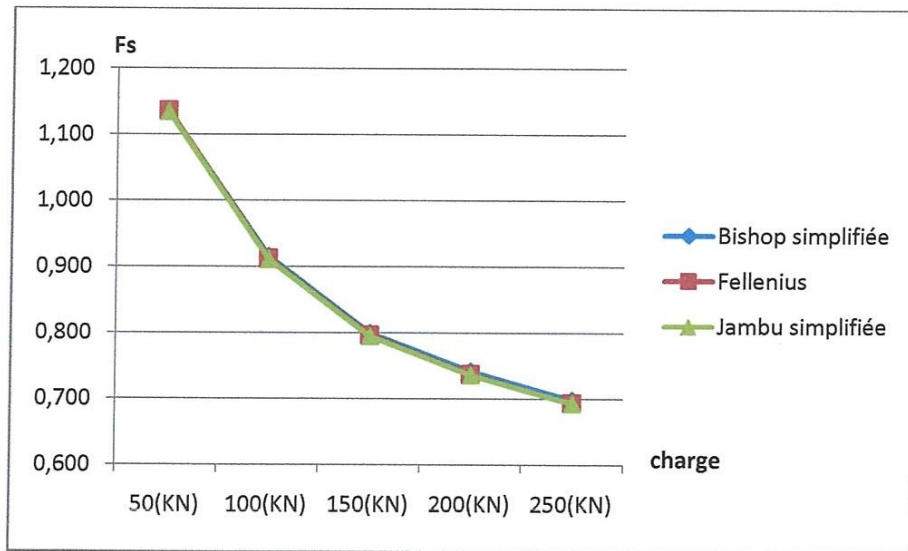
#### III.8.3. Variation de la surcharge routière

Nous avons fait une simulation avec le logiciel SLIDE, ou nous avons fait varier la surcharge routière, et nous relevons la variation dans le coefficient de sécurité, et ce en utilisant trois méthodes différentes (bishop simplifiée, fellenius et jambu simplifiée).

La surcharge routière varie de  $50\text{KN/m}^2$  à  $250\text{KN/m}^2$ .

**Tableau 3.6.** Représentation la variation du coefficient de sécurité en fonction de la variation de la surcharge routière.

Charge (KN/m <sup>2</sup> ) Méthode	50	100	150	200	250
Bishop simplifiée	1.135	0.915	0.799	0.741	0.698
Fellenius	1.136	0.912	0.796	0.737	0.693
Jambu simplifiée	1.134	0.911	0.795	0.736	0.693



**Figure 3.16** diagramme des variations du coefficient de sécurité du sol en fonction de la variation de la surcharge routière

Nous remarquons que le coefficient de sécurité diminue considérablement avec l'augmentation de la surcharge routière, il passe de 1.135 à 0.694 en moyenne quand on fait varier la cohésion de 50 à 250 kN/m<sup>2</sup>. Les diagrammes des trois méthodes sont presque superposés.

### Conclusion

1. La valeur du coefficient de sécurité est inversement proportionnelle à la valeur de la surcharge routière.
2. Les méthodes utilisées font intervenir le paramètre « poids » de manière cohérente.

### Explication

Le coefficient de sécurité diminue avec l'augmentation du poids supporté, parce que l'augmentation du poids est perçue comme une augmentation imminente du moment moteur ou de la force motrice. Et ce quelque soit la méthode, que ce soit celles qui utilisent l'équilibre des forces ou celui du moment ou autre. Donc le paramètre poids est un paramètre constant dans toutes les méthodes.



### III.9. CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT

A l'origine du glissement les fortes précipitations sur un terrain présentant un pendage favorable et un toit marneux et constitué principalement d'argiles et de marnes schisteuses friables à dures avec des passages de gypse qui ont accentué les déformations.

En plus nous pouvons citer :

La chute brutale des caractéristiques mécaniques à saturation dans l'interface déblai remblai ou au toit d'une couche consolidée.

Le coté aval de la route est affecté par un important fluage, et un déplacement visible photo3.3 du sol en surface est dû essentiellement au phénomène de solifluxion



**Photo3.3** déformation du sol visible par la déformation des lits de gabion

La mauvaise réalisation du confortement précédent. Notamment, le mauvais placement des lits de gabion et leur ancrage insuffisant qui n'atteignent pas la surface de rupture font que les lits de gabion se transforment en une surcharge qui vient augmenter le moment moteur. D'autres causes telles que le ruissellement anarchique et l'absence de drainage ont favorisé la dégradation par détérioration des paramètres de résistance du sol. En effet, les sols marneux sont très évolutifs et leur comportement en présence d'eau très changeant et qui se remarquent par des caractéristiques physico\_chimiques principalement celle du cisaillement (angle de frottement interne et cohésion), d'où une solifluxion se caractérisant par le plissement avec résurgence d'eau. Le phénomène gel dégel accentue les dégradations.



La présence de pierres à gros diamètres et de vieilles conduites d'eau bétonnées qui sont sensé faire office de butée en pied, mais qui ont été au final mises n'importe comment. Ce qui constitue non pas une butée de pied mais une surcharge supplémentaire. Photo 3.4



**Photo3.4** pierres et vieilles conduite qui constituent une surcharge

La conjugaison de tous ces facteurs et principalement l'eau ont engendré des suppressions internes au corps du talus aval photo 3.5 de la route qui ont entraîné et favorisé l'apparition d'un glissement ayant endommagé et rompu des tronçons entiers de la route.



**Photo 3.5.** Des suppressions dans le corps du talus

Des fissures importantes ont été constatées sur le talus et la route (amorce d'un glissement) favorisant l'infiltration de quantités importantes d'eau avec l'absence totale de

la gestion des eaux internes (drainage) et l'insuffisance de collecte des eaux de surface (caniveau et descente d'eau) et fossés et descente d'eau présente photo3.6



**Photo3.6.** descente d'eau endommagée

### III.10 SOLUTIONS ENVISAGEABLES

#### III.10.1 Terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen le plus naturel. Cette opération concerne toutes les masses ayant subi un décrochement pour permettre une diminution des efforts de poussée et éloigner toute nouvelle ligne de rupture au-delà de la route.

Cette opération se fera dans la 1ere phase lors de la réalisation de la dénivellation à l'amont de la RN 80. En effet, il est impératif de dévier la circulation avant d'entamer les travaux de confortement. On peut simplement augmenter la sécurité par retalutage de la pente actuelle. Dans ce sens, le procédé s'apparente à un adoucissement de la pente moyenne.

La 2eme phase concerne la construction des remblais après dégagement de toute la partie ayant subi le mouvement. Le remblai sera réalisé en TVO 0/40 ou 0/60 insensible à l'eau. Ce remblai sera ancré dans les formations sous jacentes en réalisant des banquettes en gradin sur le terrain naturel. Il sera compacté par couche de 25 à 30 cm, une couche de matériaux drainant 100/200 mm de 1m d'épaisseur sera disposée en sandwich à partir du fond



de la tranchée drainante, une couche de sable de 20 cm d'épaisseur sera disposée entre le matériau drainant 100/200 et le remblai supérieur.

Créer une déviation du côté amont, sur un linéaire d'à peu près 100m nous diminuerons de moitié la surcharge routière vu que la route se trouvant sur le talus glissant serait à sens unique.

### **III.10.2 Assainissement et drainage**

Le nouveau corps de remblai et de chaussée sera protégé contre les infiltrations d'eau par une tranche drainante dont le rôle est la collecte et le rabattement de toutes les eaux d'infiltration. Cette tranchée sera enveloppée dans du géotextile qui assurera sa tenue à long terme et permettra au drainage d'être efficace.

Cette tranchée sera suivie d'un fossé bétonné.

Reconstitution des faussés détériorés par l'affaissement de la route et dont la pente n'est plus respecté, pour éviter que les eaux récoltées des drains horizontaux ne stagnent et n'altèrent encore plus le corps de chaussée.

Dégagement des anciens drains horizontaux et les remplacer par un autre réseau de drains mieux disposé de manière à récolter le plus d'eau possible et la reconduire vers le faussé.

### **III.10.3 Enrochement**

Les nouveaux talus avals reconstitués seront confortés par une butée en enrochements. Nous utiliserons les roches dispatchées sur le site lui même, en les dégageant et les replaçant en pied de talus nous ferons une butée en pieds de talus et nous diminuerons le moment moteur. Cet enrochement jouera aussi le rôle de masque drainant pour le pied de talus remblai.

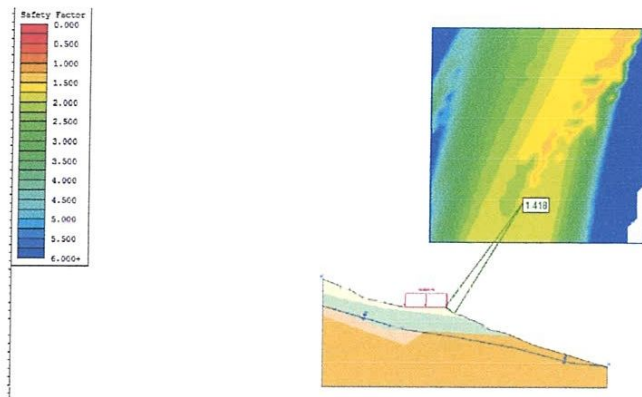
Dégager les lits de gabion existants, et les remplacer par de nouveaux lits. Nous les placerons et les encreurons de manière à ce qu'ils coupent le cercle de glissement préalablement détecté par les calculs.

### III.11 SIMULATION DES SOLUTIONS

Voici une simulation de la reconstitution du remblai hétérogène existant par un TVO -voir figure 3.17- insensible à l'eau ayant les caractéristiques géotechniques suivantes :

Cohésion 5KPa.

Angle de frottement interne  $35^\circ$ .



**Figure 3.17** simulation de la reconstitution du remblai avec le logiciel SLIDE

Nous remarquons toute suite une nette amélioration du coefficient de sécurité.

### III.12. CONCLUSION

Les calculs que nous avons effectués avec le logiciel SLIDE, démontrent clairement que le talus étudié est instable. L'étude paramétrique qui a suivi nous oriente sur les mesures à prendre pour augmenter le coefficient de sécurité et de ce fait la stabilité.

En effet, lors de l'émission d'éventuelles solutions tendant à stabiliser le versant, les conclusions de l'étude paramétrique constituent une assise remarquable.

Nos solutions doivent viser l'augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement interne, et annuler tout paramètre tendant à les faire diminuer –pression interstitielle, mauvaise qualité du remblai ... etc.-.

Pour ce fait, une multitude de solutions s'offrent à nous, ces dernières seront détaillées dans le chapitre suivant.



### IV. SOLUTIONS ET RECOMMANDATIONS

#### IV.1. INTRODUCTION

Une bonne dizaine de méthodes ont été découvertes pour évaluer la stabilité d'un terrain.

Toutes ces méthodes n'auraient absolument aucun intérêt s'il nous est impossible de parer à cette instabilité. Depuis des millénaires les hommes ne cessent d'imaginer et de concevoir des solutions pour se protéger des différentes catastrophes qui les menacent.

Dans ce chapitre nous allons détailler quelques techniques pour faire face au phénomène qui constitue le fer de lance de notre présent écrit, les glissements de terrain.

Pour ce fait, nous allons exposer quatre grandes familles de solutions :

- Informer des citoyens.
- Éviter le mouvement.
- Surveiller le mouvement.
- Arrêter le mouvement.

#### IV.2 : L'INFORMATION

Le droit à l'information sur les risques majeurs-glissement de terrain-est une nécessité s'appliquant à tout nouveau projet mettant en danger les populations. Chaque citoyen doit prendre conscience de sa propre vulnérabilité face à ces risques. Pouvoir évaluer ces phénomènes pour les minimiser est une obligation pour toute autorité de pouvoir. Pour cela il est primordial de se tenir informé sur la nature des risques qui nous menacent par une signalisation à fin que les consignes de comportement à adopter par le citoyen soit en adéquation avec les risques encourus ce qui permettra de minimiser les pertes en vies humaines. Les solutions à préconiser sont les suivantes.

#### IV.3: ÉVITER LE MOUVEMENT

Cette solution consiste à passer outre ce phénomène de glissement sans l'empêcher d'avoir lieu. Ceci peut se voir se concrétiser de diverses manières :

## Solutions et recommandations

---

- éviter de placer les éléments à enjeux (personnes et biens) dans les zones exposées aux phénomènes à risques. Cela peut se traduire de plusieurs façons :
  - déplacer les éléments matériels existants (abandon et reconstruction dans une zone non exposée) et empêcher toute construction neuve dans cette zone.
  - fermer les accès aux zones exposées (pose de barrières, de clôtures).
- informer le public des dangers encourus par voie de signalisation sur le site ou par communiqué.

### IV.4: SURVEILLER LE MOUVEMENT

L'avancée de la science en géotechnique, nous offre plusieurs méthodes d'évaluation de ces mouvements et la technologie nécessaire a leur surveillance et de là a leur stabilité .La mise en place d'un système de surveillance suppose de définir :

- Les paramètres mesurés : cinématiques en surface -topométrie, extensomètre- ou en profondeur , inclinomètre, piézométriques, en particulier pression interstitielle au niveau de la surface de rupture- et hydrauliques, météorologiques -pluviométrie, nivomètre-.
- La position et le nombre des points de mesure dans les zones a risque.
- La fréquence d'acquisition mensuelle, hebdomadaire, quotidienne des mesures in-situ.
- Le mode de transmission et de dépouillement des informations.
- Leur exploitation, notamment en ce qui concerne les alertes -définition des seuils, des mesures à prendre.

Le suivi des déplacements s'est quelque peu répandu ces dernières années, grâce en particulier à l'automatisation et à la télétransmission des mesures, ce qui a permis leur multiplication, dans le temps et dans l'espace. Les méthodes spatiales paraissent prometteuses, imagerie spatiale à plusieurs dates, géodésie spatiale, mais il ne faut pas négliger des méthodes plus classiques

---

## Solutions et recommandations

---

comme l'inclinométrie, déformation en profondeur, voire rustiques comme la fissurométrie ou l'extensométrie à fil tendu.

Toutefois une double question, d'une grande importance pratique, ne peut guère avoir de réponse satisfaisante aujourd'hui: un phénomène lent actuellement est-il susceptible de s'accélérer rapidement, c'est-à-dire de passer d'un régime quasi stationnaire à une vitesse catastrophique accompagnant la rupture définitive ? Et, si oui, quelle est la date prévisible de rupture, En particulier, dans les matériaux rocheux à comportement assez fragile, il paraît impossible de fixer un délai précis avant la rupture, écroulements de falaises, carrières souterraines.

La définition de critères d'alerte reste délicate, avec des risques de fausse alerte ou de défaut d'alerte. Dans le cas des coulées de boue et de débris, phénomènes à caractère répétitif sur un site donné, des seuils de déclenchement fondés sur la pluviosité sont envisageables, à condition de disposer de données météorologiques sur le site. La prédiction et l'alerte ne seront pas opérationnelles tant que les efforts de recherche nécessaires (techniques géophysiques notamment) n'auront pas été financés. Le déplacement des populations menacées reste la seule solution préventive si la stabilisation est techniquement ou économiquement irréalisable.

### **IV.5. ARRETER LE MOUVEMENT**

Dans ce paragraphe nous insérons plusieurs grandes familles :

- Modification des propriétés mécaniques du sol (loi rhéologique).
- Modification de la géométrie.
- Modification des conditions hydrogéologiques du sol.
- Modification des contraintes imposées.

#### **IV.5.1. MODIFICATION DES PROPRIETES MECANIQUES DU SOL**

##### **IV.5.1.1. Compactage**



---

## Solutions et recommandations

---

Cette opération consiste à serrer les particules de sol entre elles, en vue d'améliorer sa résistance au cisaillement et sa capacité portante. L'opération classique qui consiste à faire passer des engins lourds est impossible, et ce en raison de l'inaccessibilité des sites glissants par les engins (pente raide). Des techniques ont été imaginées pour parer à cette difficulté.

Nous commencerons par la première qui consiste à battre des pieux courts, en béton ou en bois, avec un espacement calculé de manière à optimiser leurs effets sur le sol, cette méthode est très efficace pour le compactage des limons sableux, et des sables non saturés. La deuxième méthode qui est plus économique est tout aussi efficace, utilise les vibrations pour compacter au niveau désiré. Dans un sol sableux ou limoneux, un vibreur est descendu jusqu'à la profondeur voulue par lançage. Le rendement peut être accru si l'on accompagne la remontée de l'appareil par l'injection d'eau sous pression.



**Photo4.1.** operation de compactage

[<http://www.google.fr/imgres?imgurl=http://www.setra.equipement.gouv.fr/html/RA2005/IMG/cache-300x225/1.compactage-sol-300x225.jpg&imgrefurl>]

### IV.5.1.2. Clouage

Le clouage en géotechnique est une technique de renforcement des sols. C'est une méthode de construction permettant d'assurer la stabilité des talus en plaçant des inclusions





Photo4.2. Remblai en pied [21]

#### IV.5.2.2. Remblai en pied

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

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

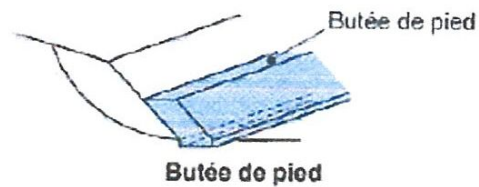


Figure4.2. butée de pied[19]

#### IV.5.2.2. Allégement en tête

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

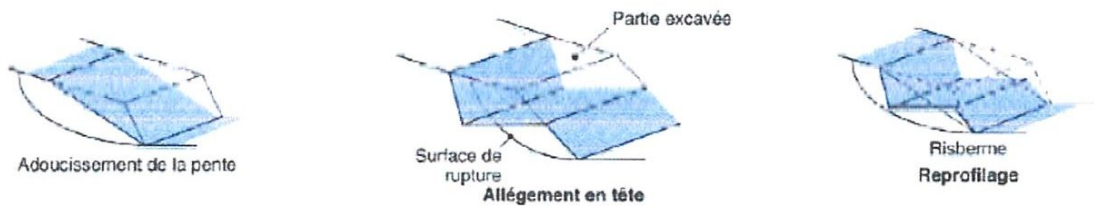


Figure 4.3. Allégement en tête [19]

#### IV.5.2.3 Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allégement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

#### IV.5.2.4. Purge

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

---

## Solutions et recommandations

---

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

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

### IV.5.3.2: drainage vertical

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crêtes. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

### IV.5.3.3. Drainage subhorizontal - feutre drainant-

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.



perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

Le géotextile utilisé est un matériau synthétique imputrescible non-tissé, enveloppant complètement le remplissage en cailloux et le drain ou recouvrant uniquement ce dernier. Son rôle est de laisser passer l'eau infiltrée dans le sol tout en arrêtant les fines particules de terre susceptibles de colmater les perforations du drain.

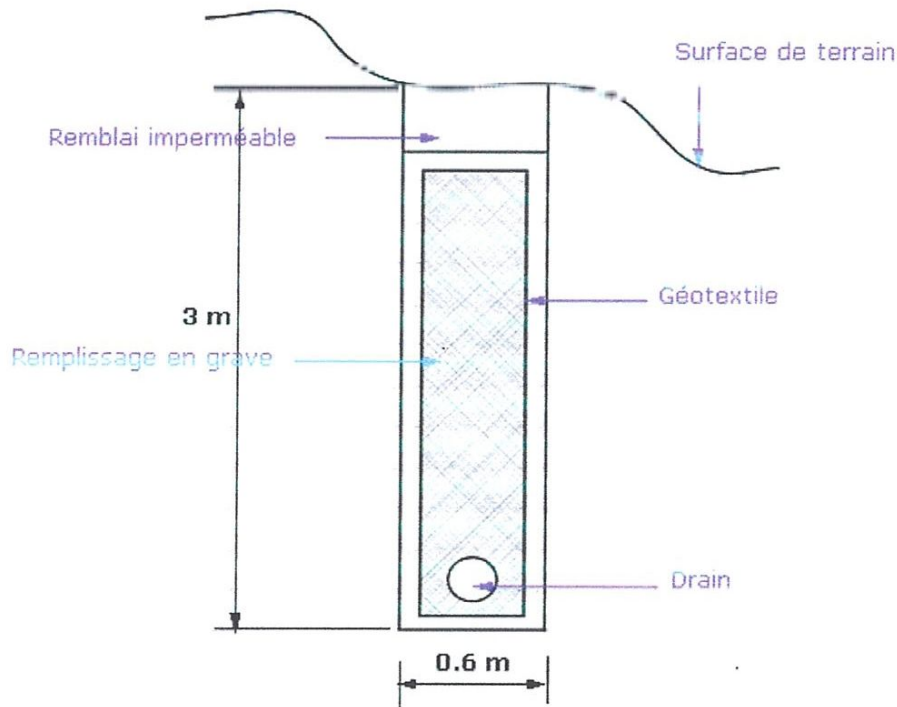


Figure 4.4. Drain subhorizontale ou feutre drainant [21]

### IV.5.3.4: Drainage superficiel

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut étanché sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux -fossés, caniveaux- et l'anchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler,



de drainage à proprement parler, sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

### **IV.5.3.5. Tranchée drainante**

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau -lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.-. Le choix de l'implantation, dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis, de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi.

### **IV.5.3.6. Éperon drainant**

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

## **IV.5.4. MODIFICATION DES CONTRAINTES**

Plus communément appelée « méthode mécanique », Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

### IV.5.4.1. Ouvrages de soutènements

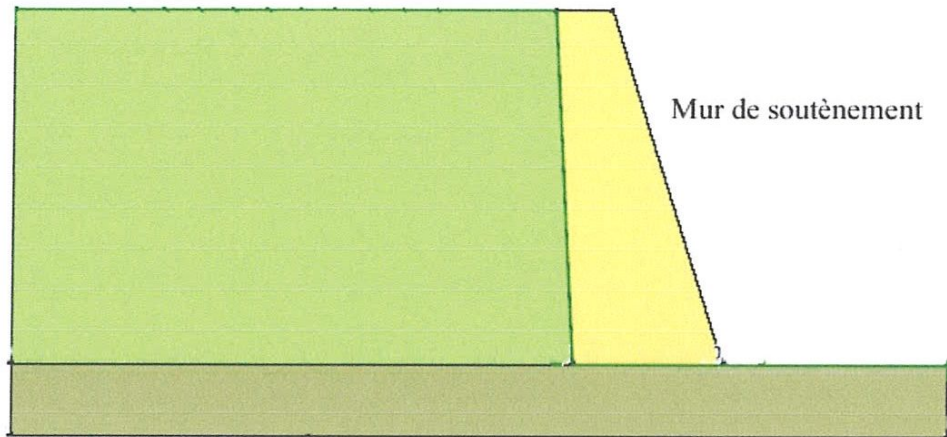
Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas le déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran. Les efforts qui en résultent sont très importants.

Il est donc très rare de stopper un glissement par un mur fixe. Sur la route d'accès au tunnel du Fréjus (France), les murs ancrés au rocher ont eu leurs ancrages rompus suite à une trop grande mise en tension de ceux-ci. Et la rupture en traction d'ancrages est un phénomène très violent. Pour comprendre ce risque il est parfois bon de raisonner en forces mises en présence, on se rend compte alors que les efforts que doit encaisser l'ouvrage sont démesurés. Pour les ouvrages souples, il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Les murs en terre armée de la route d'accès au tunnel du Fréjus se déplacent vers la vallée. C'est la présence d'un point fixe qui a entraîné des désordres.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.



**Figure 4.5 :** Mur de soutènement

Pour cela il y a plusieurs types d'ouvrages à préconiser selon les cas.

#### **IV.5.4.1.1. Mur en gabions**

Les gabions sont d'un emploi très souple pour ce genre de problèmes. Leur flexibilité permet de suivre sans dommage les mouvements du sol et l'on peut modeler la forme de l'ouvrage à l'infini.

Toutefois, leur emploi ne sera possible que pour de faibles hauteurs de remblais (la hauteur du mur ne peut généralement pas dépasser 5m).

Pour limiter les risques d'affouillement le mur sera assis sur un radier constitué de gabions semelles. Le débord du radier à l'avant du mur doit avoir une largeur supérieure à deux fois la profondeur de l'affouillement probable mesuré à partir du niveau de la fondation.

#### **IV.5.4.1.2. Mur en maçonnerie**

On utilise les mêmes matériaux de base que les gabions, mais les volumes mis en œuvre sont plus faibles. Ils sont plus résistants et moins souples ; mais leur protection contre les



affouillements est plus difficile à réaliser. De ce fait, on préconise cet ouvrage pour des opérations ponctuelles et exceptionnelles ou pour suppléer au gabion.



**Photo 4.3** Mur en maçonnerie

### **IV.5.4.1.3. Rideaux de palplanches**

Les palplanches sont des pièces longues et plates, munies de joints coulissants, qu'on enfonce au sol par battage ou par vibrofonçage, en les emboîtant les une aux autres, en réalisant ainsi des rideaux verticaux plans ou courbes assurant pleinement un rôle de soutènement et d'étanchéité.

Utilisation des palplanches :

De nos jours, les rideaux de palplanches sont utilisés beaucoup plus dans un cadre maritime que terrestre – mure de quai, batardeau...etc.-. Néanmoins, ils sont très utilisés aussi en



site terrestre pour le blindage des fouilles, ils peuvent être définitifs ou provisoires cela dépend du type d'ouvrage -bâtiment de grande hauteur, parking souterrain...etc.- .

On compte 3 types de palplanche :

- **Palplanches en B.A (béton armé)**

Ils sont constitués de poutrelles préfabriquées en béton armé, comportant un système de jonction leurs permettant d'assurer leurs fonction d'étanchéité et assurant la solidarité du rideau.

Le béton armé peut se voir détérioré lors de son battage, pour cela on conseil leurs mise en place par la technique du lançage.

L'utilisation des palplanches en béton armé demande des soins très particuliers qui sont justifiés par leurs fragilité, car le béton ne peut supporter les efforts d'arrachage, et l'impossibilité de leurs réemploi a contribué a leurs abondons au profil des palplanches métalliques.



**Photo 4.4 :** palplanche en béton armé

- **Palplanches en bois**

Leurs emplois est quasi-inexistant de nos jours, les palplanches sont constituées de madriers en chaîne ou en sapin ayant couramment 0.25 à 0.35m de longueur et 0.06 à 0.12m d'épaisseur.



**Photo 4.5 :** palplanche en bois

- **Palplanches métallique**

Elles sont faite a l'usine généralement par laminage a chaud, les palplanches métalliques a module se trouvent sous différentes formes U, Z, S, leurs performance s'est vu augmentée par l'emploi courant d'acier a haute adhérence.

*Mode d'emploi des palplanches métalliques :*

Les palplanches métalliques sont soit incorporées a l'ouvrage –protection des berges, mur de soutènement...etc.- soit provisoire, blindage des fouilles. Dans ce dernier cas le battage intensif pouvant endommagé les palplanches er rendre sa récupération difficile si non impossible est fortement déconseillé.

L'étanchéité est assurée par un colmatage au niveau des joints a l'aide de cordons en caoutchouc ou en plastique ; et au niveau du pied : soit en l'encastrement dans une couche étanche, soit en leur donnant aux palplanches une fiche suffisante pour éviter don contournement – phénomène de renard-.

---

## Solutions et recommandations

---

La surveillance constante des palplanches durant leur fonçage donne aux spécialistes des indications indispensables à la bonne conduite du chantier.

La déformation de la tête des palplanches peut signifier que l'engin de battage est mal adapté ou mal centré, ou que le casque ne convient pas. Ou que la nuance d'acier utilisé est trop faible.

Des incidents peuvent aussi se produire, qui peuvent se traduire :

- Soit que les palplanches rencontrent des obstacles.
- Soit qu'elles atteignent sa cote définitive.

Il est recommandé d'établir un carnet de battage qui, dans lequel on note tous les éléments qui caractérisent le fonçage-cote atteinte à la mise en fiche temps de fonçage-engin utilisé arrêt de fonçage et sa raison-, et ce pour chaque planche. [adjabi kharoubi]



**Photo 4.6.** Palplanche métallique

### ***IV.5.4.3. La végétalisation***

C'est une méthode écologique et économique qui copie une fois de plus la nature. Elle consiste à stabiliser le sol avec les plantations appropriées au terrain et à l'environnement. Cette



## Solutions et recommandations

---

méthode offre aussi l'avantage de fondre dans nos paysages les voies et les ouvrages d'arts et leurs remblais déblais qui ressemblent à d'horribles cicatrices.

La végétalisation des talus est recommandée car, outre son aspect esthétique, elle maintient le sol de surface –couche superficielle- en place et évite le ravinement. Des études ont montré qu'une végétation avec des arbustes confère au sol une cohésion de surface grâce aux racines qui serrent les particules de sol entre elles, et augmentent de ce fait sa cohésion.

La végétation a aussi le mérite de faire évacuer les molécules d'eau emprisonnées dans un talus par le phénomène d'évapotranspiration.

La végétalisation avec des arbres qui grandissent trop est déconseillée, vu que ces derniers constitueront une surcharge.[kharoubi adjabi]



**Photo 4 .7** Végétation d'un talus



### IV.6. CONCLUSION

Il existe une multitude de solutions à proposer pour la stabilisation d'un glissement de terrain, et elles sont toutes efficaces. Cependant, l'ingénieur en face d'un problème d'instabilité d'un talus ne doit pas perdre de vue d'autres paramètres tout aussi importants - cout, faisabilité, délais de réalisation, savoir faire des entreprises locales...etc. -il doit combiner tout ces paramètre pour proposer la solution non pas dont l'efficacité est maximale, mais dont l'efficacité est optimale par rapport la situation dans laquelle il se trouve.

## Netographie

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

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

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

[20]: [http://www.irma-grenoble.com/à »risques8majeurs/01fichiersRN8afficher.php?id\\_RSD=13](http://www.irma-grenoble.com/à»risques8majeurs/01fichiersRN8afficher.php?id_RSD=13)

[21] :[http://www.prevention2000.org/cat\\_nat/risque/mvtter/mvt\\_para.htm](http://www.prevention2000.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>