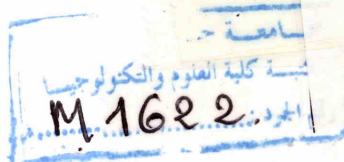




Université
de Jijel

N°: GC/MEM. MAS/GEO/144



MÉMOIRE



En vue de l'obtention du
MASTER ACADEMIQUE DE L'UNIVERSITE DE JIJEL

Délivré par : l'université de Jijel

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Présenté par

Khaled FAROUR

Titre :

*Etude d'un glissement de terrain (Beni oulben -
Collo- Willaya de Skikda), Etude de solution*

Encadré par

M^{me} Fatima ZEROUAL

Promotion : Juin 2014

Remerciement

Le plus grand Merci tout d'abord revient à « Dieu » qui, lui seul, nous a guidé dans le bon sens durant notre vie et qui nous a donné le courage, la volonté, et la force pour élaborer ce travail.

Mes remerciements les plus distingués sont adressés à mon encadreur M^{me} ZEROUAL FATIMA, pour ces précieux conseils, sa patience et son encouragement tout au long de ce travail, du choix du sujet, aux corrections ultimes.

J'adresse également mes sincères remerciements à :

M^{elle} ZEROUAL SARA, pour son aide précieux.

M^r BOURAOUI HICHAM, pour ses aides scientifiques.

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres du jury pour m'avoir honoré en acceptant de juger ce travail.

Je tiens à remercier aussi tous nos enseignants de la géotechnique qui ont assuré ma formation.

Et enfin tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Au nom du dieu je dédie ce modeste mémoire à mes parents qui sont su me soutenir tout le long de mes études, parfois me réconforter dans les moments difficiles, et qui sans eux je n'aurai pas effectué ce travail.

Je dédie ce modeste travail encore

À mes frères

IDRIS, WAHIB et MILOUD

À mes sœurs

MERIEM, MOUFIDA et HABIBA

À tout la famille

À tous mes amis fidèles

AHMED , LATIF , RACHID et MOURAD

A vous...merci

*إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى
والقلب سكناهم والذكرى ذكرهم، والقلب لن ينساهم.*

KHALED

Résumé

Cette étude consiste en une analyse d'un glissement de terrain survenue dans une zone située à Collo dans la wilaya de Skikda dont le but est de connaître le fond du problème en déterminant les causes déclenchantes et les conséquences probables.

Cette région est caractérisée par une nature géologique métamorphique qui favorise les mouvements de terrain. C'est pour cela qu'il est nécessaire d'étudier et d'analyser toutes les données géologiques, hydrogéologiques et climatiques de la région, ainsi les caractéristiques physico -mécaniques du terrain.

Ensuite nous avons fait l'analyse de ce glissement à l'aide de deux logiciels de calcul « Géoslope » et « Plaxis » pour déterminer les surfaces de ruptures et leurs coefficients de sécurité.

Nous avons étudiés cinq solutions pour conforter le glissement de terrain et choisir l'amélioration techniquement et économiquement

Mots-clés: Collo, Glissement de terrain, Coefficient de sécurité, GEOSLOPE, PLAXIS.

Summary

This study is an analysis of a landslide occurred in an area located in Collo Skikda whose purpose is to know the root of the problem by determining the déclenchâtes causes, and probable consequences.

This region is characterized by a metamorphic geology that promote landslides. That is why it is necessary to study and analyze all geological, hydrogeological and climatic data of the region, and the physico-mechanical characteristics of the ground.

Then we made the analysis of this slip with the help of two software of calculation «Géoslope» and «Plaxis» to determine the surfaces of failure and their coefficients of security.

studied five solutions to reduce the AanhlarGround and chose best technically and economically.

Keywords: Collo, Landslide, safety factor, GEOSLOPE, PLAXIS.

ملخص

هذه الدراسة تتمثل في تحليل انزلاق التربة الواقع بمنطقة القل بسكيدة الذي يهدف إلى معرفة جذور المشكلة عن طريق تحديد الأسباب ، والعواقب المحتملة.

وتتميز هذه المنطقة من قبل الجيولوجيا المتحولة التي تشجع الانزلاقات الأرضية. وهذا هو السبب في أنه من الضروري دراسة وتحليل جميع البيانات الجيولوجية، الهيدروجيولوجية والمناخية للمنطقة، والخصائص الفيزيائية الميكانيكية للأرض.

بعد ذلك قمنا بتحليل هذا الانزلاق بواسطة برنامجين حسابيين هما- « Géoslope » و« Plaxis » لتعطين سطوح الانزلاق ومعاملات أمنها.

واخيرا قمنا بدراسة خمسة حلول للحد من الانزلاق واخترنا احسنها تقنيا واقتصاديا
الكلمات الرئيسية: القل ، انزلاق التربة، عامل أمان , GEOSLOPE ، PLAXIS.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	2
----------------------------	---

Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain

I-1 : Introduction.....	3
I-2 : Les mouvements de terrain et les différents types.....	3
I. 2. 1 : Les mouvements lents et continus	4
I.2.1.1 : Les affaissements.....	4
I.2.1.2 : Les tassements	5
I.2.1.3 : Le glissement de terrain	5
I.2.1.4 : Les retraits – gonflement des argiles	6
I.2.1.5 : Le fluage	7
I.2.1.6 : Solifluxion	7
I. 2. 2 : Les mouvements rapides et discontinus	8
I.2.2.1: Les effondrements	8
I.2.2.2: L'éboulement, chutes de blocs et de pierres	8
I.2.2.3: Les coulées de boues et laves torrentielles	9
I.2.2.4: Erosion littorale.....	9
I.3 : Le processus du glissement de terrain	10
I.3.1: les caractéristiques d'un glissement de terrain	11
I.3.2: Les types des glissements de terrain	12
➤ Glissement plane (translatif)	12
➤ Glissement circulaire ou rotatif	13
➤ Glissement quelconque	13
a) Glissement rotationnel simple	14
b) Glissement rotationnel complexe	14
I.3.3 : La classification du glissement de terrain	15
➤ Glissement superficiel	15
➤ Glissement profond	16
I. 4 : Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains	16
I.4.1 : Action et influence de l'eau	16
I.4.2 : Action de la pesanteur	16
I.4.3 : La nature des terrains	16
I.4.4 : Les actions mécaniques externes	17
I.4.5 : Actions sismiques	17
I.4.6 : Action de déboisement	17
I.4.7 : Actions anthropiques	17

I.5 : Synthèse.....	18
I.6 : Conclusion	18

Chapitre II : Méthodes de calcul

II .1. Introduction	19
II .2. Le principe d'équilibre limite.....	19
II .3. Définition du coefficient de sécurité	19
II .4 .Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	20
II .5.Méthodes de calcul de la stabilité	20
II .5 .1. méthodes d' l'équilibre limite.....	21
II .5.2 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité	21
II .5.2.1.Méthode de Fellenius (1927)	21
II .5.2.2.Méthode de Taylor (1948)	22
II .5.2.3.Méthode de Bishop simplifiée (1955)	22
II .5.2.4 .Méthode de Janbu simplifiée (1956)	23
II .5.2.5.méthode de spenser(1967).....	23
II .5.2.6.Méthode de Janbu généralise (1973)	24
II .5.2.7 .Méthode de Morgenstem et price (1965)	24
II .5.2.8.Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers (1970).....	25
II .5.2.9.Méthode de perturbations (1972)	25
II .5.2.10.Méthode de sarma (1973).....	25
II .5.2.11.Méthode de Coin (1995)	26
II .5.2.12.Méthode de l'usbr (méthode des tranches ordinaires).....	26
II .5.3. Les méthodes des éléments finis.	26
II.5.3.1.La méthode des éléments finis.....	26
II.5.3.2. La méthode des différences finie.....	27

II.5.3.3.Hypothèses de calcul et modèles numériques.....	28
II.5.3.4.Présentation de l'outil numérique utilisé	29
a) Présentation du code PLAXIS	29
a.1)Généralités	29
a.2) L'interface du code PLAXIS	31
b) Présentation du logiciel Géoslope Géostudio	32
b.1)Généralités	32
b.2)Le fonctionnement du logiciel.....	33
II.6.Conclusion	35

Chapitre III : Méthodes de confortement

III .1 . Introduction.....	36
III .2. Techniques et moyens de confortement	36
III .2.2.Les différentes techniques	36
III .2.2.1. La modification géométrique	36
a)-Le déchargement en tête	37
b)- Le chargement en pied	37
c)- Le reprofilage.....	37
III .2.2.2- La substitution (totale ou partielle)	38
a)La substitution totale	38
b) la substitution partielle	38
III .2.2.3- Le drainage	39
a)- Les tranchées drainantes	40
b) Les éperons drainants	40
c) Les drains subhorizontaux.....	41
d) Les drains verticaux	41

III .2.2.4 . La végétalisation	42
III .2.2.5- Les éléments résistants	42
a) Les ouvrages de soutènement	42
a.1) Les murs de soutènements	43
a.2) Gabions	43
a.3) Les rideaux de palplanches	44
a.4) La terre armée	45
b) Les tirants d'encrage	45
c) Le clouage	46
d) Les géotextiles	47
III .3. Conclusion.....	48

Chapitre IV : Contexte géologique

IV .1 : Introduction	49
IV .2 : Description du site	49
IV .2.1 . Situation géographique.....	49
IV .2.2 . Le Socle Kabyle	50
IV .2.3 . Condition sismique et micro sismicité	51
IV .2.4 Relief	52
IV .2.5 . Climat	53
IV .2.6 Réseau hydrographique.....	53
IV.3 . Conclusion	54

Chapitre V : Etude de stabilité

V. 1.Introduction.....	55
V.2. Etat des lieux.....	55

V. 3. Levé topographique	58
V. 4. Données géologiques et géotechniques de site	58
V. 5. Modélisation du talus	60
V. 5.1. Détermination du coefficient de sécurité F_s	60
V. 5.1.1. Calcul par PLAXIS	60
• Déroulement du logiciel PLAXIS	61
✓ Calcul selon le Profil (A)	62
➤ Présentation du modèle étudié	62
➤ Maillage du talus en éléments finis	62
➤ Conditions aux limites	63
a) Conditions initiales	63
b) Calcul	64
c) Résultats	65
✓ calculs selon le profil (B)	65
➤ Calcul	66
➤ Conditions initiales	66
➤ Résultats	67
✓ calculs selon le profil (C)	68
➤ Calcul	66
➤ Conditions initiales	66
➤ Résultats	67
V. 5.1.2. Interprétation des résultats obtenus à l'aide du logiciel PLAXIS	70
V. 5.1.3. Calcul par logiciel GEO-SLOPE	71
• Déroulement du logiciel (géo-slope)	71
✓ calculs selon le profil (A)	72
✓ calculs selon le profil (B)	73
✓ calculs selon le profil (C)	74
V. 5.1.4. Interprétation des résultats obtenus à l'aide du logiciel Geo-slope	75
V. 5.2. Récapitulatif des résultats de calcul des deux logiciels	76

V.6.Interprétation et conclusion	76
--	----

Chapitre VI : Etude de confortement

VI.1 : Introduction.....	77
VI.2 : Méthode de confortement et de stabilisation	77
VI .2.1: stabilisation par gabionnage +tranche drainante	78
VI .2.2 : stabilisation par talutage +gabionnage + Substitution + tranchée drainante	79
VI .2.3 : stabilisation par talutage +gabionnage + Substitution + tranchée drainante +éperon drainant	81
VI .2.4 : stabilisation par tranchée drainante plus éperon drainant	82
VI .2.5 : stabilisation par tranchée drainante plus Substitution plus éperon drainant	84
VI.3 : Conclusion.....	86
Conclusion générale.....	87

Liste des figures

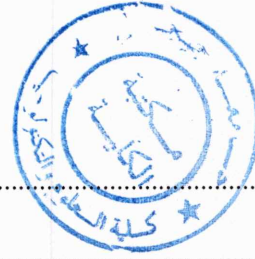


Figure I.1. Cas d'un affaissement.....	4
Figure I.2 . Phénomène de tassement latéral.....	5
Figure I.3 . Glissement de terrain.....	6
Figure I.4 . Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement.....	6
Figure .I.5 .Phénomène du fluage.....	7
Figure.I.6. Phénomène de la Solifluxion.....	7
Figure.I.7. phénomènes Effondrements des cavités souterraines.....	8
Figure. I.8 . Eboulements, chutes de blocs et de pierres.....	9
Figure .I.9 . coulée de boue.....	9
Figure.I.10.Erosion littorale.....	10
Figure.I.11.Glisement de Tizi quartier de Bejaia.....	10
Figure.I.12. Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal	11
Figure.I .13.Glislements translationnels.....	13
Figure.I.14.Glislements rotationnelles.....	13
Figure.I.15. Glissement rotationnel simple	14
Figure.I.16. Glissement rotationnel complexe.	14
Figure.I.17. Schémas Solifluxion, Glissement superficiel.	15
Figure.II.1. Forces d'une tranche de sol (Méthode de Fellenius)	20
Figure.II.2. Forces agissent sur la tranche(Méthode de Bishop simplifiée)	22
Figure.II.3. Bilan des forces sur une tranche(Méthode de Janbu simplifiée)	23
Figure.II.4. forces agissent sur une tranche(Méthode de Spenser)	23

Figure.II.5.Représentation des forces sur une tranche(Méthode de Janbu généralisé)	24
Figure.II.6. Forces agissent sur la tranche(Méthode de Morgenstem et price)	24
Figure.II.7. Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.....	25
Figure.II.8 . Forces appliquée dans la méthode des coins.....	26
Figure.II.9. Définition du module d'Young E.....	30
Figure.II.9. Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élastoplastiques de type Mohr-Coulomb.....	31
FigureII.10. Menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.....	33
Figure III.1.chargement au pied d'un talus.....	37
FigureIII.2 . Reprofilage.....	38
FigureIII.3. Substitution partielle.....	39
FigureIII.4 . tranchées drainantes.....	40
Figure III.5. Eperons drainantes.....	40
Figure.III. 6 . Drains subhorizontaux.....	41
Figure III.7 . L'implantation des plantes dans un talus.....	42
Figure III .8. Mur de soutènement.....	43
Figure III .9. Gabionnage.....	44
Figure III.10. Paroi de palplanche.....	44
Figure III.11 . Principe de la technique terre armée.....	45
Figure III.12. Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté.....	46
Figure III.13 . Un versant stabilisé par clouage.....	46
Figure III.14 . L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus.....	47
Figure.IV.1.Limites géographiques de la zone d'étude.....	49

FigureIV.2 . Localisation de la ville de Skikda.....	50
Figure.IV. 3. Esquisse géologique de la Petite Kabylie (In Perrin, 1969)	51
Figure.IV.4 .Carte sismique de l'Algérie selon le RPA 2003.....	52
Figure IV .5 . Carte géologique de la plaine de Collo (d'après A. Marre, 1992)	53
FigureIV.6 .Carte piézométrique (période hautes eaux ; 1983)	54
Figure.V.1 . Situation du glissement (Image satellitaire par Google Earth)	56
Figure.V.2 . Affaissement au niveau de la chaussée.....	56
Figure.V. 3 . Aperçu sur les mouvements du talus.....	57
Figure.V.4 . Déboitement et fissuration d'un ouvrage busé dans la zone de glissement.....	57
Figure .V.5.Levé topographique représenté les profils(A, B et C)	58
Figure .V.6.Coupe lithologique.....	59
Figure. V.7. coupe Géotechnique.....	59
Figure.V.8.Déroulement du logiciel PLAXIS.....	61
Figure.V.9 .Talus modélise avant le glissement (profil A)	62
Figure.V.10.Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	63
Figure.V.11.Génération de maillage (profil A)	63
Figure.V.12.Génération des contraintes effectives initiales (profil A)	63
Figure.V.13.Valeur du coefficient de sécurité (profil A)	65
Figure.V.14.Talus modélise avant le glissement (profil B)	65
Figure.V.15.Génération de maillage (profil B)	66
Figure.V.16.Génération des contraintes effectives initiales (profil B)	66
Figure.V.17.Déplacements totaux (profil B)	67
Figure.V.18.Valeur du coefficient de sécurité.....	68

Figure.V.19.Talus modélisé avant le glissement (profil C)	68
Figure.V.20.Génération de maillage (profil C)	69
Figure.V.21.Génération des contraintes effectives initiales (profil C)	69
Figure.V.22.Valeur du coefficient de sécurité.....	70
Figure.V.23.Fonctionnement du logiciel géo-slope.....	71
Figure.V.24.Talus modélisé avant calcul (profil A)	72
Figure.V.25.Talus modélisé après glissement (profil A)	73
Figure.V.26.Talus modélisé avant calcul (profil B)	73
Figure.V.27.Talus modélisé après glissement (profil B)	74
Figure.V.28.Talus modélisé avant calcul (profil C)	74
Figure.V.29.Talus modélisé après glissement (profil C)	75
Figure.VI .1.Gabionnage plus tranchée drainante.....	78
Figure. VI .2 Variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.....	79
Figure. VI .3 Talutage plus gabionnage plus tranchée drainante plus Substitution.....	79
Figure. VI .4 Variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.....	80
Figure. VI .5 Talutage +gabionnage+ Substitution + tranchée drainante + éperon drainant.....	81
Figure. VI .6 Variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.....	82
Figure. VI .7 Tranchée drainante plus éperon drainant.....	82
Figure. VI .8.Vvariation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.....	83
Figure. VI .9 Tranche drainante+ Substitution + éperon drainant.....	84
Figure. VI .10. Variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture... ..	85

Liste des tableaux

Tableau I.1. Mouvements de terrain en fonction de la vitesse.....	4
Tableau.I.2. La classification de glissement de terrain.....	15
Tableau I.3. Récapitulation des principaux types de mouvements de terrain.....	18
Tableau .II.1 Valeur de FS en fonction de l'état de l'ouvrage.....	20
Tableau.V.1. Caractéristiques géotechniques des différentes couches de terrain.....	62
Tableau.V.2. Données géotechniques.....	72
Tableau.V.3.Valeurs des coefficients de sécurité.....	73
Tableau.V.4.Valeurs des coefficients de sécurité.....	74
Tableau.V.5.Valeurs des coefficients de sécurité.....	75
Tableau.V.6.Tableau récapitulatif.....	76
Tableau VI.1: Résultat obtenus après gabionnage +tranchée drainante.....	78
Tableau VI.2.Résultat obtenus après talutage +gabionnage + Substitution + tranchée drainante.....	80
Tableau VI.3.Résultat obtenus après talutage +gabionnage + Substitution + tranchée drainante + éperon drainant	81
Tableau VI.4:Résultat obtenus après tranchée drainante plus éperon drainant.....	83
Tableau VI.4.Résultat obtenus après tranchée drainante +Substitution plus éperon drainant.....	84
Tableau VI.6.Devis quantitatifs estimatifs des solutions.....	85
Tableau VI.8. Récapitulation globale des résultats de calcul.....	86

Introduction Générale

Les glissements de terrain sont considérés comme des mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, ces mouvements engendrent l'apparition des déformations importantes de la croûte terrestre, ils peuvent être brusques, comme ils peuvent s'étaler sur plusieurs mois voire plusieurs années.

La rupture se produit selon plusieurs modes vaguement circulaires ou bien planes, elle ne présente au contraire aucune caractéristique géométrique particulière. Ces phénomènes sont très destructeurs, en plus des pertes en vies humaines qu'ils peuvent engendrer, les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles.

Pour bien présenter les informations sur la stabilité des talus et éclairer les axes de notre travail, le mémoire a été articulé suivant ces axes:

- Chapitre I : ce premier chapitre rappellera les éléments théoriques ainsi que la définition d'un glissement de terrain selon plusieurs auteurs et plusieurs théories, la classification et les différents types et causes de mouvements connus tout en illustrant chaque point par des exemples et photos de cas réels sur.
- Chapitre II: Il contient l'exposition des différentes méthodes de calcul d'analyse de la stabilité des pentes: empirique et un bref aperçu sur le calcul numérique , qui sont des outils numériques utilisés dans la modélisation et calcul de la stabilité des talus .
- Chapitre III : le troisième chapitre décrira les différents types et méthodes de confortement de talus préconisés pour stabiliser la masse de sol en cours de mouvement.
- Chapitre IV: Il contient une description géologique, hydrologique de site d'étude .
- Chapitre V : Il comporte les caractéristiques générales des logiciels classiques utilisés pour le calcul de la stabilité (Plaxis,Géoslope), avec une démarche simple pour présenter un problème de glissement d'un talus modélisé en utilisant plusieurs logiciels.

- Chapitre VI: Dans ce chapitre nous terminerons plusieurs option de confortement à l'aide de logiciel Géoslope et choisir la solution plus adéquate pour notre cas.
- Conclusions générales : une conclusion générale sur notre étude.



Chapitre I

Généralité sur les mouvements de terrain

I.1.Introduction:

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et peut provoquer des pertes en vies humaines et matériels ainsi que des dégâts naturels considérables.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols,...etc.) et par leur dimension (certains glissements, comme celui de la Clapière dans les Alpes Maritimes, peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m³).

I.2. Différents types de mouvements de terrain:

On regroupe sous l'appellation de " **mouvement de terrain** " tout phénomène affectant une masse de sols ou roches et le fait déplacer d'un état à un autre . [20]

Il existe de nombreuses classifications des mouvements de terrain; Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués: les mouvements lents et les mouvements rapides.

- Les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes.
- Les mouvements lents dont les conséquences sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions. Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose.

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

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

Tableau I.1. Mouvements de terrain en fonction de la vitesse. [26]

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

I.2.1. Les mouvements lents et continus :

I.2.1.1. Les affaissements: [12]

Evolution des cavités souterraines dont l'effondrement est amortie par le comportement souple des terrains superficiels.

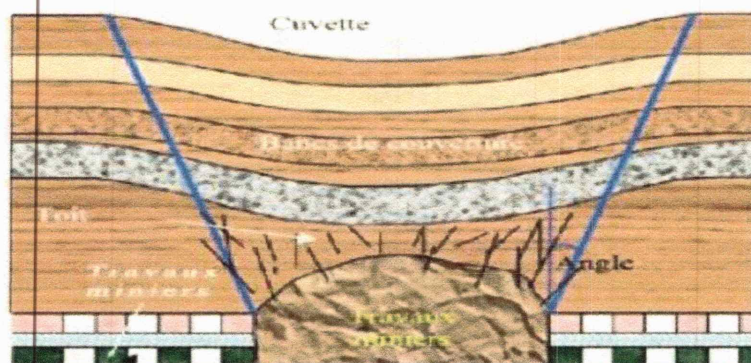


Figure I.1. Cas d'un affaissement.

Ces cavités peuvent être:

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses...etc. - Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...etc.).

I .2.1.2. Les tassements :

Il s'agit principalement de diminutions de volume de certains sols sous l'effet de charges ou d'assèchement. Les tassements latéraux ou "Lateral spreads" sont très distincts puisqu'ils se produisent habituellement sur des pentes très douces voire même sur des terrains plats.

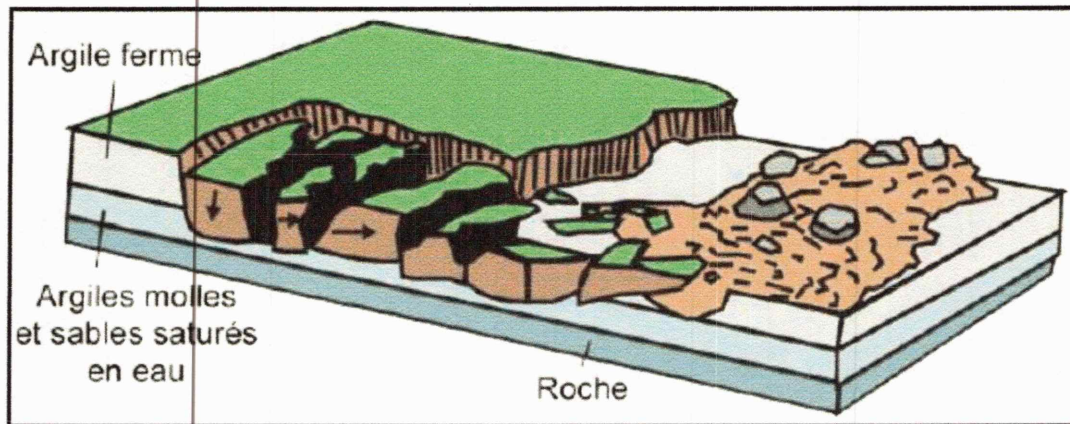


Figure I.2. Phénomène de tassement latéral

I.2 .1.3 . Le glissement de terrain :

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.

Ils se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau.

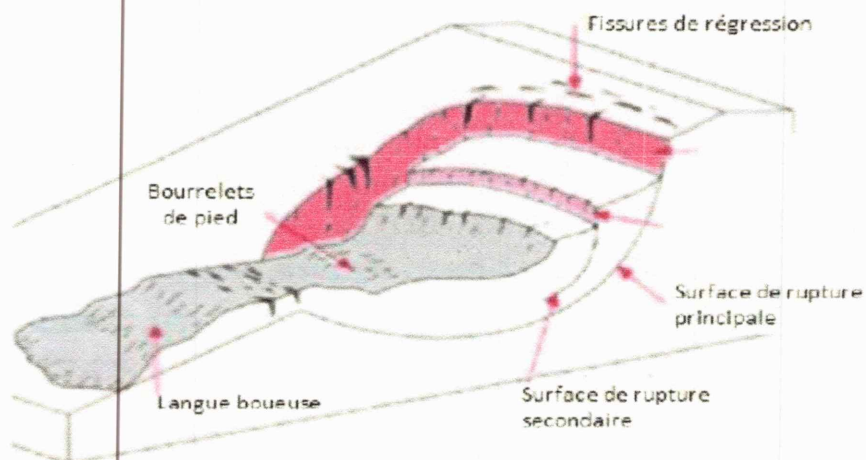


Figure I.3. Glissement de terrain

I.2.1.4. Les retraits et gonflement des argiles : [4]

Le retrait et le gonflement se manifestent dans les sols argileux, ils sont liés aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

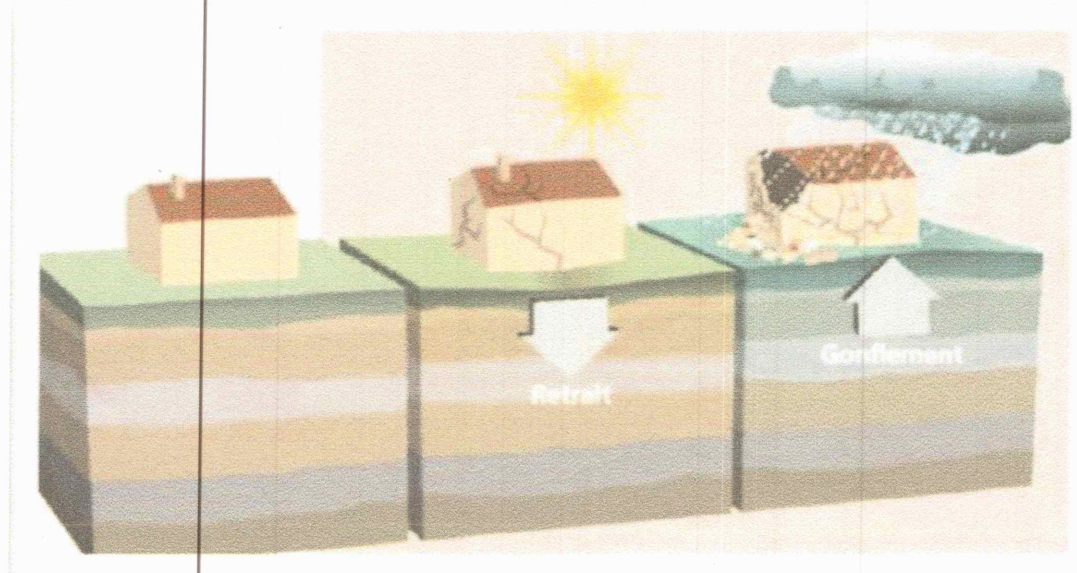


Figure I.4. Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement.

I.2.1.5. Le fluage : [7]

Il se caractérise par des mouvements lents, et des vitesses faibles, dans ce cas, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

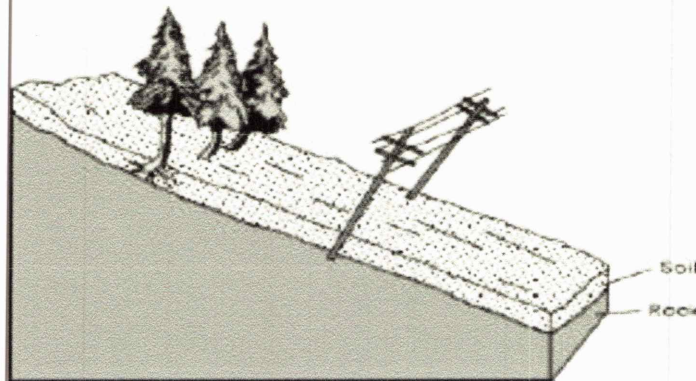


Figure .I.5. : Phénomène du fluage.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements). Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

I.2.1.6 . Solifluxion :

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

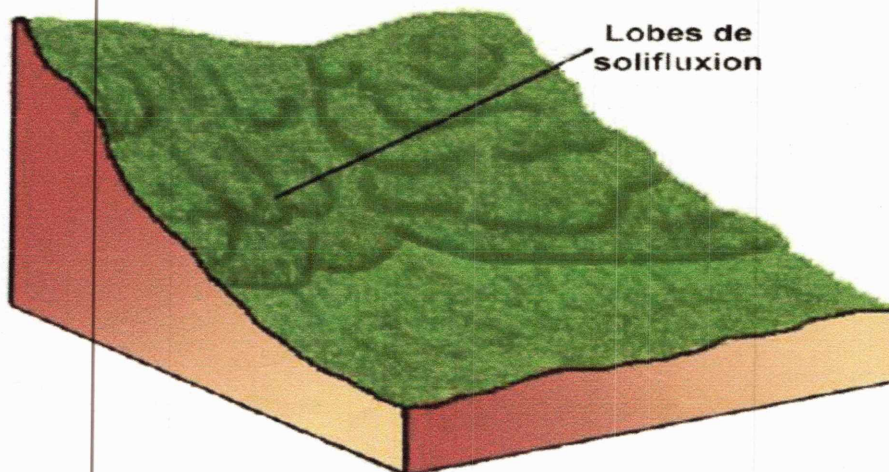


Figure.I.6. Phénomène de la Solifluxion.

I. 2. 2. Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

I.2.2.1. Les effondrements:

Déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines existantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières), avec ouverture d'excavations.

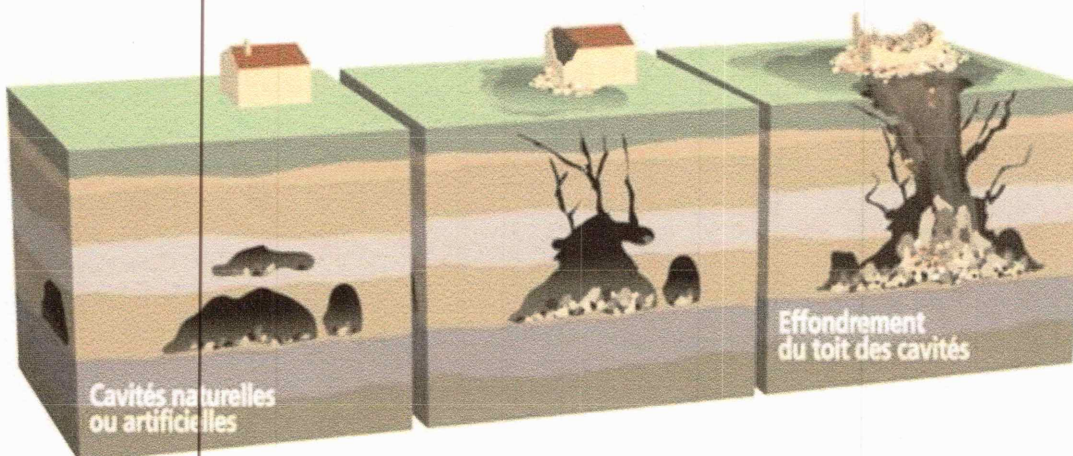


Figure.I.7 .Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines .

I .2.2.2. Eboulement, chutes de blocs et de pierres :

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume $< 1\text{dm}^3$), des chutes de blocs (volume $> 1\text{dm}^3$), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m^3).

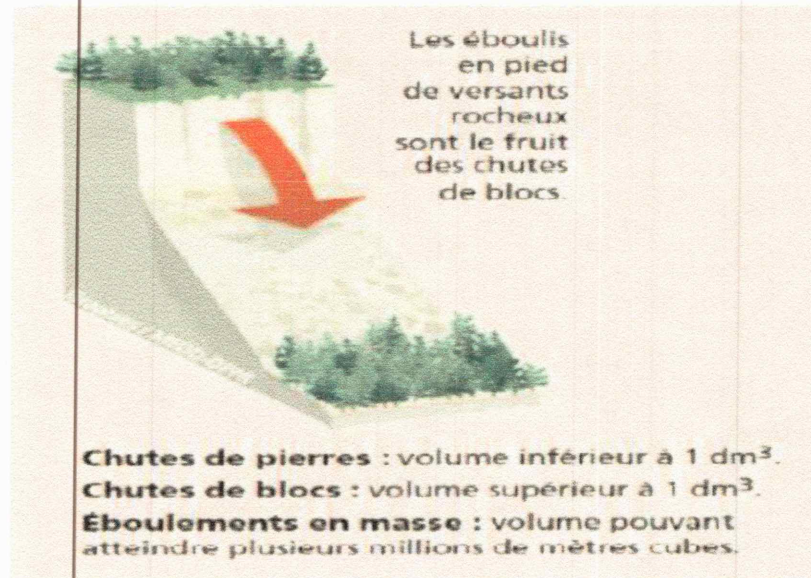


Figure .I.8 . Eboulements, chutes de blocs et de pierres.

I .2.2.3. Les coulées de boues et laves torrentielles : [4]

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

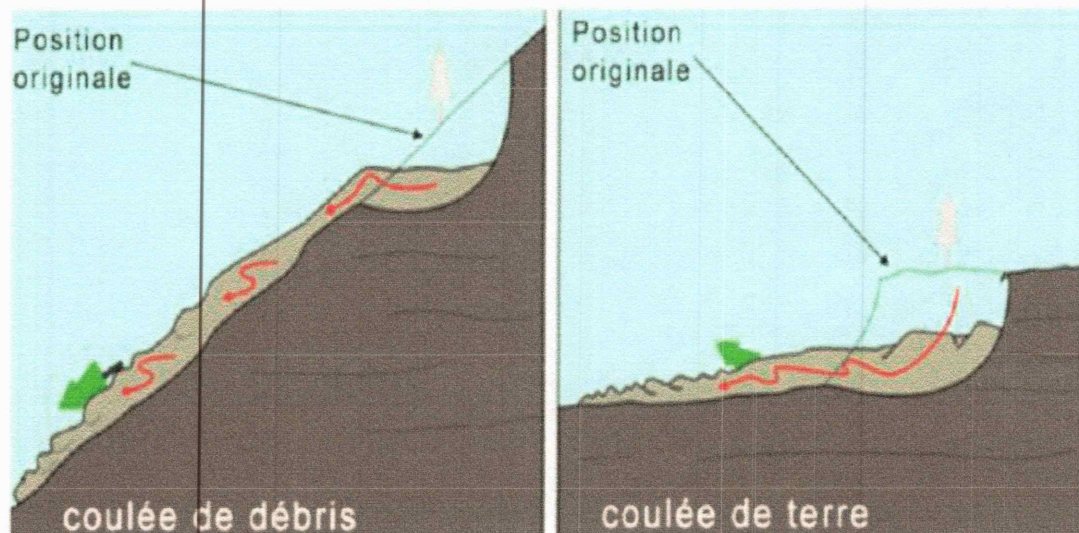


Figure .I.9. Coulée de boue.

I .2.2.4. Erosion littorale :

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses.

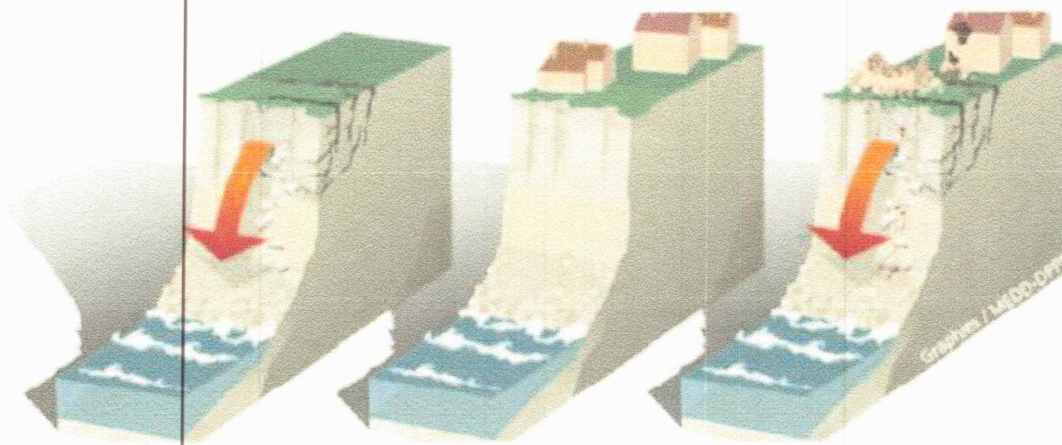


Figure.I.10. Erosion littorale.

I.3. Le processus du glissement de terrain :

Les glissements de terrain se caractérisent par la translation latérale d'une certaine masse de matériaux au niveau d'une surface de rupture nettement individualisée et se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..). Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

C'est le mouvement vers le bas d'une masse de sol, sous l'effet de la gravité, entraînant tout ou une partie d'un talus.



Figure.I.11. Glissement de Tizi quartier de Bejaia.

I.3.1. Caractéristiques d'un glissement de terrain : [18]

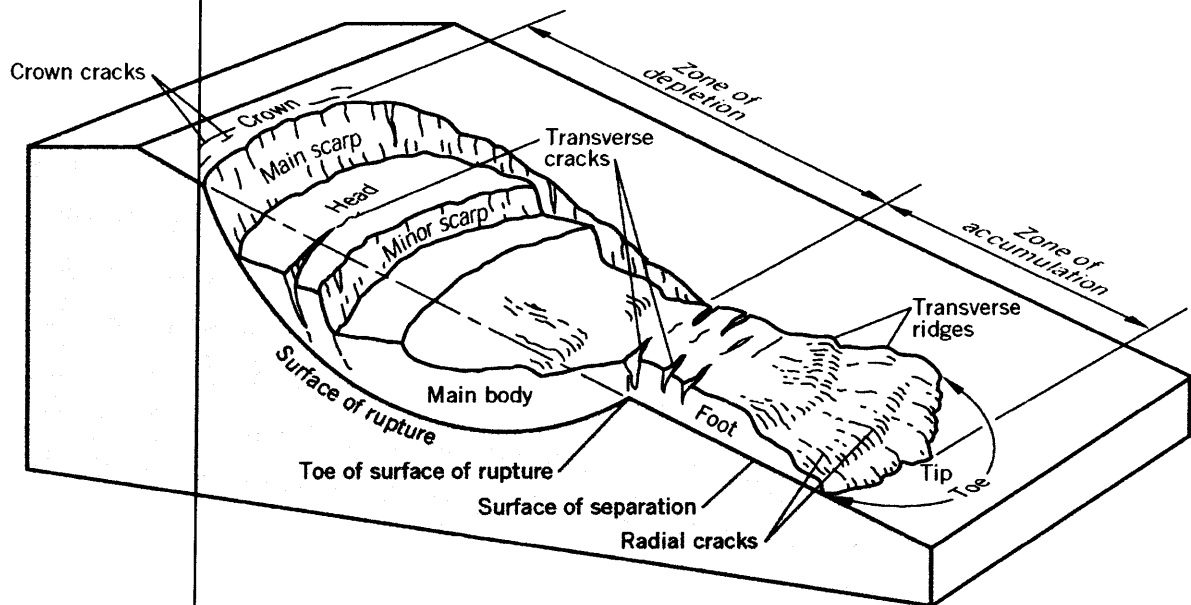


Figure I.12. Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal.

La commission internationale sur les glissements de terrain a défini l'ensemble des éléments morphométriques et morphologiques composant un glissement de terrain type comme suit :

- **Couronne** : Zone située au-dessus de l'escarpement principal, souvent peu affectée par les désordres. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.

Escarpement principal : Surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure.

- **Sommet** : Limite amont du glissement, point le plus élevé où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

- **Tête** : Partie amont de la masse glissée sur l'escarpement principal.

- **Escarpement secondaire** : Cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans la masse glissée.

- **Corps** : Partie du matériau glissée au-dessus de la surface de glissement en amont du pied de la surface de glissement.

- **Pied** : Partie de la masse glissée en aval du pied de la surface de glissement.

- **Extrémité aval** : Extrémité aval du matériau glissé.

- **Front** : Partie la plus aval du matériau glissé, en général de forme convexe.
- **Surface de glissement** : Prolongation en profondeur de l'escarpement principal au-dessous de la masse glissée.
- **Pied de la surface de glissement** : L'intersection aval de la surface topographique initiale et la surface de glissement
- **Surface de séparation** : Surface séparant la masse glissée des terrains en place, partie de la surface de glissement .
- **Matériau glissé** : Matériau qui a glissé, partie d'un glissement de terrain.
- **Zone d'affaissement** : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessous de la surface topographique originale.
- **Zone d'accumulation** : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessus de la surface topographique originale.
- **Niche d'arrachement** : Volume situé au-dessus de l'escarpement principal et la masse affaissée et au-dessous de la surface topographique originale.
- **Masse affaissée** : Partie de la masse glissée recouvrant la surface de glissement , qui est située au-dessous de la surface topographique originale.
- **Accumulation** : Partie de la masse glissée qui est située au-dessus de la surface de la surface topographique originale.
- **Flanc** : Limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal. Le flanc droit est à droite quand les flancs sont vus de la couronne.

I.3 .2. Les types des glissements de terrain :

Les glissements de terrain apparaissent le long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

➤ Glissement plan (translatif) : [20]

Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaine de mètres.

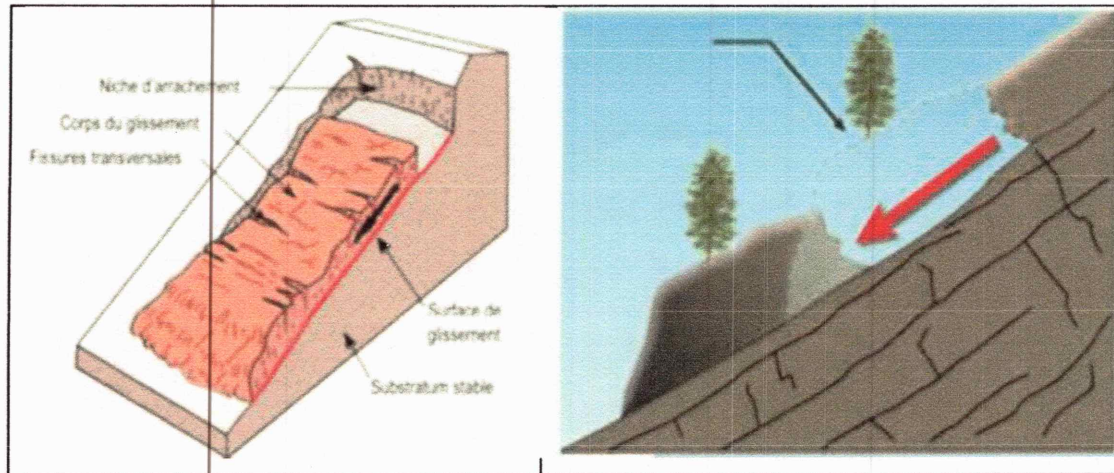


Figure. I.13. Glissements translationnels.

➤ **Glissement circulaire ou rotatif :**

Lors d'un glissement circulaire, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type circulaire sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. [10]

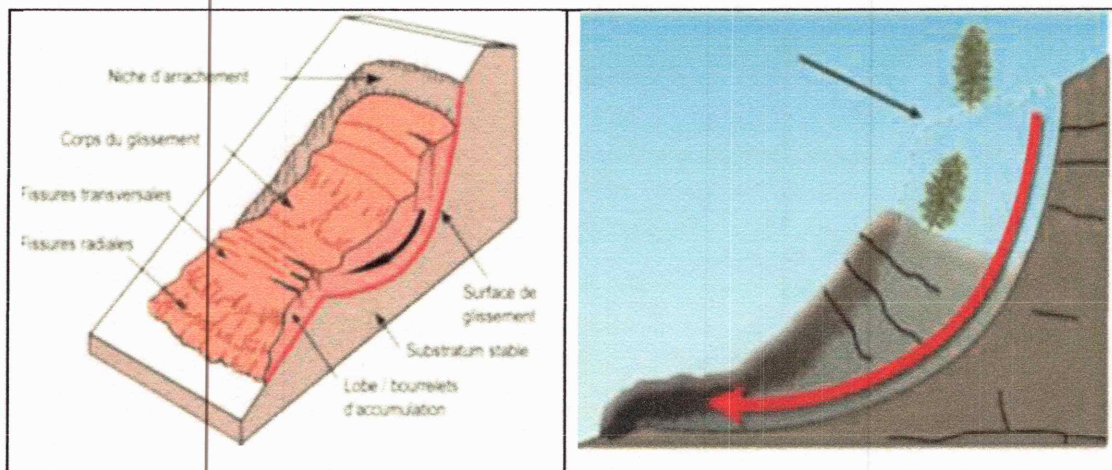


Figure.I.14. Glissements rotationnelles.

➤ **Glissement quelconque : [1]**

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

a) Glissement rotationnel simple : [15]

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue (figure I.15) : au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet formé par des matières glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire.

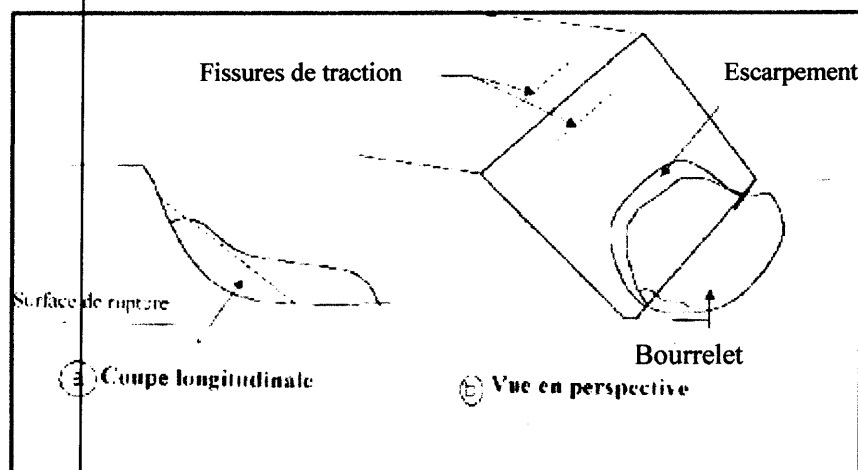


Figure.I.15. : Glissement rotationnel simple.

b) Glissement rotationnel complexe :

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont. [15]

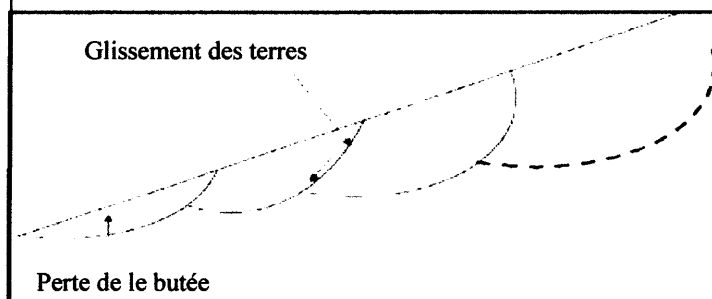


Figure.I.16. : Glissement rotationnel complexe.

- ✚ Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse et par leur profondeur estimée de la surface de glissement:

I.3.3. La classification du glissement de terrain :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

Tableau.I.2. La classification de glissement de terrain. [20]

Glissement	Surface de glissement	Glissement	Vitesse de glissement
Superficiel	0 – 2 m	Substabilité, très lent	0 – 2 cm /an
Semi-profond	2 – 10 m		2 – 10 cm/an
profond	10 – 30 m	Actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm/an
Très profond	> 30 m		

➤ Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.

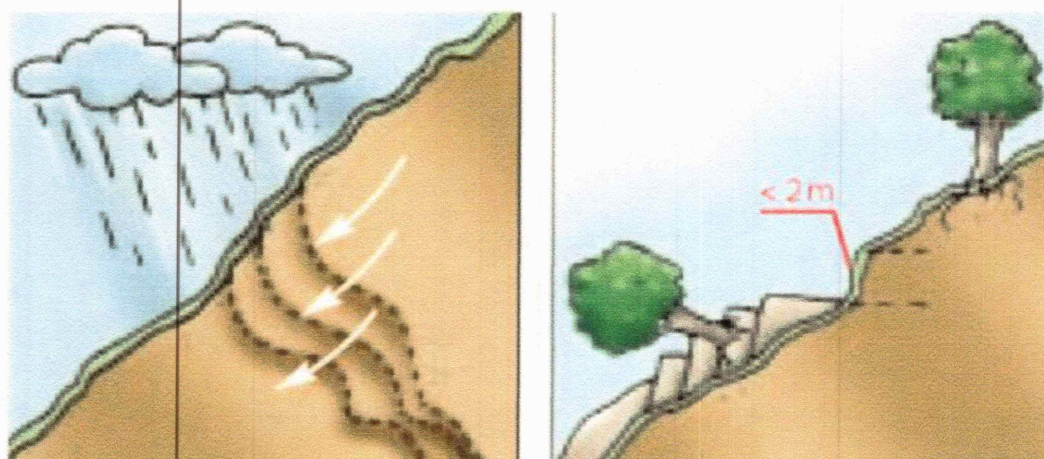


Figure.I.17: Schémas Solifluxion, Glissement superficiel.

➤ Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.

I. 4. Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains :

En plus conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain.

Naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain.

4. 1.4.1 Action et influence de l'eau :

C'est principalement, la **pluviométrie** que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influant particulièrement les pluies de fortes intensités. Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme, l'action de l'eau sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux.

I. 4. 2. Action de la pesanteur :

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement. L'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied. [16]

I. 4. 3. La nature des terrains :

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente. La très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement. La prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes.

I. 4. 4. Les actions mécaniques externes :

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, peuvent avoir des conséquences sur la stabilité des terrains.

- Suppression de la butée de pied de versant :

La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

- ✚ Par terrassement.
- ✚ Par affouillement ou érosion régressive.
- ✚ Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.

- Implantation des surcharges sur un versant :

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse...etc.), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier...etc.

A l'inverse, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

I. 4. 5. Actions sismiques :

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.

I. 4. 6. Action de déboisement :

Le déboisement désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

I. 4.7. Actions anthropiques :

Les opérations de terrassements peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou bien augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement.

I.5. Synthèse :

Tableau I.3. Récapitulation des principaux types de mouvements de terrain : [25]

Type de mouvement	Facteur de prédisposition	Facteurs aggravants	Cinématique	Intensité	Gravité
Glissement de terrain	Sols-massifs fracturés. Formation meuble. Géométrie des discontinuités par rapport à la topologie.	Eau – Anthropique. Séisme (+ liquéfaction) Occupation du sol.	Très lente à moyenne	Moyens à majeur.	Très faible à moyenne.
Chute de blocs et éboulement	Massifs rocheux - Conglomérats Discontinuités : stratigraphiques, tectoniques, hétérogénéités. Géométrie des discontinuités par rapport à la topologie	Eau – Anthropique Gel/dégel – séisme - occupation du sol (végétation).	Très lente à très rapide. Discontinue. brutale.	Faible à Moyenne	Moyenne à majeur
Coulées boueuses	Matériaux très remaniés.	Eau séismes (tectoniques ou volcaniques).	Très rapides	Forte à majeur.	Forte à majeur.
Effondrements	Existence de cavité(extraction, dissolution etc...) Proximité surface.	Eau Séisme anthropique.	Très lent à rapide.	Faible à moyenne	Moyenne à faible.

I. 6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissements qui existent dans la nature. Les différentes classifications, les causes naturelles et anthropiques.

Chapitre II

Méthodes de calcul

II .1.Introduction :

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimum qui représente la surface critique de rupture.

Nous verrons les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer si un talus est stable ou non.

Il existe plusieurs méthodes dans la littérature. Ces dernières diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème.

II .2.Le principe d'équilibre limite:

On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

II .3.Définition du coefficient de sécurité :

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme:

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (1)$$

Avec τ_{max} : résistance au cisaillement du sol.

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (1) peut être exprimée comme :

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

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (1) est écrite comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F_s}$$

Où c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. En contraintes effective l'équation s'écrit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \varphi'}{F_s}$$

Où c' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective et u la pression de l'eau interstitielle.

II.4.Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure :

Tableau .II.1. Valeur de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage.

F_s	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

II.5.Méthodes de calcul de la stabilité :

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

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes des abaques.

II .5 .1 . Méthodes d' l'équilibre limite:

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent.

Quand la partie du sol ayant déjà glissé s'est stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique; car ceci est fondamental pour une étude fiable des pentes, et influençant le choix de la méthode de calcul.

II .5.2.Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité :

Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

II .5.2.1.Méthode de Fellenius (1927) :

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches.

C'est la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Elle est basée sur la formule suivante :

$$F_s = \frac{\Sigma \text{ des moments résistants maximaux}}{\Sigma \text{ des moments moteurs}}$$

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches.
- elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales). [2]

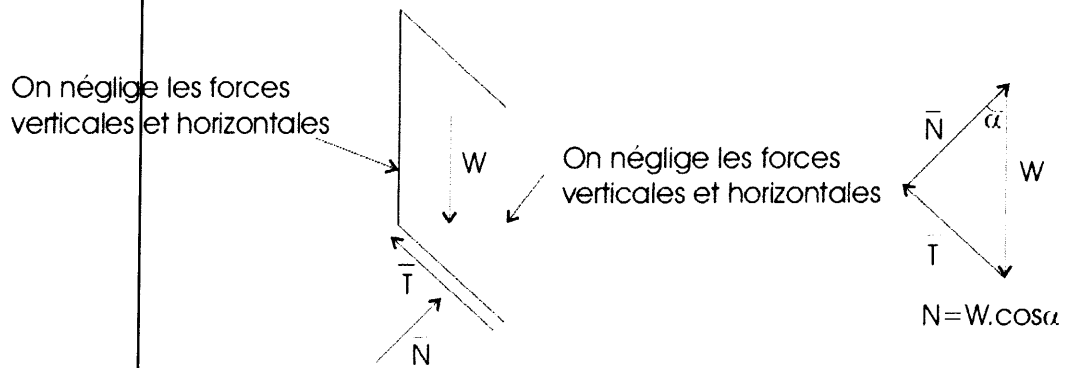


Figure.II.1. Forces d'une tranche de sol .

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

II .5.2.2.Méthode de Taylor (1948) : [23]

Lors d'une étude d'équilibre d'une pente infinie, le poids du sol contribue aux forces déstabilisatrices alors que la cohésion C_u contribue aux forces d'équilibre. Ainsi, la cohésion C_u est inversement proportionnelle au poids volumique du sol. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_C = \frac{C_u}{\gamma} \cdot f(\phi_u, \beta)$$

II .5.2.3.Méthode de Bishop simplifiée (1955) : [3]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire.
- elle néglige les forces verticales entre les tranches

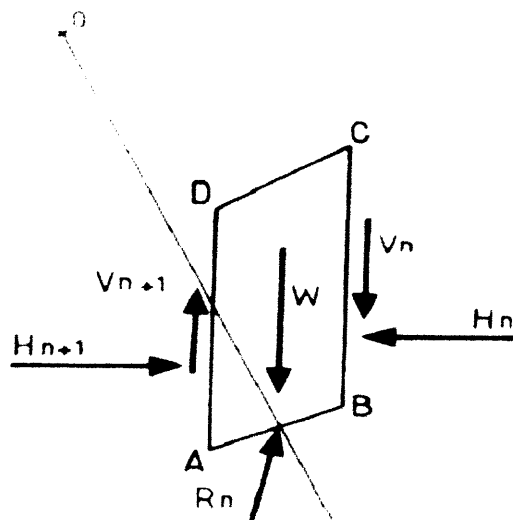


Figure.II.2.Forces agissant sur la tranche.

II .5.2.4 .Méthode de Janbu simplifiée (1956) : [12]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire).
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

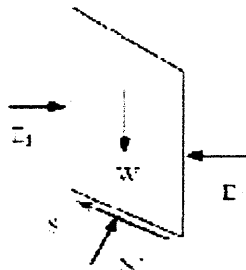
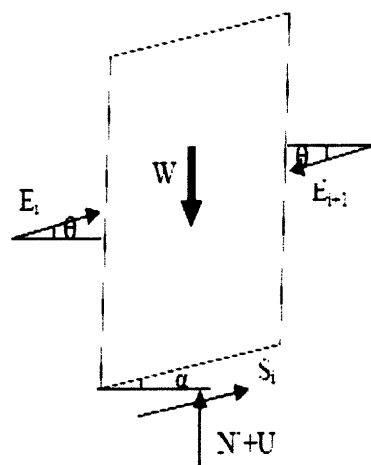


Figure.II.3. Bilan des forces sur une tranche.

. II .5.2.5.Méthode de Spenser (1967): [3]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.



FigureII.4. Forces agissent sur une tranche.

II .5.2.6.Méthode de Janbu généralisé (1973) :

La méthode généralisée de Janbu considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fois avec les forces inter-tranches :

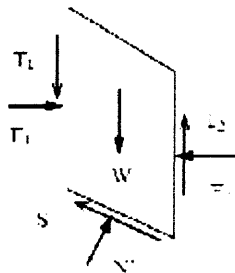


Figure.II.5. Représentation des forces sur une tranche

II .5.2.7 .Méthode de Morgenstem et price (1965) : [12]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé.
- la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode est précise, elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

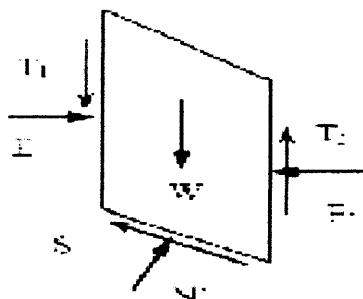


Figure.II.6. Forces agissent sur la tranche.

II .5.2.8.Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers (1970) : [2]

Hypothèses:

- la méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire)
- contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne

Comme la méthode de Janbu, elle vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments.

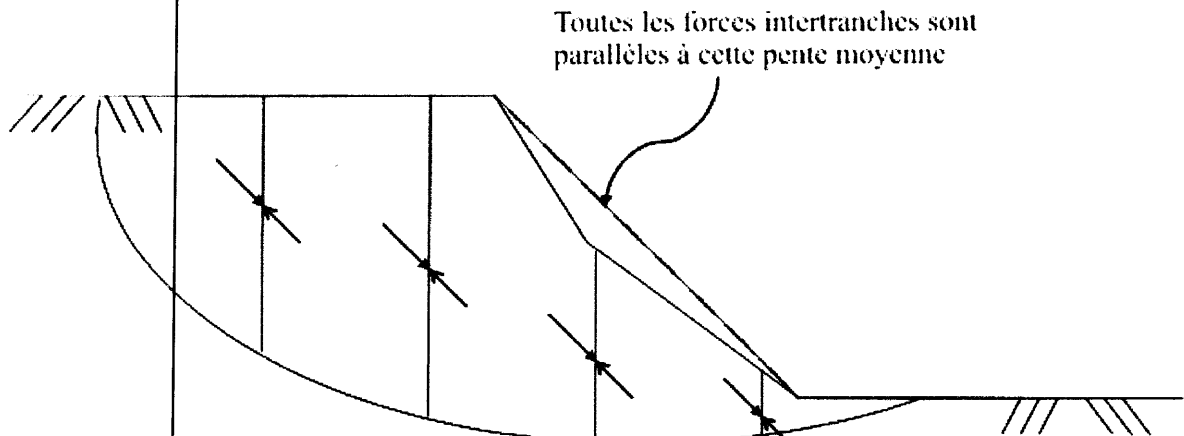


Figure.II.7. Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.

Cette méthode est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches.

II .5.2.9.Méthode de perturbations (1972) : [7]

- La méthode des perturbations est une méthode d'équilibre limite de calcul de stabilité d'un massif de sol qui fait l'hypothèse de l'équilibre global du massif le long d'une surface de rupture.

. II .5.2.10.Méthode de Sarma (1973) : [7]

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb expression:

En générale, la méthode de Sarma :

- Tient compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement.

- Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et de moments.

× II .5.2.11.Méthode des Coin (1995) :

Il s'agit d'une méthode approximative. La masse sur le plan de rupture potentiel est séparée en une série de coins et l'équilibre de chaque coin est considéré.

- Équilibre des forces horizontales et verticales.

- On doit cependant faire une hypothèse sur l'inclinaison de la force entre les coins :

$10^\circ < d < 15^\circ$ - $d = 0^\circ$ conservateur.

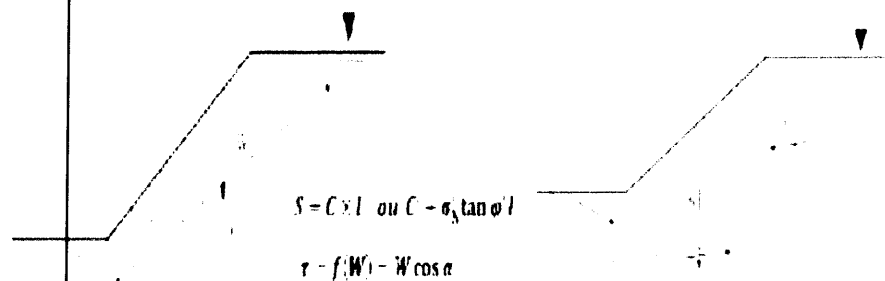


Figure.II.8. Forces appliquée dans la méthode des coins.

. II .5.2.12.Méthode de l'usbr (méthode des tranches ordinaires : [27]

-la résultante des efforts inter tranches comme parallèle à la ligne de glissement.de plus la méthode est donc nettement surabondante.

-Cette méthode ne donne pas le même cercle critique que la méthode de Bishop et sous-estime le facteur de sécurité trop nettement.

× II .5.3.Les méthodes des éléments finis :

La méthode des éléments finis et la méthode des différences finies, qui traitent les milieux comme un milieu continu.

- II.5.3.1.La méthode des éléments finis :

La méthode des Eléments Finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet) dont on veut étudier certaines de ses propriétés. Ces sous-ensembles sont appelés éléments. Ces derniers sont

connectés entre eux par des nœuds. La discrétisation de l'objet se nomme le maillage. Ainsi notre objet est représenté par des fonctions définies sur chaque élément. Ces fonctions locales ont l'avantage d'être plus simple que celles que l'on pourrait éventuellement utiliser pour représenter la totalité de l'objet. Ce sont en particulier des polynômes ou des fonctions harmoniques.

L'étape qui suit consiste alors à analyser la réponse mécanique associée à chaque élément en construisant des matrices de rigidité élémentaires et du vecteur chargement. Une fois cette tâche réalisée, on assemble le tout dans la matrice de rigidité globale. On dispose donc d'une équation matricielle qui relie les déplacements nodaux aux chargements nodaux pour l'intégralité de l'objet (la structure). Il ne reste ensuite qu'à appliquer les conditions aux limites.

A partir de là, on peut résoudre cette équation matricielle dont les inconnus sont les déplacements nodaux. Ce que l'on exprime parfois en des termes telles que: minimiser la fonctionnelle associée à l'équation différentielle qui gouverne le problème. [17]

II.5.3.2. La méthode des différences finie :

La méthode des différences finies permet de rechercher la solution d'une équation aux dérivées partielles en utilisant l'analyse numérique, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champ (les contraintes et les déplacements) uniquement définis au niveau de points discrets dans l'espace.

La méthode des différences finis repose sur trois aspects principaux : la discrétisation des opérateurs de dérivation/différentiation en supposant un incrément fini en un point du maillage, la convergence du système numérique ainsi obtenu sur l'ensemble des mailles de l'espace à couvrir, et une limite de cet espace à couvrir en ayant des conditions aux limites.

Cette méthode traite le problème comme un milieu continu, dont les caractéristiques mécaniques sont une moyenne établie sur un élément du maillage. Elle permet aussi d'introduire, en nombre limité, des discontinuités, mais la réponse globale du massif est cependant dominée par la déformation du sol. [17]

II .5.3.3.Hypothèses de calcul et modèles numériques :

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché :

- modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.).
- modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.).
- modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.).
- modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.).
- modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges).
- modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.).
- modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande des modèles de calcul oblige à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants.

Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc.

On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels du comportement de l'ouvrage étudié. En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères essentiels. [17]

II .5.3.4. Présentation de l'outil numérique utilise :

a) Présentation du code PLAXIS : [22]

a.1) Généralités :

Dans sa version originale, le code de calcul par éléments finis PLAXIS traite la stabilité des digues en terre. Dans sa version actuelle, il permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.), les calculs s'effectuant en déformations planes (Analyse bidimensionnelle ou Analyse 2D) ou en déformations axisymétriques (Analyse tridimensionnelle ou Analyse 3D).

L'algorithme général de résolution des équations non linéaires du code PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondantes aux chargements appliqués ; l'équilibre résultant rapidement.

Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants

-Élasticité linéaire de Hooke, pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ;

- plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins.

- élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi des argiles et des limons.

- élastoplasticité de type Cam Clay pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées.

- viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).

Aussi se limitera-t-on ci-après à ne décrire que le modèle de Mohr-Coulomb intéressant l'objet de la présente étude. Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

Le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} .

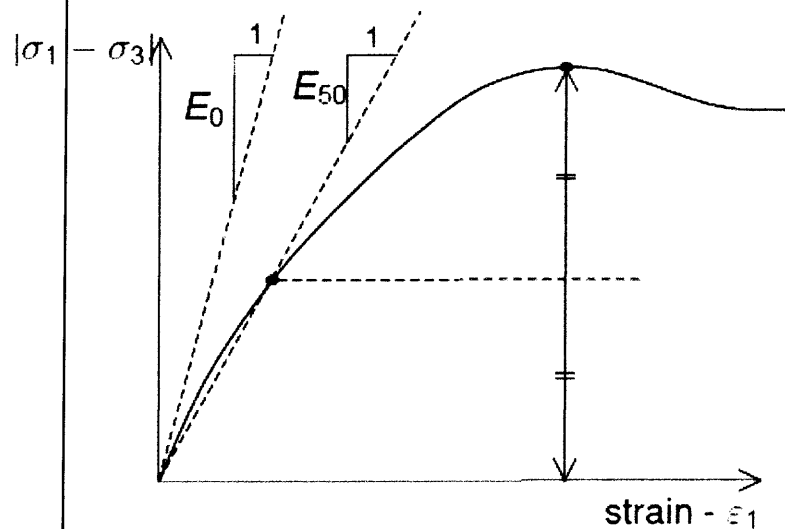


Figure.II.9. Définition du module d'Young E .

-Le coefficient de Poisson ν : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos K_0 pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4.

- cohésion c : nulle ($C=0$) pour les sables, mais constante non nulle ou évoluant avec la profondeur pour les argiles.

-L'angle de frottement interne φ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols.

-L'angle de dilatance : est nul pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul pour les sables dont la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques.

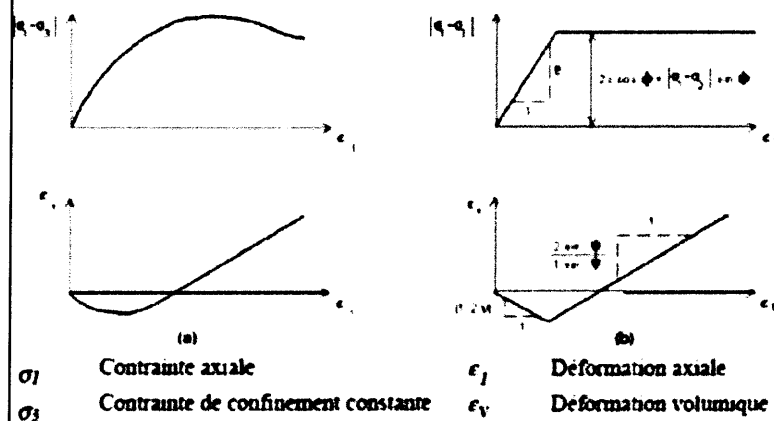


Figure.II.9. Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élastoplastiques de type Mohr-Coulomb.

- Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :
- Pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation) ;
- Pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement

a.2) L'interface du code PLAXIS :

Le code PLAXIS est divisé en quatre sous-programmes (PLAXIS-Input, PLAXIS Calculations, PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves).

- **PLAXIS-Input:** le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.

- PLAXIS-Calculations : le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.
- PLAXIS-Output: ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds , les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.
- PLAXIS-Curves : le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement
- déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

b) Présentation du logiciel Géoslope Géostudio :

b.1) Généralités :

Géostudio est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux.

SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes -déformations.

QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme.

TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol.

SLOPE/W : c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le programme de calcul **SLOPE** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans **SLOPE** sont la méthode de Fellinius, de Morgenstern-price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée, et enfin "la méthode des éléments finis" qu'on peut le trouver dans la partie logique " SIGMA/W ".

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

b.2) Le fonctionnement du logiciel :

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul sert à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

- **Define:**

Cette étape est très importante car on va définir le problème et introduire les différentes données spécifiques au problème en vigueur.

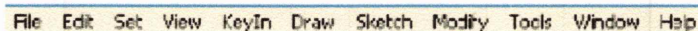


Figure II.10. Menus disponibles sur logiciel SLOPE/W

➤ **Set**

- la délimitation de la surface du travail
- La définition de l'échelle
- La définition des réseaux
- La détermination du zoom
- La fixation d'axes

➤ KeyIn

- La spécification des méthodes d'analyses
- La spécification des options d'analyse
- La définition des propriétés du sol

➤ Draw

- Le dessin des points
- Le dessin des lignes
- La détermination de ligne piézométrique
- Le dessin du rayon de la surface de rupture
- Le dessin des réseaux de la surface de rupture

➤ Sketch

- La réalisation de l'esquisse du problème
- Etiquetage du sol
- Rajout d'un titre d'identification du problème
- Eclaircir les ténèbres d'identification

➤ Modify : cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.

- ✓ **Tools** : à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution.
- ✓ **Saving** : dès l'achèvement du processus de définition du problème, il faut sauvegarder ces données sous forme d'un fichier.

- **Solve :**

C'est l'étape de résolution du problème, à l'aide des méthodes classiques et la méthode des éléments finis et à partir des données introduites, on détermine le coefficient de sécurité F_s .

- **Contour :**

C'est l'étape chargée de traduire les différents résultats sous une forme graphique; et afficher ces résultats. [11]

II.6.Conclusion :

Ce chapitre nous permis de connaître les différentes méthodes de calcul à la rupture, les hypothèses de chaque méthode, présentation de l'outil numérique qui permet de traiter le problème d'instabilité de talus.

Chapitre III

Méthodes de confortement

III 1.Introduction :

Le confortement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- ✓ **Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- ✓ **Coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- ✓ **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité)**: la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

III .2.Techniques et moyens de confortement :

III .2.1.Les différentes techniques :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être regroupées en trois catégories :

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage) .
- Substitution (totale ou partielle).
- Drainage.

III .2.1.1. La modification géométrique :

- Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème.

On peut citer :

— **a) Le déchargement en tête : [14]**

Le déchargement 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.

— **b) Le chargement 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 contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit fiable, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

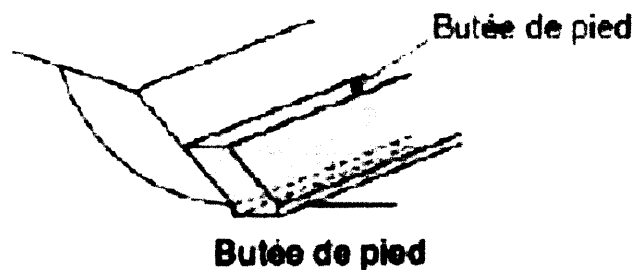


Figure III.1: Chargement au pied d'un talus.

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur la base.

— **c) Le reprofilage : [32]**

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement 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.

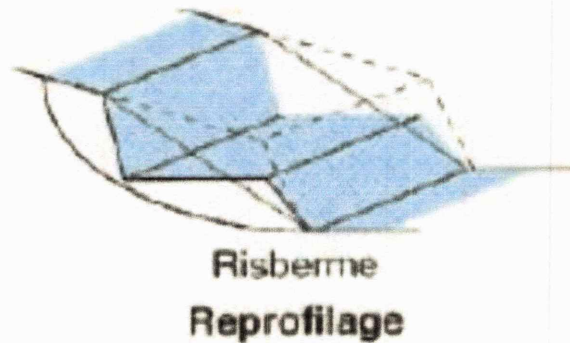


Figure III.2 : "Reprofilage.

✕ III .2.1.2. La substitution (totale ou partielle) :

— a) La substitution totale :

Consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité./

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

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

a) La substitution partielle :

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être

estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

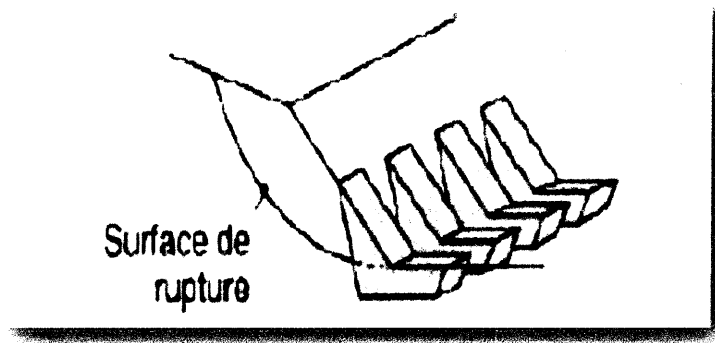


Figure III.3: Substitution partielle.

III .2.1.3. Le drainage : [14]

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Elle peut être un facteur occasionnel de glissement, sinon la cause principale de celui-ci, le drainage est recommandé dans la majorité des cas.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. L'efficacité d'un système de drainage est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains.

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

- capter les eaux de surface.
- Eviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables.
- diminuer les pressions interstitielles en profondeur en abaissant la nappe.
- Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

a) Les tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe.

Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes en P.V.C ; on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant.

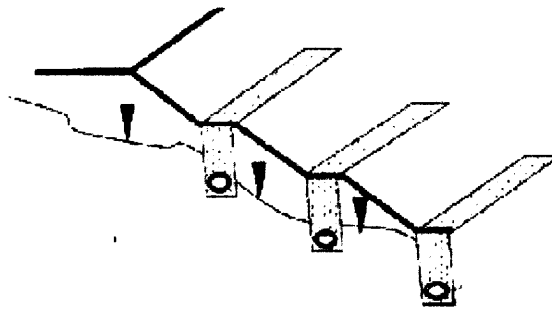


Figure III.4 : tranchées drainantes.

b) Les éperons drainants :

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m.

Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers

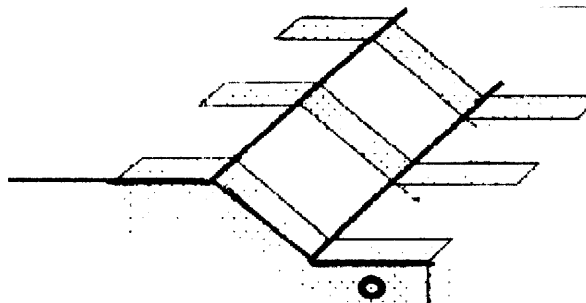


Figure III.5: Eperons drainantes.

c) Les drains subhorizontaux :

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain.

Leur exécution présente des difficultés liées par exemple à la longueur du drain à réaliser dans le cas de terrains à faible pente.

Cette technique 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.

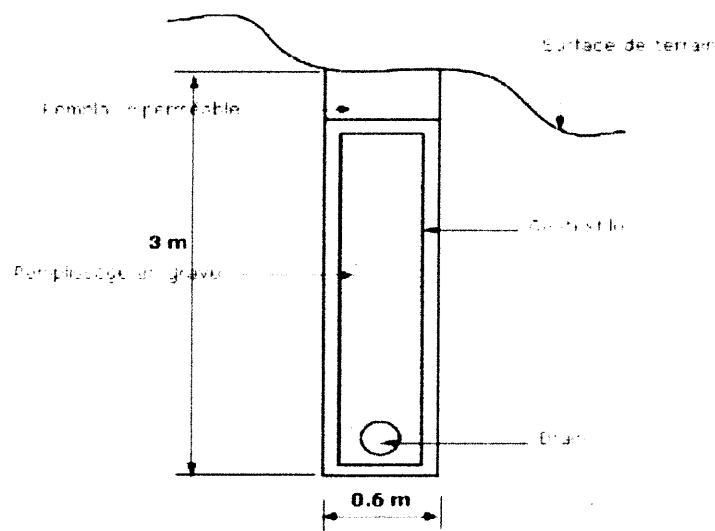


Figure. III. 6 : Les drains subhorizontaux.

d) Les drains verticaux : [5]

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux).

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transport l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré-chargement.

* III .2.1.4 . La végétalisation : [5]

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement.



Figure III.7 : L'implantation des plantes dans un talus.

— III .2.1.5. Les éléments résistants :

Ces procédés 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 précédentes (modification géométrique et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en oeuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

— a) Les ouvrages de soutènement : [9] (les murs de soutènement - gabions) - les rideaux palplanches.

Il existe plusieurs types d'ouvrages destinées à résister à la poussée des terres on distingue : les ouvrages rigides (murs en béton armé, en béton...) et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches).

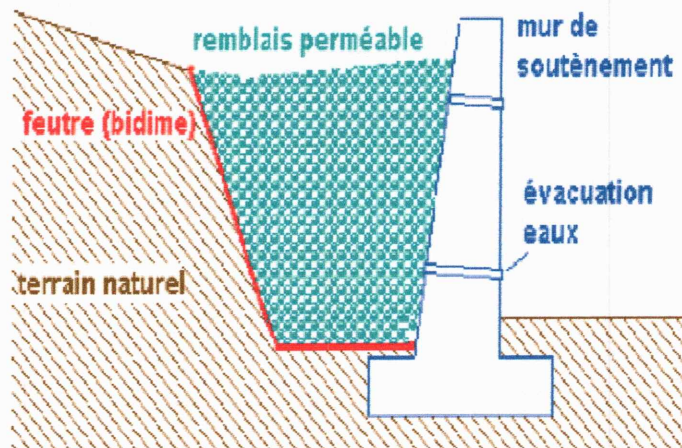
a.1) Les murs de soutènements :

Figure III .8: Mur de soutènement.

Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leurs rigidités, Il existe deux types d'ouvrages :

- Les murs poids.
- Les murs souples.

a.2) Gabions : [9]

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectés contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple.

C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur à cause surtout de la stabilité interne des nappes.



Figure III.8: Gabionnage.

a.3) Les rideaux de palplanches : [9]

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances créées par le fonçage à proximité d'habitations.

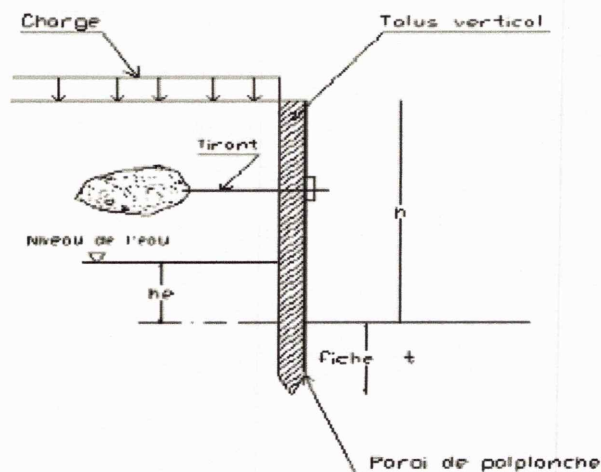


Figure III.9: Paroi de palplanche.

a.4) La terre armée : [19]

La terre armée fut mise au point par H.VIDAL en 1963. Cette technique de renforcement de remblais consiste en association de trois éléments principaux à savoir :

- **un sol** : plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.
- **des inclusions** : horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- **un parement** : anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée.

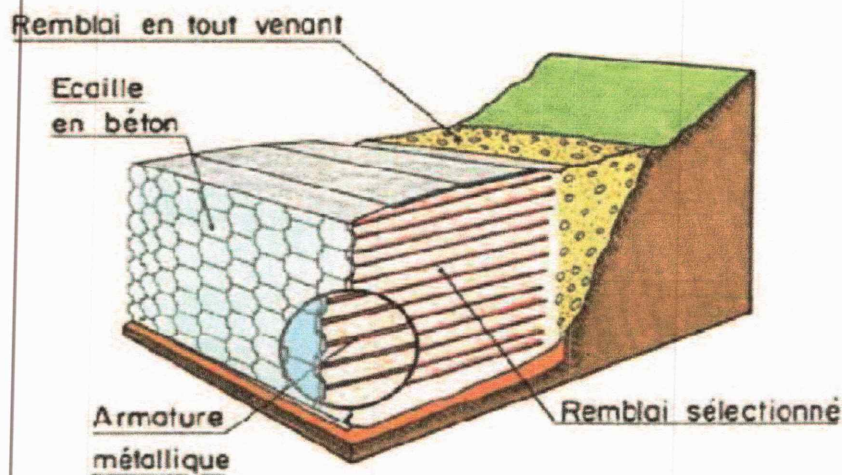


Figure III.10 : Principe de la technique terre armée.

b) Les tirants d'encrage :

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement.

Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain.

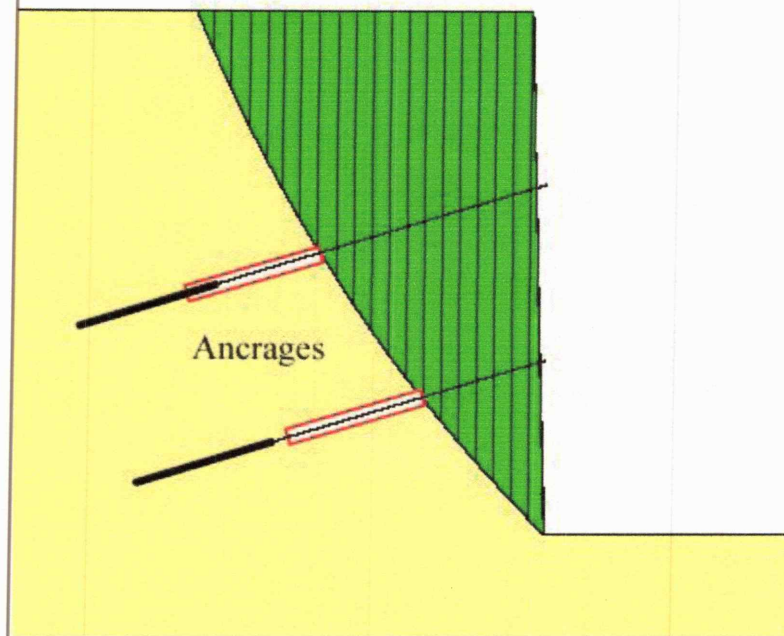


Figure III.11: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté.

b) Le clouage : [14]

Désignée aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.

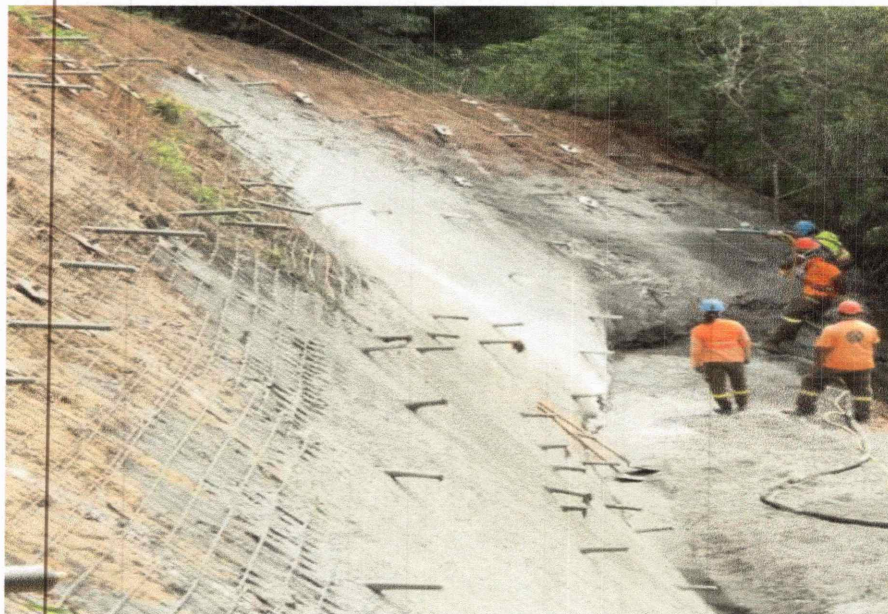


Figure III.12 : Un versant stabilisé par clouage.

d)-Les géotextiles : [24]

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations....etc.

Les principales fonctions des géotextiles sont :


- **La séparation** : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- **La filtration** : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- **Le drainage** : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- **Le renforcement** : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- **La protection** : protéger une structure fragile (geomembrane) contre des éléments poinçonnant.
- **La lutte contre l'érosion** : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent.



Figure .12. L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus.

III.3.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons identifié plusieurs méthodes adoptés pour renforcer ou stabiliser les talus. Leur principe général de fonctionnement, leur mode de construction et domaine d'emploi.



Chapitre VI

Contexte géologique

IV .1 .Introduction :

Notre étude consiste à analyser un glissement de terrain, pour cela, différentes données ont été collecté auprès de laboratoire LCTP, en plus d'une synthèse des travaux géologique et hydrogéologique sur le site.

IV .2.Description de site :

IV .2.1.Situation géographique :

Collo est une commune de la wilaya de Skikda en Algérie. Collo est une ville côtière située au nord-est de l'Algérie. Elle se trouve au pied d'El-Djarda, sur le littoral, dans une baie du nom de La Baie des Jeunes filles. La ville de Collo se situe à environ 70 km à l'Ouest de Skikda et 120 km au nord de Constantine.



Figure. IV.1.Limites géographiques de la zone d'étude. [6]



Figure IV.2. Localisation de la ville de Skikda.

Skikda est une wilaya algérienne située au nord-est de l'Algérie, sur sa façade maritime.

La wilaya fait face, au nord, à la mer Méditerranée et dispose de frontières communes avec les wilayas d'Annaba, de Guelma, de Constantine, Mila et de Jijel. Elle s'étend sur une superficie de 4 137,68 km², avec une population avoisinant les 804 697 habitants. Elle dispose de 130 km de côtes qui s'étalent de la Marsa à l'est jusqu'à Oued Z'hour aux fins fonds du massif de Collo à l'ouest.

IV .2.2.Le Socle Kabyle : [6]

Il constitue le plus large affleurement des terrains anciens en Algérie septentrionale (Durand Delga, 1969). En petite Kabylie, il s'allonge sur plus de 120 Km d'Ouest en Est entre Jijel et Skikda.

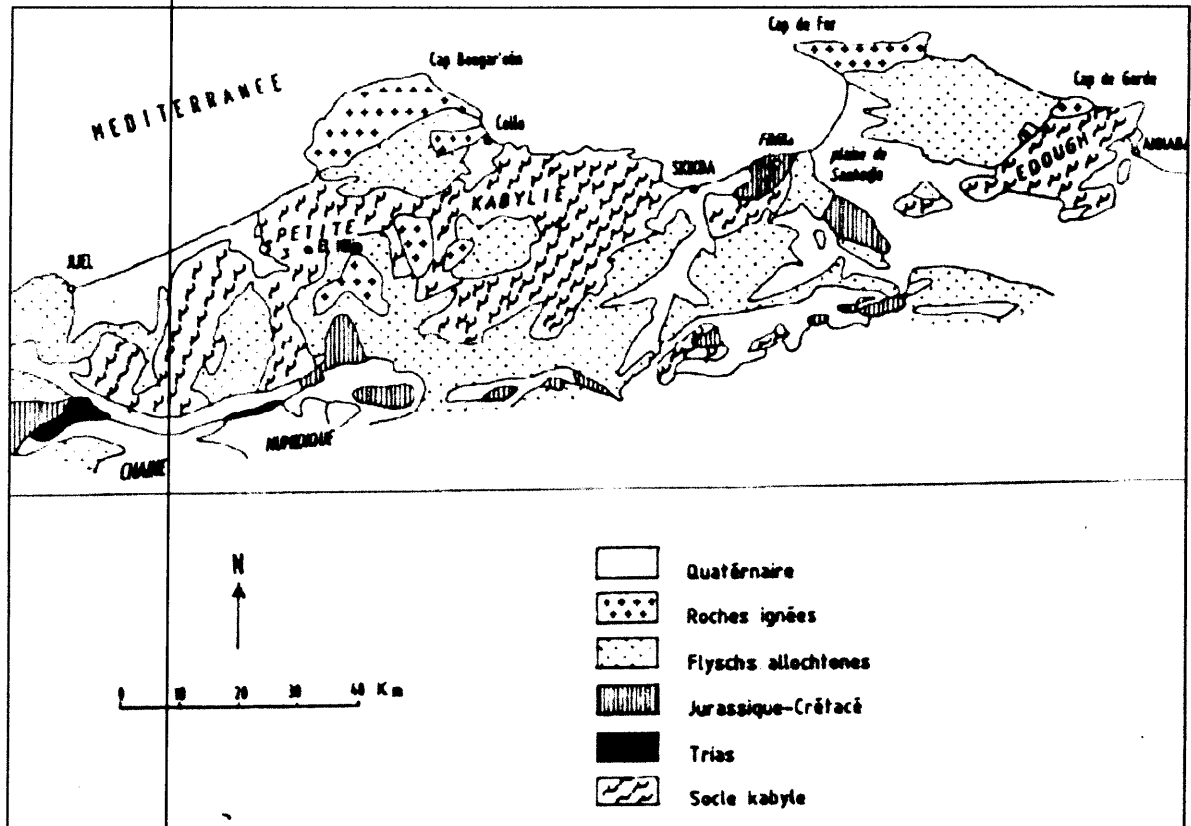


Figure. IV. 3. Esquisse géologique de la Petite Kabylie .

IV .2. 3. Condition sismique et microsismicité :

Selon RPA 99 (version 2003) le territoire Algérien est divisé en quatre zones de sismicité décroissante de 0 à III voir (Fig. II.2):

- Zone 0 : séismicité négligeable.
- Zone I : séismicité faible.
- Zone (IIa –IIb) : séismicité moyenne.
- Zone III : séismicité forte.

La région de Collo dont fait partie de notre aire d'étude appartient à la zone de moyenne sismicité (zone II).

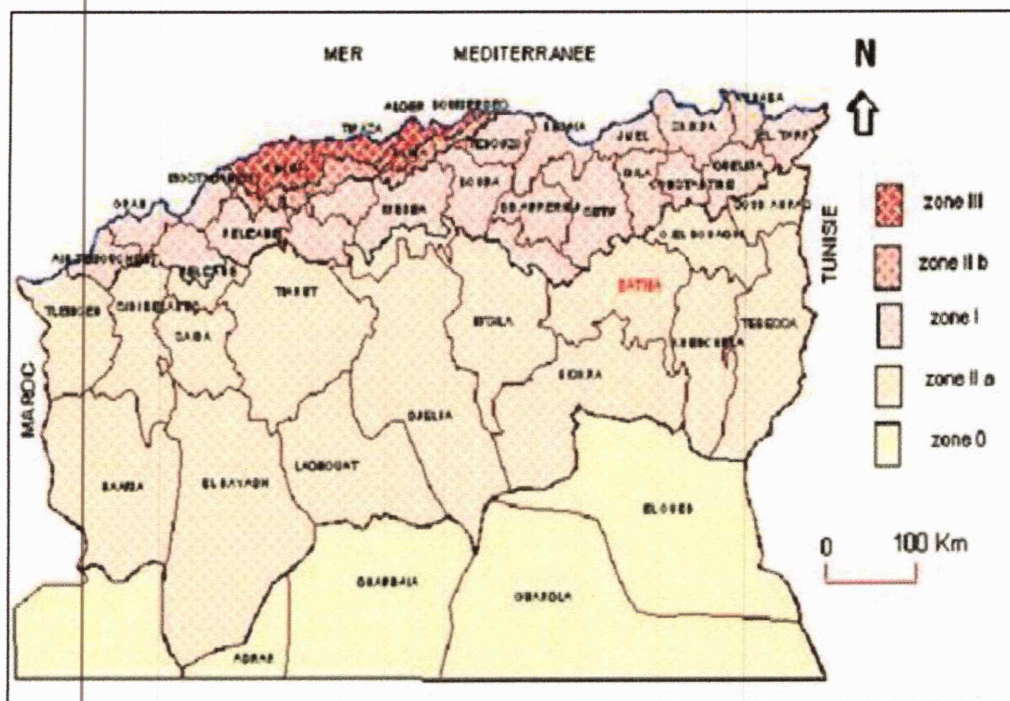


Figure. IV.4. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA 2003.

IV .2.4. Relief:

Collo est une ville d'Algérie sculptée en véritables chaînes de montagnes, en bordure de la Méditerranée, dans l'Atlas tellien oriental.

Collo est située au fond d'une baie qui porte son nom. Le littoral s'étend sur 31 km. Les points extrêmes du territoire de Collo sont : Ras Elkebir, au nord et au sud, Koudiat-Taleza, entre Oued Guebli et Oued Cherka.

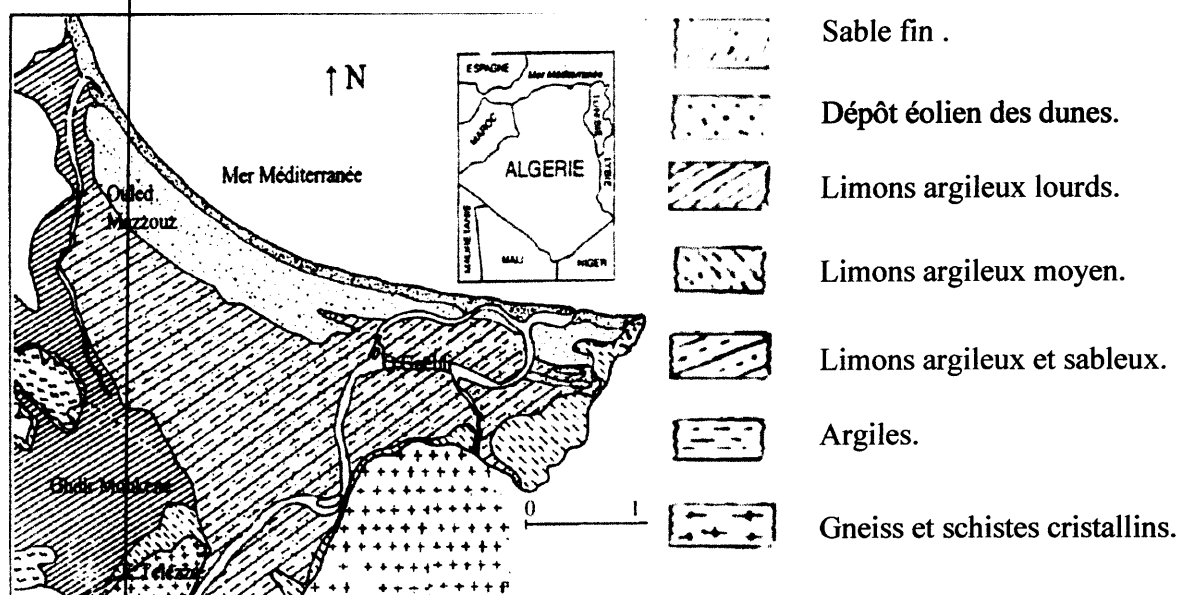


Figure IV .5. Carte géologique de la plaine de Collo.

IV .2.5.Climat :

Paysages en climat méditerranéen. Collo jouit d'un climat méditerranéen, agréable en hiver (15 °C) et avoisinant en été (35 °C). L'humidité y est forte et les précipitations relativement abondantes: avec 762 mm de moyenne , concentrés sur quelques mois d'automne et de printemps .

IV .2.5.Reseau hydrographique: [6]

Dans la Collo, le réseau hydrographique est représenté par l'oued Guebli qui traverse la plaine du sud au nord avec ses affluents, et l'oued Cherka au nord-ouest de la plaine, les vallées des oueds ont la forme d'une auge avec des versant assez raides, le fond est légèrement incliné. Les lits des oueds sont en général de forme trapézoïdale large de 10 à 40 m, font de multitudes méandres en s'encartant dans les fonds des vallées jusqu'à la profondeur de 02 à 04 m.

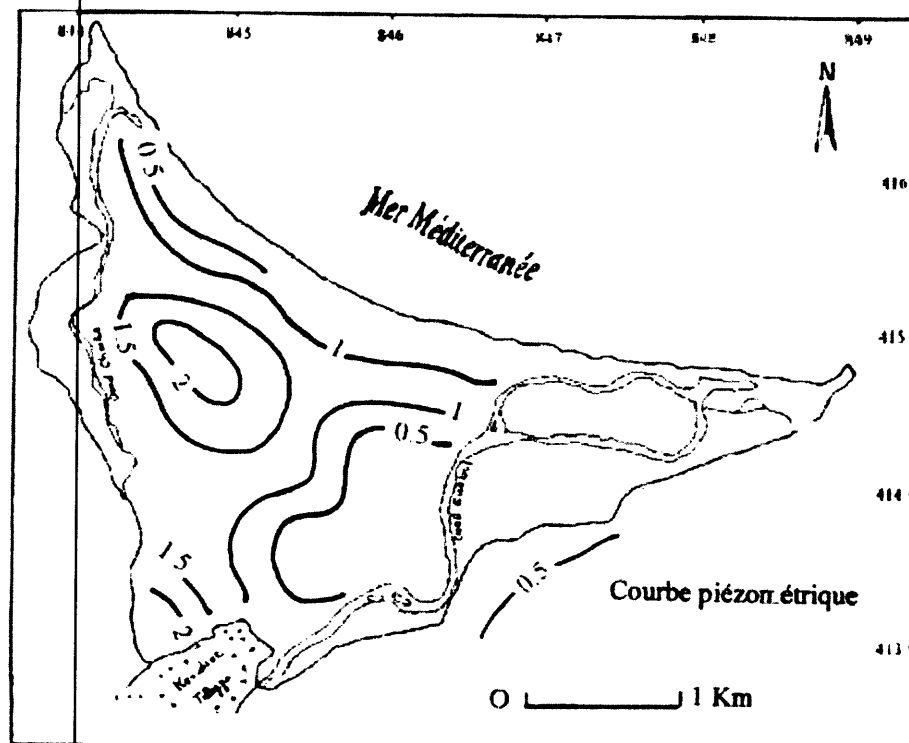


Figure IV.6. Carte piézométrique (période hautes eaux ; 1983)

IV .3 .CONCLUSION :

A travers ce chapitre on déduit que la région de Collo est caractérisée par une géologie variée d'âge différent.

L'existence de l'argile, de limon et de sable menace la zone d'instabilité et de drainage des eaux de pluie.

La sismicité de la région est élevée, donc elle est menacée par plusieurs types d'instabilité. Ce qui menace la région de difficultés et peut être un facteur déclenchant de séisme .

Chapitre V

Etude de stabilité

V. 1.Introduction:

Dans ce chapitre qui représente la partie la plus importante de notre travail, nous allons donner premièrement un petit aperçu sur la situation du glissement et quelques symptômes enregistrés sur place tels que l'inclinaison des arbres, l'apparition de plusieurs bourrelets ou petits décrochements visibles sur toute la superficie de la zone glissante(photo ci-dessous), l'existence d'un ouvrage détérioré à proximité du glissement et enfin comme le montre la photo on observe l'affaissement très nette de la chaussée .

Le levé topographique de la zone glissante présente 03 coupes à savoir les coupes(A, Bet C), en vue d'analyser et de modéliser le glissement, deux logiciels de calcul ont été utilisé : PLAXIS et GEOSLOPE, avec la détermination du coefficient de sécurité FS minimum.

Les paramètres physiques et mécaniques utilisés dans notre modélisation sont ceux donnés par le laboratoire « LTPE » recommandé par le bureau d'étude concerné par l'étude , à savoir les caractéristiques totales pour un état humide. γ_h etc en absence de nappe.

Sachant que pour un sol fin saturé le cas non drainée est le plus défavorable, comme on n'a pas de caractéristiques de l'état saturé, on a travaillé avec les paramètres déjà mentionnés.

V.2. Etat des lieux:

Le processus de glissement du talus en contrebas de cette cité semble être bien enclenché et risque d'évoluer rapidement notamment sous l'effet :

- Des infiltrations des eaux de surface à partir des fissures et des escarpements des chaussées la déformation partielle de la chaussée.

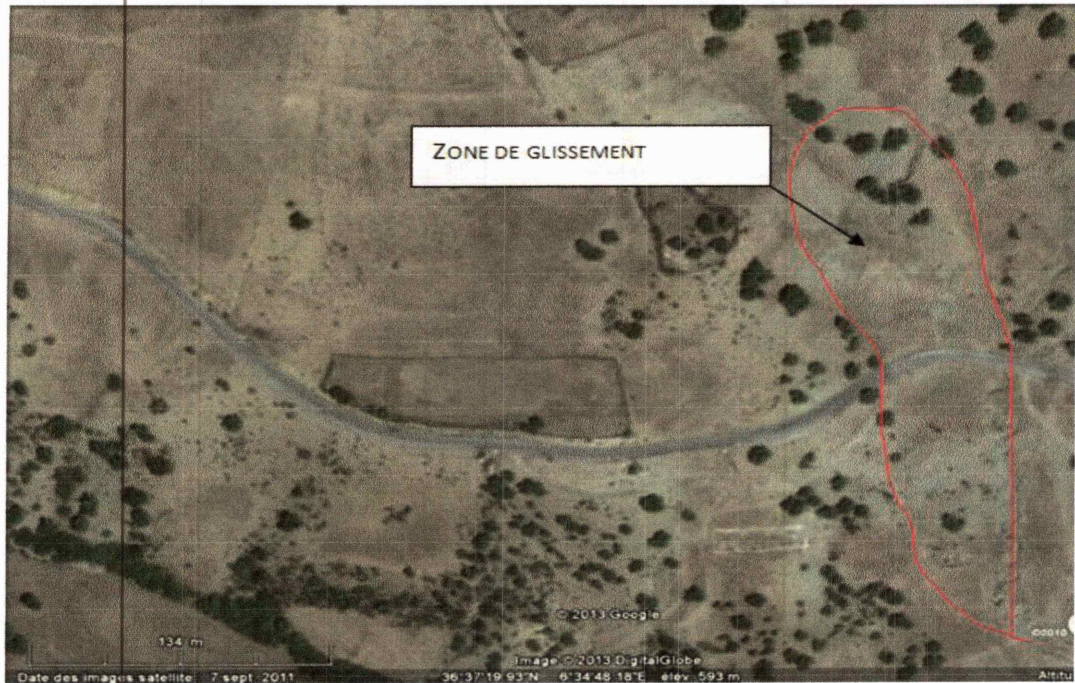


Figure.V.1. Situation du glissement (Image satellitaire par Google Earth).

Les photos du site glissé, montre les dégradations suivantes :

- Affaissement de la partie avale de la chaussée avec d'importants escarpements.



Figure.V.2. Affaissement au niveau de la chaussée.



Figure .V. 3. Aperçu sur les mouvements du talus.

· Fissures multidirectionnelles importantes au niveau de la chaussée.

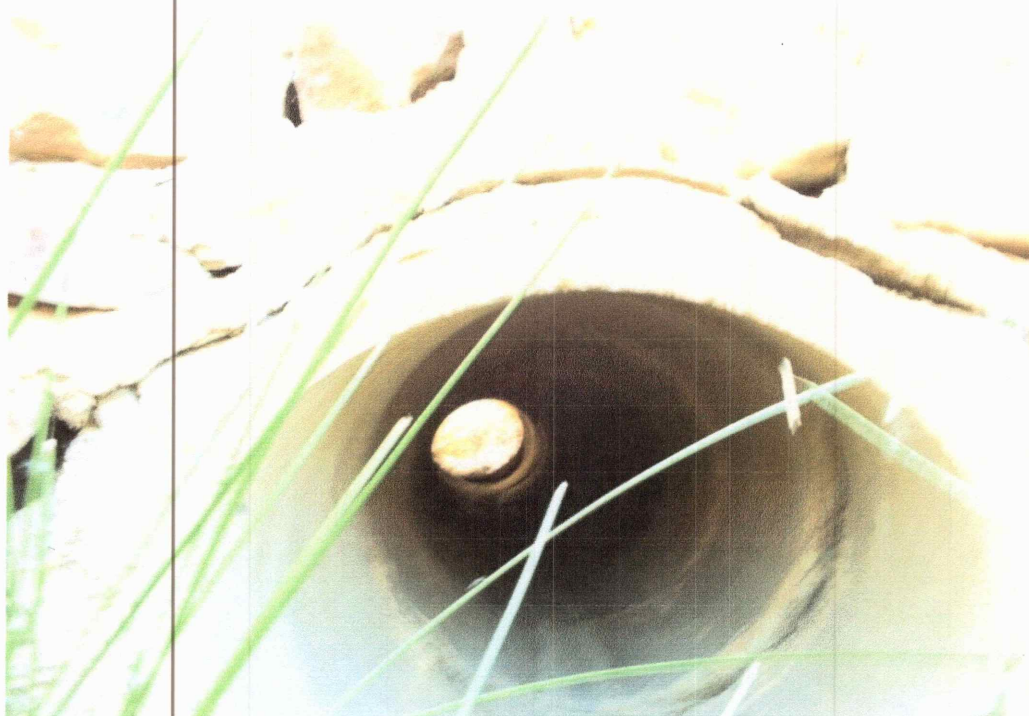


Figure.V.4. Déboitement et fissuration d'un ouvrage busé dans la zone de glissement.

V. 3. Levé topographique :

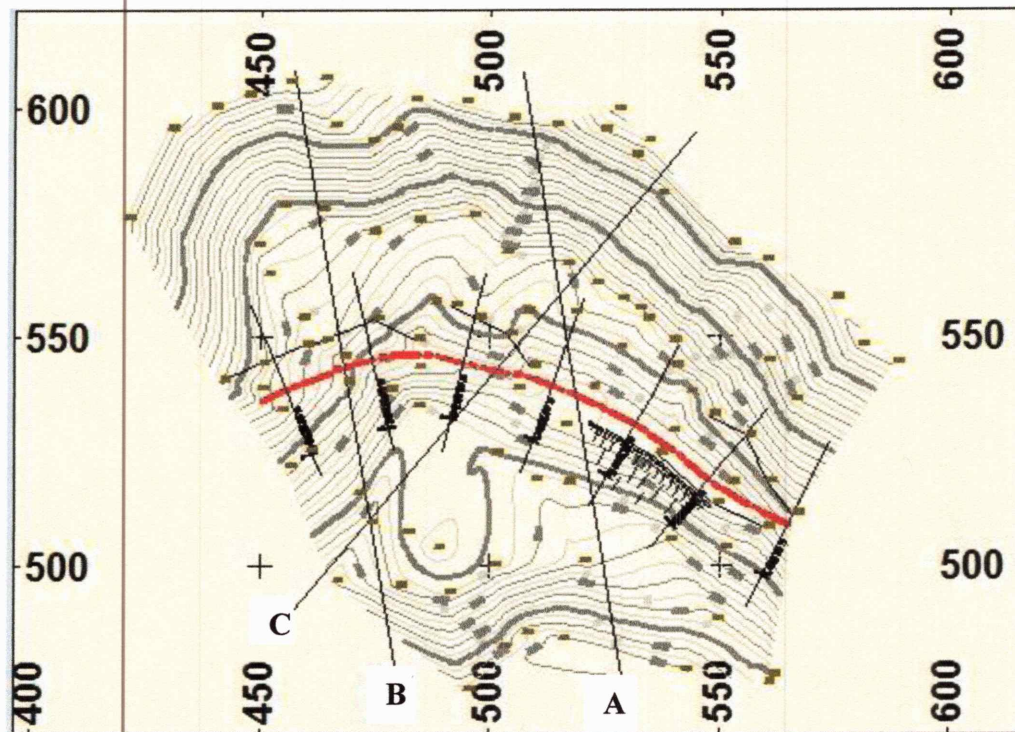


Figure .V.5. Levé topographique représenté les profils (A, B et C).

V.4. Données géologiques et géotechniques de site:

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés dans le site :

➤ Sondage Sc 01 :

0.00 - 1.60 m : Remblais.

1.60 - 3.90 m : Argile limoneuse.

3.90 - 5.30 m : Schiste alterné.

5.30 - 10.00 m : Schiste bleuâtre induré.

➤ Sondage Sc 02 :

0.00 - 0.90 m : Remblais.

0.90 - 3.40 m : Argile limoneuse .

3.40 - 4.50 m : Schiste alterné.

4.50 - 10.00 m : Schiste bleuâtre induré.

-Etablissement de la coupe géologique :

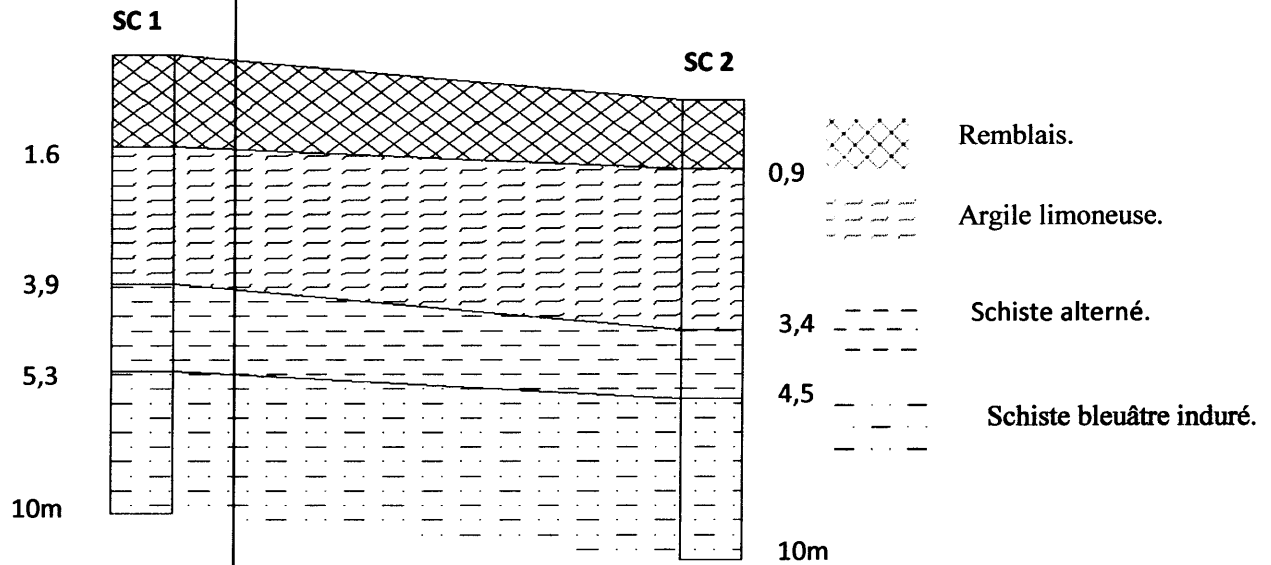


Figure. V.6. Coupe lithologique.

-Etablissement du profil géotechnique :

Ces sondages nous permettent de tracer la coupe géotechnique avec les caractéristiques moyennes des différentes couches :

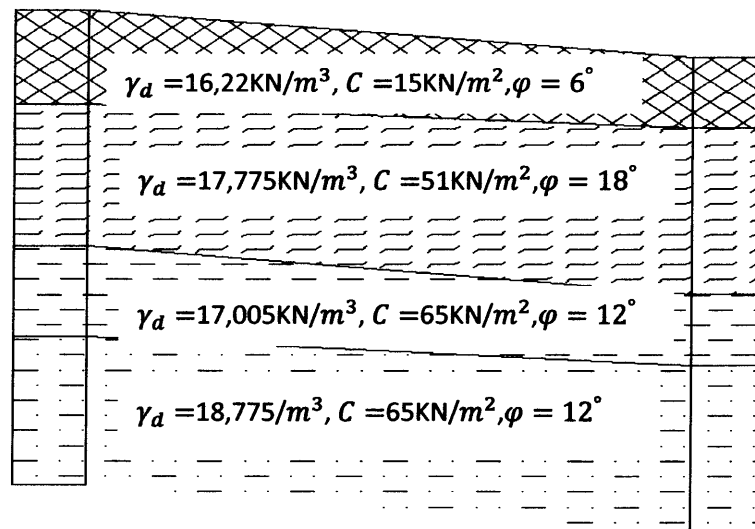


Figure. V.7. Coupe géotechnique.

V.5. Modélisation du talus :

Les trois profils ont été modélisés afin de déterminer le profil le plus défavorable c-à-d celui qui donne le plus petit coefficient de sécurité.

V.5.1.Détermination du coefficient de sécurité F_s :

Les coefficients de sécurité sont déterminés par les logiciels ; PLAXIS et GEOSLOPE (Phi-c réduction).

V.5.1.1.Calcul par PLAXIS

Logiciel Plaxis nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre le calcul et faire une étude complète et suffisante, afin de donner des résultats plus proches à la réalité et raisonnables.

• **Déroulement du logiciel PLAXIS :**

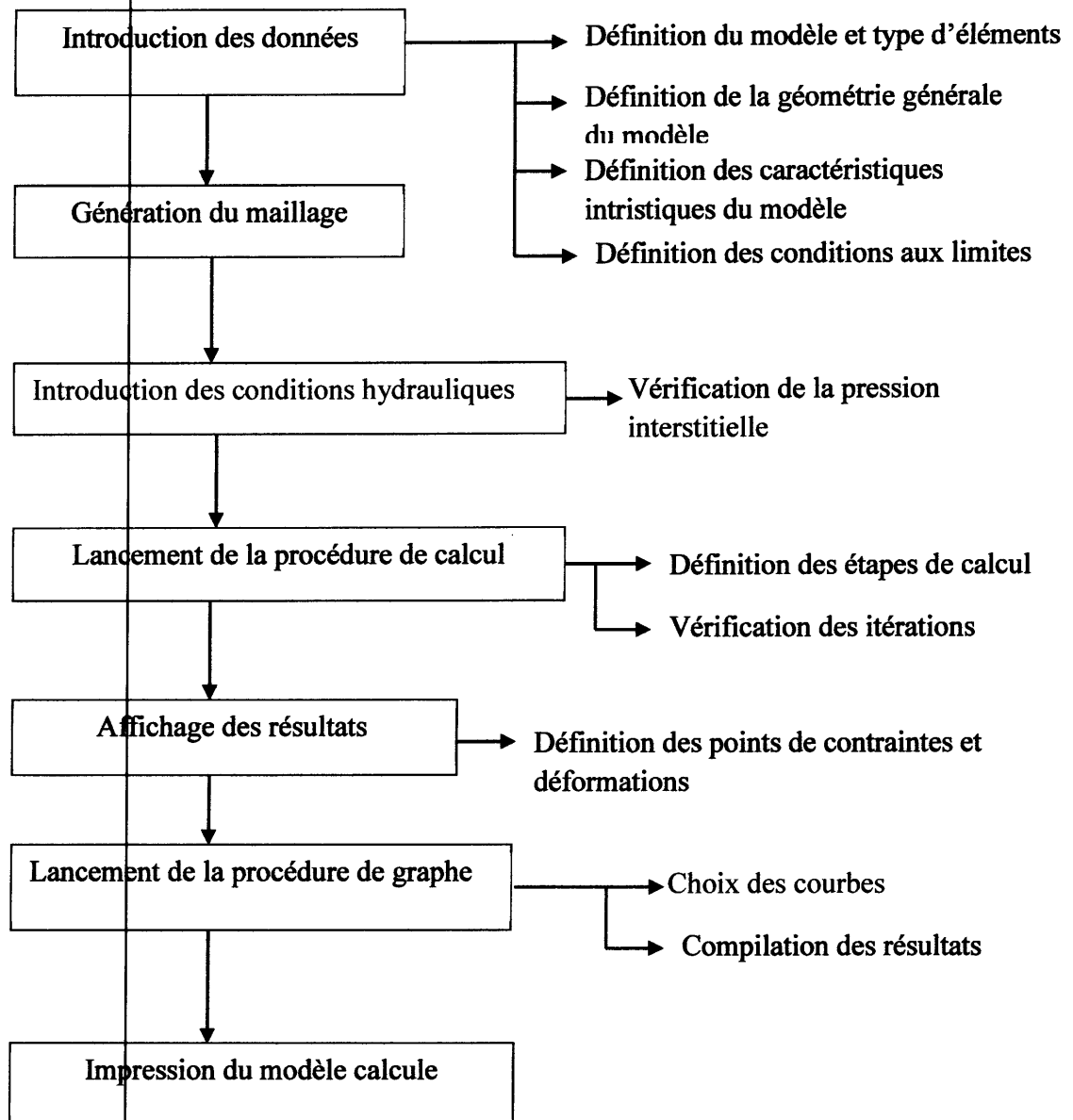


Figure.V.8.Déroulement du logiciel PLAXIS.

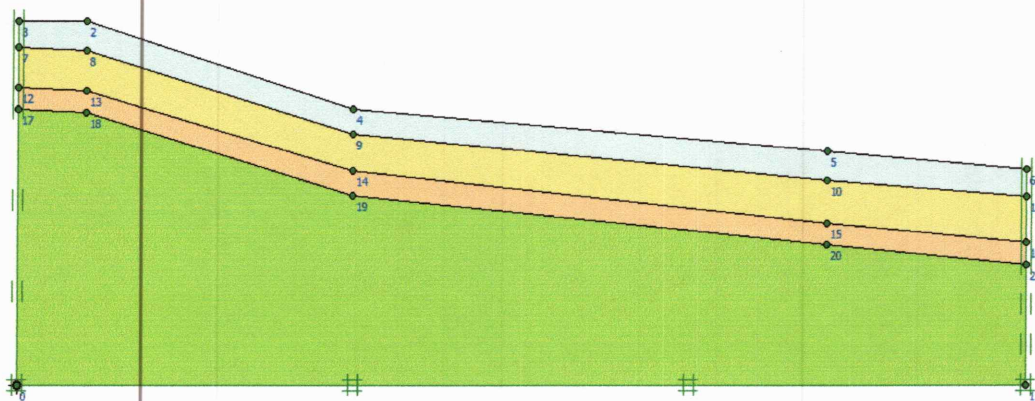
On fait notre calcul selon les trois profils A, B et C. Les caractéristiques géotechniques de chaque couche. Le tableau suivant regroupe les caractéristiques des différentes couches du terrain :

Tableau.V.1.Caractéristiques géotechniques des différentes couches de terrain.

La couche	couleur	γ_{usat} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	C (KN/m ²)	φ (°)	E (KN/m ²)	ν
Remblais.		16,22	17,5	15	6	4800	0,35
Argile limoneuse .		17,775	20,0725	51	18,57	30000	0,35
Schiste alterné.		17,005	21,2	65	12,35	33500	0,3
Schiste bleuâtre induré.		18,775	21,25	65	12,35	35500	0,3

✓ calculs selon le profil A :

➤ Présentation du modèle étudié :

**Figure.V.9 .**Talus modélisé avant le glissement (profil A).

➤ Maillage du talus en éléments finis :

Plaxis permet d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les

déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis jouissant d'une puissance suffisante qui peut produire des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme à titre d'exemple, le calcul de la rupture des sols incompressibles.

La finesse du maillage est réglée sur medium pour tout le sol.

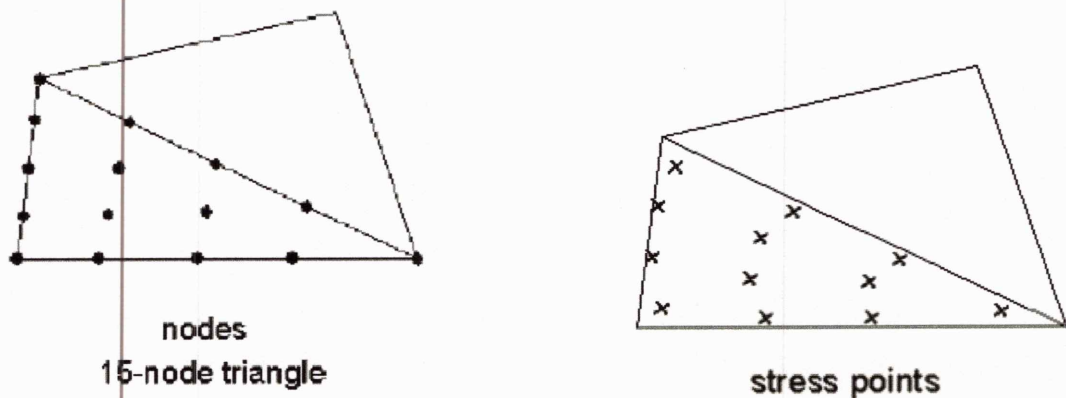


Figure.V.10.Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

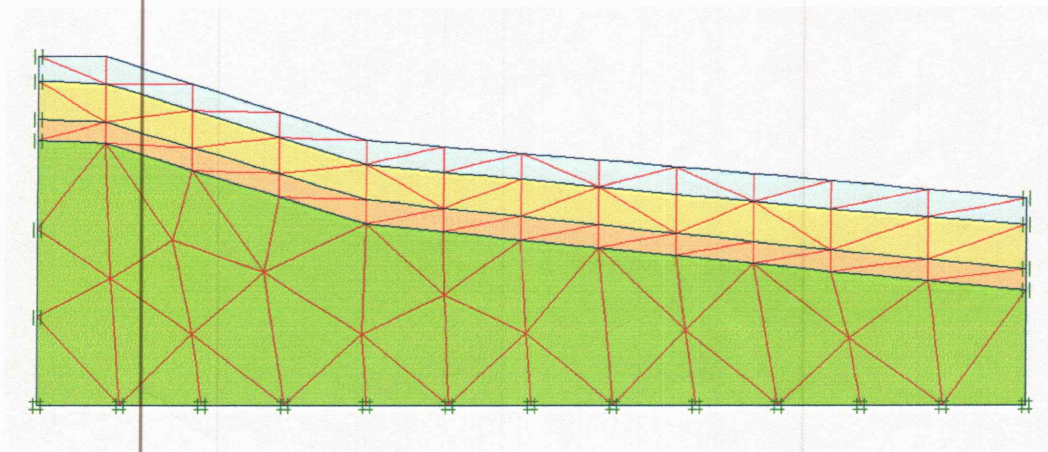


Figure.V.11.Génération de maillage (profil A).

- **Conditions aux limites** : le modèle est entièrement bloqué à sa base ($U_x = U_y = 0$), et est bloqué dans le sens des x pour les plans verticaux ($x = 0\text{m}$) et ($x = 72\text{m}$).

a) Conditions initiales :

Après la génération du maillage, les conditions initiales doivent être générées, celles-ci comprennent :

- Spécification de l'état de contraintes initiales et de la configuration initiale.

- Génération du champ de contraintes effectives initiales.

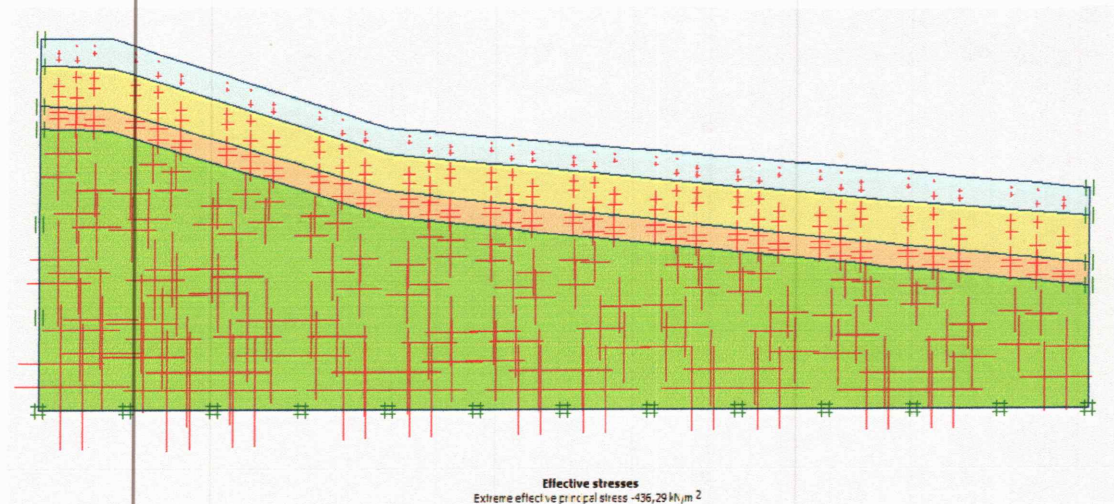


Figure.V.12.Génération des contraintes effectives initiales

b) Calcul :

Le calcul est fait avec le modèle Mohr Coulomb et consistera en deux phases :

1. Le calcul de l'état de contraintes effectives initiales sera effectuer en plasticité
2. Calcul du coefficient de sécurité par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol .

c) Résultats :

Input Output Curves Output...

General | Parameters | Multipliers | Preview

Show
☒ Input values
☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A
MloadA: N/A
MloadB: N/A
Mweight: N/A
Maccel: N/A
Msf: 0,1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000
 Σ -MloadA: 1,0000
 Σ -MloadB: 1,0000
 Σ -Mweight: 1,0000
 Σ -Maccel: 0,0000
 Σ -Msf: 0,5991

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	0	
✓ <Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	0	

Figure.V.13.Valeur du coefficient de sécurité $Msf = 0.5991$

✓ Calculs selon le profil B :

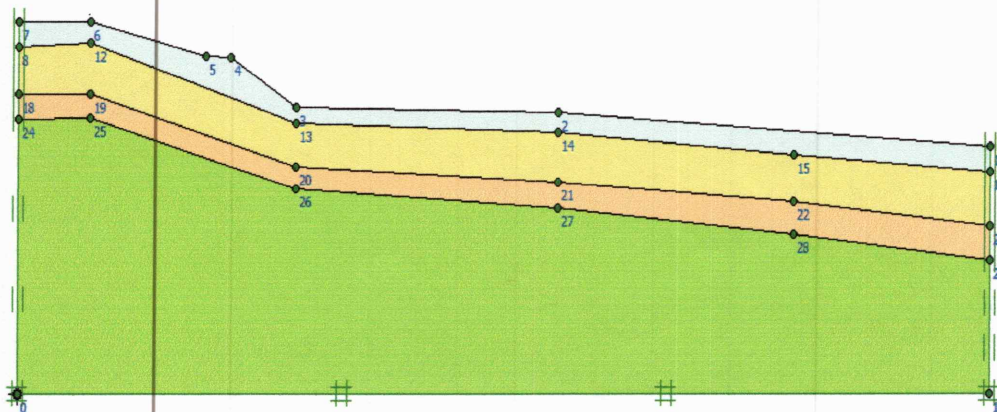


Figure.V.14.Talus modélisé avant le glissement (profil B).

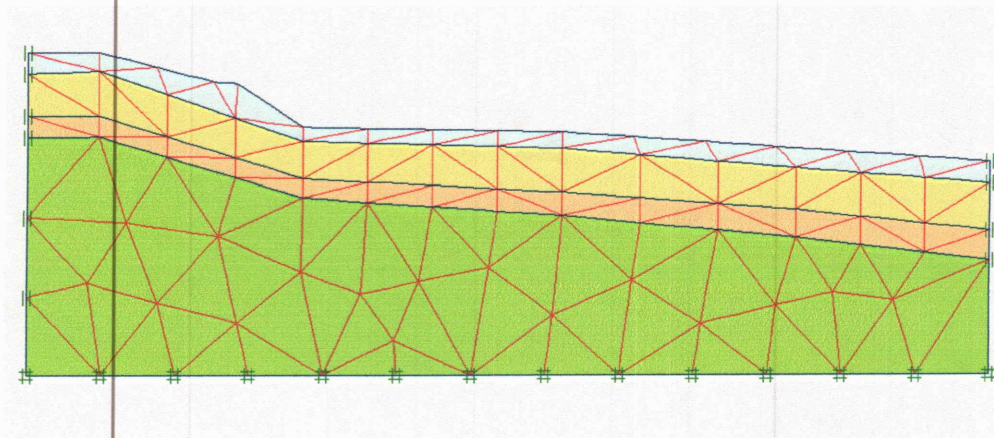


Figure.V.15.Génération de maillage.

➤ **Calcul**

Le calcul se fait avec les mêmes phases que pour le calcul en profil (A)

➤ **Conditions initiales :**

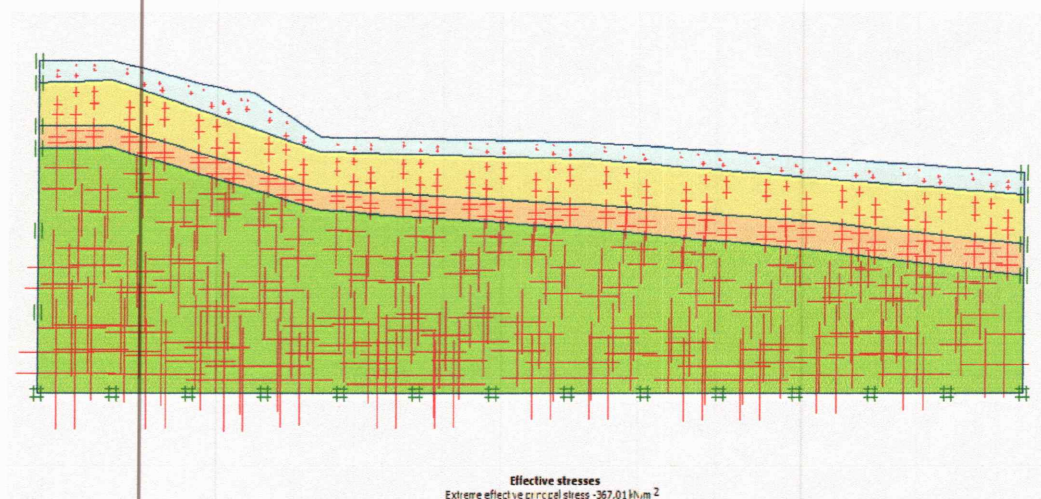
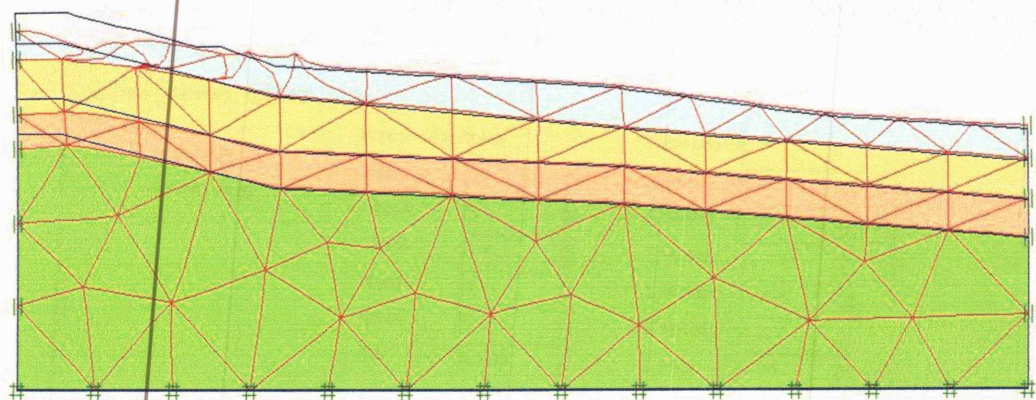
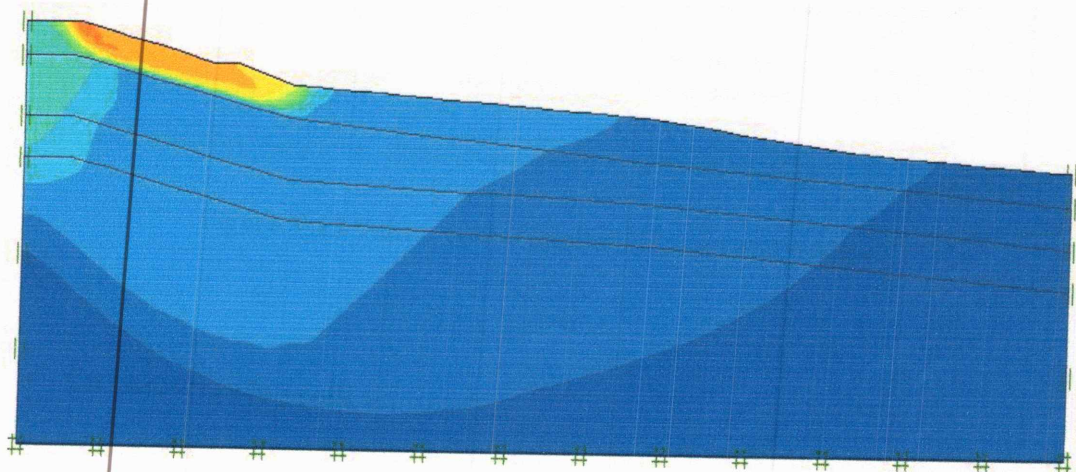


Figure.V.16.Génération des contraintes effectives initiales.

➤ Résultats :

Extreme total displacement $110,65 \times 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 20,00 times)



Total displacements (Utot)
Extreme Utot $110,65 \times 10^{-3} \text{ m}$

Figure.V.17.Déplacements totaux.

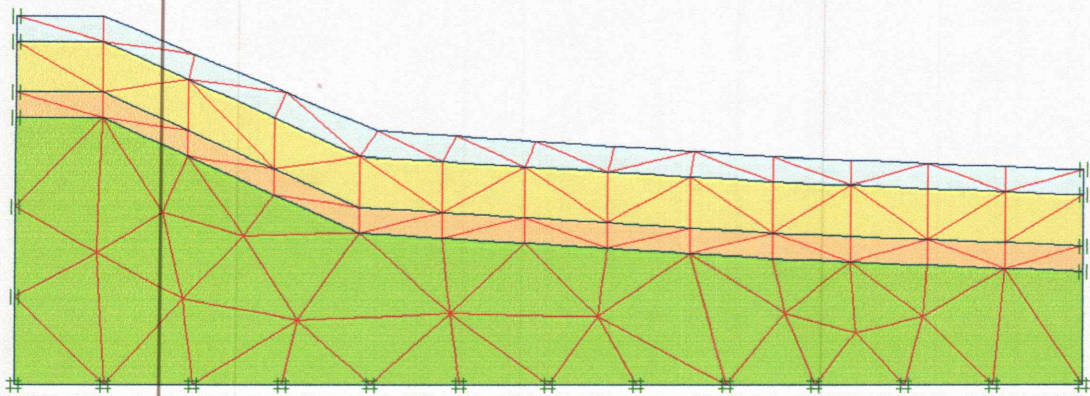


Figure.V.20.Génération de maillage.

➤ **Calcul**

Le calcul se fait avec les mêmes phases que pour le calcul en profil (A)

➤ **Conditions initiales :**

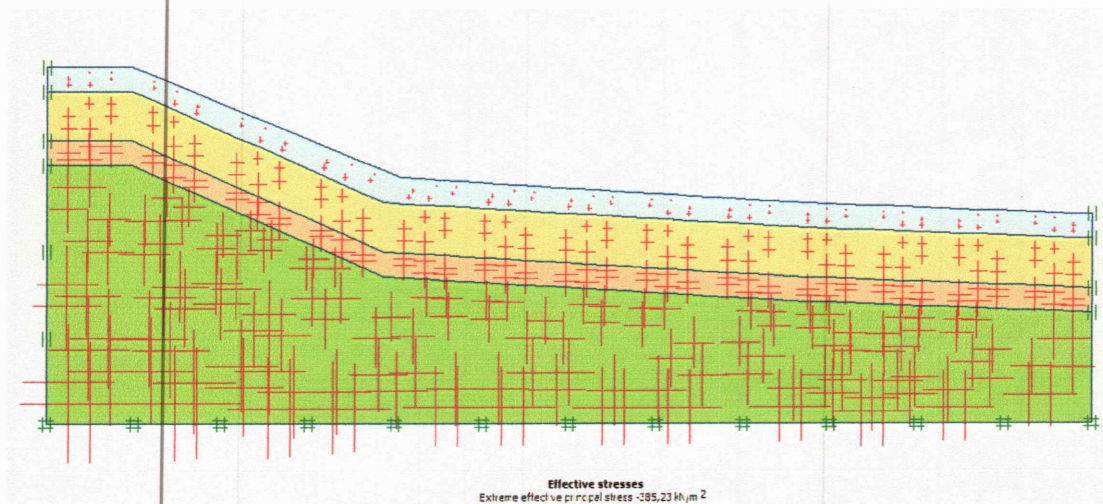


Figure.V.21.Génération des contraintes effectives initiales.

➤ Résultats :

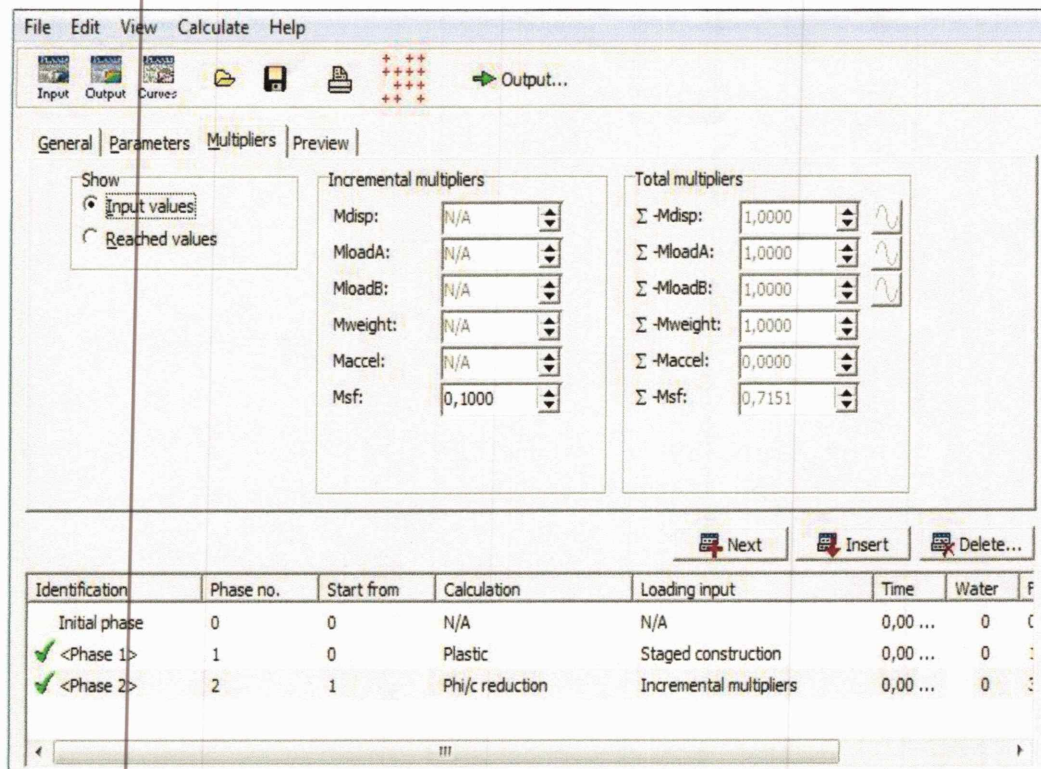


Figure.V.22. Valeur du coefficient de sécurité $Msf = 0.7151$.

V.4.1.2. Interprétation des résultats obtenus à l'aide du logiciel PLAXIS :

Sur les trois profils considérés dans la modélisation on a obtenu un coefficient de sécurité variant de 0,559 à 0,715 ce qui donne pour les trois profils un état instable .

Pour se mettre du côté de la sécurité on opte pour la valeur la plus critique des trois c-a-d 0,559 qu'on arrondie à 0,56 appartenant au profil B.

V.5.1.3. Calcul par logiciel GEO-SLOPE :

- **Déroulement du logiciel**

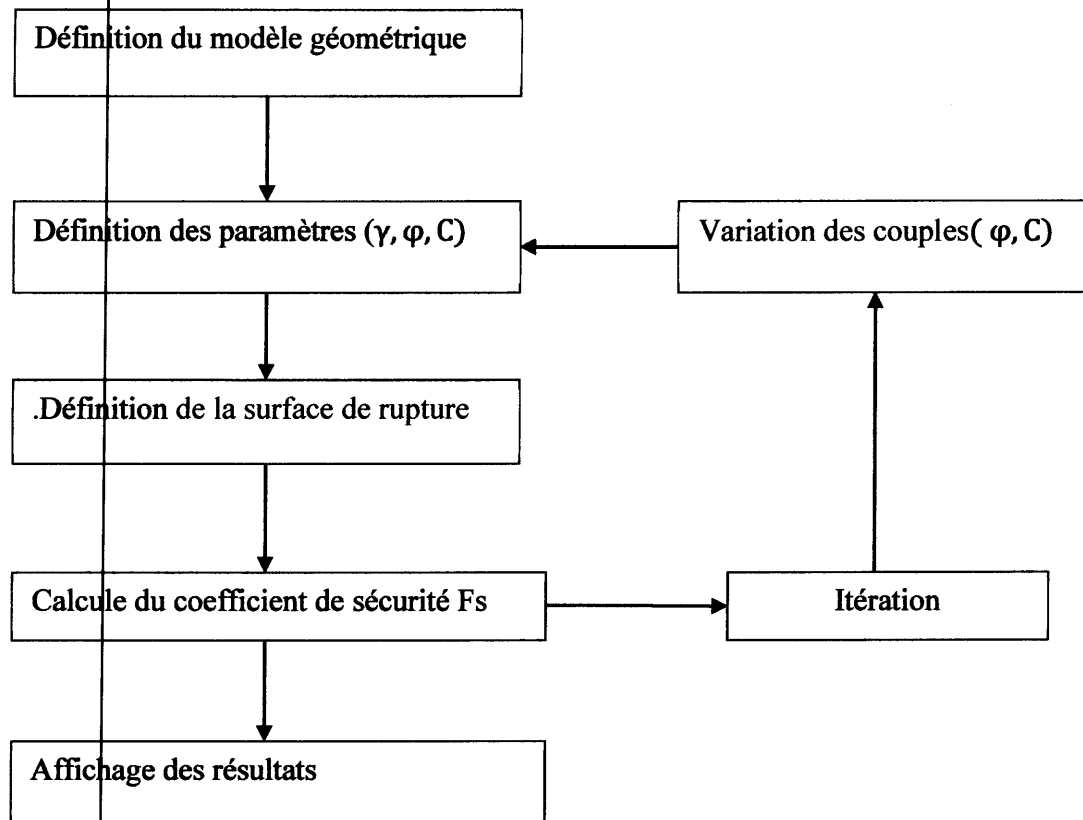


Figure.V.23.Fonctionnement du logiciel géo-slope.

Le calcul s'effectue par les différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Jambu,.....etc). La position du cercle de glissement étant à chaque fois choisie, le F_s est affiché .

Tableau.V.2.Les données géotechniques.

Couches	Couleur	γ_d (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)
Remblais		16.22	15	6
Argile limoneuse		17.775	51	18.57
Schiste alterné		17.005	65	12.35
Schiste bleuâtre induré		18.775	65	12.35

✓ Calculs selon le profil A :

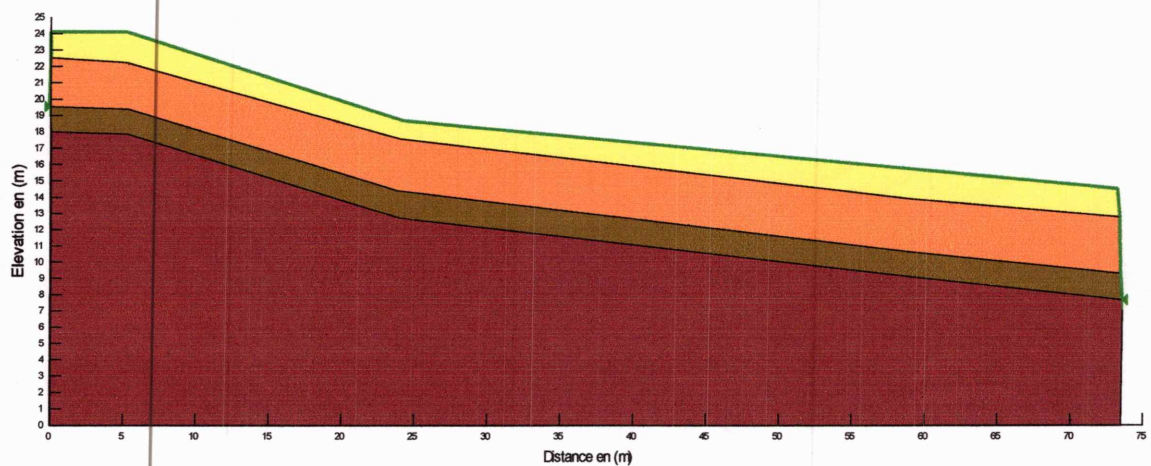


Figure.V.24.Talus modélisé avant calcul.

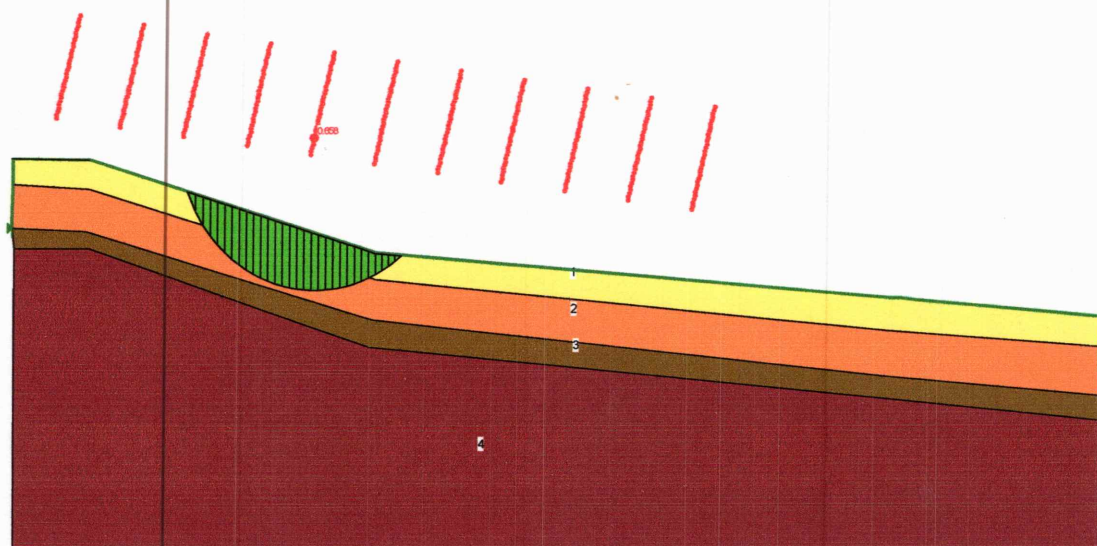


Figure.V.25.Talus modélisé après glissement.

➤ Résultats de F_s :

Tableau.V.3.Valeurs des coefficients de sécurité.

méthode de calcul	Ordinary	Bishop	Morgenstern & Price	Janbu
F_s	0,662	0,668	0,651	0,678

✓ Calculs selon le profil B

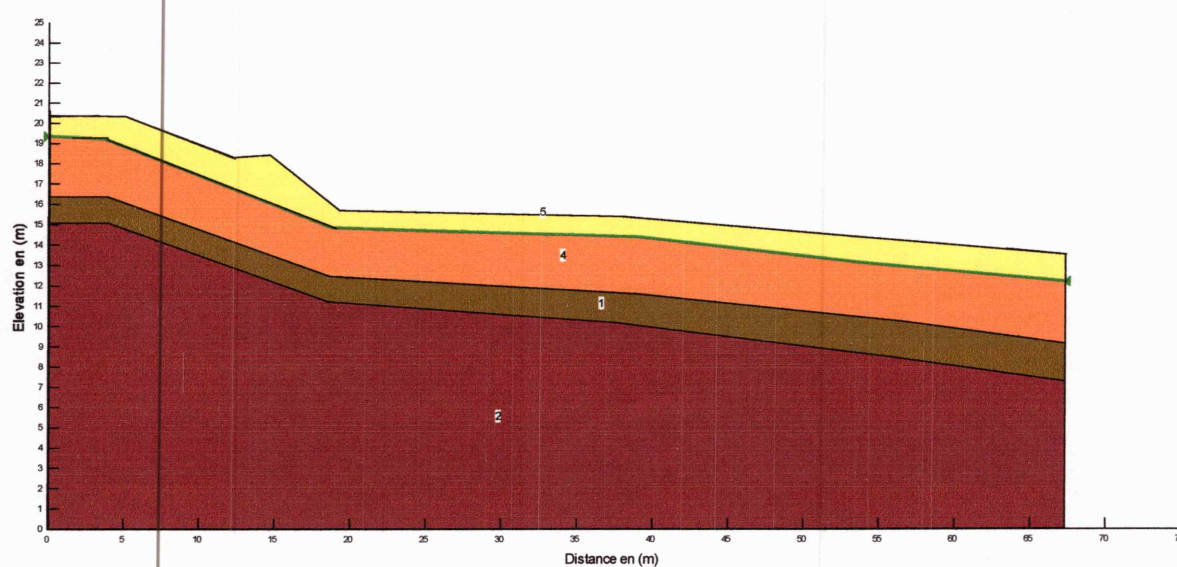


Figure.V.26.Talus modélisé avant calcul.

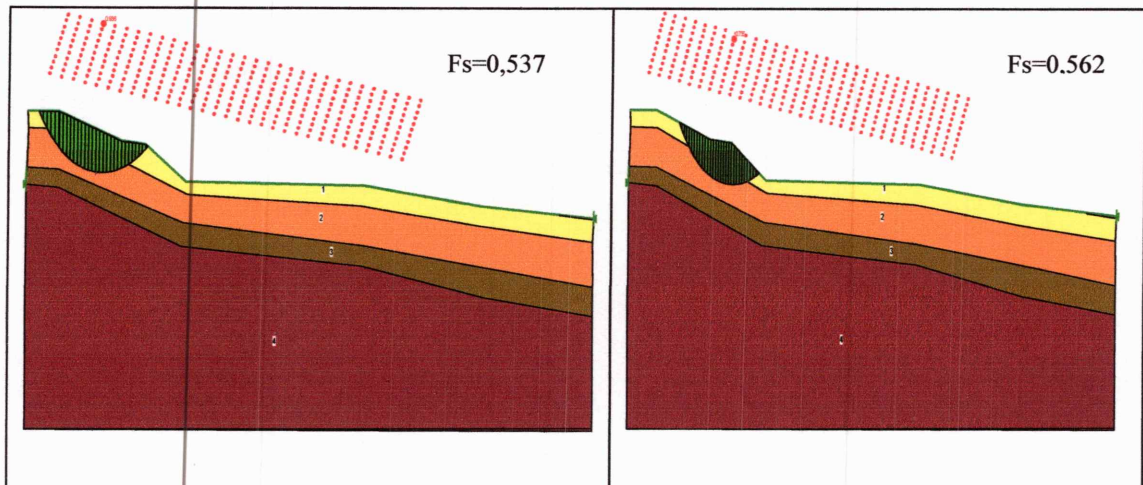


Figure.V.27. Talus modélisé après glissement.

✓ **Résultats de F_s**

Tableau.V.4. Valeurs des coefficients de sécurité.

Méthode de calcul	Ordinary	Bishop	Morgenstern & Price	Janbu
F_s	0,519	0,537	0,536	0,508

✓ **Calculs selon le profil C :**

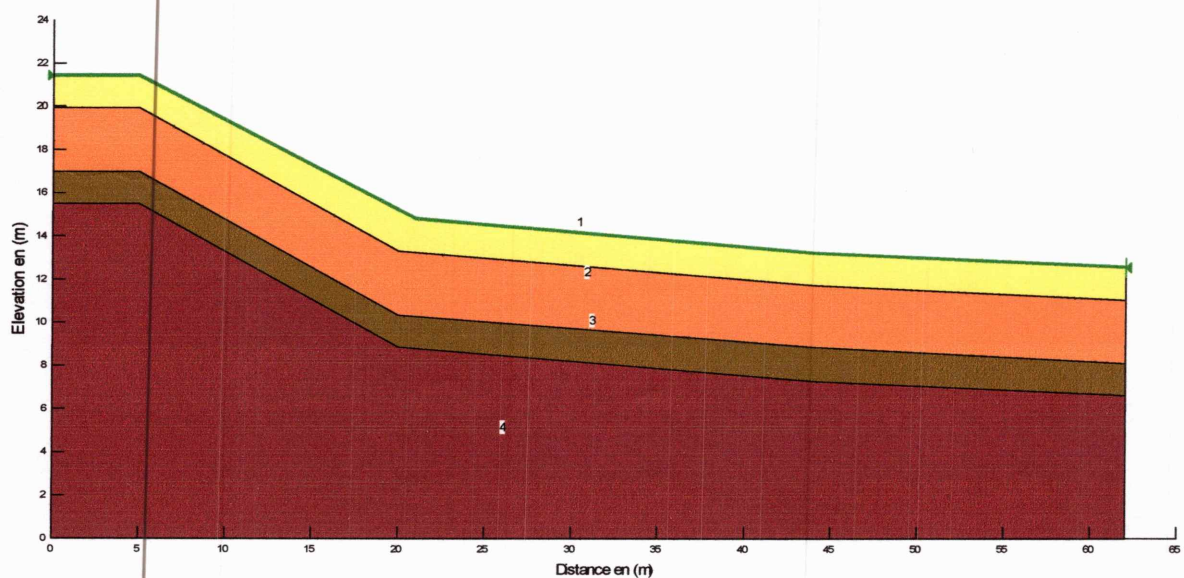


Figure.V.28. Talus modélisé avant calcul.

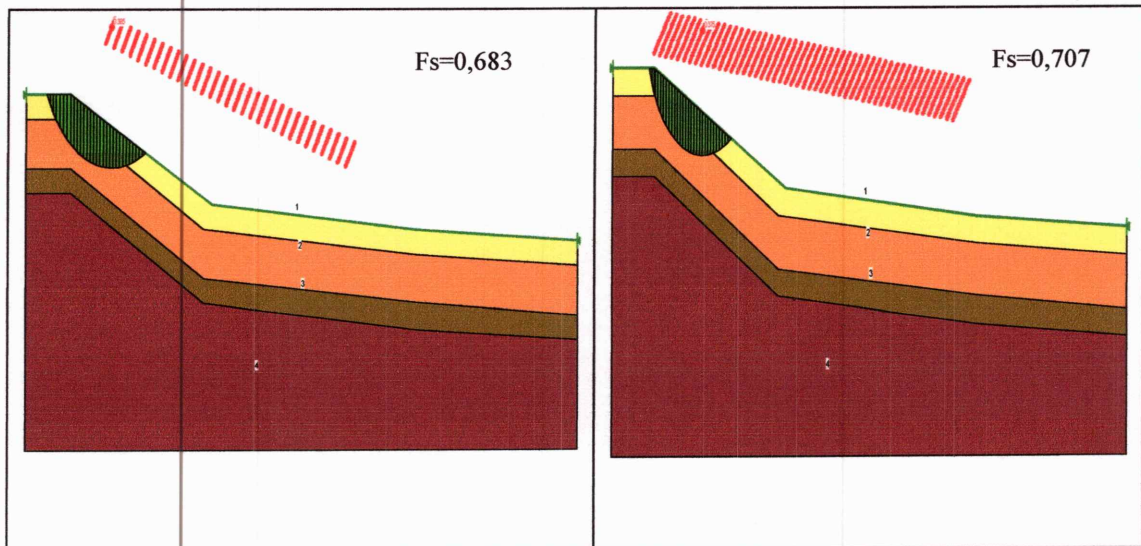


Figure.V.29. Talus modélisé après glissement.

✓ Résultats de F_s

Tableau.V.5. Valeurs des coefficients de sécurité.

méthode de calcul	Ordinary	Bishop	Morgenstern & Price	Janbu
F_s	0,654	0,684	0,683	0,629

V.5.1.4. Interprétation des résultats obtenus à l'aide du logiciel Geo-slope :

Dans les trois profils le coefficient de sécurité t varie de 0,508 à 0,686.

Les trois valeurs de F_s obtenus montrent un talus instable nous décidons de prendre la valeur critique des trois à savoir $F_s=0,508$ que nous arrondissons à 0,51 pour le profil B.

V.5.2.Récapitulatif des résultats de calcul des deux logiciels:**Tableau.V.6.Tableau récapitulatif.**

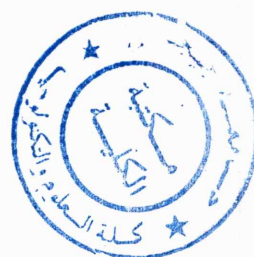
L'outil	Méthode	Profil (A)	Profil (B)	Profil (C)
GEO-SLOPE	Fellenius	0,662	0,519	0,654
	Bishop	0,668	0,537	0,684
	Morgenstern &Price	0,651	0, 536	0,683
	Jambu	0,678	0,508	0,629
PLAXIS	c- phi réduction	0,5991	0,5593	0,7151

V.6.Interprétation et conclusion :

Pour les profils B et C les valeurs de F_s obtenues par le Plaxis sont légèrement supérieures à celles obtenues par Géoslope, par contre la valeur du profil A de Géoslope est supérieure à celle du Plaxis.

En définitive, on peut dire que les résultats des deux logiciels tous inférieurs à 1 , sont proches et comparables ce qui montre que les profils ont été modélisés d'une manière juste et les caractéristiques choisies ont été très représentatives telle que le E (4800 pour le Remblais, 30000 pour l'Argile limoneuse ,33500pour Schiste alterné ,35500 pour Schiste bleuâtre induré), et le ν égale (0,35 pour le Remblais et L'argile limoneuse, 0,3 pour Schiste alterné et Schiste bleuâtre induré)

-ces cas la valeur de $F_s < 1$ (talus instable).



Chapitre VI

Etude de confortement

VI.1. Introduction :

Les glissements de terrains ou tout type d'instabilités constituent un obstacle devant le développement de l'être humain et ces essais d'améliorer ses conditions de vie. Il est nécessaire donc de maîtriser les techniques de confortement en vue de stabiliser ces mouvements de terrains.

Cette partie est la plus importante dans notre projet parce qu'enfin notre but est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement, Donc c'est le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- Analyse des paramètres techniques de site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économique.

L'analyse des paramètres techniques du site sont basées sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains.

Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants ...).

VI.2. Méthodes de confortement et de stabilisation :

Il y a plusieurs méthode de stabilisation des talus, dans notre cas en a choisi plusieurs solutions pour le glissement de profil (B) que nous avons vu dans le chapitre précédent.

Nous allons étudier les solutions proposées suivant :

- 1^{er} solution : stabilisation par gabionnage +tranchée drainante.
- 2^{ème} solution : stabilisation par talutage +gabionnage + Substitution+ tranchée drainante.
- 3^{ème} solution : stabilisation par talutage +gabionnage+ Substitution + trancheée drainante + éperon drainant.

- 4^{ème} solution : stabilisation par tranchée drainante + éperon drainant.
- 5^{ème} solution : stabilisation par tranchée drainante + Substitution+ éperon drainant.

VI .2.1.Stabilisation par gabionnage plus tranchée drainante :

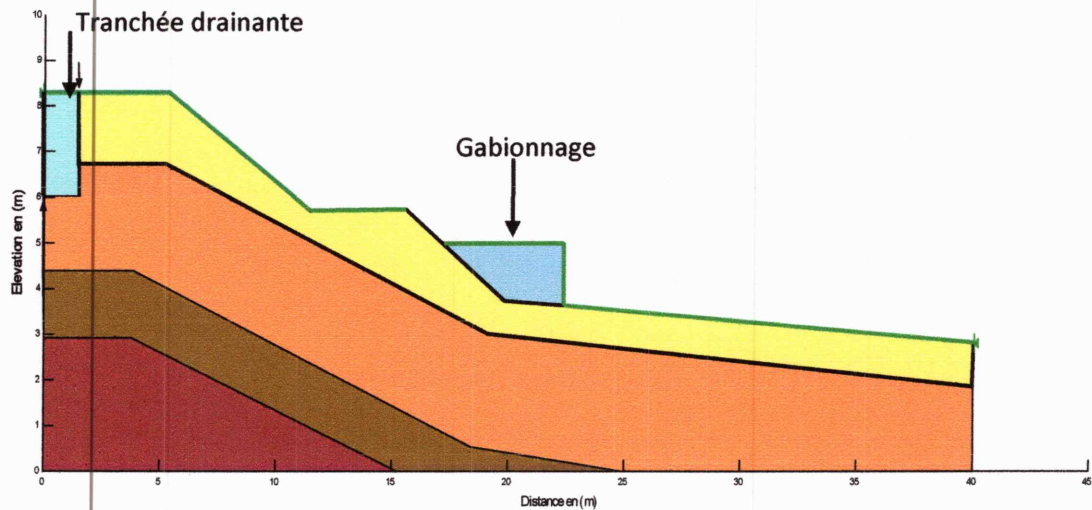


Figure.VI .1.Gabionnage plus tranchée drainante.

➤ Résultats de F_s pour les quatre méthodes :

Tableau .VI.1. Résultat obtenus après gabionnage +tranchée drainante.

méthode de calcul	F_s
Ordinary	0,806
Bishop	0,850
Morgenstern & Price	0,850
Janbu	0,776

➤ Courbe des contraintes de cisaillement

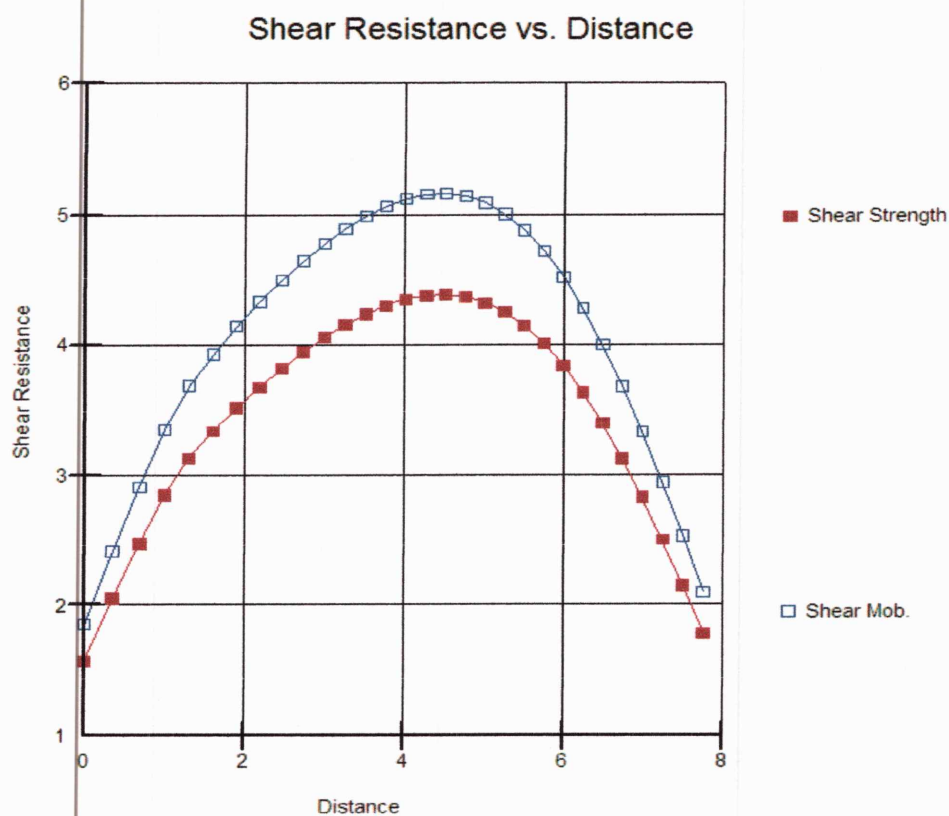


Figure. VI .2. Variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.

VI .2.2. stabilisation par talutage plus gabionnage plus Substitution plus tranche drainante :

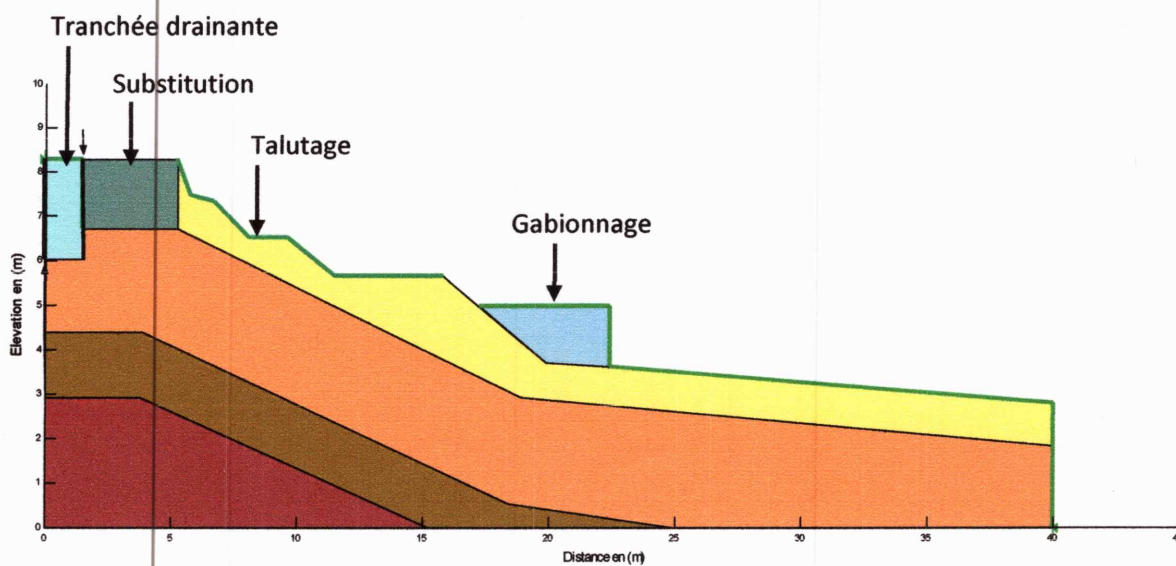


Figure. VI .3. Talutage plus gabionnage plus tranche drainante plus Substitution.

➤ **Résultats de F_s pour les quatre méthodes :**

Tableau VI.2. Résultat obtenus après talutage + gabionnage + Substitution + tranchée drainante.

méthode de calcul	F_s
Ordinary	0,736
Bishop	0,748
Morgenstern & Price	0,748
Janbu	0,731

➤ **Courbe des contraintes de cisaillement :**

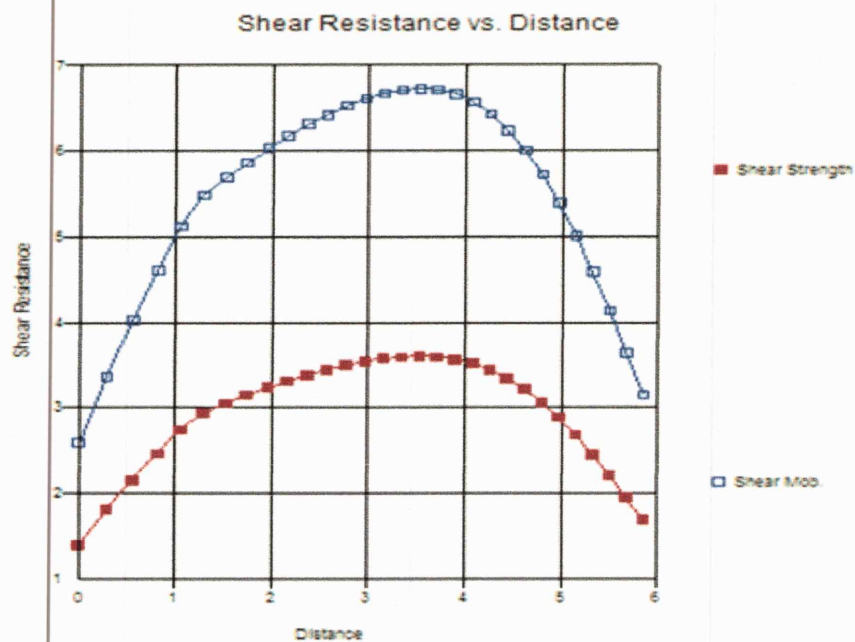


Figure. VI .4. Variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.

➤ **VI .2. 3. stabilisation par talutage +gabionnage + Substitution+ tranchée drainante + éperons drainants :**

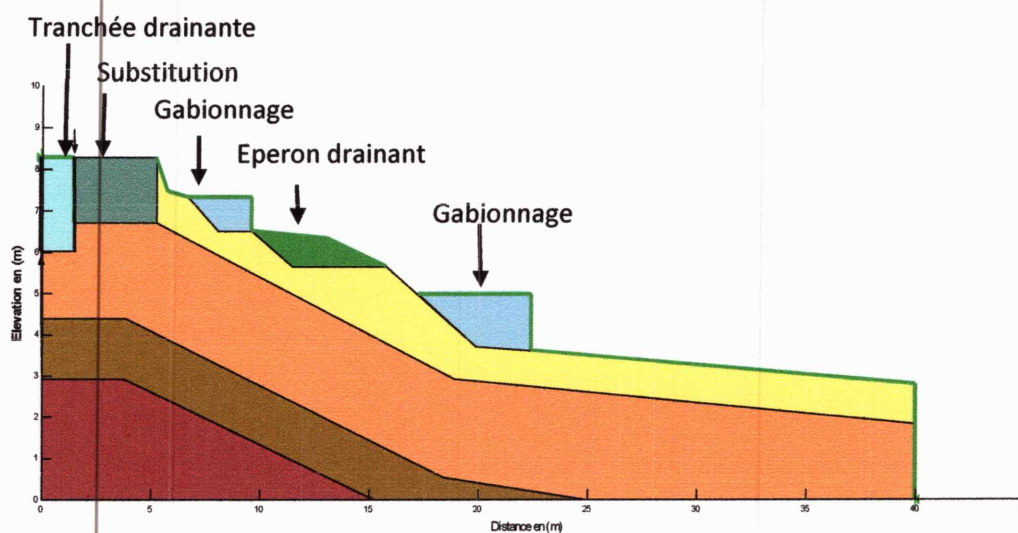


Figure. VI .5.Talutage +gabionnage+ Substitution + tranchée drainante + éperon drainant.

➤ **Résultats de F_s pour les quatre méthodes :**

Tableau VI.3.Résultat obtenus après talutage +gabionnage + Substitution + tranchée drainante + éperon drainant .

méthode de calcul	F_s
Ordinary	1,245
Bishop	1,366
Morgenstern & Price	1,364
Janbu	1,257

➤ Courbe des contraintes de cisaillement :

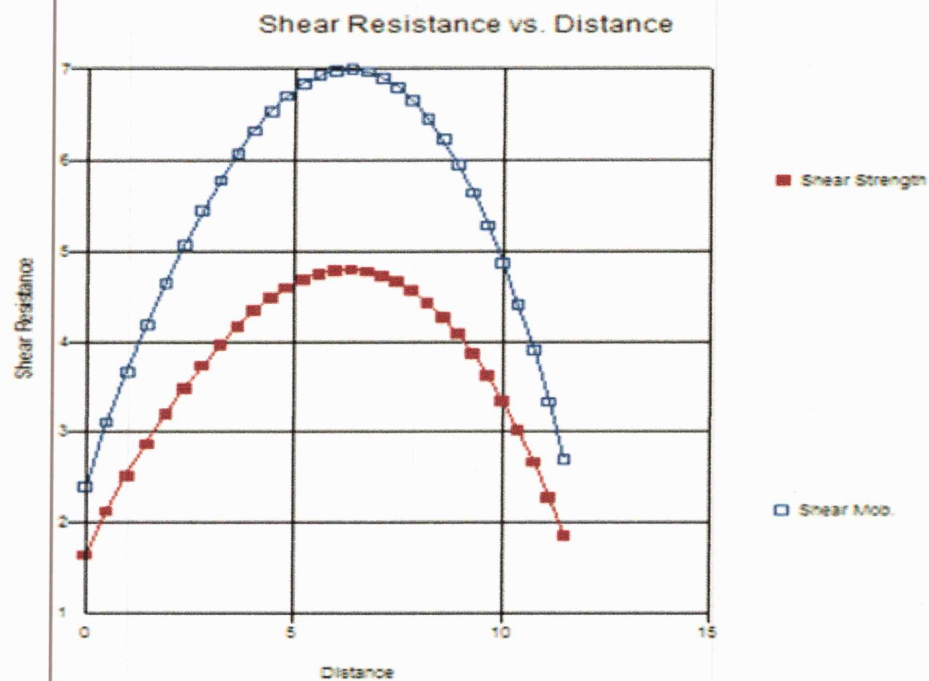


Figure. VI .6.Variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.

VI .2.4.stabilisation par tranchée drainante plus éperon drainant:

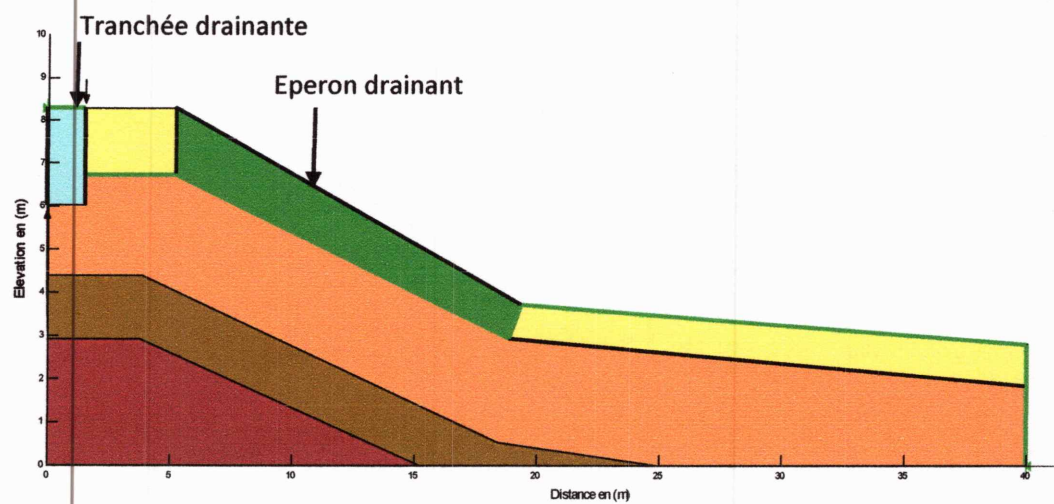


Figure. VI .7.Tranchée drainante plus éperon drainants.

➤ Résultats de F_s pour les quatre méthodes :

Tableau .VI.4.Résultat obtenus après tranchée drainante plus éperon drainant.

méthode de calcul	Ordinary	Bishop	Morgenstern & Price	Janbu
F_s	1,416	1,703	1,704	1,407

➤ Courbe des contraintes de cisaillement :

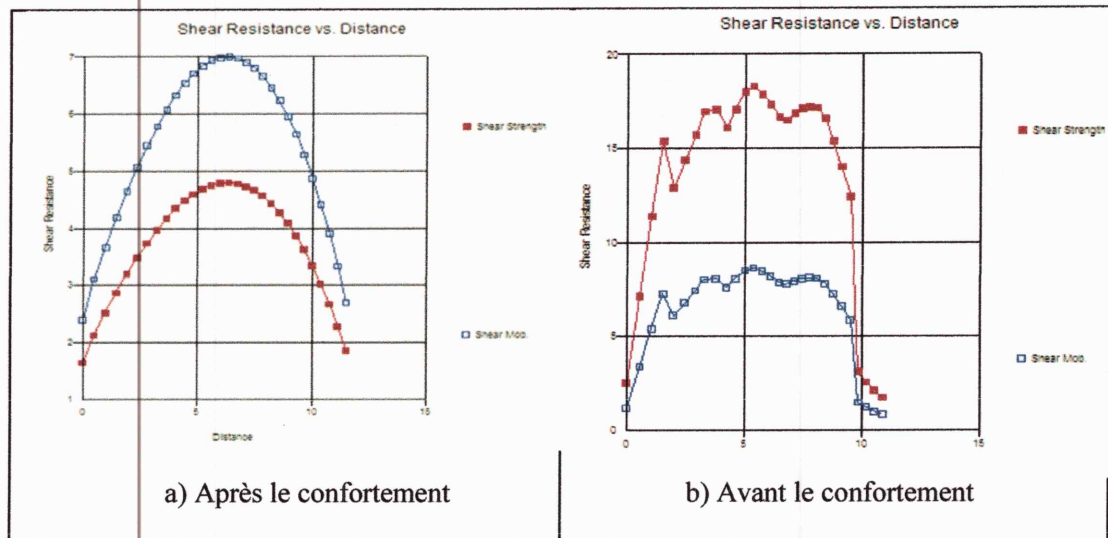


Figure. VI .8. Variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.

Les deux courbes de la figure (a) de variation des contraintes de cisaillement le long de la surface après le confortement sont régulières, ce qui montre que les efforts moteurs et les efforts stabilisateurs équilibrent.

La figure (b) représente des courbes de variation des contraintes de cisaillement le long de la surface avant le confortement irrégulières.

La valeur de coefficient de sécurité égale à 1,7 Alors le talus se trouve dans un état d'équilibre stable.

VI .2.5.Stabilisation par tranche drainante plus Substitution plus éperon drainant :

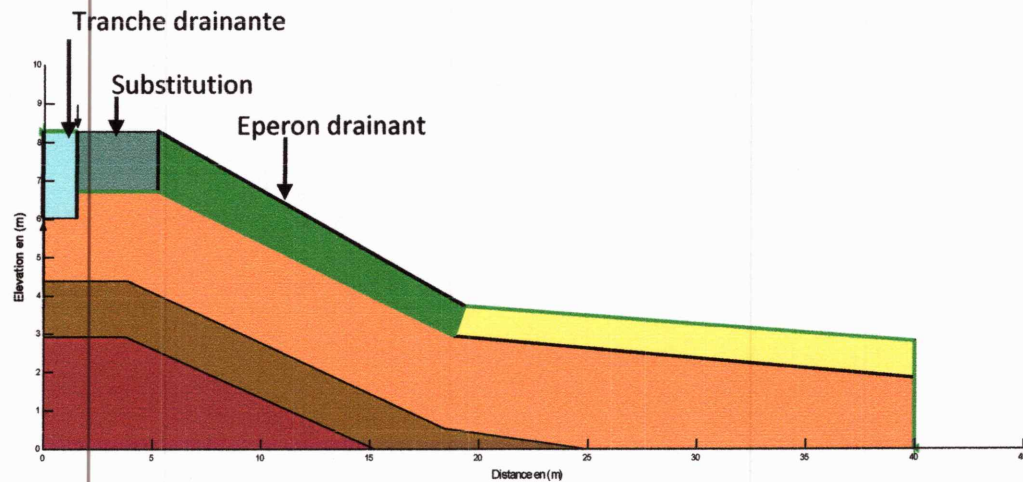


Figure. VI .9.Tranchée drainante+ Substitution + éperons drainants.

➤ Résultats de F_s pour les quatre méthodes :

Tableau VI.5.Résultat obtenus après tranchée drainante+ Substitution + éperon drainant.

méthode de calcul	F_s
Ordinary	1,457
Bishop	1,736
Morgenstern & Price	1,737
Janbu	1,457

➤ Courbe des contraintes de cisaillement :

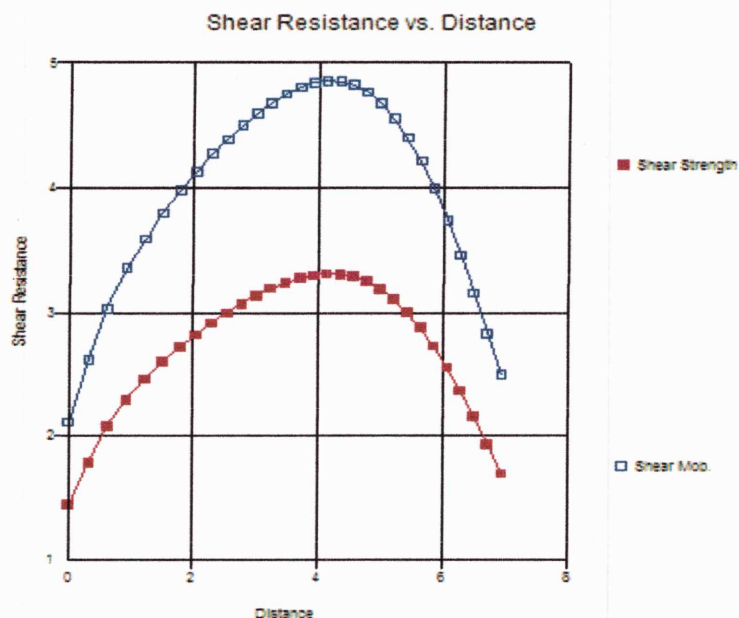


Figure. VI .10. Variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.

Tableau VI.6.Devis quantitatifs estimatifs des solutions.

solution	Désignation	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)	Cout (DA)
1 ^{er} solution	-Tranche drainante	25000DA/ML	1250000 ,00	2300000,00
	-gabionnage	3000DA/ M ³	1050000,00	
2 ^{ème} solution	-Tranche drainante	25000DA/ML	1250000,00	2865000,00
	-Talutage	300DA/M ²	15000,00	
	-Substitution	1100DA/M ³	550000,00	
	-gabionnage	3000DA/M ³	1050000,00	
3 ^{ème} solution	-Tranche drainante	25000DA/ML	1250000,00	15915000,00
	-Talutage	300DA/M ²	15000,00	
	-Substitution	1100DA/M ³	550000,00	
	-gabionnage	3000DA/M ³	2100000,00	
	-Eperon drainant	4000DA/M ³	12000000,00	
4 ^{ème} solution	-Tranche drainante	25000DA/ML	1250000,00	12350000,00
	-Eperon drainant	4000DA/M ³	12000000,00	
5 ^{ème} solution	-Tranche drainante	25000DA/ML	1250000,00	13800000,00
	-Substitution	1100DA/M ³	550000,00	
	-Eperon drainant	3000DA/M ³	12000000,00	

Tableau VI.8. Récapitulation globale des résultats de calcul.

Solution	Fs Avant le confortement	Fs Après le confortement	% d'amélioration	Cout(DA)
1 ^{er} solution	0 ,5 37	0,850	58,28	2300000,00
2 ^{ème} solution	0 ,537	0,748	39,22	2865000,00
3 ^{ème} solution	0 ,537	1,366	154,37	15915000,00
4 ^{ème} solution	0 ,537	1,703	217,13	12350000,00
5 ^{ème} solution	0 ,537	1,736	223,27	13800000,00

On remarque dans le tableau précédent que les solutions sont efficaces à des degrés plus ou moins différents, pour chaque méthode de solution (l'amélioration des coefficients de sécurité). nous avons remarqué une différence dans le coût de réalisation.

VI.3.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons utilisé cinq solutions pour la stabilisation à l'aide de logiciel Géoslope ,on est étudiés chaque solution qui est associé à un coefficient de sécurité et d'amélioration en % .

Conclusion Générale

. L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser la stabilité au glissement des terrains en pente sous seulement son poids propre (effet statique).

Cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles (calcul en équilibre limite, calcul en éléments finis).

Elle a permis de mettre en œuvre deux outils numériques performants dédiés à ce type d'études : le logiciel Géoslope pour l'analyse de la stabilité de talus en rupture par un calcul en équilibre limite avec la méthode des tranches (méthodes de Fellenius, de Bishop, de Janbu, et de Morgenstern et Price.) et le logiciel Plaxis de calcul en éléments finis.

La présente étude a permis aussi de comparer sur un modèle géométrique exemplaire les résultats de calcul du coefficient de sécurité par différentes méthodes.

En effet, plusieurs éléments ont été combinés pour tenter d'améliorer le coefficient de sécurité qui était nettement inférieur à 1 pratiquement pour tous les profils considérés.

Il s'est avéré que la quatrième solution à savoir (la tranchée drainante + éperons), permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.7, donc nettement supérieur à 1.5. En plus en calculant les coûts des différentes variantes , encore cette fois la quatrième solution est la plus économique c.à.d la moins chère.

Pour finir, On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

Bibliographie

Références bibliographiques :

- [1] : BOUDLAL OMAR. Thèse de doctorat Etude Expérimentale de comportement mécanique des fines dans la stabilité de talus et des fondations Université mouloud Mammeri de tizi-ouzou 2013.
- [2] : DJERBAL LYNDIA. Thèse de doctorat analyse de mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam 2013.
- [3] : JEAN-PIERRE MASEKANYA. Thèse Doctorat Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique UNIVERSITE DE LIEGE 2008.
- [4] : BENKECHKACHE IMENE. Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de Constantine ; Université Mentouri de Constantine 2012.
- [5] : BENTAIBA.F, HENDI.F.Z. Etude de la stabilité au glissement d'un terrain devant recevoir le projet de 47 logements à Chéraga-Alger. Université Saad Dahleb Blida 2010.
- [6] : CHEKROUD HASSINA. Etude de la pollution des eaux de la plaine de telezza due aux activités agricoles et commerciales, Université du 20 Août 1955- Skikda 2007.
- [7] : EDDINE BENOUI DJAMEL. Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes université de Saida (Algérie) - 2010.
- [8] : KAABECHE TAHAR MEBRAK ABDERRAAOUF ; Géologie de l'Ingénieur Contribution à l'étude des risques naturels (sismiques et mouvements de terrain) dans la Wilaya de Sétif UNIVERSITE FERHAT ABBAS-SETIF 2010.
- [9] : Kamal BELHADJ CHARIH YOUNNES ; Méthodes de Confortement dePentes Instables Application à l'instabilité du déblai du PK 34 de l'autoroute Tanger-Oued Rmel Maroc 2011.
- [10] : LADGHEM CHIKOUCHE FADILA .Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres géotechniques 2009.
- [11] : MALLOUK HANEN, Mémoire d'ingéniorat La Résistance Au Glissement D'un Tronçon De La route Nationale N° 16 D'EL-MACHROUHA Menant à Annaba -/2008.
- [12] : MEDJITNA NASRI LAMIA ; Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis UNIVERSITE 20 AOUT 1955 DE SIKDA 2008.
- [13] : MEZHOUD LAMIA. Mémoire d'ingéniorat La vulnérabilité aux glissements de terrain et les enjeux dans la partie Ouest et Sud-Ouest de la ville de Constantine Université Mentouri Constantine 2003.
- [14] : MOHAMMED HAMZA AISSA. Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger) ;Centre universitaire ; Khemis Miliana Algérie - 2011
- [15] : MZOGHEM KAMEL CHENAFI WALID. Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif) UNIVERSITE FERHAT ABBAS 2006.
- [16] : 20 Besson, 1996 : les risques naturels en montagne traitement, prévention, surveillance » Ed : Artès-Publial, Grenoble.
- [17] : A. KOURDEY. Stabilité des pentes

[18] : Département de l'Environnement Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques
Etude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques.Maroc 2008

[19] : FRANÇOIS SCHLOSSER. Mur expérimental en terre armée . Bulletin de liaison des laboratoires routiers des ponts et chaussées. Aout - septembre 1979.

[20] : Glissements de terrain Processus Office fédéral de l'environnement (OFEV) Division Prévention des dangers Septembre 2009

[21] : J.COSTET, G.SANGLERAT .Cours pratique de mécanique des sols 2 -calcul des ouvrages-troisième édition Dunod.1983

[22] : JEAN-PIERRE , PHILIPPE MESTAT Lois de comportement et modélisation des sols .Techniques d'Ingénieur.

[23] : Noureddine CHALGHOUM . Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols -1^{ère} édition -Publication de l'université Badji Mokhtar -Annaba. 2006

[24] : Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables : Utilisation de matériaux grossiers : Renforcement par géosynthétiques -ouvrages de référence.2008

[25] : R. Nova. : Fondement de la mécanique des sols 2002.

[26] : TS. SHARMA, ABRAMSON. Slope stability and Stabilisation methods . second edition, New York.

[27] : : ABDELKADER BENAÏSSA .GLISSEMENT DE TERRAINcalcul de stabilité 2^{ème} édition OPU -Ben Aknoun- Alger. Mars 2003