



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

*République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA De Bejaia
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil*

Mémoire de fin d'étude

En Vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : **Géotechnique**

Thème :

*Etude et confortement du glissement
de terrain au niveau de l'évitement
de la ville de Kherrata wilaya de
Béjaïa*

Réalisé par :

- SMAHI Abdelghani
- ZEGHAR Zoubir

Encadré par :

Mr. H. BENDADOUCHE

Promotion : 2014 /2015

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier Dieu de nous avoir donné le courage, la force et la volonté pour ce projet élaborer ce travail.

Nous adressons nos sincères et respectueux remerciements

À toutes personnes ayant contribué, de loin ou de près, à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement à notre promoteur Mr H.BENDADOUCHE pour son aide, ses conseils et ses remarques qui nous ont permis de faciliter à accomplir notre travail de fin d'étude.

Nous remercions aussi les membres du jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les enseignants, qui ont contribué à notre formation.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, qui m'ont encouragé et guidé durant toutes ma vie, je prie dieu le tout puissant de les honorer et les rendre fiers de moi, que dieu les protèges et les gardes.

A mes chers frères et sœurs

Et spécialement au petit « Nassim »

A toute la famille SMAHI.

A tous mes amis, mes collègues de l'université.

Ainsi, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la réalisation de ce travail, sans vous oublier Lyes.

A toutes personnes qui m'ont soutenue et crus en moi lors de mon parcours

Merci à tous.

Abdelghani

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes parents

À mon frère et mes sœurs et sans oublier ma femme et mon fils Oussama

À toute la famille ZEGHAR

À tous mes amis et collègues de l'université

Ainsi à tous ceux qui m'ont aidé

À la réalisation de ce travail.

Zoubir ZEGHAR

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

Liste des figures

FigureI-1 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....	3
FigureI-2 : Glissement plan.....	3
FigureI-3 : Glissement rotationnel.....	4
FigureI-4 : glissement rotationnel simple ...	5
FigureI-5 : Glissement rotationnel complexe.....	5
FigureI-6 : coulée boueuse.....	8
Figure I-7 : Eroulement d'Aokas2015.....	9
FigureI-8 : éroulement et chutes de blocs.....	9
Figure I.9 : Pénétromètre dynamique et statique.....	12
Figure I-10 : photo des tamis.....	14
Figure I-11 : appareil de limite atterberg.....	15
Figure I-12 : appareil d'essai cisaillement.....	15
Figure I-13 : appareil d'essai Oedométrique.....	16
FigureI-14 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques.....	18
FigureI-15 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.....	19
Figure I-16 : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte.....	20
Figure I-17 : Mur de soutènement.....	21
Figure I-18 : Réalisation d'un mur en gabion.....	22
Figure I-19 : Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile.....	22
Figure I-21 : Exemple de clouage d'un glissement.....	23
Figure I-22 : Forces en présence (cas d'un barrage) : Méthode globale.....	25
Figure I-23 : Evaluation de la pression interstitielle.....	26
Figure I-24 : polygone des forces.....	26
Figure I-25 : Action des surcharges sur un talus.....	27
Figure I-26 : Détail des tranches.....	27
Figure I-27 : Méthode des tranches.....	27
Figure I-28 : Décomposition complète.....	26
FigureII.1 : vue satellitaire du site (source Google Earth).....	30
FigureII-2 : Carte géologique de la wilaya de bejaia.....	31

FigureII-3 : Vue satellitaire du Barrage d'Ighil Tamda (Google Earth).....	32
FigureII-4 : Escarpement du talus amont environ.....	33
FigureII-5 : Des fissures de traction.....	33
FigureII-6 : Matériaux d'apports sur la masse glissante.....	34
FigureII-7 : Renversement des gabions réalisés au niveau du bas du talus.....	34
Figure II-8 : Travaux de terrassement au niveau du bas de talus.....	35
Figure IV-1 : Méthode globale.....	42
FigureIV-2 : Les forces agissantes sur le massif.....	43
Figure IV-3 : Polygone des forces (I).....	44
Figure IV-4 : Polygone des forces (II).....	45
Figure IV-5 : Détail des tranches.	46
Figure IV-6 : Méthode des tranches.....	47
Figure IV-7 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	50
Figure IV-8 : La modélisation du profil.....	51
Figure IV-9 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop.....	52
Figure IV-10 : Cercle critique obtenu par la méthode de Janbu.....	53
Figure IV-11 : Cercle critique obtenu par la méthode ordinaire.....	53
Figure IV-12 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop.....	54
Figure V-1 : Présentation de l'effort de clouage.....	56
Figure V-2 : Pré-dimensionnement du mur.....	58
Figure V-3 : Vue en plan de la semelle.....	58
Figure V-4 : Coupe longitudinale de la semelle.....	58
Figure V-5 : Géométrie du mur.....	59
Figure V-6 : Plan de ferrailage du mur de soutènement.....	62
FigureV-7 : Ferrailage du pieu.....	65
Figure V-8 : Modélisation du profil après confortement.....	66
Figure V-9 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop.....	66
Figure V-10 : Résultat d'analyse par la méthode de Janbu.....	67
Figure V-11 : Résultat d'analyse par la méthode Ordinaire.....	67

Liste des Tableau

TableauI-1 : les déférents familles de mouvement.....	6
TableauIII-1 : Résultats donnés par le sondage SC'1 (30m).....	37
TableauIII-2 : Résultats donnés par le sondage SC'2 (30m).....	38
TableauIII-4 : Résultats donnés par le sondage SC'2(15m).....	38
TableauIII-3 : Résultats donnés par le sondage SC'1(15m).....	38
TableauIII-5 : Résultats des essais physiques.....	39
TableauIII-6 : Caractéristique géotechniques (A court terme).....	40
Tableau IV-1 : Les résultats obtenus.....	48
Tableau IV-2 : Les données et les résultats du logiciel.....	49
Tableau IV-3 : Les paramètres géotechniques de chaque couche.....	50
Tableau IV-4 : Les résultats obtenus pour différentes méthodes de calcul.....	52
Tableau IV-5 : Les résultats obtenus pour différentes méthodes de calcul.....	54
Tableau V-1 : Les moments stabilisateur du mur en BA.....	60
Tableau V-2 : les sections de ferrailage obtenu avec expert robot.....	61
Tableau V-3 : Résumé des résultats d'analyse obtenus.....	68

Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles.	
Introduction générale	1
Chapitre I : généralité sur les glissements de terrain	
I-1 Introduction	2
I-2-Classification des mouvements de terrain.....	2
I-2-1-Les glissements	2
I-2-1-1-Les types de glissements.....	3
a-Glissements plans	3
b- Glissements rotationnels (circulaire)	4
b-1- glissement rotationnels simple.....	4
b-2- Glissements rotationnels complexes (quelconques)	5
I-2-1-2-Principales causes de glissement de terrain	6
a- Les facteurs géométriques	7
b- La nature du terrain constituant le versant	7
c- Les diverses formes d'action de l'eau	7
d- Les conditions hydrauliques.....	7
e- Facteurs anthropiques.....	7
I-2-2- Fluage et solifluxion	7
a- Fluage	7
b- Solifluxion	7
I-2-3- Les coulées boueuses	7
I-2-4- Ecoulements et chutes de pierres	8
I-3- Reconnaissance et Diagnostique du sol	9
a- Hydrogéologie.....	10
b- Reconnaissance géotechnique.....	10

b-1- Essais "in situ".....	10
b-2- Essais en laboratoire.....	13
a- Essais mécaniques.....	14
b- Essais chimiques.....	16
C- Reconnaissance géologique et géomorphologique.....	17
I-4- Méthode de confortement des glissements de terrain.....	17
a-Terrassements.....	18
b- Allègement en tête.....	19
c- Remblai de pied.....	19
d- Reprofilage.....	20
e- Purge.....	20
f-Les substitutions totales ou partielles	20
g- Dispositifs de drainage.....	20
h- Eléments résistants.....	20
h-1- Ouvrages rigides	21
h-2- Ouvrages souples.....	21
h- 2-1- Murs en gabions (mur poids).....	21
h-2-2- Murs en géotextiles.....	22
i- Tirants d'ancrage.....	23
j- Clous et micro-pieux.....	23
I-5- Méthode de calcul de la stabilité des pontes (talus)	24
I-6- Notion du coefficient de sécurité	24
a- Méthode des élément finis.....	24
b-Méthodes basées sur l'équilibre limite.....	24
b-1- Méthode globale	25
b-2- Méthodes des tranches.....	27
1- Formulation de Fellenius (1927).....	27
2- Formulation de Bishop (1955).....	28
2-1- Formulation détaillée de Bishop.....	28
2-2- Formulation simplifiée de Bishop.....	28
b-3- Méthode des perturbations.....	29

I-7- Conclusion	29
-----------------------	----

Chapitre II : représentation de site.

II-1- Introduction	30
II-2- Situation géographique du site	30
II-3- Topographie du site	30
II-4- Contexte géologique	31
II-5- Contexte hydrologique local	32
II-6- Géomorphologie du site	32
II-7- Etat des lieux	32
II-8- Les causes probables qui sont à l'origine de ce glissement	35
II-9- Conclusion.....	36

Chapitre III : étude géotechnique de site.

III-1- Introduction.....	37
III-2- Reconnaissances géotechniques	37
III-2-1- Essais in-situ	37
III-2-2- Essais en laboratoire	39
III-2-3- Résultats des analyses chimiques	39
III-3- Estimation des caractéristiques mécaniques.....	40
III-4- conclusion.....	41

Chapitre IV : calcul de la stabilité de talus.

IV-1- Introduction	42
IV-2- Méthode globale	42
IV-2-1- introduction.....	42
IV-3- Méthode des tranches (Fellenius)	46
IV-3-1- Introduction	46
IV-4- Calcul de la stabilité par logiciel	48
IV-4-1- Présentation du logiciel	48
IV-4-2- Application au glissement étudié.....	49
IV-4-2-1 Les paramètres géotechniques	49
IV-4-2-2- Caractéristiques Sismiques Considérées.....	50
IV-5- conclusion.....	54

Chapitre V : étude de confortement.

V-1-Introduction.....	55
V-2- Renforcement par mur de soutènement sur pieux.....	55
V-2-1- Etude de la stabilité du nouveau massif après localisation et terrassement du remblai de pied.....	55
V-2-2- Pré-dimensionnement du mur en béton armé :(mur en T renversé)	57
V-2-3- Ferrailage de mur de soutènement.....	61
V-2-4- Pré-dimensionnement des pieux	62
V-2-5- Ferrailage des pieux	64
V-3- Etude de la stabilité après confortement.....	66
V-3-1- Modélisation du profil après confortement.....	66
V-3-2- Résultats d'analyse (sans tenir compte de la sismicité du site).....	66
V-3-3- Résultats d'analyse en considérant la sismicité du site.....	68
V-4- Conclusion.....	68
Conclusion générale	69
Bibliographie.	
Annexes.	

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des phénomènes géodynamiques qui se produisent dans toutes les régions du monde et souvent les plus graves sur la surface de la terre. Ils provoquent des modifications sur le paysage et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des décès. Ces phénomènes se développent dans un massif 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 (séismes, 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. L'objectif de ce travail présenté dans ce mémoire est d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur la RN09 évitement de la ville de KHERRATA, wilaya de BEJAIA.

De ce fait notre travail se divise en trois parties, qui sont les suivantes :

La première partie est consacrée à l'étude bibliographique, qui est une étude théorique, sur les mouvements de terrain (leurs circonstances, leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes) ainsi, les différentes méthodes d'analyse et de calcul de la stabilité et les différents systèmes de confortements.

La deuxième partie contient l'analyse et l'étude de glissement, les données géométriques et géotechniques du site qui nous permettent d'analyser ce glissement manuellement avec les logiciels de calcul basé sur l'analyse limite «SLIDE ».

La troisième partie contient la conception, le choix de confortement, le dimensionnement et l'étude de système de confortement proposé.

Enfin, notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points essentiels de notre mémoire.

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.
- ✓ Ecoulements 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 :

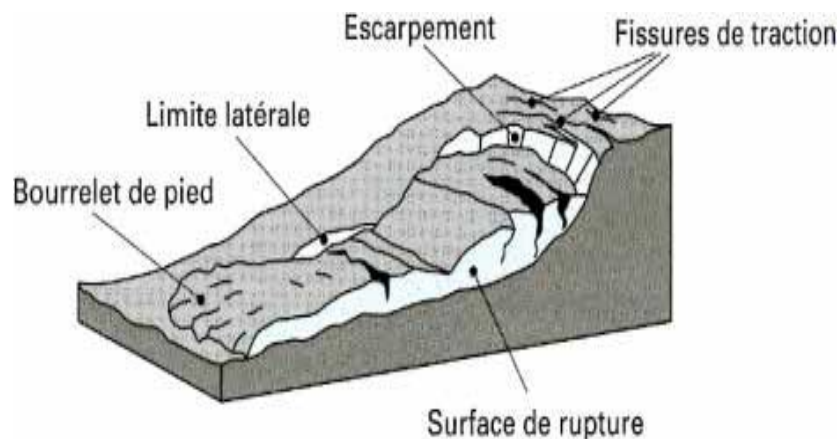


Figure I-1 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [1].

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.

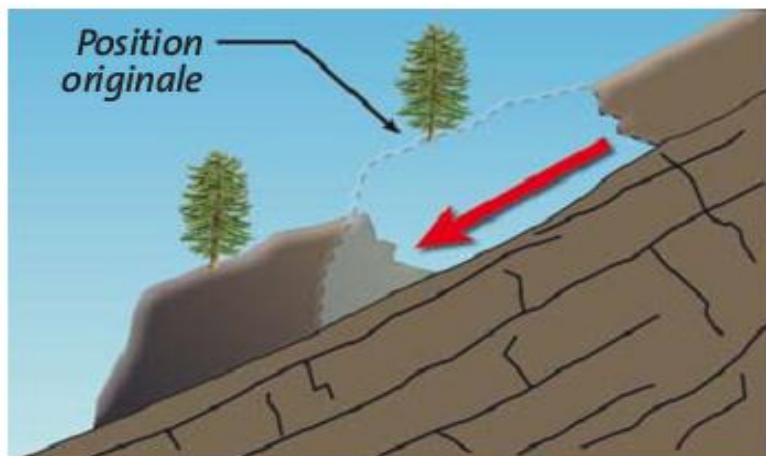


Figure I-2 : Glissement plan. [8]

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.

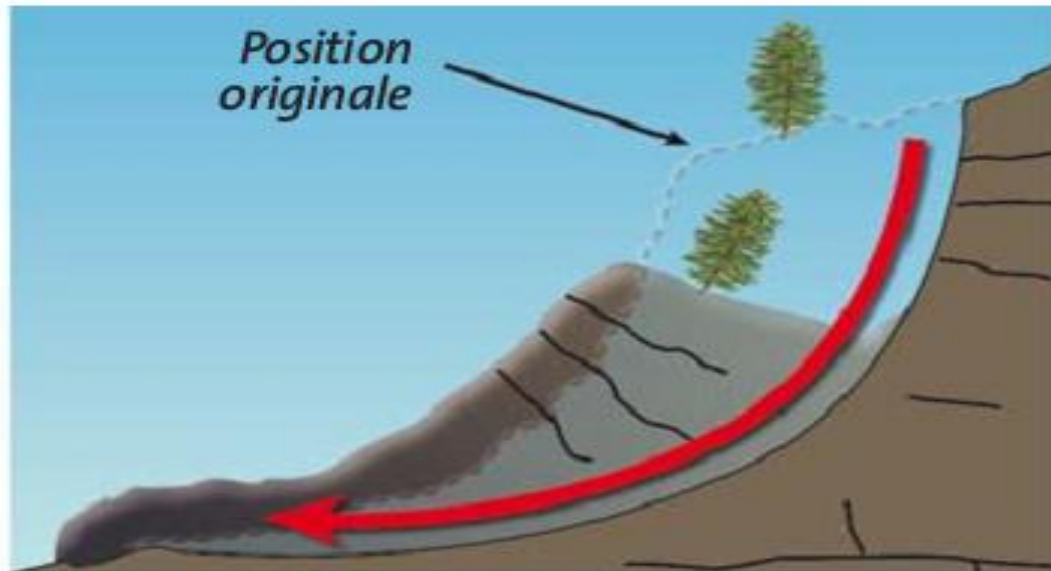


Figure I-3 : Glissement rotationnel. [8]

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**)

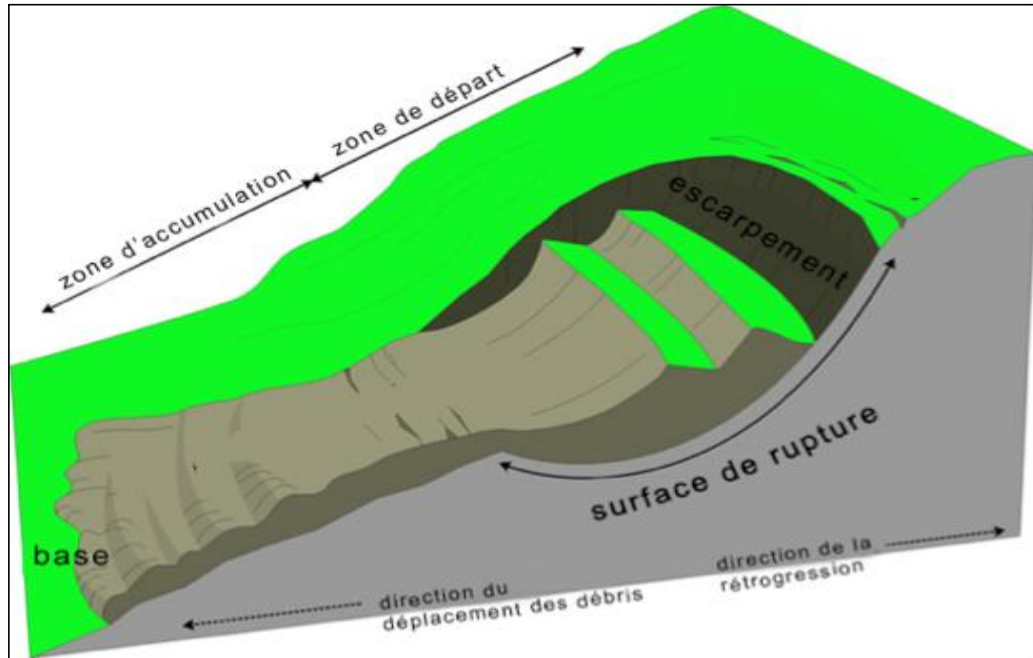


Figure I-4 : glissement rotationnel simple. [16]

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.

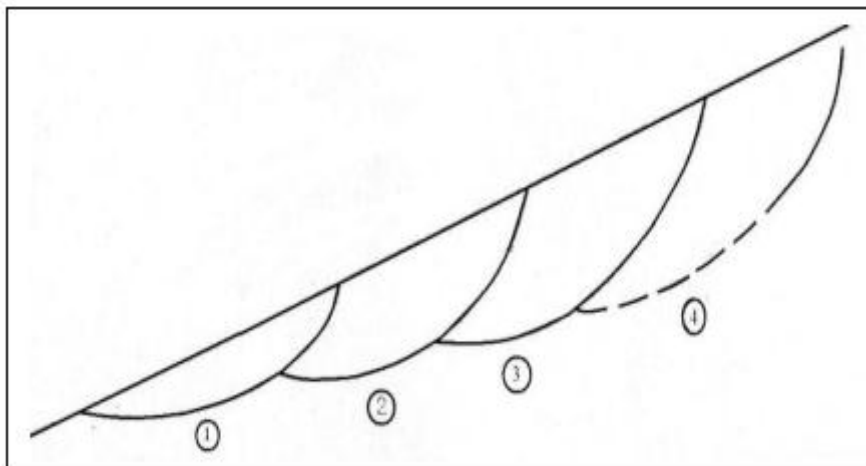


Figure I-5 : Glissement rotationnel complexe. [3]

- ✚ 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
Ecroulement	massifs rocheux	de 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 dénivèlements.

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.

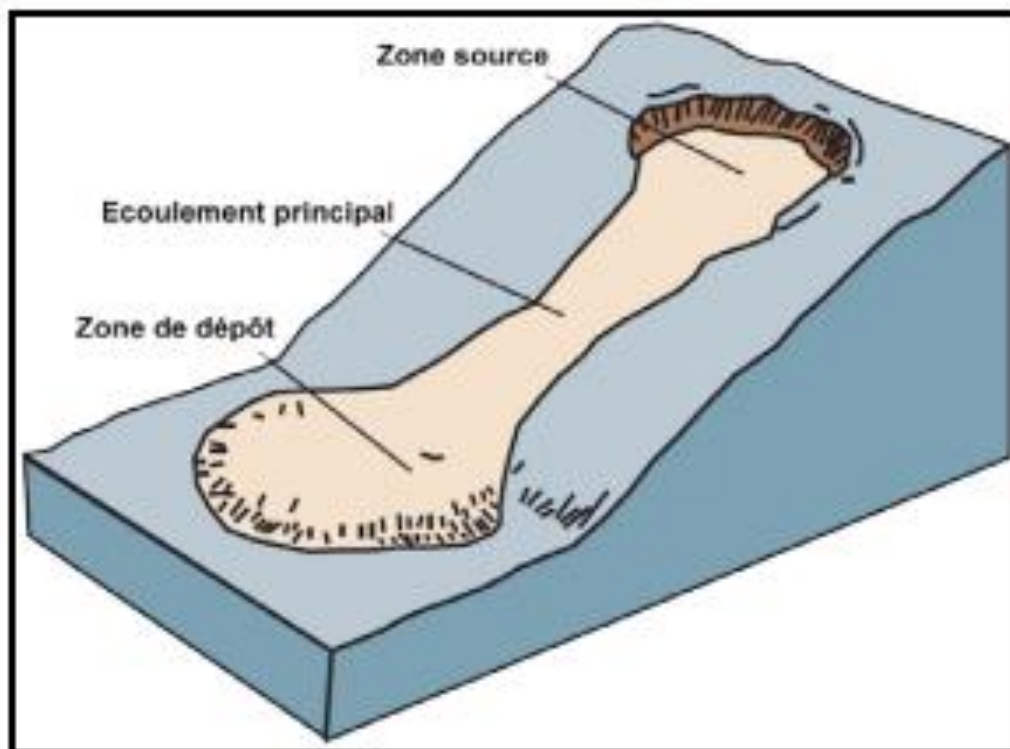


Figure I-6 : coulée boueuse (SOURCE USGS).

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 : Ecoulement d'Aokas (2015).

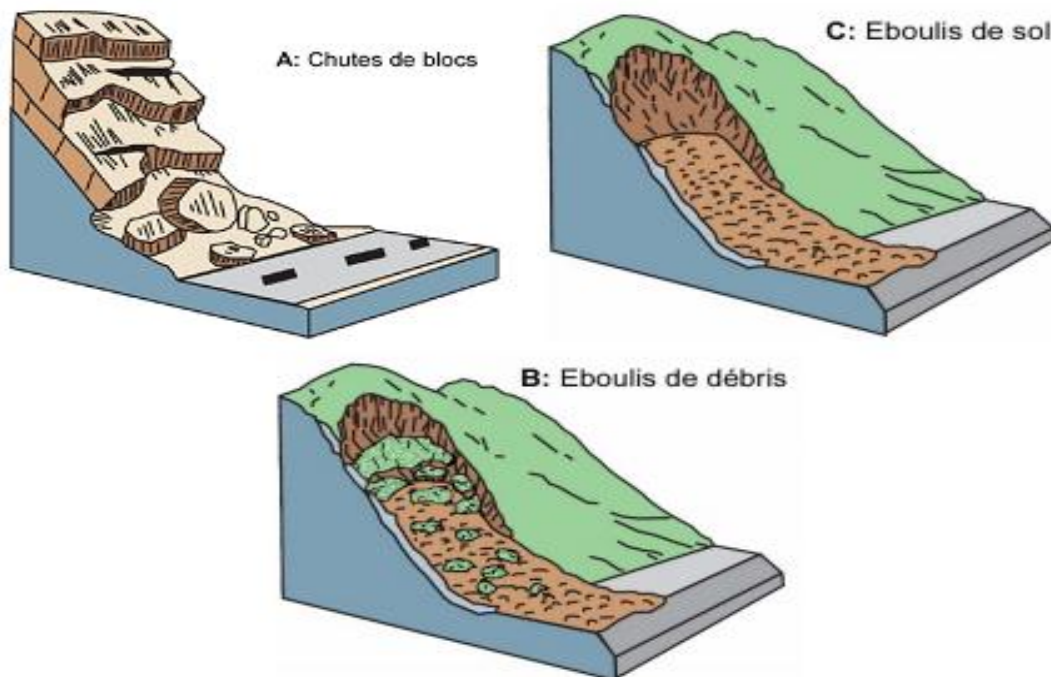


Figure I-8 : écoulement et chutes de blocs (SOURCE USGS).

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.

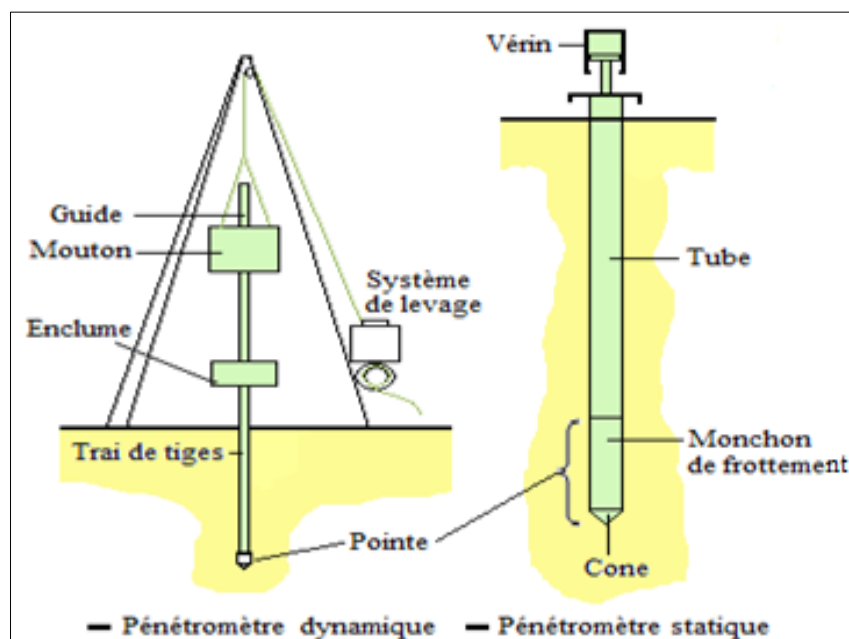


Figure I.9 : Pénétrömètre dynamique et statique.

✚ 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 μm .
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 μm .



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 **boite 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.

- 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 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.

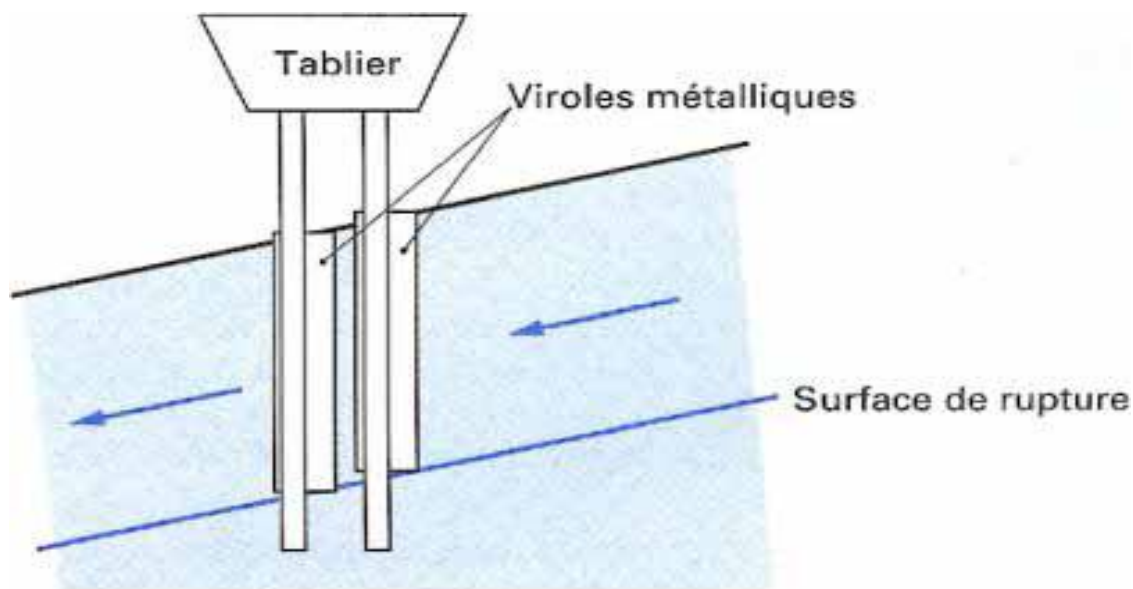


Figure I-14 : Isolation des appuis d'un viaduc par des viroles métalliques.

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 :

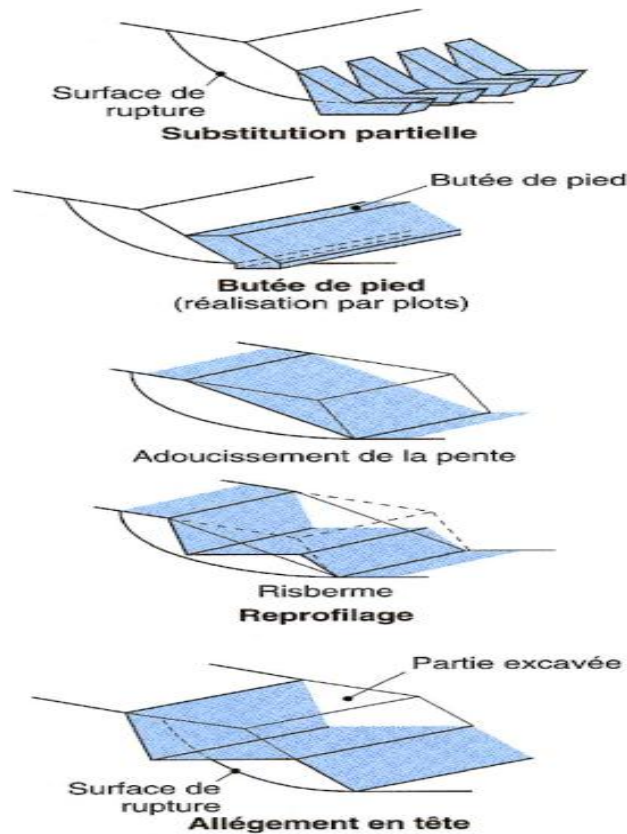


Figure I-15 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement. [1]

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.

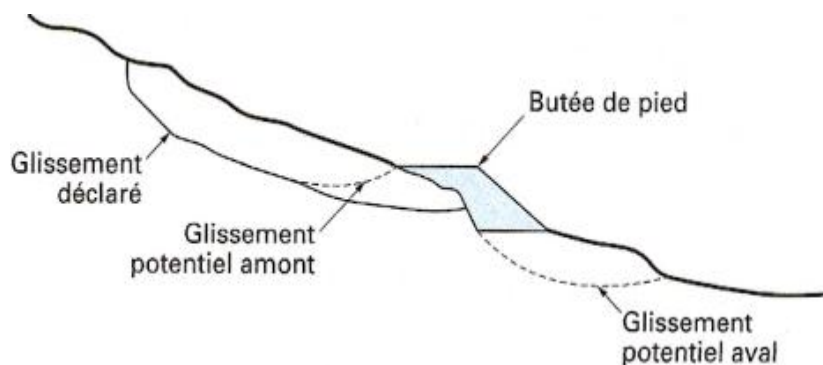


Figure I-16 : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte.

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).

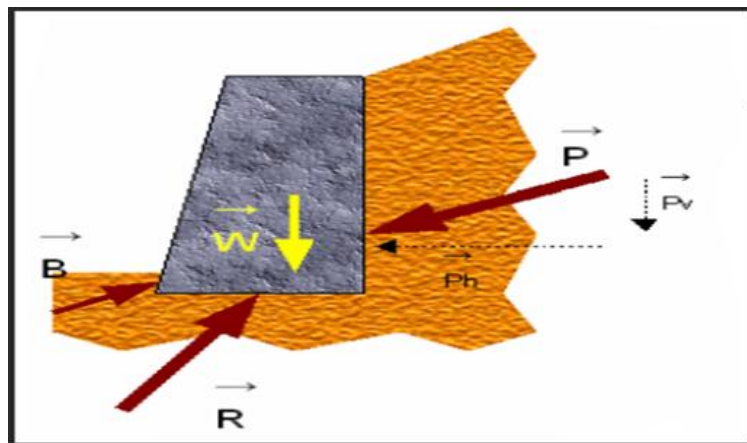


Figure I-17 : Mur de soutènement. [15]

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 croît 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.

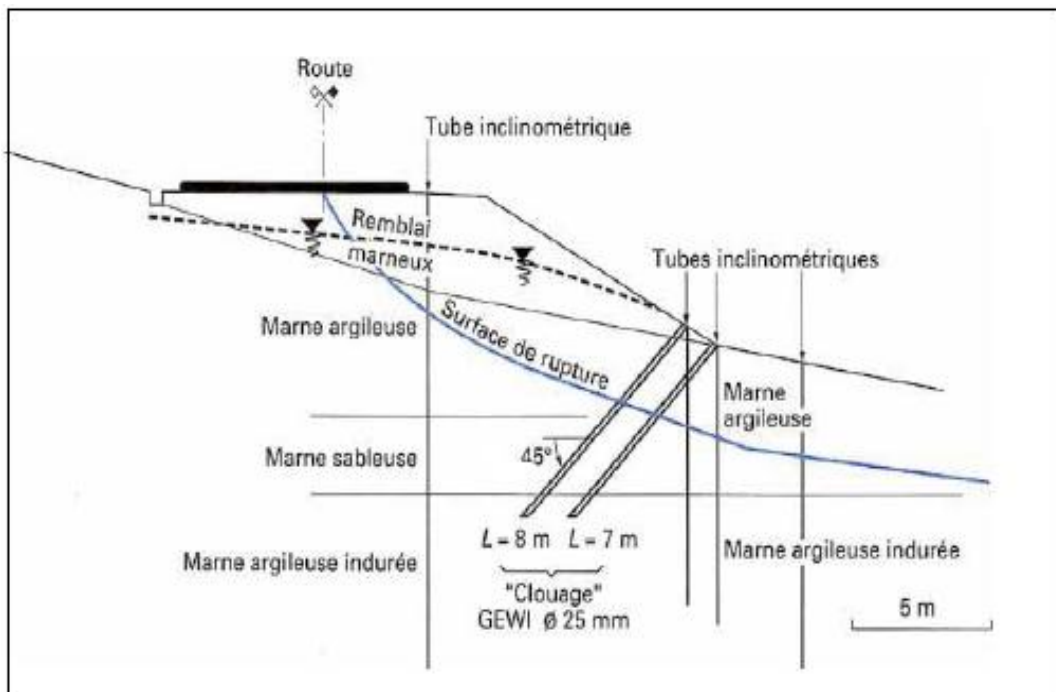


Figure I-21 : Exemple de clouage d'un glissement. [14]

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- Méthode de calcul de la stabilité des pentes (talus)

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.

I-6- Notion du coefficient de sécurité

L'analyse courante de la stabilité consiste à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels. [6]

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol (τ_{max}) à la contrainte de cisaillement (τ) s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{local} = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

* Si : $F > 1$, il n'y a pas de rupture.

* Si : $F \leq 1$, il y a rupture locale.

a- Méthode des éléments finis

Il s'agit d'une méthode de calcul numérique de type variationnelle qui a été utilisée au début dans l'industrie aéronautique, et appliquée par la suite dans d'autres disciplines comme les sols.

Les méthodes des éléments finis permettent d'approcher le problème de mieux en mieux mais même quand celles-ci sont utilisées, le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture est encore déterminé le plus souvent par une méthode d'équilibre limite qui permet de tenir compte de l'hétérogénéité et de la variabilité de la résistance au cisaillement.

b- Méthodes basées sur l'équilibre limite

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le coefficient de sécurité, ces méthodes d'équilibre limite se caractérisent de la même difficulté qui est de déterminer : la surface critique, les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface, le facteur de sécurité en partant des équations d'équilibre.

b-1- Méthode globale :

Cette méthode suppose le milieu homogène et isotrope défini par γ, φ, c et u si il y'a présence d'une nappe aquifère, en admettent dans ce calcul que le massif est en équilibre limite et li est considéré comme un solide indéformable. L'hypothèse consiste à assimiler la ligne de glissement MA à un arc de cercle de centre O.

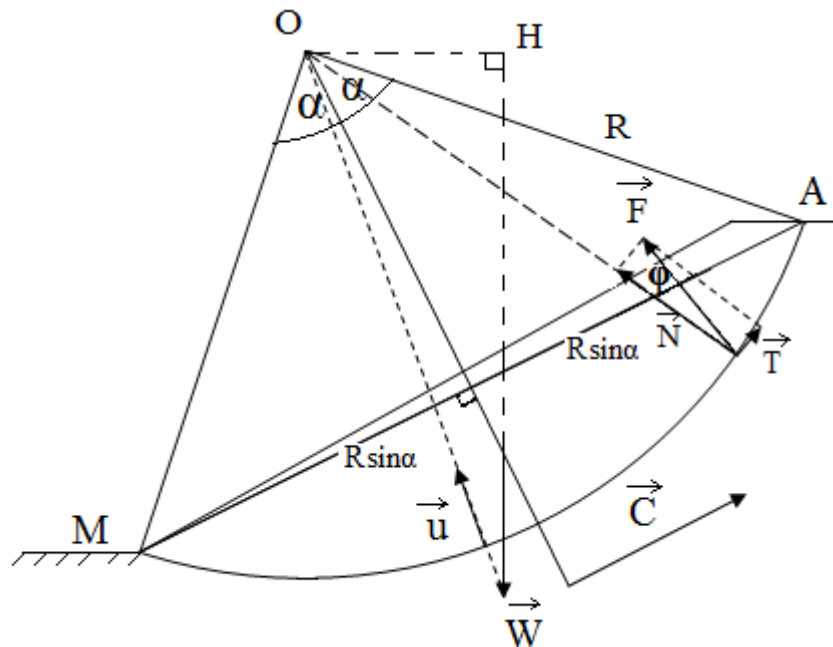


Figure I-22 : Forces en présence (cas d'un barrage) : Méthode globale. [2]

Les forces agissantes :

- * W : Le poids du corps appliqué au centre de gravité G.
- * C : La résultante des forces de cohésion qui agissent sur l'arc MA
- * F : La résultante des forces de frottement qui fait un angle φ (constant)

Avec la normale au cercle de glissement.

- * \vec{u} : La pression interstitielle qui peut être générée par :

- une présence de nappe
- une simple accumulation de l'eau
- une application brutale d'une surcharge

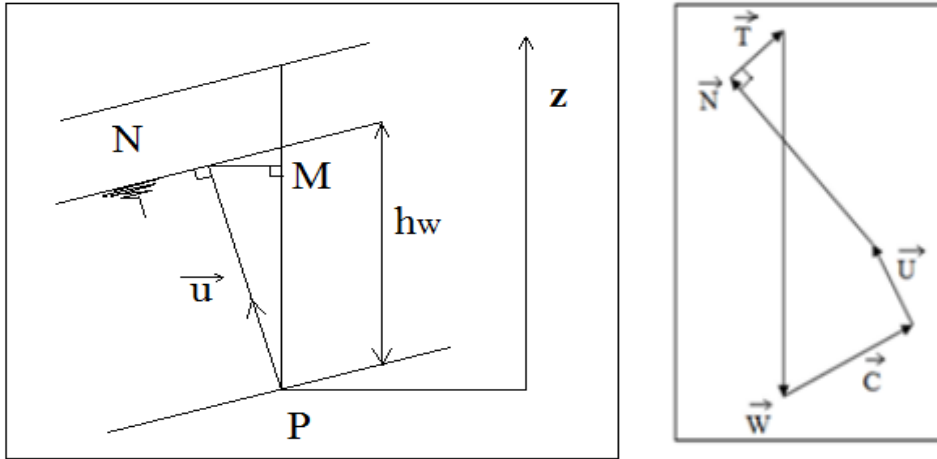


Figure I-23 : Evaluation de la pression interstitielle.[8] **Figure I-24** : Polygone des forces.[10]

Donc l'intensité de u dépend seulement de la hauteur de la charge :

$$u_p = \gamma_w (z_M - z_p) \quad \text{où} \quad : z_M \text{ est la charge hydraulique.}$$

z_p : Côte par rapport à un plan de référence.

* Surcharges éventuelle : (route, air de stockage : p ou de convois : P)

Selon la position des surcharges par rapport à l'axe Oz , elles créent un moment moteur ou stabilisateur (figure ci-dessous).

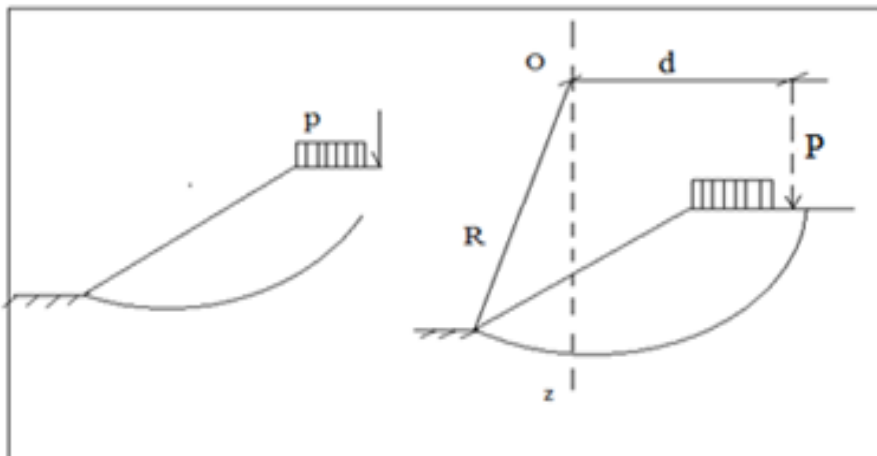


Figure I-25 : Action des surcharges sur un talus. [8]

b-2- Méthodes des tranches

Dite aussi méthode suédoise due à Paterson en 1916, puis développée par Fellenius pour les ruptures circulaires en 1927, puis perfectionnée par Bishop en 1954, puis étendue par Nonveiller en 1965.

Puisque dans la nature la ligne de glissement est rarement un cercle, le terrain est rarement homogène. Donc il est nécessaire de diviser le massif en tranches.

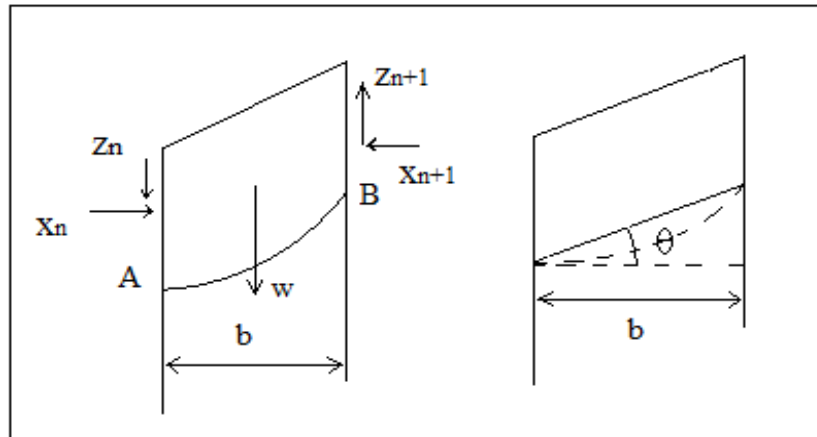


Figure I-26 : Détail des tranches. [8]

1- Formulation de Fellenius (1927)

Cette méthode est considérée la plus simple pour l'analyse de stabilité des pentes, où Fellenius suppose que le volume de glissement est délimité par la surface de glissement et que la surface est subdivisée en tranches, et chacune est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement.

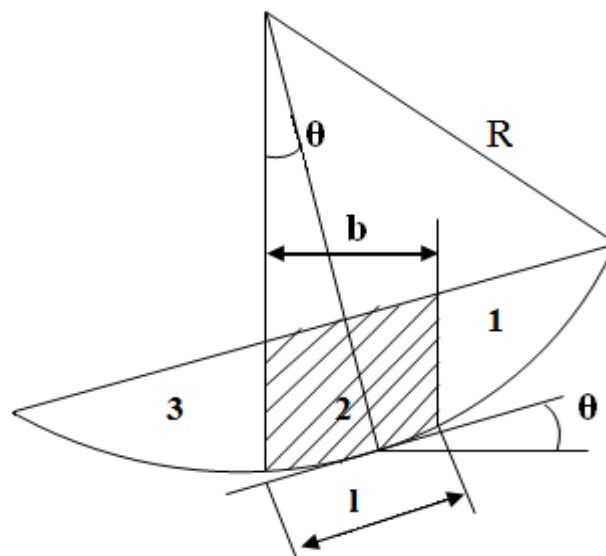


Figure I-27 : Méthode des tranches. [8]

2- Formulation de Bishop (1955)

2-1- Formulation détaillée de Bishop

Cette méthode a été publiée par Bishop en 1954.

X_n , Z_n , X_{n+1} , Z_{n+1} se sont des composantes horizontales et verticales des forces d'interaction entre tranches, qui interviennent dans les efforts appliqués sur AB.

Bishop considère que X_n n'est pas nécessairement nul, il l'élimine par un artifice de calcul.

$$F = \frac{\sum [c' b + (w + (z_n - z_{n+1}) - ub) \tan \varphi'] \frac{1}{\cos \alpha (1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F})}}{\sum w \sin \alpha}$$

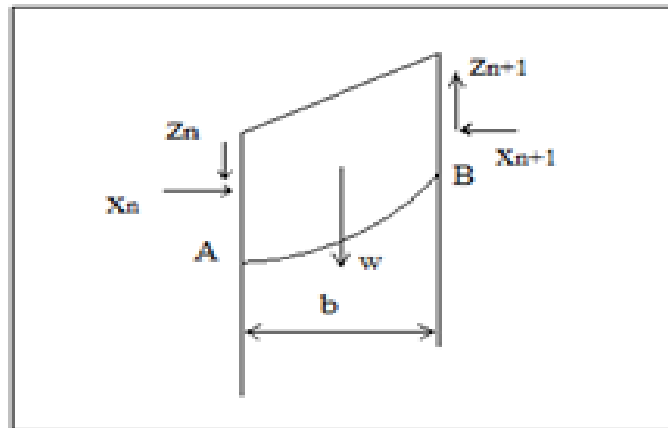


Figure I-28 : Détail d'une tranche. [8]

2-2- Formulation simplifiée de Bishop

On a l'hypothèse supplémentaire ($z_n - z_{n+1} = 0$), donc l'équation précédente devient :

$$F = \frac{\sum [c' b + (w - ub) \tan \varphi'] \frac{1}{\cos \alpha (1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F})}}{\sum w \sin \alpha}$$

La valeur de F s'obtient par itération, et la valeur initiale F_i est généralement obtenue par la méthode de Fellinius.

Les valeurs de coefficient de sécurité données par la méthode de Fellinius sont plus faibles par rapport à celles données par la méthode de Bishop, où les écarts sont de l'ordre de 10%.

b-3- Méthode des perturbations

Raulin et OL ont posé le principe de cette méthode, cette dernière est une méthode de vérification de la stabilité des pentes, et la seule qui permet de vérifier, tranche par tranche les trois équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments).

La loi de répartition proposée par les auteurs est de type : $\sigma = \gamma_h \cdot \cos^2 \alpha (\lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha)$

Qui est plus satisfaisante que celle de Fellinius : $(\sigma = \gamma_h \cdot \cos^2 \alpha)$.

Cette méthode n'est pas applicable dans le cas d'une rupture plane, et donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture.

I-7- 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.

Les systèmes de protection et de prévention doivent être déterminés et dimensionnés par une étude spécifique de l'aléa. Chaque cas à sa solution spécifique, et pour son diagnostic on est toujours amené à le rechercher suivant des manières régulières qui possèdent des compétences importantes sur le plan technique surtout vu la variabilité et l'hétérogénéité des sols, ainsi pour sa performance qui reste toujours inquiétante dans le cadre de la prévention et de soutènement notamment les terrains pentes.

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 de la ville de KHERRATA, wilaya de BEJAIA, il est survenu lors des travaux d'exécution de l'axe routier de l'évitement de cette ville, il s'est limité par des bâtisses en coté amont et le flanc de la rive gauche de l'Oued Aguerioune parallèlement à la route en aval.



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

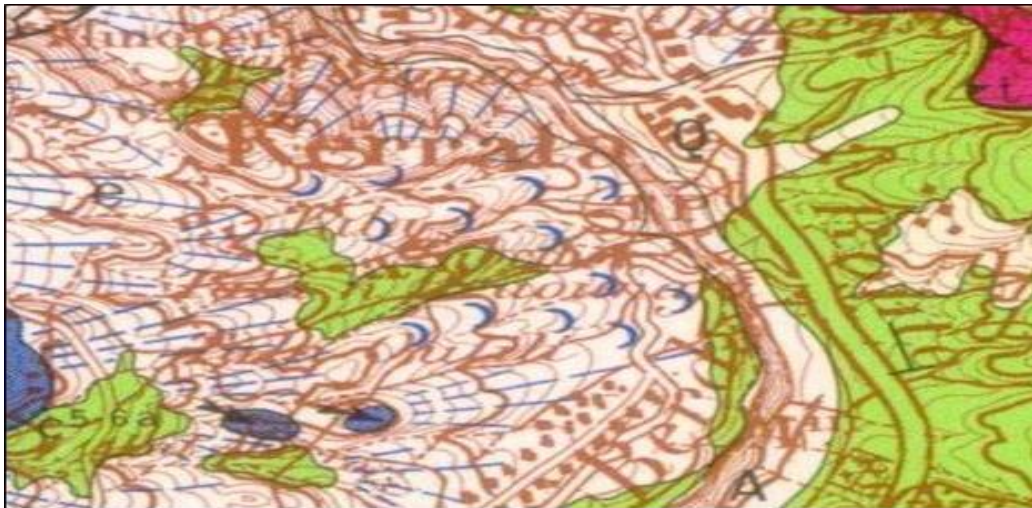
II-3- Topographie du site

La topographie du site se caractérise par un talus de fortes pentes, le levé topographique est présenté en annexe avec tous les détails.

II-4- Contexte géologique

La région de KHERRATA fait partie des nappes telliennes ; plus précisément dans la zone de transition entre la nappe de type Draa-El Arba-Erraguene et la nappe de Djemila. Et la plupart des terrains constituant le substratum de cette région sont sédimentaires

Aussi, cette région est le lieu de contact de la chaîne des Bibans et la chaîne des BABORS. D'après la carte géologique de la région de KHERRATA feuille n°70, échelle 1/50.000 éditée en 1971, il s'agit des formations marneuses à aspect schisteux à Marno-calcaire.



Légende

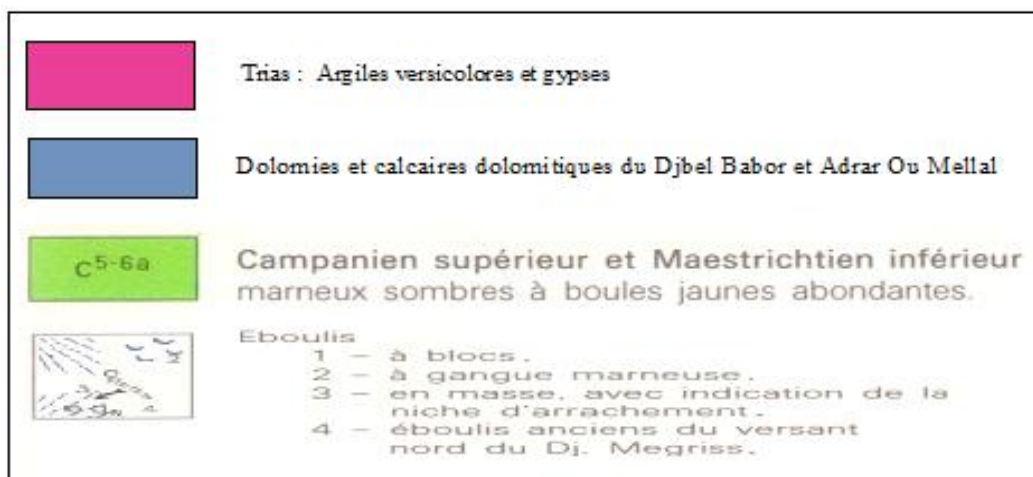


Figure II-2 : Carte géologique de la commune de Kherrata.

II-5- Contexte hydrologique local

Globalement, la région bénéficie d'un réseau hydrographique très dense, dont plusieurs talwegs assurent l'écoulement des eaux pluviales imitant un régime hydraulique temporaire sec en été et torrentiel en hiver. Toutes ces eaux alimentent le barrage d'Ighil Tamda, alimenté par l'Oued Agurioune.



Figure II-3 : Vue satellitaire du Barrage d'Ighil Tamda (Google Earth).

II-6- Géomorphologie du site

Cette région est profondément découpée par de nombreux ravinements et du fait de la prédominance de fortes pentes développées dans des roches sédimentaires et métamorphiques, la région est aussi caractérisée par un relief accidenté.

La morphologie du terrain et l'importance du réseau hydrographique favorisent la convergence des eaux souterraines et les eaux de ruissellement. Ce qui diminue les caractéristiques du sol concerné.

II-7- Etat des lieux

Le versant apparu est assez irrégulier ; sa partie amont montre une pente assez forte jusqu'au sommet, alors que la partie aval est caractérisée par une pente relativement faible.

Les constats visuels au niveau de la section de glissement ont montré :

L'escarpement est important de 3 à 4m environ avec un déplacement des matériaux arrachés vers le sens de la pente à environ 5m.



Figure II-4 : Escarpement du talus amont environ 4m.

- Des fissures de traction très ouvertes de l'ordre centimétrique sur l'ensemble de la masse glissante.



Figure II-5 : Des fissures de traction.

- Un système de remblaiement par des matériaux d'apports a été effectué sur la superficie de l'escarpement dans le but de remplacer la masse glissante.

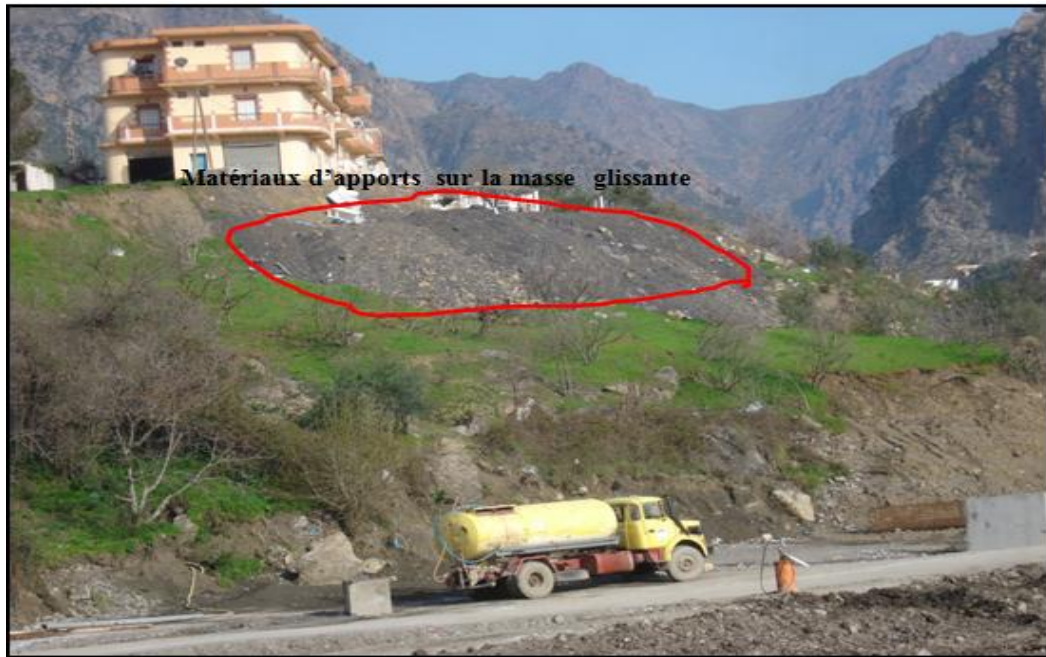


Figure II-6 : Matériaux d'apports sur la masse glissante.

- Déformation des gabions réalisés au niveau du pied du talus, ce qui confirme l'importance de la profondeur de ce glissement.



Figure II-7 : Renversement des gabions réalisés au niveau du bas du talus.

- Elimination de la butée naturelle du talus par le creusement des blocs métriques existant sur le côté aval du talus.



Figure II-8-8' : Travaux de terrassement au niveau du bas de talus.

II-8-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 :

➤ Facteurs naturels

- ❖ L'importance de la pente du talus amont qui a engendré la naissance de mouvement des terrains (déséquilibre gravitaire).
- ❖ La nature lithologique est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène, il s'agit des formations meubles caractérisées par des éboulis (graves, cailloux et blocs en dimensions différentes) enchâssés irrégulièrement dans une matrice à nature argileuse à limoneuse qui est un élément défavorable compte tenu de leurs mauvaises caractéristiques mécaniques.
- ❖ Les eaux de ruissellement et pluviales pénètrent dans les sols jusqu' au substratum, lequel est considéré comme un écran qui ne facilite pas la circulation des eaux en profondeur.

➤ **Facteurs liés à l'action de l'homme**

- ❖ Ils sont dus à l'élimination de la butée naturelle du talus par le creusement des blocs métriques existant sur le côté aval du talus, et Surcharges dues au remblaiement par des matériaux d'apports sur la superficie de l'escarpement.

II-9- Conclusion

Ce glissement de terrain est survenu lors des travaux d'exécution de l'axe routier de l'évitement de cette ville, il se caractérise par des fissures de traction, une pente et un escarpement importants

Plusieurs causes ont contribué au déclenchement de ce glissement, en plus des facteurs naturels, il y'avait des facteurs attachés aux actions de l'homme.

III-1- Introduction

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyses de la stabilité, on indique les devers 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.

Les reconnaissances géotechniques nous permettent d'avoir une description approchée des terrains et d'estimer leurs propriétés physiques et mécaniques nécessaires dans les calculs. On distingue deux types d'essais : essais en laboratoire et essais in-situ.

III-2-Reconnaissances géotechniques

III-2-1-Essais in-situ

Une campagne de reconnaissance comporte la réalisation de :

- deux sondages carottés de 30m de profondeur, implantés en amont de la masse glissante.
- deux sondages carottés de 15m de profondeur implantés en aval de la masse glissante.

Cette reconnaissance a pour but de :

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


 **Les sondages implantés à la crête du talus recoupent les formations suivantes**

Tableau III-1 : Résultats donnés par le sondage SC'1 (30m).

La profondeur	Les différentes couches
0.0 à 3.20 m	une couche de remblai.
3.2 à 14.1 m	éboulis de pente à dominance marneuse.
14.1 à 19.5m	marne grisâtre a noirâtre très altérée.
19.5 à 25.5 m	formation alluvionnaire.
25.5 à 30 m	marne noire mi dure.

Tableau III-2 : Résultats donnés par le sondage SC'2 (30m).

La profondeur	Les différentes couches
0.0 à 9.50 m	une couche de remblai.
9.5 à 13.8 m	éboulis de pente à dominance marneuse.
13.8 à 21.1m	marne grisâtre a noirâtre très altérée.
21.1 à 26.8 m	formation alluvionnaire.
26.8 à 30 m	marne noire mi dure.

✚ Les sondages implantés au niveau du pied du talus recoupent les formations suivantes

Tableau III-3 : Résultats donnés par le sondage SC'1(15m).

La profondeur	Les différentes couches
0.0 – 9.20 m	éboulis de pente (blocs et cailloux enchâssés dans une matrice argileuse à limoneuse).
9.20- 15.0m	marne schisteuse grisâtre mi-dure.

Tableau III-4 : Résultats donnés par le sondage SC'2(15m).

La profondeur	Les différentes couches
0.00 à 7.20m	éboulis de pente (blocs et cailloux enchâssés dans une matrice argileuse à limoneuse).
7.20 à 15.0m	marne schisteuse grisâtre mi-dure.

III-2-2-Essais en laboratoire

✚ Programme des essais

D'après la nature lithologique qu'on a rencontré (éboulis de pente et marne schisteuse) qui ne se prête pas aux essais mécaniques ; excepté les essais d'identification physiques ; à savoir :

- Mesure de la densité sèche γ_d kN/m³.
- Mesure de la teneur en eau naturelle W_n (%).
- Mesure de la densité humide γ_h kN/m³.
- Analyse chimique sommaire :
 - Teneur en carbonates.
 - Teneur en sulfates.
 - Teneur en insolubles.

✚ Résultats des essais

Tableau III-5 : Résultats des essais physiques.

Echantillon	Masse volumique humide γ_h		Masse volumique sèche γ_d		Teneur en eau W_n (%)		Degré de saturation S_r (%)	
	Intervalle	Moyenne	Intervalle	moyenne	intervalle	moyenne	Intervalle	Moyenne
Marne altéré	$21 \leq \gamma_h \leq 23$ (KN/m ³)	21.8 (KN/m ³)	$18.3 \leq \gamma_d \leq 21$ (KN/m ³)	19.4 KN/m ³	$10 \leq W_n \leq 16$ (%)	13%	$79 \leq S_r \leq 96$ (%)	88%
Marne mi-dure	$23 \leq \gamma_h \leq 24$ (KN/m ³)	23.5 (KN/m ³)	-	-	-	-	-	-

- **Commentaire :** Le sol est dense peu à moyennement humide non saturé.

III-2-3-Résultats des analyses chimiques

Taux de carbonates : $15 < \%CaCo_3 < 21.5$, avec un moyenne $\%CaCo_{3\text{moy}} = 18\%$
 Les analyses chimiques révèlent une agressivité moyenne (Teneur en gypses = 1.254%) à l'égard des bétons de fondations, toutefois les taux moyen de $CaCo_3$ caractérisent une formation argilo marneuse de point de vue chimique.

Synthèse

Les investigations géotechniques in-situ ont permis de reconnaître les formations suivantes :

Au niveau des sondages implantés à la crête du talus :

- Une couche de remblai de 3.2m à 9.50m d'épaisseur.
- Eboulis de pente à dominance marneuse sur une épaisseur de 4.2m à 11m.
- Un passage alluvionnaire (formation de lit d'oued) de 5.80m d'épaisseur.
- Un substratum marneux gris à noir (schisteux) au-delà de 26m de profondeur, altéré dans les premiers mètres à mi-dur en profondeur.

Au niveau des sondages implantés au bas du talus :

- Eboulis de pente (blocs et cailloux enchâssés dans une matrice argileuse à Limoneuse à matrice sable-limoneuse) sur une épaisseur de 7.2m à 9.2m.
- Un substratum marneux gris à noir (schisteux) au-delà de 7.2 m de profondeur ; altéré dans les premiers mètres à mi-dur en profondeur.

III-3-Estimation des caractéristiques mécaniques

Etant donné que le sol en raison de sa nature et structure inadaptée n'a pu être soumis aux essais de cisaillement ; nous proposons les valeurs des paramètres usuels pour ce genre de formation.

D'après A.Guerrin « Traité de béton armé (Tome7) chapitre 2 : Murs de soutènement » :

Tableau III-6 : Caractéristique géotechniques (A court terme).

Nature de terrain		γ_d (KN/m ³)	C (kPa)	Φ (degrés)
Eboulis	Anguleux	18	0	40° à 45°
	Arrondis	18	0	30°
Marne	Sèche	15	30	40 à 45°
	Humide	19	40 à 90	25 à 45
	Très compacte	21	100 à 150	25 à 30°

D'après George Filliat « La Pratique des Sols et Fondations », la marne possède les caractéristiques mécaniques suivantes :

➤ **A long terme :**

- cohésion interne apparente du sol : $15 < C' \text{ (kPa)} < 45$.
- Angle de frottement interne apparent du sol $18 < \phi' \text{ (degrés)} < 27$

III-4- Conclusion

Les reconnaissances géotechniques nous a permis d'avoir une description approchée des terrains et d'estimer leurs propriétés physiques et mécaniques nécessaires dans les calculs. Vu la nature lithologique qu'on a rencontré (éboulis de pente et marne schisteuse) qui ne se prête pas aux essais mécaniques ; excepté les essais d'identification physiques, on a proposé les valeurs des paramètres usuels pour ce genre de formation.

IV-1- Introduction

Un calcul de la stabilité d'un talus a pour objectif de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de localiser la surface de rupture correspondante à cette valeur.

Pour cela, dans notre cas nous allons utiliser différentes méthodes de calcul. Le calcul manuel commençant par la méthode globale, puis la méthode des tranches de **Fellenius**. Ensuite nous allons faire une analyse à l'aide d'un logiciel de calcul **SLIDE V 5.0.33**, utilisant trois méthodes différentes : Bishop, Morgenstern-Price, et la méthode ordinaire. Finalement on va comparer et analyser les valeurs des coefficients de sécurité ainsi obtenues.

IV-2- Méthode globale

IV-2-1- Introduction

La méthode globale suppose en principe un milieu homogène et isotrope défini par γ , σ , C , et u quand on est en présence d'une nappe aquifère. Le calcul est effectué en admettant que le massif est en équilibre limite. Ce dernier est considéré comme un solide indéformable. L'hypothèse consiste à assimiler la ligne de glissement AB à un arc de cercle de centre O .

IV-2-2- Evaluation du coefficient de sécurité (sans nappe)

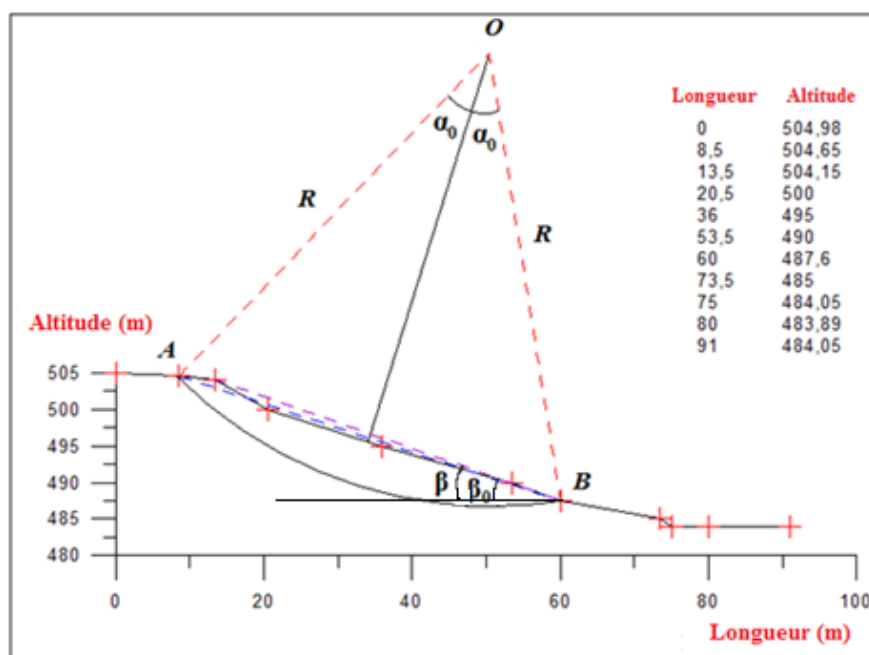


Figure IV-1 : Méthode globale.

✚ Les forces qui agissent sur le massif sont

- ✓ Le poids W .
- ✓ La résultante C des forces de cohésion.
- ✓ La résultante F des forces de frottement.

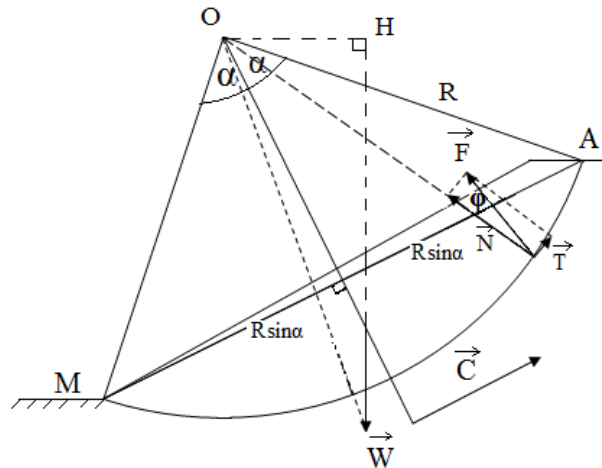


Figure IV-2 : Les forces agissantes sur le massif.

✚ Calcul du poids w

$$W = \gamma_h \cdot S \cdot 1 \text{ ml}$$

$$S = 188.54 \text{ m}^2 \quad ; \quad \gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Donc : } W = 3393.72 \text{ kN}$$

✚ La résultante des forces de cohésion C

Cette force qui agit sur l'arc AB est parallèle à la corde AB et s'écrit comme suit :

$$C = c' \cdot 2 \cdot R \cdot \sin \alpha$$

✚ L'équilibre des forces

$$\vec{w} + \vec{c} + \vec{f} = \vec{0}$$

✚ L'équilibre des moments par rapport à O nous donne

$$w \cdot OH - \frac{2 \cdot c' \cdot \alpha \cdot R^2}{F} - \frac{R_N \cdot \tan \varphi' \cdot R}{F} = 0$$

✚ Calcul du coefficient de sécurité

On fixe une valeur de F arbitraire ($F=1$) et on procède aux étapes suivantes :

On calcule $C (F = F_1 = 1) = C_2$

$$|C_2| = \frac{2.c'.R.\sin\alpha}{F} = 2.c'.R.\sin\alpha$$

$$C_2 = 2.5.59,47.\sin(25^\circ)$$

$$C_2 = 251,33 \text{ KN}$$

Le polygone des forces donne : $R_N = 3150 \text{ KN}$.

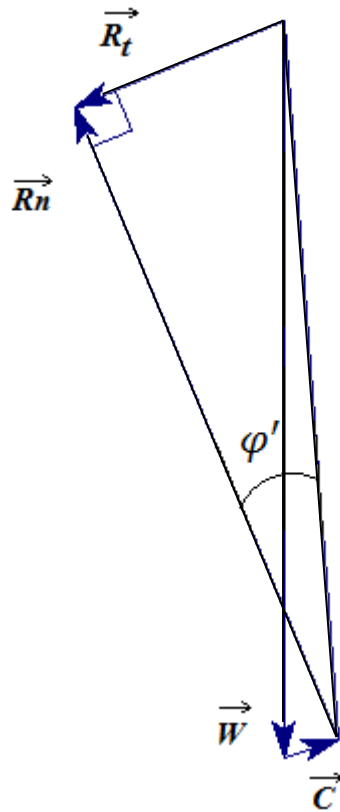


Figure IV-3 : Polygone des forces (I).

Si on reporte cette valeur ($R_N = 3150 \text{ KN}$) dans l'équation (1) suivant :

$$F = \frac{R.tg\phi'.R_N + 2.c'.\alpha.R^2}{W.OH} \quad (1)$$

On aura :

$$F = \frac{(59,47.tg(20^\circ).3150) + (2.5.0.43.(59,47)^2)}{3393,72.16,50}$$

$$F = 1,47$$

- On recalcule la valeur de C avec la nouvelle valeur de(F) :

$$C = \frac{2 \cdot c' \cdot R \cdot \sin \alpha}{F}$$

$$C = \frac{2 \cdot 59,47 \cdot \sin(25^\circ)}{1,47}$$

$$C = 170,97 \text{ KN.}$$

- On retrace ensuite le polygone des forces avec la nouvelle valeur (C =170,97 KN) :

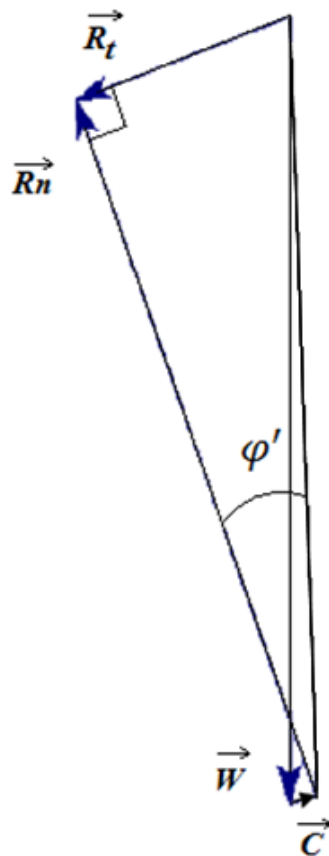


Figure IV-4 : Polygone des forces (II).

Le nouveau polygone des forces nous donne : $R_N = 3165 \text{ KN}$

- Si on reporte cette valeur dans l'équation (1) on aura :

$$F = \frac{(59,47 \cdot \text{tg}(20^\circ) \cdot 3165) + (25,0,43 \cdot (59,47)^2)}{3393,72 \cdot 16,50}$$

$$F = 1,48$$

- Les deux valeurs de F (F=1,47 et F=1,48) sont très proches, on retiendra donc la valeur (F=1,47)

IV-3- Méthode des tranches (Fellenius)

IV-3-1- Introduction

Dans la nature, la ligne de glissement est rarement un cercle. En outre, les terrains sont rarement homogènes. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de diviser le massif en tranche.

Chacune de ces tranches avec un sol homogène est une ligne de glissement de forme simple.

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus.

Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement.

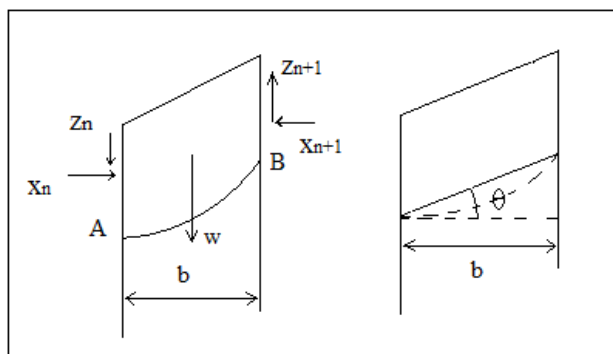


Figure IV-5 : Détail des tranches. [8]

- Dans cette méthode, pour l'ensemble des tranches, le calcul du coefficient de sécurité est donné par l'équation suivante :

$$F_s = \frac{\sum \text{moments résistants}}{\sum \text{moments moteurs}}$$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i * l_i + (w_i * \cos \theta_i * \text{tg} \varphi_i)]}{\sum_{i=1}^n w_i * \sin \theta_i}$$

Avec :

$$L_i = \frac{b_i}{\cos \theta_i}$$

- ✓ C_i, φ_i : caractéristique mécanique de la couche.
- ✓ b_i : longueur de la tranche.
- ✓ θ_i : l'angle que fait la tangente à l'arc de la tranche avec l'horizontale.
- ✓ w_i : le poids propre de la tranche de sol.

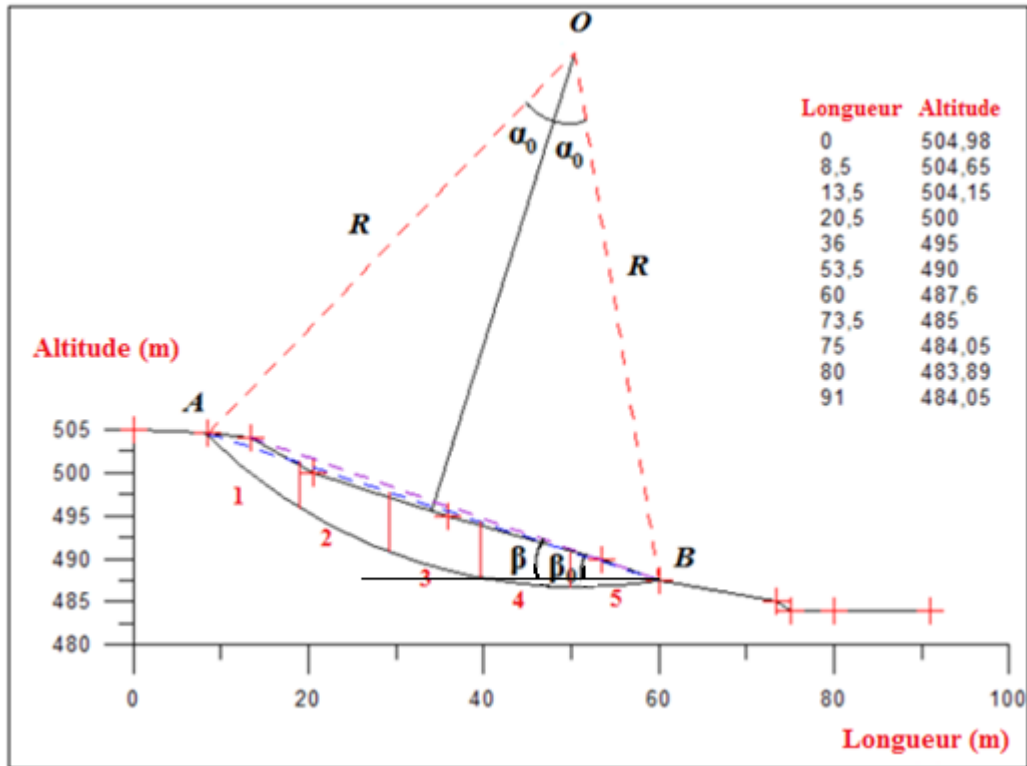


Figure IV-6 : Méthode des tranches.

Application

Dans notre cas, on a divisé le massif en (5) tranche et pour calculer le coefficient de sécurité F , on a utilisé les paramètres suivants :

- l'angle de frottement interne $\varphi' = 20^\circ$
- la cohésion $C' = 5 \text{ kpa}$
- $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$
- $b_i = 9,56 \text{ m}$
- $R = 59,47 \text{ m}$.

Tableau IV-1 : Les résultats obtenus.

Numéro i des tranches	W _i (KN)	Cos θ _i	Sin θ _i	l _i (m)	W _i *Sinθ _i	[C _i *l _i +(W _i *cosθ _i)*tgφ _i]
1	401,04	0,796	0.604	12,01	242,228	176,249
2	883,80	0,896	0.442	10,66	390,639	341,546
3	990,54	0,959	0.281	9,96	278,342	395,574
4	793,62	0.992	0.119	9,63	94,441	334,717
5	323,64	0.998	-0,059	9,56	-19,418	165,370
Total	/	/	/	/	986,232	1413,456

A.N :

$$F_s = \frac{\sum_1^5 [c_i.l_i + (w_i.\cos\theta_i.tg\phi_i)]}{\sum_1^5 w_i.\sin\theta_i} ; \quad U = 0.$$

$$F_s = \frac{1413,456}{986,232}$$

$$F_s = 1,43$$

IV-4-Calcul de la stabilité par logiciel

IV-4-1- Présentation du logiciel

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 5.0.33**.

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-2 : 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 γ(KN/m³), c (KN/m²), φ(°). - 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-4-2- Application au glissement étudié

IV-4-2-1 Les paramètres géotechniques

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

Tableau IV-3 : Les paramètres géotechniques de chaque couche.

	Remblai	Eboulis de pente	Marne grisâtre à noirâtre très altérée	Formation alluvionnaire	Marnes schisteuses Grisâtre mi-dure
$\gamma(\text{KN/m}^3)$	18	18	20	20	21
$c(\text{KN/m}^2)$	2	5	30	0	100
$\varphi(^{\circ})$	30	20	35	37	25

IV-4-2-2- Caractéristiques Sismiques Considérées

Le règlement parasismique algérien (RPA) a établi des règles, qui sont en fonction de l'intensité de l'action sismique de la région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, divisent le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques croissantes(**Figure**).

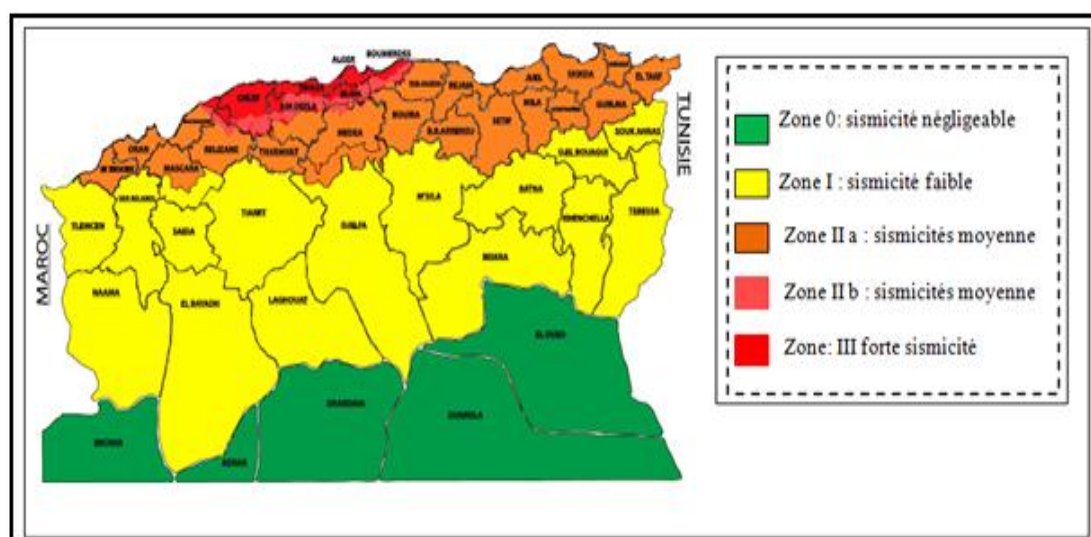


Figure IV-7 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (Source : RPA 99)

D'après le document nous remarquons que la région de **KHERRATA** comprenant le site étudié se trouve dans la «Zone IIa), de sismicité moyenne ».

✚ Profil modélisé avec le logiciel SLIDE

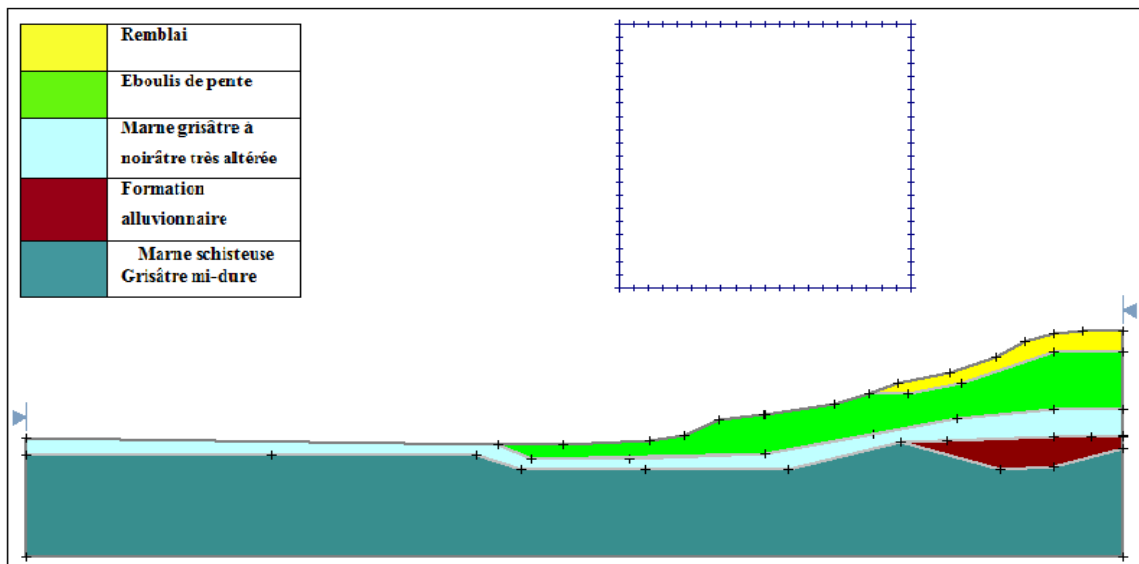
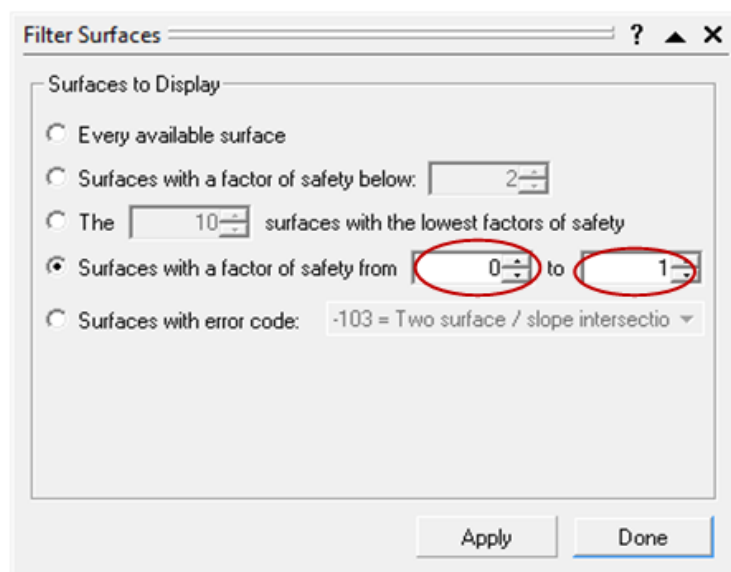


Figure IV-8 : La modélisation du profil.

✚ Résultats obtenus

A partir du logiciel SLIDE. On peut limiter l'intervalle des coefficients de sécurité à calculer. Dans notre cas on cherche le coefficient de sécurité le plus faible.

Exemple : $FS = [0,1]$ (Déterminer toutes les probabilités de rupture ($FS \leq 1$) qui peuvent affecter le talus).



- ✚ Détermination du cercle de glissement qui présente un coefficient de sécurité plus faible en considérant la charge sismique

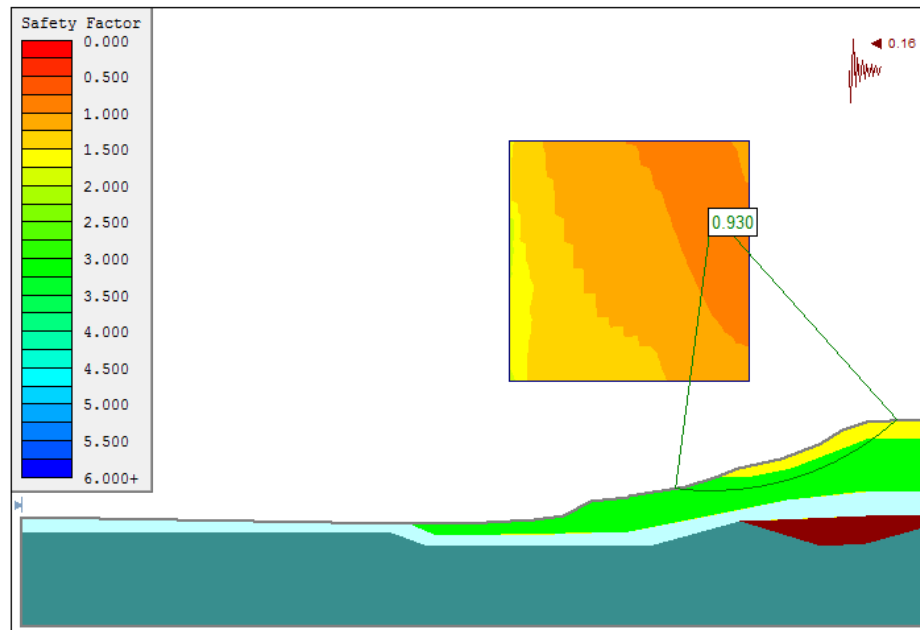


Figure IV-9 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop.

- ✚ Les résultats obtenus pour différentes méthodes de calcul sont représentées dans le tableau ci-après

Tableau IV-4 : Les résultats obtenus pour différentes méthodes de calcul.

Méthodes	Bishop	Janbu	Ordinaire
coefficient de sécurité	0,930	0,878	0,925

- ✚ Détermination du cercle de glissement qui présente un coefficient de sécurité plus faible pour différentes méthodes et sans prendre en considération la charge sismique

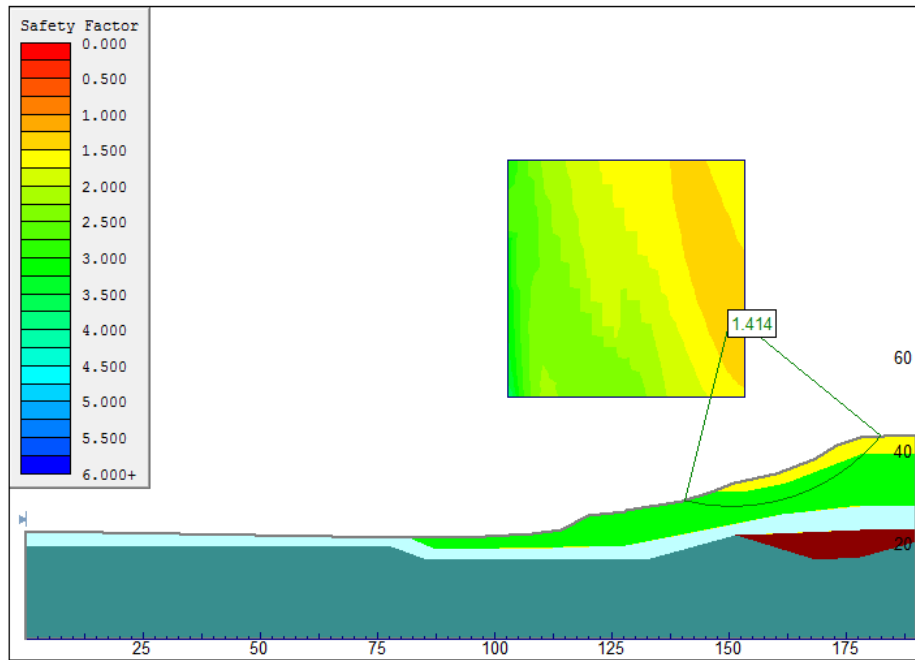


Figure IV-10 : Cercle critique obtenu par la méthode de Janbu.

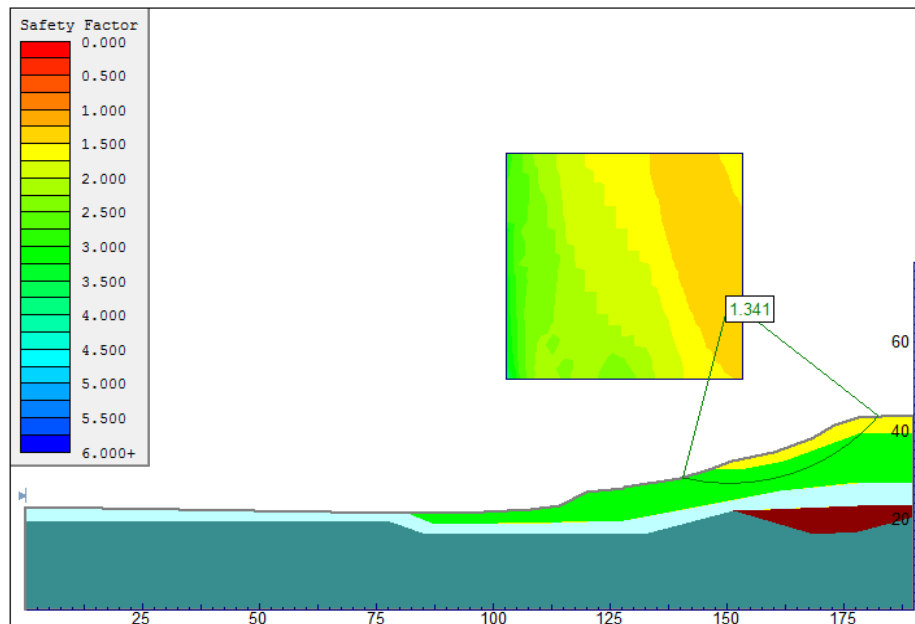


Figure IV-11 : Cercle critique obtenu par la méthode ordinaire.

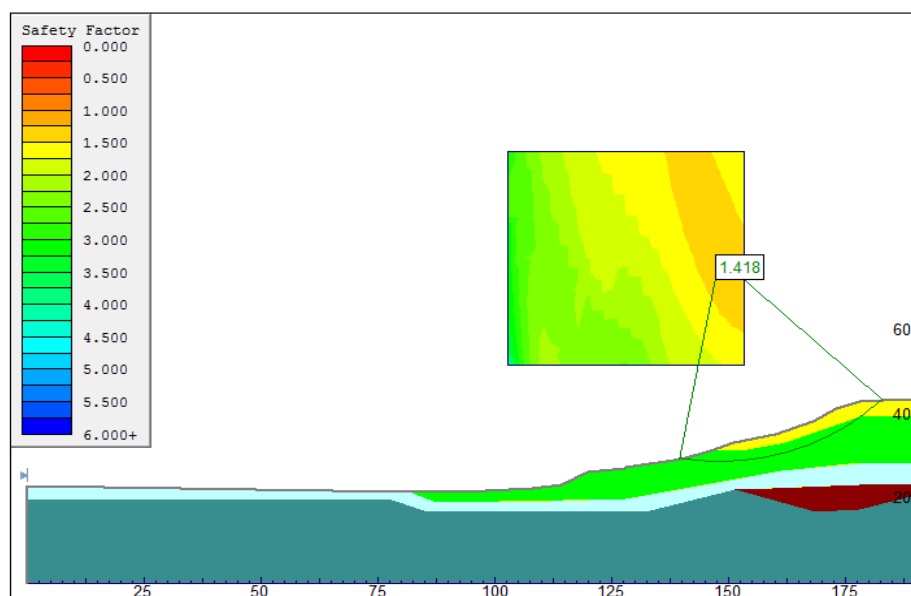


Figure IV-12 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop.

- ✚ Les résultats obtenus pour différentes méthodes de calcul sont représentées dans le tableau ci-après

Tableau IV-5 : Les résultats obtenus pour différentes méthodes de calcul.

Méthodes	Bishop	Janbu	Ordinaire
coefficient de sécurité	1.418	1.414	1.341

- ✚ **Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte**

Pour estimer les paramètres de cisaillements au moment de glissement, on doit les caler en posant $F=1$. En conservant la valeur de ϕ et en adoptant une valeur de c de manière à avoir un coefficient de sécurité F égale à 1.

Dans notre cas, les paramètres de cisaillements correspondants à $F=1$ (au moment de glissement) obtenus après l'opération sont : ($c = 0$ kpa et $\phi = 20^\circ$).

IV-5- Conclusion

On remarque que F varie entre [1.3,1.5], Ces valeurs ne correspondent pas à l'état du terrain au moment du glissement, car les essais sont probablement effectués après une longue période après le glissement, ce que veut dire que les paramètres de cisaillement (C' et ϕ') au moment de glissement ont été inférieures à celles données au laboratoire.

On constate, aussi, que la surface de rupture se propage du sommet de talus coté amont, jusqu'au pied du talus côté aval, avec une profondeur estimée de 9m.

V-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.

V-2- Renforcement par mur de soutènement sur pieux

Vu la profondeur du glissement estimée par le calcul du logiciel (environ de 9m) on a prévu de réaliser un mur de soutènement adéquat, tel qu'un mur de soutènement clouté sur pieux. Ce procédé, constitué de 02 systèmes de confortement (mur+ pieux) solidarisés par une semelle, en plus de sa fonction de confortement, d'améliorer les caractéristiques du sol en place, par le cloutage par des pieux assimilés à des injections rigides.

Le soutènement est situé au côté aval du talus, sur une longueur de 80m.

V-2-1- Etude de la stabilité du nouveau massif après localisation et terrassement du remblai de pied

Pour la surface de rupture localisée, on divise en tranches le massif et on calcule les termes $w_i \cdot \sin \theta_i$ et le coefficient de sécurité F_0 . Les termes $w_i \cdot \sin \theta_i$ vont servir à déterminer l'effort P.

- **détermination de l'effort P :**

L'effort P est calculé avec les paramètres résiduels de cisaillement.

- **méthode des tranches :**

Avant confortement, le coefficient de sécurité est donné par la formule de fellenius :

$$F_0 = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot l_i + (w_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi_i)]}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$F_0 = 1,002$$

V-2-2- Pré-dimensionnement du mur en béton armé :(mur en T renversé)

- ✚ Ancrage **D** fixé forfaitairement par **SETRA**

$$\begin{aligned} D = 1 \text{ m} &\rightarrow H \leq 4 \text{ m} \\ D = 1,5 \text{ m} &\rightarrow H > 4 \text{ m} \end{aligned} \quad \text{Dans notre cas } H > 4 \text{ m} ;$$

Donc : $D=1.5\text{m}$.

- ✚ Couronnement **C** : $C=30 \text{ cm}$.

- ✚ Epaisseur de la semelle **E** :

$$E = \frac{H}{12}, \text{ donc : } E=60\text{cm}.$$

- ✚ Largeur de la semelle **B** :

$$\frac{1}{2}H \leq B \leq \frac{2}{3}H, \text{ donc : } B=4\text{m}.$$

- ✚ Fruit minimal (inclinaison minimal) : Fruit = 2%.

- ✚ Largeur du talon **P** : $\frac{H}{4} \leq P \leq \frac{39}{108}H$,

Donc : $P=2.0\text{m}$.

- ✚ Section du voile sur la semelle : $S = \frac{H}{12}$,

Donc : $S=0.6\text{m}$.

On prend en considération le couronnement des pieux : $S=1.2\text{m}$.

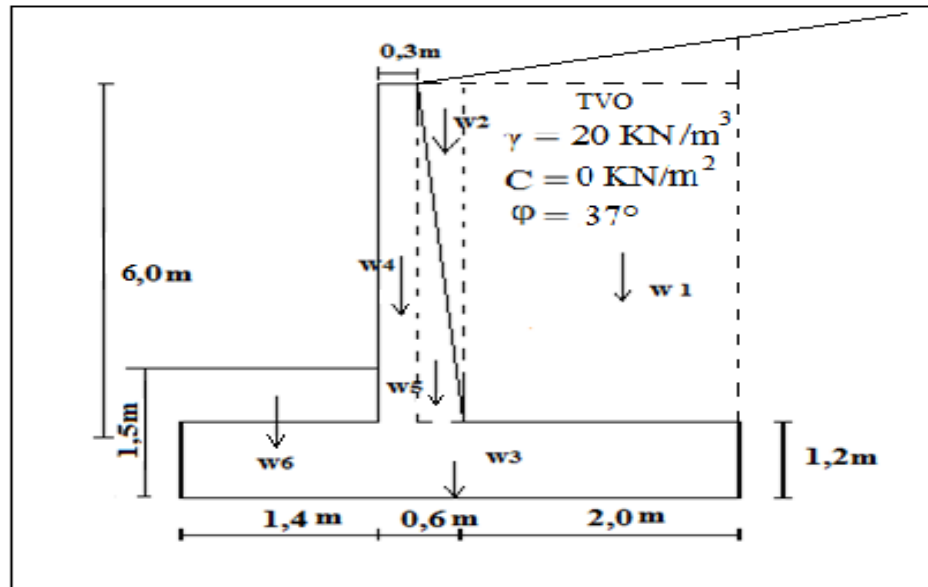


Figure V-2 : Pré-dimensionnement du mur.

✚ Détail de la semelle et du mur

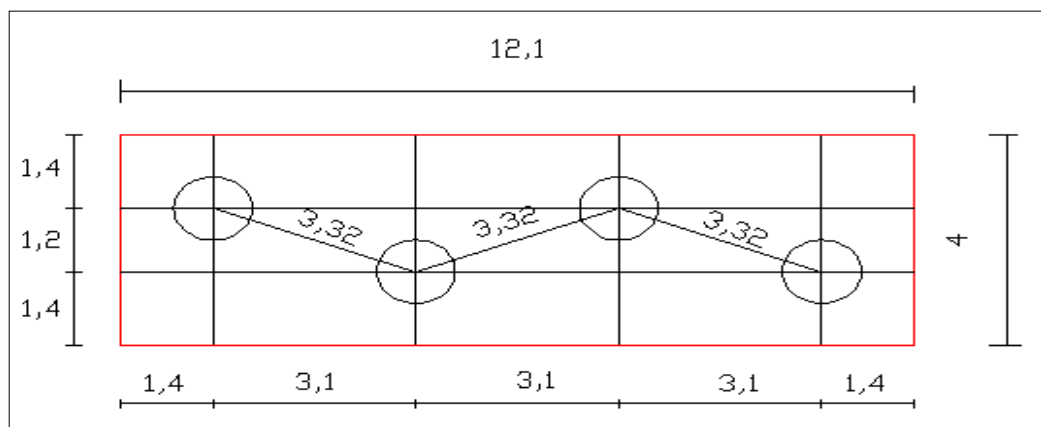


Figure V-3 : Vue en plan de la semelle.

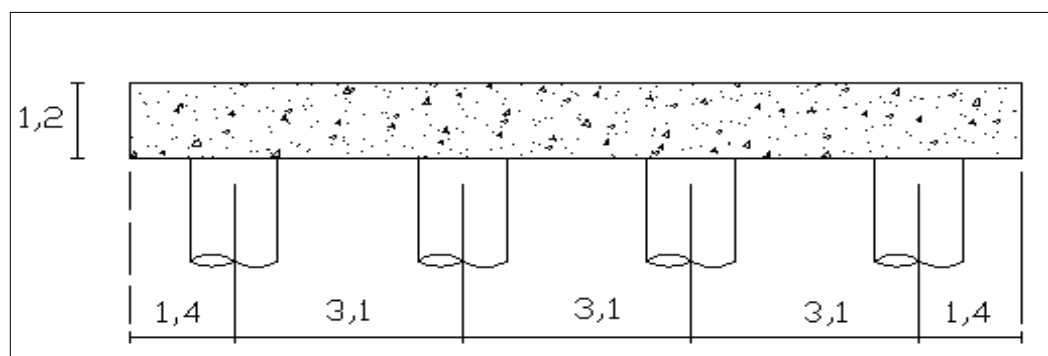


Figure V-4 : Coupe longitudinale de la semelle.

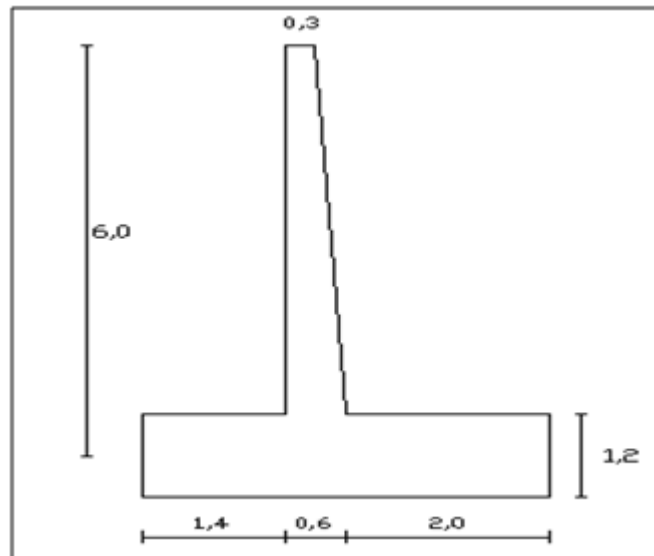


Figure V-5 : Géométrie du mur.

✚ Vérification de la stabilité au renversement

Il faut avoir $\frac{M_s}{M_{ru}} > 1,5$

$$K_a = \frac{\cos(\beta - \varphi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_a = 0,28$$

$$F_a = Q_{Hu} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cos \beta = 124,34 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

À ELU:

$$Q_{Ha} = 124,34 \times 1,35 = 167,86 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- **Moment de renversement a ELU**

$$M_{ru} = Q_{Ha} \cdot H \cdot \frac{1}{3} = 391,68 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- **Moment stabilisateur**

$$\sum M_{s/A} = \sum p_i \cdot d_i$$

✚ Le tableau suivant représente résultat des moments stabilisateurs

Tableau V-1 : Les moments stabilisateur du mur en BA.

Caractéristiques	Poids (W_i)	Bras du levier	Moment
Unité	KN	M	KN.m
Section 1(S_1)	232	3	696
Section 2(S_2)	34,8	1,9	66,12
Section 3(S_3)	120	2	240
Section 4(S_4)	43,5	1,55	67,42
Section 5(S_5)	21,75	1,8	39,15
Section 6(S_6)	8,4	0,7	5,88
Somme	460,45	-	1114,57

AN:

$$\frac{M_s}{M_{ru}} = \frac{1114,57}{391,68} = 2,84, \text{ Donc la condition de stabilité au renversement est}$$

vérifiée.

✚ **Vérification de la stabilité au glissement**

$$\text{On a: } H_u \leq \frac{C.B}{\gamma_{g1}} + \frac{N_u \cdot \text{tg}\varphi}{\gamma_{g2}}$$

Avec :

H_u : Composante horizontale de l'effort appliqué ;

B : Longueur de la fondation ;

φ Et C : angle de frottement interne et cohésion du sol ;

$$\gamma_{g1} = 1,5, \gamma_{g2} = 1,2 ;$$

$$N_u = 1,35 \cdot \sum W_i = 621,60 \text{ KN} ;$$

$$H_u = Q_{Hu} = 167,86 \text{ KN} ;$$

Donc :

$$167,86 \text{ KN} \leq \frac{100,4}{1,5} + \frac{621,60 \cdot \text{tg}(25)}{1,2} = 500,87 \text{ KN}$$

la stabilité au glissement est vérifiée.

V-2-3- Ferrailage de mur de soutènement

Pour ferrailer le mur de soutènement et la semelle filante on a utilisé le logiciel expert robot.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : les sections de ferrailage obtenues avec expert robot.

Position	Section d'acier théorique(cm ² /m)	Nombre des Barres		Espacement(m)	Surface réelle(cm ² /m)
Voile	19.93	20.0	tous les	0.15	20.94
semelle gauche	40.25	25.0	tous les	0.12	40.91
semelle droite	40.25	25.0	tous les	0.12	40.91

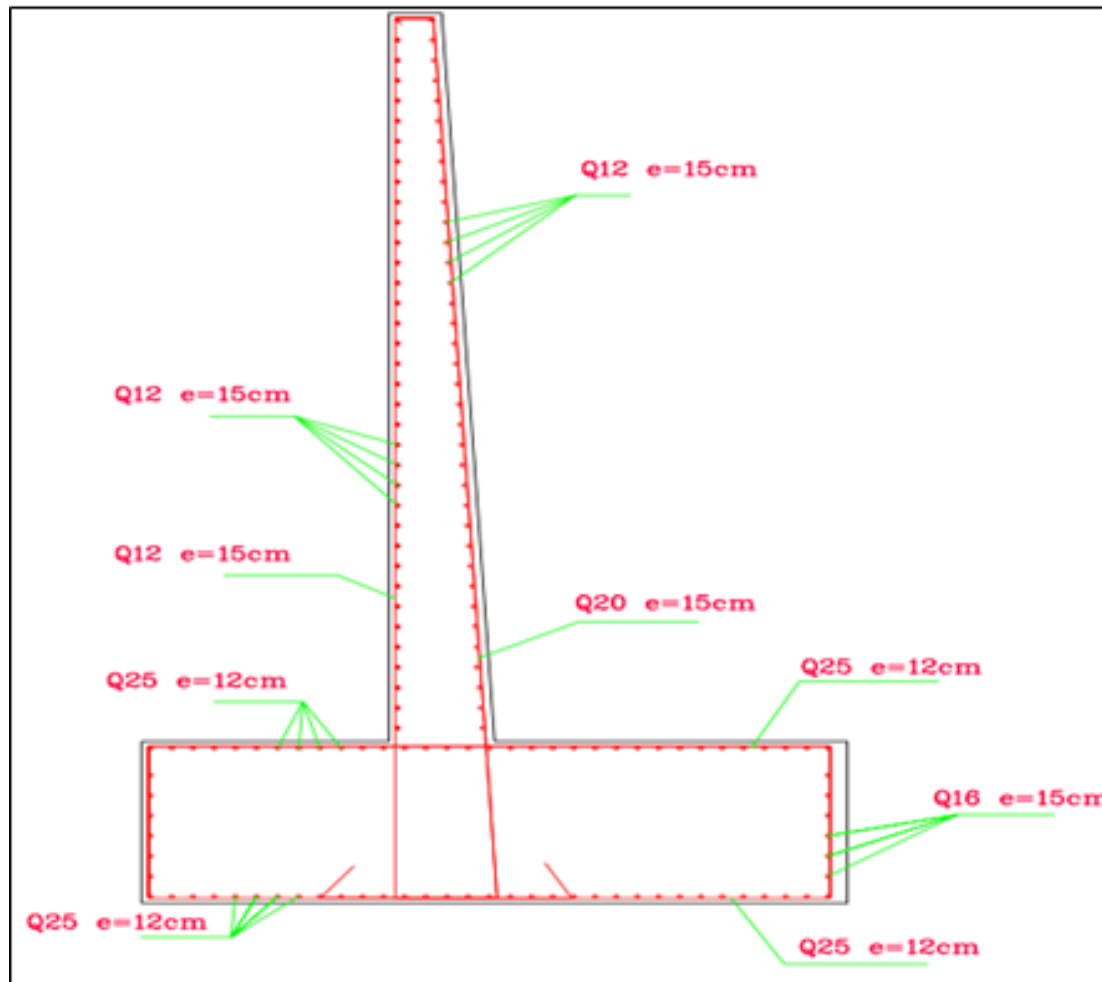


Figure : Plan de ferrailage du mur de soutènement.

V-2-4- Pré-dimensionnement des pieux

- ✚ Diamètre du pieu $\Phi = 1.2\text{m}$.
- ✚ Espacement entre axe des pieux (entraxe 2.5Φ) = 3m.
- ✚ Encrenage du pieu : la stabilisation du talus peut être assurée par des pieux en béton armé, ancrés au $1/3$ de leur hauteur dans le substratum.

Dans notre cas l'encrage est estimé à 5m avec une longueur totale du pieu qui est de 14m.

- **Cas : (Pieux libres en tête)**

Soumis à un effort horizontal T_0 :

$$\text{On a : } l_0 = 4,97 \text{ m.}$$

$$T_0 = 356,51 \text{ KN.}$$

$$K_f = 236,53 \text{ t/m}^2.$$

✚ Calcul du moment maximal

On a :

$$T(z) = T_0 \cdot e^{\frac{-z}{l_0}} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$T(z) = T_0 \cdot D^*$$

Le moment fléchissant est donné par

$$M(z) = T_0 \cdot l_0 \cdot e^{\frac{-z}{l_0}} \cdot \left(\sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$M(z) = T_0 \cdot l_0 \cdot c^*$$

Le moment maximal est donné pour

$$T(z) = 0$$

$$\Leftrightarrow T_0 \cdot e^{\frac{-z}{l_0}} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Leftrightarrow \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Leftrightarrow \frac{z}{l_0} = \frac{\pi}{4}$$

$$\Leftrightarrow z = l_0 \cdot \frac{\pi}{4} \quad , \text{ donc : } \quad z = 3,90\text{m}$$

Donc :

$$M_{max} = M_{(3.90)} = 571,42 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul du déplacement maximal

Le déplacement du pieu est donné par :

$$y(z) = \frac{2 \cdot T_0}{K_f \cdot l_0} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} \right)$$

$$y(z) = \frac{2 \cdot T_0}{K_f \cdot l_0} \cdot A^*$$

$$(y_{\max}) \text{ correspond } \frac{z}{l_0} = 0$$

$$\text{Donc : } A^* = 1$$

$$y_{\max} = \frac{2.356,518}{23653.4,97} = 0,006 \text{ m.}$$

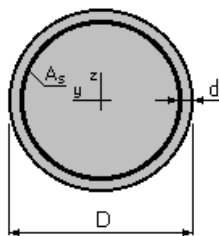
- **Cas : (pieu encastré en tête dans une semelle rigide)**

D'après le calcul on a obtenu déplacement maximal $y_{\max} = 0,003 \text{ m.}$

V-2-5- Ferrailage des pieux

La détermination du ferrailage s'est réalisée avec le programme **EXPERT** suivant les règles **BAEL 99**.

➤ **Section :**



$$D = 120.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5.0 \text{ (cm)}$$

➤ **Efforts appliqués :**

Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
ELU	238.00	1735.00	0.00

➤ **Résultats :**

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 113.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Donc on doit ferrailer avec $A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Donc on propose un ferrailage de 25 HA 25, avec une section réelle de 122.72 Cm^2 .

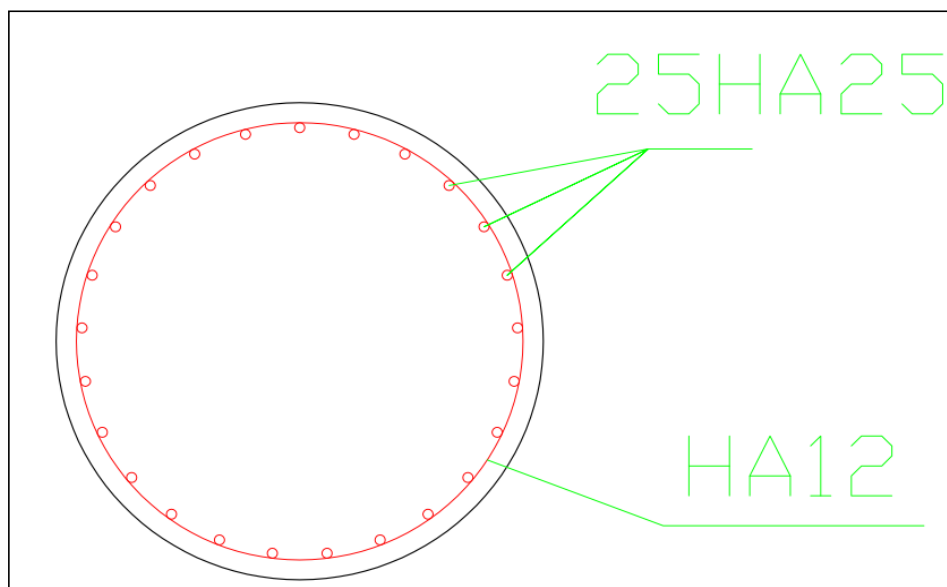


Figure : Ferrailage du pieu.

V-3- Etude de la stabilité après confortement

Dans cette partie, on va analyser la stabilité du massif par différentes méthodes (Fellenius, Bishop, Janbu), et cela après avoir implanter le confortement.

V-3-1- Modélisation du profil après confortement

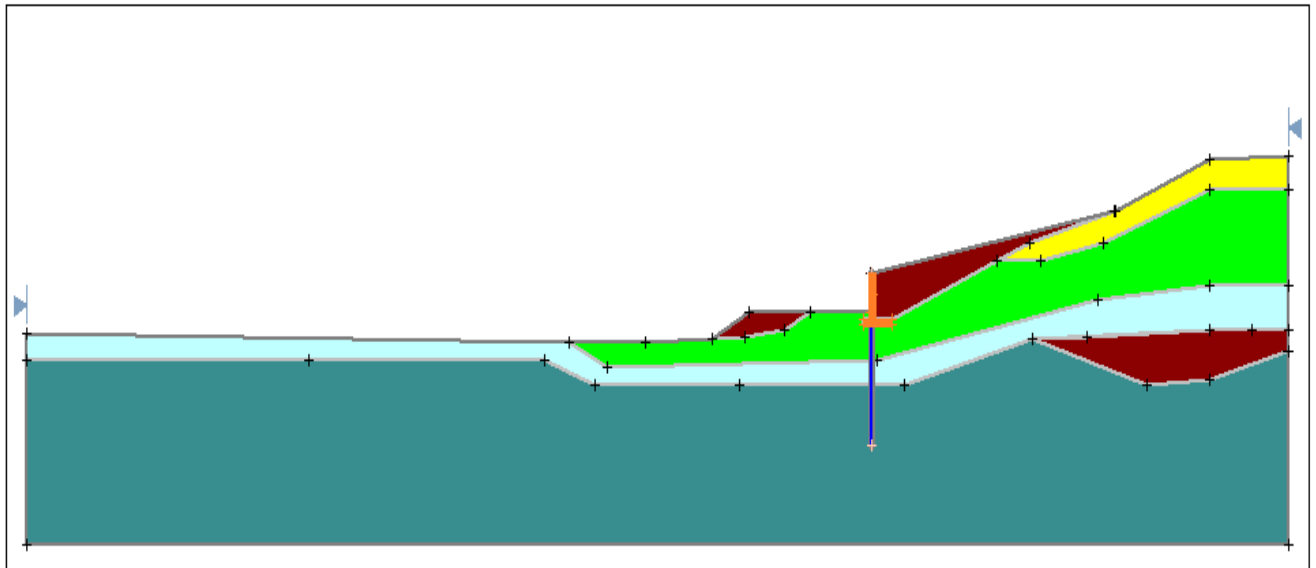


Figure V-6 : Modélisation du profil après confortement.

V-3-2- Résultats d'analyse (sans tenir compte de la sismicité du site)

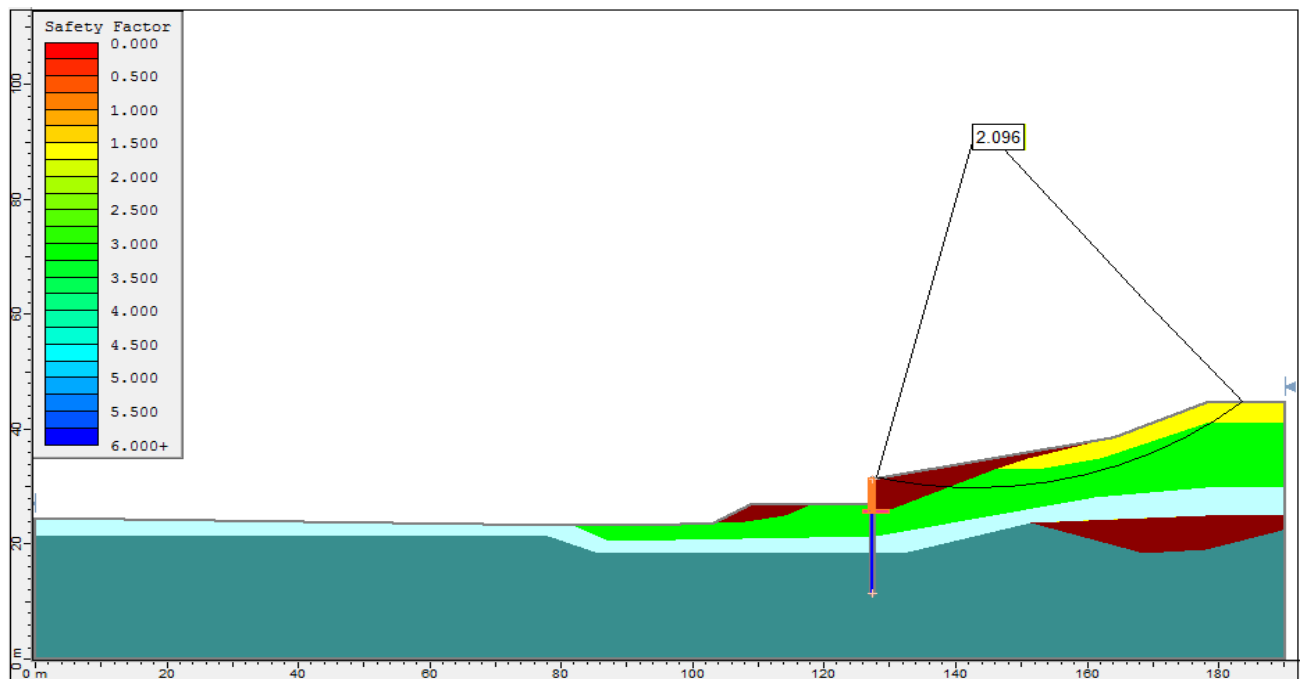


Figure V-7 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop.

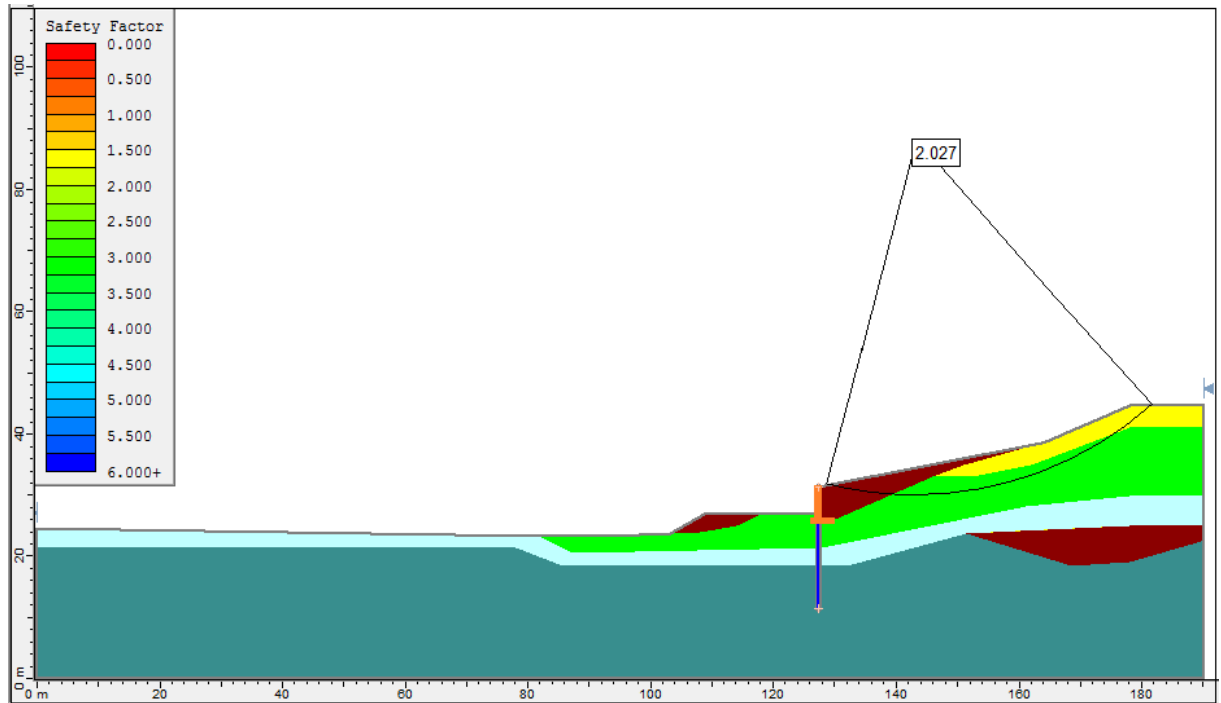


Figure V-8 : Résultat d'analyse par la méthode de Janbu.

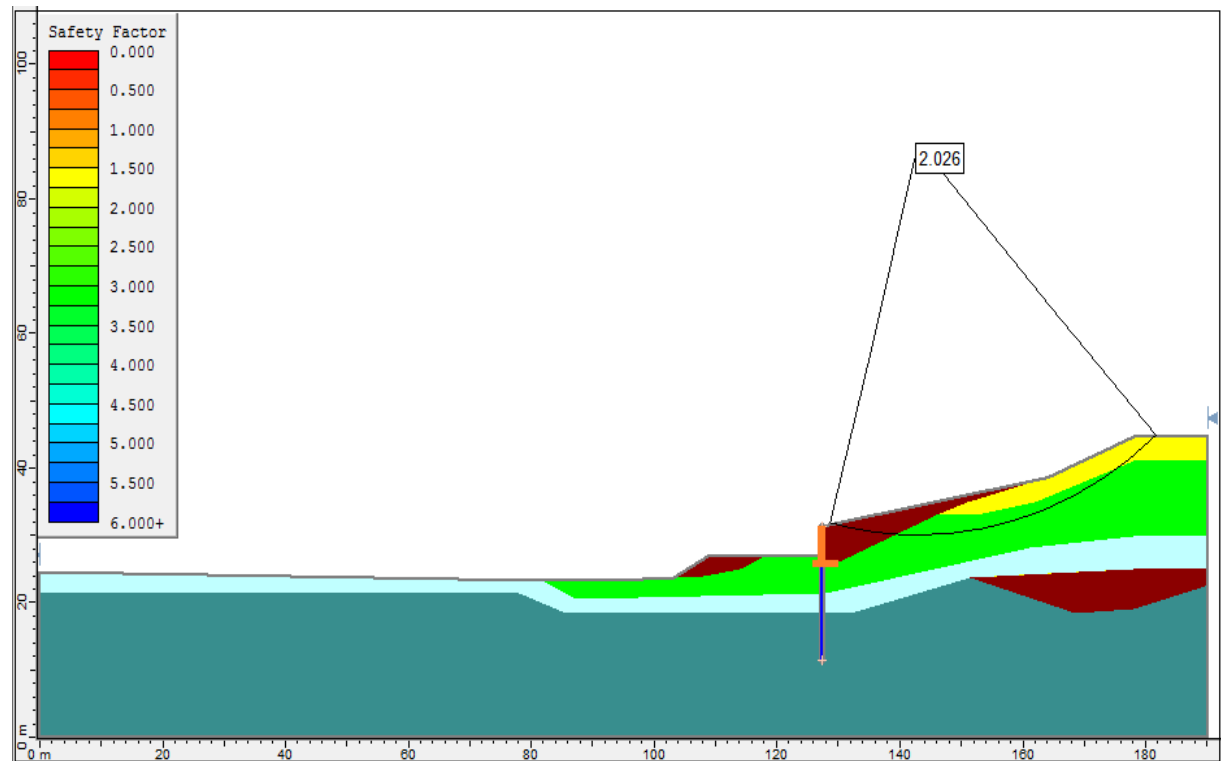


Figure V-9 : Résultat d'analyse par la méthode Ordinaire.

V-3-3- Résultats d'analyse en considérant la sismicité du site

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

Tableau V-3 : Résumé des résultats d'analyse obtenus.

Méthodes	Bishop	Janbu	Ordinaire
coefficient de sécurité	1.638	1.576	1.564

V-4- Conclusion

On remarque que, pour les trois méthodes, les résultats d'analyse de la stabilité obtenus, montrent que les coefficients de sécurité sont supérieurs à (1,5), ce que veut dire que le talus se trouve dans un état d'équilibre stable.

Pour les résultats d'analyse de la stabilité obtenus en tenant compte la sismicité du la région, montrent que les coefficients de sécurité deviennent plus faible, ce qui montre l'influence des séismes sur le déclanchement des glissements de terrain.

Conclusion générale

Ce modeste travail nous a donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours à l'enseignement supérieur et nous avons appris tellement de choses qui nous ont permis de visualiser les étapes essentielles à suivre lors de l'étude d'un glissement de terrain.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur la RN09 au niveau de l'évitement de la ville de KHERRATA, Wilaya de Bejaia. Ensuite, l'étude d'un système de confortement adéquat, il s'agit d'un mur de soutènement clouté sur pieux.

Pour la méthodologie, nous avons commencé par un calcul manuel avec la méthode de Fellenis et la méthode globale, ensuite, 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 les coefficients de sécurité correspondants.

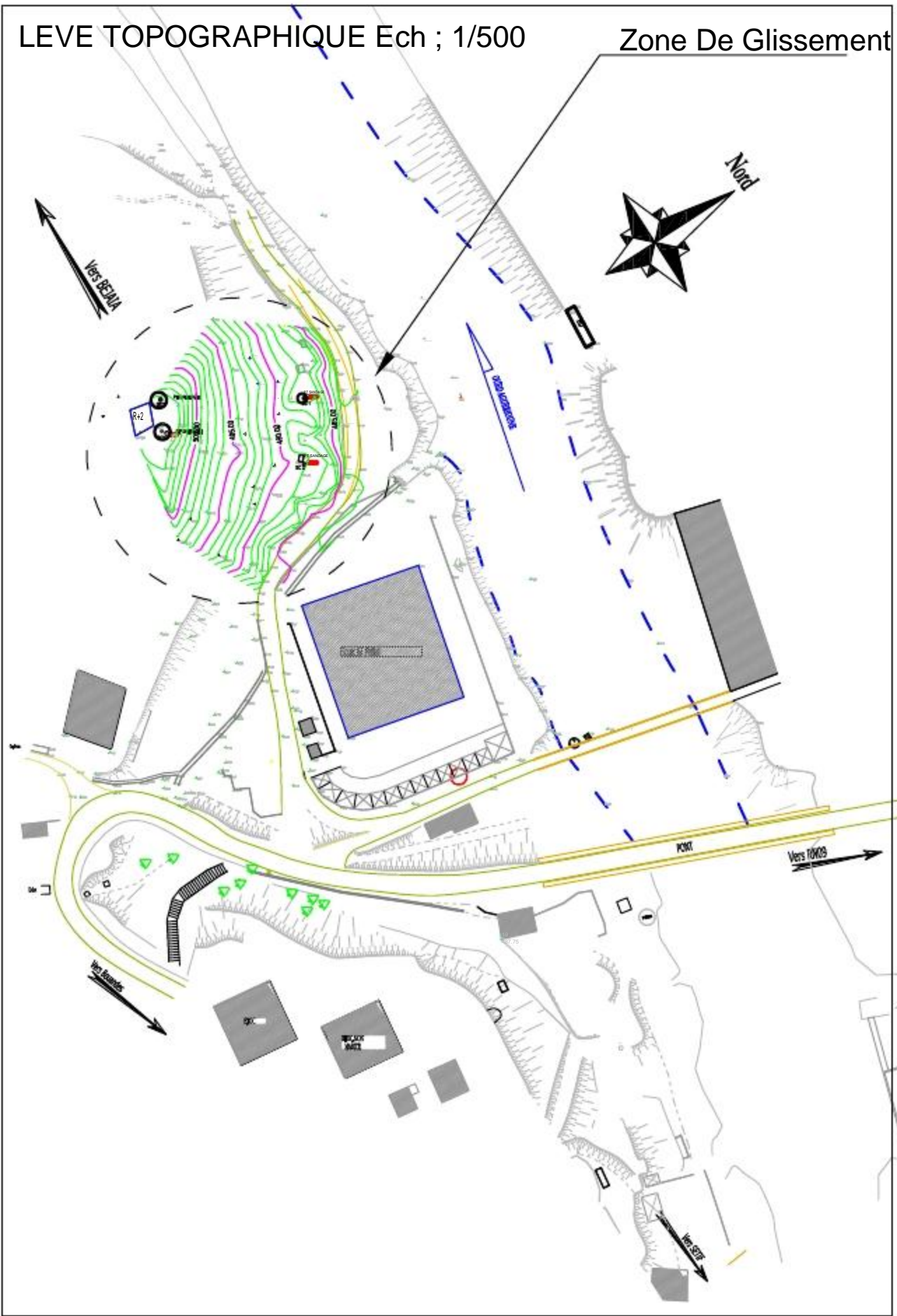
Bibliographie

- [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] : BENDADOUICHE.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.

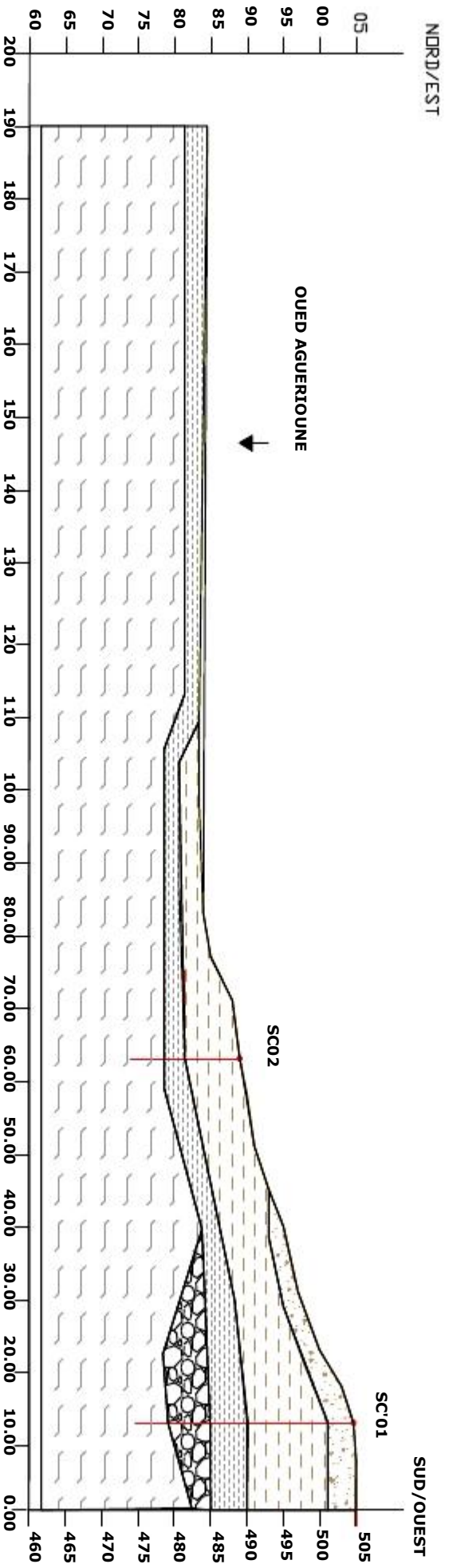
Les annexes

LEVE TOPOGRAPHIQUE Ech ; 1/500

Zone De Glissement



**PROFIL GEOLOGIQUE LONGITUDINAL -AA'- SUIVANT LES SONDAGES CAROTTES
SC'01-SC02**

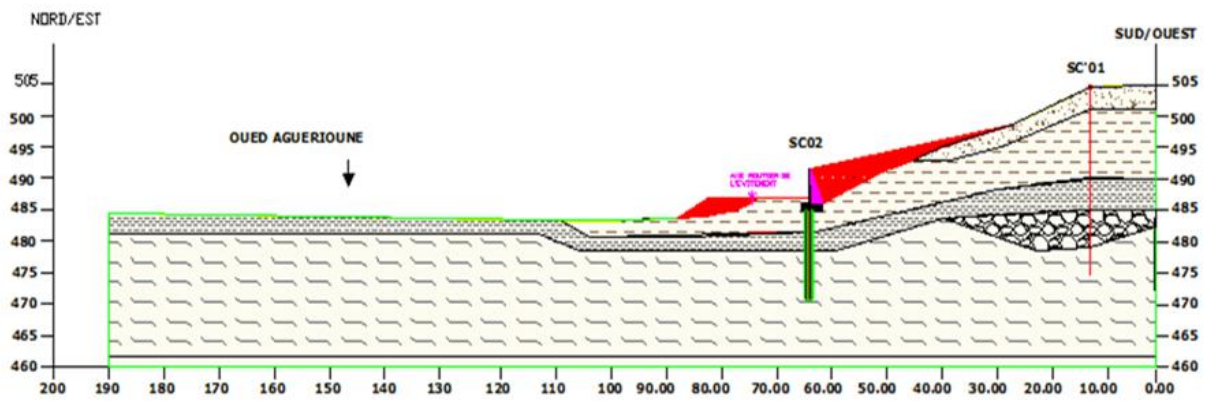


ECH:1/1000

- | | | | |
|--|---|--|--|
| | FORMATION ALLUVIONNAIRE | | REMBLAI |
| | MARNE SHISTEUSE GRISATRE A NOIRATRE MI DURE | | EBOULLIS DE PENTE (A DOMINANCE MARNEUSE) |
| | SONDAGE CAROTTE | | MARNE GRISATRE A NOIRATRE TRES ALTEREE |

LEGENDE

PROFIL GEOLOGIQUE LONGITUDINAL APRES LE CONFORTEMENT



ECH:1/1000

LEGENDE

- | | | | |
|--|--|---|--|
| FORMATION ALLUVIONNAIRE | | REMBLAI | |
| MARNE SHISTEUE GRISATRE A NOIRATRE MI DURE | | EBOULIS DE PENTE (A DOMINANCE MARNEUSE) | |
| SONDAGE CAROTTE | | MARNE GRISATRE A NOIRATRE TRES ALTEREE | |



Caisse à carottes n°1



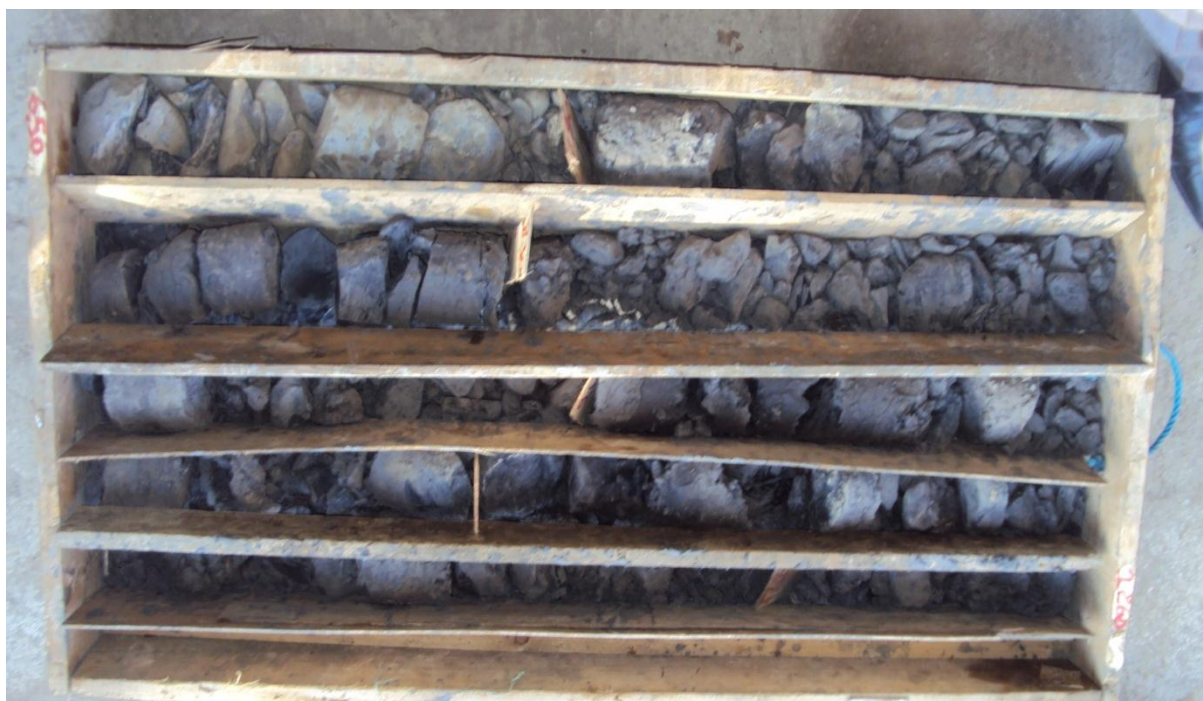
Caisse à carottes n°2



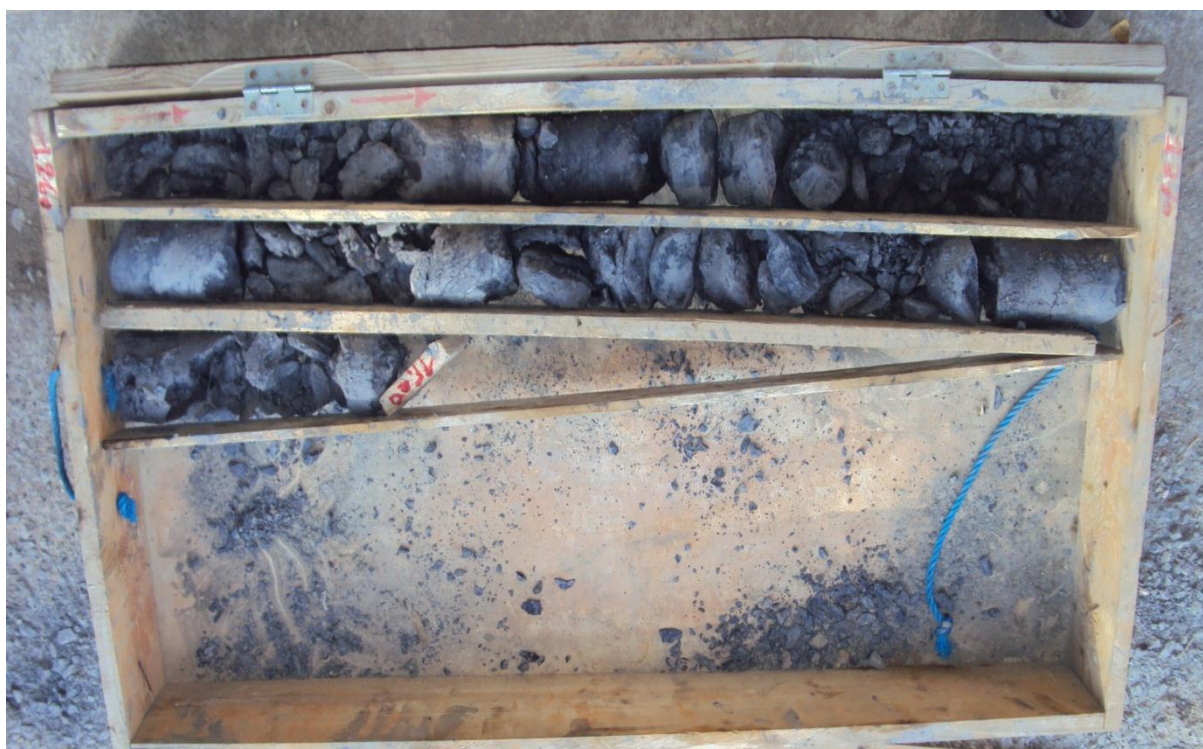
Caisse à carottes n°3



Caisse à carottes n°1



Caisse à carottes n°2



Caisses à carottes n°3