REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Etude et traitement d'un glissement de terrain au Pk5+100 à ALLALMA

Présenté par

ABAOUB Salim

MOULOUDJ Walid

Proposé et Dirigé par

TOUZOUT Mohamed Amine

Promotion Juin 2022

Remerciements

El Nous tenons en premier lieu à remercier

« Dieu le tout puissant » de nous avoir donné le courage

de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien ce modeste travail. Ensuite, nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Voudrions dans un premier temps remercier, notre directeur de mémoire Mr TOUZOUT Mohamed Amine docteur de géotechnique à l'université de Médéa pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Dédicace

A mon père, qui a sacrifié sa vie pour que je réussisse. A ma mère qui m'a soutenue et encouragée tout le temps. A mes frères et sœurs et leurs enfants. A tous mes amis et collègues, et tous ceux qui m'ont aidé et leurs familles. À mon binôme MOULOUDJ Walid et à sa famille.

Salim ABAOUB

Dédicace

Je dédie ce modeste travail À ceux qui ont su planter en moi, tout ce qui est de plus beau en ce monde, et qui se sont consacrés à m'inculquer la bonne éducation pour avoir le plus grand des satisfactions et me voir muni des plus grandes distinctions. A ma très chère mère que je ne saurai remercier assez pour les sacrifices Qu'elle a consentis pour moi. À mon très cher père qu'il a su se faire sentir dans les moments difficiles ainsi que chaque instant de bonheur qu'il n'a procuré mes sœurs. Mes frères et toute ma famille.

À tous mes amis (es)

À mon binôme Abaoub Salim Et à toute ma promotion de Géotechnique sans exception.

MOULOUDJ Walid

ملخص:

الانهيارات الارضية هي ظاهرة خطيرة جدا ومعقدة جدا وتعتمد على عدة معايير ومعايير. هذا هو الانهيار الأرضي في، الذي يقع في مدينة ثلاثة الدوائر شمال وسط مدينة (ولايةالمدية) علالمة يهدف هذا العمل إلى إجراء دراسة جيوتقنية للظاهرة. تحقيقا لهذه الغاية ، بدأنا دراستنا بعموميات حول الانهيار الأرضي وأنواعه وخصائصه وأسبابه والطرق المعتمدة لحساب هذا النوع من المشاكل. تم إجراء التحليل العددي للجسر باستخدام رمز من أجل تحديد عامل الأمان والإزاحة TALREN 4V.الكمبيوتر

كلمات المفاتيح:

خرسانية مسلحة.Mohr Coulomb، المعلمات الجيوتقنية ، (TARLEN 4V) عدم الاستقرار

Résumé :

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux et très compliqués qui dépendent de plusieurs paramètres et critères.

Il s'agit du glissement de terrain dans la ALLALMA PK5+100, qui se trouve dans la commune de DOUAIR, au Nord de la CENTR VILLE. (Wilaya de Médéa).Ce travail a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, on a

Débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés,

Les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème.

L'analyse numérique du talus a été faite avec le code de calcul, TALREN 4V.

Mots clés : Instabilité, modélisation (TARLEN 4V), paramètres géotechniques, Mohr-Coulomb.

Abstract :

Abstract Landslides are very dangerous and very complicated phenomena which depend on several parameters and criteria. This is the landslide in the ALLALMA PK5-100, which is in the town of DOUAIR, north of the CENTR VILLE. (Wilaya of Médéa). This work aims to make a geotechnical study of the phenomenon. To this end, we began our study with generalities on the landslide, the types, the properties, the causes and the methods adopted for the calculation of this type of problem. The numerical analysis of the embankment was made with the computer code, TALREN 4V

Keywords : Instability, modeling (TARLEN 4V), geotechnical parameters, Mohr Coulomb.

Listes des acronymes et abréviations

Symbole

c : Cohésion du sol	[kN/m2]
w : Teneur en eau du sol	[%]
wL: Limite de liquidité d'un sol	[%]
FS : Coefficient de sécurité	[-]
F : Force stabilisante	[kN/m2]
N : Réaction normale	[kN/m2]
Nn : Réaction normale d'une tranche (n)	[kN/m2]
W : Poids de la tranche	[kN]
O : Centre de la surface de glissement	[-]
R : Rayon de la surface de glissement	[m]
E : Module d'Young	[kN/m2]
EA : Rigidité normale	[kN/m]
EI : Rigidité de flexion	[kNm2/m]
G : Module de cisaillement	[kN/m2]
K0 : Coefficient des terres au repos	[-]
Kx : Perméabilité horizontale	[m/jour]
Ky : Perméabilité verticale	[m/jour]
H : hateur réelle [m]	
Ux : déplacement dans le sence x	[m]
Uy : déplacement dans le sence y	[m]
τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle	[kN/m2]
σ : Contrainte	[kN/m2]
σ' : Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$)	[kPa]
σ3 : Contrainte principale mineur	[kPa]
σ1 : Contrainte principale majeur	[kPa]
φ : Angle de frottement interne du sol	[°]
ψ : Angle de dilatance du sol	[°]
ε : Déformation longitudinale en	[%]
ν : Coefficient de Poisson	[-]
γsat: Poids volumique du sol saturé	[kN/m3]
γ *w* : Poids volumique de l'eau (environ9,8)	[kN/m3]
γ*h* : Poids volumique humide du sol	[kN/m3]
γ*s*: Poids volumique des grains	[kN/m3]
γd: Poids volumique sec du sol	[kN/m3]

Abréviations

UU : Non consolidé non drainé.
CD : Consolidé drainé.
MEF : Méthode des éléments finis.
MC : Modèle de Mohr Coulomb.
HSM : Modèle de sol avec écrouissage (HardeningSoil model).
SSM : Soft Soil Model.
SSCM : Soft Soil Creep Model

Sommaire

Remerciement
Dédicace
ملخص
Résumé
Abstract
Liste des symboles et abréviations
Sommaire
Liste des figures
Liste des tableaux
Introduction générale 1

Chapitre 1 :**Aperçu bibliographique**

1.1 Introduction 2

1.2. 2

1.2.1. Définition des mouvements de terrain 2

a Les mouvements lents et continus 2

b Les mouvements rapides et discontinus 2

1.2.2. Description des principaux types de mouvement 3

1.2.2.1. Les écroulements 3

1.2.2.2. fluage 4

1.2.2.3. Les coulées 4

1.2.2.4. Les glissements 5

1.3. Classification des glissements 5

1.4. Caractérisation d'un glissement de terrain 6

1.4. Diffèrent types de glissements 6

1.4.1. Les glissements plans 7

1.4.2. Les glissements rotationnels simples et complexes 7

1.5. Origine et causes des glissements de terrain 8

1.5.1. Les causes humaines 10

1.6. Facteurs influençant la stabilité des talus 12

1.6.1. Les facteurs d'origine naturelle tels que 12

1.6.2. Les facteurs d'origine anthropique tels que 12
1.7. Phases des glissements 12
1.7.1. Glissements de terrain actif 13
1.7.2. Glissements de terrain réactivés 13
1.7.3. Glissements de terrain inactifs 13
1.8. Méthodologie de l'étude d'un glissement 13
1.9. Conclusion 15
Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité des talus
2.1. Introduction 17
2.2. Méthode de calcul du coefficient de sécurité 17
2.2.1. Notion du facteur de sécurité 17
2.2.2. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité 18
2.2.3. Méthodes de calcul de stabilité des talus 18
2.2.3.1. Méthodes de calcul à la rupture 19
2.2.4. Méthodes des tranches 20
2.2.4.1. Méthode de Fellenius (1927) 21
2.2.4.2. Méthode simplifiée de Bishop (1955) 21
2.2.4.3. Méthode Suédoise modifier (U.S. Army Corps Of Engineers) 22
2.2.4.4. Méthode de Janbu simplifiée 22
2.2.4.5. Méthode de Morgenstern et Price (1965) 23
2.2.4.6. Méthode de Spencer (1967) 23
2.3. Méthodes de stabilisation des glissements de terrain 27
2.3.1. Système de parade 27
2.3.1.1. Approche douce 28
2.3.1.2. Approche dure 30
2.3.2. Choix d'un système de parade 33
2.3.2.1. Contraintes économiques 34

2.3.2.2. Techniques 34
2.3.2.3. Contraintes sociopolitiques 34
2.3.2.4. Environnement et esthétique 35
2.4. Technique de surveillance 35
2.5. Conclusion 36
Chapitre 3 : Présentation de site et étude géotechnique 37
3.2. Introduction 37
3.3. Géomorphologie- Géologie-Hydrologie 37
3.3.1. Localisation et topographie 37
3.3.2. Géologie et géomorphologie du site 38
3.3.3. Climat de la région 39
3.3.4. Sismicité 39
3.4. Observation des désordres et état des lieux 39
3.5. Reconnaissance du site 40
3.5.1. Reconnaissance géotechnique 41
3.5.1.1. Essai in-situ 41
3.5.1.2. Essais en laboratoire 42
3.6. Résultats de la reconnaissance géotechnique 45
3.6.1. Reconnaissance in situ 45
3.6.2. Résultats des essais penetrometriques 46
3.7. Conclusion 47
Chapitre 4 :**Etudes de stabilité**
4.1. Introduction 48
4.2. Analyse du glissement par logiciel (TALREN 4V) 48
4.2.1. Présentation du logiciel TALREN4 48
4.3. L'avantage de TALREN4 48
4.4. Les nouvelles fonctionnalités de calcul 49
4.5.1. Calcul et vérification (cas d'étude) 49
4.6. Facteur des favorables pour la stabilité du versant 49

4.7. Calcul de stabilité 50
4.8. Hypothèses de calcul 50
4.9. Définition Géotextile 52
4.9.1. Rôle de géotextile 52
4.9.1.1. Profil type de calcul 53
4.10. Méthodologie de travail 55
4.10.1. Loi de Terzaghi 56
4.10.2. Comportement du sol dans le temps-loi de Terzaghi- 56
4.11. Interprétation des résultats de la reconnaissance 56
4.12. Proposition de confortement 57
4.12.1. Fosse bétonne bordure t3 + descente d'eau 57
4.12.2. Mur en gabions renforcé par géotextile 58
4.13. Analyse de la stabilité globale du système de confortement 58
4.14. Conclusion 60
Conclusion générale 61
Références bibliographie 62

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Exemple schématique d'un écroulement (Colas & Pilot, 1976)……..3
Figure I.2. Schéma général du mécanisme de fluage (Colas & Pilot, 1976)……..4
Figure I.3. Schéma type de coulée d'éboulis (Colas & Pilot, 1976)…….4
Figure I.4. Glissement de terrain de Médéa-Algérie 27/02/2015(site web)…….5
Figure I.5. Eléments descriptifs d'un glissement (Colas & Pilot, 1976)……..6
Figure I.6. Schéma d'un glissement plan (Colas & Pilot, 1976)…… .7
Figure I.7. Schéma d'un glissement circulaire (Colas & Pilot, 1976)…… 8
Figure I.8. Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol Christian chapeau & Jean-Louis……8
Figure I.9. Exemple schématique d'un processus d'infiltration de l'eau dans le sol (Christian chapeau & Jean-Louis)……9
Figure I.10. Glissement de terrain lors du séisme Taïwan le 26/04/2010(site web) 9
Figure I.11. Exemple schématique d'une surcharge au sommet de talus (site web)……10
Figure I.12. Schéma d'un déblai (site web)…… 10
Figure I.13. Un glissement de terrain causé par une explosion (Afghanistan)…11
Figure I.14. Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain (Masekanya.J.P, 2008)…….12

Chapitre II

Figure II.1 : Les inconnues d'une méthode des tranches (Masekanya.J.P, 2008)…19
Figure II.2 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius (Masekanya.J.P, 2008)……20
Figure II.3 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée (Masekanya.J.P, 2008)……21
Figure II .4 : Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée (Masekanya.J.P, 2008)……22
Figure II.5 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price (Masekanya.J.P, 2008)……23
Figure II .6 : système de parade (Bedr.S.M, 2008)…….27
Figure II .7 : Eperons drainants (Bedr.S.M, 2008)…….29
Figure II.8 : Les drains subhorizontaux (Bedr.S.M, 2008)……29
Figure II .9 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode De reprise de la Poussée……..30
Figure II.10 : La déformée d'un rideau de palplanches soumis à une pression p (z (Bedr.S.M, 2008)…….31
Figure II.11 : Clouage d'un talus (Bedr.S.M, 2008)……31
Figure II.12 : Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage……..32

Figure II.13 : Coupe montrant la fonction de renforcement de géotextiles (Bedr.S.M, 2008)…….32
Figure II.14 : Condition et contraintes choix d'un système de parade (Bedr.S.M, 2008)…….33

Chapitre III

Figure III 1 : Extrait de la carte topographique montrant le tracé de la route CC ALLALMA……..37
Figure III 2 : Carte géologique de la région (Extrait de la carte géologique de l'Algérie, 2ème édition)……. 38
Figure III.3: Ecoulements des eaux sur la chaussée1…….39
Figure III.4: Ecoulements des eaux sur la chaussée 2…….40
Figure III.5 : Le contact des eaux d'oued au pied de talus…….40
Figure III.6.la sondeuse au cours de l'essai (Georoute.G.C.E)…… 41
Figure III.7. Appareillages Pour mesure Teneur en eau naturelle et le Poids volumique……42
Figure III.8. Essai de limites d'Atterberg(Georoute.G.C.E)…….42
Figure III.9. Appareillages d'Analyse granulométrique par tamisage…….43
Figure III.10. L'odomètre pour essai de compressibilité(Georoute.G.C.E)……43
Figure III.11. Cisaillement à la boîte……44

Chapitre IV

FigureIV.1 interface de talren ……48
FigureIV.2description générale du projet ……51
FigureIV.3 définition de la pondération…….....51
FigureIV.4 coefficient de sécurité 0.73 phase initiale…….54
FigureIV.5 coefficient de sécurité 0.81 phase initiale……54
Figure IV.6 détails du fosse bétonne légèrement ……57
Figure IV.7 mur en gabion étages……57
Figure IV.8 coefficient de sécurité 1.25 phase de confortement ……59
Figure IV.8 coefficient de sécurité 1.32 phase de confortement ……59
Figure IV.8 coefficient de sécurité 1.20 phase de confortement ……60
Figure IV.8 coefficient de sécurité1.36 phase de confortement …… 60

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1. Classification selon la profondeur de la surface de glissement……5
Tableau I.2. Classification selon la vitesse de glissement. ……....5

Chapitre II

Tableau II.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité……17
Tableau II.2. La valeur de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage……18
Tableau II.3. Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes des tranches …….26

Chapitre III

Tableau III.1 Résultats des essais penetrometriques……..46
Tableau III.2Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols……...47

Chapitre IV

Tableau IV.1 CARACTERISTIQUE DES SOLS ……..53
Tableau IV.2 bande géotextile…….54
Tableau IV.3situation de résulta initiale……55

Introduction générale

Les instabilités du terrain figurent parmi les risques géologiques les plus répandus sur la terre. Des milliers de morts et de blessés, d'énormes pertes économiques sont les évidences regrettables des instabilités des pentes partout dans le monde. Celles-ci constituent une menace de plus en plus importante, compte tenue de la croissance de la population mondiale, de l'utilisation intensive des terres et du changement climatique.

Les glissements des terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles et en générale argileux contrairement aux éboulements rocheux qui se manifestent le plus souvent brusque.

Stabiliser un glissement de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique, une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude est nécessaire.

Au nord de l'Algérie, les glissements de terrain sont comptés parmi les risques naturels les plus fréquents, dans la mesure où les facteurs géodynamiques internes des terrains instables et externes (reliefs escarpés, terrains fragiles, climat contrasté), le favorisent.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet de présenter les glissements de terrain et pour l'objet l'analyse de la stabilité des pentes. Le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous:

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique : dans cette partie on a exposé les notions théoriques liées aux mouvements de terrain, les différents type de glissement de terrain, ainsi les principales causes de glissement de terrain..

Chapitre 2 : les concepts liés à la problématique des glissements de terrain, des méthodes de calculs et des procédés de confortements utilisés.

Chapitre 3 : Paramètres et mise au point du modèle : un aperçu sur localisation, sismicité, caractérisation géotechnique et les causes d'instabilités du site, Un calcul de stabilité a été fait afin d'étudier la stabilité du sol sur site à l'aide d'un logiciel de calcul.

Chapitre 4 : L'analyse de la stabilité globale du talus a été développée Par le logiciel TALREN, ce qui propose de solution : réservée à la vérification des solutions de confortement proposé. Le mémoire se termine par une conclusion générale. Solutions possibles.

Chapitre 1 Aperçu bibliographique

1.1 Introduction

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques localisés se traduisant par des mouvements gravitaires d'une partie du sol constituant les versants, et se déplaçant sous l'effet de son poids propre. Les mouvements sont alors complexes avec des composantes de déplacement en rotation et en translation le long d'une surface de rupture franche en profondeur. Ils s'accompagnent de développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures en surface.
Le présent chapitre propose de cerner la problématique de ce phénomène à travers sa définition détaillée, ses principales caractéristiques, classifications des différents types de mouvements ainsi que les causes qui sont à l'origine de leur déclenchement.

1.2. Généralité sur les mouvements de terrain

1.2.1. Définition des mouvements de terrain

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par ans) ou très rapide) quelques centaine de mètres par jour). (1)

a Les mouvements lents et continus

- Les tassements et les affaissements de sols.
- Les glissements de terrain le long d'une pente.
- Le glissement à surface de rupture circulaire : se produit généralement dans des matériaux homogènes.

b Les mouvements rapides et discontinus

- L'effondrement du toit des cavités souterraines, L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains marnières) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire.

- Les écroulements et les chutes des pierres ou des blocs.

- Retrait-gonflement des argiles : est un Phénomène caractéristique des sols argileux, aussi appelé mouvement de terrain différentiel, lié aux variations en eau du terrain. Le sol se comporte parfois comme une éponge : il se gonfle en présence d'eau et se rétracte en son absence.
- Les glissements de terrain.
- Les coulées boueuses et torrentielles.

1.2.2. Description des principaux types de mouvement

Ils sont divisés en quatre catégories, définies par Colas et Pilot en 1976 et repris d'une manière universelle: (2)

- Les glissements;
- Les écroulements;
- Les fluages;
- Les coulées.

1.2.2.1. Les écroulements

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise vertical. Ces mouvements se produisent rarement mais peuvent être catastrophiques. Ils sont divisés en 3 types :

- Ecroulements rocheux de falaise;
- Ecroulements par fluage ou glissement d'une couche tendre ;
- Ecroulements ou effondrements ;

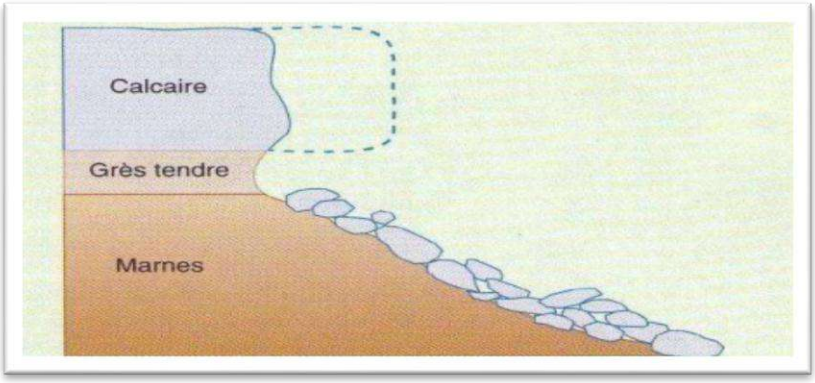


Figure I.1. Exemple schématique d'un écroulement (Colas & Pilot, 1976).

1.2.2.2. fluage

Le mouvement se produit lentement sans modification des efforts appliqués. En fait ces efforts conduisent à une sollicitation de la structure proche du sol de la rupture, l'état ultime pouvant être soit la stabilisation, soit la rupture :

- les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses faibles,
- on ne peut mettre en évidence de surface de rupture.

Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers.

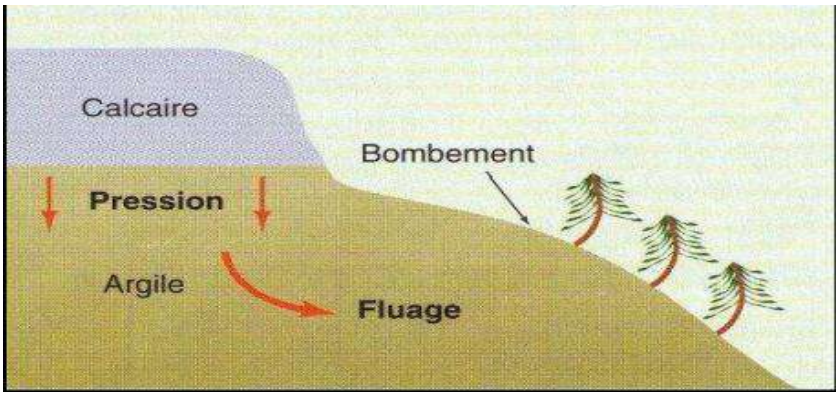


Figure I.2. Schéma général du mécanisme de fluage (Colas & Pilot, 1976).

1.2.2.3. Les coulées

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées, ces matériaux étant alors repris par un torrent.

Les coulées peuvent intéresser des matériaux très sensibles (argiles sensibles de Scandinavie qui se liquéfient dès qu'elles sont déformées) et donner des coulées de boue.

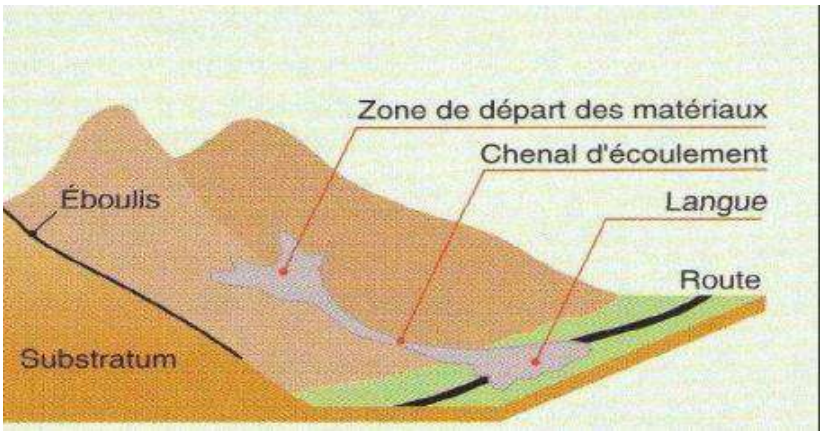


Figure I.3. Schéma type de coulée d'éboulis (Colas & Pilot, 1976).

1.2.2.4. Les glissements

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux beaucoup plus meubles que ceux affectés par les écroulements. Ils sont également à une échelle beaucoup plus grande, généralement celle du chantier, et intéressent les ingénieurs. Leur étude relève essentiellement de la mécanique des sols.



Figure I.4. Glissement de terrain de Médéa-Algérie 27/02/2015(site web).

1.3. Classification des glissements

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements.

Tableau I.1. Classification selon la profondeur de la surface de glissement

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0 – 2m
semi-profond	2 – 10m
Profond	>10m

Tableau I.2. Classification selon la vitesse de glissement.

Glissement	Surface de glissement
Su stabilisé, très lent	0 – 2m
peu actif, lent	2 – 10m
actif (ou lent avec phases rapides)	>10m

1.4. Caractérisation d'un glissement de terrain

Escarpement principal : surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

Tête : limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

Escarpement secondaire : cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.

Elément : fraction de la masse glissée située entre deux escarpements.

Flanc : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.

Pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

Extrémité inférieure ou pouce : zone aval du mouvement de terrain ou extrémité du bourrelet. **Rides transversales :** elles se forment dans le bourrelet du mouvement de terrain, témoins d'efforts de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.

Surface de rupture ou de glissement : surface séparant la masse glissée des terrains en place.

Corps : partie centrale du glissement recouvrant a surface de rupture.

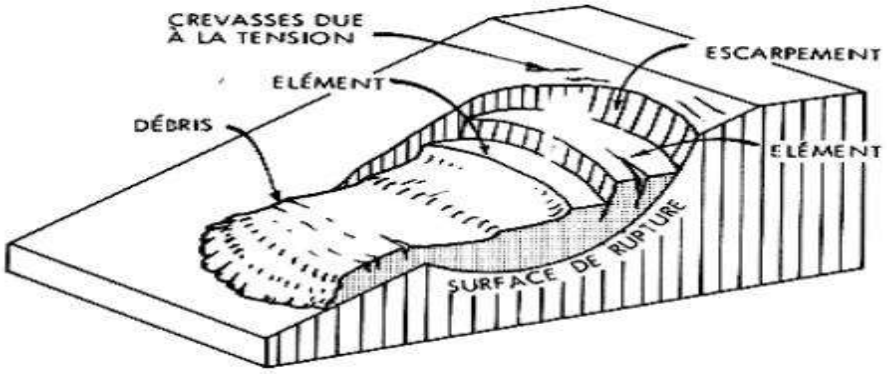


Figure I.5. Eléments descriptifs d'un glissement (Colas & Pilot, 1976).

1.4. Diffèrent types de glissements

Colas et Pilot (1976) distinguent deux types de mouvements, qui diffèrent par la géométrie et la surface de rupture :

- les glissements plans;
- les glissements rotationnels simples et complexes.

1.4.1. Les glissements plans

Les glissements plans se produisent suivant un schéma type alors que les causes peuvent être diverses :

- glissement d'une couche mince de caractéristiques médiocres sur un substratum ;
- glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau (limons argile par exemple) ;
- glissement par extension d'une couche peu résistante.

Ces glissements se produisent souvent lors de la réalisation de travaux d'importance mineure par suppression de la butée de pied ; cette dernière peut être causée par une érosion de pied (affouillement d'un cours d'eau). Ces mouvements peuvent être liés aux mouvements de la nappe, et, dans ce cas, la limite entre le glissement plan et le fluage peut être mal défini.

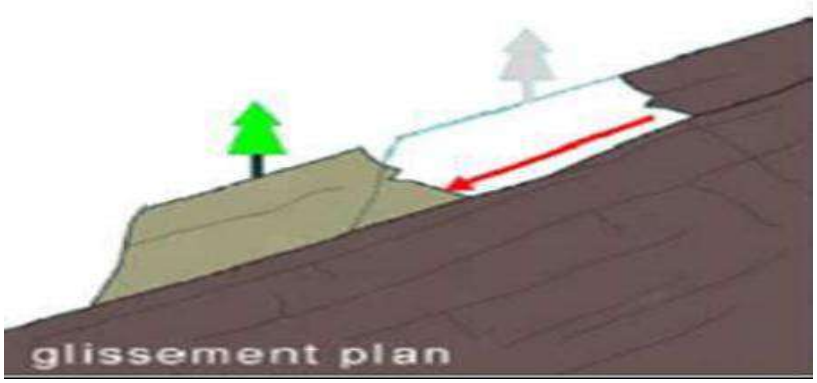


Figure I.6. Schéma d'un glissement plan (Colas & Pilot, 1976).

1.4.2. Les glissements rotationnels simples et complexes

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire ; c'est dans ce type de mouvements que l'on identifie le mieux les différentes figures caractéristiques précédemment décrites : escarpements, bourrelet de pied, etc. Ces mouvements peuvent être simples ou complexes. Les mouvements simples ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle et leur étude fait appel aux méthodes d'analyses classiques de la mécanique des sols.

a. Les glissements simples peuvent être superficiels ou profonds

- Glissements superficiels;

- Glissements profonds.

b. Les glissements complexes

Ont souvent une surface de rupture non circulaire. Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes :

- anisotropie de structure ;
- anisotropie mécanique ;
- caractéristiques mécaniques variant en profondeur ;
- suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement ;

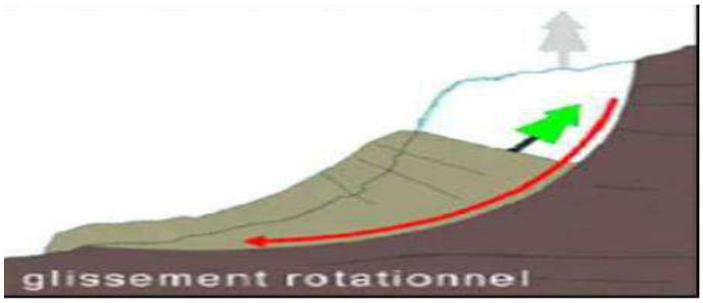


Figure I.7. Schéma d'un glissement circulaire (Colas & Pilot, 1976).

1.5. Origine et causes des glissements de terrain

On rappellera ici rapidement que les causes de glissement de terrain sont de deux sortes:

I.5.1. Les causes naturelles

• L'inclinaison de la pente (la géométrie) :

La pente de la surface du terrain constitue un facteur essentiel de stabilité ou d'instabilité.

La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau dans le massif. **(3)**

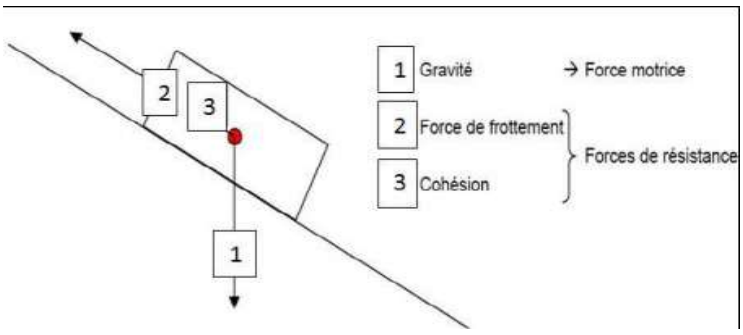


Figure I.8. Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol Christian chapeau & Jean-Louis.

Tant que les forces stabilisatrices FS (force de frottement et de cohésion) sont plus fortes que la force motrice FM (gravité), la stabilité du versant est assurée, Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche. Se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol, et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de coulée de boue.

• Les conditions hydrauliques (eau souterraine)

Les épisodes de très fortes pluies ou de fonte massive et rapide des neiges, engendrent de multiples instabilités superficielles et glissements de terrains. Ainsi, une pluie brève de très forte intensité entraînera de nombreux glissements superficiels et des coulées ; alors que des pluies d'intensité modérée mais persistant plusieurs semaines, sont susceptibles de provoquer des glissements de grande ampleur.

Une période de sécheresse provoque des fissurations par retrait des sols argileux, ce qui facilite l'infiltration de l'eau dans les fissures lors d'épisodes pluvieux, L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, de déclenchement ou d'accélération des mouvements.

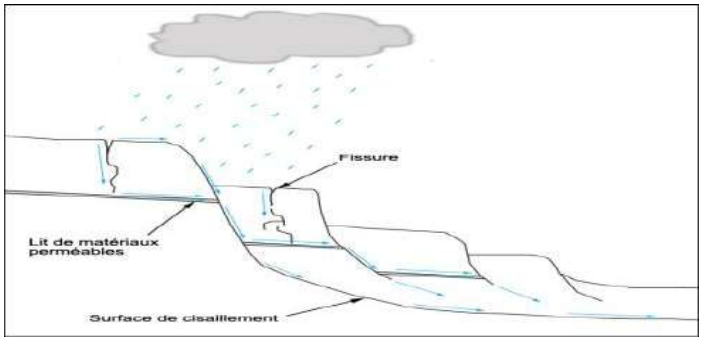


Figure I.9. Exemple schématique d'un processus d'infiltration de l'eau dans le sol (Christian chapeau & Jean-Louis)

• Séisme

Il a pour l'effet de transmettre aux couches superficielles du sol une énergie venue des profondeurs (de l'hypocentre) sous forme d'ondes de compression et de cisaillement qui tendent à diminuer la stabilité du sol et donc à favoriser les glissement de terrain.



Figure I.10. Glissement de terrain lors du séisme Taïwan le 26/04/2010(site web)

• La stabilité des couches des sols aux vibrations

(Thixotropie des sols cohérents, potentiel de liquéfaction de sols pulvérulents)

• Modifications chimiques de sols cohérents

les argiles et les marnes sont des corps chimiques dont la nature peut être modifiée par le contact d'autres corps chimiques, en particulier les sels minéraux transportés par les eaux d'infiltration, et l'argile ou la marne modifiée peut être moins résistante que le sol d'origine (passage de l'argile Ca à l'argile Na ou inversement / problème des argiles norvégiennes d'origine maritime).

1.5.1. Les causes humaines

• Surcharges au somment du talus

L'action de surcharger un talus au sommet par la construction d'un remblais et l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, rebuts, neige, bois, ...etc, peut nuire à sa stabilité .

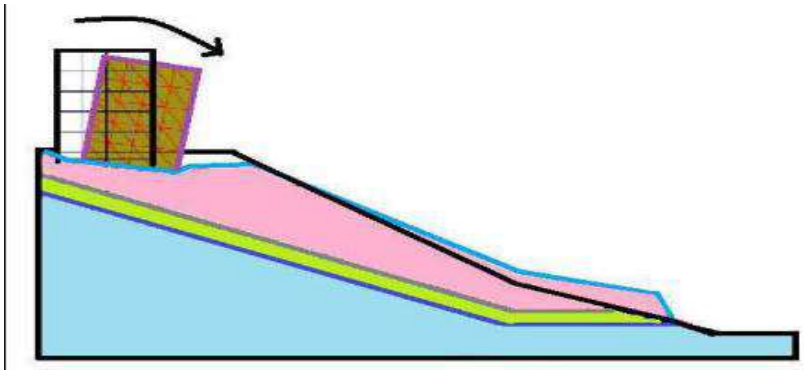


Figure I.11. Exemple schématique d'une surcharge au sommet de talus (site web).

• La suppression par déblai

La suppression par déblai en général de la butée de pied qui réduit les forces résistances. Il arrive parfois que, suite à un glissement qui, par exemple, coupe une route, l'intervention consiste à déblayer la partie du glissement gênante (celle qui est sur la route), ce qui provoque inévitablement un nouveau glissement et ainsi de suite.

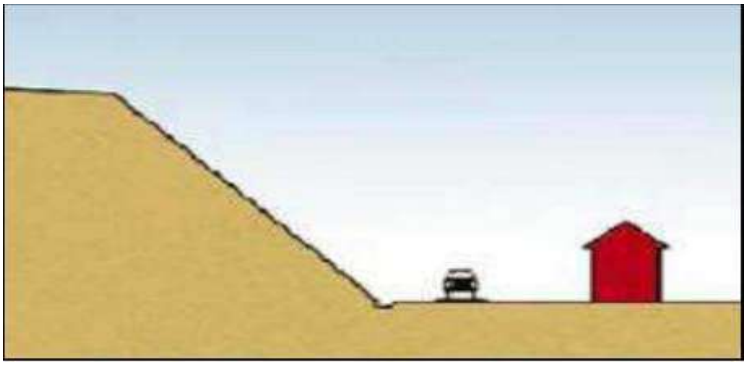


Figure I.12. Schéma d'un déblai (site web).

• La modification des conditions de circulation de l'eau

La modification des conditions de circulation de l'eau dans le sol par suite de travaux ou par suite de fuites de conduites AEP/Eaux usées (à remarquer ici le fait que les fuites des conduites peuvent être les causes on les conséquences des mouvements de terrain /dans ce dernier cas elles vont accentuer l'instabilité).

• Les explosions

Au cours des travaux de démolition, de carrières, de réalisation de routes et de tunnels, des explosifs sont souvent utilisés pour la destruction des matériaux durs qui présentent des obstacles pour l'avancement des travaux. Les explosions ainsi effectuées, engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations). Les pressions interstitielles augmentent en déclenchant des glissements de terrains ou/et les secousses provoquent des chutes de blocs à vitesse très rapide.



Figure I.13. Un glissement de terrain causé par une explosion (Afghanistan).

1.6. Facteurs influençant la stabilité des talus

Le déclenchement est en effet le résultat de la combinaison des actions de conditions défavorables permanentes (topographie, géologie, présence d'une nappe, caractéristiques mécaniques médiocres des terrains, etc.) et d'un ou de plusieurs facteurs déclenchant, susceptibles de rompre l'état d'équilibre initial de la pente. Ces facteurs peuvent être d'origine naturelle ou anthropique.

1.6.1. Les facteurs d'origine naturelle tels que

• Elévation du niveau de la nappe en relation avec la pluviométrie.
• Affouillement
• Souvent l'eau est le principal facteur (Pressions interstitielles- ravinement- érosion).
• Une diminution des résistances du sol ; le cas le plus fréquent est la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau. Dans quelques rares cas, cette dernière est vaporisée (du fait des énergies libérées par les très grandes masses en jeu), son effet est alors multiplié.

1.6.2. Les facteurs d'origine anthropique tels que

• Modification de la géométrie de la pente.
• Suppression de la butée en pied.
• Modification du régime hydrologique naturel de la pente.
• Modification de l'utilisation des sols.
• Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.
• Une diminution des appuis en pied de pente, comme un terrassement mal pensé et trop raide, ou à une échelle différente le retrait d'un glacier.
• plus rarement, un facteur déclenchant peut intervenir telle qu'une vibration de machine, une explosion ou un séisme (à noter que les séismes peuvent être des facteurs indirects, en organisant les écoulements d'eau souterrains) séisme.

1.7. Phases des glissements

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables : des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent.

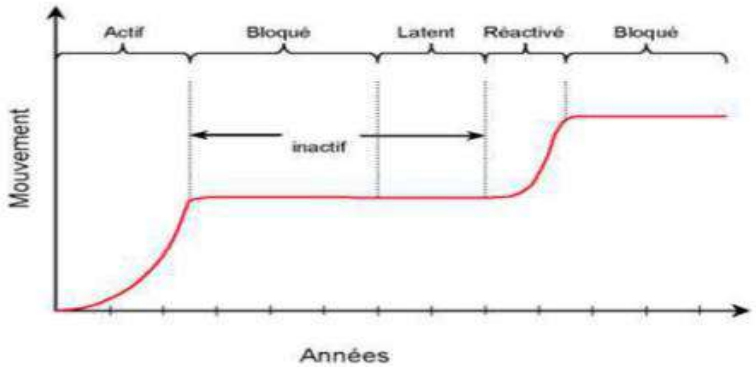


Figure I.14. Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain (Masekanya.J.P, 2008).

1.7.1. Glissements de terrain actif

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toute foi difficilement détectables.

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations.

1.7.2. Glissements de terrain réactivés

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante.

1.7.3. Glissements de terrain inactifs

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivision en quatre catégories:

- Glissements bloqués;
- Glissements latents;
- Glissements abandonnés;
- Glissements stabilisés.

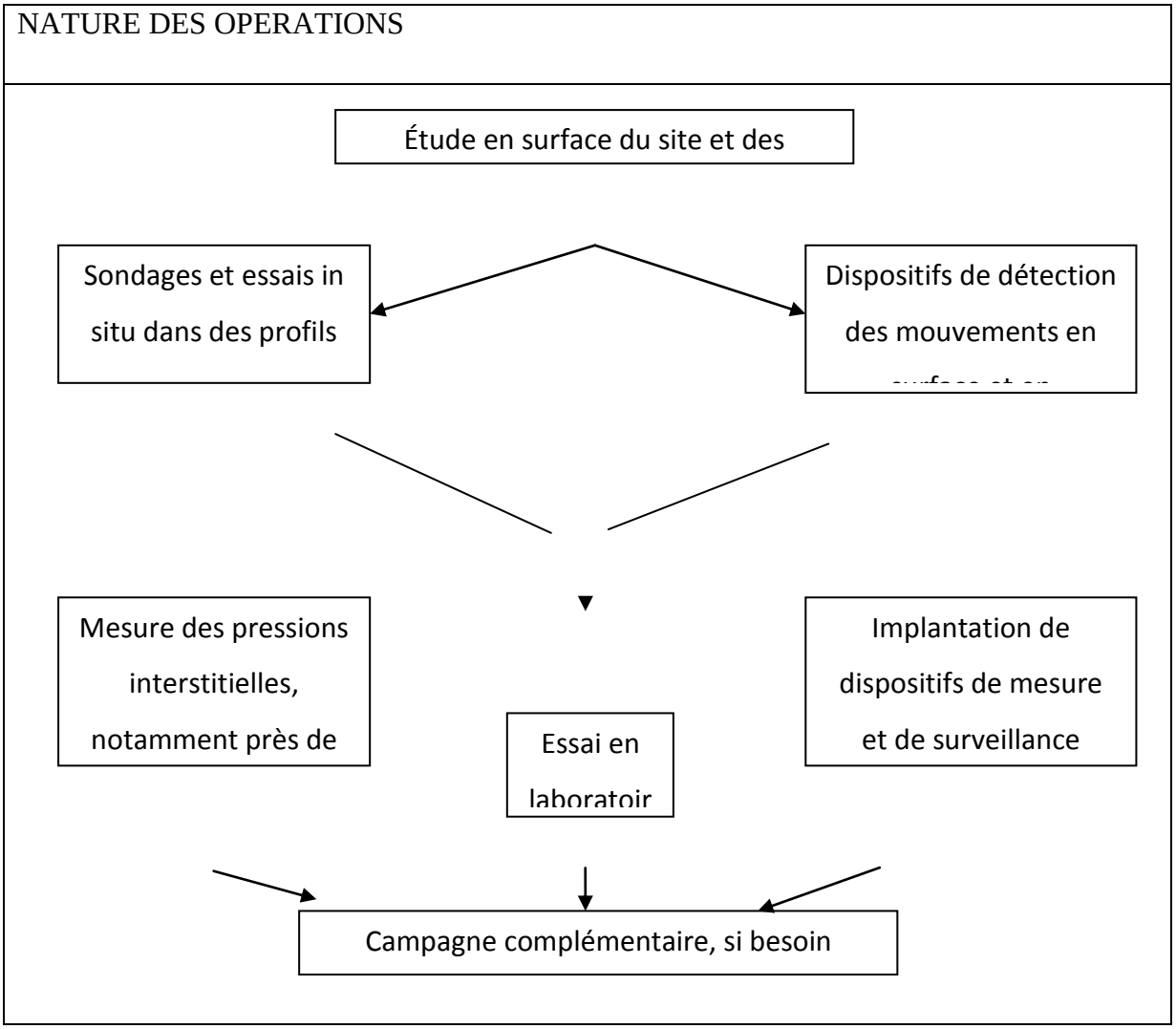
1.8. Méthodologie de l'étude d'un glissement

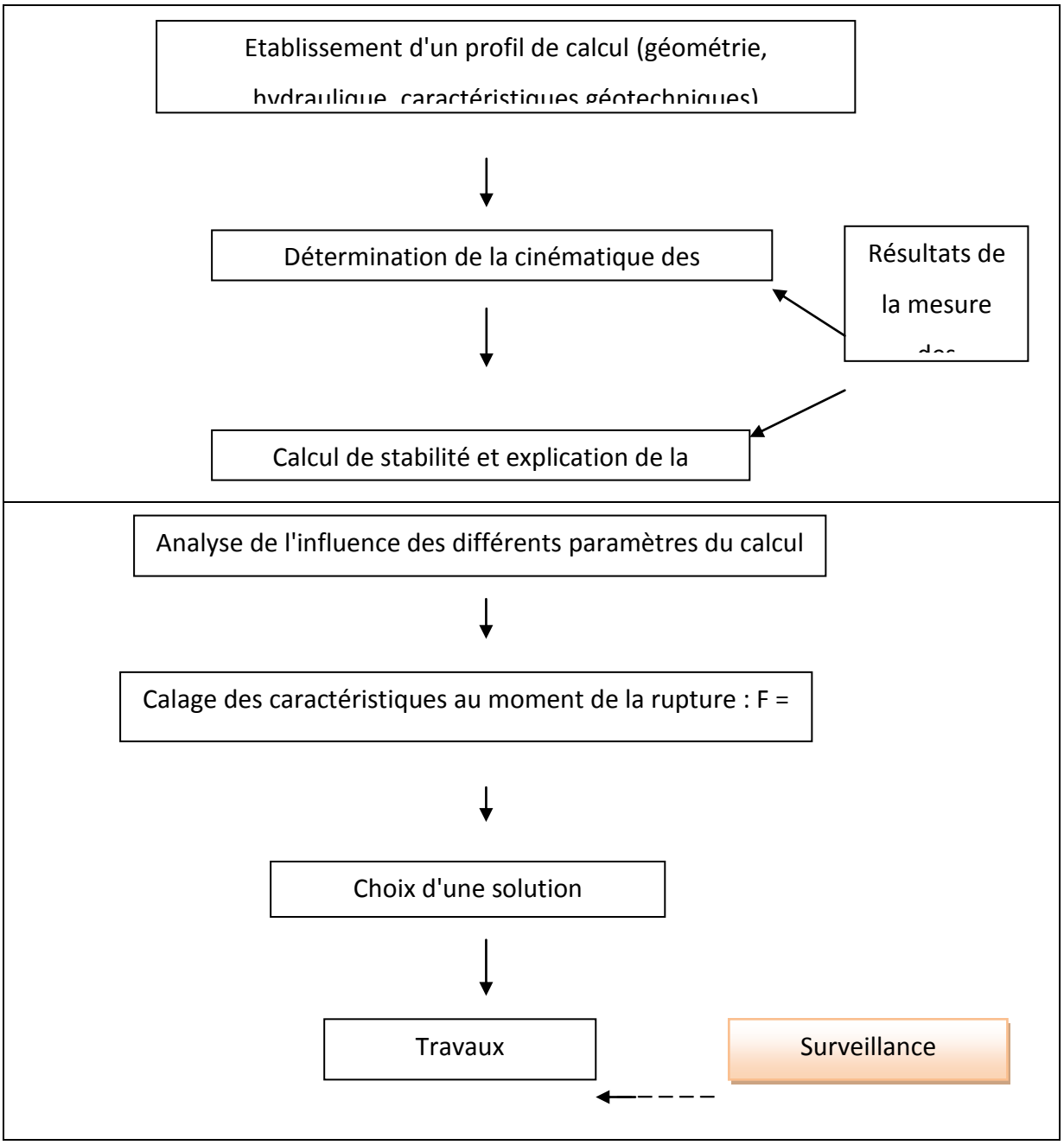
Les différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité (paramètres géométriques, hydrauliques et mécaniques) constituent

la première phase de l'étude d'un glissement; c'est la phase de la reconnaissance préliminaire et les investigations géotechniques.

Cette première étape se traduit par la modélisation du versant. On peut alors passer à la deuxième phase de l'étude qui est l'analyse de stabilité et qui permet d'expliquer les causes des glissements ou de quantifier un degré de stabilité. La dernière phase de l'étude consiste alors à définir le principe d'un confortement et d'analyser et suivre son efficacité sur le terrain.

Organigramme : Méthodologie de l'étude des glissements de terrains (BLPC115pp15-24 cartier).





1.9. Conclusion

Les glissements de terrain sont des phénomènes liés au déplacement dangereux d'une masse de terre stable dans son état initial. Les causes qui y sont à l'origine peuvent être de nature différente : morphologie, lithologie (types de sol), climat, anthropique (action de l'homme), séisme, etc.

En relation à leurs conséquences considérables, les glissements de terrain sont considérés comme une source de risque qui mérite une prise en charge consciente et

sérieuse. Le point de départ d'une étude de confortement d'un glissement repose sur la reconnaissance géotechnique dont les principales étapes ont été citées.

2. Méthodes de calcul de stabilité des talus

2.1. Introduction

L'étude de stabilité des pentes constitue une préoccupation majeure des ingénieurs géotechniciens. Plusieurs approches et méthodes de calcul ont été développées à ce besoin. Le mode de calcul à la rupture suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Ce dernier est utilisé depuis plusieurs années donnant ainsi naissance à plusieurs méthodes de calcul, dont le but est de déterminer au sein du sol la surface de rupture le long de laquelle l'état de contrainte est le plus proche de l'état de rupture.

Le chapitre ci-après est consacré à la présentation des principales méthodes de calculs utilisées dans la pratique.

2.2. Méthode de calcul du coefficient de sécurité

2.2.1. Notion du facteur de sécurité

La notion du coefficient de sécurité est très importante ; à travers elle, on cherche à couvrir toutes les sources d'erreurs et à traduire par un seul nombre de quelle façon la pente est stable. La définition du coefficient de sécurité d'une pente à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols. Pour évaluer la stabilité des pentes, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité ; Ce dernier peut être un rapport des forces, des moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite. (5)

Tableau II.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité.

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F=\tau max/\tau$
Rapport de forces	$F=E_{résist}/E_{moteur}$
Rapport de moments	$F=M_{résist}/M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex: H/H_{max}

2.2.2. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelque fois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

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

Tableau II.2. Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

FS	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

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25, alors que FS = 1,5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop). (5)

2.2.3. Méthodes de calcul de stabilité des talus

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on trouve essentiellement

a) Les méthodes de calcul à la rupture

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr- Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement τf. Les méthodes dites d'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre des variables est bien supérieur au nombre d'équations.

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

b) Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture

Avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes d'équilibre limite, car on ne peut pas mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (éslato-plasticité, fluage, rupture progressive). Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.

c) Les méthodes énergétiques

L'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques.

Les méthodes d'équilibre limite sont largement

Utilisées pour leurs formes simples et leurs résultats qui se rapprochent aux méthodes rigoureuses.

2.2.3.1. Méthodes de calcul à la rupture

- **Méthodes des blocs**

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes ou l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumiques. Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et plus faciles à déterminer.

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

- le calcul d'équilibre est fait à la rupture ;
- les équations résolvantes sont les équations de la statique ;
- le coefficient de sécurité F est spatialement bien déterminé (on peut considérer par exemple F constant partout).

- **Méthodes des tranches**

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales permis le développement d'un très grand nombre de méthodes.

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

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

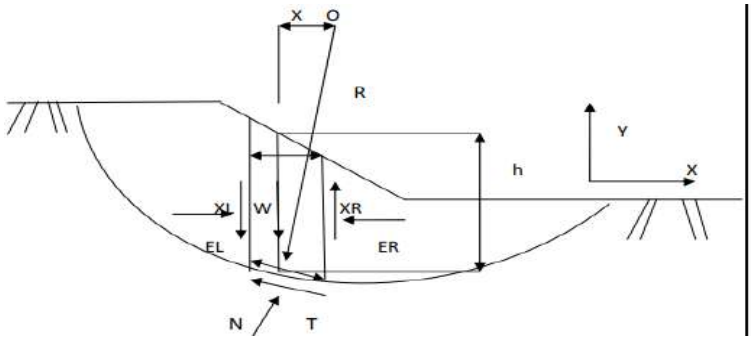


Figure II.1 : Les inconnues d'une méthode des tranches (Masekanya.J.P, 2008).

- **Méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche**

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

2.2.4. Méthodes des tranches

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les suivantes :

2.2.4.1. Méthode de Fellenius (1927)

Cette méthode a été proposée par Fellenius (1927), dans le cas d'un sol purement cohérent

elle est basée sur les Hypothèses suivante :

- a méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;
- elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticales et horizontales).

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment, avec un bras de levier égal au rayon R, le coefficient de sécurité est donnée par la formule suivante:

$$F = \frac{\sum c'L + (W\cos\alpha - uL)\tan\varphi'}{\sum W\sin\alpha}$$

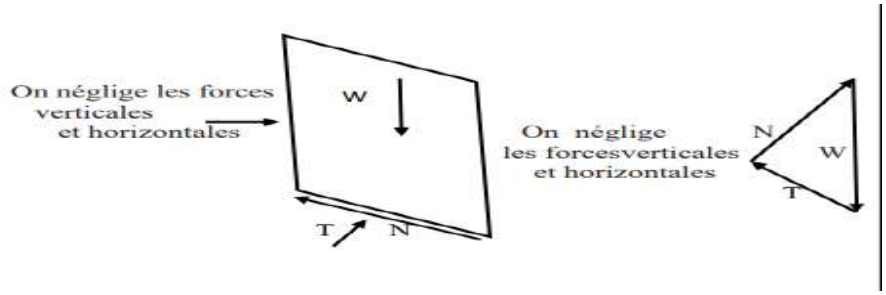


Figure II .2 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius (Masekanya.J.P, 2008).

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

2.2.4.2. Méthode simplifiée de Bishop (1955)

Hypothèses:

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

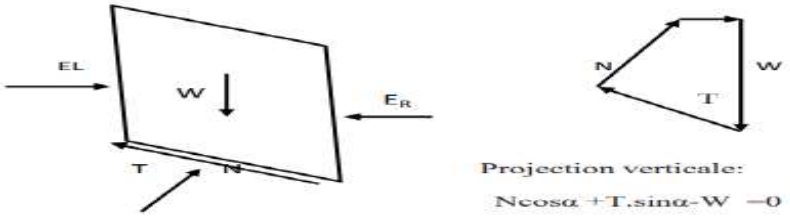


Figure II.3 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée (Masekanya.J.P, 2008).

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

d'après l'hypothèse faite sur les forces entre lestranches(XR − XL = 0), nous aurons:

$$F = \frac{\sum[c'L\cos\alpha + (W - uL\cos\alpha)\tan\varphi']ma}{\sum W\sin\alpha}$$

$$ma = \frac{\cos\alpha(1 + \tan\alpha\tan\varphi')}{F}$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité Fm (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

2.2.4.3. Méthode Suédoise modifier (U.S. Army Corps Of Engineers)

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.

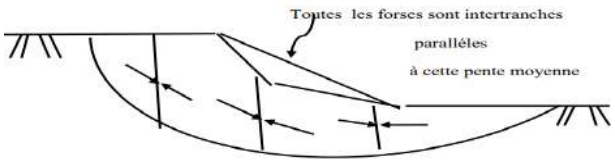


Figure II .4 : Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée (Masekanya.J.P, 2008).

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.

2.2.4.4. Méthode de Janbu simplifiée

Hypothèses :

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

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, il obtient la formule du coefficient de sécurité suivante :

$$Ff = \frac{Ff = \sum[c'L + (N - uL)\tan\varphi']/\cos\alpha}{\sum W \sin\alpha}$$

Ce coefficient de sécurité Ff est corrigé par un facteur $f0$ dépendant de l'allure de la courbe derupture et des propriétés du sol :

$$Ff' = f0.Ff$$

2.2.4.5. Méthode de Morgenstern et Price (1965)

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.
- elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

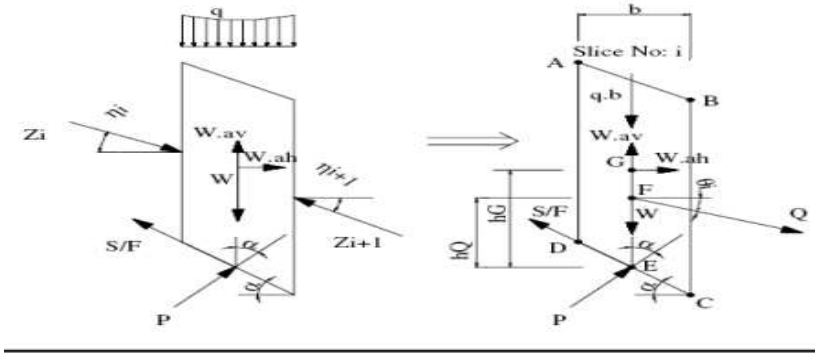


Figure II.5 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price (Masekanya.J.P, 2008).

2.2.4.6. Méthode de Spencer (1967)

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (f(x)=1), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches,Spencer a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire.

Tableau II.3. Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes des tranches

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus Recherchés
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. • Respecter l'équilibrée moment	∑ moments par rapport au centre du cercle de glissement.	• Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifiée	•La surface de rupture est circulaire; Négliger les forces verticales entre les tranches •Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	∑ moments par rapport au centre du cercle de glissement. ∑des forces dans le sens vertical.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
JANBU 195	•La surface de rupture est arbitraire Forces entre les tranches sont horizontal Respecter	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑ des	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la

	l'équilibre des forces horizontales et verticales Négliger l'équilibre de moment	forces dans le sens horizontal.	surface de rupture.
Spencer	• La surface de rupture est circulaire; •Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-àdire, toutes ont la même inclinaison) . • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑des forces dans le sens horizontal..	• Le coefficient de sécurité. •La force normale (N) à la base. •L'inclinaison de la force sinter tranches (θ). •Résultante des forces interbranches (Z). •Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	•La surface de rupture est circulaire; Négliger les forces verticales entre les tranches •Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base . • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée)..

Sarma	• Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche. •La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑des forces dans le sens vertical. ∑des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sismicité (k). • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

2. Méthodes globales

Les méthodes globales permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses utilisées sont les suivantes :

- La masse en mouvement est observée dans son domaine, elle est délimitée par la courbe de rupture ;
- une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture ;
- La résolution se fait avec les trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

Il existe plusieurs méthodes des (Méthodes globales), parmi les plus utilisées, les suivantes :

- **Méthode de BeII (1969)**

Bell propose de prendre une fonction de répartitionde la contrainte normale Ie long de la courbe de rupture définie par deux paramètres λ etμ :

$$\boldsymbol{\sigma_n}: \boldsymbol{\lambda\gamma h + u \sin\left(rc\left({}^{x - x_0}/_{x1\ -\ xo}\right)\right)}$$

Où :X, X1et Xo sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture. Cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants.

- **Méthode des perturbations**

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al. (1,974) et développée par Faure (1985). Le massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous son propre poids et la réaction du sol sous-jacent. La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres. La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre. Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème, qui sont le coefficient de sécurité et les deux paramètres les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée (λ etμ) .par ailleurs, cett méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions, ou pour Ie développement de méthodes en déplacements.

2.3. Méthodes de stabilisation des glissements de terrain

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortatif, la plus efficace et la moins couteuse.

Dans ce partie nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système de parade ayant pour objectif la stabilisation de volume instable par :

- Elimination de la masse instable (ex: purge) ; - Diminution des efforts moteur (drainage) ;

- Augmentation des efforts résistants (ex : confortement).

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres technique du site et maitrise de la mise en œuvre) ; ainsi que des Contraintes économiques, socio politique, environnementales et esthétique. (7)

2.3.1. Système de parade

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont

possibles : Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;

Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par les mouvements : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée au petit glissement), soit en adaptant le mode construction de sorte que les fondations soient dissociés du sol en mouvement.

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter le talus avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de parades, basée sur leur définition et leurs types d'approches : Douce et dure. (7)

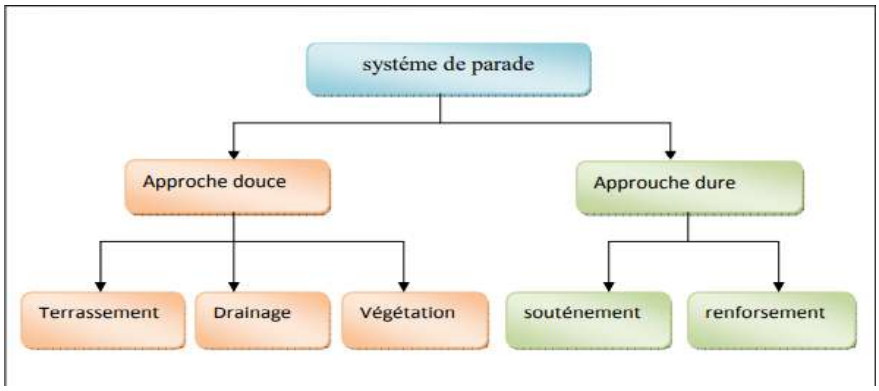


Figure II .6 : systéme de parade (Bedr.S.M, 2008).

2.3.1.1. Approche douce

Une approche douce de définit par l'utilisation de méthode naturelles, esthétique, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont les suivantes :

- **Terrassement**

Les conditions des stabilités étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste une moyenne d'action naturelle. On peut distinguer trois groupes de méthode de stabilisation par terrassement :

- Les action sur l'équilibre Des masses (allégement en téte,remblai en pied) ;
- Les action sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) ;
- Les substitutions partielles ou totales de la mase instable.

- **Boisemet et végétation**

La végétation (au sens large), l'utilisation d'barbares ou de plantation pour maintenir la stabilité du talus, cette protection est utilisée pour les talus en sol meuble ou rocheux.la

végétalisation peut aussi être utilisée comme protection de la surface des talus , contre l'érosion et l'infiltration des eaux pluviales.

- **Drainage**

Différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales

- éviter l'alimentation en eau du site ;

- expulser l'eau présente dans le massif instable.

On distingue:

• Le drainage superficiel (fossés, descentes d'eau…) qui a pour effet recueillir les eaux de ruissellement et d'empêcher l'érosion superficielle et l'infiltration de ces eaux.

• Le drainage profond qui a pour but de rabattre la nappe, donc de l'éloigner de la surface du talus et orienter les lignes de courant d'une façon plus favorable.

Les différents systèmes de drainage des versants glissants sont:

- **Les tranchées drainantes**

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

- **Les éperons drainants**

Sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité. Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop élevée.

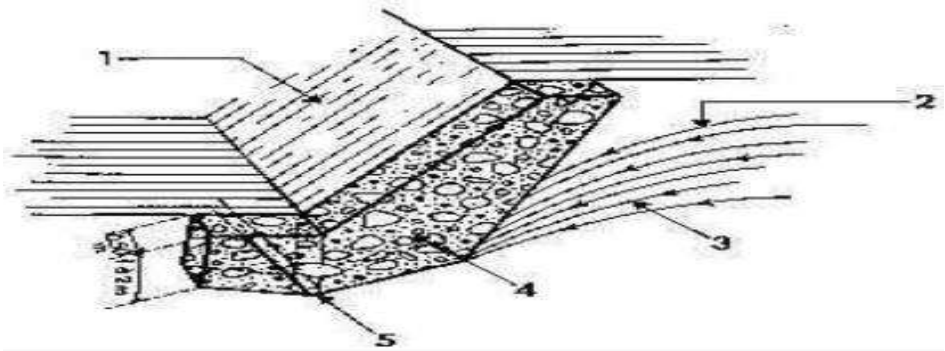


Figure II .7 : Eperons drainants (Bedr.S.M,2008).

(1) talus**,(2)**surface piézométrique de nappe rabattue, **(3)**filets liquide, **(4)**squelette rocheux ou tout-venant,**(5)**drain longitudinal de pied perforé dans sa moitié supérieur.

- **Les drains subhorizontaux**

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels La meilleur 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).

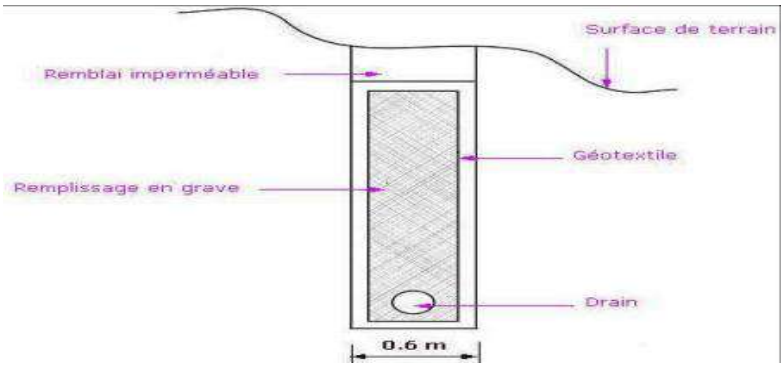


Figure II.8 : Les drains subhorizontaux (Bedr.S.M, 2008).

2.3.1.2. Approche dure

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

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

Ces éléments sont caractérisés par un ou plusieurs des paramètres suivants :

- Résistance à la traction ;
- Résistance à la flexion ;
- Résistance à la cisaille.

Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont les suivantes :

- **Mur de soutènement**

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (mur poids en béton ou en maçonnerie et les murs en terre armée);
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (le mur cantilever en béton armé et les murs en parois moulées);
- la poussée est reprise par des ancrages.

La figure ci-après donne la classification de ces ouvrages d'après le mode de reprise de la poussée.

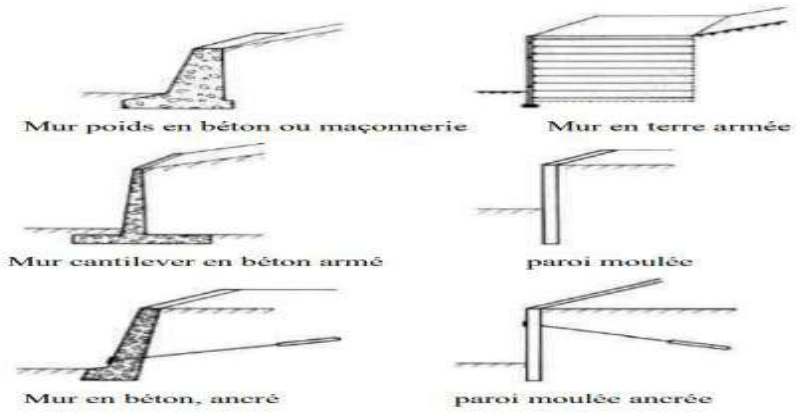


Figure II .9 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode De reprise de la Poussée.

- **soutènement Par rideau de palplanches**

Les rideaux de palplanches sont des pièces longues à section mince qui, juxtaposées, constituent des parois planes ou cylindriques, appelées rideaux.

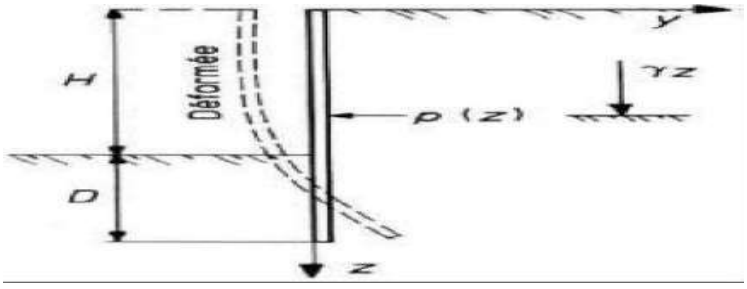


Figure II.10 : La déformée d'un rideau de palplanches soumis à une pression p (z(Bedr.S.M,2008).

- **Renforcement par Clouage**

La technique d'inclusion (Clous ou Armatures) qui est une technique de renforcement des sols, s'appelle Clouage.

Cette technique consiste a ancrer des armatures dans la Zone Rigide . Ces armatures reprennent les efforts moteurs dus au poids de la zone active.

Pour cela, les clous traverseront la surface séparant les deux zones appelée aussi Surface de Rupture Potentielle.

La technique du clouage peut être utilisée dans plusieurs cas :

- stabilisation de bloc ou de masse rocheuse ; - traitement de glissement de terrain ;
- stabilisation de mur de soutènement ;.
- reprise d'efforts horizontaux s'appliquant sur une structure ;
- fixation de dispositifs.

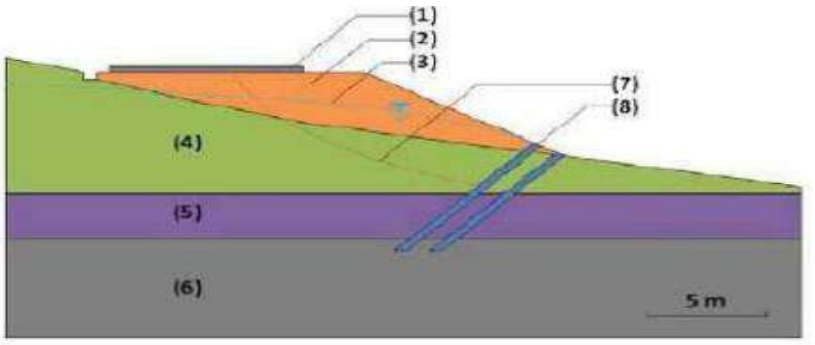


Figure II.11 : Clouage d'un talus (Bedr.S.M,2008).

- **Renforcement des talus par tirants d'ancrage**

Le principe des tirants d'ancrage, consiste à réduire les forces actives du glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, grâce a des forces de traction appliquées en surface. Ces efforts peuvent être répartis sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ;sous forme de parois moulées, ou exécutées par la méthode berlinoise. Les tirants d'ancrages s'appliquent, aussi bien, pour la stabilisation des talus en sols meubles qu'aux talus rocheux.

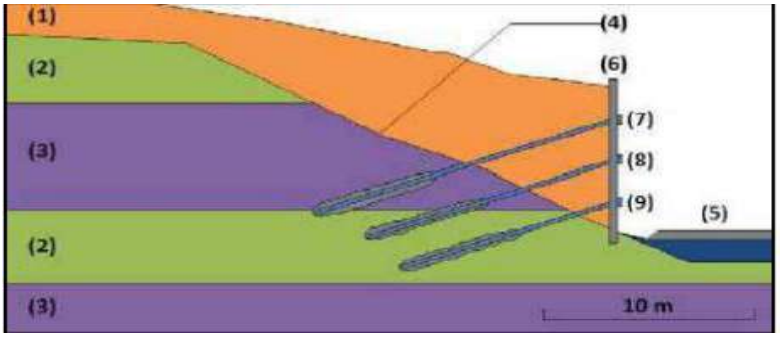


Figure II.12 : Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage.

- **Renforcement par géotextiles**

Les géotextiles sont des matières ou produits textiles se présentant généralement sous forme de nappes de fibres synthétiques perméables, souples, résistantes et filtrantes, que l'on emploi dans les renforcements, les travaux routiers, ferroviaires, hydrauliques, la lutte contre l'érosion, la protection de l'environnement Ils sont produits par l'industrie textile et utilisés dans les différents secteurs de la géotechnique, on les à donc appelés géotextiles, leur rôle est de protéger les bons matériaux, de renforcer le sol et de faciliter le drainage.

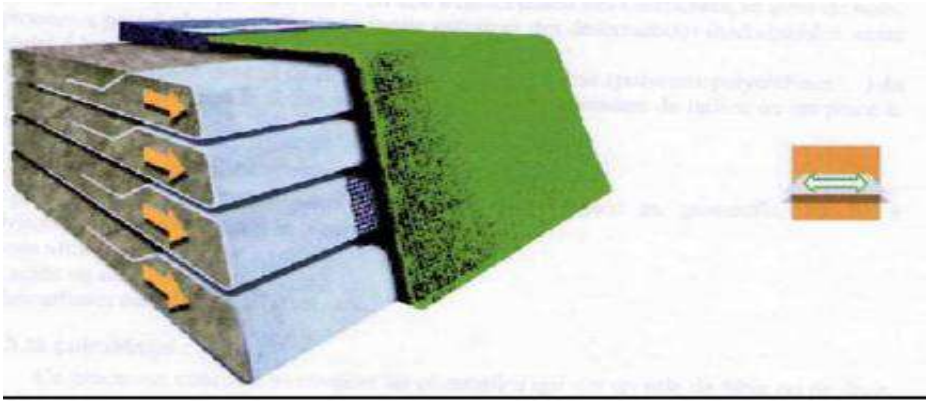


Figure II.13 : Coupe montrant la fonction de renforcement de géotextiles (Bedr.S.M, 2008).

2.3.2. Choix d'un système de parade

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres technique du site et maitrise de la mise en œuvre) ; ainsi que des Contraintes économiques, socio politique, environnementales et esthétique.

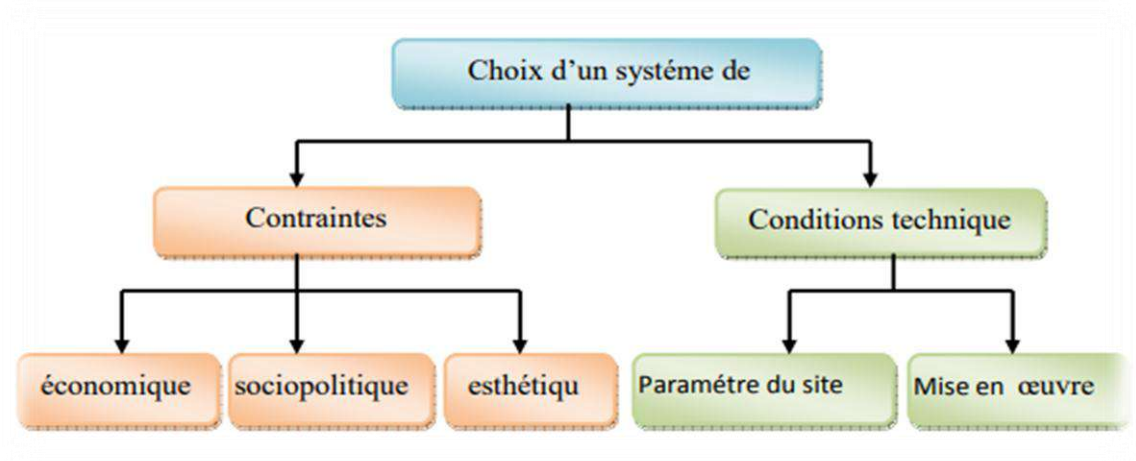


Figure II.14 : Condition et contraintes choix d'un système de parade (Bedr.S.M, 2008).

2.3.2.1. Contraintes économiques

Les conclusions d'ordre technique doivent être mises selon un compromis qui devra tenir compte des considérations économiques (rapport efficacité/coût) telles que : le coût de la maintenance, les conditions locales relatives aux matériaux disponibles, des conditions météorologiques prévisibles pendant l'exécution des travaux, et du degré de stabilisation recherché.

2.3.2.2. Techniques

La stabilisation des glissements très étendus ne peut pas être assurée par une seule structure ponctuelle (mur, pieux, etc.). Les glissements très actifs s'accommodent mal avec les techniques qui utilisent des éléments fragiles (drains, tirants, etc.). Dans le cas des coulées, les structures telles que les pieux ou tirants d'ancrages, ne peuvent empêcher la masse en mouvement de s'écouler. Il faut noter aussi que la compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix des techniques de stabilisation.

En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations (ouvrages de soutènement souples). Proposer un système de parade suppose que l'on maitrise parfaitement non seulement ces limites d'utilisation, mais aussi sa mise en oeuvre. Pour cela, de plus en plus d'entreprise ses spécialisent pour maitriser une technique de stabilisation précise et ainsi obtenir une meilleure qualification.

2.3.2.3. Contraintes sociopolitiques

L'urgence des travaux, la rapidité d'exécution, les risques de rupture des ouvrages voisins, les problèmes d'emprises et les questionnements de la population doivent être pris en compte pour la bonne gestion du projet de stabilisation des talus

Les techniciens doivent gérer des situations et conversations d'une manière plus diplomatique que technique. Il faut par exemple s'attendre, et cela arrive dans de nombreux cas, à ce que des décideurs s'opposent aux solutions présentées, en essayant d'en proposer une autre qui, selon eux, était efficace dans d'autres cas et circonstances

2.3.2.4. Environnement et esthétique

L'approche douce est nettement plus appropriée vis- à- vis de l'environnement ; en effet l'utilisation des produits chimiques dans le cas des durcissements peut être nuisible sur l'écologie. L'esthétique doit aussi être prise en considération.

2.4. Technique de surveillance

L'objectif principal du système de surveillance est de fournir des informations sur l'évolution du phénomène de façon à pouvoir prendre les mesures nécessaires : on redoute soit l'accélération plus ou moins brutale du phénomène (la rupture), pouvant mettre en danger des vues humaines, soit le dépassement du seuil de déformation admissible sur un ouvrage. Les disposions incluses dans une surveillance comprennent donc essentiellement un contrôle (visuel ou par des instruments de mesure) de l'évolution, auquel succèdent un dépouillement et une interprétation qui amènent éventuellement à prendre des dispositions de sécurité(4)

La mise en place d'un système de surveillance suppose de définir:

- les paramètres mesurés :

• Cinématiques : en surface (topométrie, extensomètre) ou en profondeur (inclinomètre),

• Piézométriques (en particulier, pression interstitielle au niveau de la surface de rupture) et hydrauliques,

• Météorologiques (pluviométrie, nivomètre) ;

- La position et le nombre des points de mesure ; dans les sites à risque grave, un redondance des systèmes de mesure s'impose;

- La fréquence d'acquisition : mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou plus fréquente ;

-Le mode de transmission et de dépouillement des informations ;

- Leur exploitation, notamment en ce qui concerne les alertés (définition des seuils, des mesures à prendre).

Un système de surveillance peut être automatisé à un degré plus ou moins poussé; dans certains cas, des systèmes entièrement automatiques (depuis l'acquisition des mesures, réalisée toutes les dix secondes, jusqu'au déclenchement d'un feu rouge) sont recommandés, mais il ne faut pas négliger l'intérêt de l'avis de l'expert, après visite éventuelle du site, pour évaluer une situation critique.

2.5. Conclusion

Un des problèmes les plus fondamentaux des méthodes de calcul à la rupture de la stabilité des talus est la définition de la forme de la ligne de rupture. Le cercle est la forme géométrique la plus utilisée en raison de la grande commodité de calcul qu'il procure. Pour éviter la rupture des talus, des recherches ont été faites pour arriver à comprendre ce phénomène de rupture et d'établir sa stabilité en faisant introduire un coefficient de sécurité calculé par diverses méthodes. Les valeurs du coefficient de sécurité obtenu sont dans l'ensemble très cohérentes. Dans notre cas, la méthode choisie pour le calcul du coefficient de sécurité est celle de Bishop simplifiée.

Cette méthode présente comme toute méthode des imperfections théoriques. Cependant elle donne des résultats satisfaisants en regard des incertitudes très importantes sur les paramètres fondamentaux du calcul (cohésion et angle de frottement) et pression interstitielle. En outre, elle offre l'avantage appréciable d'être facile à mettre en œuvre.

3. Présentation de site et étude géotechnique

3.2. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons le projet sujet de notre étude : il s'agit du glissement de terrain dans la ALLALMA PK5+100, qui se trouve dans la commune de DOUAIR, au Nord de la CENTR VILLE. (Wilaya de Médéa). Après l'exposé de la localisation du glissement, une première présentation a concerné le contexte géologique global de la région, son climat, ses caractéristiques sismiques et la morphologie du site. Par la suite, une description détaillée des conditions et conséquences observées de la visite du site est établie. La synthèse et l'exploitation des informations disponibles synthétisées permettent d'établir un premier diagnostic de la situation et de dégager les causes les plus probables à l'origine de ce glissement.

3.3. Géomorphologie- Géologie-Hydrologie

3.3.1. Localisation et topographie

Le tronçon objet d'étude est la CC ALLALMA, qui se trouve dans la commune de DOUAIR, au Nord de la CENTR VILLE. Ce tronçon prend au PK5+100 . Dans son ensemble, cette section est en profil mixte avec des sinuosités et dénivelées moyennes qui nous permettent une vitesse de référence de 50 km/h.

La route est bidirectionnelle d'une chaussée en moyenne de 5.00 m de largeur avec des accotements de 1.00 à 2.00 de part et d'autre.

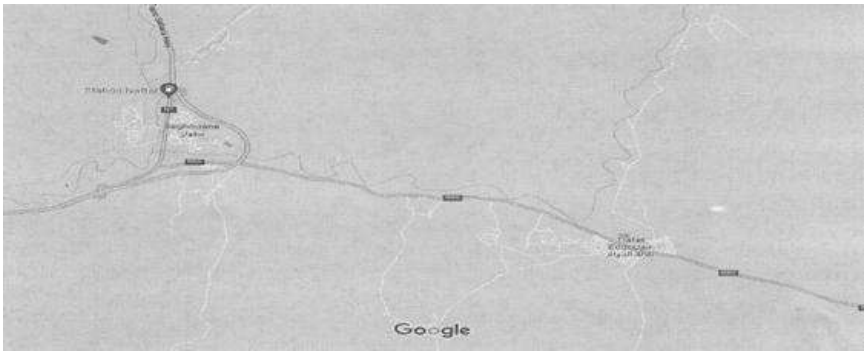


Figure III 1 : Extrait de la carte topographique montrant le tracé de la route CC ALLALMA

3.3.2. Géologie et géomorphologie du site

Sur le plan géologique, la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont généralement développées dans la partie nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud.

Localement la zone d'étude se situe dans la chaîne de l'Atlas tellien de DOUAIR, caractérisée par la prédominance d'affleurement du Crétacé inférieur marin, argileuse

Les terrains quaternaires sont assez réduits, cratérisés par quelques placages d'éboulis sur les pentes, ainsi que par les éboulements des berges d'oued coté chaussée ……).

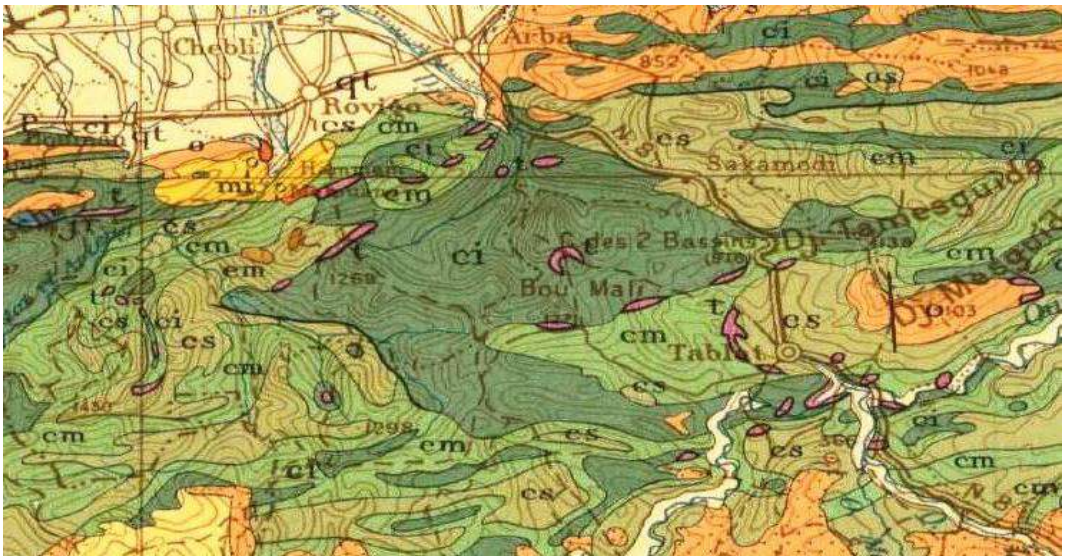


Figure III 2 : Carte géologique de la région (Extrait de la carte géologique de l'Algérie, 2ème édition)

3.3.3. Climat de la région

La commune de ALLALMA, qui abrite le site étudié, dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. ALLALMA reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, Janvier et févrie.

3.3.4. Sismicité

Nous remarquons que la région d'ALLALMA, comprenant le site étudié, se trouve dans la "Zone II a de sismicité moyenne".

3.4. Observation des désordres et état des lieux

Les désordres qui affectent une superficie visible de 100m², se traduisent par des fissures longitudinales et quelques fissures transversales au cœur de la chaussée et des affaissements de l'accotement coté remblai.

Ces désordres du talus de remblai et du versant ont, toutefois, évolué pendant la période pluvieuse et entraîné la déformation partielle de la chaussée.

L'examen de la morphologie du terrain du glissement; ce dernier étant ancré dans les schistes altérés, ce qui constitue une force motrice pouvant expliquer les désordres.

Le cc traverse un site vallonné, coupé par plusieurs talwegs avec un écoulement d'oued en parallèles de chaussé dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le remblai.



Figure III.3: Ecoulements des eaux sur la chaussée 1

Ecoulements des eaux sur la chaussée provenant des 02 ouvrages obstruées diamètre 1000.

- Les multiples visites effectuées au site ont permis de faire les constatations suivantes :
- Fissures et affaissements de l'accotement de la chaussée.



Figure III.4: Ecoulements des eaux sur la chaussée 2

Le contact des eaux d'oued au pied de talus surtout pendant la période des crues provocant des éboulements des terres importantes

- Fossé en terre réalisé laissant les eaux s'infiltrer sous la chaussée.
- Existence de plusieurs talwegs coté déblai où des eaux se déversent sur la chaussée.



Figure III.5 : Le contact des eaux d'oued au pied de talus

Remblai constitué de blocs et TVO laissant infiltrer les eaux provenant de l'amont sous la chaussée donc érosion interne.

3.5. Reconnaissance du site

A ce stade de l'étude il s'agit d'utiliser au mieux les différentes disciplines qui peuvent permettre d'avoir une bonne connaissance des conditions ayant provoqué le glissement: géophysique, géologie, hydrogéologie et géotechnique.

3.5.1. Reconnaissance géotechnique

3.5.1.1. Essai in-situ

- **Sondages**

Le sondage carotté (Figure I.16) permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser.



Figure III.6.la sondeuse au cours de l'essai (Georoute.G.C.E)

- **Pénétromètre dynamique lourd (pdl)**

L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement es proportionnel au nombre de coups . On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé (plus de 100 coups).

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage Rp déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$q = {M}/{(M + M')}\ {MgH}/{A} \quad (1)$$

A : section droite de la pointe ;

e : pénétration moyenne par coup ;

g : accélération de la pesanteur ;

H : hauteur de chute ;

M : masse du mouton ;

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

3.5.1.2. Essais en laboratoire

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en deux (02) grandes catégories :

- les essais d'identification et classification de sol ;
- les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols.

1. les essais d'identification et classification de sol

a) Teneur en eau naturelle (W)

Rapport de la masse d'eau évaporée lors de l'étuvage MW sur la masse des particules solides Ms, exprimé en pourcentage.

$$\boldsymbol{W}(\%) = {}^{\boldsymbol{M_W}}/_{\boldsymbol{M_s}} \textbf{(2)}$$

b) Poids volumique

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité. On le not γ = P/V et on, l'exprime généralement en kN / m3



Figure III.7. Appareillages Pour mesure Teneur en eau naturelle et le Poids volumique.

c) Le degré de saturation Sr est le rapport du volume d'eau à celui des vides :

$$\boldsymbol{Sr} = {}^{\boldsymbol{V_w}}/_{\boldsymbol{V_v}} \qquad \textbf{(3)}$$

Sr =0 correspond à un sol sec ;

Sr = 100% correspond à un sol saturer Sr et en pratique exprimée en pourcentage.

d) Limites d'Atterber

Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre:

Le passage d'un sol de l'état liquide a l'état plastique (limite de liquidité : WL).

Le passage d'un sol de l'état plastique a l'état solide (limite de plasticité : WP).

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec.



Figure III. 8. Essai de limites d'Atterberg (Georoute.G.C.E).

e) Analyse granulométrique

L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions.

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon.

- Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre inférieur à 80µm ;
- Par sédimentométrie pour les grains plus fins.



Figure III.9. Appareillages d'Analyse granulométrique par tamisage.

2. Les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols

a) Essais de compressibilité

Un les essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'odomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.

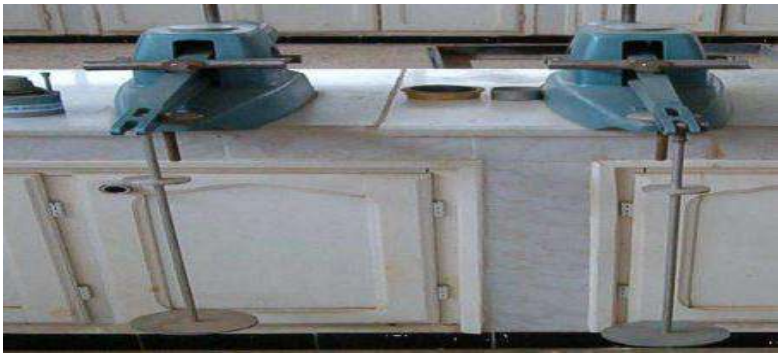


Figure III.10. L'odomètre pour essai de compressibilité(Georoute.G.C.E).

b) Essais de résistance au cisaillement

Ces essais permettent de déterminer la résistance au cisaillement des sols caractérisée par la cohésion (C) et l'angle de frottement (φ). Parmi les essais nous distinguons :

1. Essai de cisaillement à la boîte

L'essai de cisaillement direct permet à la détermination des paramètres de résistance du sol: L'angle de frottement interne (φ) et la cohésion(C).

La boîte de Casa-grande est constituée de deux demi-coquilles sur lesquelles on exerce perpendiculairement au plan de jonction des deux demi-coquilles, une pression. L'échantillon, comprimé subit une compaction, c'est à dire qu'il perd une certaine proportion d'eau. L'une des deux coquilles étant fixe, on exerce alors une pression latérale, tendant à faire glisser l'autre parallèlement à leur séparation. En augmentant progressivement cette contrainte, on constate que la résistance de l'échantillon croît, passe par un maximum, puis décroît jusqu'au moment où se produit la rupture. L'usage de cet essai est notamment approprié pour l'étude des glissements de terrain.

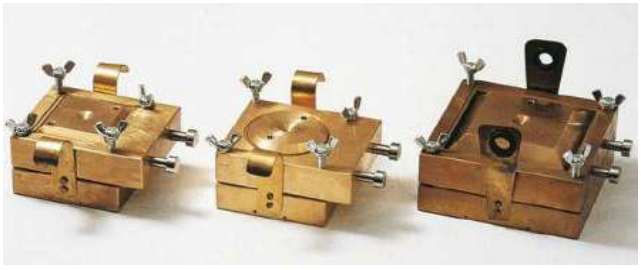


Figure III.11. Cisaillement à la boîte.

3.6. Résultats de la reconnaissance géotechnique

3.6.1. Reconnaissance in situ

- **Lithologie**

Deux sondages carottés, allant jusqu'à 20 m de profondeur, ont été réalisés de part et d'autre de la route.

Ils ont révélé l'existence d'une couche en TVC de 30 cm

Entre 0.30 cm et 5 m, on retrouve les argiles faiblement sableuses grisatre ou rogeatres comportant quelques éléments graveleux constituées d'éléments siliceux ferrugineux

Même caractéristiques que ci-dessus (entre 5.00 et 20.00 m)

- **Résultats des essais pénétrométriques**

Les essais au pénétromètre dynamique ont été réalisés dans le but de reconnaître l'état des sols en place, par l'enregistrement des résistances de pointe et d'établir une corrélation avec la lithologie du terrain.

Les résultats sont présentés sous forme de pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance du sol en fonction de la profondeur.

Les courbes obtenues montrent une variation de la résistance du sol, traduites par des pénétrogrammes en dents de scie d'une profondeur allant de 3 à 5 m.

Les valeurs enregistrées montrent deux niveaux de résistance pour tous les pénétromètres réalisés avec des refus enregistrés de 3 à 5.4 m de profondeur. Des chutes de résistance située entre 0 et 2 m de profondeur avec une valeur moyenne de 30 bars.

Excepté pour les pénétromètres n°3,4 et 6 ou on l'on constate une résistance élevée entre 0 et 1m de profondeur avec une résistance de l'ordre de 150 bars.

3.6.2. *Tableau III.1* Résultats des essais penetrometriques

N° pénétromètre	Nature	Variation Rp moy (bars)	Profondeur (m)	Refus (m)
1	3.6.2.1.1. ARGILE ALTEREE	30	0 – 2.0	3
	3.6.2.1.2. ARGILE COMPACTE	100	2.0 – 3.0	
2	3.6.2.1.3. ARGILE ALTEREE	40	0 - 1.8	5.4
	3.6.2.1.4. ARGILE ALTEREE	60	1.8 – 5.4	
3	3.6.2.1.5. REMBLAI COMPACT	140	0 – 0.8	0.8
4	3.6.2.1.6. REMBLAI COMPACT	250	0 – 1.0	1.0

Essais de laboratoire

Les échantillons intacts récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais suivants:

- **Essais d'identification**
  - Mesure de teneurs en eau naturelle
  - Mesure de densités
  - Analyses granulométriques
  - Analyses sédiment métriques
  - Limites d'Atterberg
- **Essais mécaniques**
  - Essais de cisaillement rapide à la boite de Casa grande.

Interprétation des résultats

Les analyses granulométriques réalisées sur ces matériaux présentent des passants à 80 µm compris entre 23 et 40%.

Les limites d'Atterberg se traduisent par des teneurs en eau de limite de liquidité allant de 23 à 30% et des indices de plasticité allant de 12 et 19%.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des argiles sableuse peu graveleuse peu plastique.

La densité sèche est de 1.90t/m^3 et la teneur en eau naturelle est de 14%. Ces

matériaux sont mouillés (Sr de 90%) avec une compacité élevées.

Les essais de cisaillement (saturés) rapides réalisés à la boite de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants:

Tableau III.2 Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols

Sondage	**Nature**	**Cohésion C (bar)**	**Angle de frottement φ (°)**
SC-2 (9,5-10,0)	**Marne**	**0,79**	**17,9**
SC-2 (14,0-14,50)	**Marne**	**0,84**	**18,6**

Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols retenues pour le calcul se feront après calage de ces valeurs correspondant au glissement observé (F<1) et qui sont :

Marne altérée (saturée)

γ_h =1.8 t/m^3

Cu = 0.05 bars

φu = 15°

Marne saine

γ_h =2.1 t/m^3

Cu = 2bar

φu = 22°

Butée en TVO ou grave 4/60

γ_h =2.1 t/m^3

Cu = 0.05 bars

φu = 35°

3.7. Conclusion

Les pénétromètres dynamiques révèlent un sol altéré d'une épaisseur allant de 0 à 5.4 m avec une résistance de pointe de 30 bars en moyenne, pour atteindre des valeurs élevées de l'ordre de 150 bars entre 5.4 et 6 m de profondeur.

L'étude du glissement et l'interprétation des ruptures ont été basées sur :

1. Les observations de terrain
2. L'examen de la géologie de la région.
3. L'auscultation visuelle des échantillons.

4. Etudes de stabilité

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons effectuer une analyse quantitative du cas de notre glissement, présenté avec le code de calcul TALREN 4V 2.0.3. A travers cela, nous visons à analyser la stabilité traduite en termes de coefficient de sécurité et de comprendre la cinématique du problème.

4.2. Analyse du glissement par logiciel (TALREN 4V)

4.2.1. Présentation du logiciel TALREN4

TALREN4 est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité des talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes de renforcement.

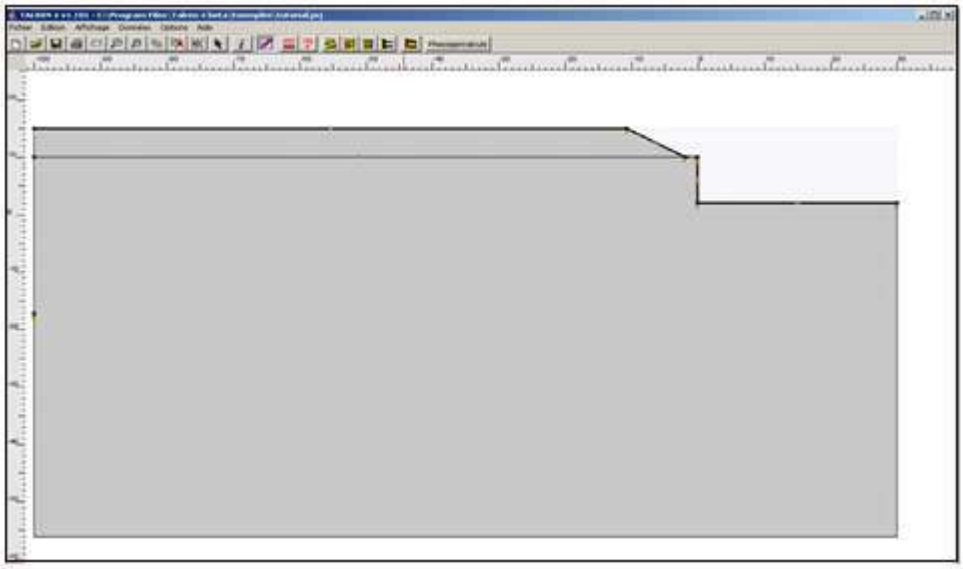


Figure IV.1 Interface du TALREN4

4.3. L'avantage de TALREN4

TALREN4 présente plusieurs avantages :

- Gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier ;
- Tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements ;
- Assistance et bases de données (coefficient de pondération /sécurité partiels, chois de qs).

4.4. Les nouvelles fonctionnalités de calcul

Des nouvelles fonctionnalités ont été rajoutées à TALREN4 pour faciliter l'utilisation et pour améliorer les résultats de calcul (en comparant avec TALREN97) ; parmi ces améliorations on note qu'aucune limite sur le nombre d'élément saisis (point, couche, renforcement, etc.)

4.5. Le calcul en TALREN4

TALREN4 s'appuie sur des méthodes analytiques éprouvées :

• Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou perturbations ;

• Prise en compte des sollicitations hydriques ;

• Prise en compte des sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ;

• Chaque inclusion (renforcement) peut travailler en : traction, compression, cisaillement et flexion ;

• Combinaison de différents critères de rupture pour les inclusions et le sol afin d'évaluer l'effort maximal qui peut être mobilisé dans le renforcement (principe du travail maximal).

4.5.1. Calcul et vérification (cas d'étude)

La vérification de la stabilité au glissement circulaire a été réalisé par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « TALREN4 version 2.0.3 » en utilisant la méthode des tranches de Bishop et Fellenius. Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant le profil passant par l'axe du glissement probable, ainsi que la nature et les propriétés mécaniques et physiques des sols en places. La surface de glissement la plus critique a été obtenue en déterminant la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables.

4.6. Facteur des favorables pour la stabilité du versant

L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que les désordres sont liés aux facteurs suivants :

- Le régime hydraulique du talus qui à été modifié (augmentation des pressions interstitielles au sein du massif) par la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et souterraines.
- Etat des argiles altérées et saturées en surface, par les eaux de source.
- Une évolution géomorphologique active à cause de la forte pente du versant.

En résumé : les causes les plus probables des désordres sont liées aux facteurs naturels les plus prépondérants et sont :

- Topographie vallonnée
- Etat des terrains superficiels altéré (argiles)
- Présence de sources ou infiltration des eaux de pluie saturant l'interface argiles altérées / argiles saines.

4.7. Calcul de stabilité

L'étude de stabilité, objet de ce rapport a été effectuée à l'aide du programme TALREN version 4 dont le calcul est basé sur la méthode des tranches. Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($F_s \leq 1$).

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité (F_s) est calculé par les approches de Bishop et Jambu (perturbation circulaire) et en rupture non circulaire, par la méthode des perturbations non circulaires.

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

4.8. Hypothèses de calcul

- Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande
- pour le calcul et correspondant au passage d'un talweg.

- Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont les données recueillies des essais de laboratoire.
- Le sol a été considéré dans sont état à court terme (en contraintes totales).
- pente ; le profil n°1 à été choisi pour le calcul et correspondant au passage d'un talweg.

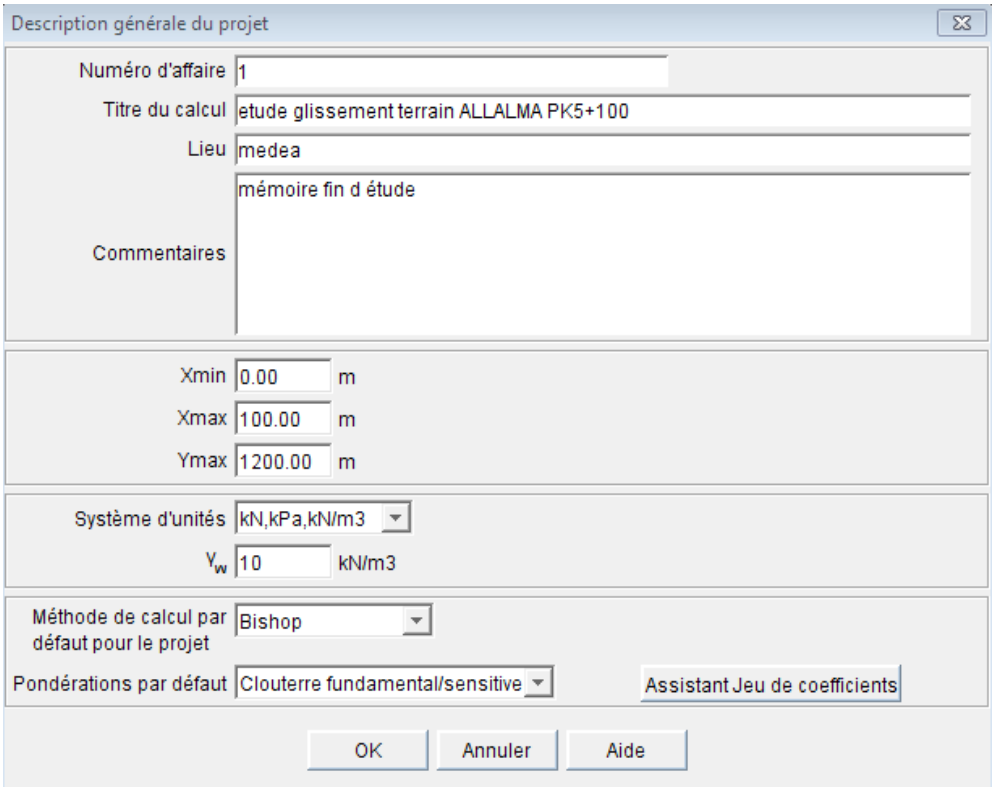


Figure IV.2:Description générale du projet

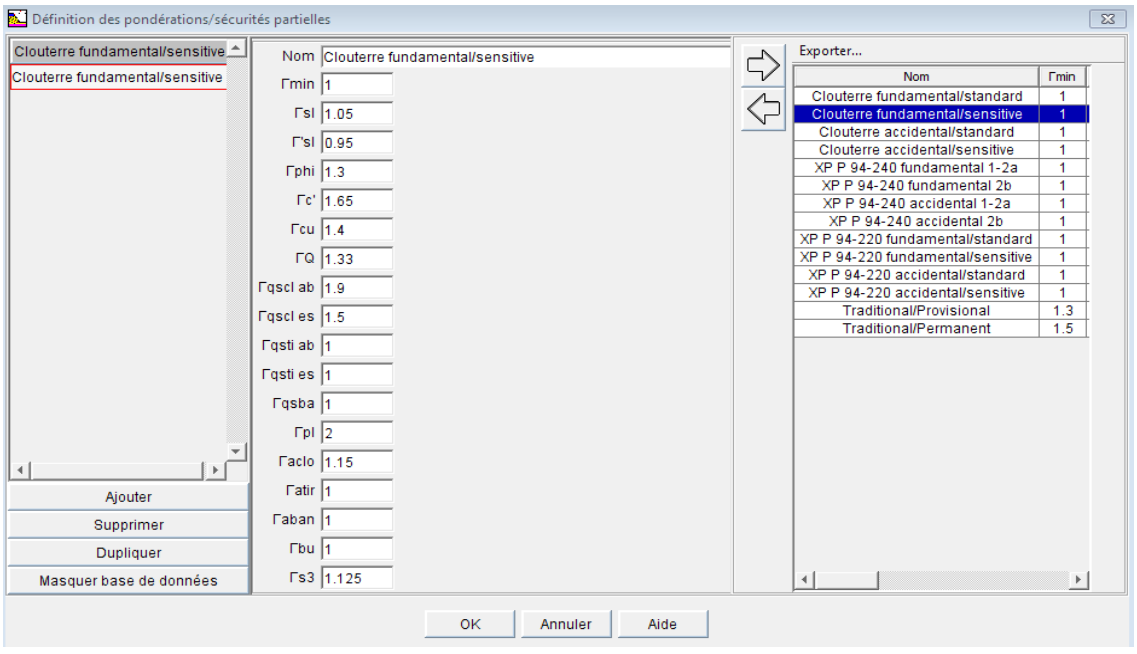


Figure IV.3:Définition des pondérations

4.9. Définition Géotextile

Les géotextiles sont définis comme des produits textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Ce sont en fait des textiles, au sens commun du terme, utilisés au contact du sol.

4.9.1. Rôle de géotextile

- **La séparation**

Le géotextile (figure 1), lorsqu'il assure une fonction de séparation, est placé entre deux sols très dissemblables par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier, et a pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux. Il empêche l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides. Cette fonction est essentiellement exploitée pour les chaussées telles que pistes ou voies à faible trafic pour y limiter l'orniérage comme par exemple en voirie forestière (Méry, 1996), ainsi que pour les couches de forme, voies ferroviaires et sous les remblais sur sols compressibles.

- **La filtration**

Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage d'eau perpendiculairement à son plan, mais pas celui des particules de sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer. Ainsi, la filtration est un compromis entre l'érosion interne du sol par perte de fines particules et le colmatage du filtre qui peut causer une augmentation de pression interstitielle dommageable à l'ouvrage.

Cette fonction est principalement recherchée pour protéger les drains contre le colmatage,

Qu'ils soient de nature granulaire, tubulaire ou géotextile. Des géotextiles ont ainsi été utilisés dès 1970 dans des barrages en terre. Cette fonction peut aussi être recherchée pour la protection des berges contre le batillage dans ce cas le géotextile est placé sous un enrochement.

- **Le drainage**

Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose. On assimile dans ce cas le géotextile à un drain capable de dissiper les

pressions interstitielles, de collecter et de conduire les flui- des vers un exutoire. Cette fonction suppose aussi l'existence d'un filtre, géotextile ou autre, limitant l'entraînement de particules de sol. Comme les géotextiles se présentent sous forme de nappes, la surface de contact avec les sols à drainer est grande et donc leur possibilité de captage d'eau est importante. Cette utilisation peut en particulier concerner le drainage sous fondations, sous remblai (sur sol compressible), dans le corps de barrages en terre, entre un sol et un ouvrage tel que mur vertical ou tunnel ou en association avec une géo membrane

- **Le renforcement**

Le géotextile utilisé en renforcement améliorent la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclue. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Le renforcement peut aussi concerner la reprise de sollicitations sur un autre élément ou sur une interface faible. C'est le cas lorsque l'on recouvre une géo membrane posée sur pente avec une
Couche de sol ; il peut y avoir ruine soit par rupture en traction de la géo membrane, soit par glissement de la couche de sol. Dans ce cas, un géotextile placé entre la géo membrane et le sol permet la reprise des sollicitations. L'utilisation des géotextiles en renforcement a pris de l'importance au milieu des années quatre- vingt pour des ouvrages tels que les murs de renforcement à talus vertical ou quasi-vertical, les remblais de géométrie traditionnelle avec des sols peu résistants, les radiers sous chaussée ou fondations, sur sols compressibles ou karstiques.

4.9.1.1. Profil type de calcul

Un (01) profil type de calcul à été considéré :

- pendant la phase travaux c'est-à-dire situation actuelle (court terme)
- après réalisation du confortement

➢ **Tableau IV.1 Caractéristiques des sols**

N°couche	Densité kn/m3	Cohésion kpa	Angle frottement °	Frottement qskn
Argile altérée	18	15	15	60
Argile saine	19	150	18	120
Marno schiteuse	21	200	22	200

➢ **Tableau IV.2 Bandes géotextiles**

Nom	Y(m)	eh(m)	Lb(m)	Ang° h	L(m)	TR (kn/ml)
Bande1	921	1	0.1	0	6	150

Niveau d'eau a -2m sous la chaussée.

Les différentes simulations ont abouti aux résultats suivants:

- **Talus actuel**

Avec nappe :

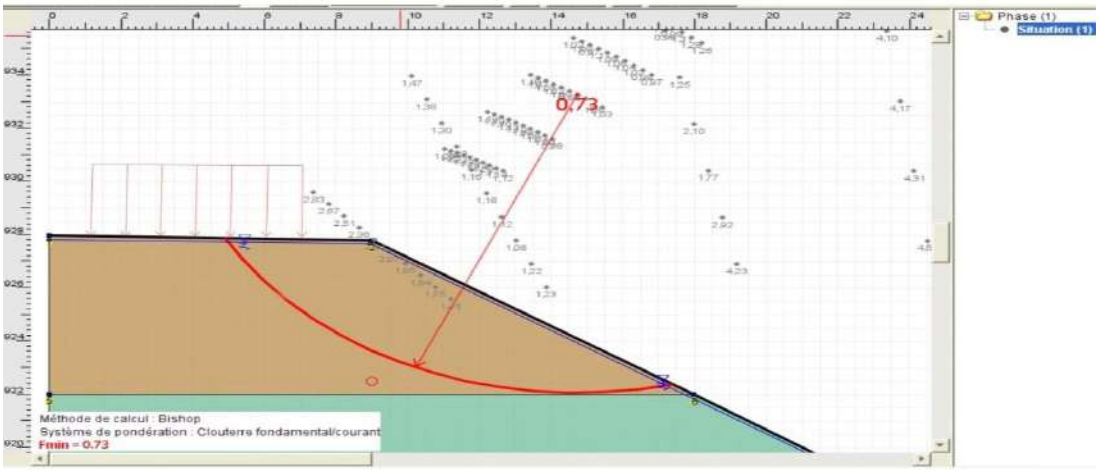


Figure IV.4 : coefficient de sécurité 0.73 Phase initiale (Avec séisme).

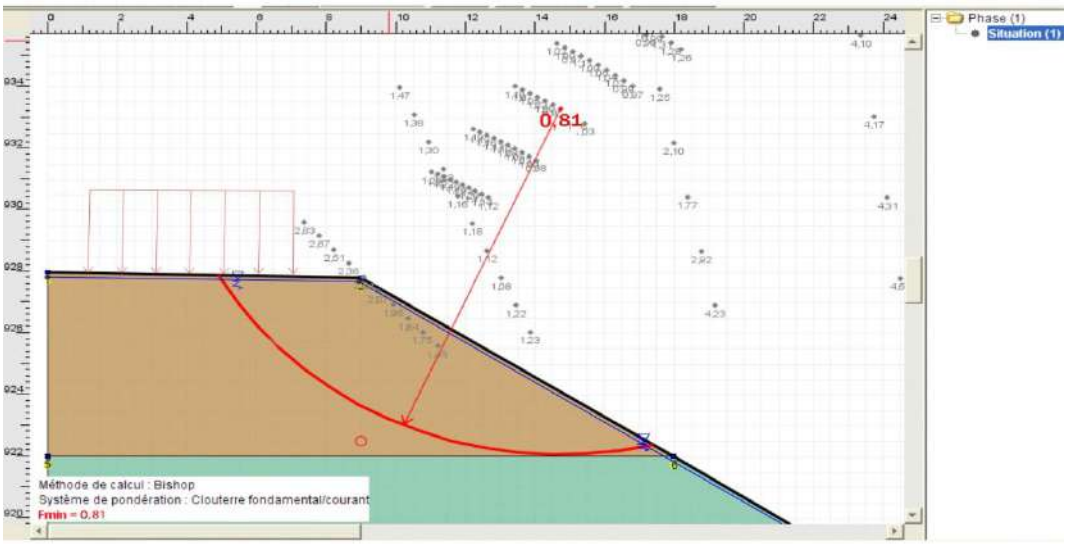


Figure IV.5 : coefficient de sécurité 0.81 Phase initiale (sans séisme).

4.10. Méthodologie de travail

Plusieurs séries de calcul de stabilité ont été effectuées sur ces profils. L'objectif de ces calculs est comme suit :

- Déterminer toutes les probabilités de rupture (Fs≤1) qui peuvent affecter le talus
- D'analyser le mécanisme de rupture observé
- De définir le dispositif confortatif (Fs>1)

En s'appuyant sur l'observation visuelle du glissement (géométrie, hauteur, envergure) et sur les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement), les surfaces de ruptures les plus probables ont été testées (correspondant à un état d'équilibre limite).

Tableau IV.3 Situation1 (sans confortement) (avec nappe)

Couche	φ (°)	C (kpa)	Fs	Fs (avec nappe)	Observation
argile altérée	15	10	0.9	0.73	Instable
argile saine	18	150			
Marne saine	22	200			

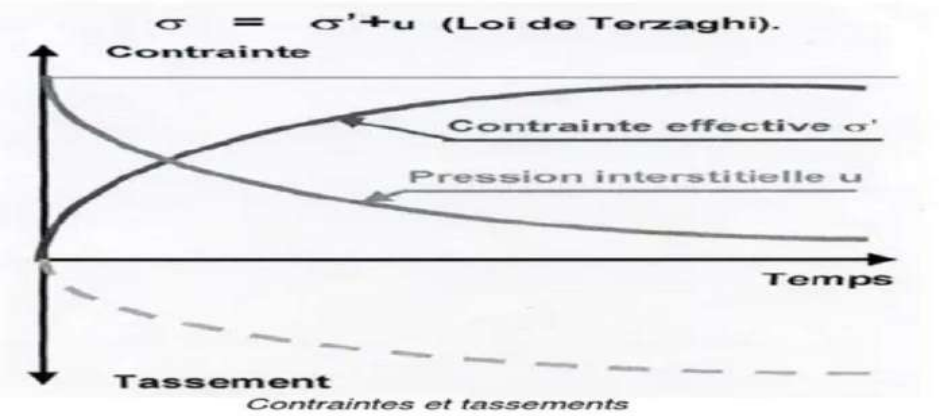
4.10.1. Loi de Terzaghi

4.10.2. Comportement du sol dans le temps-loi de Terzaghi-

Nous savons d'après nos observations qu'au bout d'un certain temps le sol tasse .il est possible de voir par exemple dans certains villes anciennes qu'il faut (descendre) pour retrouver le niveau du sol au moment de la construction des monuments tels que les églises.

Les tassements sont particulièrement dangereux pour la construction s'ils ne sont pas uniformes. Dans ce cas on les appelle des tassements différentiels et ils peuvent introduire des tensions telles dans les structures qu'ils peuvent amener la ruine de la construction.

Ce n'est que récemment qu'il a été possible de calculer ces tassements. C'est le fondateur de la mécanique des sols. Terzaghi, qui a posé la première loi permettant de les calculer.



Contraintes et tassements

L'eau qui règne dans les vides (interstices) du sol crée une pression interstitielle u qui se dissipe dans le temps au profit de la contrainte effective σ'dans le sol qui augmente progressivement à long terme. Mais quel que soit le temps la contrainte totale σ est donnée par :

$\boldsymbol{\sigma = \sigma' + u}$**(Loi de terzaghi).**

4.11. Interprétation des résultats de la reconnaissance

L'expertise du versant a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- Le talus de remblai a été déstabilisé suite aux infiltrations des eaux de ruissellement à travers les argiles altérées. Ces eaux ont provoqué la saturation du pied du versant, provoquant un mouvement de celui-ci sur une profondeur moyenne.
- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F :

- de 0.9, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et Fs de 0.73 en considérant la pression interstitielle et ceci sans aucune mesure de confortement.

En d'autres termes, le versant est dans une situation d'équilibre pouvant être qualifié soit :

- D'instable : Fs ou F < 1
- Stable : F ou Fs> 1

Autrement dit, le talus de remblai est précaire vis-à-vis du glissement sans aucune mesure de confortement.

4.12. Proposition de confortement

Les solutions de confortement proposées ci-dessous permettent d'éviter la destruction totale ou partielle du tronçon affectée par le glissement.

4.12.1. Fosse bétonne bordure t3 + descente d'eau

Le fossé a pour objectif de cumuler les eaux de ruissellement provenant du talus du côté déblai d'une part et de la chaussée d'autre part. Il a une forme trapézoïdale de 50cm à la base, et 50cm de hauteur. Un fossé naturel pour diminuer les eaux se dirigeant vers la chaussée doit être réalisé en tête du déblai.

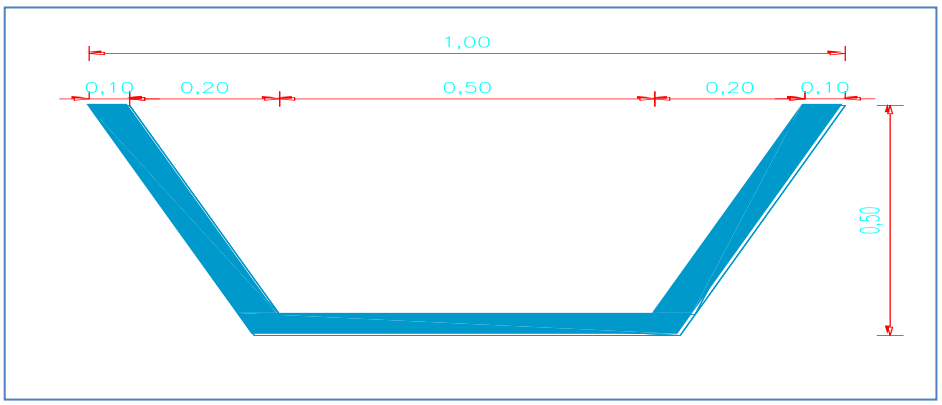


Figure 06 : détails du fossé bétonné légèrement armé.

4.12.2. Mur en gabions renforcé par géotextile

Les murs en gabions constituent une solution de rechange moins encombrante que les murs de soutènement traditionnels.

Cette solution consiste à purger toute la zone glissée et de construire le mur en mettant en œuvre un remblai avec un sol grossier (TVO) propre, compacté par couches successives de 0.3 m. une attention est également apportée à la mise en œuvre des nappes de renforcement pour s'assurer de leur mise en tension soignée.

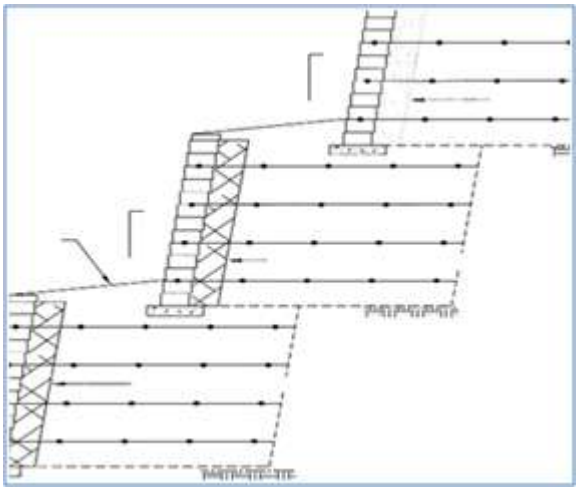


Figure 07 : Mur en gabions étagés

4.13. Analyse de la stabilité globale du système de confortement

L'étude de stabilité, objet de ce rapport a été effectuée à l'aide du programme TALREN version 4 dont le calcul est basé sur la méthode des tranches. Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de rupture probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums.

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité (F_s) est calculé par les approches de Bishop et Janbu (perturbation circulaire) et en rupture non circulaire, par la méthode des perturbations non circulaires.

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

Le calcul de stabilité avec le logiciel de TALREN de ce site, avec prise en compte du séisme ont donné les résultats suivants :

Avec nappe :

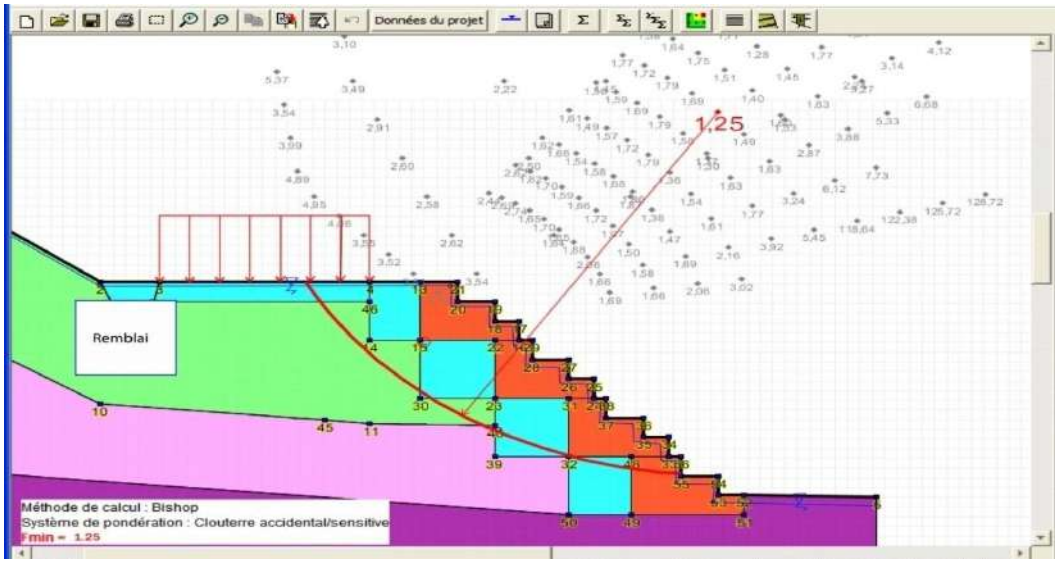


Figure IV.8 : coefficient de sécurité 1.25 Phase de confortement (Avec séisme).

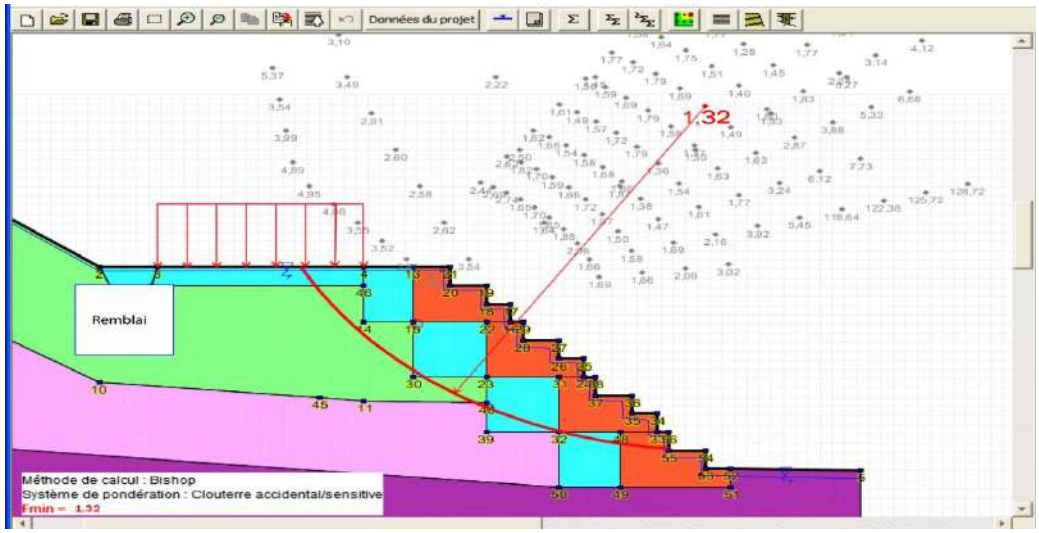


Figure IV.9 : coefficient de sécurité 1.32 Phase de confortement (sans séisme).

Sans nappe :

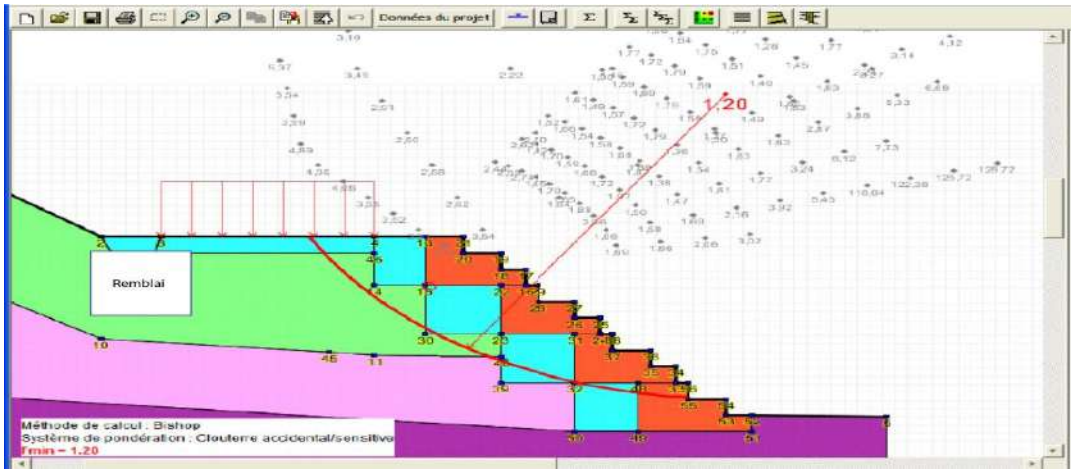


Figure IV.10 : coefficient de sécurité 1.20 Phase de confortement (Avec séisme).

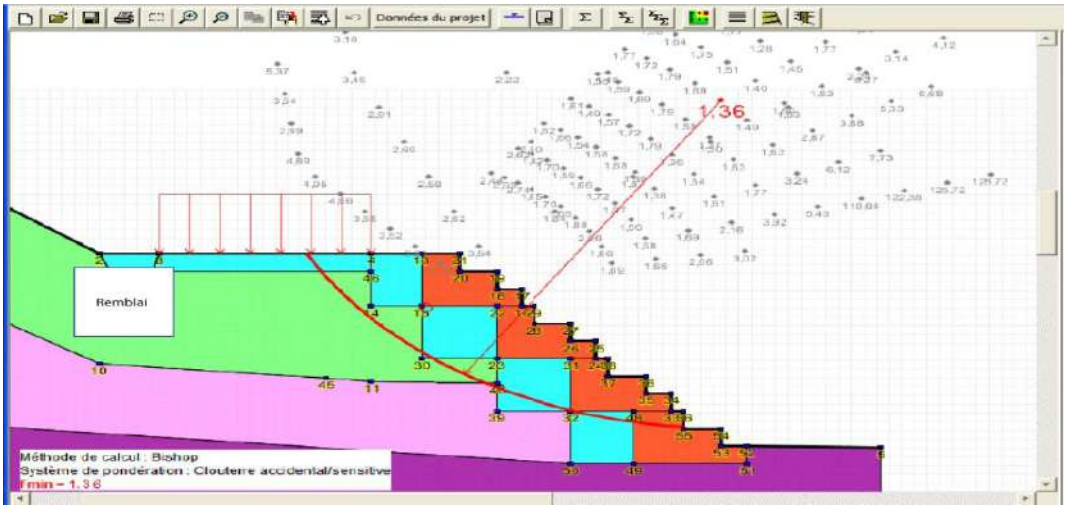


Figure IV.11 : coefficient de sécurité 1.36 Phase de confortement (sans séisme).

4.14. Conclusion

Pour stabiliser le talus du versant, il est recommandé la solution de confortement suivante:

Protection du pied du talus par enrochement a la base.

Renforcer le pied du talus avec une série de gabions en gradins de hauteur de 4 .00 m.

Améliorer l'assainissement par l'exécution d'02 ouvrages busé de diamètre 800 mm.

Un rééquilibrage d'oued pour éviter l'agressivité sur le talus (remblai) de chaussée.

Protection des bords de la chaussée avec bordure T3 et même pour la descente d'eau.

Conclusion générale

Les glissements de terrain constituent un véritable problème aux gestionnaires des Ouvrages publics et au privé, vu les désordres qui peuvent être causés par ce phénomène allant d'un simple mouvement de terrain qui nécessite un simple soutènement à un vrai glissement spectaculaire qui cause des désordres importants et désagréments non souhaitables aux habitants et porte atteinte à l'économie nationale par les coûts de traitements trop élevés mais inévitables.

Le confortement d'un glissement de terrain passe, d'abord par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur. En plus de cette donnée, il est de la plus grande importance d'avoir une idée sur son origine : surcharges, écoulements d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de confortement en dépend. L'ensemble des observations et analyses effectuées pour notre étude de glissement confirment que ce mouvement est dû à une diminution des caractéristiques mécaniques du sol en place.

Enfin, cette étude du glissement a approfondie énormément nos connaissances concernant

le traitement des glissements de terrains et des talus d'une façon générale qui est un phénomène difficile à gérer et qui demande des connaissances profondes dans plusieurs domaines, géotechnique, géologique, hydrogéologique et hydraulique.

Références bibliographie

_ [1] FLAGEOLET.J.C.Les mouvements de terrain et leur prévention.224p, Masson, Paris.

_ (2)COLAS G. & PILOT G. (1976). Description et classification des glissements de terrain.

_ (3)CHRISTIAN CHAPEAU & JEAN-LOUIS Durville « L'eau et les risques de glissement

_ (4)Stabilisation des glissements de terrain (guide technique) LCPC (Février 1998).

_ (5)FAURE.R.M.L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Partie I :

_ (6)MASEKANYA.J.P,2008.Stabilité des pentes et saturation partielle : étude expérimentale

_ (7)BEDR.S.M,2008.Modélisation et interaction renforcement-sol pour les talus instables.

_ GEOROUTE.G.C.E.Rapport de l'étude de sol du site « Glissement de terrain, Extension

_ Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, «Sp. «Stabilité des talus», p .21-30., Paris. de capacité sur la RN n° 01/ PK 82+700, Médéa ». de terrain ».

_ et modélisation numérique.thése de l'univérsité de liége, Belgique,283p.

_ Méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, N°92, 2000.

_ University of Technology &Plaxis BV, Pays-Bas,(2003).

_ 7. TAOUNZA.S et BEZARI.I(2012). Etude du glissement de terrain survenu sur la RN 64, au PK 43+950, EL OUMARIA, MEDÉA. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en Génie Civil, option : Géotechnique, Université Saad Dahleb - Blida.

_ FECKER.P.G(2004). Instrument de mesure géotechnique. Chapitre 7 Mesures géotechniques aux pentes et talus, pp : 1-5, GIF.