

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministre de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية العليا المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Supérieure Polytechnique

وزارة التعليم العالي و البحث
العلمي

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de Master

Présenté par :

M. ELKHIR Ahmed

M^{elle}. YAHIAOUI Kafia

Ingénieurs d'Etat en Génie Civil de l'ENP

Thème

Etude numérique comparative de la stabilité et du confortement d'un glissement de terrain

Soutenu publiquement devant le jury composé de :

Mme. R.MITICHE-KETTAB	Maitre de conférences A, ENP	Présidente
M. A. LARIBI	Maitre-assistant A, ENP	Directeur de mémoire
Mme. F.DEBICHE	Maitre-assistant A, ENP	Examinatrice
M. A. ABDELGUERFI	Maitre-assistante A, ENP	Examinateur

E.N.P, Juillet 2012

10, Avenue Hassan Badi. El-Harrach. Alger.

www.enp.edu.dz

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force, la santé, et la patience pour arriver là où nous sommes.

A l'issue de ce travail, il nous est agréable d'adresser nos remerciements à tous ceux qui ont contribué, à ce qu'il prenne forme, et s'achève en ayant atteint les objectifs tracés et ces quelques phrases ne sont pas suffisantes pour exprimer notre gratitude et reconnaissance.

Ainsi c'est à Monsieur LARIBI Abdallah que nous devons en tout premier lieu notre reconnaissance. Il a dirigé magistralement la mise en œuvre des différentes étapes du travail, nous avons bénéficié de sa très grande expérience, de ses remarques avisées et toujours pertinentes.

Nous remercions les membres du jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce mémoire et à cet égard nous leur présentons nos profonds respects, et notre grande gratitude.

Nous rendons grâce à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont suivis durant notre cursus.

Et enfin un grand merci à tous les amis (es) de l'ENP pour leurs aides, pour leurs nombreuses marques d'amitiés et leur fidélité. Ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Merci à tout le monde pour tout.

Dédicaces

A la lumière de ma vie, ma très chère mère, que dieu la garde pour moi;

A la mémoire de mon père « Rebbi y'rahmou »

A tous mes frères ; et toutes mes sœurs ;

A ma grande famille

(Oncles, tantes, cousins et cousines)

A tous mes amis ;

A Kafïa et à toute sa famille ; Ainsi qu'à toute la promotion de Génie Civil.

Je dédie ce modeste travail

Ahmed

Le meilleur hommage que je peux rendre à mes chères parents qui sont toujours présents pour moi est celui de leur dédier ce modeste travail ;

A mes frères ;

A mes sœurs ;

A mes neveux et nièces ;

A عمي صالح ;

A mes amies ;

A Ahmed et à toute sa famille ; Ainsi qu'à toute la promotion de Génie Civil.

Je dédie ce modeste travail

Kafïa

ملخص

يهدف هذا العمل إلى تحليل ودراسة انزلاق التربة بولاية بومرداس تحديداً في النقطة الكيلومترية 24 على الطريق الوطني رقم 12 الرابط بين بومرداس وتيزي وزو. من أجل ذلك قمنا بتقديم معلومات عامة عن حركة التربة والانزلاقات خاصة، متصرفين إلى خصائصها، أنواعها، أهم أسبابها والحلول الممكنة للحد منها، مروراً بأهم طرق الحساب. ثم قمنا بدراسة تحليلية لهذا الانزلاق باستخدام برنامجين حسابيين "Géo-Slope" و "Talren" لإيجاد منحنيات الانزلاق ومعاملات الأمان. وفي الأخير درسنا مختلف أساليب الحد من الانزلاق الممكنة وقارنا بينها لاختيار أفضل الحلول.

الكلمات المفتاحية: انزلاق التربة، Géo-Slope، Talren، جدار استنادي

Summary

This modest work consists in analyzing and studying the stabilization of a landslide located at the wilaya of **Boumerdes**, more precisely, on **the RN12 in the PK24** at the level of **Naciria** city towards **Tizi-Ouzou**.

For that we started with general informations on the movements of ground exactly on the slips, their characteristics, their types and their various causes, as well as the various systems of stabilization, passing by various methods of calculation.

Then we made an analytical study of this slip using two computation softwares "Géo-Slope" and "Talren" to determine the rough surfaces and their safety coefficients.

And in the last part of this document, we studied various techniques of stabilization which make it possible to stabilize the ground by making a comparison between these techniques to choose the best solution.

Key words: Landslide; Géo-Slope; Talren; Retaining wall; Gabionnage.

Résumé

Ce modeste travail consiste à analyser et à étudier la stabilisation d'un glissement de terrain situé à la wilaya de **Boumerdes**, plus précisément, sur la **RN12 au PK24** à la hauteur de la ville **Naciria** vers **Tizi-Ouzou**.

Pour cela on a commencé par des généralités sur les mouvements de terrain plus exactement sur les glissements, leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes, ainsi que les différents systèmes de confortement en passant par les différentes méthodes de calcul.

Ensuite on a fait une étude analytique de ce glissement à l'aide de deux logiciels de calcul « Géo-Slope » et « Talren » pour déterminer les surfaces de ruptures et leurs coefficients de sécurité.

Et dans la dernière partie de ce document, on a étudié les différentes techniques de confortement qui permettent de stabiliser le terrain en faisant une comparaison entre ces techniques pour choisir la meilleure solution.

Mots clés : Glissement de terrain ; Géo-Slope ; Talren ; Mur de soutènement ; Gabionnage.

Sommaire :

Liste des figures	v
Liste des tableaux	1
Introduction générale.....	1

Partie 01: Etude bibliographique

Chapitre I: Les mouvements de terrain

I. Introduction.....	4
II. Classification des mouvements de terrain.....	4
II.1. Les mouvements lents et continus	5
a) Les affaissements	5
b) Les tassements	5
c) Les glissements	5
d) Les phénomènes de retrait gonflement.....	8
II.2. Les mouvements rapides.....	8
a) Les écroulements et chute de blocs.....	9
b) Les éboulements (écoulements).....	10
c) Les coulées boueuses et torrentielles	10
d) Les effondrements	11
III. Quelques exemples de mouvements de terrain.....	11
III.1. La Conchita/Californie	11
III.2. Les coulées boueuses /Rio de Janeiro.....	12
III.3. Glissements de terrain à Constantine.....	13
IV. Conclusion	14

Chapitre II: Les causes de glissement

I. Introduction.....	16
II. Les principales causes de glissement.....	16
II.1. Nature du terrain	16
a)- Géométrie du terrain.....	16

b)- Type de sol (propriété hydraulique)	17
c)- La résistance au cisaillement	17
II.2. Les actions de l'eau.....	18
II.3. Les facteurs extérieurs	18
a)- Les conditions climatiques	18
b)- Les séismes.....	19
II.4. Les facteurs anthropiques.....	19
a)- Les constructions sur pente.....	19
b)- Déblai sur pente.....	20
c)- Modification de l'utilisation des sols.....	20
III. Conclusion	20

Chapitre III: Les méthodes de calcul

I. Introduction.....	22
II. Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité	22
II.1. Notion de facteur de sécurité	22
II.2. Le choix de la méthode de calcul.....	23
II.3. Méthode de calcul à l'équilibre limite	24
a) Méthode de Fellenius (rupture circulaire)	28
b) Méthode de Bishop simplifiée (1955)	31
c) Méthode simplifiée de JANBU [1956].....	34
d) La méthode de Spencer.....	35
e) Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970]	37
f) La méthode de Morgenstern et Price	37
III. Récapitulation des méthodes d'équilibre limite.....	39
IV. Conclusion	41

Chapitre IV: Les techniques de confortement

I. Introduction.....	43
II. Principales techniques de confortement.....	43
II.1. Confortement par terrassements.....	43
a) Remblai de pied	43
b) Allègement en tête	44
d) Substitution totale ou partielle	45

II.2. Dispositifs de drainages	46
a) Collecte et canalisation des eaux de surface.....	46
b) Tranchées drainantes	47
c) Drains subhorizontaux	49
d) Masques et éperons drainants	50
e) Drains verticaux, galeries drainantes.....	51
II.3. Confortement mécanique	51
a) L'ancrage	52
b) Le cloutage	53
c) Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.....	54
d) Les murs de soutènement	55
III. Conclusion	57

Partie 02: Etude de glissement de terrain de la R.N.12 Naciria

Chapitre V: Présentation, reconnaissances et étude géotechnique de site

I. Présentation du site	60
II. Topographie et morphologie.....	60
III. Géologie du site	61
IV. Les reconnaissances de site et le repérage de la nappe.....	61
V. Caractéristiques géotechniques des sols	62
V.1. Caractéristiques d'identification.....	62
V.2. Essais mécaniques :	64
VI. Conclusion	65

Chapitre VI: Etude numérique de glissement

I. Introduction.....	67
II. Analyse du glissement par « Géo-Slope »	67
II.1. Présentation du logiciel.....	67
II.2. Application au glissement étudié	68
a) Modélisation du talus.....	69
b) Les résultats obtenus.....	71
III. Analyse de glissement par « Talren »	72
II.1. Présentation du logiciel.....	72

II.2. Application au glissement étudié	73
a) Modélisation du talus.....	73
b) Les résultats obtenus.....	74
IV. Conclusion	74

Chapitre VII: Etude de confortement

I. Introduction.....	76
II. Techniques de stabilisation	76
II.1. Analyse du glissement après rabattement de la nappe.....	76
a)-Par logiciel Géo-Slope.....	78
b)-Par logiciel Talren	78
II.2.analyse du glissement avec un gabionnage associé à un rabattement de la nappe	79
a)-Par logiciel Géo-Slope.....	79
b)-Par logiciel Talren	80
II.3.Analyse de glissement avec un mur en béton armé associés au drainage.....	80
a)-Par logiciel Géo-Slope.....	81
b)-Par logiciel Talren	82
c)-Dimensionnement du mur de soutènement en béton armé.....	83
III. Etude comparative.....	90
IV. Conclusion	90
Conclusion générale	92

Références bibliographiques

Les annexes

Liste des figures

Fig.1.1. Type de mouvement avec quelles questions à se poser.....	4
Fig.1.2. Principaux éléments de description d'un glissement de terrain	6
Fig.1.3. Glissement plan.....	6
Fig.1.4. Glissement rotationnel.....	7
Fig.1.5. Phénomène de retrait gonflement.....	8
Fig.1.6. Chute des blocs.....	9
Fig.1.7. Un éboulement.....	10
Fig.1.8. Coulée et boue.....	11
Fig.1.9. La Conchita [Etats Unis (1996)].....	12
Fig.1.10. Coulée de boue. Mexique (1996).....	12
Fig.1.11. Glissement de terrain à Belouizdad. [2002].....	13
Fig.2.1. Géométrie de terrain.....	16
Fig.2.2. Résistance de cisaillement selon Mohr-Coulomb.....	17
Fig.2.3. Construction au sommet de talus.....	19
Fig.3.1. Exemple d'une rupture circulaire.....	25
Fig.3.2. Forces appliquées à une tranche d'après Fellenius.....	28
Fig.3.3. Forces agissant sur la tranche i.....	30
Fig.3.4. Représentation des forces inter-tranches sur une tranche.....	32
Fig.3.5. Résultante des forces parallèles.....	35
Fig.3.6. Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer...	36
Fig.3.7. Coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.....	36
Fig.3.8. Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.....	37
Fig.3.9. Représentation graphique des forces sur une tranche.....	38
Fig.4.1. Techniques de terrassement par remblai de pied.....	43
Fig.4.2. Les surfaces de rupture prises en compte lors du calcul d'une butée de pied.....	44
Fig.4.3. Allègement en tête.....	44
Fig.4.4. Technique de reprofilage.....	45
Fig.4.5. Confortement par substitution.....	45
Fig.4.6. Drainage de surface.....	47
Fig.4.7. Tranchée drainante.....	48
Fig.4.8. Drainage subhorizontal.....	49

Fig.4.9. Coupes des masques drainants.....	50
Fig.4.10. Incidence du masque sur les pressions interstitielles.....	51
Fig.4.11. Schéma de confortation par tirants d'encrages.....	52
Fig.4.12. stabilisation par clouage d'un glissement.....	53
Fig.4.13. Les fondations profondes.....	54
Fig.4.14. Mur de soutènement.....	55
Fig.4.15. Ouvrages rigides.....	56
Fig.4.16. Rideau de palplanches.....	57
Fig.5.1. Emplacement des sondages.....	61
Fig6.1. Les menus disponibles sur logiciel.....	68
Fig6.2. Modélisation du talus avant glissement avec la nappe phréatique.....	69
Fig.6.3. Modélisation du talus après glissement.....	70
Fig.6.4. différentes surfaces de glissement.....	70
Fig.6.5. variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.....	71
Fig.6.6. Talus modélisé avant glissement avec la nappe.....	73
Fig.6.7. Talus modélisé après glissement.....	74
Fig.7.1. Schéma d'une tranchée drainante.....	77
Fig.7.2. Talus modélisé après rabattement de la nappe.....	78
Fig.7.3. Talus modélisé après rabattement de la nappe.....	78
Fig.7.4. Talus modélisé avec un mur en gabion et rabattement de la nappe.....	79
Fig.7.5. Talus modélisé avec un mur en gabion et rabattement de la nappe.....	80
Fig.7.6. Talus modélisé avec un mur en béton armé et le rabattement de la nappe.....	81
Fig.7.7. Talus modélisé avec un mur de soutènement en béton armé associé à un rabattement de la nappe.....	82
Fig.7.8. Schéma de mur de soutènement.....	83
Fig.7.9. Schéma de ferrailage de mur en BA.....	89

Liste des tableaux

Tab.3.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité,.....	23
Tab.3.2. Valeurs de coefficient de sécurité FS données en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	33
Tab.3.3. Résumé des méthodes d'équilibre limite.....	40
Tab.5.1. Résultats des essais oedométriques.....	64
Tab.5.2. Les caractéristiques mécaniques des différentes couches.....	65
Tab.6.1. Caractéristiques des couches.....	69
Tab.6.2. Valeurs minimales de coefficient de sécurité.....	71
Tab.7.1. Prédimensionnement de mur de soutènement.....	83
Tab.7.2. Résumé des forces stabilisantes du mur en BA.....	84
Tab.7.3. Ferrailage des armatures principales.....	88
Tab.7.4. Ferrailage des armatures transversales.....	88
Tab.7.5. Comparaison entre les coefficients de sécurité obtenus par plusieurs méthodes.....	90

Introduction générale

Introduction générale

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines très diverses. Annuellement, ils provoquent en moyenne la mort de 800 à 1 000 personnes dans le monde et occasionnent des préjudices économiques et des dommages très importants.

Les risques naturels « mouvements de terrain » comprennent tout une panoplie de phénomènes: les glissements de terrain, les coulées de boues, les chutes de blocs, les effondrements karstiques, les fontis et affaissements de dissolution, le retrait-gonflement des argiles, les marnières....

Des milliers de mètres cubes de terre, de roches, de boues peuvent soudainement menacer une agglomération, des habitations, à la faveur d'une crue, d'un léger séisme ou sous l'effet d'anthropisation (travaux entrepris par l'homme).

Les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont leur apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre. Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou, tout simplement, des pentes naturelles.

Cet aléa à l'heure actuelle est l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Ce travail de mémoire s'inscrit dans une optique d'analyse de stabilité d'un glissement de terrain situé sur la RN 12 au PK 24 dans la wilaya de Boumerdes.

A cet égard notre travail est structuré en deux parties :

La première partie est réservée à l'étude bibliographique qui comporte quatre chapitres. Le premier chapitre est réservé à la description des différents types de mouvement de terrain, le second chapitre traite les différentes causes des glissements de terrain, le chapitre suivant passe en revue les principales méthodes de calcul de la stabilité des pentes, enfin dans le dernier chapitre on exposera les techniques de confortement.

La seconde partie, qui englobe trois chapitres, consiste à l'étude proprement dite de notre glissement de terrain. Le premier chapitre de cette deuxième partie est réservé à la présentation du site ainsi qu'aux reconnaissances géotechniques. Dans le chapitre suivant on réalise une numérique détaillée de la stabilité du glissement. Cette étude a été menée à l'aide de deux logiciels de calcul : « **Géo-Slope** » et « **Talren** ». Le dernier chapitre est consacré à l'étude des différentes possibilités de confortement du glissement étudié afin de choisir le meilleur confortement.

Enfin, on achève notre travail par une conclusion générale qui résume les points les plus importantes étudiés dans ce mémoire.

Partie 01

Etude Bibliographique

Chapitre I

Les mouvements de terrain

I. Introduction

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal, du sol et/ou du sous-sol, d'origine naturelle (gel/dégel, séisme, fortes précipitations ou chutes de neige, inondations, etc.) ou anthropique (déboisement, terrassement, etc.). Il est fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Il crée des risques à la vie et aux constructions. Chaque année on enregistre de nombreux accidents graves trouvant leur origine dans les mouvements de terrain.

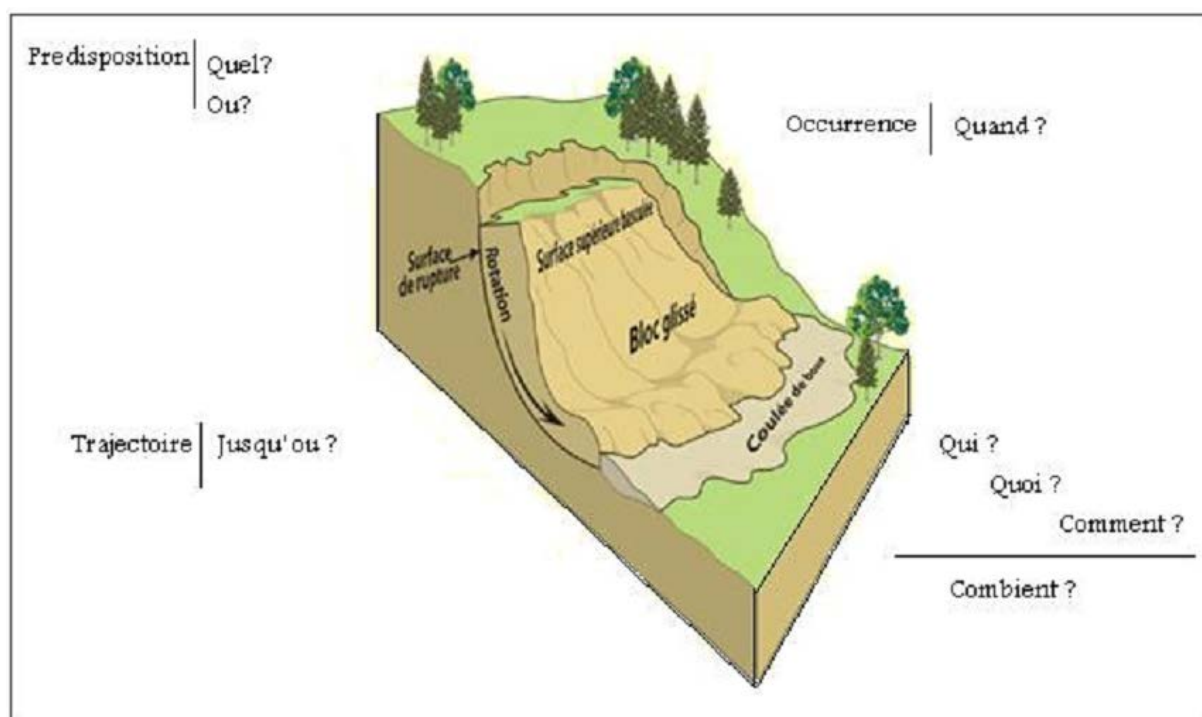


Fig.1.1. Type de mouvement avec quelles questions à se poser

II. Classification des mouvements de terrain

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués: les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

II.1. Les mouvements lents et continus

Pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

a) Les affaissements

Évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels.

Ces cavités peuvent être:

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses...etc.
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...etc.) [10].

b) Les tassements

Diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

c) Les glissements

Les glissements consistent en une descente massive et relativement rapide de matériaux le long d'une surface bien définie. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure (Fig.1.2.).

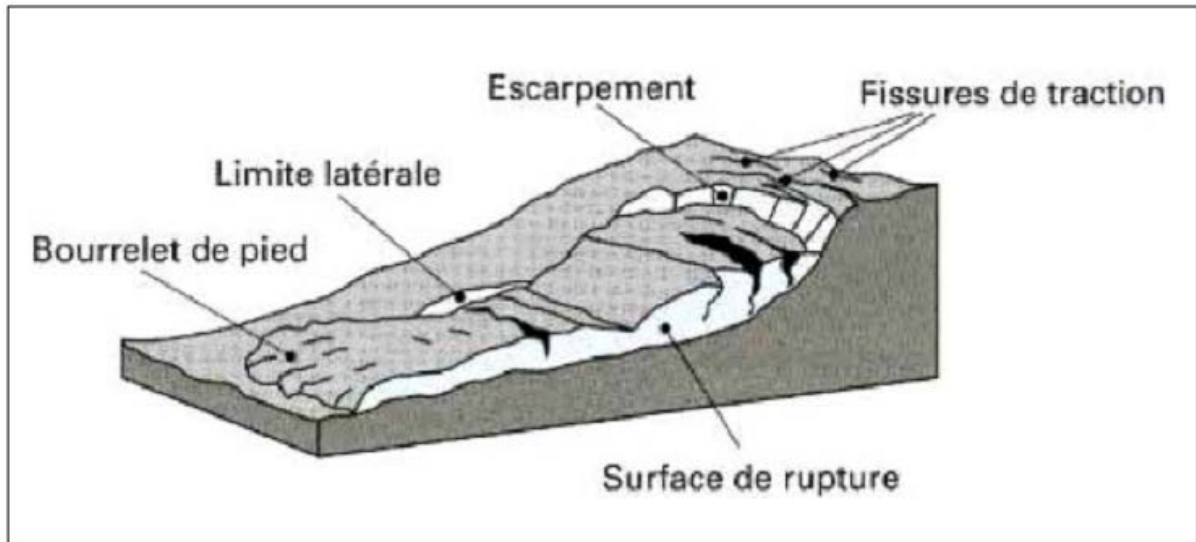


Fig.1.2. Principaux éléments de description d'un glissement de terrain

La forme de la surface de rupture a permis de définir deux grandes catégories de glissement:

- Glissement plan ;
- Glissement rotationnel ;

➤ **Le glissement plan**

Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérite et son substrat.

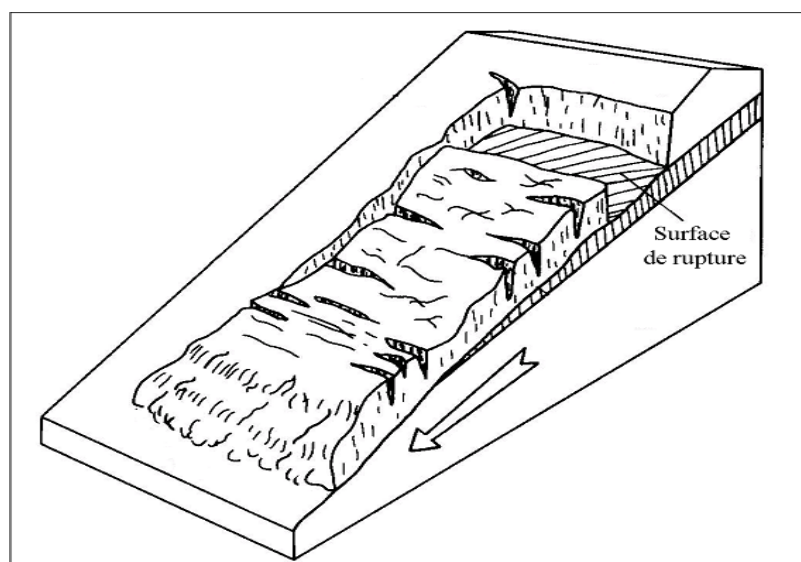


Fig.1.3. Glissement plan

La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

➤ **Le glissement rotationnel**

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère (Fig.1.4). La partie supérieure affaissée se scinde en blocs surmontés d'escarpement de failles. La partie inférieure évolue en une coulée plus ou moins développée.

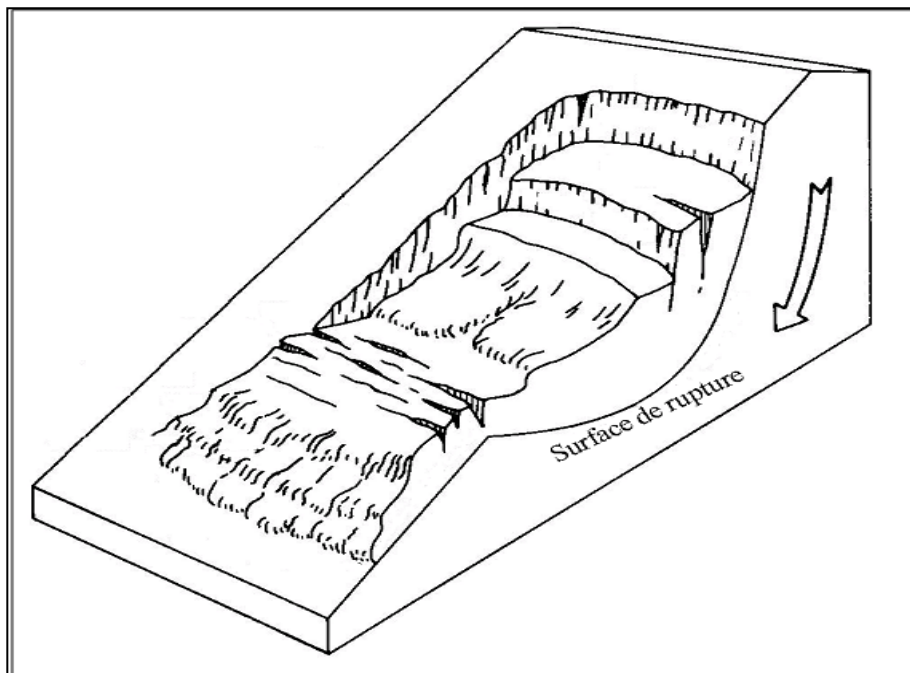


Fig.1.4.Glissement rotationnel

d) Les phénomènes de retrait gonflement

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse. Ce phénomène, accentué par la présence d'arbres à proximité, peut provoquer des dégâts importants sur les constructions. Par exemple plusieurs dizaines de milliers de constructions ont ainsi été endommagées au cours de la sécheresse qui a affecté la France de 1989 à 1992.

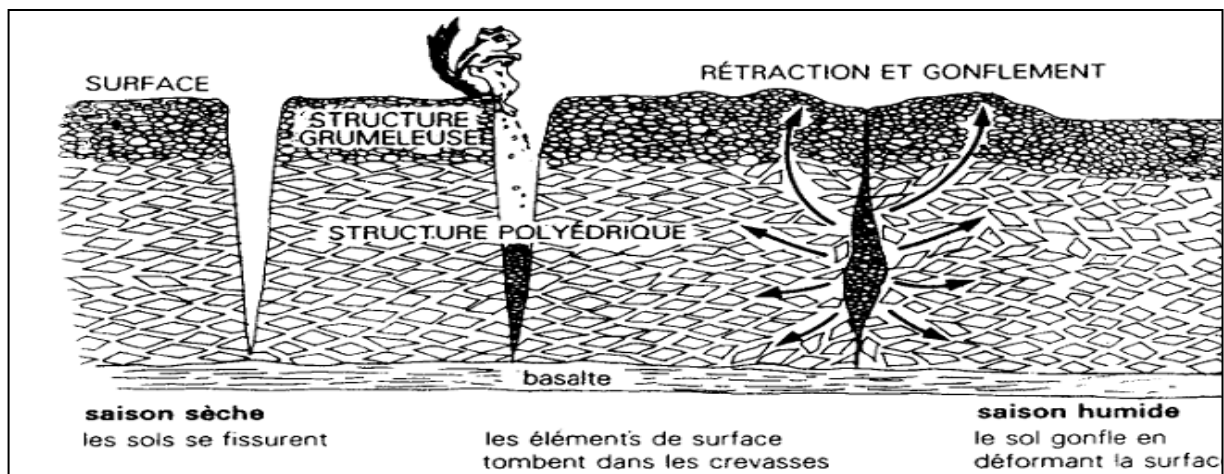


Fig.1.5.Phénomène de retrait gonflement

II.2. Les mouvements rapides

Qui peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

- Le premier groupe (propagation en masse) comprend :
 - les effondrements, qui résultent de la rupture brutale de voûtes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par les terrains de surface ;
 - les chutes de pierres ou de blocs provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés ;
 - les éboulements ou écroulements de pans de falaises ou d'escarpements rocheux selon les plans de discontinuité préexistants ;

- certains glissements rocheux.
- Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :
 - les laves torrentielles, qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne ;
 - les coulées boueuses, qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements [14].

a) Les écoulements et chute de blocs

Sous les actions météoriques, et en particulier le mouillage et le gel, la surface d'une falaise peut se disloquer et des blocs se détacher. Ce phénomène est spectaculaire et dangereux mais heureusement rare (ex : corniche Jijilienne ; gorges de Lakhdaria).

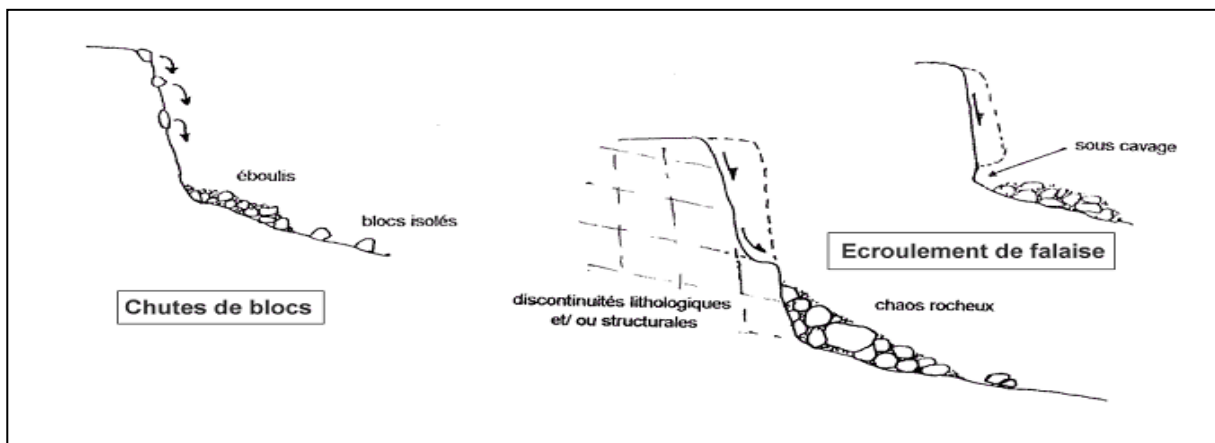


Fig.1.6.Chute des blocs

Ils résultent de l'évolution de falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierres (inférieur à $0,1\text{m}^3$), à l'éroulement catastrophique supérieur à dix millions de m^3 avec, dans ce dernier cas, on a une extension importante de matériaux éboulés et une vitesse de propagation supérieure à 100km/h .

b) Les éboulements (écoulements)

Ce sont des ruptures brutales intéressant des masses rocheuses importantes qui, en raison de leur position dans la topographie, sont sollicités par la pesanteur. Ils n'ont rien de commun avec le processus d'érosion normal de tous les massifs rocheux qui donnent naissance aux cônes d'éboulis qui tapissent le pied des falaises rocheuses. Au moment de la rupture, le rocher est généralement soumis à des contraintes très inférieures à sa résistance. La rupture n'est possible que grâce à une fissuration préexistante.

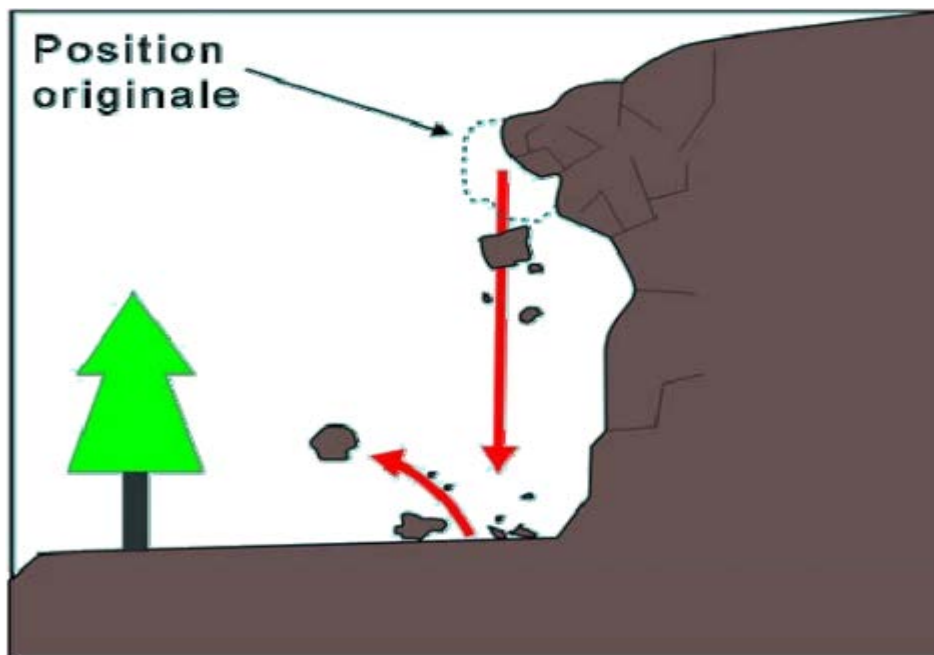


Fig.1.7.Un éboulement

c) Les coulées boueuses et torrentielles

Elles sont dues à des écoulements d'eau importants transportant des matériaux solides, elles se produisent surtout en montagne. Il s'agit d'écoulements visqueux ou fluides, qui interviennent dans les milieux fins, souvent argileux, gorgés d'eau, qui peuvent cheminer sur des centaines de mètres et sur des pentes de quelques degrés seulement. Plus le milieu est fluide, plus le phénomène est brutal est étendu.



Fig.1.8.Coulée de boue

d) Les effondrements

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

III. Quelques exemples de mouvements de terrain

III.1.La Conchita/Californie

Les grands mouvements de plusieurs millions de mètres cubes peuvent modifier de façon très importante le relief d'une région. La plupart du temps, leur vitesse de déplacement est de quelques millimètres ou centimètres par an, mais ils peuvent subir une accélération brutale (quelques mètres par jour) et surtout dégénérer en coulée au contact de l'eau (fortes pluies, fonte des neiges...etc.). C'est alors qu'ils sont les plus dangereux [10].



Fig.1.9. La Conchita. Etats Unis (1996)

III.2. Les coulées boueuses /Rio de Janeiro

Appelées aussi "glissements de terrains liquides" qui sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente.



Fig.1.10.Coulée de boue. Mexique (1996)

Les favelas (bidonvilles) qui poussent comme des champignons sur les collines autour de Rio de Janeiro y sont particulièrement exposés. Les coulées sont caractérisées par le transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide, sur les versants ou dans le lit des torrents (thalweg). Souvent rapides et extrêmement dangereuses, les coulées sont déclenchées par un excès d'eau (pluies exceptionnelles, fonte des neiges ou d'un glacier...etc.) [10].

III.3. Glissements de terrain à Constantine

A côté des catastrophes naturelles qui ont ébranlé des villes algériennes ces dernières années, Constantine est touchée par les phénomènes des glissements de terrain.

Selon les services de la Wilaya, le phénomène affecte une superficie de cent vingt hectares abritant quinze mille logements pour une population concernée estimée à cent mille habitants.

Il en est ainsi de la rue Kitouni, de l'avenue Belouizdad et de certaines des ruelles qui leur sont adjacentes, ou encore de l'avenue Rahmani et du côté de Bellevue., la mosquée Emir-Abdelkader, et les cités de Bardo, Siloc, Aïn El Bey, Boussouf et Zaouch, la liste n'est tout de même pas close.

Ce phénomène semble dû à la conjonction d'un certain nombre de causes: fragilité naturelle des lieux, infiltration des eaux pluviales, mais surtout à la vétusté de réseau de distribution d'eau qui entraîne dans le sous-sol une perte très importante, et qui mine alors les fondations des habitations.



Fig.1.11. Glissement de terrain à Belouizdad. [2002].

IV. Conclusion

La majorité des terrains est concernée par le risque de mouvement de terrain, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains, les sols argileux sensibles aux variations de la teneur en eau.

Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les actions anthropiques.

Chapitre II

Les causes des glissements de terrain

I. Introduction

Comme il a été mentionné précédemment, les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble (sols y compris) et d'eau, sous l'effet de la gravité.

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées, on cite : la nature de terrain (géologie, morphologie, caractéristiques physico-chimiques..) ; les actions de l'eau ; et même aussi l'action humaine.

On essaye dans ce chapitre d'éclairer les causes majeures qui conduisent au déclenchement des glissements de terrain.

II. Les principales causes de glissement

II.1. Nature du terrain

a)- Géométrie du terrain

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

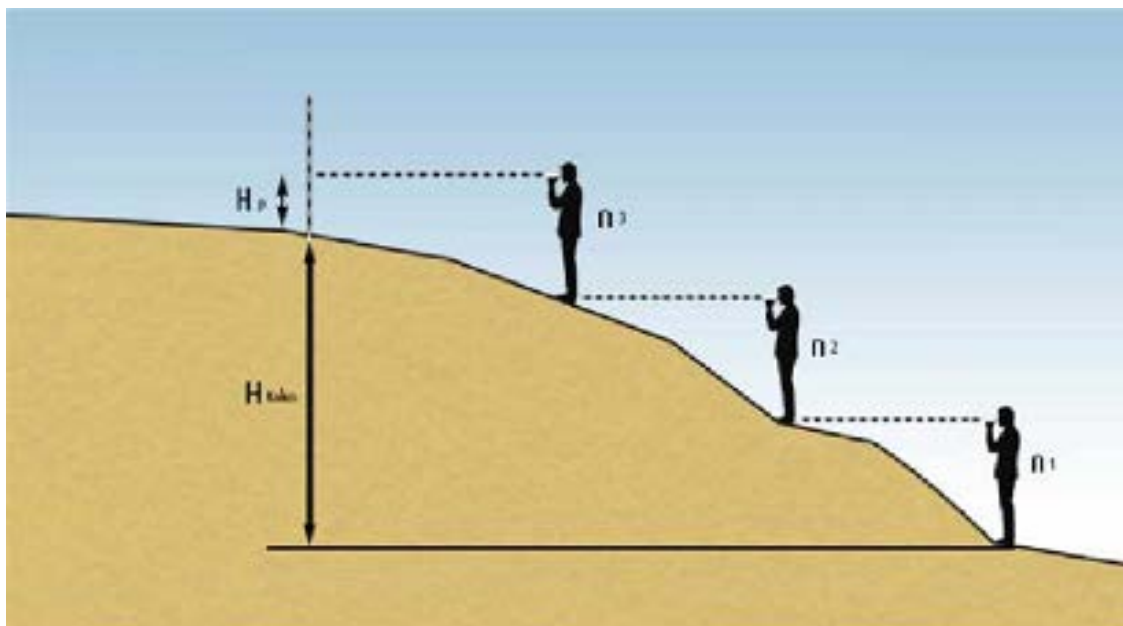


Fig.2.1. Géométrie de terrain

En général, les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raides, d'une déclivité de 10 à 40 degrés généralement [1].

b)- Type de sol (propriété hydraulique)

Un sol peu perméable offre une plus grande stabilité qu'un sol plus perméable.

c)- La résistance au cisaillement

Cette notion de résistance au cisaillement joue un rôle essentiel dans la stabilité des pentes.

Elle dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction de diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.)

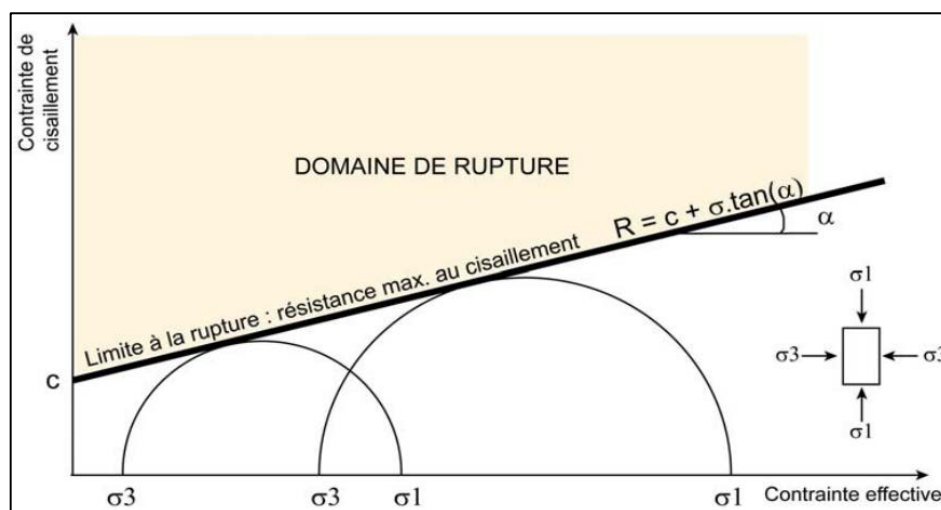


Fig.2.2. Résistance de cisaillement selon Mohr-Coulomb

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée *résistance résiduelle*.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

- ✓ La résistance au cisaillement à court ou long terme ;

- ✓ La résistance au cisaillement résiduelle.

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables, la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement : la valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic, dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés c' et ϕ' (valeur de pic) et, C'_R et ϕ'_R (valeurs résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

Finalement, un sol qui présente une résistance au cisaillement importante (définie par son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion effective c) permet une plus grande stabilité, si l'on considère une pente de géométrie donnée.

II.2. Les actions de l'eau

L'eau joue un rôle très important dans le mouvement des terrains (pentes) ; elle est considérée comme un facteur majeur dans la ruine des talus. D'une manière générale, la présence d'eau dans un sol abaisse le coefficient de sécurité.

➤ Niveau de la nappe phréatique

En general, une remontée de la nappe est défavorable à la stabilité.

II.3. Les facteurs extérieurs

a)- Les conditions climatiques

Les précipitations, la neige, la variation de température et l'évapotranspiration sont aussi des facteurs prépondérants qui agissent sur l'état d'équilibre des versants. Ils conduisent à des changements de la géométrie des talus et aussi sur la teneur en eau.

b)- Les séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être l'une des causes de glissements de terrain.

Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- ✓ La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,
- ✓ La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

II.4. Les facteurs anthropiques

Toutefois, les activités humaines au pied ou sur la crête d'un talus peuvent compromettre la stabilité. Par exemple, si l'on construit un édifice ou un remblai routier au sommet d'une pente, la charge supplémentaire ainsi appliquée risque d'entraîner la rupture du talus. La stabilité des pentes peut également être compromise par l'excavation du sol au pied du talus.

a)- Les constructions sur pente

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai.

Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.



Fig.2.3. Construction au sommet de talus

b)- Déblai sur pente

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied ; de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

c)- Modification de l'utilisation des sols

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

- ✓ Déforestation ;
- ✓ Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles).

III. Conclusion

Les glissements de terrain sont des évènements soudains qui se réalisent à cause de l'empilage de plusieurs facteurs cités dans ce chapitre, et non seulement une seule cause d'eux peut conduire à une catastrophe naturelle, et le facteur le plus dangereux reste l'eau qui joue un rôle très important dans les dégâts de glissement de terrain.

Chapitre III

Les méthodes de calcul

I. Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord la problématique liée à la notion de coefficient de sécurité ainsi qu'au choix de la méthode de calcul. Ensuite, nous aborderons les méthodes de calcul de la stabilité des pentes basées sur la notion d'équilibre limite, car les logiciels de calculs, que nous utiliserons par la suite, sont conçus à partir de cette notion d'équilibre limite.

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

II.1. Notion de facteur de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s . On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $F_s = 1$, les caractéristiques correspondantes.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des pentes.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité. Ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau suivant :

Tab.3.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].

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

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité F_s doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (la valeur courante de F_s est de 1.5) [13].

II.2. Le choix de la méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée par un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis.

- Pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes ;
- Rupture, où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique ;
- Post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- Réactivation, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique; La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les différentes méthodes rappelées ci-après.

II.3. Méthode de calcul à l'équilibre limite

Les méthodes de calcul reposent sur des analyses à l'équilibre limite qui supposent implicitement que la rupture de l'ouvrage a lieu dans un domaine de petits déplacements, en d'autre terme, la géométrie finale et initiale de l'ouvrage est confondue. Or, dans le cas des milieux renforcés par géotextile par exemple, la rupture de l'ouvrage a lieu après une phase de grand déplacement.

Tel est l'objet de la méthode récente dite « méthode en déplacement » qui suppose une cinématique de la rupture et une mobilisation de l'ancrage en fonction des déplacements engendrés.

La méthode de calcul des ouvrages renforcés par géotextile est basée sur les connaissances acquises des ouvrages en terre usuels. Ces méthodes comportent deux parties pour la vérification de la stabilité [13].

- **Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite**

Le principe de base de ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la

figure suivante (Fig.3.1.). Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois:

- la surface critique;
- les contraintes normale et tangentielle le long de cette surface;
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Comme on peut le voir sur la figure (Fig.3.1.), les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

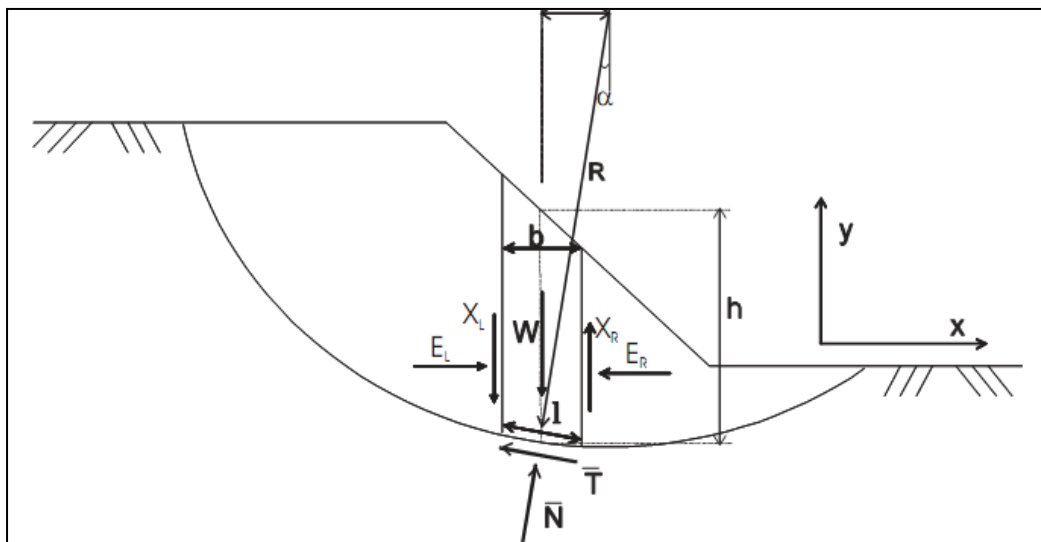


Fig.3.1.Exemple d'une rupture circulaire

Avec :

W = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N, T = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b=l.\cos\alpha$)

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = rayon du cercle de rupture de centre o

l = longueur du plan de glissement de la tranche

x = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit:

$$\bar{N} = \sigma * l \quad \text{et} \quad \bar{T} = \tau_m * l$$

Où:

τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par :

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

où :

- τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:
- F_s est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

et on a :

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$$

Il vient alors:

$$T = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \varphi']$$

$$T = \frac{1}{F_s} [c'l + (N - ul) \tan \varphi'] \quad (*)$$

Pour une tranche quelconque:

- En projetant verticalement toutes les forces, on a:

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_R - X_L)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation (*)), on obtient:

$$N = [W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (cl \sin \alpha - ul \tan \varphi \sin \alpha)] / m_\alpha$$

Où :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \varphi}{F_s} \right)$$

- En projetant horizontalement toutes les forces, on a:

$$T \cos \alpha - N \sin \alpha + E_R - E_L = 0$$

Si on remplace T par sa valeur (équation (*)), on obtient:

$$E_R - E_L = N \sin \alpha - \frac{1}{F_s} [c'l + (N - ul) \tan \varphi] \cos \alpha$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

1. soit on le définit à partir de l'équilibre des moments de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;
2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f .

Equilibre global des moments:

$\sum W.x = \sum T.R$ et si on remplace T par sa valeur (l'équation (*)) et x par $R \sin \alpha$, on aura:

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \varphi]}{\sum W \sin \alpha}$$

Equilibre global des forces:

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée, on trouve:

$$\begin{aligned} \sum E_R - E_L &= 0 \\ \sum X_R - X_L &= 0 \end{aligned}$$

D'où, l'équation de F_m devient :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \varphi] \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches, et BISHOP [1955] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches. Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations.

a) Méthode de Fellenius (rupture circulaire)

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.

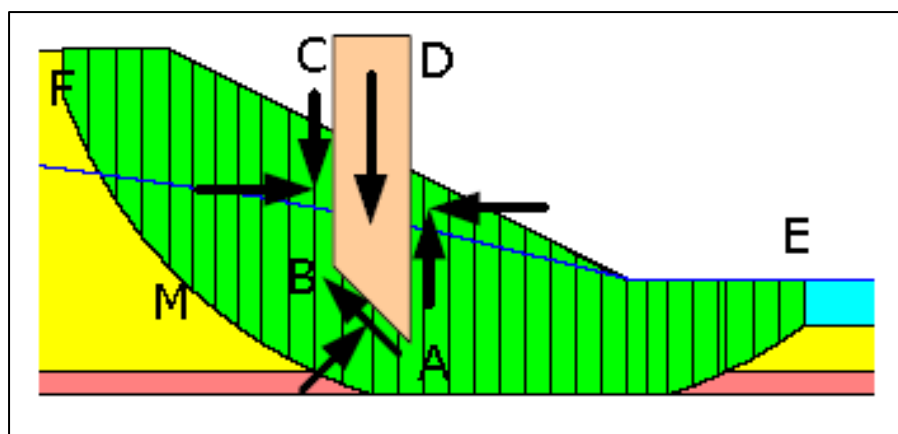


Fig.3.2. Forces appliquées à une tranche d'après Fellenius [9]

Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes γ_i, c_i, φ_i . La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure [9].

➤ **Principe :**

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol concerné (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche "ABCD". Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes (voir figure (Fig.3.2.)) :

- son poids W;
- la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB;
- les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H et en réactions verticales V. Il s'agit de forces internes au massif étudié.
- les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre O :

- le moment moteur, comme celui du poids des terres W (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement ;
- les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

La surface de rupture étant limitée par les points E et F, le coefficient de sécurité global FS est défini par le quotient:

$$F_s = \text{somme des moments résistants maximaux} / \text{somme des moments moteurs.}$$

Considérons la somme des moments pour l'arc EF, sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W, à l'exception des forces internes.

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n : $(R_n)_t$

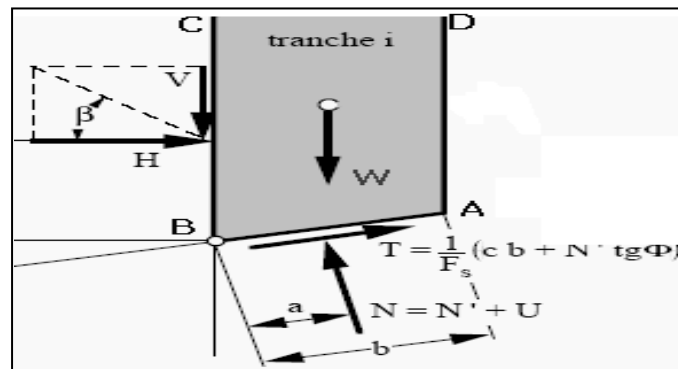


Fig.3.3. Forces agissant sur la tranche i

- D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit

$$(R_n)_t = c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{n=m} R \cdot (c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)$$

m: nombre total de tranches,

R: rayon de cercle de glissement,

c_i & φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB.

Par ailleurs, le moment moteur est dû à T_n et est égal à $T_n \cdot R$, d'où:

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} R.(c_i . AB + N_n . \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n}$$

- **Cas de l'existence de la nappe:**

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left[c_i \frac{b}{\cos \alpha} + \left(W \cos \alpha - \frac{u b}{\cos \alpha} \right) \tan \varphi_i \right]}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha}$$

Avec :

$$u = Z_w \cdot \gamma_w$$

u : pression interstitielle,

Z_w : hauteur d'eau,

γ_w : poids volumique d'eau.

b) Méthode de Bishop simplifiée (1955)

Dans la méthode de Bishop, l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Soit la tranche représentée dans la figure ci-après (Fig.3.4.) :

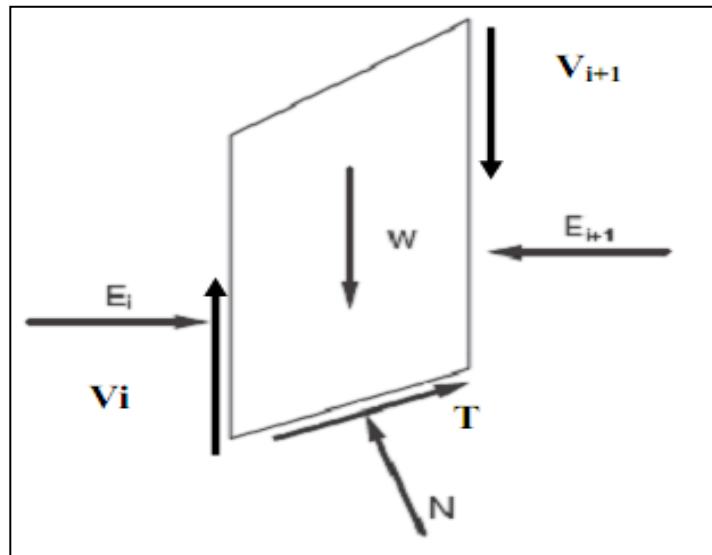


Fig.3.4. Représentation des forces inter-tranches sur une tranche.

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i-1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

On porte dans l'expression de F_s la valeur de N_i précédemment calculée :

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \phi_i \left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \tan \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right) \right]$$

➤ **Recherche du coefficient de sécurité :**

Pour donner une valeur précise de (F_s) , on commence par diverses lignes de glissements possibles et on cherche pour quelle ligne on obtient la valeur la plus faible de (F_s) , puisque c'est le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

D'après (G. Philliponant et H. Bertrand ; 2003) : Il n'y a pas de méthode précise pour définir ce cercle, la méthode générale consiste à calculer le facteur de sécurité (F_s) pour un nombre suffisant de cercles. On général, il y'a beaucoup de possibilités :

- Pour un cercle donné, on peut faire varier le rayon de cercle.
- La possibilité du centre peut varier horizontalement et verticalement.
- Pour chaque centre de cercle, on porte le (F_s) calculé.

➤ **Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité**

Le coefficient de sécurité (F_s) défini par rapport au moment résistant par des essais successifs permettent de déterminer le cercle le plus défavorable.

Le facteur de sécurité minimal F_s adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainée C_u).

Les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure sont résumées dans le tableau suivant (Tab.3.2):

Tab.3.2. Valeurs de coefficient de sécurité F_s données en fonction de l'importance de l'ouvrage.

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

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que $F_s = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop) [8].

c) Méthode simplifiée de JANBU [1956]

➤ Hypothèses

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

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation suivante :

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha}$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à :

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

Ce coefficient de sécurité F_f est corrigé par un facteur F_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol: $F_f' = f_0 \cdot F_f$

d) La méthode de Spencer

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaires, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.

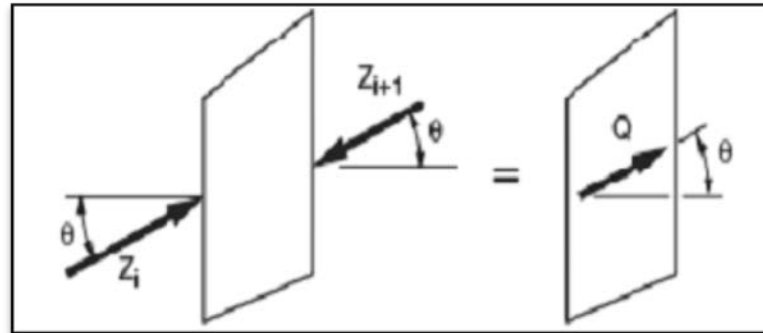


Fig.3.5.Résultante des forces parallèles.

Spencer (1967) a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter-tranches de cisaillement et normales.

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0 \quad \text{et} \quad Q_i = Z_i - Z_{i+1}$$

Parce que les forces inter tranches sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , et Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter-tranches de gauche et de droite de la tranche (Voir figure (Fig.3.6.)).

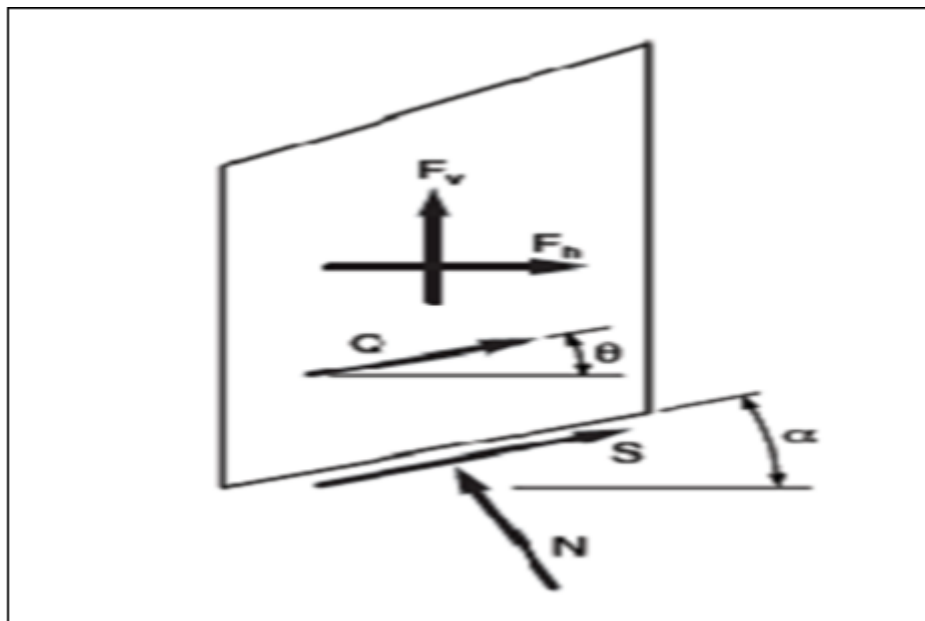


Fig.3.6.Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer.

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation :

$$\sum Q(x_b \sin \theta - y_Q \cos \theta) = 0$$

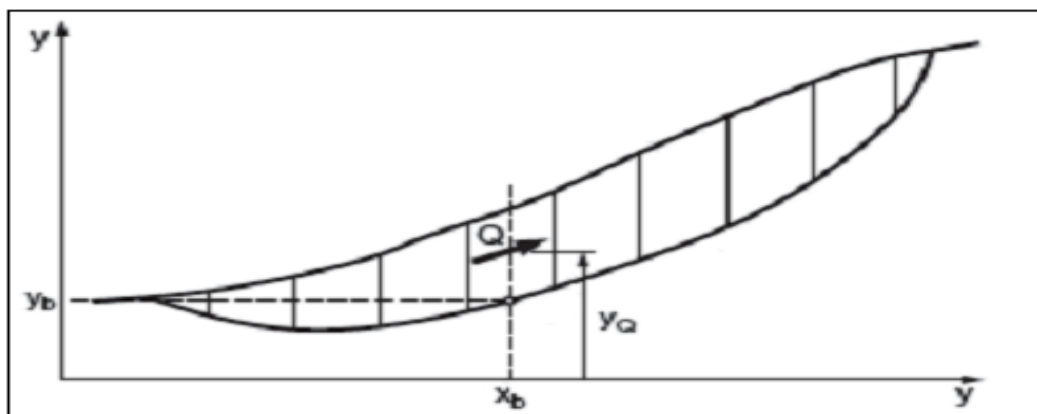


Fig.3.7.Coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.

Après une série de calculs, Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité :

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \tan \phi'}{F}\right]}$$

e) Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970]

➤ Hypothèses

- ✓ la méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- ✓ contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne (figure (Fig.3.8)).

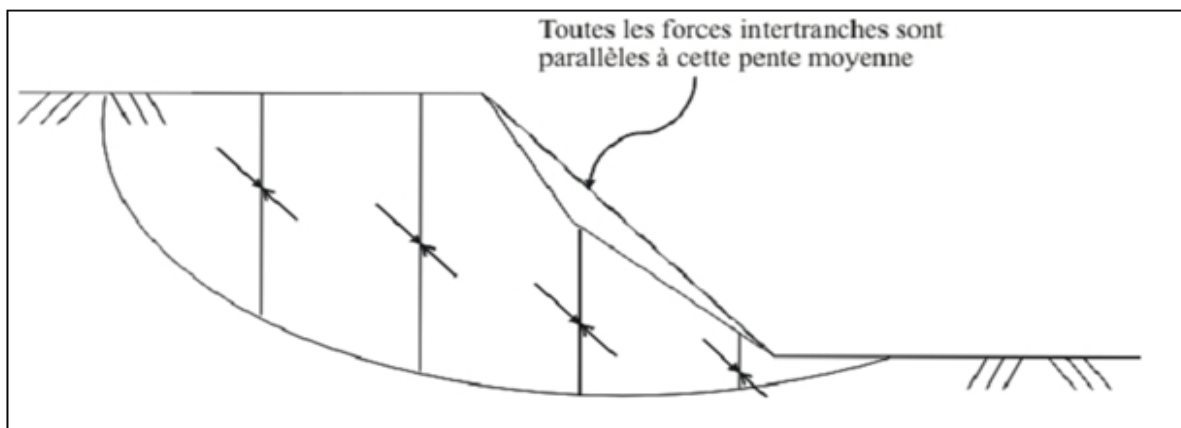


Fig.3.8. Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée

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

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

f) La méthode de Morgenstern et Price

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. Selon Morgenstern – Price (1965), l'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire ($f(x)$) comme:

$$T = f(x)\lambda E$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure (Fig.3.9.) :

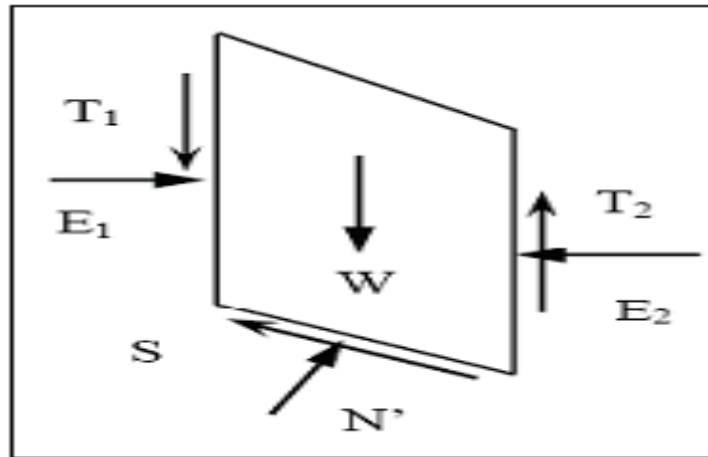


Fig.3.9. Représentation graphique des forces sur une tranche.

où :

- $F(x)$: Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture.
- λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E , T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que F_f soit égal à F_m dans les équations suivantes :

$$F_f = \frac{\sum [\{c'l + (N - ul) \tan \phi'\} \sec \alpha]}{\sum \{W - (T_2 - T_1)\} \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)}$$

et

$$F_m = \frac{\sum (c'l + (N - ul) \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha}$$

En général, cette méthode :

- considère les deux forces inter tranches.
- suppose une fonction des forces inter-tranches $f(x)$.
- permet la sélection de la fonction des forces inter tranches.
- le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

III. Récapitulation des méthodes d'équilibre limite

Dans le tableau qui suit, on a fait un résumé sur les méthodes d'équilibre limite citées dans le présent chapitre ainsi que les équations d'équilibre et les hypothèses qui sont faites.

Tab.3.3. Résumé des méthodes d'équilibre limite (tiré de [10])

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibre	Les inconnues recherchées
Fellenius	-La surface de rupture est circulaire; - Les forces sur les côtés des tranches sont négligées.	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement.	-Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifié	-La surface de rupture est circulaire; -Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches).	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement. Σ des forces dans le sens vertical.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	-Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. -L'inclinaison des forces inter-tranches (Θ). -Résultante des forces inter-tranches (Z). - Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	-Les forces inter-tranches de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x) E$. -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. -Le coefficient (λ). -Les forces inter-tranche horizontales. -Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

IV. Conclusion

On a présenté, précédemment, la notion de coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité de pente, et on a cité les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses.

Bien que ces méthodes sont dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique basée sur ces méthodes.

Chapitre IV

Les techniques de confortement

I. Introduction

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

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement [4].

Dans ce chapitre on présentera les principales techniques de confortement.

II. Principales techniques de confortement

II.1. Confortement par terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement est considéré comme le moyen d'action le plus naturel et le moins cher par rapport aux autres méthodes de confortement. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par 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.

a) Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée,

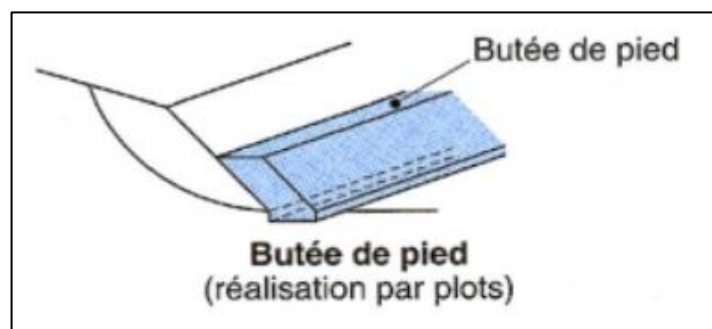


Fig.4.1.Techniques de terrassement par remblai de pied

agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnante. La stabilité au grand glissement suppose que :

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

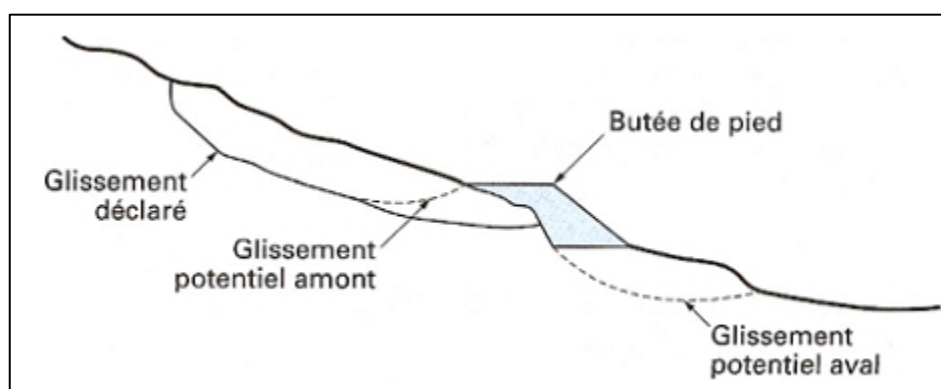


Fig.4.2. Les surfaces de rupture prises en compte lors du calcul d'une butée de pied

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif, en utilisant un matériau drainant.

b) Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long

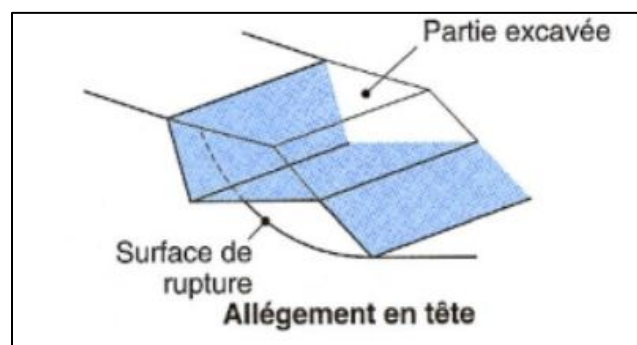


Fig.4.3. Allègement en tête

de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

c) Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

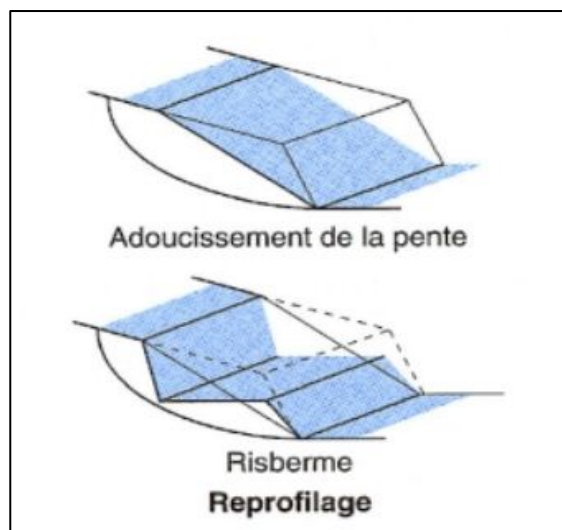


Fig.4.4. Technique de reprofilage

d) Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

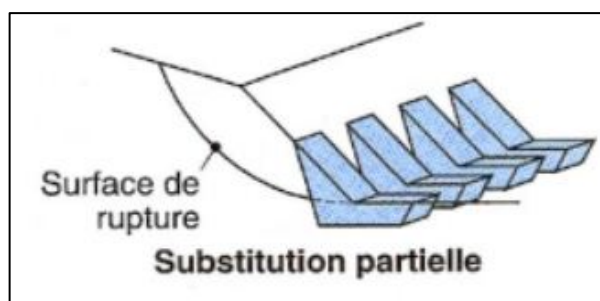


Fig.4.5. Confortement par substitution

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

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, et des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus (fig.4.5). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

II.2. Dispositifs de drainages

La lutte contre l'eau est l'une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement. Le succès d'un drainage repose aussi sur son entretien pour éviter un risque de colmatage par des dépôts sulfatés, calcaires ou ferrugineux, des arrivées de fines, etc. [8].

Parmi les différentes techniques de drainage, on désigne :

a) Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de

ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifications des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

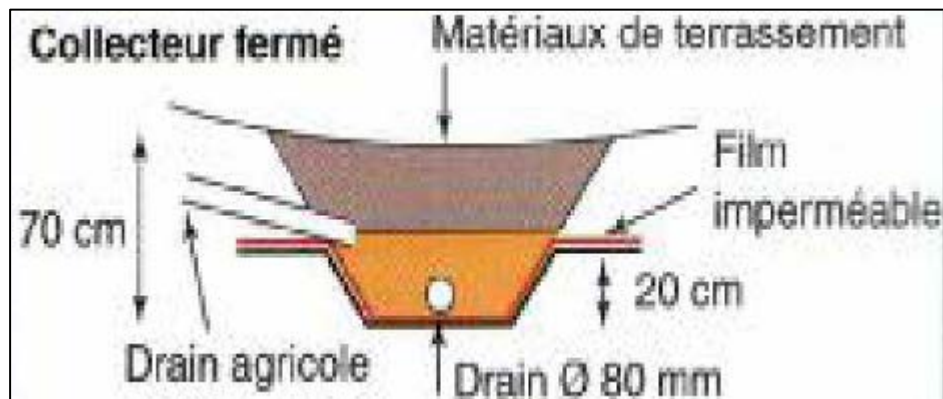


Fig4.6. Drainage de surface

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géomembranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

b) Tranchées drainantes

➤ *Géotextile :*

Les géotextiles, sont des tissus généralement en matériaux synthétiques destinés aux travaux de bâtiment, de génie civil et d'agriculture.

Il s'agit d'une trame, tissée ou non, qui a la propriété de laisser passer l'eau. Elle est également appelée « anti-contaminant ».

En génie civil, ils font partie de la famille des géosynthétiques. Des géotextiles biodégradables ou écologiques existent aussi comme la toile de jute et servent à la végétalisation de talus.

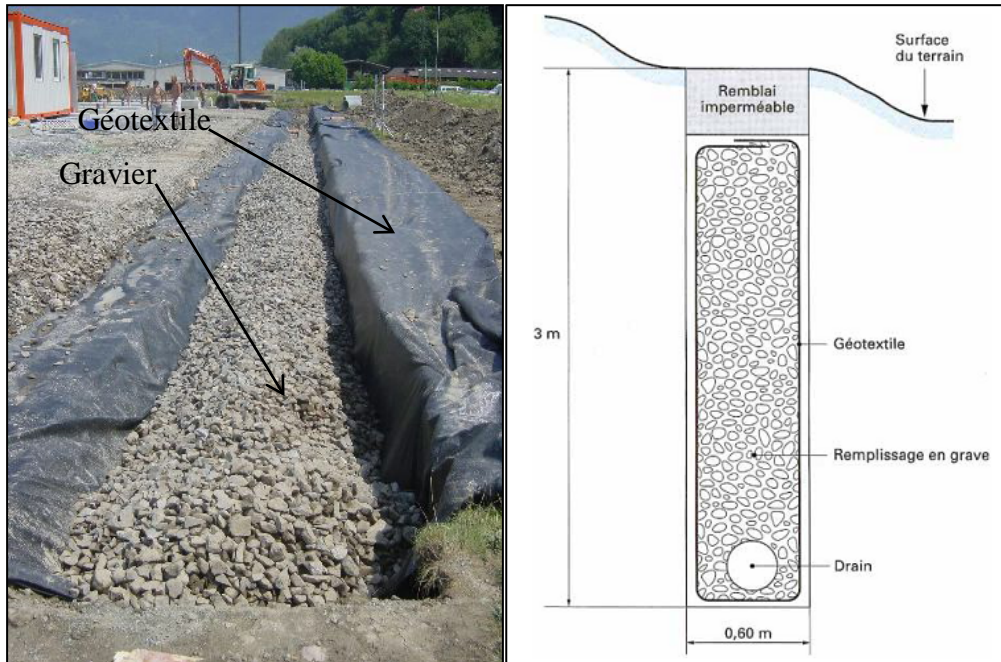


Fig.4.7. Tranchée drainante

Les tranchées drainantes, comme il est montré sur la figure (Fig.4.7.), sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- ✓ à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;

- ✓ à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ; à la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable [4].

c) Drains subhorizontaux

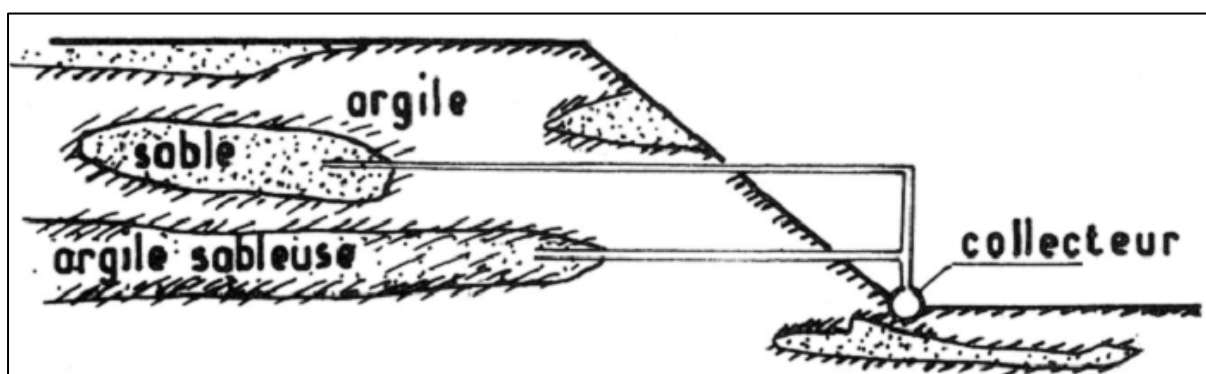


Fig.4.8. Drainage subhorizontal

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépins. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les

drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- ✓ une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- ✓ une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- ✓ un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

d) Masques et éperons drainants

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

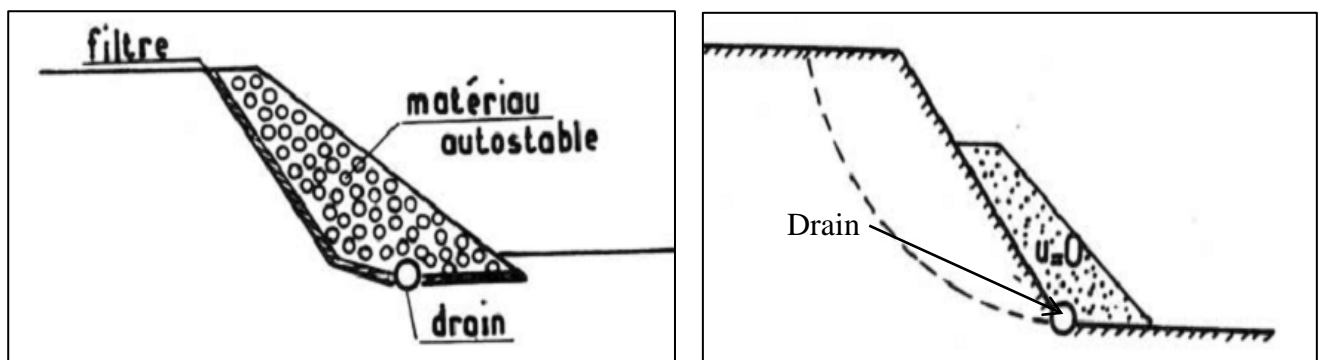


Fig.4.9. Coupes des masques drainants

Du point de vue de la stabilité, lorsqu'il est hors profil, le masque joue le même rôle qu'une banquette vis-à-vis d'un remblai, c'est-à-dire un rôle mécanique résistant, par augmentation des contraintes totales en pied de talus.

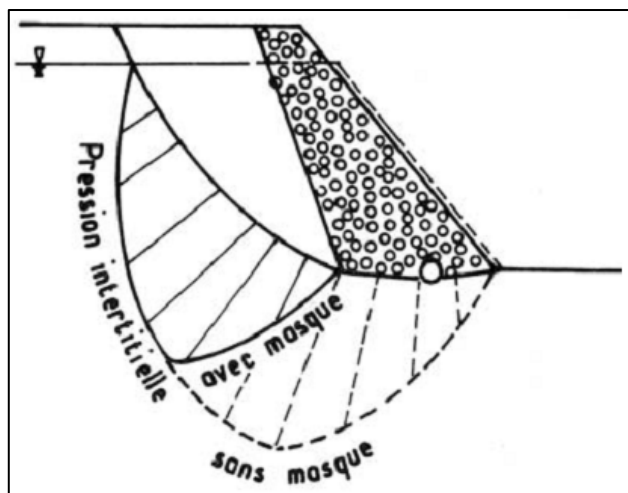


Fig.4.10. Incidence du masque sur les pressions interstitielles

Lorsqu'il est dans le profil, son rôle revient à diminuer les pressions interstitielles u , donc à augmenter les contraintes effectives σ' ($\sigma' = \sigma - u$), c'est-à-dire la résistance au cisaillement τ'_{\max} ($\tau'_{\max} = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$) [15].

e) Drains verticaux, galeries drainantes

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

II.3. Confortement mécanique

Il existe plusieurs mécanismes, qui ont pour but d'opposer ou bien de réduire la contrainte de cisaillement dans le versant susceptible à se glisser ; on cite :

- ✓ L'ancrage (tirants, murs d'ancrage) ;
- ✓ Le cloutage (barres, micropieux) ;
- ✓ Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques ;
- ✓ Murs de soutènement.

a) L'ancrage

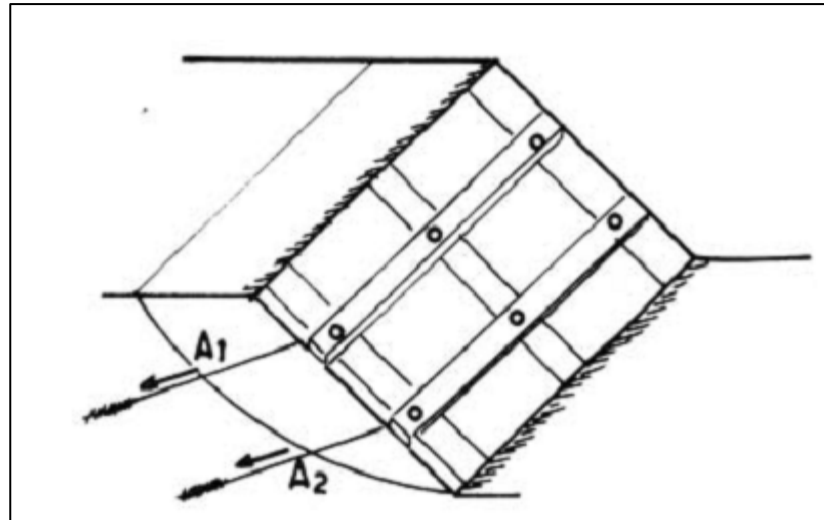


Fig.4.11. Schéma de confortation par tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- ✓ qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- ✓ qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Généralement, les tirants sont mis par nappes de forages parallèles. L'espacement entre tirants d'une même nappe est fonction de l'effort total désiré et de la tension admissible par tirant.

On vérifiera dans le cas des ancrages actifs, que le sol n'atteint pas l'état de butée, auquel cas il y aurait plastification (déformation) du sol derrière les plaques de réaction entraînant une diminution de la tension dans les ancrages. Il est judicieux de prévoir un dispositif de suivi des déformations du terrain. Cette technique n'est pas

recommandée en première solution, et sera limitée à des sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé.

b) Le cloutage

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant « la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous

au substratum, qui s'oppose alors au mouvement ». L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Les clous ont donc des effets progressifs et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- ✓ dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- ✓ au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou);
- ✓ dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- ✓ dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

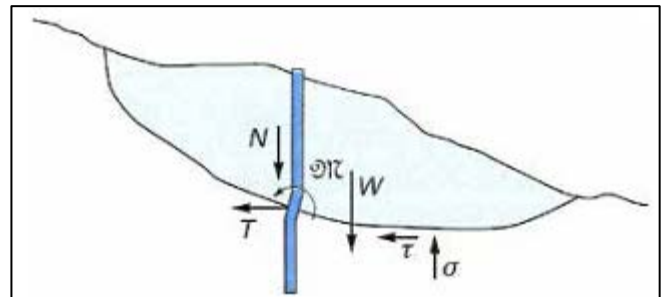


Fig.4.12. stabilisation par clouage d'un glissement

c) Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).

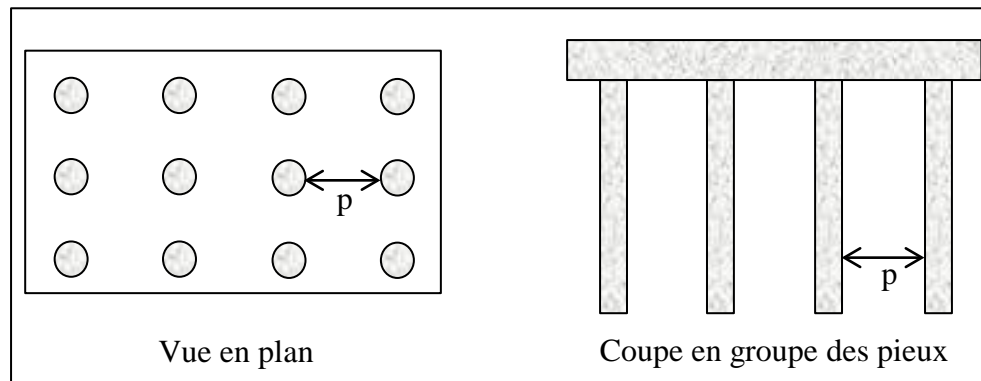


Fig.4.13. Les fondations profondes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que par cloutage. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- ✓ dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- ✓ au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- ✓ dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- ✓ dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

d) Les murs de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivellée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivellée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation) [7].

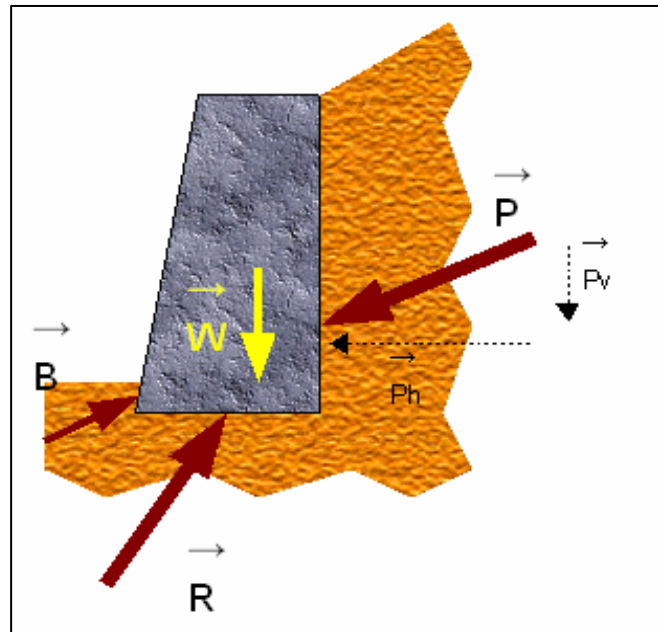


Fig.4.14. Mur de soutènement

Il existe plusieurs types des murs de soutènement, classés selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles :

- Murs rigides;
 - Murs souples.
- **Les ouvrages rigides**, pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé).

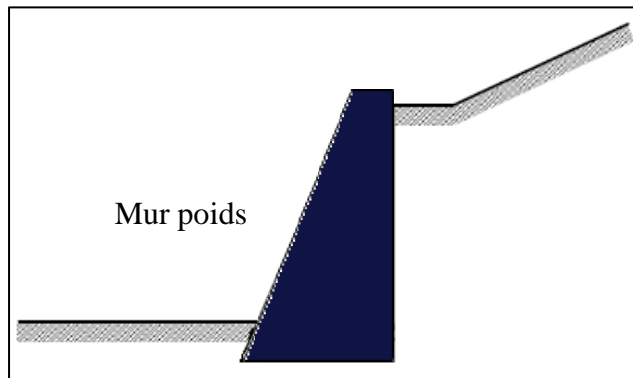


Fig.4.15. Ouvrages rigides

Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle.

- **Les ouvrages souples**, pour lesquels la surface de contact est déformable ; les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

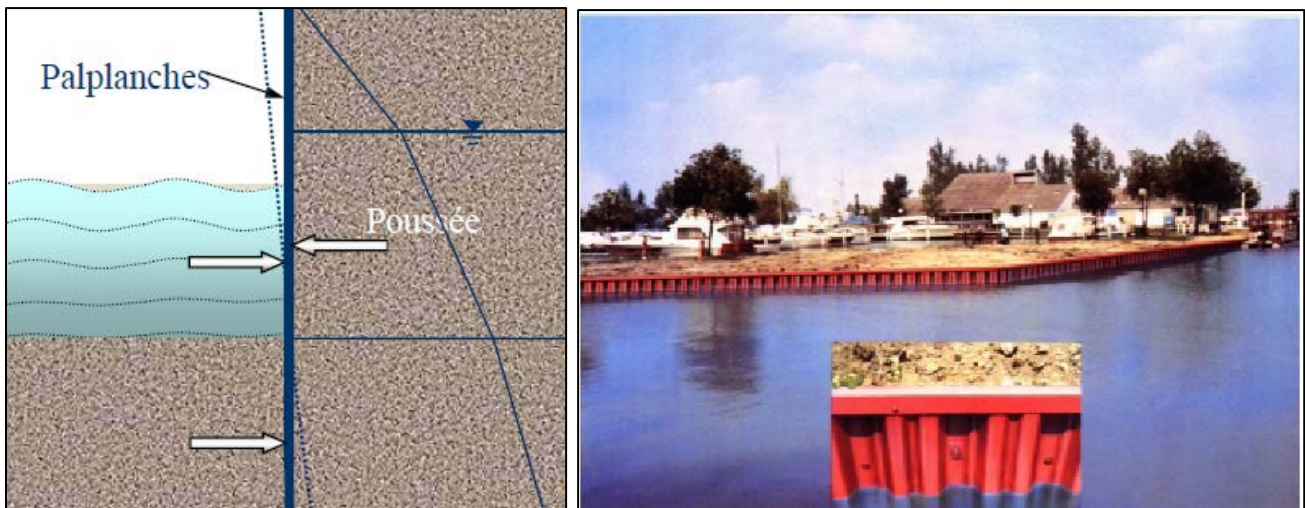


Fig.4.16. Rideau de palplanches

III. Conclusion

Comme précédemment on a cité les différents types des systèmes de confortement et leurs applications suivant la cause et le type de glissement, les contraintes des sites, le risque et la faisabilité de la solution.

Partie 02

Etude du glissement de terrain de la

R.N. 12 Naciria

Chapitre V

Présentation, reconnaissances et étude
géotechnique du site

I. Présentation du site

La zone affectée par le glissement de terrain est localisée sur la RN 12 au PK 24 à hauteur de la ville de NACIRIA wilaya de Boumerdes vers Tizi-Ouzou.

Des désordres très nets sont apparus sur le revêtement. Ils représentent une succession de fissures pseudo-circulaires, emboîtées.

La route est en outre affectée sur les deux voies. Un affaissement est par ailleurs constaté le long de tout le tronçon affecté, ce qui accentue l'inclinaison de la route à cet endroit.

Des désordres sont également visibles le long du talus en remblai, surface mamelonnée, ouvrages de soutènement (gabion) ensevelis.

Au côté amont du talus plus précisément derrière la voie ferrée (voir plan topographique), on a constaté une stagnation d'eau, alimentée par une bouche d'égouts déversant une importante quantité d'eau usée.

En outre on a constaté le non fonctionnement du caniveau, situé entre la route et la voie ferrée, destiné au drainage des eaux pluviales, et ce pour des raisons de la faible pente prévue et l'absence totale d'entretien.

Dans ce qui suit nous essayons de faire une analyse globale de ce glissement et proposer une solution de confortement de la zone affectée par ces mouvements de terrain.

II. Topographie et morphologie

Un levé topographique a été réalisé au niveau du site, il fait apparaître les abords du terrain, la route existante et aussi la zone de glissement. la carte topographique du site est jointe dans la page suivante.

Ce levé nous a permis de constater que la topographie du site est simplement constituée de talus à de moyenne pente, La zone affectée est localisée sur la RN 12 au PK 24 à hauteur de la ville de NACIRIA.

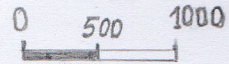
Wilaya de Boumerdès

R.N. 12

P.K. 24+000

PLAN TOPOGRAPHIQUE

du Glissement
Echelle: 1:500



III. Géologie du site

La géologie du site a été présentée sur la carte géologique à l'échelle 1/500^{ème} à partir de trois sondages carottés qui ont permis de définir la géologie de notre site, distinguant les formations suivantes :

- Un remblai sableux qui est un tout-venant d'oued, d'épaisseur variable entre 6.5 et 7.5m.
- Un remblai argileux qui se présente sous forme de graviers, de cailloux et de débris de briques emballés variant de 8 à 9 m.
- Et enfin une formation qui se compose d'une marne feuilletée alternée sur une épaisseur variable de 3 à 7 m que l'on considère comme substratum.

IV. Les reconnaissances de site et le repérage de la nappe

- Les sondages

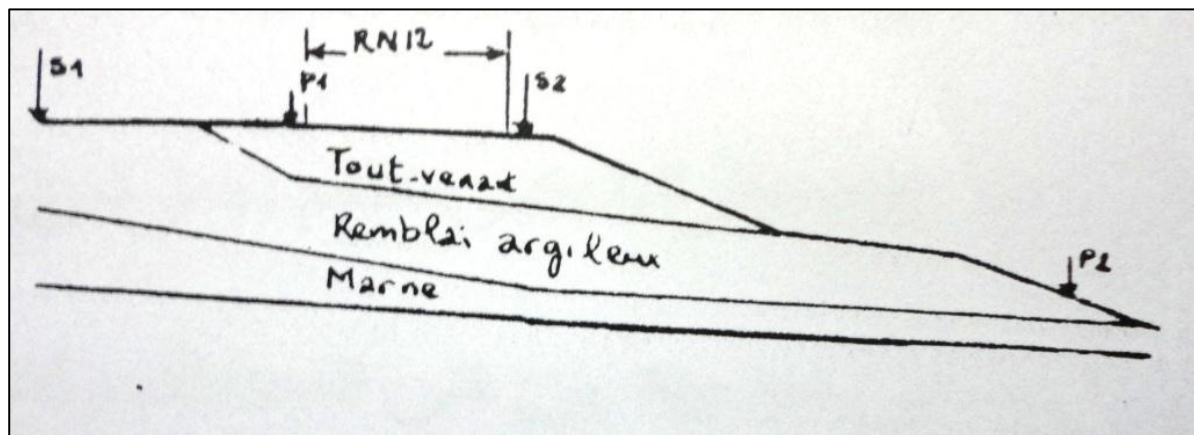


Fig.5.1. Emplacement des sondages

Dans le but de la modélisation de la coupe géotechnique du versant, deux sondages S1, S2 ont été faits le long de l'axe du glissement.

Toutefois pour mieux apprécier l'allure des différentes couches de terrain, deux pieux P1, P2 ont été réalisés, le premier sur l'accotement de la voie Alger - Tizi-Ouzou avec une tarière mécanique et le second au bas du talus avec une tarière manuelle de trois mètres de profondeur.

➤ **Pose de piézomètre avec mesure du niveau d'eau**

La mise en place d'un piézomètre, au niveau du sondage SN1 nous a permis de repérer un premier point de la nappe. En outre, la présence d'un ruisseau en aval du talus, nous donne un deuxième point de la nappe.

V. Caractéristiques géotechniques des sols

V.1. Caractéristiques d'identification

a) La teneur en eau

La teneur en eau pour chaque couche est :

Tout-venant :	8%
Remblais argileux :	64%
Marne :	13.8%

b) Densité sèche

C'est le rapport du poids de matières sèches W_d contenues dans le volume V d'une certaine quantité de sol à une teneur en eau ω à ce volume V :

Tout-venant :	15KN/m ³
Remblais argileux :	16KN/m ³
Marne :	18KN/m ³

c) La densité humide

C'est le rapport du poids total W d'une certaine quantité de sol à son volume V , le sol a une teneur en eau ω :

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Tout-venant : 18KN/m^3

Remblais argileux : 20KN/m^3

Marne : 22KN/m^3

d) Les limites d'Atterberg

L'indice de plasticité « I_p » est donné par la formule suivante :

$$I_p = W_l - W_p$$

L'indice de consistance « I_c » est donné par :

$$I_c = \frac{W_l - W}{W_l - W_p}$$

Les résultats obtenus au laboratoire sont :

- Remblai argileux :

$$57.5 \leq W_l \leq 66.0$$

$$30.33 \leq W_p \leq 32.25$$

$$25.90 \leq I_c \leq 35.25$$

- Marne :

$$44.8 \leq W_l \leq 51.6$$

$$21.84 \leq W_p \leq 24.27$$

$$22.96 \leq I_c \leq 27.33$$

D'après l'abaque de Casagrande (jointe en annexe).

- Le remblai argileux est une argile très plastique.
- La marne est une argile peu à très plastique.

e) L'équivalent de sable « ES » :

L'équivalent de sable « ES » est le rapport en % de la hauteur du sable sédimenté à la hauteur totale du sable et du floculat.

Les résultats obtenus au laboratoire sont :

$$ES_1 = 65.00\%$$

$$ES_2 = 69.96\%$$

Ce qui donne une moyenne de :

$$ES = 67.5\%$$

Donc ce sable est assez propre.

V.2. Essais mécaniques :

a) Compressibilité à l'oedomètre :

En vue d'une appréciation de l'état de consolidation, des essais de compressibilité à l'oedomètre ont été réalisés à trois niveaux de sol et ont donné les résultats suivants :

Tab.5.1. Résultats des essais oedométriques

Sondage	Profondeur (m)	Pression Pc (bars)	Coefficient Cc	Coefficient Cg	Pression des terres surmontantes (bars)
3	5.9	5.5	0.12	0.08	1.3
2	10.50	3.35	0.17	0.08	2.07
2	12.7	4.75	0.17	0.07	2.5

b) Essai de cisaillement :

Les essais de cisaillements ont pour objet de déterminer la résistance des sols au cisaillement.

Les trois essais les plus utilisés sont :

- L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande.
- L'essai de compression triaxial
- L'essai de compression simple.

Les résultats obtenus au laboratoire par l'essai de compression triaxiale sont indiqués dans le tableau suivant :

Tab.5.2. Les caractéristiques mécaniques des différentes couches

	Tout-venant		Remblais argileux		Marne	
	C	φ	C	φ	C	Φ
à court terme	0	30	50	2.5	80	1.5
à long terme	0	30	25	10	50	22

VI. Conclusion

Ce chapitre, réservé à la reconnaissance géologique et géotechnique du glissement de terrain étudié, nous a permis de connaître les éléments essentiels pour le calcul numérique de la stabilité à savoir :

- la géométrie et la nature des différentes couches
- les caractéristiques γ , c et φ de chaque couche .

Chapitre VI

Etude numérique du glissement de terrain

I. Introduction

Une panoplie de logiciels existe pour les calculs de stabilité des glissements des terrains, mais chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Donc les informations qu'on peut obtenir sont plus ou moins variées suivant la méthode de résolution

Dans ce mémoire nous utiliserons deux logiciels de calcul, '*Géo-Slope*' et '*Talren*' qui sont basés sur la méthode de l'analyse à l'équilibre limite, mais le premier suit la méthode des tranches et l'autre suit la méthode de calcul à la rupture.

II. Analyse du glissement par « Géo-Slope »

II.1. Présentation du logiciel

Le logiciel Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique qui analyse la stabilité des terrains et détermine la surface de rupture potentielle, il utilise la méthode des tranches basée sur l'analyse limite et donne un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiés suivant les quatre méthodes : Ordinaire, Bishop, Janbu et Morgenstern-Price ; et considère le terrain comme un solide rigide-plastique.

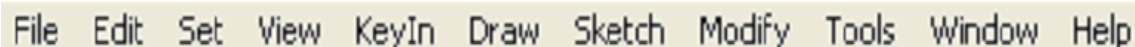
Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- ❖ *SLOPE/W*: Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- ❖ *SEEP/W*: Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).
- ❖ *SIGMA/W*: Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformations (Par la méthode des éléments finis).
- ❖ *QUAKE/W*: Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
- ❖ *TEMP/W*: Permet d'analyser les problèmes Géothermique du sol (Par la méthode des éléments finis)... et autres logiciels.

Ce qui nous intéresse parmi ces programmes est SLOPE/W.

L'interface de logiciel

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants:



File Edit Set View KeyIn Draw Sketch Modify Tools Window Help

Fig6.1. Les menus disponibles sur logiciel

- ❖ **File:** Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- ❖ **Edit:** permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- ❖ **Set :** définit les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.
- ❖ **View (aperçu) :** Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affichage des forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.
- ❖ **Keyin (menu):** Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.
- ❖ **Draw (dessin):** permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.
- ❖ **Sketch (croquis):** Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème
- ❖ **Modify (modifier):** Permet de déplacés, modifier ou supprimés les objets graphiques, les textes et les photos.

II.2. Application au glissement étudié

Le logiciel Géo-Slope nécessite des paramètres d'entrée, pour qu'il puisse faire une étude suffisante d'un glissement, et donner des résultats raisonnables et plus proches de la réalité, et qui nous permettra par la suite de les interpréter.

Les paramètres d'entrée sont :

- ❖ Les paramètres géotechniques de chaque couche :
 - ✓ Le poids volumique : γ (KN/m³),
 - ✓ Le coefficient de cohésion : c (kN/m²),
 - ✓ L'angle de frottement : ϕ (°).
- ❖ Les coordonnées x_i, y_i en m.
- ❖ Les coordonnées de la nappe x_i, y_i en m.

Le tableau suivant indique les paramètres géotechniques des couches :

Tab.6.1. Caractéristiques des couches

Couche	Couleur	γ (KN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Le tout-venant		18	0	30
Le remblai argileux		20	25	10
La marne		22	50	22

a) Modélisation du talus

Les résultats d'analyse par Géo-Slope se résument dans les figures suivantes :

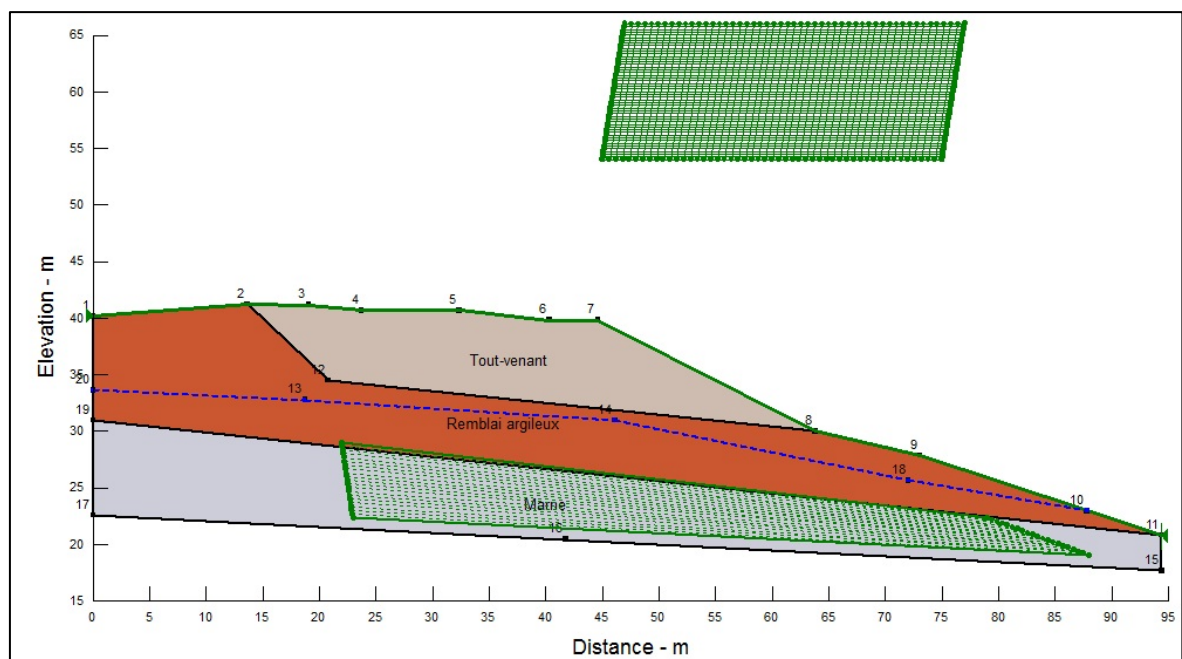


Fig6.2. Modélisation du talus avant glissement avec la nappe phréatique

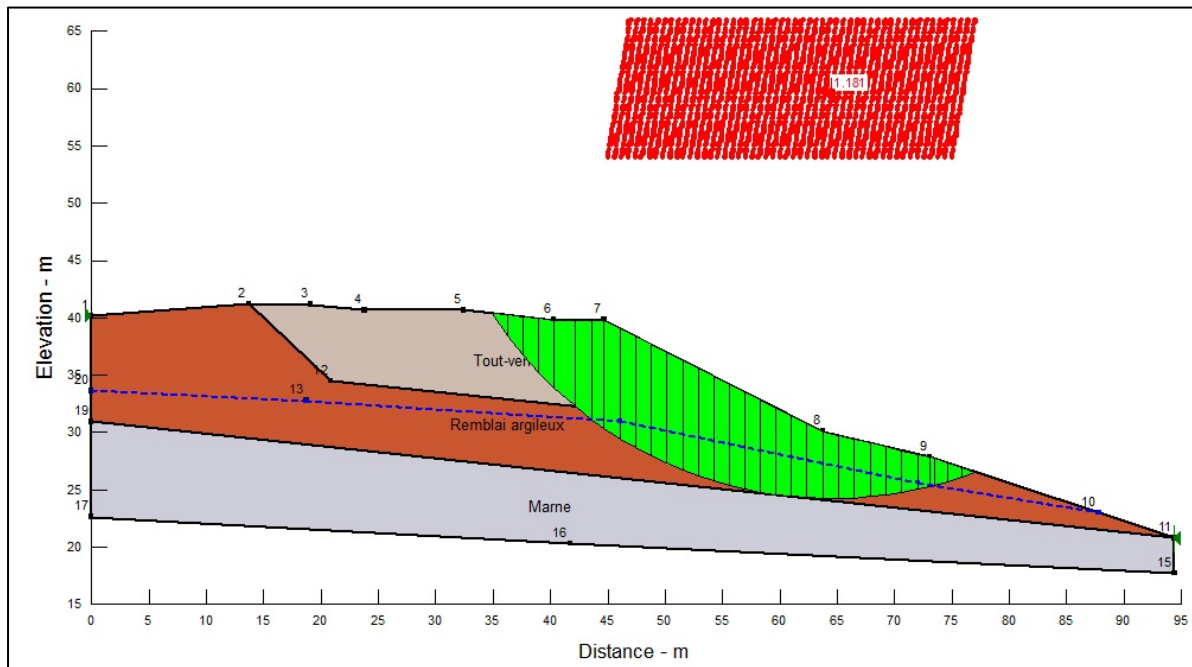


Fig.6.3. Modélisation du talus après glissement

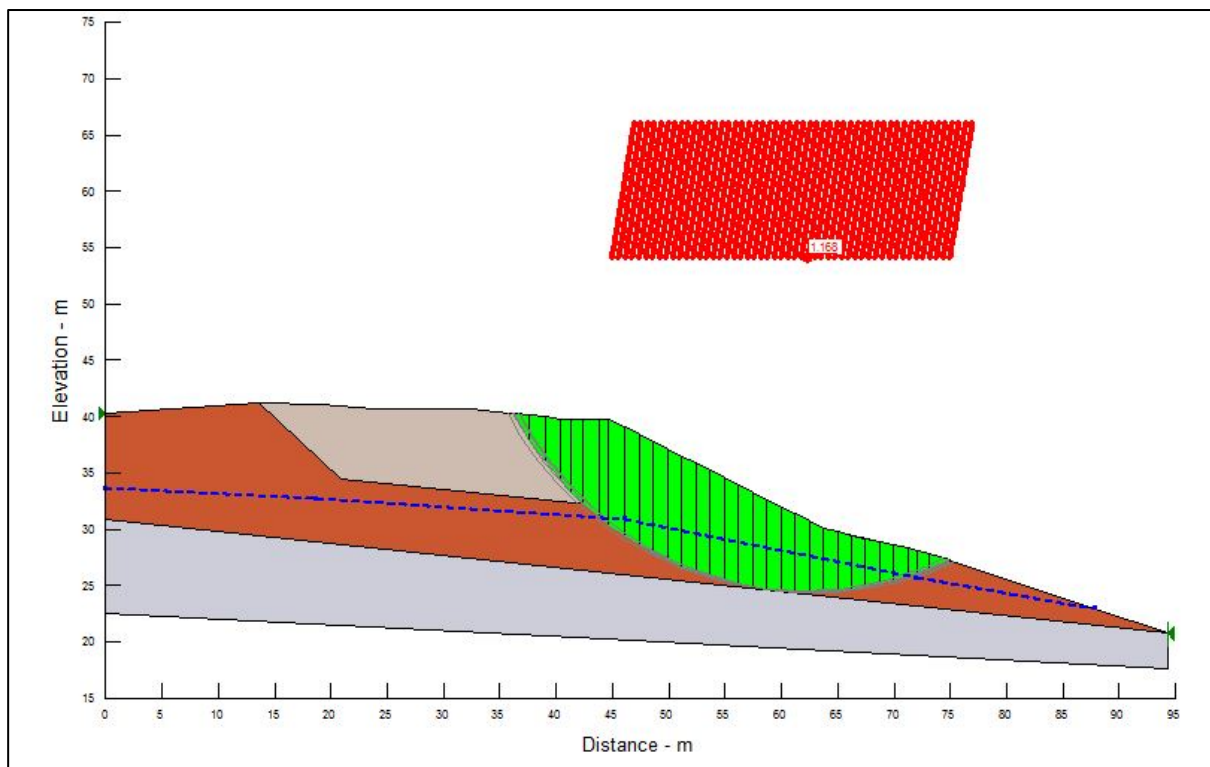


Fig.6.4. différentes surfaces de glissement

b) Les résultats obtenus

➤ Coefficient de sécurité

Les valeurs minimales du coefficient de sécurité données par le logiciel de Géo-Slope par les quatre méthodes d'équilibre limite sont mentionnées dans le tableau ci-après :

Tab.6.2. Valeurs minimales de coefficient de sécurité

Méthode	Coefficient de sécurité
Ordinaire	1.16
Bishop	1.27
Janbu	1.16
Morgenstern-Price	1.27

➤ La courbe de contrainte de cisaillement :

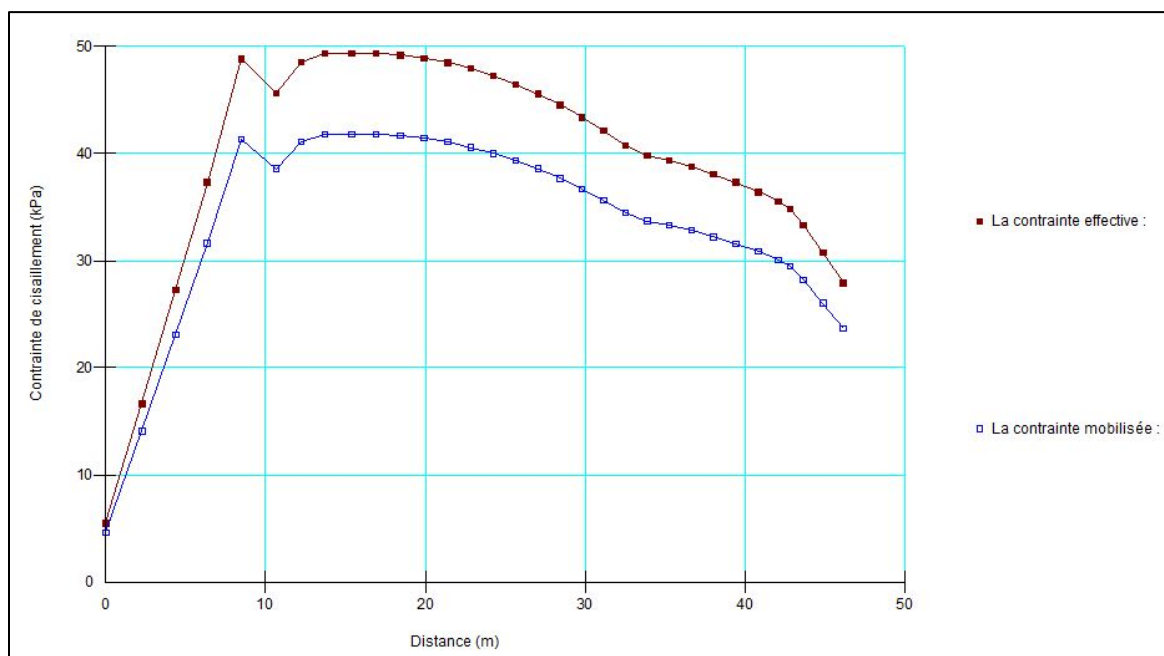


Fig.6.5. variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture

D'après la figure (Fig.6.5) on voit très bien que les courbes de deux efforts moteur et stabilisant sont presque confondues.

III. Analyse de glissement par « Talren »

II.1. Présentation du logiciel

Talren est un logiciel permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements basé sur la méthode de calcul à la rupture.

Le logiciel comporte deux grandes parties (appelés "modes" dans la suite) : le mode "Données" d'une part, et le mode "Phasage/calculs" d'autre part.

Résumé de la démarche d'utilisation :

Fichier / Nouveau.

Données /Description générale : compléter les données.

Définition de la géométrie (dessin ou boîte de dialogue), y compris changements de couche, et futurs niveaux de remblais ou terrassement.

Définition des renforcements et des surcharges (dessin puis boîtes de dialogue, ou directement boîtes de dialogue).

Définition des caractéristiques de sol, et "drag & drop" sur les zones de sol de la géométrie.

Si le modèle comporte des clous : retour aux caractéristiques du sol pour la définition des données complémentaires.

Passage en mode phasage (enregistrement obligatoire proposé).

Définition des phases et des situations (au minimum une phase et une situation) :

- ✓ Pour les phases, définition des conditions hydrauliques, activation/désactivation des zones de sol, surcharges et renforcements ;
- ✓ Pour les situations : définition des options de calcul et surfaces de rupture ;

Calculs et visualisation des résultats, enregistrement ;

II.2. Application au glissement étudié

Comme le Géo-Slope, Talren nécessite des paramètres d'entrée qui sont les suivantes :

- ✓ La géométrie de chaque couche
- ✓ Les coordonnées de la nappe
- ✓ Les caractéristiques de chaque couche

a) Modélisation du talus

Les figures suivantes résument les résultats d'analyse du glissement par Talren

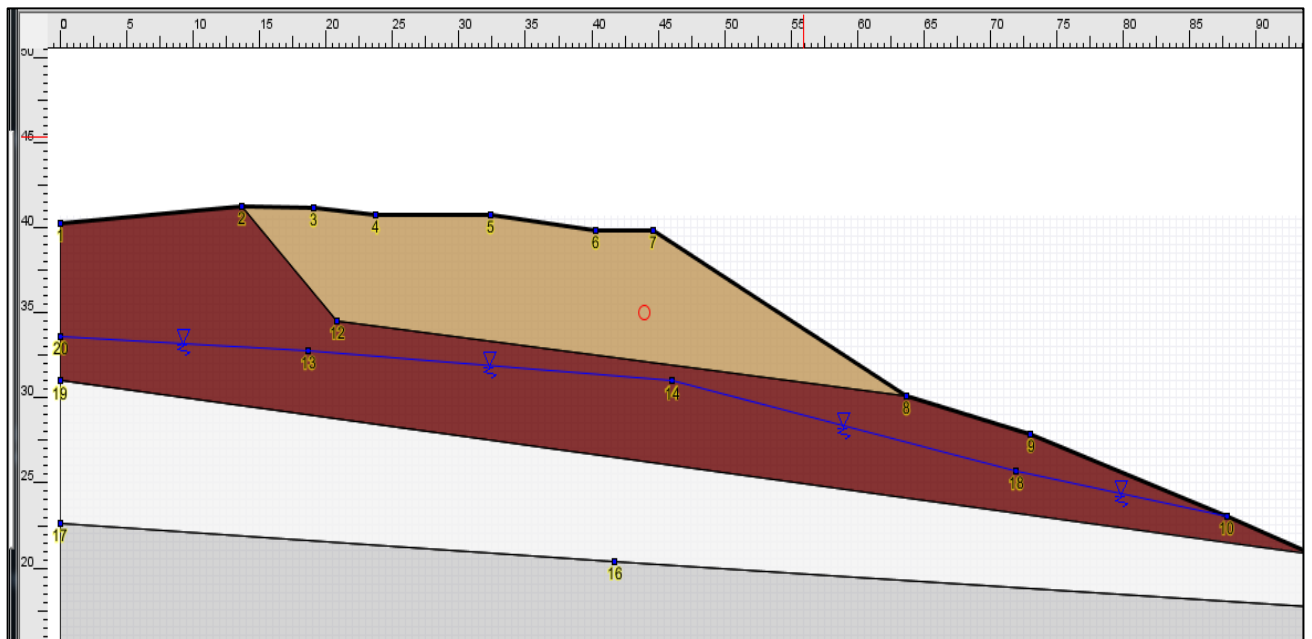


Fig.6.6. Talus modélisé avant glissement avec la nappe

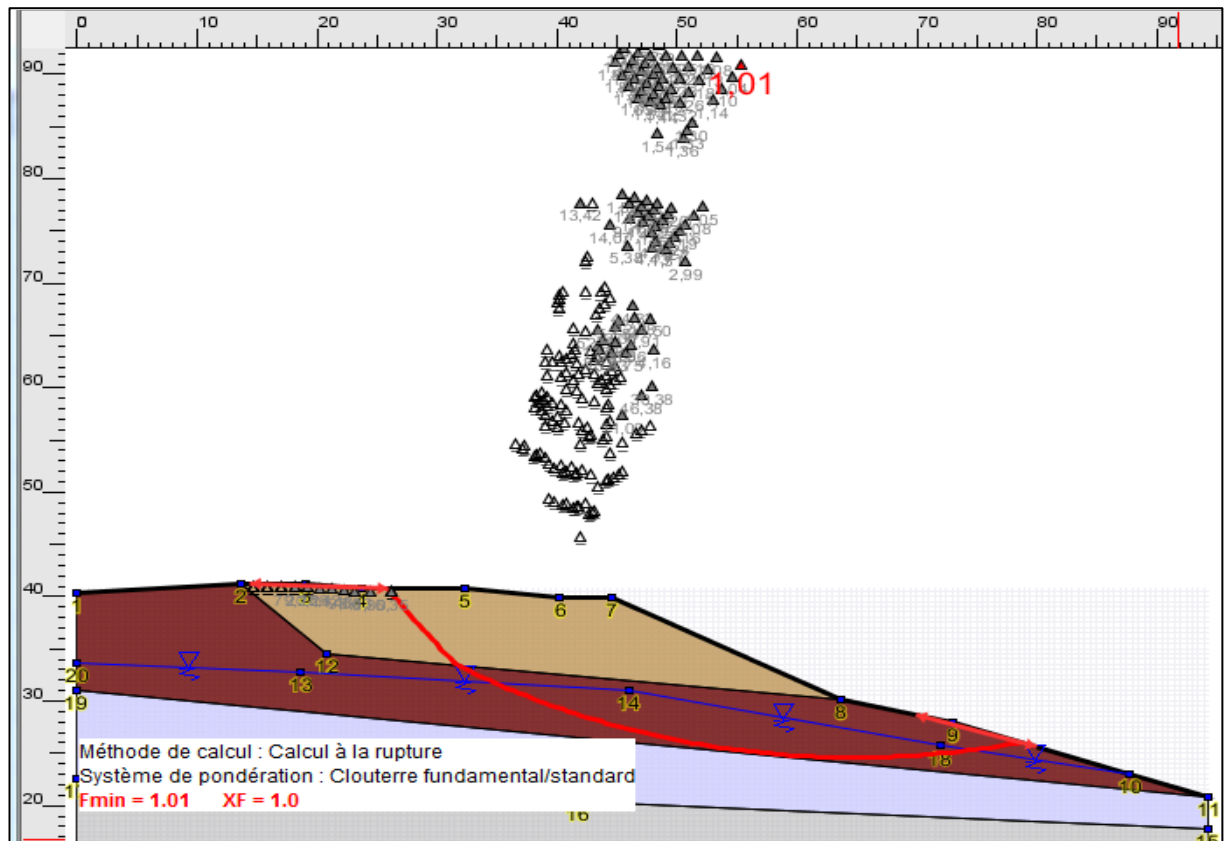


Fig.6.7. Talus modélisé après glissement

b) Les résultats obtenus

Le facteur de sécurité déterminé par le logiciel Talren est de **1.01** comme il est montré sur la figure (Fig.6.7)

IV. Conclusion

Les résultats d'étude obtenus dans cette partie montrent d'une manière assez claire pour les deux logiciels *Géo-Slope* et *Talren* que :

Pour le premier logiciel cité, le coefficient de sécurité est égal à **1.16**, alors que le deuxième, nous donne un coefficient de **1.01**.

On remarque aussi que les coefficients de sécurité sont proches de **1**, alors on parle ici d'un équilibre instable du talus.

Chapitre VII

Etude du confortement

I. Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre projet parce que notre but final est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement. Donc le choix de la technique de stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- ❖ Analyse des paramètres techniques du site.
- ❖ La connaissance des techniques de stabilisation.
- ❖ Les impératifs technico-économiques.

L'analyse des paramètres techniques de site est basée sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, les conditions hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Les résultats de ces calculs permettent donc de classer et choisir parmi les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants).

II. Techniques de stabilisation

Il existe plusieurs techniques pour stabiliser les glissements de terrain, dans notre cas nous avons étudié les trois solutions suivantes :

1^{er} solution : le rabattement de la nappe ;

2^{eme} solution : stabilisation par un mur en gabion associé à un rabattement de la nappe ;

3^{eme} solution : construction d'un mur de soutènement en béton armé avec aussi un rabattement de la nappe.

Pour chaque cas nous calculons le coefficient de sécurité, et après on fait ressortir le gain en pourcentage de chaque coefficient de sécurité et pour les différents cas étudiés.

II.1. Analyse du glissement après rabattement de la nappe

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages conçus essentiellement pour rabattre le niveau de la nappe.

Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (linges de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venue d'eau ponctuelle, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux linges de niveau, ou encore en épis) dépend des résultats de l'étude de l'efficacité de la tranchée.

Dans notre cas, nous avons proposé un système de drainage profond (tranchée drainante), afin de diminuer les pressions interstitielles dans le talus et l'évacuation des eaux

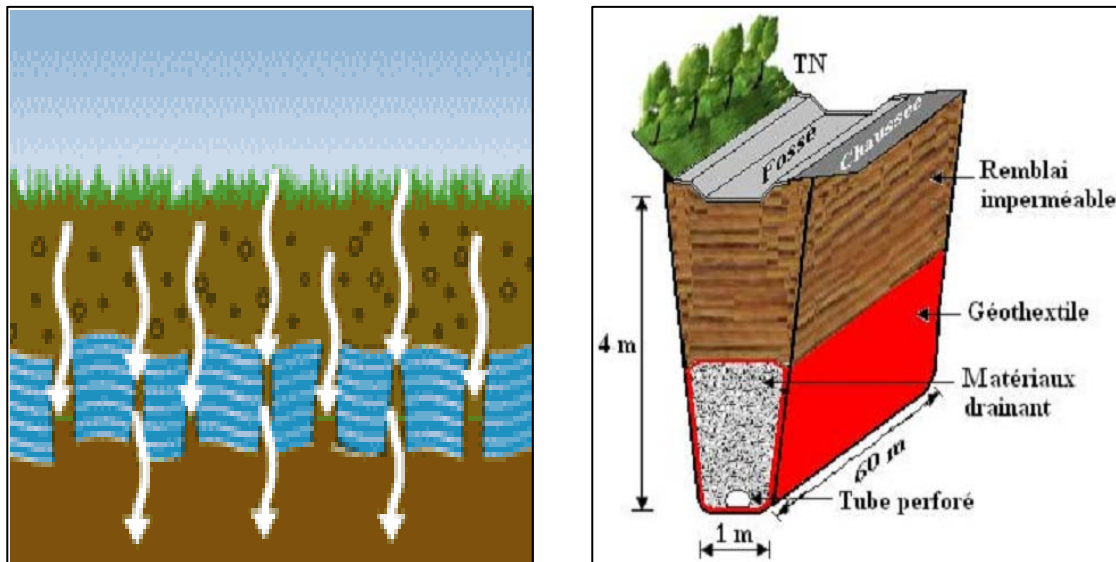


Fig.7.1. Schéma d'une tranchée drainante

A chaque rabattement de la nappe nous appliquons la méthode de KOZENY (voir annexe).pour définir le niveau de la surface piézométrique

a)-Par logiciel Géo-Slope

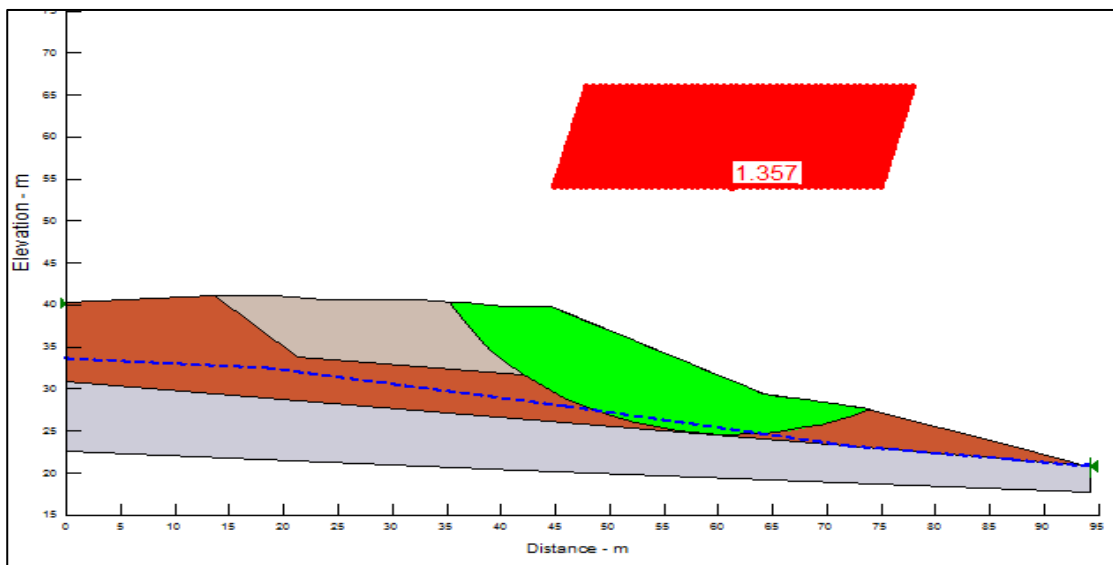


Fig.7.2. Talus modélisé après rabattement de la nappe

Après le rabattement de la nappe le coefficient de sécurité qui était égal à **1.161** devient **1.357**, le gain est donc de **16%**.

b)-Par logiciel Talren

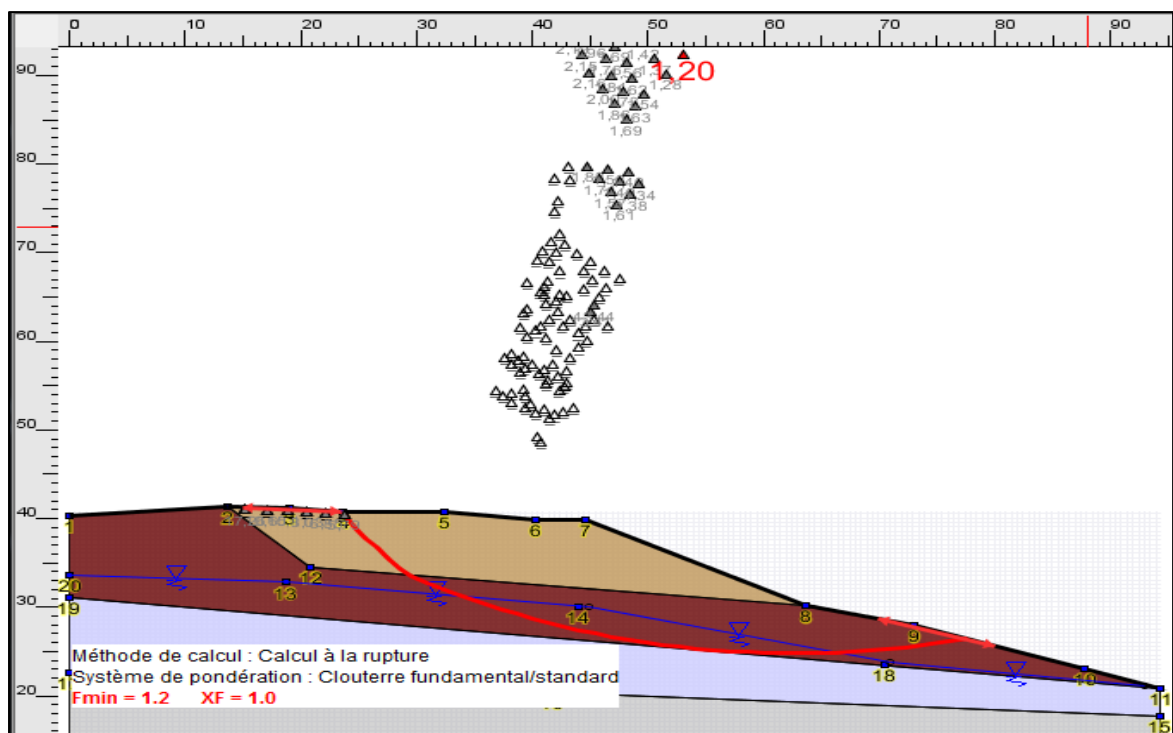


Fig.7.3. Talus modélisé après rabattement de la nappe

Le coefficient de sécurité qui était égal à **1.01** a augmenté après le rabattement de la nappe, sa valeur devient **1.2**, le gain est donc de **18.81%**.

On constate que l'influence de rabattement de la nappe sur le coefficient de sécurité est une influence faible. De ce fait il faudrait associer à ce drainage un moyen complémentaire de stabilisation tel qu'un remblai de pied (gabionnage), ou un mur de soutènement en béton armé.

II.2.analyse du glissement avec un gabionnage associé à un rabattement de la nappe

Un chargement en pied (ou gabionnage) de 11 m de largeur et de 3 m de hauteur ayant pour rôle de contrebalancer les moments moteurs.

Le gabion est modélisé comme une couche ayant pour caractéristiques :

$$\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$C = 0$$

$$\Phi = 30^\circ$$

a)-Par logiciel Géo-Slope

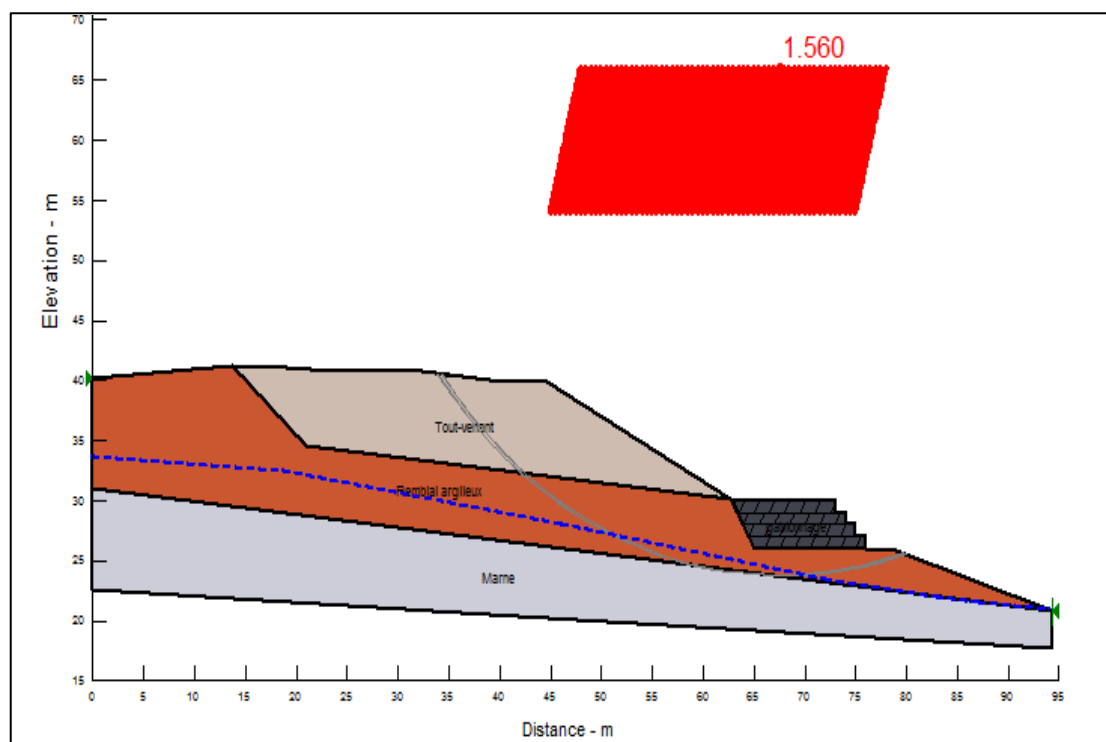


Fig.7.4.Talus modélisé avec un mur en gabion et rabattement de la nappe

Le coefficient de sécurité qui était égal à **1.161** a augmenté après le rabattement de la nappe et la mise en place d'un mur en gabion, sa valeur devient **1.56**, le gain est donc de **39.9%**.

b)-Par logiciel Talren

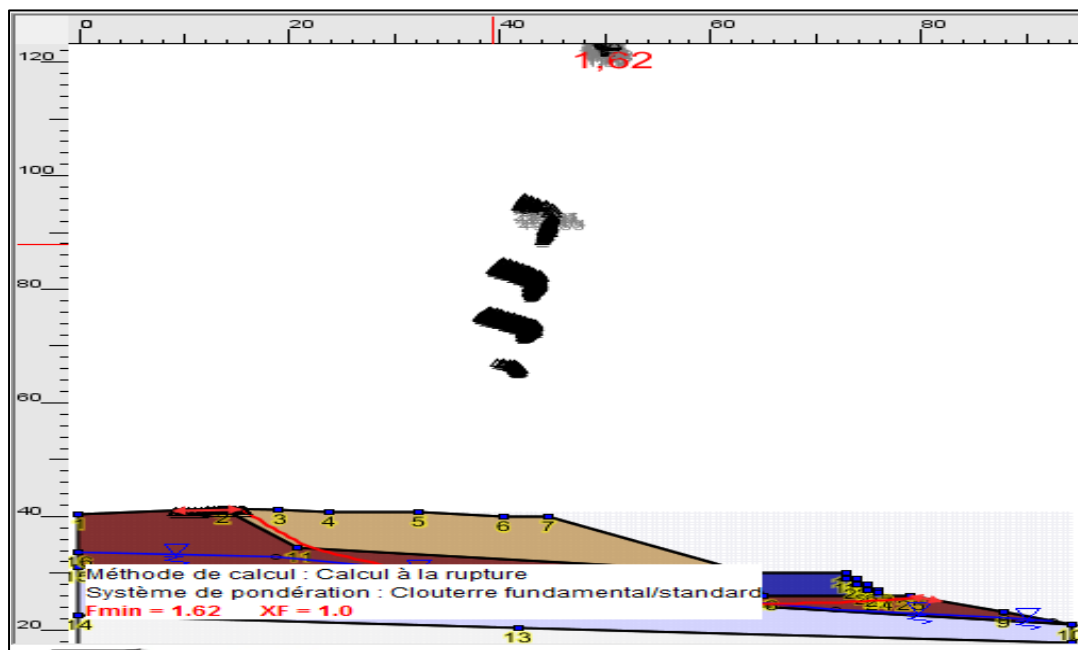


Fig7.5. Talus modélisé avec un mur en gabion et rabattement de la nappe

Après la stabilisation par le mur en gabion, le coefficient de sécurité égale qui était égale à **1.01** devient **1.62**, et le gain est donc de **60.4%**.

II.3.Analyse de glissement avec un mur en béton armé associés au drainage

La position du centre de rotation ne permet pas de contrebalancer les efforts moteurs par des actions mécaniques tel que le chargement en pied. Pour ce fait, nous proposons un confortement par un mur de soutènement en béton armé, ancré à un niveau plus bas que celui de la ligne de glissement. Son but est de faire un barrage à celle-ci.

On choisit un mur en porte-à-faux (butée de pied) de hauteur **4 m** et de largeur **2.5 m**.

a)-Par logiciel Géo-Slope

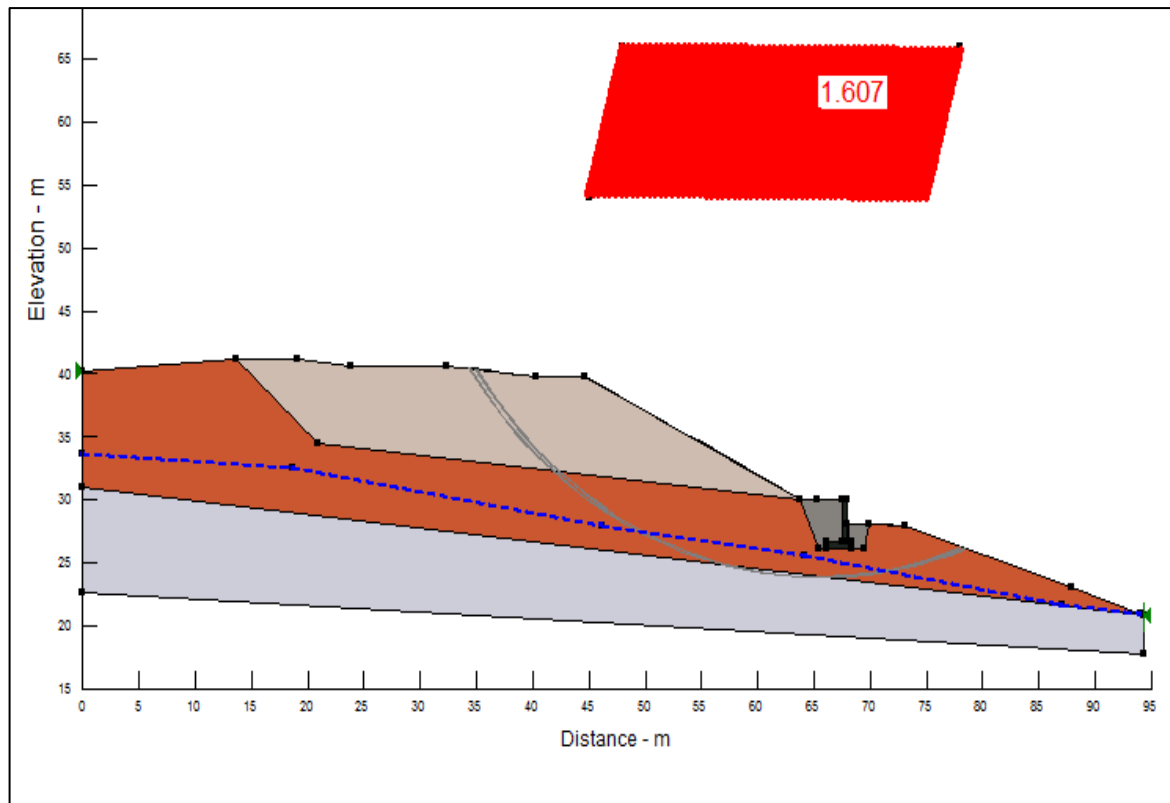


Fig.7.6.Talus modélisé avec un mur en béton armé et le rabattement de la nappe

Après la mise en place d'un mur en béton armé et le rabattement de la nappe le coefficient de sécurité devient **1.607**, avec un gain de **37.9%**.

b)-Par logiciel Talren

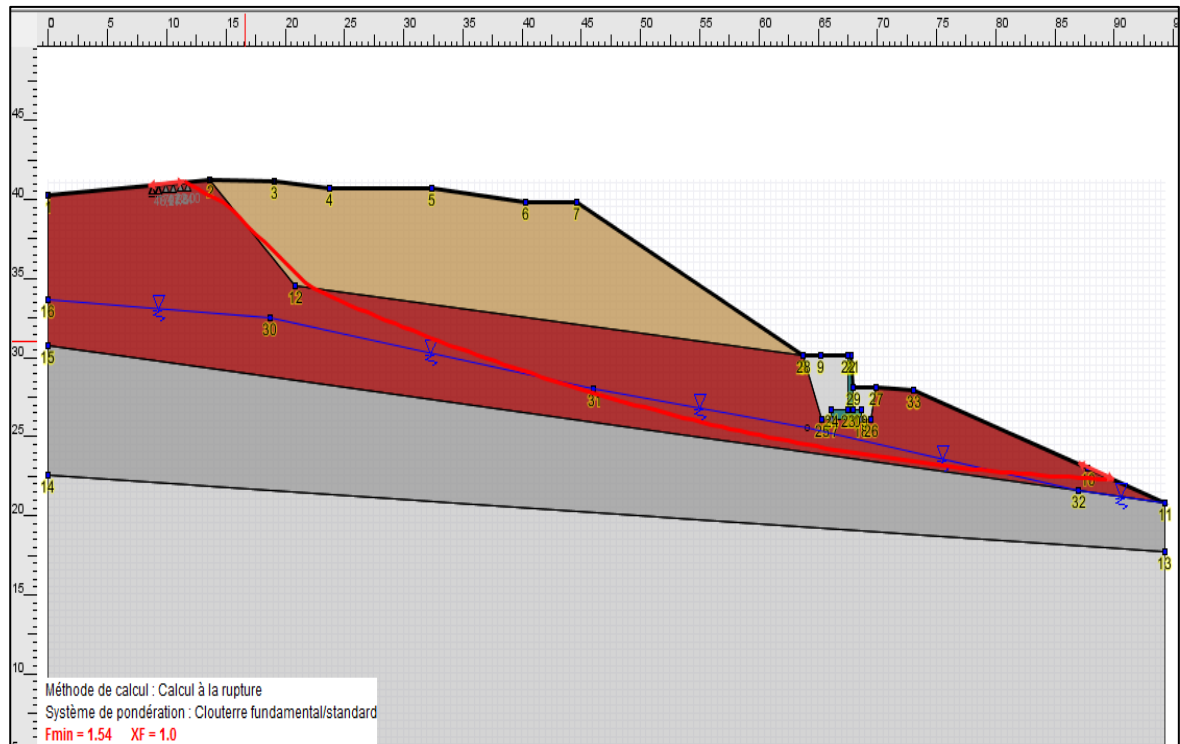


Fig.7.7. Talus modélisé avec un mur de soutènement en béton armé associé à un rabattement de la nappe

La mise en place d'un mur en béton armé associé à un rabattement de la nappe donne un coefficient de sécurité égale à **1.54**, et un gain de **52.47%**.

c)-Dimensionnement du mur de soutènement en béton armé

– Prédimensionnement du mur de soutènement :

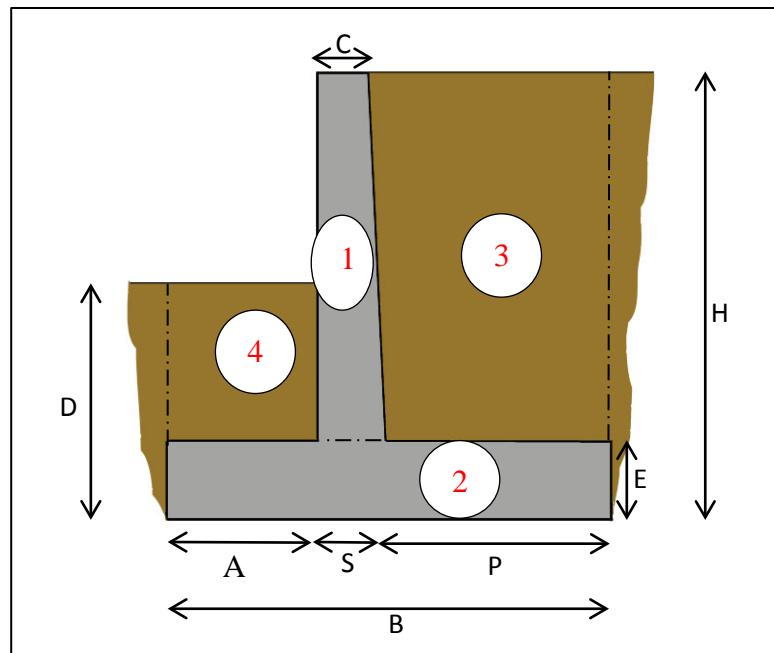


Fig.7.8. Schéma du mur de soutènement

Dimensions :

Tab7.1. Prédimensionnement de mur de soutènement

Dimension	H	D	C	B	A	S	P	E
Valeur (m)	4	2.5	0.35	2.5	0.4	0.4	1.4	0.6

La vérification comporte les étapes suivantes :

- calcul des efforts de poussée et de butée ;
- sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur ;
- sécurité vis-à-vis d'un renversement par rapport à l'extrémité du mur ;
- sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation.

– Détermination des forces de poussée et de butée :

✓ détermination du coefficient de poussée K_a :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$$

✓ détermination du coefficient de butée K_p :

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 3$$

✓ Calcul de la poussée sur le mur

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = 47.52 \text{ kN}$$

$$\left[\begin{array}{l} P_{av} = P_a \sin \alpha = 0.69 \text{ KN/ml} \\ P_{ah} = P_a \cos \alpha = 47.51 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

✓ Calcul de la butée sur le mur

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 = 168.75 \text{ kN}$$

Le tableau suivant résume :

Tab.7.2. Résumé des forces appliquées sur le mur en BA

	Partie	Poids (kN/ml)	Bras de levier	Moment (kN.m)
les forces stabilisantes	1	31.875	0.9	29.69
	2	37.5	1.25	46.875
	3	87.21	1.79	156.11
	4	23.94	0.35	8.38
	P_{av}	0.69	2.5	1.725
	Σ	180.52		241.054
La force renversante	P_{ah}	47.51	1.33	63.18

– **Vérification au glissement à l'ELU**

$$F_g = \frac{F_{\text{stabilisante}}}{F_{\text{motrice}}} \geq 1.5$$

- La force motrice de glissement est P_{ah}
- Les forces stabilisantes sont les forces de pesanteur de mur de soutènement mentionnée dans le tableau au-dessus ;

A.N : $F_g = 1.63 \geq 1.5$

Donc le mur est stable au glissement.

– **Stabilité vis-à-vis le renversement**

$$F_r = \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} \geq 2$$

- Le moment renversant est le moment de la force P_{ah}
- Le moment stabilisant est la somme des moments des forces de pesanteur du mur de soutènement;

A.N : $F_r = 3.72 \geq 2$

Donc le mur est stable au renversement.

– **Vérification au poinçonnement**

$$x = \frac{M_{\text{stabilisant}} - M_{\text{renversant}}}{\sum P_v}$$

A.N : $x = 0.99$ m.

L'excentricité : $e = \frac{B}{2} - x$

A.N : $e = 0.26$ m.

$$e_{\max} = \frac{B}{6} = 0.41 \text{ m.}$$

$e \leq e_{\max} \Rightarrow$ La résultante des forces '**R**' passe par le tiers central de la semelle.

✓ **Détermination de la capacité portante**

$$Q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \xi_{\gamma i} + \gamma D N_q \xi_{qi} + c N_c \xi_{ci}$$

avec :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 18.38$$

$$N_{\gamma} = 1.5 * (N_q - 1) * \tan \varphi = 15.055$$

et :

$$\xi_{qi} = \left(1 - \frac{P}{Q} \right)^2 = 0.54$$

$$\xi_{\gamma i} = \left(\xi_{qi} \right)^{3/2} = 0.4$$

Donc : $Q_{ult} = 582.13 \text{ kN/m}^2$

et on a : $Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{f}$ avec $f = 3$

Finalement on trouve : $Q_{adm} = 194.04 \text{ kN/m}^2$

✓ **Détermination des contraintes appliquées au sol de la fondation**

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum P_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \text{A.N : } \sigma_{\max} = 117.27 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum P_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \text{A.N : } \sigma_{\min} = 27.15 \text{ kPa}$$

Alors :

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \quad \text{A.N : } \sigma_{ref} = 94.74 \text{ kPa}$$

Finalement :

$$\sigma_{\max} \leq Q_{adm}$$

$$\sigma_{\min} \leq Q_{adm}$$

$$\sigma_{ref} \leq Q_{adm}$$

On conclut que le sol peut supporter les charges transmises.

– **Ferraillage du mur en béton armé**

En se basant sur les hypothèses suivantes :

- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Acier : f_{e400}
- Fissuration très préjudiciables ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod.99 ;

- Enrobage $c = 3$ cm.

Et en effectuant un calcul à l'ELU conformément au BAEL 91 en utilisant le logiciel ROBOT EXPERT « Mur de soutènement » de béton armé ainsi que la vérification à l'ELS ; on trouve le ferrailage de notre mur qui est reparti comme suit :

- Pour les armatures principales :

Tab.7.3. Ferrailage des armatures principales

Partie	Voile (amont)	Voile (aval)	Semelle supérieure	Semelle inférieur	Total
Section (cm ² /ml)	10.58	4.91	10.58	10.58	36.65
Armatures	5HA16	5HA12	5HA16	5HA16	
Espacement (cm)	19				

- Pour les armatures transversales :

Tab.7.4. Ferrailage des armatures transversales

Partie	Voile	Semelle	Total
Section (cm ²)	55	41.8	96.8
Armatures	50HA12	38HA12	
Espacement (cm)	16	16	

La figure qui suit montre d'une façon plus claire la répartition des armatures

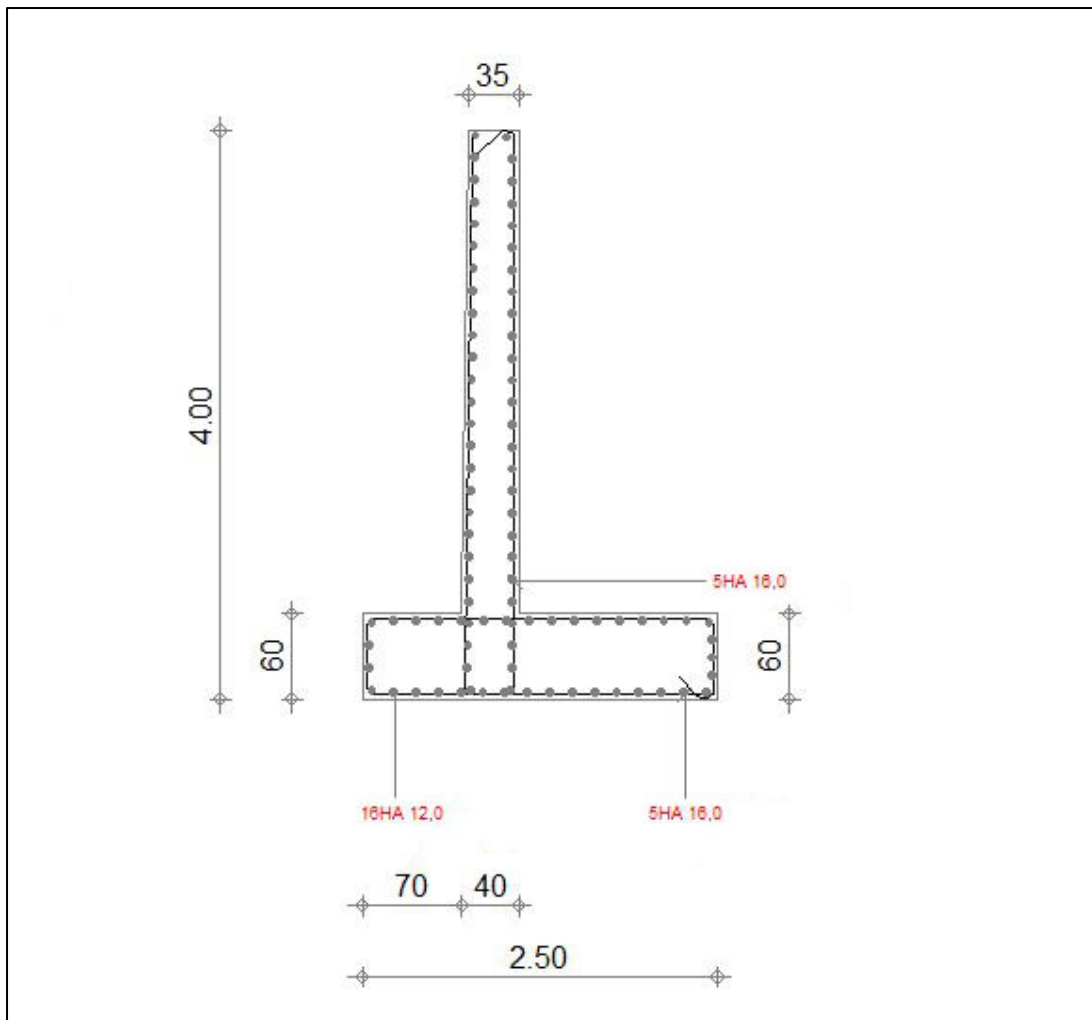


Fig.7.9. Schéma de ferrailage de mur en BA

III. Etude comparative

Le tableau (Tab.7.5.) établi la comparaison en terme de coefficient de sécurité et en terme de gain, entre les trois (03) techniques de stabilisation étudiées.

Tab.7.5. Comparaison entre les coefficients de sécurité obtenus dans les différents cas

Les solutions	Les techniques	Logiciel utilisé	Les coefficients de sécurité		Le gain
			Avant la stabilisation	Après la stabilisation	
1 ^{ère} solution	Rabattement de la nappe	Géo-Slope	1.161	1.357	16.8%
		Talren	1.01	1.2	18.8%
2 ^{ème} solution	Rabattement de la nappe + gabionnage	Géo-Slope	1.16	1.56	34.4%
		Talren	1.01	1.62	60.4%
3 ^{ème} solution	Rabattement de la nappe + mur en béton armé	Géo-Slope	1.16	1.607	38.4%
		Talren	1.01	1.54	52.47%

IV. Conclusion

Après avoir étudié les trois différents modes de confortement des glissements, nous avons remarqué que sur le plan technique ces modes sont efficaces à des degrés plus ou moins différents, ils présentent des gains appréciables en ce qui concerne le coefficient de sécurité d'environ **45%**.

Néanmoins, parmi ces solutions, nous remarquons que la stabilisation par mur de soutènement en béton armé accompagné par un système de drainage est le mode de confortement le plus efficace car il amène à une augmentation des forces de résistance, ainsi que le mur de soutènement agit par opposition aux forces motrices.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité l'étude de la stabilité et du confortement du glissement de terrain survenu au niveau de la RN 12 au PK 24 de la wilaya de Boumerdes.

En ce qui concerne la méthodologie adoptée, on a analysé les mouvements de terrain, afin de localiser les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse est menée à l'aide d'un calcul numérique par les deux logiciels « Géo-Slope » et « Talren ». Elle a permis de localiser la surface du glissement critique.

L'analyse du glissement par les deux logiciels nous a permis, aussi, de comparer leurs résultats, que ce soit en termes de coefficient de sécurité ou en termes de surface de rupture. La confrontation des résultats de calcul a montré que pour le cas étudié la différence est minime et que l'application de l'une des méthodes aboutit à la même conclusion du point de vue confortement.

A partir de cette analyse, trois modes de stabilisation ont été étudiés (drainage, gabionnage, mur de soutènement) et chaque technique de confortement est associée à un coefficient de sécurité qui témoigne de son degré d'efficacité.

Il est à préciser que lors de l'étude de la stabilité et du confortement d'un glissement de terrain, ce qui compte le plus, c'est la connaissance des causes du glissement afin de pouvoir lutter efficacement contre elles. En outre, il est important de connaître la géologie, les caractéristiques géométriques et géotechniques du site étudié, les variations des niveaux d'eau, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir mener à bien l'analyse de la stabilité et enfin définir le meilleur moyen de confortement rationnel pour le cas étudié.

En outre, on rappelle que le choix final de la solution confortative devra être le fruit d'un compromis entre les trois aspects suivants :

- ❖ L'analyse des paramètres techniques du site.
- ❖ La connaissance et la maîtrise des techniques de stabilisation retenues.
- ❖ Les impératifs technico-économiques.

Enfin, on peut dire que ce travail a été pour nous une occasion d'apprendre et d'appliquer des notions nouvelles dans l'étude numérique et géotechnique des glissements de terrain qui représentent de véritables risques naturels qui occasionnent des dégâts humains et matériels importants.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **BOUKHARI Adnane & LAGHOUAG Sid Ali.** « Etude d'un Glissement de Terrain sur le CW8 Reliant la ville de Médéa à l'Université » PFE. ENTP. 2008. (93pages)
- [2] **BOUKHEDICHE Abderrahmane & ZIAM Khaled.** « Etude d'un Glissement de Terrain sur EX RN01 et CW51 AU PK 0+400 A Médéa (Ouazra) ». PFE. ENTP. 2010. (141 pages)
- [3] **CHIBANI Mounia.** « Effet de l'instabilité du terrain sur le bâti cas de l'université Mentouri de Constantine ». Mémoire de magister. Université de Constantine. (119 pages).
- [4] **DURVILLE Jean-Louis & SÈVE Gilles.** « Glissement des terrains meubles ». Technique de l'ingénieur. (18 pages)
- [5] **FAURE R.M.** « L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes (partie : Calcul à la rupture) ». Centre d'étude des tunnels. Bron, France.
- [6] **FAURE R.M.** « Méthodes de calcul en stabilité des pentes ». Cours mécanique des sols 2. ENTPE. France.
- [7] **FRANK Roger.** « Fondations profondes ». Techniques de l'ingénieur. (46p).
- [8] **HAMADOU Noureddine.** « Risques liés aux mouvements de terrain dans le Tell Constantinois : Cas du glissement de Douar Souadek (Zighoud Youcef) ». Mémoire de Magister. Université de Batna.2011 (201p).
- [9] **KOUDERY Alaa.** « Stabilité des pentes ». Cours de l'Agence universitaire de la Francophonie.2005.
- [10] **LADGHEM CHIKOUCHE Fadhila.** « Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres ». Mémoire de magister. Université de M'sila.2009. (132 pages).
- [11] **LAABECHE Tahar et MEBRAK Abderraouf** « Contribution à l'étude des risques naturels sismiques et mouvements de terrain dans la wilaya de Sétif ». PFE. Université de Sétif. 2010. (96 pages)

[12] **LEBBAD Salah Eddine.** « Etude d'un Glissement de Terrain sur la RN 24 PK 113 + 500. Wilaya de Boumerdes ». PFE. ENTP. 2010. (84 pages)

[13] **MASEKANYA Jean-Pierre.** « Stabilité des pentes et saturation partielle, Etude expérimentale et modélisation numérique ». Thèse présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur en Sciences de l'Ingénieur. UNIVERSITE DE LIEGE.2008. (310 pages).

[14] **Memento du maire et des locaux (www.mementodumaire.net)**

[15] **REIFFSTECK Ph.** « Mécanique des Sols Avancée. Stabilité des pentes ». LCPC div. MSRGI sec. CSOG. France. (46p).

Logiciels utilisés :

- **Géo-Slope 2007**
- **Talren**
- **Robot structural analysis 2010**
- **Expert 2010**

Les annexes

Annexe 01

DOSSIER : *NACIRIA*

ECHANTILLON :

Prof. 1 m
(Point 1)

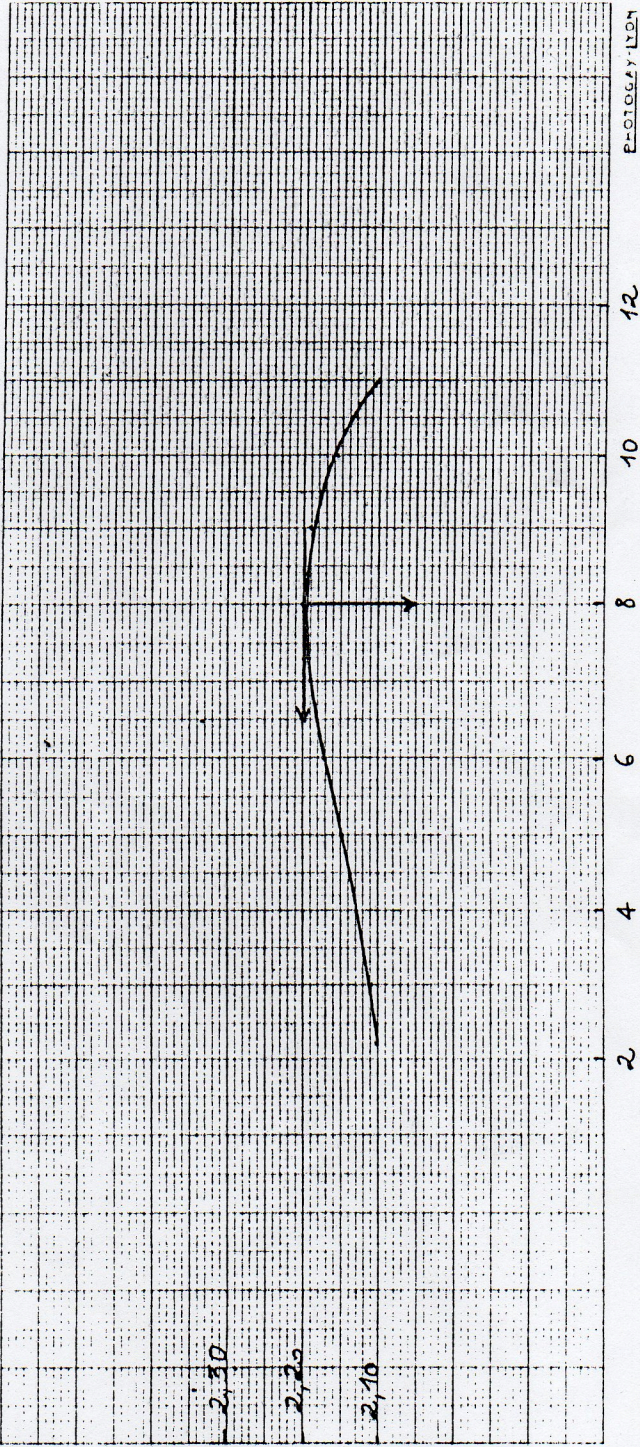
NORMAL : S. 1

MODIFIÉ : S. 2

ESSAI PROCTOR

Teneur en eau optimum *8,0 %*

Densité sèche maximum *2,20 t/m³*



DENSITE SECHE
(Poids de sol sec par unité de volume apparent)

TENEUR EN EAU (Poids d'eau par unité de sol sec).

DOSSIER : MACIRIA

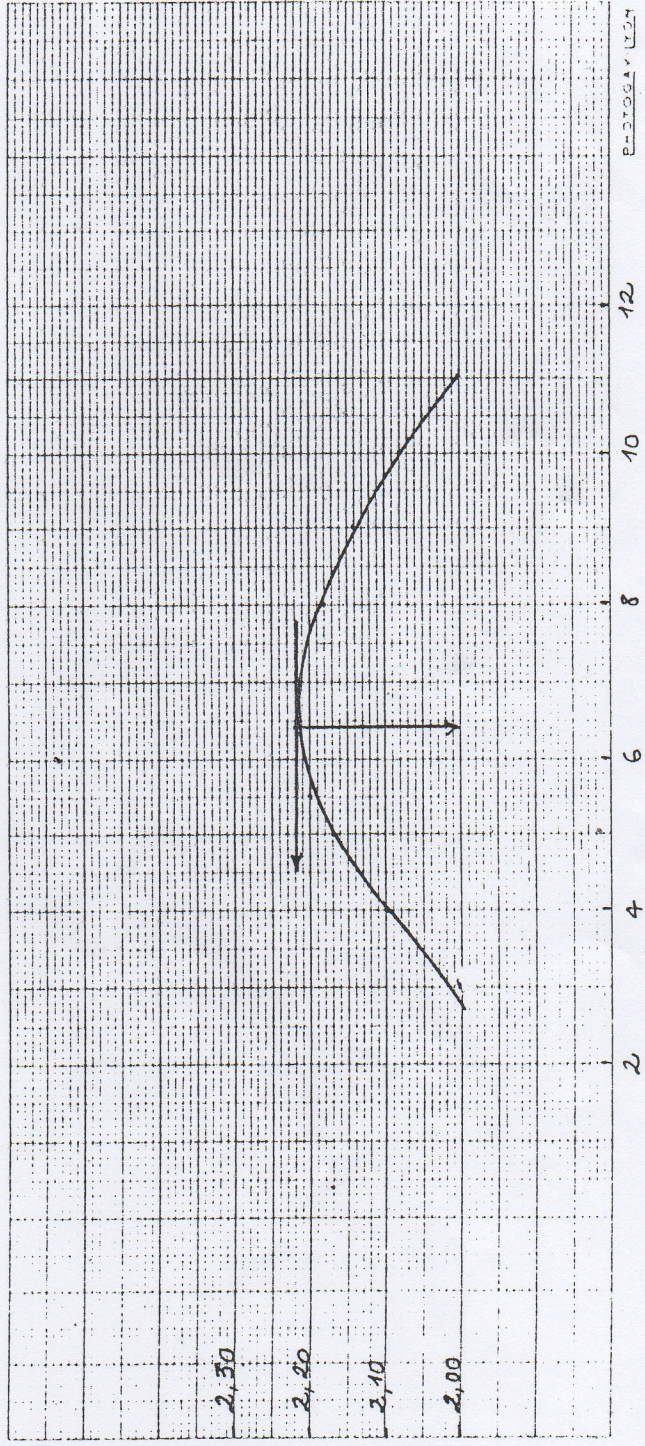
ECHANTILLON :

Prof. 0,4/0,60 m
(Point 1)

NORMAL : S. 1
MODIFIÉ : S. 2

ESSAI PROCTOR

Teneur en eau optimum 6,4 %
Densité sèche maximum 2,22 t/m³



TENEUR EN EAU (Poids d'eau par unité de sol sec).

DOSSIER : **MACIRIA**

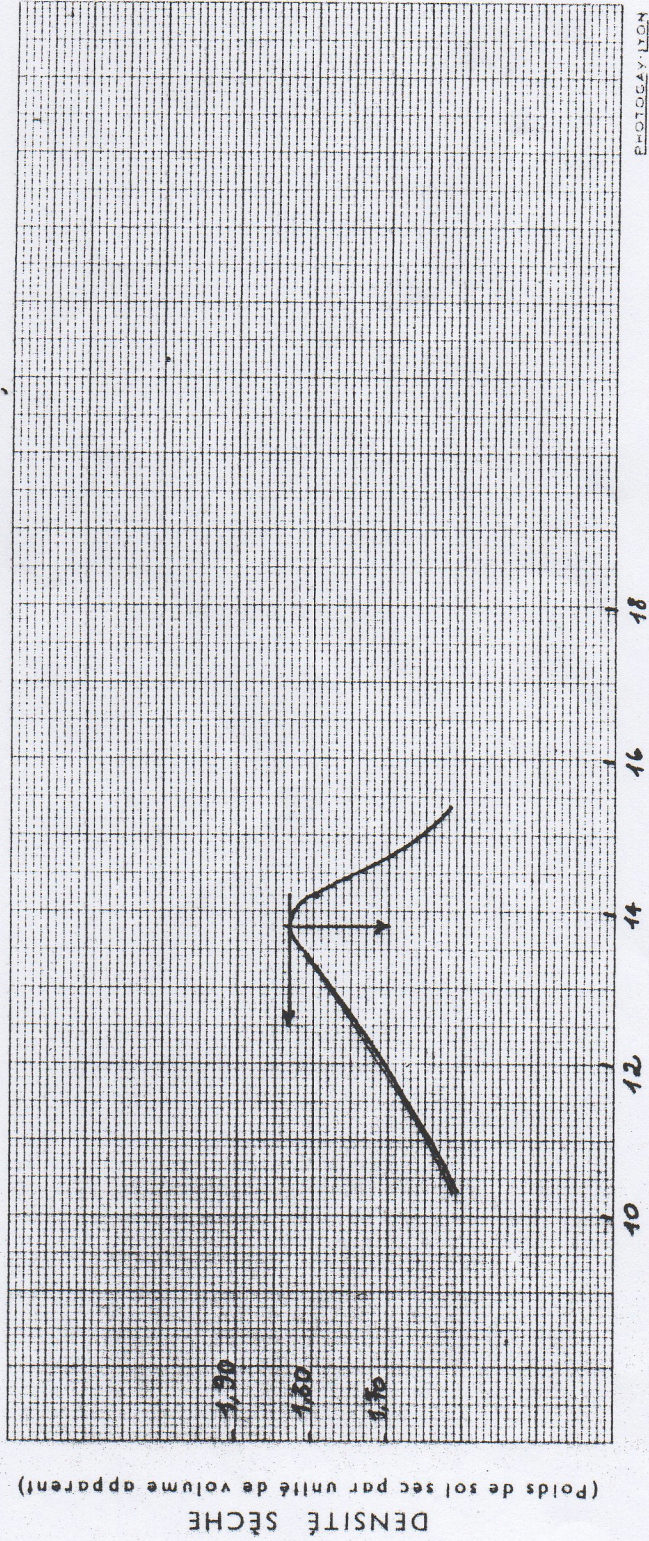
ECHANTILLON :

Prof 3,50 m
(S N 1)

NORMAL : S. 1
MODIFIÉ : S. 2

ESSAI PROCTOR

Teneur en eau optimum **13,8%**
Densité sèche maximum **1,84 t/m³**



TENEUR EN EAU (Poids d'eau par unité de sol sec).

L.T.P.C

ESSAI TRIAXIAL : UU

Dossier No: 27-91-1078

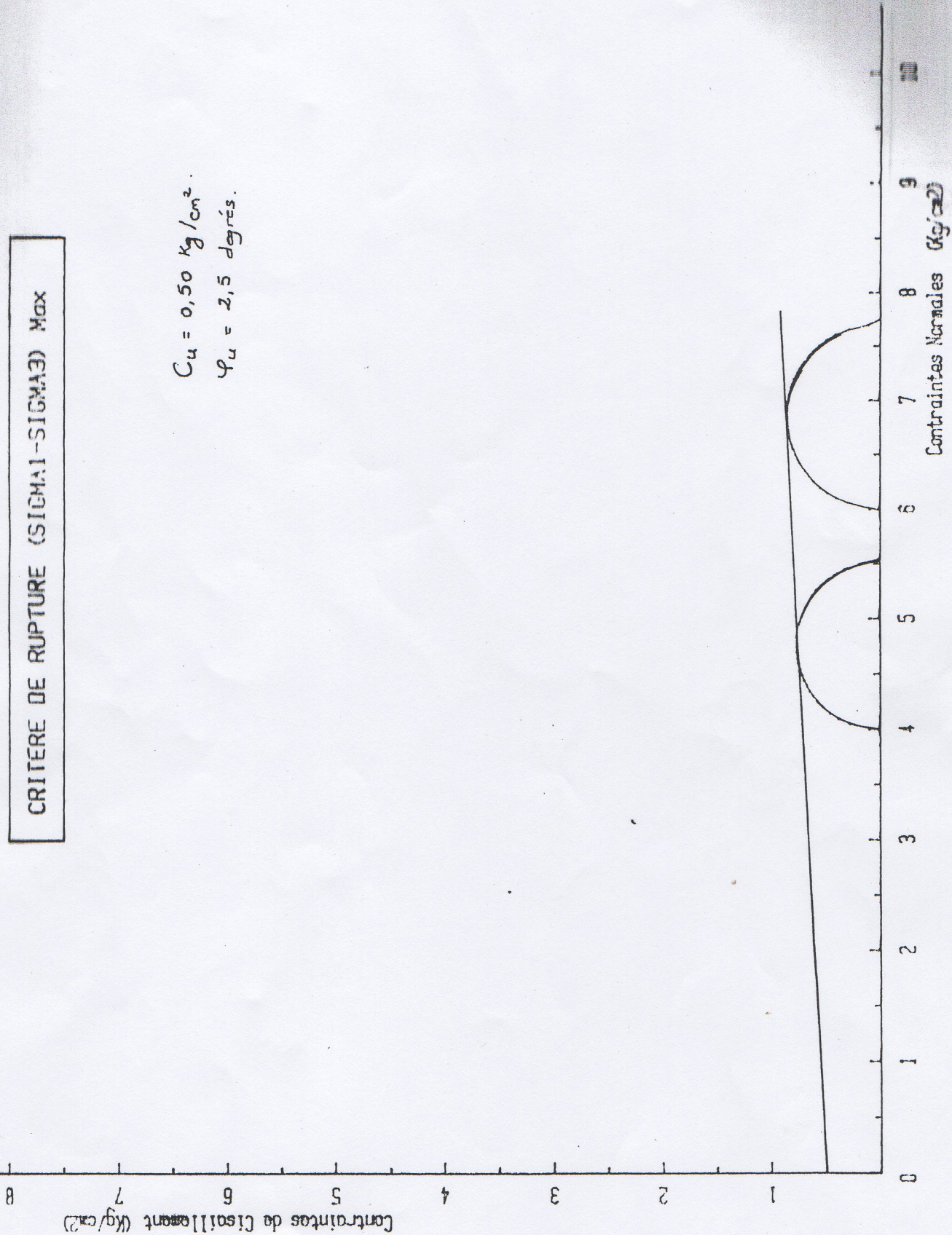
Sondage No: 1

Profondeur : 4.30 - 4.50

Localisation: - NACIRIA-

CRITERE DE RUPTURE (SIGMA1 - SIGMA3) Max

$$C_u = 0,50 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\varphi_u = 2,5 \text{ degrés.}$$



L.T.P.C

ESSAI TRIAXIAL : UU

Doester No: 27-91-1078

Sondage No: 1

Profondeur : 11.00 - 11.20

Localisation: - MACIRIA-

Contraintes de Cisaillement (kg/cm²)

0

CRITERE DE RUPTURE (SIGMA1-SIGMA3) Max

$$C_u = 0,80 \text{ kg/cm}^2$$
$$\varphi_u = 1,5 \text{ degrés.}$$

Contraintes Normales (kg/cm²)

0

2

3

4

5

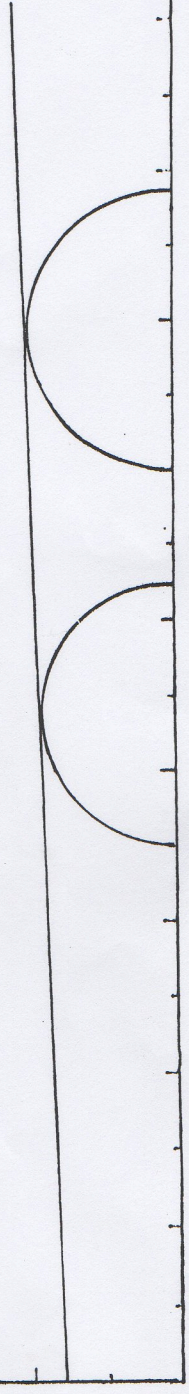
6

7

8

9

10



DOSSIER N°
 CHANTIER/ETUDE : ... NACIRIA
 LOCALISATION : ... RN. 12

Sondage - Puits		1	1	1	1	1	1			
Profondeur (mètres)		3,10 / 3,40	4,30 / 4,50	7,40 / 7,80	11,00 / 11,20	15,20 / 15,70	18,00 / 18,30			
Nature apparente des sols échantillonnés										
Classification géotechnique										
Teneur en eau naturelle : W (%)		25,31	25,50	25,27	22,76	15,58	13,90			
Densité sèche : d (T/m ³)		1,54	1,55	1,54	1,68	1,88	2,01			
Densité humide : h (T/m ³)		1,95	1,93	1,98	2,08	2,18	2,29			
Degré de saturation S _r (%)		90,63	95,20	100,00	100,00	96,23	91,72			
Poids spécifique : S (T/m ³)										
Granulométrie % de passant à :	2 mm									
Limites d'ATTERBERG %	Liquidité : WL	59,00	57,80	60,30	51,60	46,40	44,80			
	Plasticité : IP	32,86	26,00	29,97	26,33	24,03	22,96			
Indice de consistance : I _c										
Teneur en matières organiques (mg/g)										
Caractéristiques Oedométriques	P _e (bars)									
	C _c (%)									
	C _g (%)									
Coefficient de perméabilité : K (cm ² /s)										
Compression simple : R _c (bars)										
Ecrasement (bars)										
Cisaillement multiaxial triaxial	C (bars)		0,50		0,80					
	φ (degrés)		2,5		1,5					

DOSSIER N°

CHANTIER/ETUDE : NACIRIA

LOCALISATION : RN 12

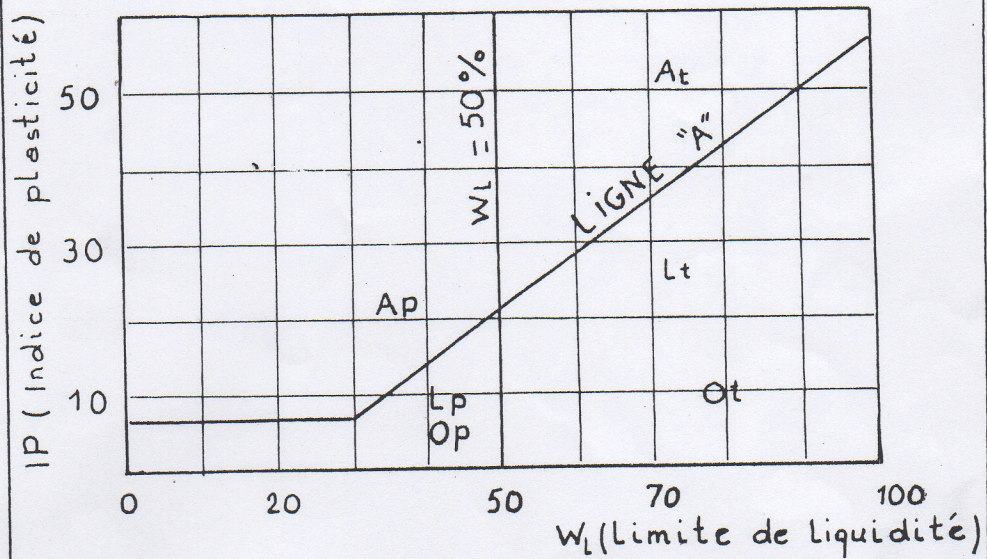
Sondage - Puits		2	2	2	///	3	3	3		
Profondeur (mètres)		10,50 11,10	12,70 13,30	13,70 14,35		5,90 7,00	11,90 12,30	14,80 15,10		
Nature apparente des sols échantillonnés										
Classification géotechnique										
Teneur en eau naturelle : W (%)		25,59	20,35	21,80		20,35	20,50	16,12		
Densité sèche : d (T/m ³)		1,59	1,71	1,68		1,72	1,71	1,84		
Densité humide : h (T/m ³)		2,00	2,06	2,04		2,06	2,10	2,09		
Degré de saturation S _r (%)										
Poids spécifique : S (T/m ³)										
Granulométrie % de passant à :	2 mm									
								0		
Limites d'ATTERBERG %	Liquidité : WL	62,00	57,50			66,00				
	Plasticité : IP	31,37	25,90			35,25				
Indice de consistance : Ic										
Teneur en matières organiques (mg/g)										
Caractéristiques Oedométriques	P _c (bars)	3,75	4,75			5,50				
	C _c (%)	0,17	0,17			0,12				
	C _g (%)	0,08	0,07			0,08				
Coefficient de perméabilité : K (cm ² /s)										
Compression simple : R _c (bars)										
Ecrasement (bars)										
Cisaillement rectiligne	C (bars)									
	φ (degrés)									

CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS

(plus de 50 % d'éléments > 0,08 mm)

Définitions		Symboles	Conditions	Appellations	
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre de > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW)	$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Gm (GP)	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	GL (GM)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	grave limoneuse
			GA (GC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Sb (SW)	$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Sm (SP)	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	SL (SM)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	sable limoneux
			SA (SC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	sable argileux
Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % → on utilise un double symbole.					

ABAQUE DE CASAGRANDE



- AP = Argile peu plastique
- Lp : Limon peu plastique
- Op : Sol organique peu plastique
- At : Argile très plastique
- Lt : Limon très plastique
- Ot : Sol organique très plastique

Annexe 02

Repérage de la nappe par la méthode de KOZENY :

La mise en place d'un piézomètre, au niveau du sondage SN1 (voir plan topographique), nous a permis de repérer un premier point de la nappe. En outre, la présence d'un ruisseau en aval de talus, nous donne un deuxième point de la nappe.

La difficulté d'accès et le non disponibilité de sondeuse, pour l'implantation d'autres piézomètres afin de repérer d'autres points de la nappe, nous ont contraints à recourir à une construction graphique, établie par KOZENY, de la surface piézométrique, à partir des deux points précédents.

- Procédé de KOZENY de construction de la ligne de saturation :

Définition :

On appelle ligne de saturation, la ligne qui dans le plan de l'écoulement, marque la séparation entre la partie du massif soumise aux infiltrations et la partie supérieure restée sèche.

Cette ligne est une ligne de courant ultime.

Construction de la ligne de saturation :

KOZENY montre que, pour une digue homogène reposant sur une assise imperméable, la ligne de saturation est une courbe parabolique d'axe horizontal et de foyer « O » au pied aval de la digue (fig.2)

L'équation de cette courbe est : $(x + y_0)^2 = x^2 + y_0^2$

avec $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

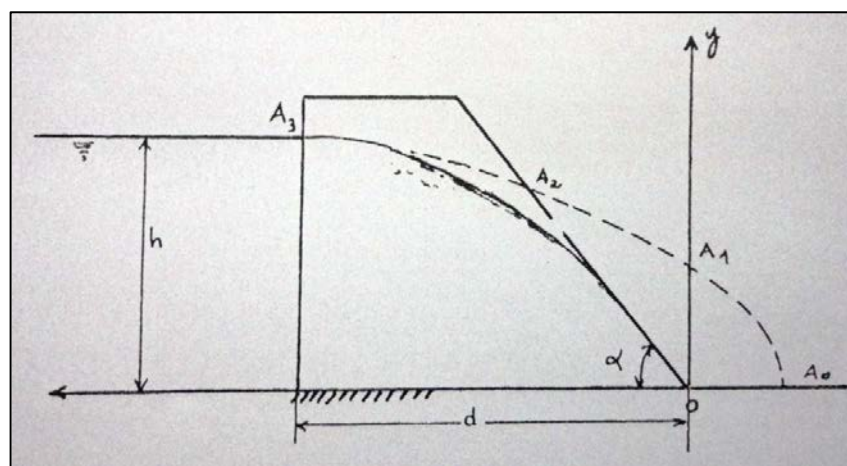


Fig. Ligne de saturation

Les points A_0 , A_1 , A_3 sont définis par leurs coordonnées respectives :

$$A_0 (y_0/2 ; 0) \quad ; \quad A_1 (0 ; y_0) \quad ; \quad A_3 (d ; h)$$

Etapes de construction de la ligne de saturation :

- On trace la parabole théorique, de laquelle on déduit la partie supérieure de la ligne de saturation qui est lui confondue.
- Le point C est défini par la distance $OC = b$ avec,

$$b = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad \text{pour } \alpha \leq 30^\circ$$

Application numérique :

Cette application nous servira d'approche pour définir la surface piézométrique.

$$h=13.50\text{m (relevé piézométrique).}$$

$$d=97.50\text{m}$$

$$\alpha=23.7^\circ$$

Les calculs donnent :

$$y_0=0.93\text{m}$$

$$b=5.88\text{m}$$

Ainsi l'équation de la parabole théorique s'écrit :

$$y = \sqrt{0.87 + 1.86x}$$

L'équation de la parabole théorique et la connaissance de la position du point C, nous permettent de tracer point par point la surface piézométrique, qu'on appellera niveau a (Tab.1)

Niveau a :

Tab. Cordonnées de la surface piézométrique

	1	2	3	4	5	6
X(m)	18.0	0.0	25.0	50.0	65.0	71.2
Y(m)	13.5	12.3	10.0	5.5	2.5	0.0

X et Y sont les coordonnées des points de la surface piézométrique dans le système d'axes choisis pour la modélisation du talus.