

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIORAT
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ANNEE : 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**ETUDE DE LA STABILITÉ DU GLISSEMENT DE LA ROUTE CW 15
SIDI AISSA**

Domaine : Sciences et Techniques

Spécialité :

GENIE CIVIL

Option :

Géotechnique

Par :

BENMECHTA CHEMS EDDINE

DIRECTEUR DU MEMOIRE : *Professeur SBARTAI Badredine*

DEVANT LE JURY

PRÉSIDENT : M. HACENE CHAOUCH ABDELMAJID

EXAMINATEURS : M. CHELGHOU M NOUREDDINE – MME BOUKHATEM GHANIA

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIORAT
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ANNEE : 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**ETUDE DE LA STABILITÉ DU GLISSEMENT DE LA ROUTE CW 15
SIDI AISSA**

Domaine : Sciences et Techniques

Spécialité :

GENIE CIVIL

Option :

Géotechnique

Par :

HANECHÉ ALA EDDINE

DIRECTEUR DU MEMOIRE : *Professeur SBARTAI Badredine*

DEVANT LE JURY

PRÉSIDENT : M. HACENE CHAOUCH ABDELMAJID

EXAMINATEURS : M. CHELGHOU M NOUREDDINE – MME BOUKHATEM GHANIA

Chapitre II : Représentation du site

II-1- Introduction.....	24
II-2- Situation géographique du site	24
II-3- Contexte géologique.....	24
II-3-1 Cadre géologique générale de la ville d'Annaba.....	24
II-3-2 Description géologique du site	24
II-4 Sismicité de la ville d'ANNABA	25
II-4-Etat de lieu	26
II-5-Les causes probables qui sont à l' origine de ce glissement.....	28
II-6-Reconnaitances géotechniques.....	28
II-7- Caractéristiques géotechnique.....	31
II-8- Conclusion.....	31

Chapitre III : Méthode de calcul

III.1.Introduction.....	32
III.2. Méthodes de calcul de la stabilité des talus.....	32
III.2.1.calcul du coefficient de sécurité.....	33
III.2.2. Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture.....	33
III.2.3. Méthodes de calcul de la rupture.....	34
III.2.3.1. Méthode des tranches.....	35
III.2.3.1.1. Méthode de Fellenius (1936).....	36
a. Méthode de BISHOP simplifiée (1954).....	37
b. Méthode de Janbu (1956).....	38
c. Méthode de Morgenstern et Price(1965).....	39
III.2.3.2.La méthode d'analyse inverse (retour expérience).....	40
III.3. Conclusion.....	41

IV.1. Introduction.....	42
IV.2. Caractéristiques géotechnique.....	42
IV.2.1 Application au glissement étudié.....	42
IV.3. Calcul de la stabilité par logiciel.....	42
IV.3.1 Présentation du logiciel SLIDE.....	42
IV.3.2 Présentation du logiciel GEOSTAB.....	43
IV.4 Calcul de la stabilité par logiciel GEOSTAB (Travaux effectués par un bureau d'étude).....	46
IV.5 Calcul de la stabilité par logiciel SLIDE (autre proposition de stabilité).....	48
IV.5.1 Renforcement par un mur soutènement.....	49
IV.5.2. Pré dimensionnement du mur de soutènement.....	49
IV-5-3- Modélisation du profil après confortement.....	50
IV-5-4- Résultats d'analyse.....	50
IV.6 Estimation des prix.....	52
IV.7 Commentaire.....	52
IV.8 Conclusion.....	52

Liste des figures

FigureI-1 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....	2
FigureI-2 : Glissement plan.....	2
FigureI-3 : Glissement rotationnel.....	3
FigureI-4 : glissement rotationnel simple ...	4
FigureI-5 : Glissement rotationnel complexe.....	4
FigureI-6 : coulée boueuse.....	7
Figure I-7 : Ecoulement d'Aokas2015.....	8
FigureI-8 : écoulement et chutes de blocs.....	8
Figure I.9 : Pénétromètre dynamique et statique.....	11
Figure I-10 : photo des tamis.....	13
Figure I-11 : appareil de limite atterberg.....	14
Figure I-12 : appareil d'essai cisaillement.....	14
Figure I-13 : appareil d'essai Oedométrique.....	15
FigureI-14 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques.....	17
FigureI-15 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.....	18
Figure I-16 : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte.....	19
Figure I-17 : Mur de soutènement.....	20
Figure I-18 : Réalisation d'un mur en gabion.....	21
Figure I-19 : Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile.....	21
Figure I-21 : Exemple de clouage d'un glissement.....	22
Figure II.1 : vue satellitaire du site (source Google Earth).....	24
Figure II-2 Carte de zonage sismique du territoire national (d'après CGS 2003)..	26
Figure II-3 : Vue sur le coté du glissement (décrochement de la masse rocheuse).	26
Figure II-4 : Vue sur l'autre coté du glissement (zone décrochement de la masse rocheuse).....	27
Figure II-5 : Vue de face du glissement (décrochement de la masse rocheuse).....	27
Figure II-6 : plan d'implantation des sondages.....	29
Figure III.1 : Surface de rupture. [4].....	32
Figure III.2 : Surface de rupture potentielle. [5].....	34

Figure III.3 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche. [7].....	35
Figure III.4 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de Fellenius. [8]....	36
Figure III.5 : Les forces appliquées pour la méthode de Janbu. [13].....	38
Figure III.6 : Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur.[12].....	39
Figure III.7 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price.[14].....	40
Figure III.8 : Schéma du principe d'une analyse inverse par méthode analytique inverse (a)et par méthode numérique directe (b).[15] [16]	40
Figure IV-1 : La modélisation du profil avantglissement.....	44
Figure IV-2 : La modélisation du profil après glissement.....	45
Figure IV-3 : modélisation des travaux avec le facteur de sécurité.....	46
Figure IV-4 : Etude démonstrative des travaux faites par le bureau d'étude.....	47
Figure IV-3 : Schéma du mur de soutènement.....	49
Figure IV-4 : Modélisation du profil après confortement.....	50
Figure IV-5 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop.....	50
Figure IV-6 : Résultat d'analyse par la méthode de FELLENIUS.....	51
Figure IV-7 : Résultat d'analyse par la méthode de Janbu.....	51

Liste des Tableau

Tableau I-1 : les différents familles de mouvement.....	5
Tableau II-1 : Résultats donnés par le sondage N°1 (15m).....	30
Tableau II-2 : Résultats donnés par le sondage N°2 (20m).....	30
Tableau II-3 : Résultats donnés par le sondage N°3 (15m).....	30
Tableau II-4 : Caractéristique géotechniques.....	31
Tableau III.1 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité. [5].....	33
Tableau III.2 : Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité. [5].....	33
Tableau IV-1 : Les données et les résultats du logiciel.....	43
Tableau IV-2 : Estimation des prix.....	48
Tableau IV-3 : Pré dimensionnement du mur de soutènement.....	49
Tableau IV-4 : Résumé des résultats d'analyse obtenus.....	52

Liste des symboles

E : module préssiométrique

P_l : pression limite

V_t : volume total

P_t : poids total

P_s : poids des grains

V_s : volume des grains solide

P_w : poids de l'eau

V_a : volume d'air

γ_h : poids volumique humide

γ_d : poids volumique sec

γ_s : poids volumique des grains solide

γ' : poids volumique déjaugé

e : l'indice des vides

n : la porosité

w : teneur en eau

s_r : degré de saturation

D : diamètre

W_L : limite de liquidité

W_p : limite de plasticité

I_p : l'indice de plasticité

I_c : l'indice de consistance

W : la teneur en eau

γ_h : poids humide

C : la cohésion

φ : l'angle de frottement

R : le rayon de cercle

F_s : coefficient de sécurité

E_p : module d'élasticité

L : la longueur

L_0 : longueur du transfert

T_0 : l'effort tranchant

K_f : coefficient de réaction linéique

B : diamètre du pieu

B_0 : diamètre de référence

M_{\max} : moment maximal

I : inertie du pieu

A_{\min} : section minimale des armateurs longitudinaux

A_s : section des armateurs longitudinaux

K_a : coefficient de poussée

P_a : coefficient de poussée

U : la pression interstitielle

W_i : le poids de chaque tranche

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

La première personne que nous tenons à remercier est notre encadrant pr. (SARTAI BADREDDINE), pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

- A nos familles et nos amis qui par leurs prières et leurs encouragements, on a pu surmonter tous les obstacles.

Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Ce travail modeste est dédié :

À ma chère mère :

À mon père :

**À tous mes proches de la famille BENMECHTA, et plus
particulièrement, ma sœur et mon frère**

À tous mes chers amis et mes collègues de l'Université de BADJI

MOKHTAR ANNABA :

Et à tous ce qui ont enseigné moi au long de ma vie scolaire :

Benmechta Chems Eddine

Dédicace

Ce travail modeste est dédié :

À ma chère mère :

À mon père :

À tous mes proches de la famille HANACH, et plus particulièrement

mes sœurs

À tous mes chers amis et mes collègues de l'Université de BADJI

MOKHTAR ANNABA :

Et à tous ce qui ont enseigné moi au long de ma vie scolaire :

Hanache Alaa eddine

Résumé

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme dangers naturel permanents rencontrés dans tous les pays du monde car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dollars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention. Pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements. Au Nord-est de l'Algérie, les glissements de terrain comptent parmi les risques naturels les plus fréquents favorisés par la nature sensible de la couche pédologique et les travaux de construction de route modifiant le réseau de ruissellement et d'infiltration. Plus grave, il a été constaté un phénomène récurrent et dérangeant en matière de circulation sur les routes existantes en période hivernale particulièrement dans les wilayas: Béjaia, Jijel, Skikda, Annaba, Constantine et Souk Ahras. Des routes traversent des versants des formations géologiques réputées pour leurs versants fréquemment instables. Il s'agit de mouvement de terrains causant des glissements, des éboulements ou stabilité précaire. Le présent sujet, après identification et classification des glissements inventoriés vise d'une part à identifier les facteurs favorisant les mouvements de terrain et d'autre part le choix des approches adéquates de vérification de la stabilité.

Abstract

The phenomenon of landslides is considered permanent natural hazards encountered in every country of the world because Significant slip can cause human and material damages may cost millions of dollars so, that governments must pay attention to them. much can be given to these phenomena and their dangers; the refor,it needs to take proper precautions to detect unstable areas to find out the best solutions for protection or treatment. In north-east of Algeria, landslides are among the most frequent natural hazards caused by the sensitive nature of the soil layer and the construction of road network amending runoff and infiltration. More importantly, it is found that there is a recurring and disturbing phenomenon concerning the traffic on existing roads in winter especially in the provinces: Bejaia, Jijel, Skikda, Annaba, Constantine and Souk Ahras. Roads across the slopes of the geological formations known for their unstable slopes. These slopes land movement causing landslides, landslides or precarious stability. This subject, after identification and classification of landslides inventoried aims firstly to identify predisposing factors of landslides and secondly the choice of appropriate approaches for checking stability.

ملخص

تعتبر ظاهرة انزلاق التربة خطر طبيعي دائم والذي نصادفها في جميع بلدان العالم وهذا نظرا للنتائج المتسبب فيها من خسائر بشرية ومادية تقدر بملايين الدولارات لذا يجب على الحكومات أخذ كل الحذر. كما يجب الأخذ بعين الاعتبار هذه الظاهرة ومخاطرها وأخذ الاحتياطات اللازمة والتنقيب على المناطق المعرضة للانزلاق من أجل إيجاد أحسن الحلول للحماية والعلاج . في شمال شرق الجزائر يعد انزلاق التربة من بين الأخطار الطبيعية الأكثر انتشارا وهذا نظرا للطبيعة الحساسة لطبقة التربة وأعمال البناء والطرق التي تغير شبكة الجريان والأخطر من ذلك لوحظ ظاهرة تضايق متكررة في الطرق وخاصة في الفترة الشتوية وخصوصا في كل من الولايات بجاية جيجل سكيكدة عنابة قسنطينة وسوق أهراس والتي تعتبر كمنحدرات غير مستقرة تدل على حركة أرضية تسببت فيها انزلاق التربة بعد تحديد وتصنيف الانزلاق تمكنا من جهة التعرف على عوامل حركة التربة ومن جهة أخرى اختيار الطريقة الملائمة لتحقيق الاستقرار.

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des phénomènes géodynamiques, souvent très graves, qui se produisent dans toutes les régions du monde, à la surface de la terre. Ils provoquent des modifications du paysage et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des dommages humains. Ces phénomènes se développent généralement dans les massifs de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

Ces mouvements se produisent lors des tremblements de terre, d'explosions souterraines ou sous-marines, etc., et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées, de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Ces phénomènes naturels, souvent catastrophiques, engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

Ce problème constitue actuellement l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

C'est ainsi, qu'en accord avec notre Directeur de mémoire, nous avons opté pour le thème suivant :

« Etude de la stabilité du glissement de la route CW 15 SIDI AISSA »

L'objectif du travail présenté dans ce mémoire est d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur la CW 15 de la ville de SIDI AISSA, wilaya d'ANNABA.

Le travail que nous présentons s'est effectué suivant le plan ci-après :

- Introduction générale ;
- Chapitre I : consacré à l'analyse bibliographique, qui est une exploitation de documents traitant des mouvements de terrain (leurs circonstances, leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes) et des différents systèmes de confortements.
- Chapitre II : Traitant des données générales du projet.
- Chapitre III : Où sont exposées quelques méthodes de calcul de stabilité
- Chapitre IV : Contenant l'application à notre projet ainsi que les calculs et la comparaison des résultats avec ceux de l'étude déjà réalisé par le maitre de l'ouvrage
- Conclusion générale.

I-1-Introduction

Les mouvements sont des phénomènes naturels qui consistent en une descente d'une masse de matériaux tels que de la terre, des roches, des déchets miniers...etc. Ils peuvent engendrer des dégâts matériels et parfois causer des victimes. Généralement causés par de fortes pluies, des tremblements de terre, des éruptions volcaniques...etc. Aussi, les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane.

Ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme. Leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Les méthodes de calculs les plus courantes permettant d'évaluer la stabilité des pentes et des talus sont décrites en utilisant le concept de coefficient de sécurité.

Toute étude de stabilité doit être précédée d'une investigation géologique et géotechnique détaillée du site considéré.

I-2-Classification des mouvements de terrain

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc. [8]

On peut distinguer :

- ✓ Les glissements.
- ✓ Fluage et solifluxion.
- ✓ Les écoulements boueux.
- ✓ Eroulements et chutes de pierres.

I-2-1-Les glissements :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval.

Les différents éléments d'un glissement de terrain sont représentés sur la figure ci-dessous :

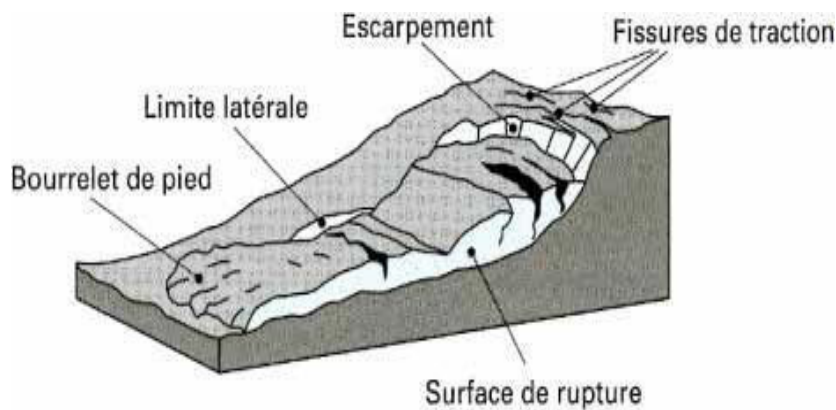


Figure I-1 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [1].

I-2-1-1-Les types de glissements

Un glissement de terrain peut être défini comme étant un mouvement gravitaire d'une masse de sol, suite à une modification de ces conditions aux limites, le long d'un plan de glissement appelé aussi ligne de glissement. La masse de sols en mouvement, dans un glissement de terrain, peut varier de quelques mètres cubes à des centaines, voire à des milliers ou des millions de mètres cube [8]

Selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

a-Glissements plans

Où le mouvement est une translation du massif sur un plan incliné, plus au moins régulier. En général la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau (couche savon). Les joints (couches minces) argileux sont particulièrement favorables aux déclenchements de glissements plans lorsque les terrains qui les surmontent sont perméables.

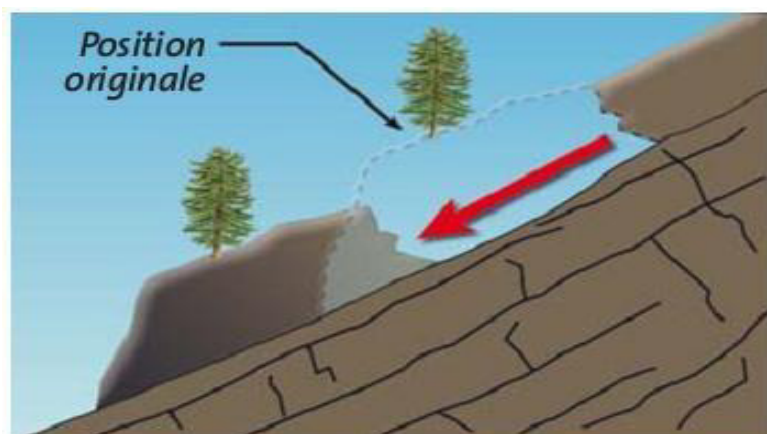


Figure I-2 : Glissement plan. [8]

b- Glissements rotationnels (circulaire)

C'est le type souvent rencontré, la surface de rupture à l'allure générale d'une cuillère (forme circulaire plus ou moins nette). En considérant la longueur du glissement L et son épaisseur D . Hutchinson et Skempton (1969) sont parvenus à définir un critère pour différencier les deux types de glissements :

- * Si $D/L < 0,15$ le glissement de translation prédomine.
- * Si $0,15 < D/L < 0,35$ on considère que la rupture à lieu par rotation.

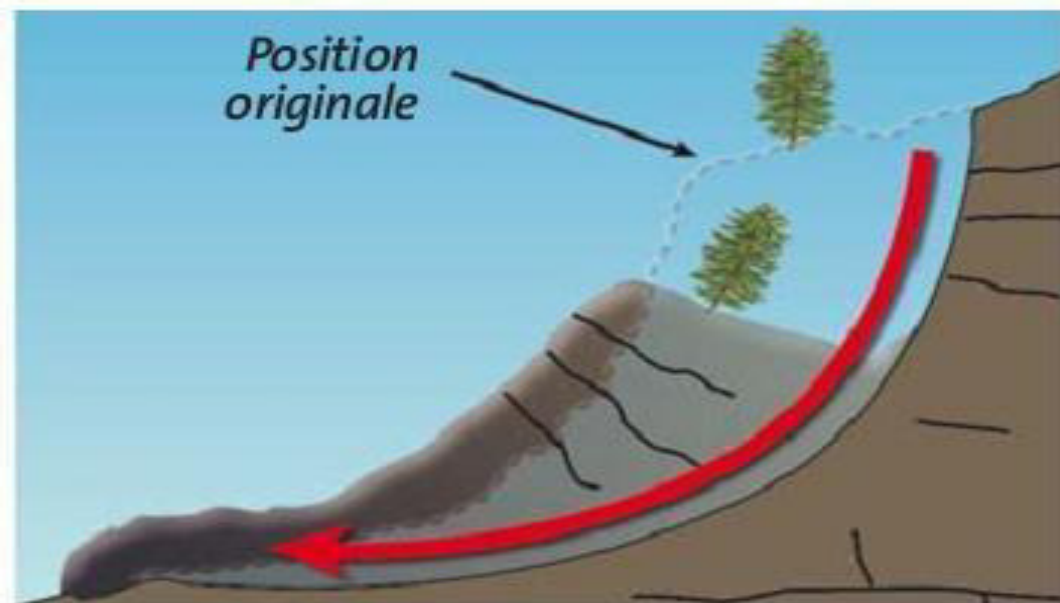


Figure I-3 : Glissement rotationnel. [8]

b-1- glissement rotationnels simple

C'est le type de glissement le plus fréquent la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire (figure 4)

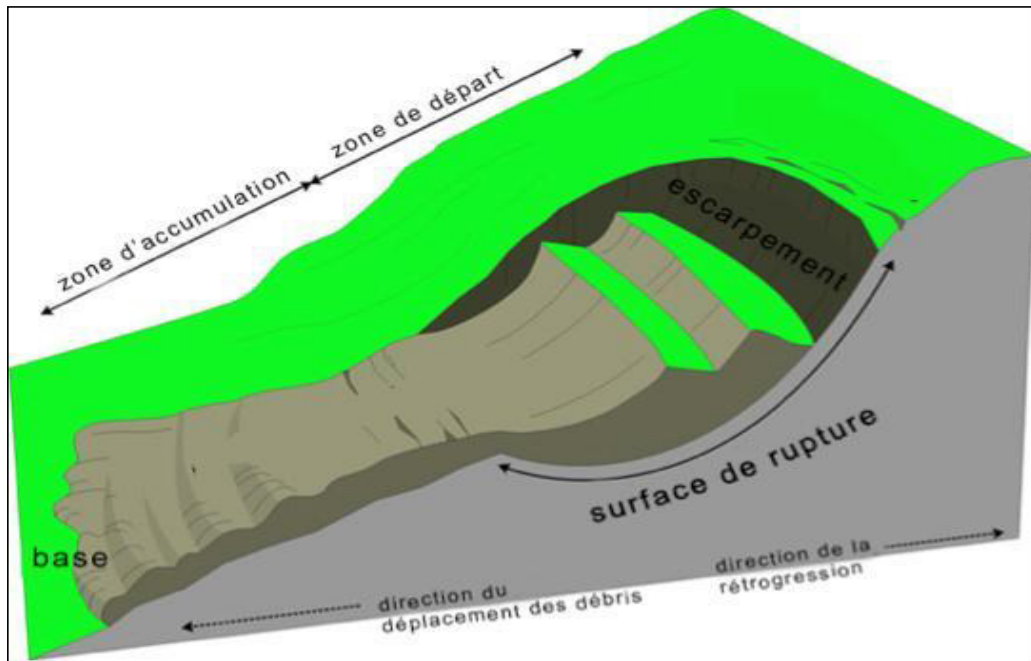


Figure I-4 : glissement rotationnel simple. [16]

b-2- Glissements rotationnels complexes (quelconques)

C'est un glissement multiple (emboîté), l'apparition du premier glissement en bas de la pente conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoquer les glissements successifs remontant vers l'amont.

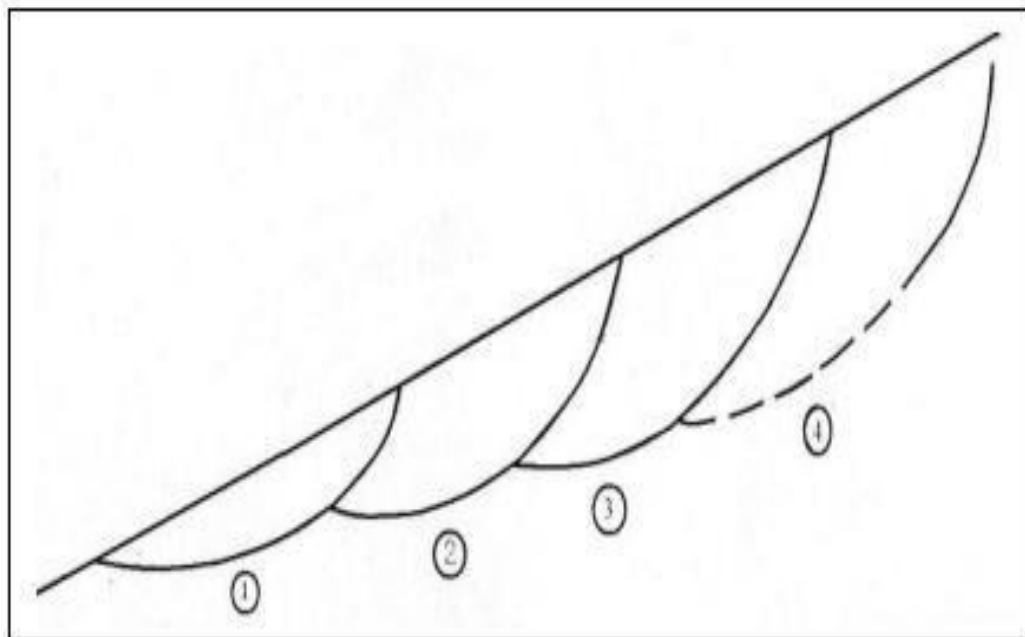


Figure I-5 : Glissement rotationnel complexe. [3]

✚ Ce tableau présente les différentes familles de mouvement et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant.

Tableau I.1 : les différentes familles de mouvement.

	Terrain	Vitesse moyenne	Volume	Facteurs Déclenchant
Glissement	Sols massifs fracturés	très lentes à moyenne	de quelque m ³ à plus de dix million de m ³	eau, terrassements
Fluage	formations meubles	très lentes	de quelque m ³ à plus de dix million de m ³	chargement, évolution du matériau
Ecoulement	massifs rocheux	très lente à très rapide	de quelque m ³ à plus de dix mille m ³	eau, gel dégel, séisme
Coulée	sols argileux et limoneux lâches	très rapide	de dix à plusieurs centaines de milliers de m ³	très fortes pluies, rupture de digues

I-2-1-2-Principales causes de glissement de terrain

Un glissement de terrain a rarement une cause unique, c'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenche un glissement.

Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain sont diverses :

a- La nature du terrain constituant le versant

Les terrains vulnérables au glissement : Certains terrains sont prédisposés au glissement. Il s'agit de :

- ✓ Des terrains à granulométries fines (silts, limons)
- ✓ Des argiles, surtout celles constituées de montmorillonite.

Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées sur un substratum, ou ils peuvent être disposés entre deux couches compactes.

b- Les facteurs géométriques

Ces facteurs, soit ils augmentent ou ils diminuent le risque de glissement, Parmi ces facteurs :

- ✓ La pente.
- ✓ L'inclinaison et dénivèlerions.

c- Les diverses formes d'action de l'eau

- la pression interstitielle ; avec l'augmentation de la pression interstitielle on aura une réduction de la contrainte de cisaillement donc rupture du terrain.
- la pression de courant.

d- Les conditions hydrauliques

- propriétés hydraulique du sol.
- niveau de la nappe phréatique.

e- Facteurs anthropiques

- Déblai sur pente.
- Constructions sur pente.
- Modification de l'utilisation des sols : déforestation, remembrement...etc.

I-2-2- Fluage et solifluxion :

a- Fluage :

C'est un phénomène qui correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique, donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture, et les déplacements dans le massif en mouvement sont continus, mais les vitesses sont faibles.

b- Solifluxion :

Il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel), c'est un cas particulier de fluage.

I-2-3- Les coulées boueuses :

Appelées aussi "glissement de terrains liquides". Elles se produisent souvent à cause de la déforestation, ce type de mouvement concerne des matériaux meubles généralement saturés, il diffère du précédent par la nature des matériaux qu'il affecte. On peut définir le mouvement d'une coulée comme étant analogue à celui d'un fluide visqueux.

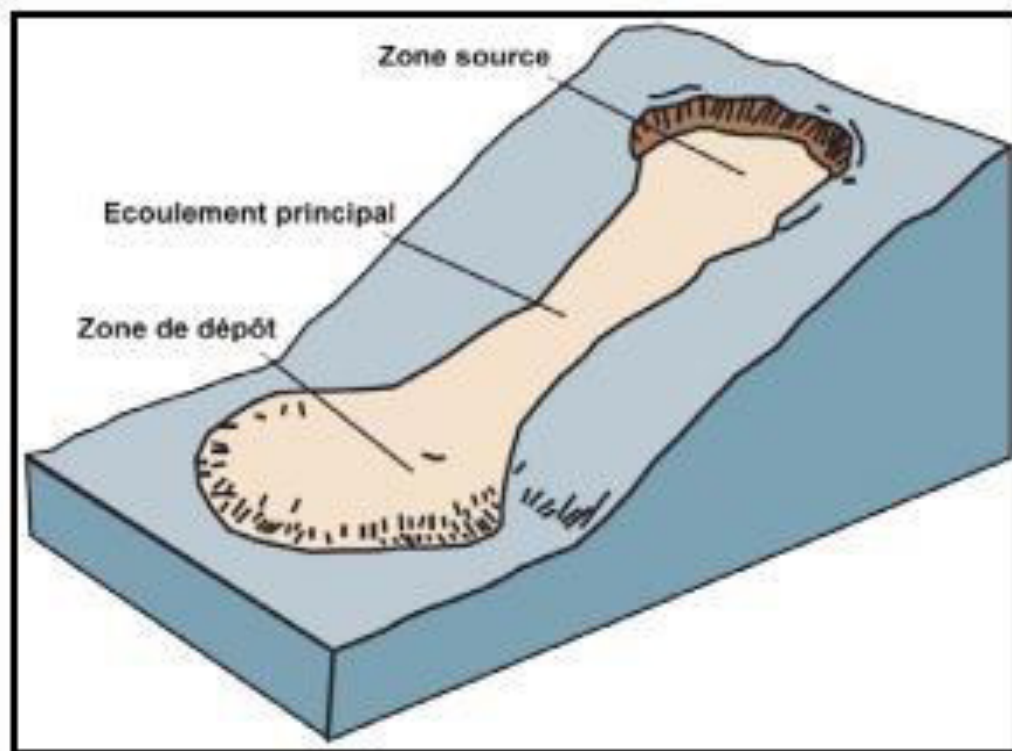


Figure I-6 : coulée boueuse (SOURCE USGS).

I-2-4- Ecoulements et chutes de pierres

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise vertical pour venir former au pied du versant des nappes de matériaux grossiers, nappes pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres. Cela dû à l'existence d'une surface de faiblesse dans les roches.

C'est le réseau de discontinuités qui régit le comportement de ces massifs rocheux. Les causes déclenchant l'écroulement sont les phénomènes climatiques (pluie, fonte de neige, gel- dégel) et les séismes.

On a des vitesses très variables dans le temps avec une accélération, qui peut être brutale, avant l'effondrement, ce qui fait tout l'intérêt d'une surveillance continue. Les volumes des écroulements vont du bloc à plusieurs millions mètre cubes.



Figure I.7 : Eroulement d'Aokas (2015).

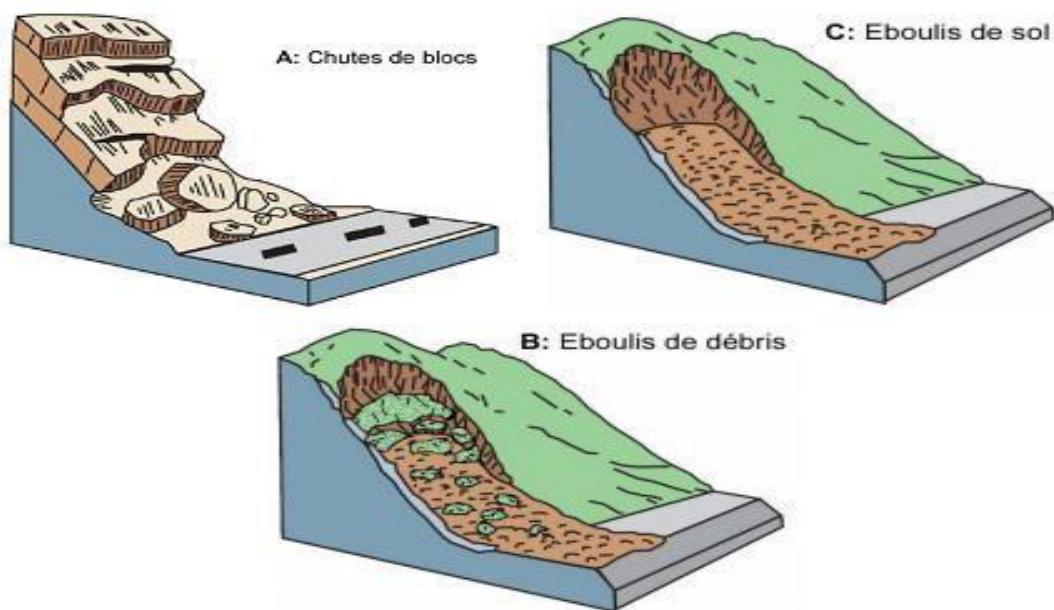


Figure I-8 : éroulement et chutes de blocs (SOURCE USGS).

I-3- Reconnaissance et Diagnostique du sol

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyse de la stabilité il nous semble judicieux d'indiquer les divers moyens d'investigations. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

a- Hydrogéologie

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...).

Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

b- Reconnaissance géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. On distingue :

b-1- Essais "in situ"

Le but de ces essais est de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et aussi de compléter les essais sur échantillons en laboratoire. Souvent utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très cohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées. On distingue:

Les sondages carottés

Ils permettent de :

- Définir les coupes et profils détaillés des formations lithologiques en places.
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leur pendage.
- De définir les limites probables de la masse en mouvement et par conséquent la position de la ligne de rupture (ligne de glissement).
- De mesurer les caractéristiques géotechniques des formations géologiques en place à partir de carottes paraffinées prélevées et essai de laboratoire.
- De mettre en place des tubes piézométriques qui permettent de mesurer le niveau des aquifères et leurs fluctuations sur une certaine période.
- De mettre en place des sondes inclinométriques qui permettent de préciser le ou les niveaux de glissement ainsi que de mesurer leur évolution sur une certaine période.

L'implantation de ces sondages doit tenir compte des possibilités d'accès au site du matériel de forage dans la zone en glissement. Ils doivent être implantés de façon régulière, si possible dans deux sens, afin de permettre l'établissement de profils géotechniques (quelques-uns doivent être placés le plus près des escarpements ou fissures). Leur profondeur doit être choisie de façon à permettre de recouper la surface de rupture, d'atteindre et de pénétrer dans le substratum (couche stables). La surface de glissement n'étant, souvent, pas connue au départ, on doit s'appuyer sur les observations de surface détaillées, pour déterminer la profondeur des sondages.

Les essais pénétrométriques

A partir des essais pénétrométriques couplés aux sondages carottés, nous pouvons parfois faire des extrapolations à d'autres essais pénétrométriques moins coûteux et en déduire des informations relativement précises. En effet à partir des pénétrogrammes et profils pénétrométrique, il est possible d'obtenir des informations sur les caractéristiques mécaniques des formations géologiques en place et d'en déduire les lignes probables de rupture. Nous distinguons deux types d'essai pénétrométriques :

- **Les essais au pénétromètre statique**

Il permet d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité. Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe.

Pour prévenir tout risque de tassement différentiel, le pénétromètre statique est utilisé pour le contrôle du compactage de couches de remblais.

- **Les essais au pénétromètre dynamiques**

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique perdue (qui n'est pas récupérable à la fin de l'essai) portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

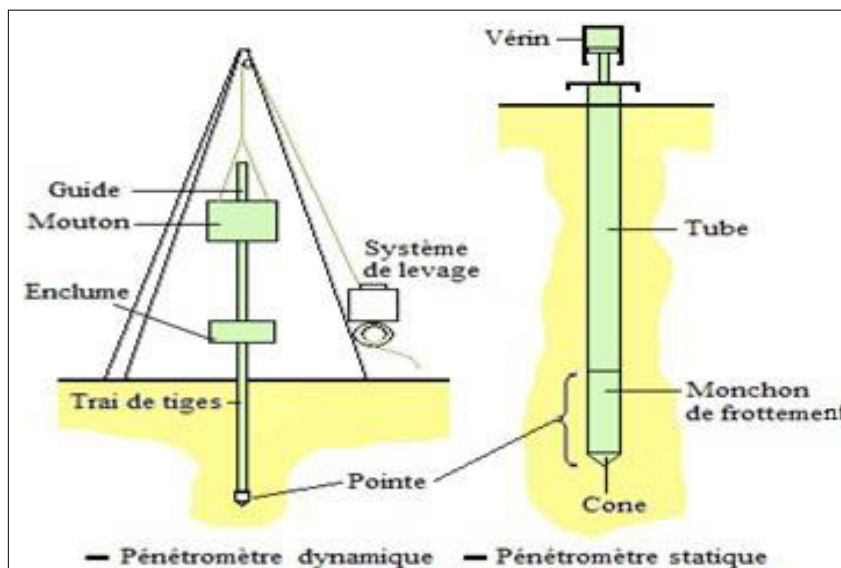


Figure I.9 : Pénétromètre dynamique et statique.

✚ Les essais inclinométriques

L'emploi des inclinomètres reste la méthode la plus sûre pour déceler les surfaces de glissement.

- **Principe**

Un tube déformable est placé dans un forage de faible diamètre et une sonde de mesure est descendue à l'intérieur. Celle-ci fournit, à toute profondeur, l'inclinaison du tubage sur la verticale, et les mesures espacées dans le temps permettent de repérer le ou les surfaces de glissement.

L'inclinomètre est un appareil très sensible (déformation horizontale de 0.1mm/m) son principal inconvénient est qu'il ne peut servir dès que la sonde ne passe plus à cause de la déformation du tubage.

- **Précautions**

A la mise en place les tubes doivent être scellés à la paroi du forage et leur pied doit en principe être scellé dans le substratum stable ; les têtes doivent faire l'objet de levés géométriques périodiques très précis.

L'efficacité d'un tube sera accrue si l'on adopte les deux principes suivants :

- Suivi topographique de la tête du tube dans le temps.
- Mise en place à côté du tube et solidaire de ses déformations, d'un témoin aisément (relevable) de type niveau à bulle par exemple ; La mesure des déformations d'un

inclinomètre est en effet longue et délicate. Elle ne doit être faite que lorsqu'il y a effectivement mouvement ce qui n'est pas toujours visible sans témoin.

Il existe enfin un système plus rustique, consistant à descendre dans un tube PVC lisse des calibres de différentes longueurs et à noter à quelle profondeur ils bloquent. Ce système permet de détecter une seule surface de glissement. Pour les dimensions des calibres il faut respecter la relation suivante :

$$\frac{D - d}{L} \approx 0.010 \text{ à } 0.1$$

D : diamètre du tube en PVC.

d : diamètre du calibre (de forme cylindrique).

L : longueur du calibre.

Le blocage du calibre a lieu pour des déplacements de 5 à 10 cm.

L'essai pressiométrique

Cet appareil est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique dilatable radialement, reliée à un système extérieur de gonflage et dotée de capteurs pour la mesure des variations du volume et de la pression appliquée et d'un système d'acquisition de mesures.

L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique, à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée. Cet essai présente l'avantage de donner directement une évaluation, sans recourir à des corrélations empiriques, des propriétés mécaniques de rupture mais aussi de la déformation des sols fins (modules de cisaillement et pression limite, etc.)

b-2- Essais en laboratoire

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ils se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondage. Il faut avoir des échantillons représentatifs pour que l'essai donne des résultats fiables et précis.

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs sont soumis à des essais physico-mécaniques et des analyses chimiques sommaires à savoir :

a) **Essais physiques**

+ Teneur en eau naturelle

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_d de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C .

+ Analyse granulométrique

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à $80\ \mu\text{m}$.
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à $80\ \mu\text{m}$.



Figure I-10 : photo des tamis.

+ Les limites d'Atterberg

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.



Figure I-11 : appareil de limite atterberg.

✚ Les essais de cisaillement

Plusieurs d'appareils sont habituellement utilisés pour les essais de cisaillement. Par exemple il y'a des appareils de cisaillement in situ (scissomètre, pénétromètre) qui permettent de déterminer la résistance de cisaillement in situ. Mais deux appareils en laboratoire ont été spécialement mis au point tant pour les recherches que pour les essais courants, l'appareil à cisaillement rectiligne ou **boîte de Casagrande** et l'appareil à compression triaxiale ou **triaxial**.



Figure I-12 : appareil d'essai cisaillement

✚ Essai Oedométrique

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).



Figure I-13 : appareil d'essai Oedométrique

b) Essais chimiques

Détermination des caractéristiques chimiques d'un sol :

✚ Détection de la teneur en carbonate de calcium

La méthode de détermination du pourcentage de carbonate de calcium contenu dans un échantillon de sol, consiste à provoquer sa réaction avec de l'acide chlorhydrique. On mesure le dégagement de gaz carbonique.

✚ Détection des sulfates

Leur but est de fournir une définition géotechnique rapide d'un terrain donné. Elles ne permettent toutefois pas de connaître les caractéristiques mécaniques du sol considéré et ne donnent donc qu'une idée de son comportement mécanique.

+ Teneur en matières organiques

La teneur en matières organiques MO est exprimée en pourcentage de masse de matériau organique rapportée à la masse sèche de l'échantillon. L'oxydation au bicarbonate de potassium et surtout la perte au feu sont les méthodes les plus employées.

c) Reconnaissance géologique et géomorphologique

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site.

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable ; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs (mouvements de la pente, fissures dans les constructions rigides, zones humides, etc.

On utilise l'intuition et l'expérience du géologue qui fait lui-même le tri des informations. Le géologue fait des hypothèses de travail à partir desquelles on élabore le programme de reconnaissance pour confirmer ou infirmer.

I-4- Méthode de confortement des glissements de terrain

Pour la stabilisation, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher.

- Planter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable.
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain :
 - soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain
 - soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement, La figure suivante montre le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

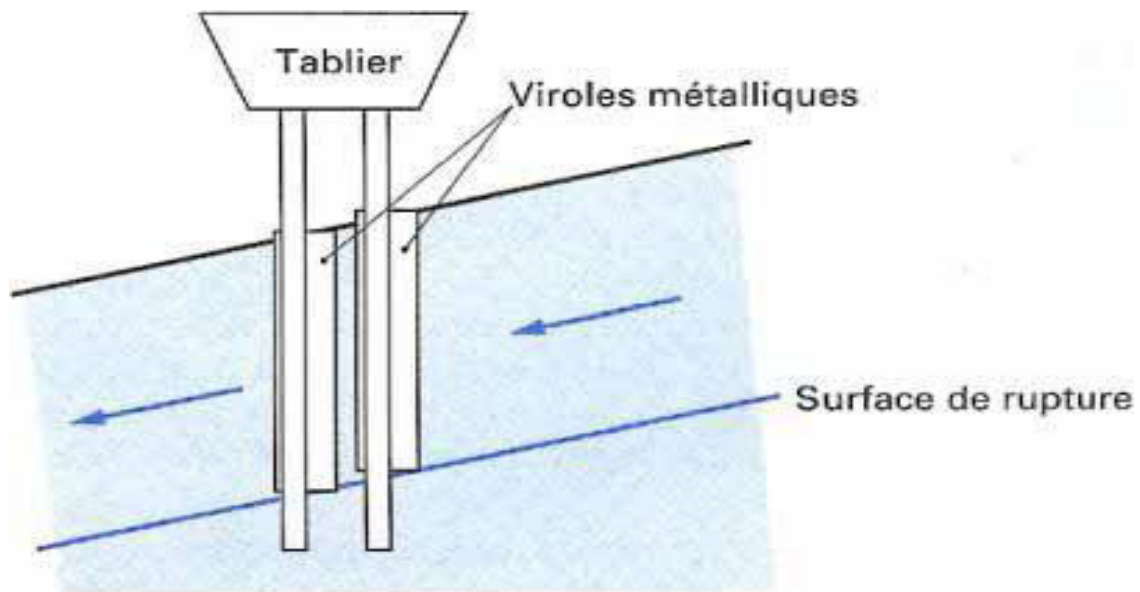


Figure I-14 : Isolation des appuis d'un viaduc par des viroles métalliques.

Pour dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $F = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à (1,3).

Si certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps, ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $F = 1,5$.

a- Terrassements

Le terrassement est le moyen d'action le plus naturel, on peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par le terrassement :

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

La figure suivante schématise les différentes actions de terrassement :

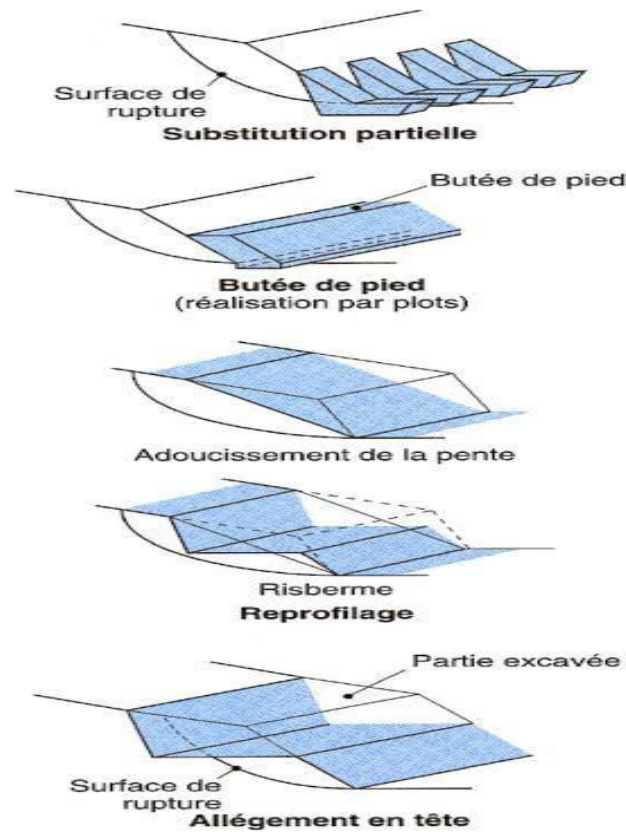


Figure I-15 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement. [1]

b- Allègement en tête

Cette opération consiste à terrasser la partie supérieure, ce qui implique une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête.

On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger.

c- Remblai de pied

Ce chargement en pied est une technique efficace et souvent utilisée, on exige que le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement, cette dernière suppose que l'ouvrage limite les risques du reprise du glissement en amont, et qu'il ne déclenche pas d'autre glissement, en aval par exemple.

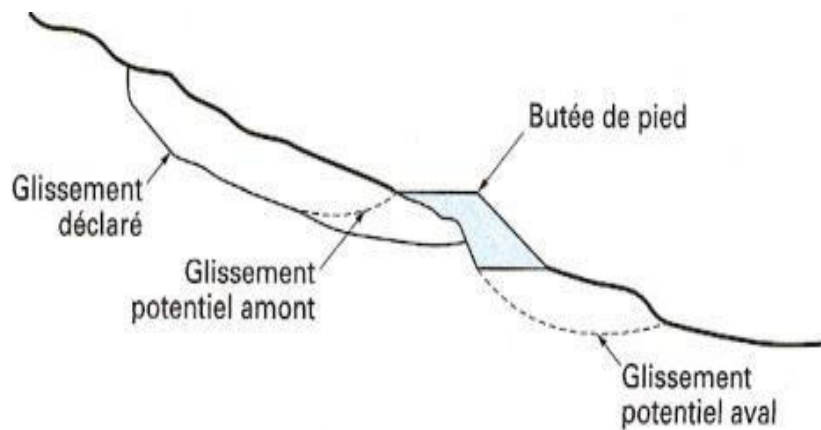


Figure I-16 : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte.

d- Reprofilage

On dit aussi talutage du terrain naturel, ce traitement est bien adapté au talus de déblais, et il est de pratique courante.

e- Purge

Les purges du matériau déplacé par le glissement accompagnent fréquemment les techniques de terrassement, destiné aux glissements de taille modeste.

f- Substitutions totales ou partielles

Le principe de la substitution totale est de purger l'ensemble des matériaux glissés, et les remplacer par un matériau de meilleure qualité, ce que permet de reconstituer le profil du talus initial. Les substitutions partielles sont souvent employées sous forme des bèches ou de contreforts discontinus.

j- Dispositifs de drainage

L'eau joue un rôle moteur déterminant dans la majorité des glissements, les techniques de drainage ont pour but de réduire la pression interstitielle au niveau de la surface de rupture. ^[4] Parmi ces nombreuses techniques on peut citer :

- Collecte et canalisation des eaux de surface.
- Tranchées drainantes.
- Drains subhorizontaux.
- Masques et éperons drainants.
- Drains verticaux, galeries drainantes.

h- Eléments résistants

Ce sont des techniques et structures destinées à réduire ou à arrêter les déformations.

h-1 Ouvrages rigides

Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

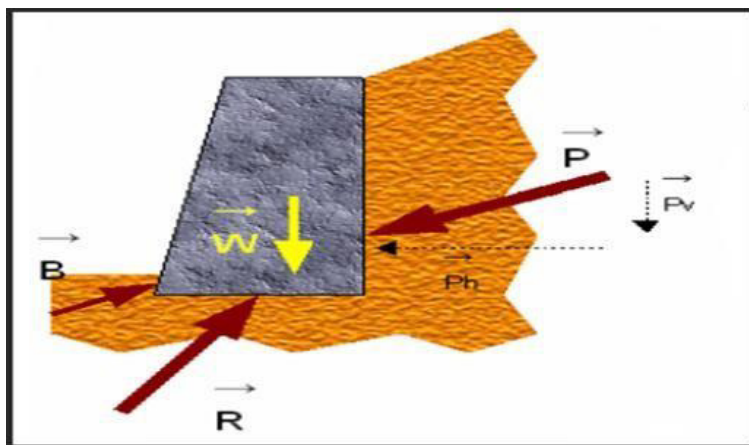


Figure I-17 : Mur de soutènement. [15]

h-2 Ouvrages souples

Ce sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

h-2-1 Murs en gabions (mur poids)

Le principe du mur poids est d'opposer le poids de la maçonnerie du soutènement, à la poussée des terres qui tend à le renverser.

La poussée des terre est minimal au sommet du mur et croit avec la profondeur en

arrière du mur : c'est pourquoi les murs poids s'épaississent vers la base.

Les matériaux de base utilisés pour ce type de mur peuvent être la pierre ou le béton armé.



Figure I-18 : Réalisation d'un mur en gabion. [19]

h-2-2 Murs en géotextiles

Les géotextiles sont des textiles techniques perméables fabriqués de fibres synthétiques, utilisés dans les travaux de génie civil, d'environnement et d'architecture du paysage afin de séparer, filtrer, améliorer le drainage, renforcer et répartir plus efficacement les charges imposées aux sols et surfaces.

Ils sont permanents et insensibles aux acides que l'on retrouve à l'état naturel dans les sols, ce qui leur confère une durée de vie excédant celle des ouvrages qu'ils protègent.



Figure I-19-19': Chantier en cours de réalisation utilisant la technique géotextile. [18]

h-2-3 Tirants d'ancrage

Cette technique a pour but de réduire les forces actives du glissement et augmenter les contraintes normales à la surface de rupture, pour cela on utilise des câbles d'acier (Multi-torons) dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, puis on applique on tête un effort de traction. Ce dernier peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Généralement les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. [5]

h-2-4 Clous et micro-pieux

La stabilisation par clouage consiste à transférer les efforts stabilisateurs vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire est importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif. Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement.

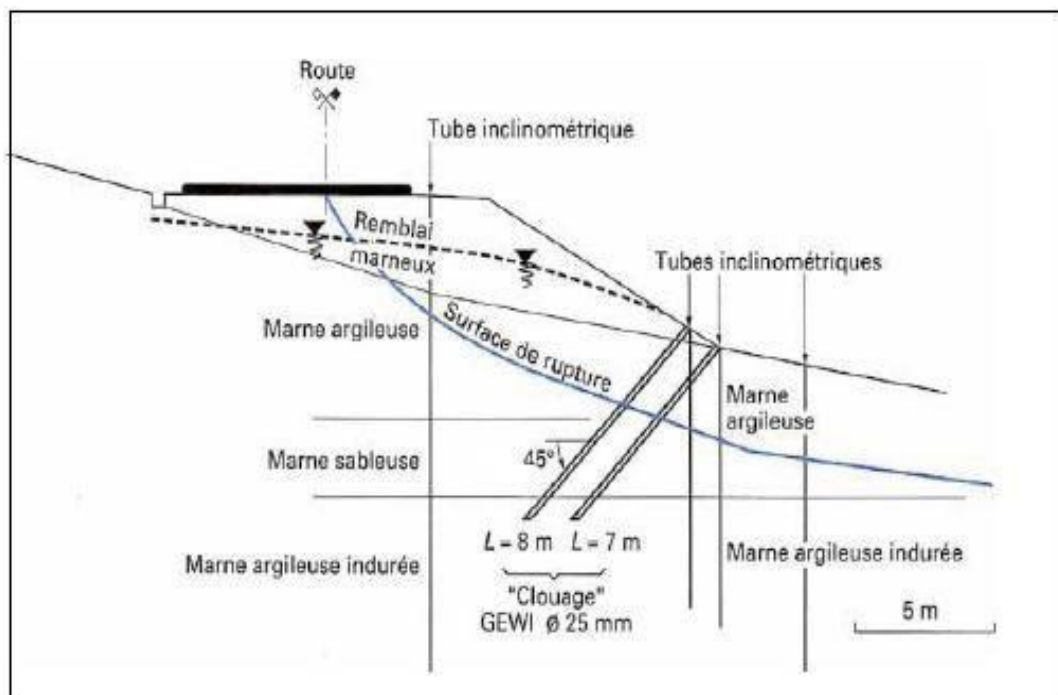


Figure I-21 : Exemple de clouage d'un glissement. [14]

Les pieux forés sont réalisés par le creusement d'un trou dans lequel on introduit une cage d'armature que l'on remplit de béton, et s'il existe un risque d'éboulement on utilise les pieux forés tubés, ou on utilise la bentonite pour maintenir la paroi du forage. On augmente ainsi la cohésion du sol en place. [7]

I.5. Conclusion

L'étude des mouvements de terrain est particulièrement complexe et représente depuis des siècles le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités. Tout au long de ce travail nous nous sommes attelés à regrouper presque toutes les théories développées qui traitent le phénomène de glissement de terrain et tout ce qui en découle dans un cadre prédéfini. Dans la première étape, on a donné la problématique du glissement de terrain et dans la deuxième étape on a identifié et différencié tous les types de glissement, avec un recensement de plusieurs types de soutènement et de confortement possibles en fonction des contraintes des sites étudiés et de la faisabilité des travaux de confortement.

II-1- Introduction

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

II-2- Situation géographique du site

Le glissement de terrain concerné est situé au niveau du chemin de wilaya CW 15 SIDI AISSA, wilaya de ANNABA.



Figure II.1 : vue satellitaire du site (source Google Earth).

II-3- Contexte géologique

II-3-1 Cadre géologique générale de la ville d'Annaba

- Géologie de la région :

La géologie de Annaba est caractérisée par deux types de formation :

- **Une formation métamorphique** dont l'élément le plus caractéristique correspond au massif de l'EDOUGH qui constitue la terminaison Est de la ligne des crêtes du massif kabyle ; il forme un dôme anticlinal avec l'axe orienté en direction NE-SW. Au relief principal s'ajoutent à l'est le DJBEL BOUGANTAS, le KEF N'SOUR et le BOUHAMRA, les coteaux de Annaba et enfin le promontoire du Cap de Gard qui tranché brusquement par l'affaissement méditerranéen ; cet ensemble montagneux de structure complexe (faille et plissé) affecté par toutes les phases tectoniques depuis le paléozoïque apparaît comme tout à fait indépendant du reste de la région de Annaba dont l'orogénie se lie à la terminaison orientale de la chaîne numidienne.
- **Une formation sédimentaire** qui correspond aux plaines, vallées et les zones marécageuses correspondent à un bassin de remplissage alluvionnaire qui a débuté à la fin du tertiaire (pliocène) et se poursuit tout au long du quaternaire suite au phénomène de néotectonique de l'orographie actuelle.

II-3-2 Description géologique du site :

• Géologie locale :

Le terrain d'étude fait partie des terrains métamorphiques de la région de Annaba, qui sont particulièrement bien développés dans le DJEBEL EDOUGH composés principalement de quatre séries cristallophyllienne (série des gneiss glanduleux, série des gneiss schisteux, série des gneiss feuilletés, série des micaschistes grenatifères) et des cipolins, ces formations sont recouvertes par des dépôts sédimentaires généralement des argiles et argiles sableuses à sables argileux.

II-4 Sismicité de la ville d'ANNABA

Selon les règles parasismiques algériennes RPA 99/ version 2003, la ville d'Annaba est classée : une zone de sismicité moyenne **Zone IIa**

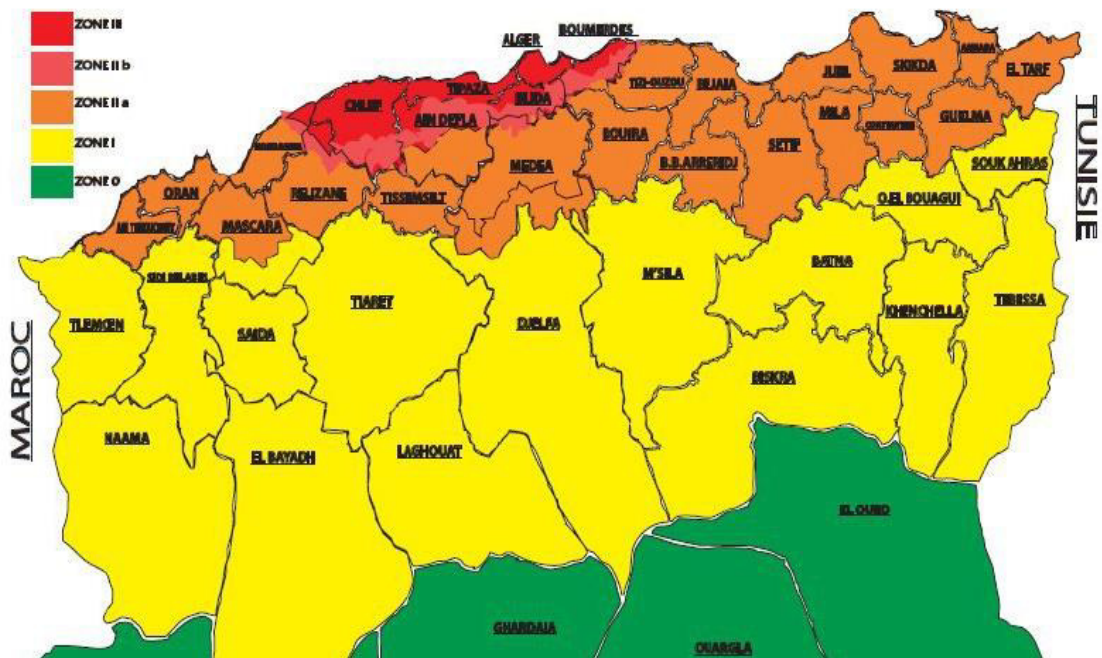


Figure II-2 Carte de zonage sismique du territoire national (d'après CGS 2003)

II-4-Etat de lieu



Figure II-3 : Vue sur le coté du glissement (décrochement de la masse rocheuse)



Figure II-4 : Vue sur l'autre coté du glissement (zone décrochement de la masse rocheuse)

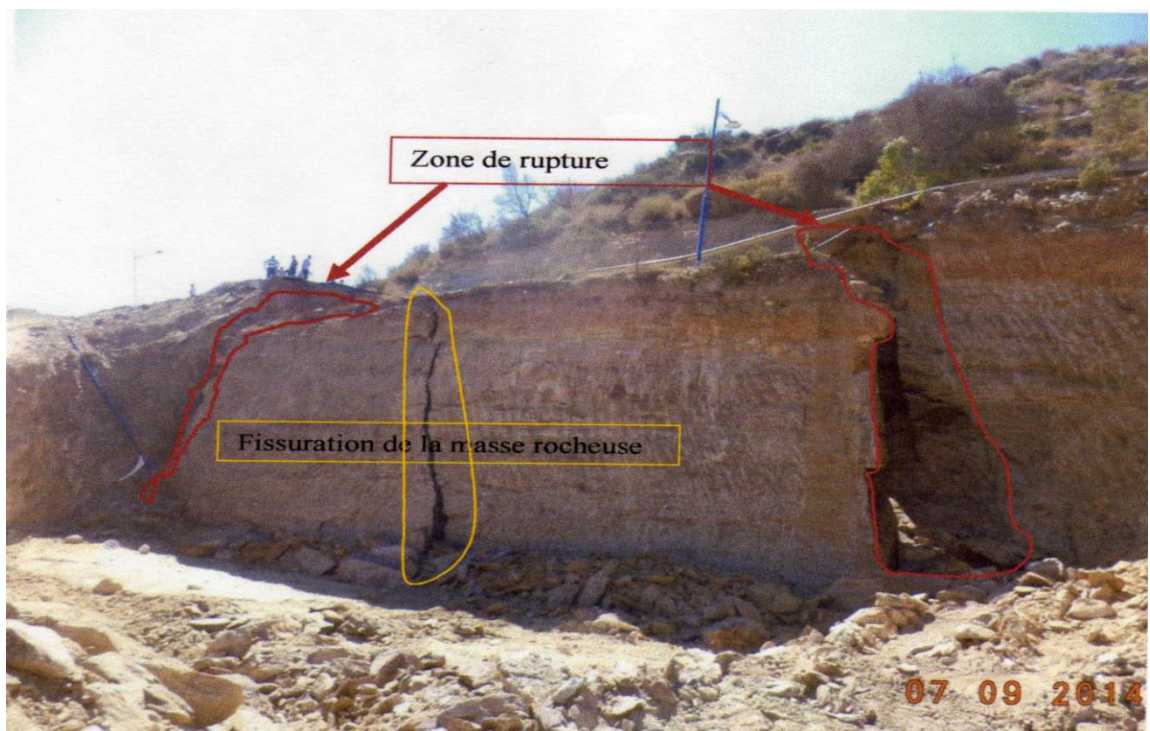


Figure II-5 : Vue de face du glissement (décrochement de la masse rocheuse)

II-5-Les causes probables qui sont à l' origine de ce glissement

Compte tenu des observations visuelles et les expériences tirées à travers plusieurs cas similaires, un glissement de terrain a rarement une cause unique ; c'est la combinaison de plusieurs facteurs.

D'une part, certaines conditions de base doivent être réunies pour que la stabilité d'un versant soit prédisposé au risque ; d'autre part, un mécanisme déclencheur doit intervenir pour initier le mouvement.

Dans le cas de ce glissement, les facteurs qui ont pu participer au déclenchement de ce phénomène sont :

➤ **facteur permanents : (de prédisposition, de susceptibilité)**

- 1- la pesanteur est le moteur du glissement
- 2- la nature du terrain conditionne directement la sensibilité au glissement (gneiss schisteux)

➤ **facteurs variables dans le temps : (déclenchant, aggravant)**

- 1- le terrassement effectué par l'entrepreneur qui a rongé le flanc de la route jusqu'à l'accotement.
- 2- les surcharges dues aux circulations des poids lourds

II-6-Reconnaissances géotechniques :

La campagne de reconnaissance géotechnique in-situ préconisée par le bureau d'étude et menée par L.T.P.Est sur site a comporté l'exécution de :

- ✓ deux sondages carottés de 15 mètres de profondeur.
- ✓ un sondage carotté de 20 mètre de profondeur.

Cette reconnaissance a pour but de :

- déterminer la nature du sol.
- visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire

➤ **Sondages carottés :**

Les sondages carottés ont été réalisés en forage rotatif à l'aide de carottier de diamètre 101mm à couronne diamantée type T6 et par une machine de forage géotechnique : teredo.



Figure II-6 : plan d'implantation des sondages

Tableau II-1 : Résultats donnés par le sondage N°1 (15m).

Profondeur m	Nature du terrain
0,00 – 0,10 m	Béton bitumineux
0,10 – 0,40 m	remblai (Tuf)
0,40 – 8,00m	gneiss schisteux très altéré
8,00 – 10,00	gneiss altéré et oxydé
10,00 – 15,00	gneiss peu friable fracturé

Tableau II-2 : Résultats donnés par le sondage N°2 (20m).

Profondeur m	Nature du terrain
0,00 – 9,00	gneiss altéré et oxydé
9,00 – 15,00	gneiss très fracturé.
15,00 -20,00	gneiss peu fracturé.

Tableau II-3 : Résultats donnés par le sondage N°3 (15m).

Profondeur m	Nature du terrain
0,00 – 0,10 m	Béton bitumineux
0,10 – 0,40 m	remblai (Tuf)
0,40 – 6,00m	gneiss altéré friable
6,00 – 12,00 m	gneiss schisteux très altéré et oxydé
12,00 – 15,00	gneiss très fracturé

II-7- Caractéristiques géotechnique :

D'après l'étude géotechnique de projet, les éléments géotechniques suivants ont été pris en compte pour le dimensionnement :

Tableau II-4 : Caractéristique géotechniques

Couche de sol	Nature de sol	Poids volumique γ_h (KN/m³)	Angle de frottement φ' (°)	Cohésion c' (kPa)
1	Masse éboulée	24	40	20
2	Schistes	24	40	20
3	Remblais	18	35	0

II-8- Conclusion

Le glissement étudié est situé à la Wilaya de Annaba, sur CW 15, Suite à la marche conclue avec la **DTP de Annaba**, et Laboratoire des Travaux Publics de l'Est, a exécuté les travaux de reconnaissance géologique et géotechnique.

Le terrain étudié est formé essentiellement par des gneiss schisteux altéré en surface et la stratification de cette roche est dans le sens de la pente c à d dans le sens du glissement. Aussi il présente des oxydations au niveau des deux sondages S1 et S3, cela est expliqué par la force circulation d'eau.

La reconnaissance géotechnique à engager sur terrain permettra d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans l'objectif de confirmer avec précision les causes réelles de ce Glissement et d'entreprendre l'étude des solutions convenables.

III.1.Introduction

Le calcul de la stabilité des talus a pour but de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité, et de réparer la surface de rupture la plus probable et qui correspond à cette valeur.

On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus :

- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

III.2. Méthodes de calcul de la stabilité des talus

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (**Figure III.1**).

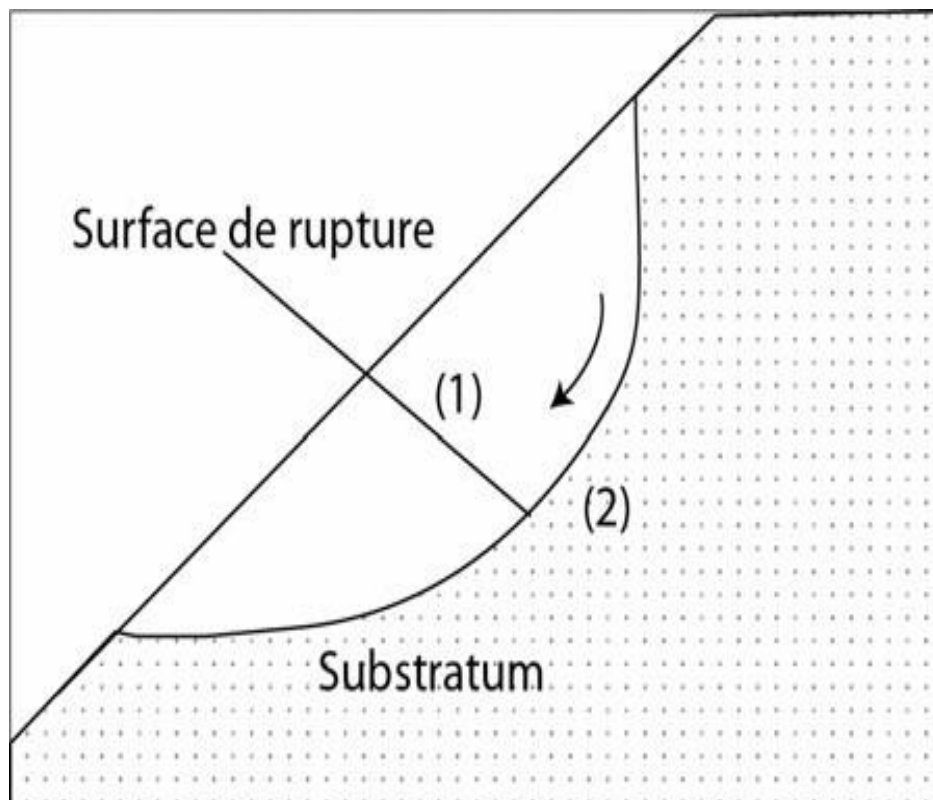


Figure III.1 : Surface de rupture. [4]

III.2.1. calcul du coefficient de sécurité

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre force motrice et la force résistante. En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau III.1 ci-dessous. [5]

Tableau III.1 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité. [5]

Facteur de sécurité F_s	Etat de l'ouvrage.
$F_s < 1$	Danger.
$F_s = 1$	Stabilité limite
$F_s \in] 1, 1.25 [$	Sécurité contestable.
$F_s \in] 1.25, 1.40 [$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais par contre c'est une sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert.
$F_s > 1.4$	Sécurité satisfaisante

A l'issue des expériences une classification a été proposée par la société internationale de la mécanique des roches dans le **tableau III.2** ci-dessous :

Tableau III.2 : Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité. [5]

$F_s < 1$	talus instable.
$1 < F_s < 1.5$	glissement possible.
$F_s > 1.5$	généralement stable.

III.2.2. Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture

Les méthodes les plus couramment utilisées pour évaluer l'état de stabilité d'une pente sont dites des méthodes de calcul à la rupture dites « par tranche ».

Elles consistent à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de roches délimité par les faces libres du talus et une surface de rupture potentiels, et les forces qui tendent à la mettre en mouvement.

Les calculs sont réalisés pour un grand nombre de surfaces de glissement éventuelles afin de rechercher le coefficient de sécurité minimal correspondant à la surface de glissement la plus critique. [5]

Remarque

Une valeur du coefficient de sécurité comprise entre 1,1 et 1,3 est généralement considérée comme critère admissible pour que la stabilité vis-à-vis de glissements en grande masse soit assurée dans la mesure où le contrôle du comportement mécanique et hydraulique du massif rocheux est réalisé. « F_s » comprise entre 1,1 et 1,3 est faible comparé aux valeurs adoptées pour les talus routiers ou les barrages, ceci pour des raisons économiques évidentes.

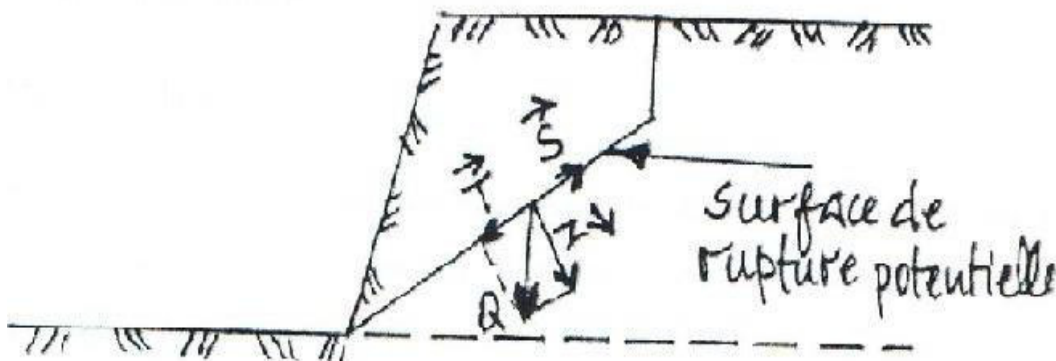


Figure III.2 : Surface de rupture potentielle. [5]

III.2.3. Méthodes de calcul de la rupture

L'analyse de la stabilité des ouvrages en terre se fait traditionnellement au moyen des méthodes de calcul à la rupture qui donnent par coefficient de sécurité (F_s)

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

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite ;
- Méthode géométrique (ou stéréographique) ;
- Les méthodes des éléments finis ;
- Les méthodes des abaques.

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire en décomposant le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel avant de

globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices. C'est la « Méthode des tranches ». [7]

III.2.3.1. Méthode des tranches

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. [8]

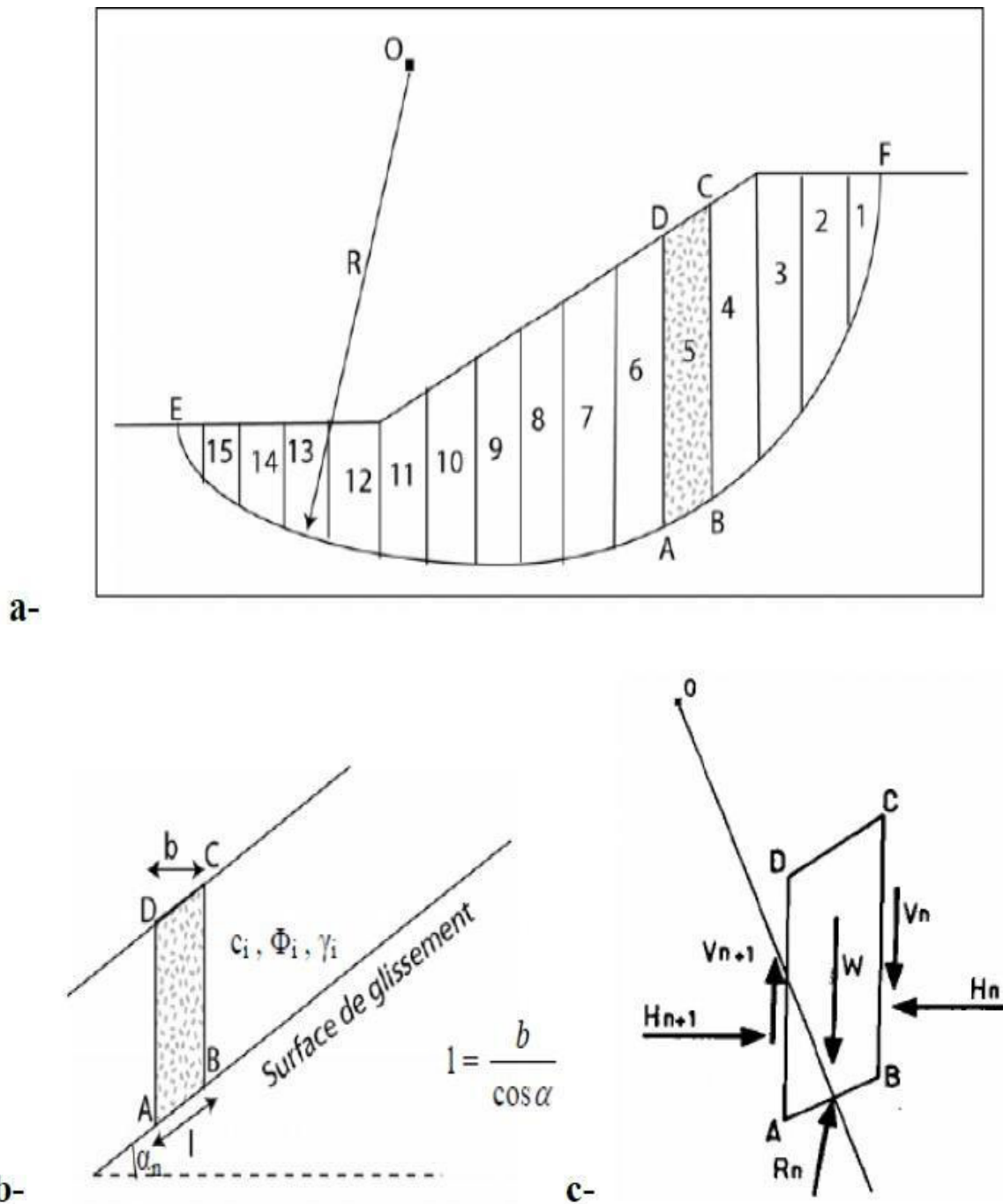


Figure III.3 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche. [7]

III.2.3.1.1. Méthode de Fellenius (1936)

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire ;
- On néglige totalement les efforts inter-tranches ;
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W. Par rapport au centre O, on peut définir :
- Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement ;
- Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R . (figure I.19).

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_n \quad (01)$$

$$\text{Par ailleurs : } N_n = W_n \cos \alpha_n \quad (02)$$

$$\text{Donc : } R_n = c_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_n \quad (03)$$

$$\text{D'autre part : } AB = l_n = bn / \cos \alpha_n \quad (04)$$

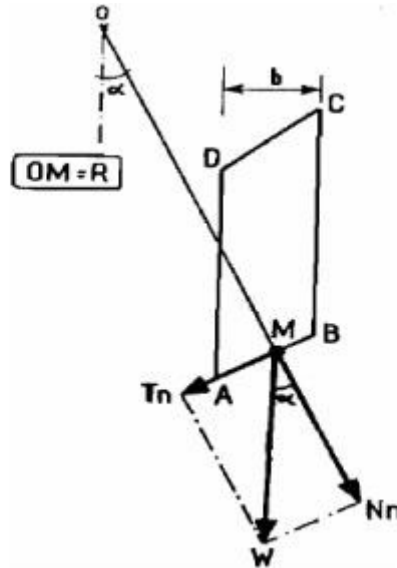


Figure III.4 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de Fellenius. [8]

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\Sigma Rm1^* (c_i \cdot bn / \cos \alpha_n + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i) \quad (05)$$

Où : m = nombre total de tranches.

C_i , Φ_i = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à T et égal à $T_n \cdot R_n$.

Par ailleurs : $T_n = W_n \sin \alpha_n$ (06)

En remplaçant (05) et (06) dans la formule de F_s , on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m \left(c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Où :

- ❖ b , la largeur des tranches.
- ❖ α , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- ❖ la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W .

Cette méthode montre qu'il s'agit d'une méthode directe de calcul de F en vérifiant seulement l'équilibre des moments par rapport à un centre O du cercle de glissement. [8][9]

a. Méthode de BISHOP simplifiée (1954).

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire ;
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$)

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i b_n + W_n \operatorname{tg} \phi_i)}{m \alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Où :

- $m_\alpha = \cos \alpha_n [1 + \operatorname{tg} \alpha_n \operatorname{tg} \phi_i / F_s]$.

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_s le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. C'est donc une méthode indirecte (ou itérative) et elle vérifie uniquement l'équilibre des moments, tout comme la méthode de Fellenius (ne vérifie pas l'équilibre des forces). [10] [11]

b. Méthode de Janbu (1956)

La méthode généralisée de JANBU (JANBU 1973) considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe:

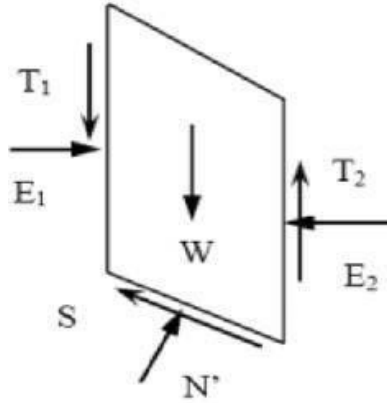


Figure III.5: Les forces appliquées pour la méthode de Janbu. [13].

$$F_{S_0} = \frac{\sum_{n=1}^m (b_n t g \varphi_i (C_i + (\frac{W_n}{b_n} - U))) / n \alpha}{\sum_{n=1}^m W_n t g \alpha_n}$$

avec

$$n \alpha = \cos^2 \left(1 + t g \alpha_n \frac{t g \varphi_i}{F_{S_0}} \right)$$

- ❖ $\frac{W_n}{b_n}$ est la contrainte verticale totale
- ❖ b_n : est la largeur de la tranche n ;
- ❖ α_n : l'inclinaison de la surface de glissement au milieu de la tranche n ;
- ❖ U: pression de l'eau interstitielle.

On peut remarquer que la méthode de Janbu, satisfait l'équilibre des forces et considère les forces normales inter-tranche. C'est une méthode indirecte (itérative, puisque F_{S_0} est des deux côtés de l'équation). Elle est utilisée généralement pour une surface de cisaillement composée (surface de glissement générale ; (figure II.20a).

Janbu a introduit un facteur de correction (F_0), dans le coefficient de sécurité original, pour pallier aux effets des forces de cisaillement inter-tranche. Avec cette modification, la méthode de Janbu donne des valeurs du coefficient de sécurité F_s plus importants, comme :

$$F_s = f_0 F_{S_0}$$

Le facteur de correction dépend du rapport entre profondeur et longueur de la surface de rupture (d/L) (figure I.21). Le coefficient de sécurité, avec ce facteur de correction, peut augmenter de 5 à 12%, donnant une marge inférieure dans le cas du frottement seul. [12][13]

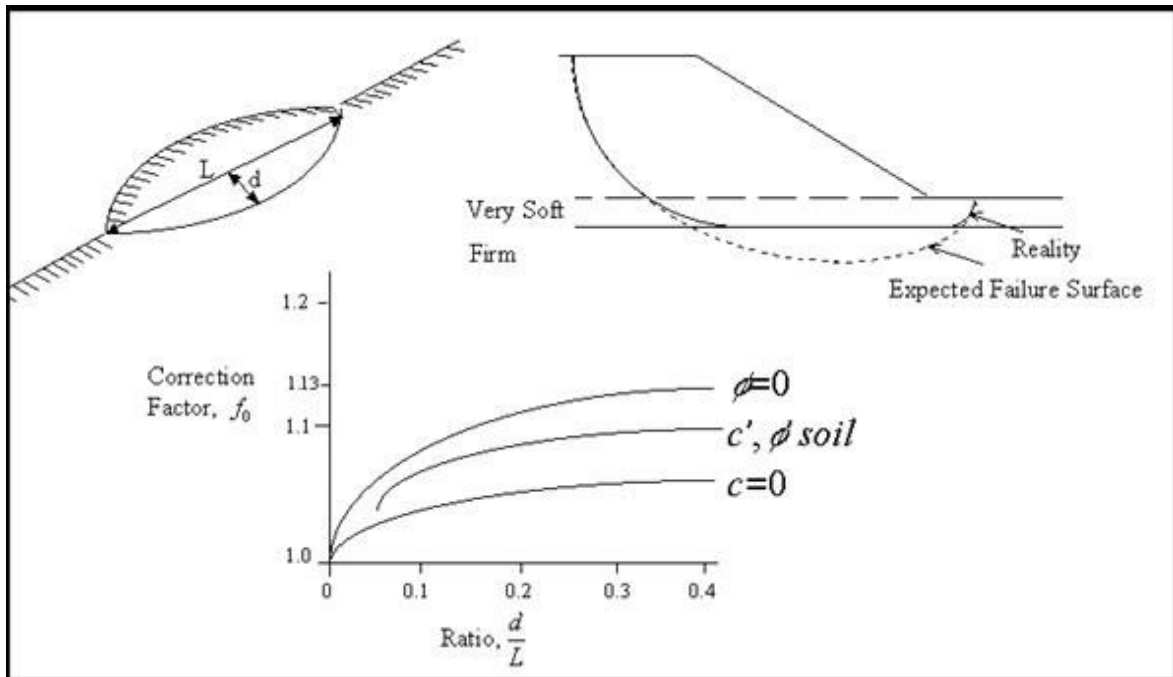


Figure III.6: Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur.[12]

c. Méthode de Morgenstern et Price(1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches :

$$\tan\theta_i = X/E = \lambda \cdot f(x'_i)$$

Où :

Θ_i : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ;

λ : est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité ;

$f(x'_i)$: est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement ;

x'_i : est la normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire. [14]

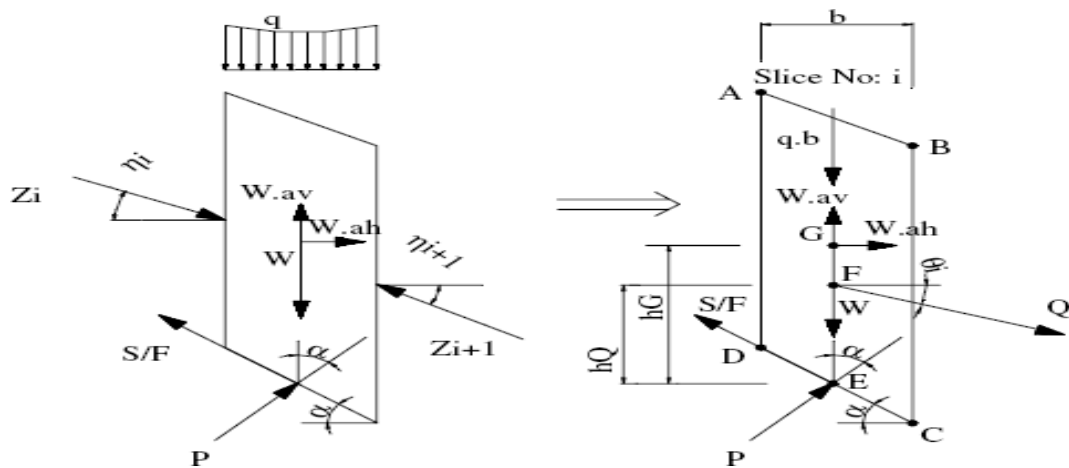


Figure III.7 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price.[14]

III.2.3.2. La méthode d'analyse inverse (retour expérience)

Parker et Sant amarina ont introduit la notion d'analyse inverse pour la géophysique et le génie civil. Ils décrivent deux types d'approches pour résoudre les problèmes inverses

- ❖ L'approche d'analyse inverse par méthode analytique inverse, schématisée la figure III.8 (a) ;
- ❖ L'approche d'analyse inverse par méthode numérique directe, Schématisée la figure III.8 (b).

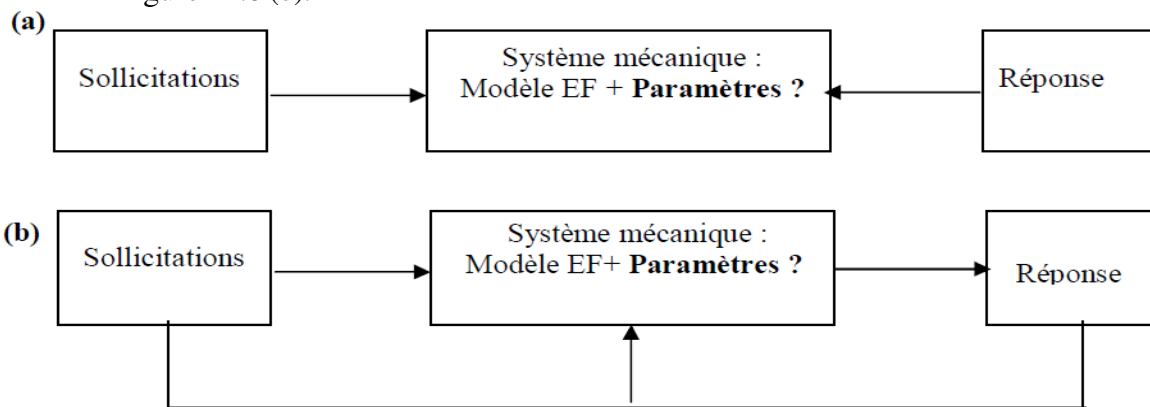


Figure III.8: Schéma du principe d'une analyse inverse par méthode analytique inverse (a) et par méthode numérique directe (b).[15] [16]

Classiquement, un problème est dit bien posé si les sollicitations, les conditions aux limites et les paramètres du sol sont connus. Si le système est stable, alors la réponse du modèle est unique. La résolution du problème inverse peut alors se faire analytiquement figure III.8 (a). [15][16]

L'inversion analytique du problème est une méthode utilisable en géotechnique. Les systèmes géo mécaniques et les modèles associés sont complexes et fortement non linéaires. Les équations de comportement sont irréversibles. Tout ceci rend la solution du problème inverse non unique, voire inexistante, lorsque l'on cherche une solution exacte. [17]

De plus les paramètres que l'on doit introduire dans les calculs géotechniques, sont souvent mal connus. A cela s'ajoutent les incertitudes sur les sollicitations et les conditions aux limites ainsi que l'erreur qui peuvent introduire les hypothèses et les approximations du modèle mécanique utilisé, donc trouver une solution analytique devient difficile. La solution est sensible aux données et aux erreurs sur ces données. Maier et Giorda montrent qu'une résolution par minimisation directe entre des mesures in situ et des quantités numériques correspondantes est préférable puisqu'elle évite l'inversion des équations d'analyse des contraintes. [18]

III.3. Conclusion :

La stabilisation d'un glissement de terrain est une opération complexe et délicate, et pour cela, il existe plusieurs méthodes précieuses qui ont été proposées par différents auteurs pour le calcul de la stabilité et du coefficient de sécurité d'un glissement, et qui restent encore des approches.

IV.1. Introduction

L'étude géotechnique et la configuration des terrains nous permettent de choisir la solution convenable et le type de confortement à adopter. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à l'investissement consenti, l'accessibilité de site, la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, et les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Le choix de la technique de la stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- L'analyse des paramètres techniques de site,
- La connaissance des techniques de stabilisation,
- Les impératifs technico-économique

IV.2. Caractéristiques géotechnique :

D'après l'étude géotechnique de projet, les éléments géotechniques suivants ont été pris en compte pour le dimensionnement :

- Application au glissement étudié

On fait entrer les paramètres géotechniques de chaque couche et on modélise le terrain suivant un profil qui coupe la zone du glissement au milieu et suivant le sens du mouvement.

IV.3. Calcul de la stabilité par logiciel

L'ingénieur choisit l'outil de calcul qui lui paraît adapté ; il opère seul la modélisation de l'objet réel (processus de réduction d'un objet réel à un objet virtuel simple) ; il décide seul de prendre en compte le résultat obtenu sur l'objet virtuel simple pour définir le comportement de l'objet réel.

IV.3.1 Présentation du logiciel SLIDE

Actuellement, ils existent plusieurs logiciels pour l'analyse des glissements de terrain, mais qui se différencient chacun par ces méthodes de résolution et ces paramètres de modélisation.

Dans notre cas nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse

limite appelé : **SLIDE V 6.0.**

Ce logiciel utilise la méthode de l'équilibre limite pour déterminer le coefficient de sécurité F_s selon le principe suivant :

$$F = \frac{\text{la somme des moments résistants}}{\text{la somme des moments moteurs}}$$

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Les données et les résultats du logiciel.

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
<ul style="list-style-type: none"> - La méthode de calcul. - Les paramètres géotechniques de chaque couche $\gamma(\text{KN/m}^3)$, $c (\text{KN/m}^2)$, $\varphi(^{\circ})$. - Les surcharges si nécessaire - Géométrie du talus. -La grille des centres de ruptures. -Le niveau de la nappe phréatique. -le type de confortement et ce après l'analyse de stabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le facteur de sécurité avant et après le confortement. - Les cercles de ruptures. - Les sollicitations sur les tranches. - La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus.

IV.3.2 Présentation du logiciel GEOSTAB

GEOSTAB est un outil pour calculer les contraintes d'un objet simple par application de méthodes de calcul définies ; l'objet simple de calcul est défini par l'ingénieur qui retient quelques caractéristiques mécaniques et géométriques et envisage certains phénomènes physiques.

Cet objet simple ne représente pas un objet réel, tel qu'un talus, une pente ou un fond de fouille. Il reste un objet virtuel, permettant à un ingénieur d'évaluer le comportement d'un objet réel.

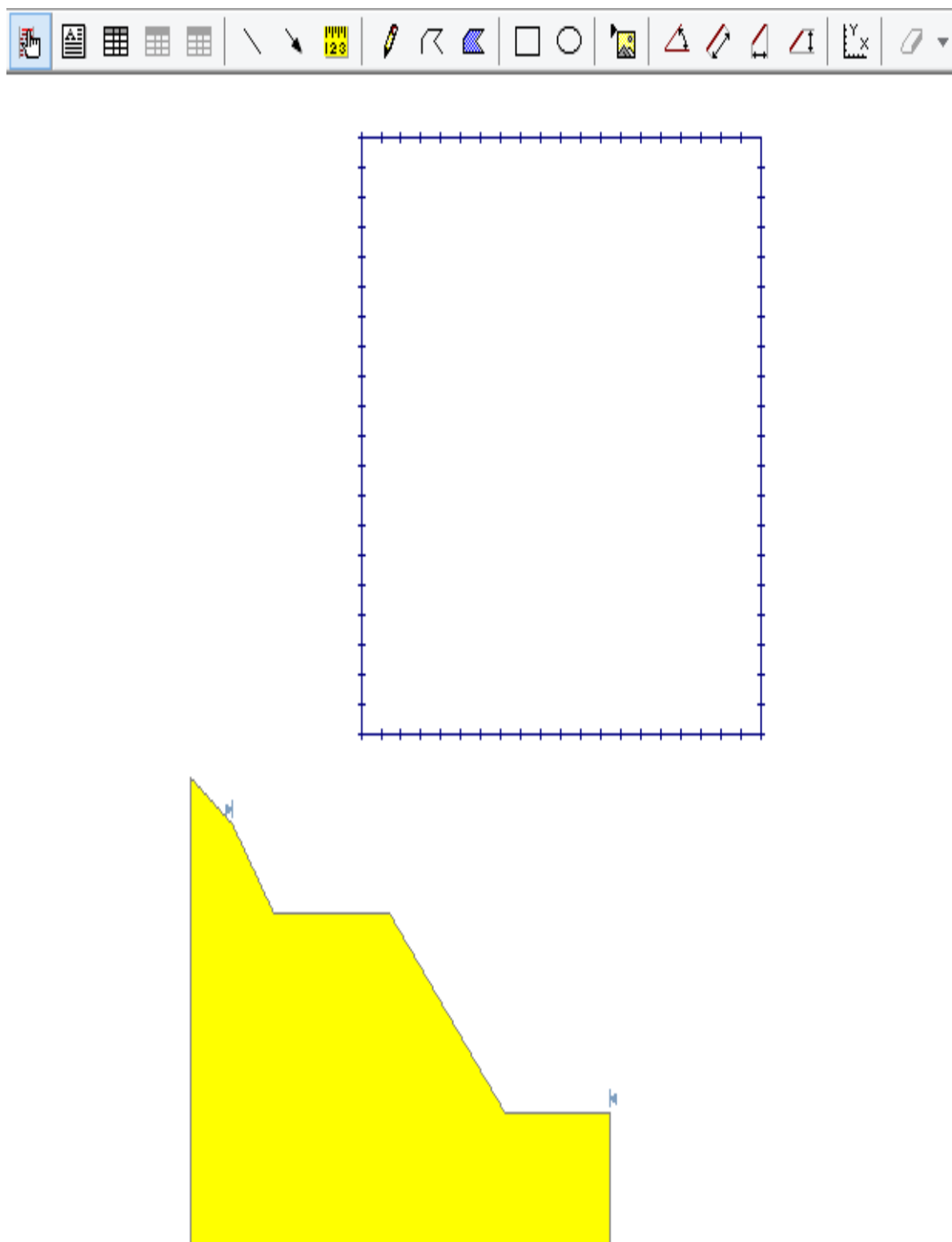
✚ Profil modélisé par SLIDE

Figure IV-1: La modélisation du profil avant glissement.

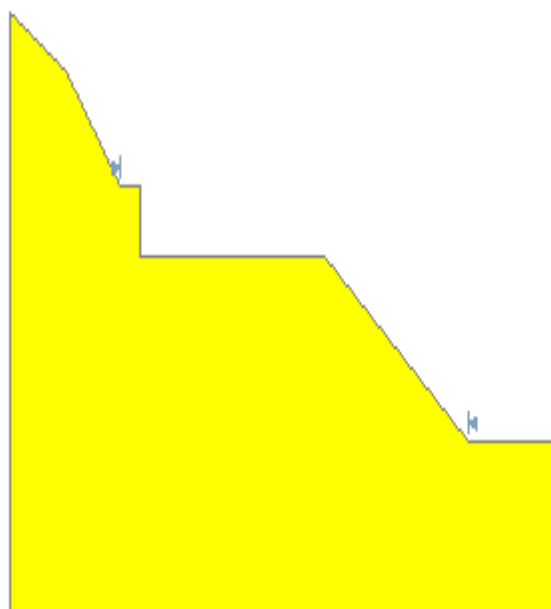
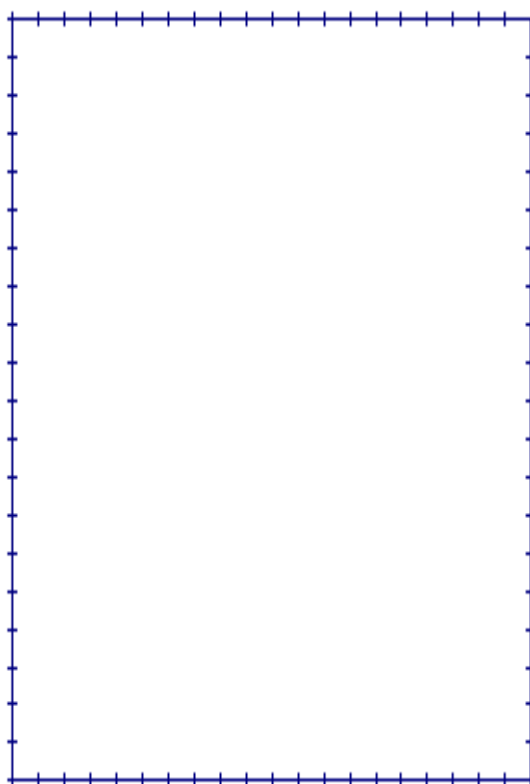


Figure IV-2: La modélisation du profil après glissement.

IV.4 Calcul de la stabilité par logiciel GEOSTAB (Travaux effectués par un bureau d'étude)

La vue de face illustré sur le schéma démontre que cette étude à été basé principalement sur l'utilisation de clous d'ancrage cette technique a consisté a utiliser 10 points qui s'entendent sur une distance linéaire de 20 mètres.

On remarque aussi qu'entre chaque point d'ancrage une distance de 2 mètres a était établi horizontalement et verticalement.

Il faut noter que pour chaque point 7 clous ont été ancrés sur toutes les profondeurs du mur, on retrouve également une distance de 2 mètres entre chaque clou.

Ces clous sont liés avec le mur de soutènement, ce dernier est posé sur des micro-pieux distribués sur les 20 mètres, avec espacement de 1.5 mètre.

Le clou d'ancrage permet de stabiliser un mur de soutènement en reportant les efforts induits par la poussée naturelle du terrain et les charges d'exploitation au-delà du cercle de glissement. Les efforts sont transmis au terrain par la longueur scellée. Le clou est généralement précontraint afin de contrôler le déplacement de la paroi lors des différentes phases de construction.

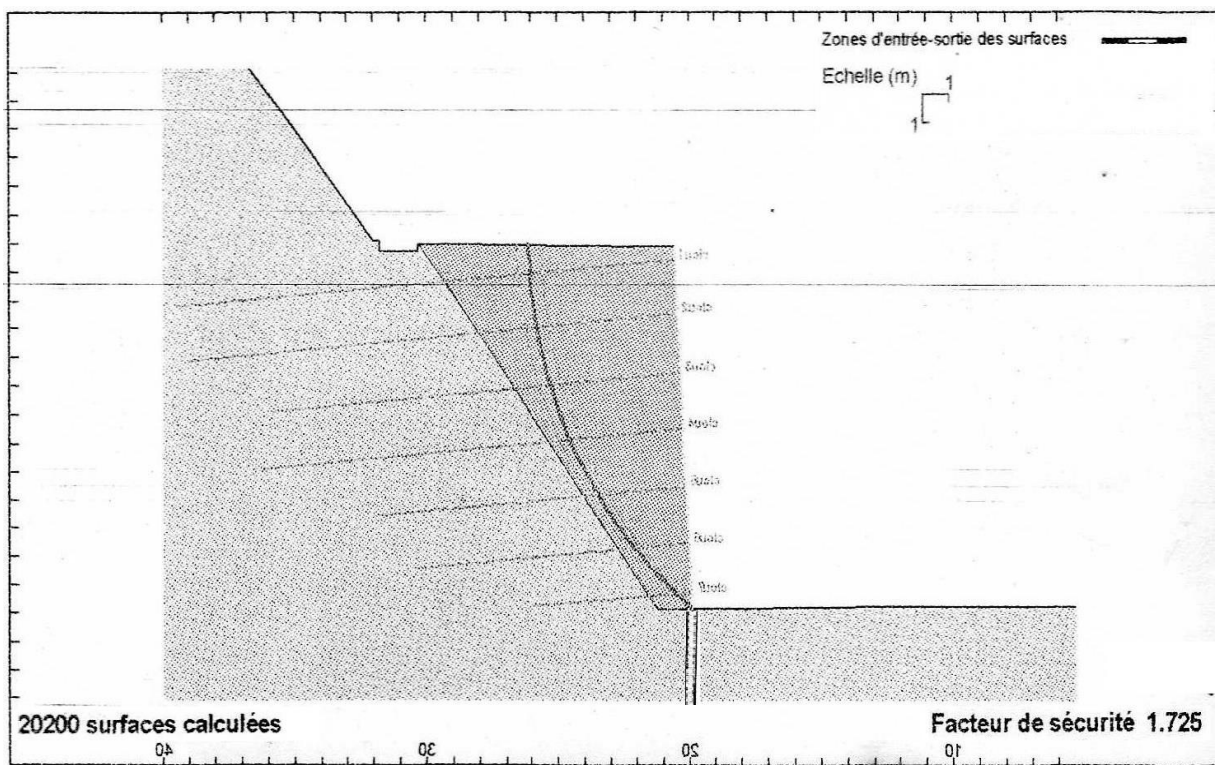


Figure IV-3 : modélisation des travaux avec le facteur de sécurité

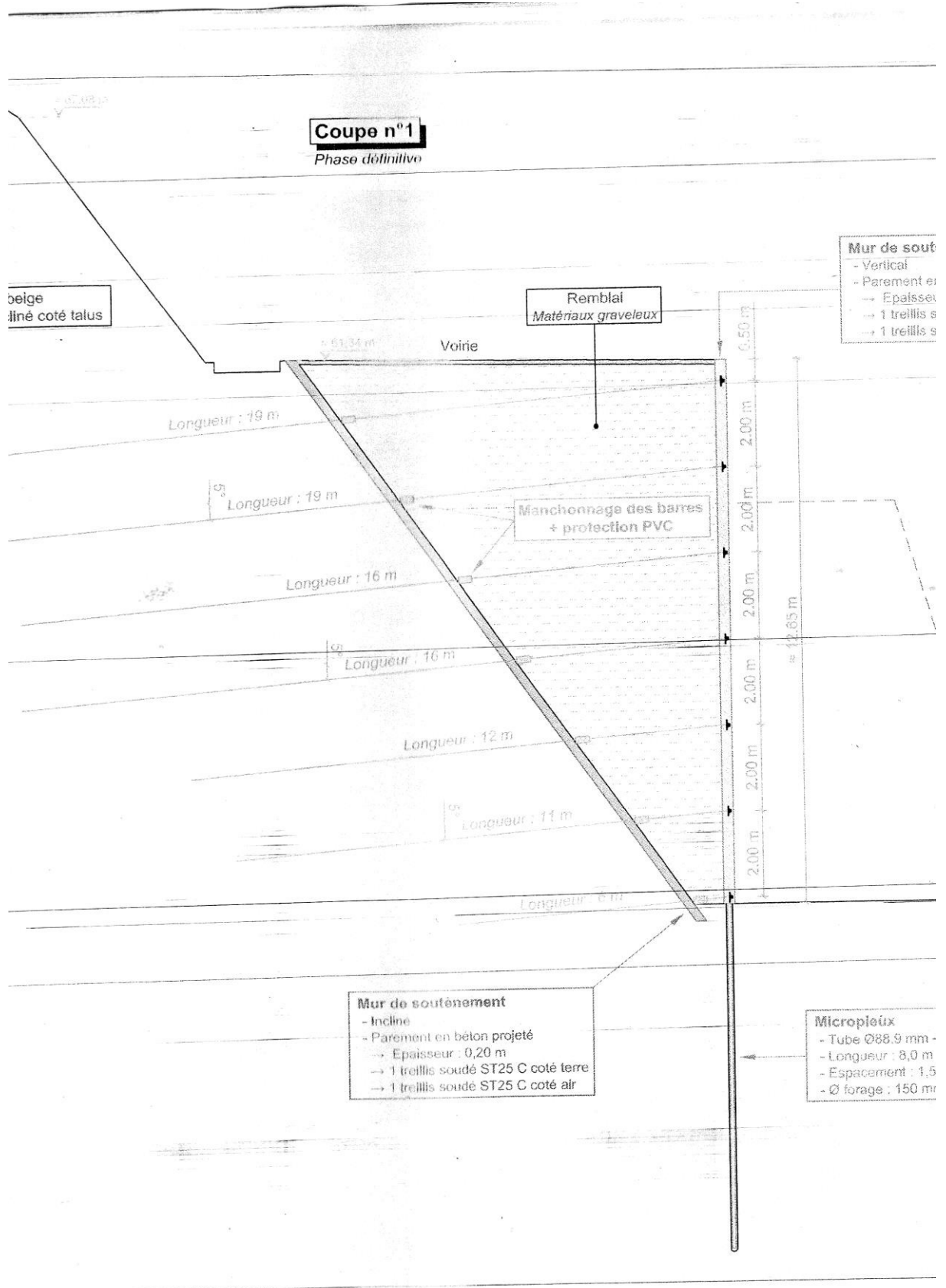


Figure VI-4 : Etude démonstrative des travaux faites par le bureau d'étude

 Estimation des travaux

Tableau IV-1 : Estimation des prix

Poste	Unité	Quantité	Prix unitaire HT DA	Montant HT DA
Installation de chantier– amenée repli	Unité	1	1500000	1500000
Etude d'exécution	Unité	1	1200000	1200000
Barrière provisoire	m	80	15000	1200000
Purges de mise en sécurité	m ²	1600	250	400000
Boulon de confortement dia 32mm	m	45	12000	540000
Boulons de fixation diam 25 mm long 2 m	Unité	140	18000	2520000
Grillage pendu DT 60×80	m ²	1120	2000	2420000
Câble plaqué /suspente	m	480	2500	1200000
Filet de câble plaqué	m ²	40	17000	680000
Montant total HT				11480000
Montant TVA 17%				1951600
Montant total TTC				13431600

IV.5 Calcul de la stabilité par logiciel SLIDE (autre proposition de stabilité) :

IV.5.1 Renforcement par un mur soutènement :

Vu la profondeur du glissement (environ de 3m), on a prévu de réaliser un mur de soutènement adéquat.

On a proposé de construire un mur de soutènement longueur de 7 mètres.

IV.5.2. Pré dimensionnement du mur de soutènement

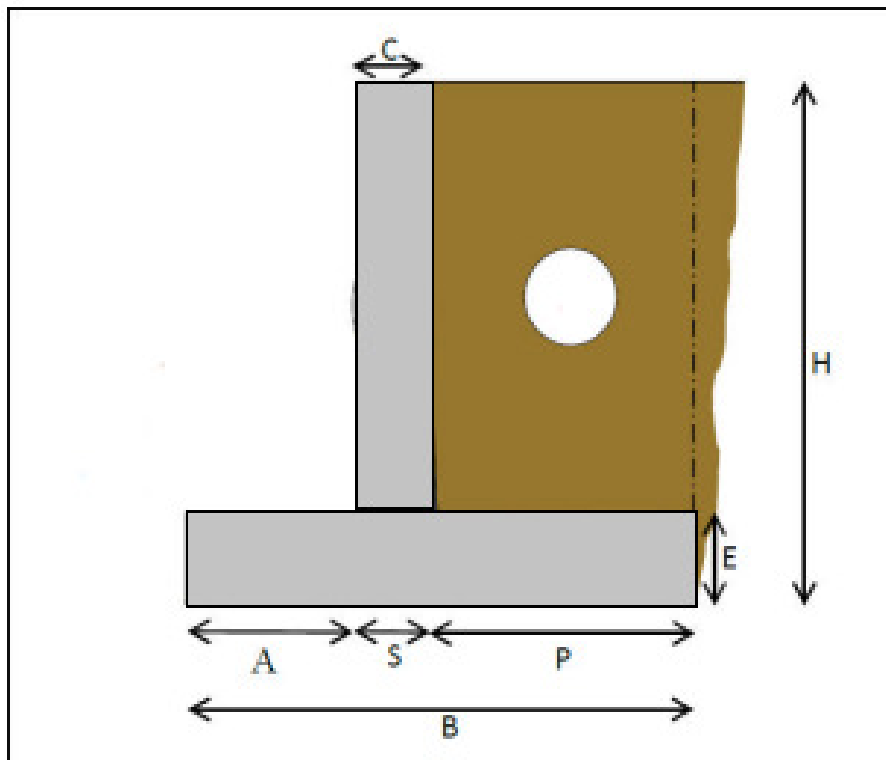


Figure IV-3 : Schéma du mur de soutènement

Dimension :

Tableau IV-1: Pré dimensionnement du mur de soutènement

Dimension	H	E	C	B	A	S	P
Valeurs (m)	7	1	0.3	3.7	1.1	0.6	2

IV-5-3- Modélisation du profil après confortement

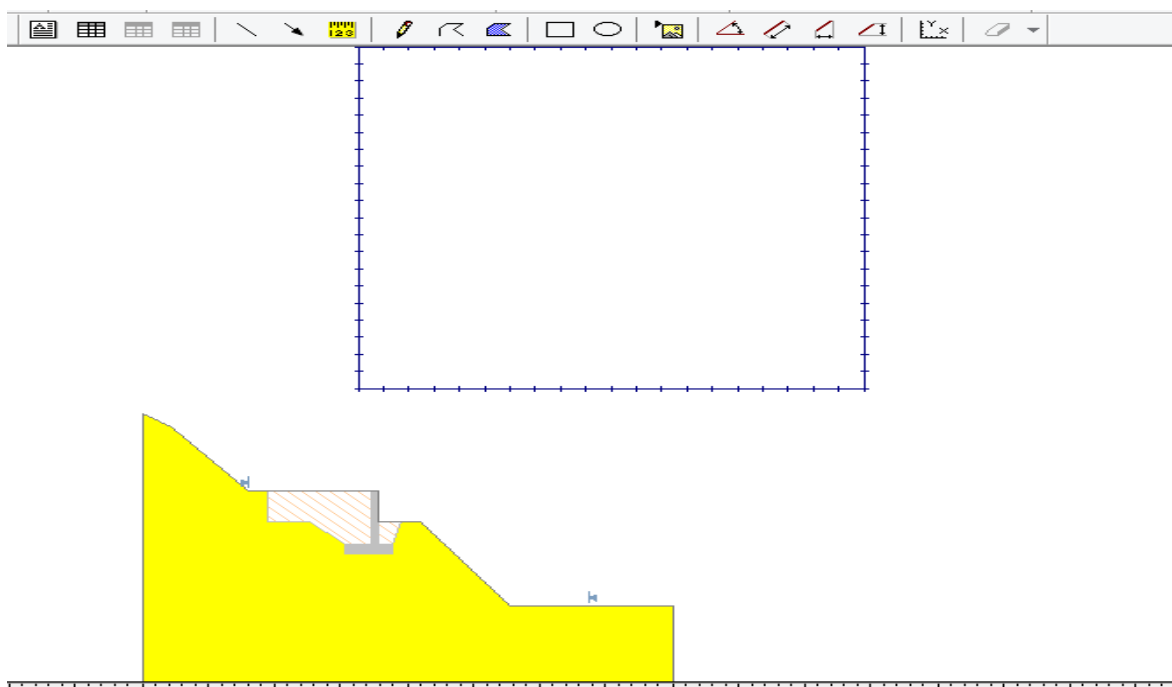


Figure IV-4 : Modélisation du profil après confortement.

IV-5-4- Résultats d'analyse

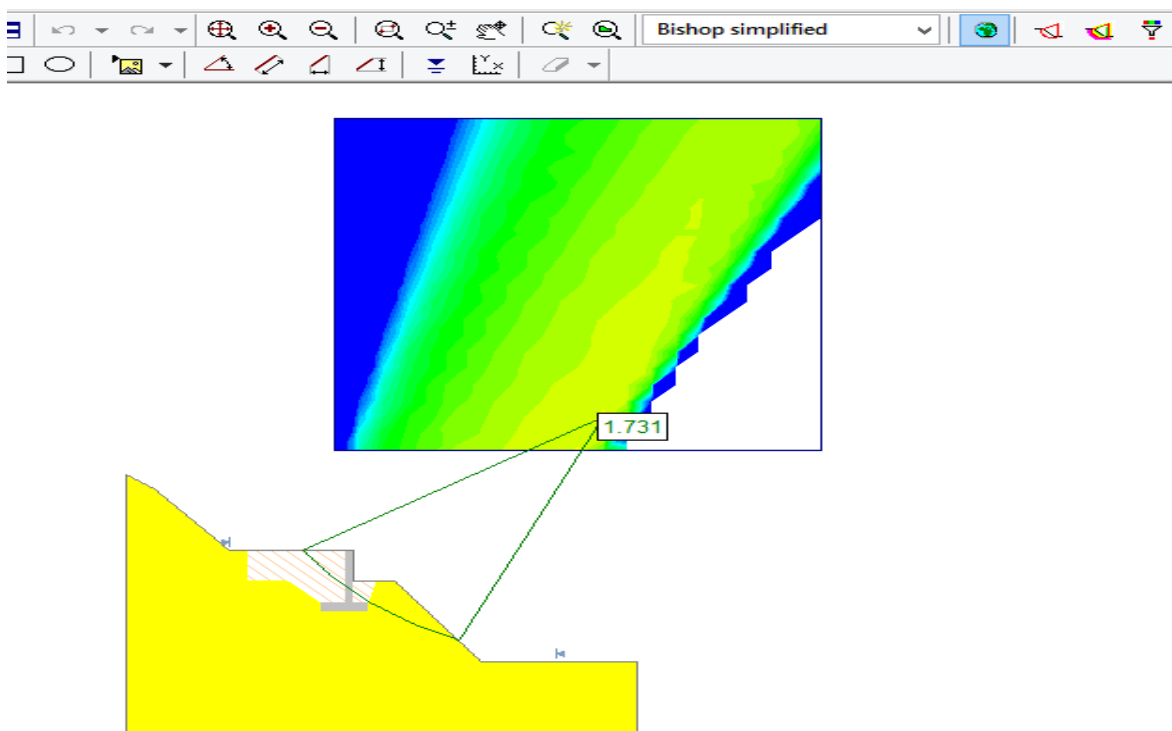


Figure IV-5 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop

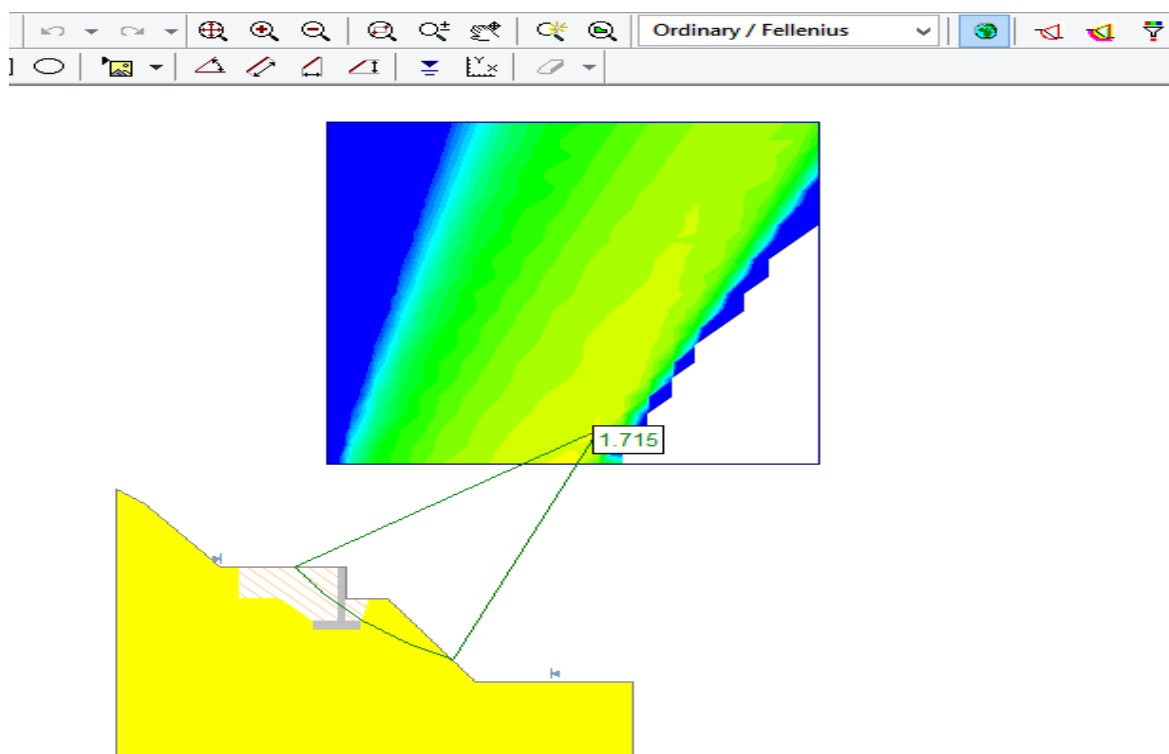


Figure IV-6 : Résultat d'analyse par la méthode de FELLENIUS

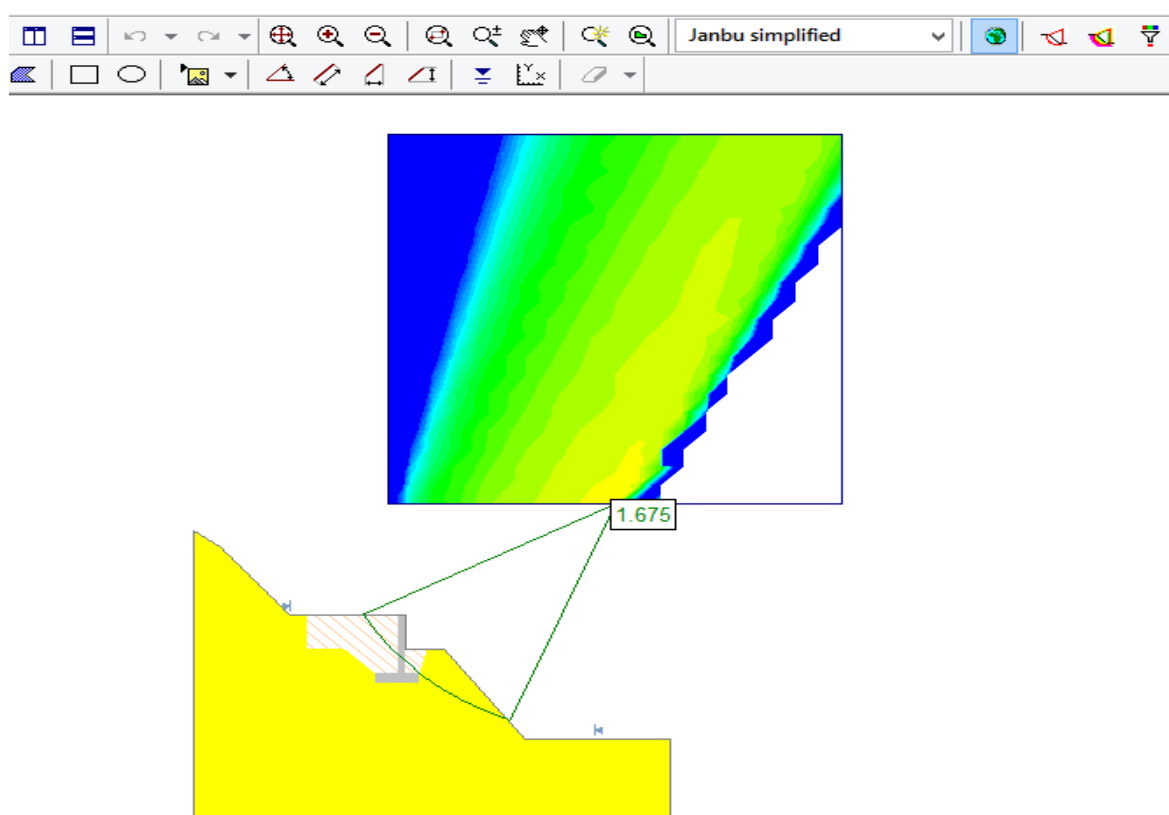


Figure IV-7 : Résultat d'analyse par la méthode de Janbu

Le tableau ci-après nous donne un résumé de différents coefficients de sécurité obtenus par les trois méthodes

Tableau IV-2 : Résumé des résultats d'analyse obtenus.

Méthodes	Bishop	Janbu	FELLENIU
coefficient de sécurité	1.731	1.675	1.715

IV.6 Estimation des prix

Après les calculs des dimensions de mur de soutènement proposé dans ce travail et d'autres recherches, on a trouvé que le mètre cube de béton armé coûte 45000 DA, donc on peut dire que le prix total de ce mur de soutènement est de 4304178 DA à peu près.

IV.7 Commentaire

D'après les résultats de la comparaison économique entre les deux études, on constate que le prix de la solution faite par le bureau d'étude est plus élevé que celui du mur de soutènement proposé.

On plus le mur de soutènement est le plus économique donc cette dernière est plus intéressante économiquement.

.

IV.8 Conclusion

Le but de notre étude, ce n'est pas seulement d'avoir un certain nombre de résultat technique, mais le plus important c'est de l'avoir d'une manière économique, donc il faut faire une étude économique comparative entre les deux solutions proposées dans le calcul du confortement pour voir laquelle coûtera moins cher pour cela, on va faire des calculs permettant de comparer les prix et de déterminer le coût prévisionnel de chaque solution.

Conclusion générale

Ce modeste travail nous a donné l'opportunité de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre parcours universitaire et nous a permis de nous imprégner d'un des phénomènes importants que traitent la géotechnique. Nous avons ainsi pu nous confronter à la réalité du terrain et connaître les étapes essentielles à suivre lors de l'étude d'un glissement de terrain.

L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur la CW 15 au niveau de l'évitement de la ville de SIDI AISSA, Wilaya de Annaba et ensuite, étudier un système de confortement adéquat, qui a consisté, dans notre cas en un mur de soutènement en béton armé.

Pour l'étude du glissement, nous avons effectué une modélisation et un calcul avec le logiciel "SLIDE", et cela pour trois méthodes : de Bishop, Fellenius et Janbu, qui ont permis de localiser les surfaces critiques du glissement et définir les coefficients de sécurité

Enfin, une comparaison de nos résultats a été effectuée avec ceux de l'étude déjà réalisée par le Maître de l'ouvrage et a montré que la solution préconisée par nos soins est plus avantageuse économiquement.

Bibliographie

- [1] : DURVILLE, J-L et SEVE, G. glissement en terrains meuble. Technique de l'ingénieur.
- [3] : G.FILLAT, glissement de terrain.
- [4] : RAT (M.). (1975). – Drainage. Rabattement. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C256.
- [5] : CFMS. (1995). – Tirants d'ancrage : recommandations TA 95. 150 p., Eyrolles.
- [6] : BLONDEAU (F). mars 1976. – Les méthodes d'analyse de stabilité. Bull. Labo. P. et Ch., spécial, p. 56-62.
- [7] : SCHLOSSER (F.) et UNTERREINER (Ph.), (1994). Renforcement des sols par inclusions. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C24.
- [8] : BENDADOUCHE.H, LAZIZI.S, 2013. Glissement de terrain et confortement. Pages bleues.
- [9] : AHMED. A, 2012. Étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN 12.Mémoire d'ingénieur, école national polytechnique, El-harrach.
- [10] : www.prim.net
- [11] : traitement d'un glissement de terrain et reconstruction de la chaussée avec un remblai renforcé par géo synthétique dans la willaya de Bejaia.
- [12] : www.topographi.blogspot.com.
- [13] : J.L.Durville, G.Sève : stabilité des pentes (glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur.
- [14] : (Source : **RPA 99**).
- [16] : COLAS (G.) et PILOT (G.). – Description et classification des glissements de terrain.