REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

ETUDE DE STABILITE DE GLISSEMENT DE TERRAIN AU NIVAEU DE PROJET DE REALISATION DE LA 4EME ROCADE ENTRE PK 7+610 ET PK7+770.

Présenté par :

SAKHRI Lotfi

DIF Yassine

Proposé et dirigé par :

Dr. BENSAADA Abdelhalim

Promotion Juin 2022

REMERCIEMENTS

Nous tenons en premier lieu à remercier « Dieu le tout puissant » de nous avoir donné le courage de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Ensuite, nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nos plus sincères remerciements à notre promoteur : BEN SAADA ABDE ELHALIM" pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.

ملخص

طريق الجزائر الرابع الذي يمر بحوالي 80 كلم جنوب العاصمة الجزائرية (البرواقية) هو طريق سريع يسمح بعبور البلاد من الغرب إلى الشرق دون المرور عبر تكتل الجزائر العاصمة.

خلال تنفيذ القسم الأول الذي يربط بين الطريق السيار شرق غرب (تقاطع خميس مليانة) والطريق الوطني رقم 1 (تقاطع البرواقية)، واجه المشروع العديد من الاضطرابات بسبب المشاكل الجيوتقنية التي ظهرت خلال مرحلتي الإنشاء والتشغيل.

الانهيار الأرضي الذي سنتحدث عنه يحدث في جزء من الطريق السيار الواقع في ولاية عين الدفلة بين 610 + 7 PK و7 + 770 .يتم تحليل ثبات المنحدر باستخدام برنامج تالرن4 من أجل تحديد قيم عامل الأمان قبل وبعد التعزيز.

قمنا أولا بشرح عام حول حركة الأتربة وانزلاقها بالإضافة إلى مختلف العوامل التي تسمح بحدوثها، بعد ذلك درسنا الوضعية الحقيقة للمثال المقترح أعلاه وتحليله مع إمكانية معالجته وتدعيمه.

وفي الأخير اعتمدنا على وضع كتلة صخرية (ريبراب) كحل لثبات المنحدر وحماية الطريق.

الكلمات المفتاحية :

الاضطرابات، الانهيار الأرضي، المشاكل الجيوتقنية ، تالرن 4، ريبراب.

Résumé

La 4eme Rocade d'Alger qui passe à près de 80 km au sud de la capitale algérienne (Berrouaghia) est une autoroute qui doit permettre la traversée du pays d'ouest en est sans passer par l'agglomération algéroise.

Pendant la réalisation de la 1erre tronçon qui relier l'autoroute est-ouest (l'échangeur de Khemis miliana) et la route national N 1 (l'échangeur de Berrouaghia) le projet a connu plusieurs désordres dus à des problèmes géotechniques qui sont apparus pendant les phases de réalisation.

Le glissement de terrain dont nous parlerons se produit sur un tronçon de l'autoroute situé à la wilaya de Ain-defla entre PK 7+610 et 7+770. L'analyse de la stabilité du talus est faite à l'aide du logiciel Talren 4 afin de déterminer les valeurs du coefficient de sécurité avant et après confortement.

Tout d'abord nous sommes fait une discussion générale sur le mouvement du sol et de son glissement, en plus les déférents facteurs qui lui permettent de se produire ; après cela, nous avons étudié la situation réelle de l'exemple ci-dessus et l'avons analysé avec la possibilité de le traiter et de le soutenir.

Enfin, nous nous sommes comptions sur le renforcement de talus avec enrochement comme solution idéale pour la stabilité de talus.

Mots clés :

Désordres, Le glissement de terrain, problèmes géotechniques, TALREN 4, enrochement.

Abstract

The 4th Rocade of Algiers which passes nearly 80 km south of the Algerian capital (Berrouaghia) is a highway which should allow the crossing of the country from west to east without passing through the Algiers agglomeration.

During the realization of the 1st section which connects the east-west highway (the Khemis miliana interchange) and the national road N 1 (the Berrouaghia interchange) the project experienced several disorders due to geotechnical problems which appeared during the implementation phases.

The landslide we will talk about occurs on a section of the highway located in the wilaya of Ain-defla between PK 7+610 and 7+770. The analysis of the stability of the slope is made using the Talren 4 software in order to determine the values of the safety factor before and after reinforcement.

First of all we made a general discussion about the movement of the soil and its sliding, in addition to the different factors that allow it to produce it; after that, we studied the real situation of the above example and analyzed it with the possibility of treating and supporting it.

Finally, we relied on slope reinforcement with riprap as the ideal solution for slope stability and road protection.

Key words:

Disorders, landslides, geotechnical problems, TALREN 4, riprap.

Dédicaces LOTFI

Je remercie dieu de m'avoir donnée la santé pour finir cursus universitaire

Je dédie ce travail:

- *Celui qui représente pour moi l 'exemple du courage, De volonté, Mon très cher Père.*
- *Celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.*
- *A ma chère femme merci pour tes efforts avec moi dans ce travail, que dieu nous garde ensemble pour le reste de vie*
- *A mes anges mes enfants Anes et Loudjaine.*
- *A Mon frère Fawez et sa femme.*
- *Amon frère marouane et sa future femme.*
- *A mes sœurs et leurs maris.*
- *A mes neveux Rafike, Rihab, Wissal, Ranime, Haithem, Louay, Abdeldjalil et Nawfel*
- *A mon chère binôme Dif Yassine*
- *Touts la promotion géotechnique 2021/2022.*

SAKHRI Lotfi

Dédicaces YASSINE

Je remercie dieu de m'avoir donnée la santé pour finir cursus universitaire

Je dédie ce travail:

- *A mon meilleur ami : mon père, le plus beau et bon de tous les pères" Djilali ".*
- *A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma Chère mère*
- *A ma chère femme que dieu la protège.*
- *A mes mes enfants.*
- *A ceux qui ont été mon refuge dans mes frères, sœurs.*
- *A mon cher binôme SAKHRI Lotfi.*
- *A tous mes précieux amies, que dieu les perpétue.*
- *A qui dieu a fait mes frères et mes sœurs en dieu Etudiants du département de géotechnique.*

DIF Yassine

Sommaire

REMERCIEMENTS

ملخص

Résumé

Abstract

Dédicaces LOTFI

Dédicaces YASSINE

INTRODUCTION GENERALE 1

I. Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrains 2

I.1 Introduction 2

I.2 Mouvement de terrain : 2

I.2.1 Définition des mouvements de terrains : 2

I.2.2 L'origine des mouvements de terrain : 2

I.2.3 Types de mouvement de terrain : 3

I.2.3.1 Les mouvements lents et continus : 3

I.2.3.2 Les mouvements rapides et discontinus : 6

I.3 Le processus du glissement de terrain : 8

I.3.1 Caractérisation des glissements : 8

I.3.2 Type des glissements de terrain 9

I.3.3 La classification du glissement de terrain 11

I.3.4 Principales causes des glissements de terrain : 12

I.3.4.1 Autre classifications des causes d'instabilité 14

I.4 Conclusion: 15

II. CHAPITRE II : Analyse de la stabilité des pentes et les méthodes de confortements 16

II.1 Introduction : 16

II.2 Calculs de stabilité : 16

II.2.1 Eléments de base de calcul : 16

II.2.2 Notion de facteur de sécurité : 17

II.2.3 Cas des ruptures planes (glissement plans) : 17

II.2.4 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) : 18

II.2.5 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) : 19

II.3 Les méthodes de calcul de la stabilité des talus et pentes 19

II.3.1 Méthodes basées sur l'équilibre limite : 20

II.3.1.1 Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927) : 21

II.3.1.2 Méthode de Bishop (Bishop, 1955) : 23
II.3.1.3 Méthode de Janbu (1965) : 23
II.3.1.4 Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) : 24
II.3.1.5 Méthode de Spencer 1967 : 25
II.3.1.6 La méthode des perturbations : 26
II.3.2 Méthodes globales : 26
II.3.3 Utilisation d'abaques : 26
II.3.4 Calcul automatique à l'aide d'ordinateur : 27
II.3.5 Méthode basée sur les éléments finis : 27
II.3.6 Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte : 28
II.4 Méthodes de confortements : 28
II.4.1 Despositif de drainage : 29
II.4.2 Terrassement : 34
II 4.2.1 Remblai de pied : 34
II 4.2.2 Allègement en tête: 34
II.4.2.3 Purge et reprofilage: 35
II.4.2.4 Substitutions partielles ou totales par des matériaux de bonne qualité de carrière : . 35
II.4.2.5 Terre armée : 36
II.4.3 Elements resistants ou les renforcements rigides : 36
II.4.3.1 Ouvrages de soutènement : 36
II.4.3.2 Tirants d'ancrages : 37
II.4.3.3 Renforcement par inclusions : 38
II.4.3.4 Les palplanches : 40
II.4.3.5 Le gabionnage : 41
II.5 Choix de la technique de confortement : 42
II.6 Conclusion : 42
III. CHAPITRE III : Analyse de site et étude géotechnique 43
III.1 Introduction : 43
III.2 Zone de projet : 43
III.3 Présentation de la région : 45
III.4 Localisation et topographie : 45
III.5 Le climat : 46
III.6 Géologique de l'itinéraire : 46
III.7 Sismicité : 47
III.8 Observation des désordres : 49
III.9 Reconnaissances géotechnique : 50

III.10 Consistance de travail : 50
III.10.1 Sondages carottés : 51
III.10.2 Essais in situ : 53
III.10.2.1 1Essai de pénétration : 53
III.10.2.2 Essais au laboratoire : 56
III.10.2.3 Limites d'atterberg : 58
III.10.2.4 La teneur en eau : 60
III.10.2.5 Les densités : 61
III.10.2.6 Analyse chimique : 62
III.11 Interprétation des résultats : 65
III.12 Paramètres Géotechniques: 65
III.13 Conclusion : 66
IV. CHAPITRE IV : Calcul de stabilité 67
IV.1 Introduction : 67
IV.2 Présentation du logiciel : 67
IV.3 Les principales caractéristiques de Talren4 : 67
IV.3.1 L'interface graphique interactive : 67
IV.3.2 La gestion du phasage : 68
IV.3.3 La recherche automatique des surfaces de rupture : 68
IV.3.4 Méthodes de calcul à la rupture (spirales logarithmiques) : 68
IV.3.5 Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface : 68
IV.4 Les différentes options pour la manipulation de l'interface : 69
IV.4.1 Les différentes zones à l'écran : 69
IV.4.1.1 Le menu, les barres de boutons et le navigateur : 69
IV.4.1.2 Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4) : 72
IV.5 Application au glissement étudié : 73
IV.5.1 Caractéristiques des couches : 73
IV.5.2 Les surcharges : 74
IV.5.3 Prise en compte de l'effet sismique : 74
IV.5.4 Vérification de la stabilité initiale : 74
IV.5.4.1 la géomètres de talus étudié : 75
IV.5.4.2 Présentation des résultats de calcul : 75
IV.5.5 Interprétation des résultats : 77
IV.5.6 La solution de confortement : 77
IV.5.6.1 Renforcement du site par l'enrochement : 77
IV.5.6.2 Calcul de la stabilité après le confortement : 78

IV.6 Conclusion : 80
Conclusion générale 82
Références bibliographiques 83

Liste des figures

CHAPITRE1 : Généralité sur les mouvements de terrains

Figeur I.1 : Mouvements de terrain.

Figeur I.2 : les affaissements.

Figeur I.3 : les tassements

Figeur I.4 : Le fluage du terrain

Figeur I.5 : Les solifluxions.

Figeur I.6 : glissement d'un talus

Figeur I.7 : Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuse

Figeur I.8 : Les coulées de boue

Figeur I.9 : Les différents éléments d'un glissement de terrain

Figeur I.10 : Glissement plan

Figeur I.11 : Glissement circulaire

Figeur I.12 : Glissement quelconque

CHAPITRE II : Analyse de la stabilité des pentes et les méthodes de confortements

Figure II.1 : Schéma type d'une rupture plane

Figeur II.2 : Schéma type d'une rupture circulaire

Figure II.3 : Méthode de tranche

Figure II.4 : les inconnus d'une méthode de tranche.

Figure II.5 : les forces sur une tranche

Figeur II.6 : les fonctions typiques de f(x).

Figeur II.7 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques

Figeur II.8 : masque drainant

Figeur II.9 : Ennrochement et eprons drainants

Figeur II.10 : Masque drainants

Figeur II.11 : tranche drainants

Figeur II.12 : coupe type d'une tranchee drainante

Figeur II.13 : galeries drainantes

Figeur II.14 : Example drains subhorizontaux

Figeur II.15 : Principe du remblai de pied.

Figeur II.16 : Principe de l'allégement en tête.

Figeur II.17 : Principales techniques de stabilisation des talus de déblai.

Figeur II.18 : Mur en terre armée PK 20+800 Projet 4eme rocade
Figeur II.19 : Rennforecement par tirant dancrage

CHAPITRE III : Analyse de site et étude géotechnique

Figure III.1 : Extrait d'une vue satellite de la localisation du site (après le glissement).
Figure III.2 : Situation de la Zone d'Examen (PK : 7+610 – 7+770)
Figure III.3 : Situation Actuelle de la Zone d'Examen (PK : 7+610 – 7+770)
Figure III.4 : Région Dain defla
Figure III.5 : Site de glissement.
Figure III.6 : PK : 7+340 - Graviers de Miocène / Pliocène cimentés de CaCO3.
Figure III.7 : La carte des zones sismiques de l'Algérie du nord (C.G.S.2003)
Figure III.8 : des fissures de contrainte dans le talus à gauche près du PK 7 + 600
Figure III.9 : Aperçu du talus droite aux environs du PK 7 + 600
Figure III.10 : couches transportant de l'eau sur le talus gauche près du PK 7 + 450.
Figure III.11 : Coupe lithologique d'un sondage carottéN1 BH42.
Figure III.12 : Photos de carotte N1 BH42.
Figure III.13 : Implantation des essais in situ.
Figure III.14 : Variation des Valeurs SPT N60 en Profondeur (PK: 6+900 -9+600).
Figure III.15 : Résultat d'essai d'analyse granulométrique de BH 42
Figure III.16 : Résultat d'essai de Limites d'atterberg de BH42.
Figure III.17 : Résultat d'essai de teneur en eau de BH42.
Figure III.18 : Résultats d'essai de résistance à la compression uniaxial.de BH43
Figure III.19 : Résultats d'essai de pression d'axe unique.
Figure III.20 : Résultats d'essai triaxial

CHAPITRE IV : Calcule de stabilite.

Figure IV.01 : Exemple du menu principal
Figure IV.02 : La barre de boutons principale
Figure IV.03 : la barre de boutons contextuelle "Données"
Figure IV.04 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"
Figure IV.05 : la géomètre de modèle étudier
Figure IV.06 : calcul de coefficient de sécurité avec la méthode de bishop.
Figure IV.07 : calcul de coefficient de sécurité avec la méthode de Fellenius.
Figure IV.08 : calcul de coefficient de sécurité avec la méthode de perturbations.
Figure IV.09 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de Bishop

Renforcé par enrochement.

Figure IV.10 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de Fellenius

Renforcé par enrochement.

Figure IV.11 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de perturbations

Renforcé par enrochement.

Figure IV.12 : schématisation de la solution

Liste des tableaux

CHAPITRE1 : Généralité sur les mouvements de terrains

TABLEAU I.1 : La classification de glissement de terrain.

TABLEAU I.2 : Etude statistique sur les causes des glissements de terrain (d'après M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU, 1995).

CHAPITRE III : Présentation du site et étude géotechnique.

Tableau III-1: Coefficient d'accélération (A)

Tableau III.2 : tableau d'essai de pénétration standard du forage N° BH-42

Tableau III.3 : tableau d'essai de pénétration standard du forage N° BH-43

Tableau III.4 : le résultat d'analyse chimique.

Tableau III.5 : Résultat des essais.

Tableau III.6 : Les paramètres géotechniques.

CHAPITRE IV : proposition de solution

Tableau IV.1 : les caractéristiques des couches

Liste des symboles

C : Cohésion.

WL: la limite de liquidité.

τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle.

σ Contrainte.

σ' : Contrainte effective (σ' = σ – u)

Ip : L'indice de plasticité

σ3 : Contrainte principale mineur

σ1 : Contrainte principale majeur

φ : Angle de frottement interne du sol

ψ : Angle de dilatance du sol

ε : Déformation longitudinale

ν : Coefficient de Poisson

γsat : Poids volumique du sol saturé

e : L'indice des vides.

γ w : Poids volumique de l'eau (environ9,8)

n : La porosité.

γ h : Poids volumique humide du sol

w : Teneur en eau.

γs : Poids volumique des grains

SC: Sondages carottés.

γd : Poids volumique sec du sol.

Cc : Coefficient de courbure.

Cu : Coefficient d'uniformité de Hazen.

Fs: coefficient de sécurité.

Wp : La limite de plasticité.

Cg : L'indice de gonflement.

Ic : L'indice de consistance.

Cc : L'indice de compression.

Pl : La pression limite pressiométrique.

Pc : Pression de consolidation.

R.P.A : Règles Parasismiques Algériennes.

. IL : L'indice de liquidité.

e : pénétration moyenne par coup.

Pl* : La pression limite nette.

A : section droite de la pointe.

g : accélération de la pesanteur.

D30 : Diamètre de la maille laissant passer 30 % du matériau.

D60 : Diamètre de la maille laissant passer 60 % du matériau.

D10 : Diamètre de la maille laissant passer 10 % du matériau.

Sr: Degré de saturation. σ : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les glissements de terrain sont des phénomènes géomorphologiques présents dans plusieurs régions. Ils constituent un risque majeur pour les populations, à cause du dommage qu'ils peuvent engendrer qui peuvent toucher aux biens et provoquer dans certains cas des catastrophes.

Dans le monde malgré l'impact des mouvements de terrain, leur importance est souvent sous-estimée, car leurs dommages sont inclus dans ceux des phénomènes initiateurs ou déclencheurs comme les séismes ou les inondations.

En Algérie le rapport du CNES et du MATE (2003) confirme et mentionne que près de sept risques naturels, ont été recensés et identifiés en Algérie dont les mouvements de terrain menacent et affectent plusieurs villes algériennes. Ces mouvements de terrain ont pris une grande affluence dans l'espace urbain, portant essentiellement atteinte à l'économie, nécessitant la destruction de plusieurs constructions et le relogement de nombreuses familles.

Les volumes de sol mis en jeu sont très variables, ils dépendent de la profondeur du champ de glissement, allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. Ainsi, l'extension des glissements de terrain peut varier du simple glissement de talus très localisé, au mouvement de grande ampleur concernant l'ensemble d'un versant. Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et stabiliser un glissement de terrain au niveau de projet de réalisation de la 4eme rocade entre pk 7+610 et pk7+770.

De ce fait notre travail se divise en deux parties :

La première partie est consacrée à l'étude bibliographique, dans cette partie en doit exposer les notions théoriques lier aux mouvements de terrain tels que les types de mouvements de terrain, les circonstances dans lesquelles en peut avoir des mouvements de terrain, puis en doit préciser notre étude sur les glissements de terrain (les caractéristiques et les causes d'un glissement de terrain), processus d'étude d'un glissement de terrain ainsi les méthodes de calcul de stabilité et les méthodes de confortement.

La deuxième partie contient l'étude et l'analyse du glissement, les données géotechniques et géométriques du projet nous permettent d'analyser ce glissement avec le logiciel Talren 4, pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité.

La deuxième partie contient aussi la conception, le dimensionnement et l'étude du glissement et le choix de confortements.

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

CHAPITRE I

Généralités sur les mouvements de terrains

I. Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrains

I.1 Introduction

De nombreux glissements de terrain se produisent annuellement sur l'ensemble du territoire nationale en raison des divers environnements géologiques qui la compensent, L'Algérie est exposée à différents types de mouvement de terrain (glissement, éboulis, effondrement, affaissement …). Tous les types de matériaux naturels peuvent être touchés par un mouvement de terrain qu'ils soient meubles (gravier, sable, argile …) ou consolidé (roche). Ces mouvements plus ou moins rapides engendrent des dégâts humains et matériels d'où, est considéré comme étant un danger naturel permanent. L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types de mouvement de terrain en se basant sur les glissements, et d'envisager en second lieu les principales causes qui peuvent déclencher ces glissements et de citer les différentes informations nécessaires pour identifier le type de glissement de terrain probable et ses conséquences.

I.2 Mouvement de terrain :

I.2.1 Définition des mouvements de terrains :

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme…) ou anthropique (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères…etc.).

Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes, les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (plusieurs mètres par jour).

I.2.2 L'origine des mouvements de terrain :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases catastrophiques ou des périodes de rémission. Ils ont pour origine les processus lents d'érosion ou de dissolution de matériaux naturels, entraînant, sous l'effet de la pesanteur, des ruptures d'équilibre de versants, de parois rocheuses ou de cavités souterraines.

Ces mouvements sont fréquemment provoqués ou accélérés par l'intervention humaine (Terrassements, ouverture de voies de communications, exploitation de carrières, réalisation de retenues hydrauliques…etc.), tout changement de la forme d'un massif peut en modifier la stabilité (terrassement au pied d'une pente ou surcharge telle que les remblais, sommet), lorsque celle-ci est proche de la limite d'équilibre (Voir figure I.1).

L'eau joue un rôle important dans le déclenchement des mouvements de terrain car elle diminue la résistance au frottement et modifie les caractéristiques de certains matériaux. La pluie, la fonte des neiges, l'augmentation des infiltrations, la modification des circulations souterraines, liée ou non à des travaux sont donc à l'origine de nombreux glissements. Un séisme, même de faible magnitude peut parfois déclencher le phénomène [1].



Figure I.1 : Mouvements de terrain

I.2.3 Types de mouvement de terrain :

De très nombreux types de mouvement de terrain se produisent soit naturellement soit à la suite de travaux dus à l'homme. On les classe couramment en quatre familles [2].

I.2.3.1 Les mouvements lents et continus :

Seulement 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. Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage [2].

1)Les affaissements:

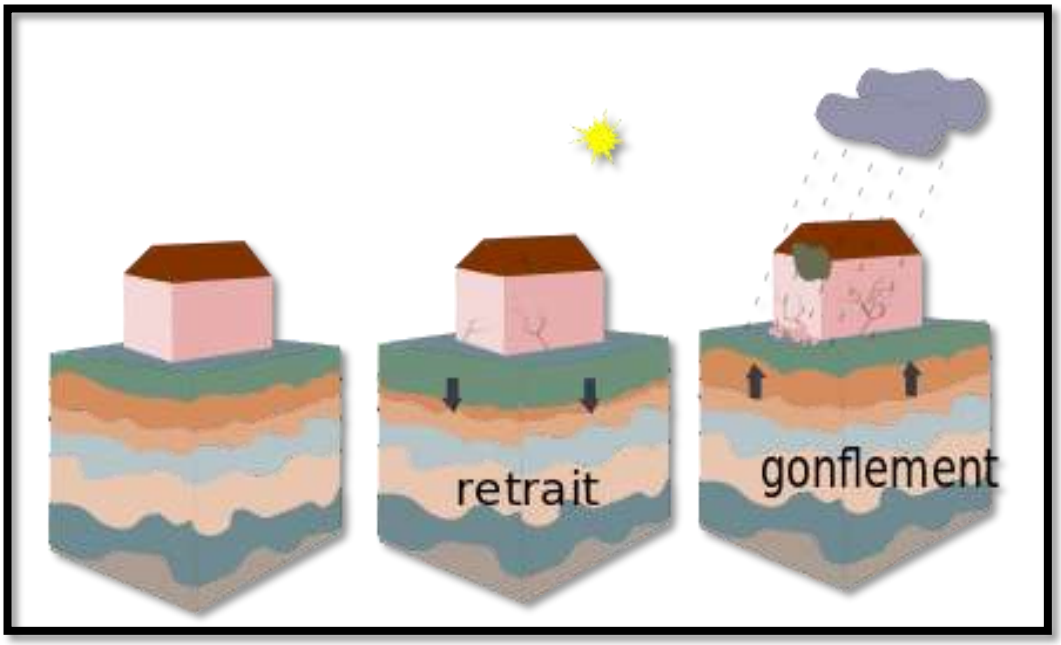
L'affaissement de terrain, déformation de la surface, qui peut atteindre plusieurs décimètres, lorsque les cavités sont de petit volume, ou situées sous un recouvrement important (le foisonnement des terrains superficiels amortit alors la remontée du vide) la perte des caractéristiques mécaniques (taux de travail admissible) représente la manifestation ultime de petits vides situés à grande profondeur qui décompriment les terrains jusqu'en surface (Voir Figure I.2) [2].



Figeur I.2 : Les affaissements

2)Les tassements :

Le tassement du sol est la déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids .Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes, dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement (Voir figure I.3) [1].

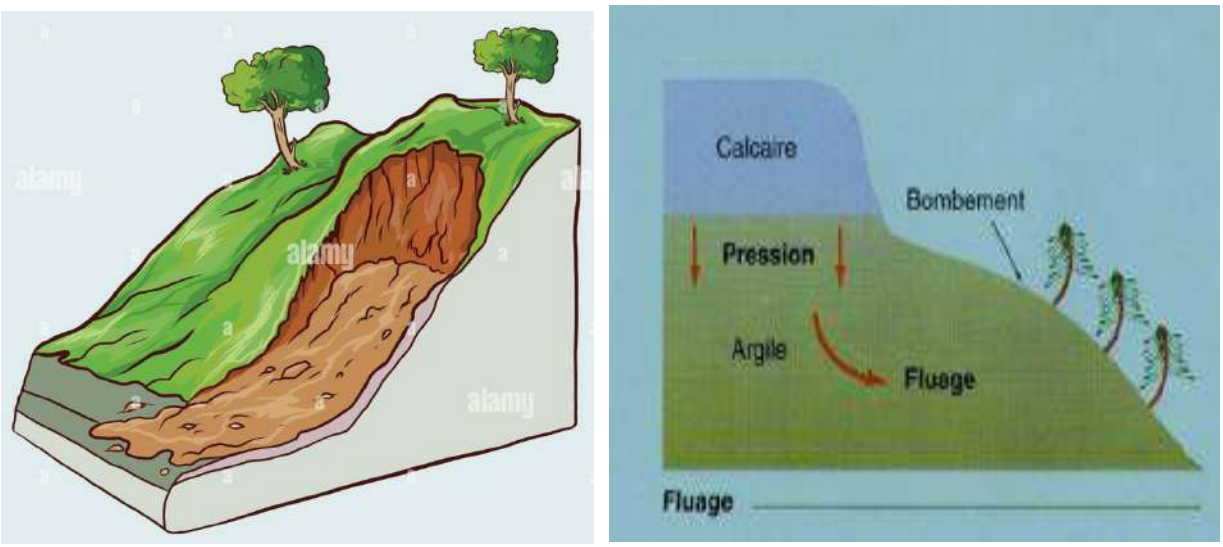


Figeur I.3 : Tassement du sol

3)Le fluage du terrain :

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

(Voir figure I.4) [1].



Figeur I.4 :Le fluage du terrain .

4)Les solifluxions:

Il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel), c'est un cas particulier de fluage [1].



Figeur I.5: Les solifluxions.

5)Glissements de terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants avec un impact économique sensible. Ce phénomène (glissements de terrains) peut être la conséquence d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme) ou plus ou moins la conséquence directe d'actions de l'homme telles que travaux de terrassement ou déforestation.

L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols. (Voir figure I.6) [3].



Figure I.6 : Glissement d'un talus.

I.2.3.2 Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les écroulements, l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides ont des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication…etc.), allant de la dégradation à la ruine totale [2].

1) Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses :

Ce sont des phénomènes rapides ou événementiels, résultant de l'évolution de falaise, et mobilisant des blocs de roche plus ou moins homogènes depuis un sommet ou une pente

(Figure I.7). Ils consistent à la chute libre ou au roulement au départ, après rupture, de blocs par fragmentation. Le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière). La chute de blocs ne concerne qu'un nombre réduit d'éléments. Pour les éboulements, la masse instable est beaucoup plus volumineuse. Les blocs déstabilisés ont une trajectoire plus ou moins autonome. L'extension du phénomène est donc variable,

car la distance parcourue par les blocs rocheux sera en fonction de la taille des blocs, de la raideur de la pente et de l'amortissement des Chocs, etc. Ce phénomène se caractérise par une forte désorganisation ou dislocation des matériaux mis en mouvement. Le volume de matériaux mis en jeu est extrêmement variable, de quelques dizaines à quelques milliers de m3 [2].



Figure I.7 : Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses.

2) Les éboulements ou écoulements :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. Ils peuvent êtres dus à des causes internes au massif. Ces phénomènes se caractérisent par leurs vitesses de chute élevées et d'une très grande distance de transport.

On distingue :

-Les écroulements rocheux par dislocation interne.

-Les écroulements de sur plomb.

-Les écroulements par fluage.

-Les écroulements par glissement banc sur banc [2].

3) Les coulées de boue :

Appelées aussi glissements de terrains liquides. Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de forte précipitation, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. Ils se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide. Elles se produisent essentiellement en montagne.

La morphologie d'une coulée boueuse s'apparente à celle d'un torrent (les coulées débutent généralement par une niche) terminé en entonnoir sur un chenal d'écoulent obstrué par des matériaux grossiers emballés dans une matrice limono-argileuse. A l'aval, la coulée se termine sous la forme d'un

vaste cône chaotique, la masse du matériel affecté est beaucoup plus grande et forme une langue dont la largeur atteint souvent plusieurs centaines de mètres et dont la longueur peut être de l'ordre du kilomètre. (Voir figure I.8) [2].

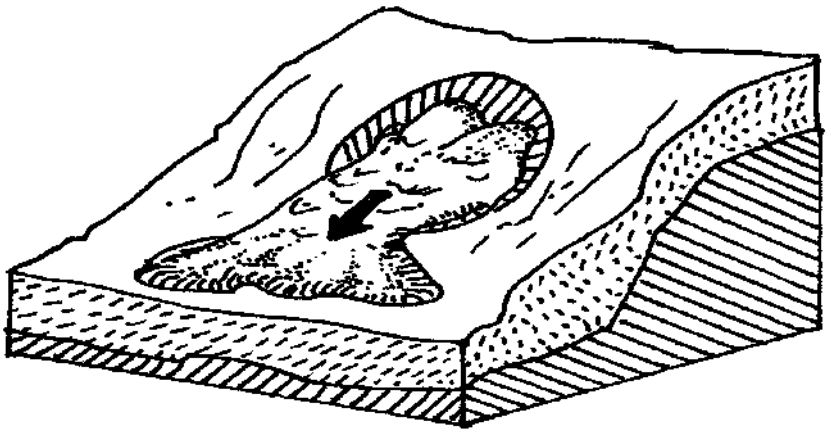


Figure I.8 : **Les coulées de boue**

I.3 Le processus du glissement de terrain :

I.3.1 Caractérisation des glissements :

Ils se manifestent par le déplacement d'une masse de matériaux sous l'effet de la pesanteur et de l'action conjuguée de facteurs permanents et de facteurs déclenchant ; ces facteurs peuvent rompre l'équilibre naturel et amorcer un processus de rupture de masse sur un site auparavant stable. La forme de cette rupture dépend en partie de la structure

Géologique du site. Les différents éléments d'un glissement de terrain sont représentés sur la figure ci-dessous (Figure I.9) :

1) **Le rejet principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

2) **Couronne :** se située au-dessus de l`escarpement principal souvent peu affecté par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.

3) **Tête :** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l`escarpement principal.

4) **Rejet secondaire :** circulaire semblable a l`escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.

5) **Elément :** fraction de la masse glissée entre deux escarpements.

6) **Flanc :** limite latérales du glissement prolongeant l`escarpement principal.

7) **Pied :** correspond a l`intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masque par le bourrelet.

1) **Extrémité inférieure (pouce) :** zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.

2) **Rides transversales :** elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d`effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.

3) **Surface de glissement ou de rupture :** c`est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.

4) Corps : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.

5) **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d`importance et de formes diverses suivant leur position [1].

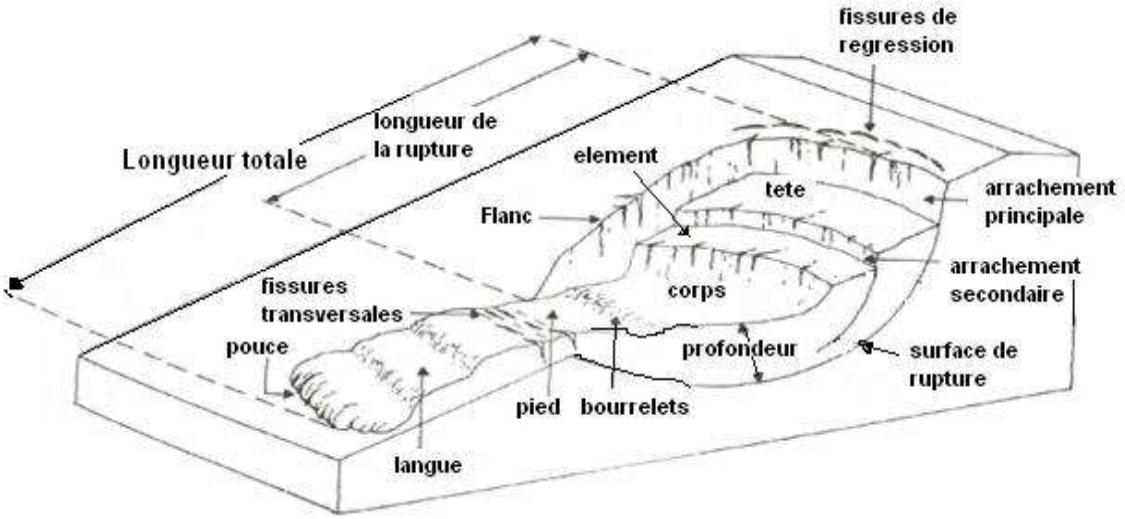


Figure I.9 : Les différents éléments d'un glissement de terrain.

I.3.2 Type des glissements de terrain

Trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture

1) Glissement plane (translatif)

Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaine de mètres [2].

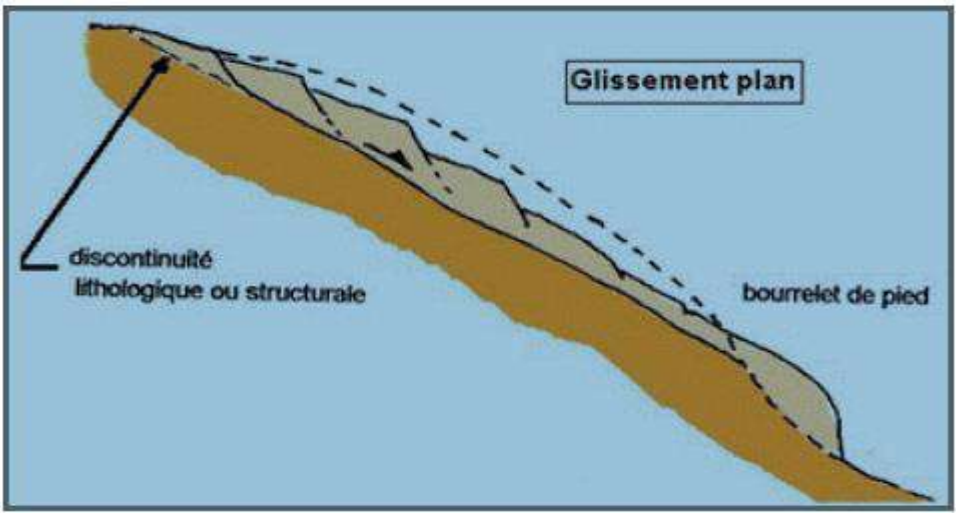


Figure I.10: Glissement plan [2]

2) Glissement circulaire ou rotatif

Lors d'un glissement circulaire, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type circulaire sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité [2].

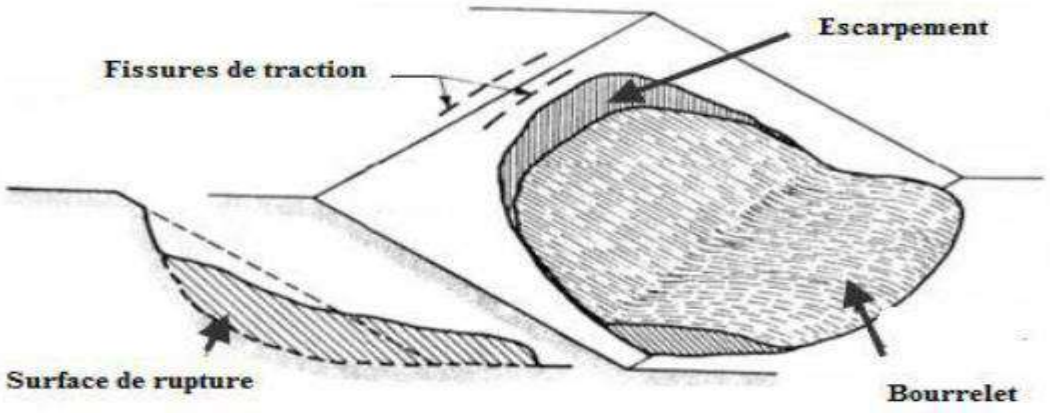


Figure I.11 : Glissement circulaire [2]

3) Glissement quelconque

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents [2].

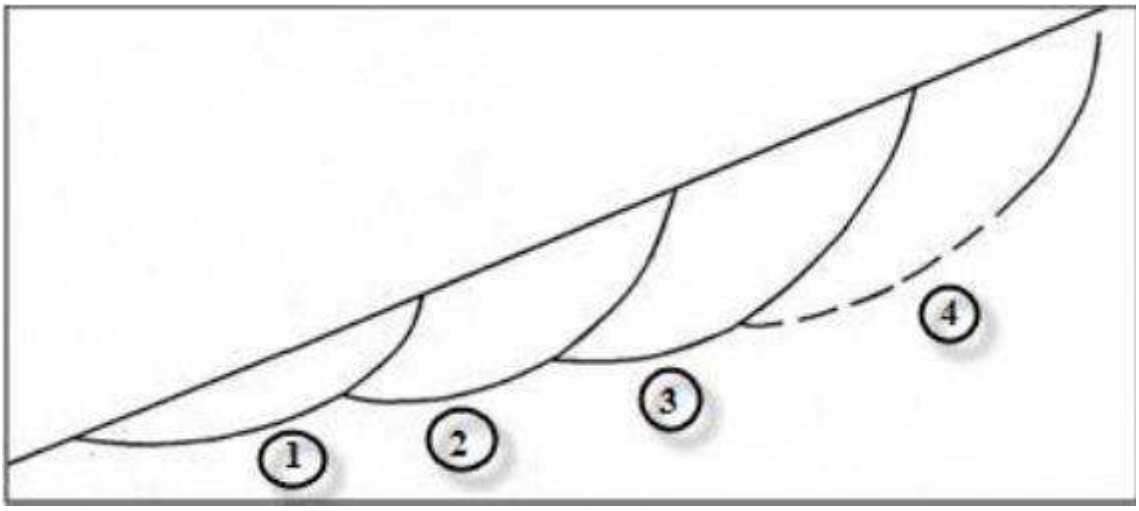


Figure I.12 : Glissement quelconque [2]

I.3.3 La classification du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement **[1].**

Tableau I.1 : La classification de glissement de terrain

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)		Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)	
Superficiel	0-2 m	substabilisé, très lent	0-2 cm/an
Semi-profond	2-10 m	Peu actif, lent	2-10cm/an
Profond	10-30m	Glissement actif (ou lent avec phases rapides)	> 10m
Très profond	> 30m		

1) Glissement superficiel

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m [1].

2) Glissement profond

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance [1].

I.3.4 Principales causes des glissements de terrain :

Les expériences accumulées dans le domaine des glissements de terrain mettent en évidence le rôle de plusieurs facteurs comme causes majeures des glissements de terrain. Les glissements de terrain sont causés par plusieurs facteurs tels que :

1) Facteurs géologiques et géomorphologiques

La stabilité d'un versant est lié d'une part, à la nature géologique des formations le constituant et d'autre part, à sa morphologie (pente, escarpement, …).

En effet, il existe de nombreux éléments qui interviennent dans la modification de la morphologie d'un versant (érosion torrentielle, érosion météorique, facteurs anthropiques, etc…).

Les acteurs géologiques sont souvent intrinsèques aux massifs de sols ou de roches, ils affectent sa stabilité mais aussi sa résistance à la dégradation en fonction de la présence des matériaux fragiles, altérés, cisaillés ou fissurés qui se nomment matériaux favorable à la rupture.

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site : nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles, etc. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable ; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs[3].

2) Facteurs hydrogéologiques et pluviométriques :

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste de plusieurs façons et à différents stades.

C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités. En règle générale, le stade ultime de l'instabilité se traduit par un mouvement qui est précédé d'une augmentation des niveaux piézométriques lui-même précédé d'un intervalle de temps variable après une forte pluie.

L'étude hydrogéologique d'un bassin versant permet à partir d'un suivi piézométrique, d'estimer la quantité critique de hauteur d'eau précédant le mouvement.

Les variations hydrogéologiques peuvent avoir plusieurs origines : une origine météorologique liées aux précipitations et à la fonte de la neige, et une origine anthropique liée à la modification de la forme du

versant, à la surcharge et au terrassement, ou encore à la modification de l'hydrologie naturelle du massif.

Une grande partie de l'alimentation en eau du sol provient des précipitations, tandis que l'autre partie provient des réseaux hydrauliques souterrains. En temps normal, le sol contient de l'eau jusqu'à une certaine hauteur (surface piézométrique).Suivant le mode de précipitation, différentes répartitions de l'eau dans le sol apparaissent [3].

3) Facteurs anthropiques :

L'aménagement de terrain provoque des déséquilibres qui généralement, à l'échelle humaine, passent inaperçus, mais lorsqu'une situation est à l'état d'équilibre précaire, la moindre intervention peut générer des désordres importants. Malgré l'état actuel des connaissances, il est encore fréquent de constater des instabilités, suite à des travaux et à une mauvaise anticipation de la stabilité.

La construction d'ouvrages sur des versants provoque de fréquents glissements avec surcharge et génération de fortes pressions interstitielles ou bien une diminution de la perméabilité des sols sous-jacents avec une perturbation de l'écoulement de la nappe et augmentation des pressions interstitielles.

Le terrassement ou la création d'un talus routier peut entraîner la suppression de la butée au pied de versant et activer le glissement.

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment, et dans un délai généralement assez court, l'apparition de glissement de terrain, le risque associé au déboisement est grand lorsque celui-ci est accompagné d'un dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines
- Le drainage par évapotranspiration
- La rétention des eaux de pluie
- La protection contre l'érosion [3].

4) Les secousses sismiques :

La stabilité d'un massif est fonction du rapport des forces stabilisantes sur les forces déstabilisantes. Lors d'un séisme, il y émission d'ondes sismiques (ou ondes élastiques) qui se propagent dans le sol. On distingue deux types d'ondes : les ondes de volume (ondes longitudinales et ondes transversales) et les ondes de surface (ondes de Love et ondes de Rayleigh). Généralement, les séismes engendrent des

ondes de surface caractérisées, lors de leur passage, par un mouvement horizontal de va-et-vient. Ces ondes sont dispersives, c'est à dire que leur célérité est fonction de leur fréquence. Les ondes de Rayleigh agitent le sol selon une trajectoire elliptique. Ces ondes ont une amplitude qui décroît exponentiellement avec la profondeur.

Les ondes sismiques provoquent une sollicitation dynamique supplémentaire qui s'ajoute dans le bilan des forces d'un massif. Ce nouvel état pose un problème dynamique complexe, qui est représenté (dans le bilan) par une accélération. Cette accélération intervient dans le bilan d'équilibre et fonctionne comme une force déstabilisatrice. Cette déstabilisation peut se manifester immédiatement et peut provoquer des glissements de terrains, des coulées, des chutes de blocs et des dérangements engendrés par la thixotropie des sables. A plus long terme, si le phénomène se manifeste régulièrement, il peut y avoir modification de la résistance (fatigue du matériau) et rupture. (Passage pour le matériau de sa résistance de pic à sa résistance résiduelle) [3].

I.3.4.1 **Autre classifications des causes d'instabilité**

Les facteurs de déclenchement et d'évolution de mouvements de pente, appelés auparavant facteurs variables dans le temps, sont nombreux et variés. Certains auteurs les ont regroupés en trois familles principales :

- Modification du moment moteur.
- Modification des conditions hydrauliques.
- Modification des caractéristiques géotechniques et rhéologiques des terrains.

Alors, différentes études statistiques ont fait apparaître que les causes les plus fréquents

Tableau I.2 Etude statistique sur les causes des glissements de terrain (d'après M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU, 1995) [1]

	Allal (1993)	E.GERVEAU (1991)	DESVARREUX (1988)	J.L.DUVILLE& J. LACUBE (1989)
Modification moment moteur	34%	31%	---	---
Modification condition hydraulique	53%	49%	52%	61%
Modification caractéristique géotechnique et rhéologique	13%	20%	---	---
Nombre de mouvement étudiés	32	50	250	?

D’une façon générale, il y a une seule cause globale de tous les mouvements de pente, c’est**une modification de l’équilibre du massif considérée**. Cette cause a été décomposéeen plusieurs causes de différentes origines dont la première approche qualitative a été donnée par TERZAGUI.

Pour plus de clarté et de simplicité, on propose de voir la classification des causes de mouvements de pente réalisée par M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU (1995). Elle est faite suivant les trois familles de facteurs suivantes :

1) Facteurs hydrauliques.
2) Facteurs mécaniques.
3) Facteurs dynamiques..

I.4 Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissements qui existent dans la nature.

Le traitement et l'étude de ces différents cas, nécessite quelques documentations à savoir les cartes topographiques, géologiques, hydrogéologique, en vue de procéder à une étude détaillée du site instable.

CHAPITRE II

Analyse de la stabilité des pentes et les méthodes de confortements.

II. CHAPITRE II : Analyse de la stabilité des pentes et les méthodes de confrontments

II.1 Introduction :

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais

Elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols.

Le présent chapitre passe en revue les différentes méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation des versants naturels ou artificiels instables actuellement utilisées pour l'élaboration des projets.

II.2 Calculs de stabilité :

Toutes les méthodes de calcul de la stabilité des pentes nécessiteront de connaitre plusieurs éléments de base du calcul notamment : la géologie, les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités, la géométrie en deux ou trois dimensions du talus; les conditions hydrodynamiques; surcharges statiques et dynamiques, etc.

La seule appréciation visuelle de la résistance d'un talus ne donne pas assez d'informations pour juger de sa stabilité et la marge de sécurité est inconnue. [4]

II.2.1 **Eléments de base de calcul :**

La sécurité d'une pente ou d'un talus dépend notamment :

- Des propriétés du terrain ;
- de l'inclinaison de la pente ;
- de la profondeur de la tranchée ou de la fouille (hauteur du talus) ;
- des influences météorologiques ;

- de la position de la nappe phréatique et
- des surcharges statiques et dynamiques. [5].

II.2.2 Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité peut être défini de plusieurs façons. 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 Fs par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. 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.

$$\boldsymbol{Fs} = \frac{\sum \boldsymbol{forcederésistance}}{\boldsymbol{forcesmotrices}} \text{Eq….(II.1)}$$

Ce rapport peut avoir l'une des valeurs suivantes :

- F_S =1 : les terrains sont en équilibre critique.
- F_S>1 : les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement).
- F_S <1 : les terrains sont instables (il y a un glissement).

Dans la réalité, et l'expérience dans le domaine de stabilité des pentes le montre :

- Si F_S > 1,5 : le talus est stables.
- Si F_S< 1 : il y a un glissement.
- 1≤F_S≤1,5 : le risque est réel, surtout si FS se rapproche de 1.

FS est défini comme coefficient par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol devraient être répartis (divisés) pour donner l'état de glissement qui va apparaître. Karal [6], Donald et Chen [7] ont admis l'équation$Fs = \frac{C}{Cm}$ (C la cohésion et Cm la cohésion mobilisés) comme la définition du coefficient de sécurité pour le matériau en frottement, les surfaces de glissement sont des surfaces de rendement potentiel, les déplacements et le mécanisme de rupture dépend du coefficient de sécurité.

II.2.3 Cas des ruptures planes (glissement plans) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain (figure II.1).

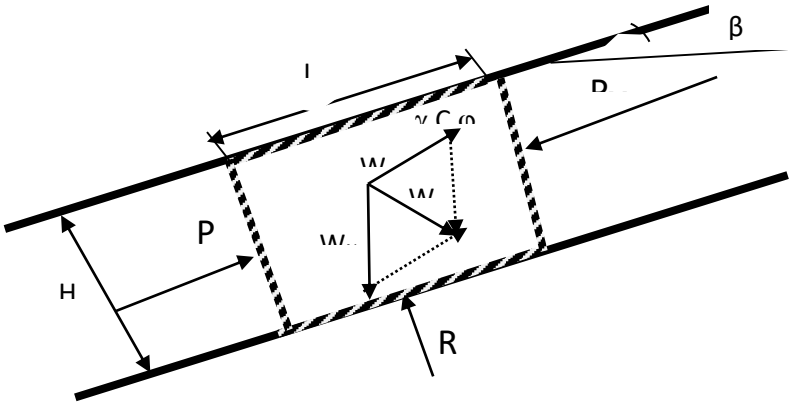


Figure II.1 : **Schéma type d'une rupture plane.**

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$FS=\frac{c'L+(W\cos\alpha-U)tg\varphi'}{W\sin\alpha} \qquad \text{Eq…. (II.2)}$$

Dans laquelle L : désigne la longueur du talus, α : sa pente, W : le poids des terres en mouvement, U : la résultante des pressions interstitielles éventuelles, c' la cohésion effective et ϕ' : l'angle de frottement interne effectif.

$$F=\frac{\tau max}{\tau}=\frac{[(.cos^2\beta-\gamma w.hw)cos^2\beta-\gamma w.hwcos^2\beta].tan\varphi'+c\prime}{[\gamma 1.(h-hw)+\gamma 2hw]cos\beta.sin\beta} \qquad \text{Eq….. (II.3)}$$

Cas particuliers :

- c'=0 ; hw=0

$$F=\frac{tan\varphi'}{tan\beta}$$

- c'=0 ; hw=h

$$F=\frac{\gamma 2-\gamma w}{\gamma 2}\frac{tan\varphi'}{tan\beta}=\frac{1}{2}\frac{tan\varphi'}{tan\beta}$$

- c' non nul ; hw=0

$$F=\frac{tan\varphi\prime}{tan\beta}+\frac{2}{sin2\beta}*N \quad avec \quad N=\frac{c'}{\gamma 1}.h$$

II.2.4 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

La méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum(c'b+(W\cos 2\alpha - ub)\operatorname{tg}\varphi')/\cos\alpha}{\sum W\sin\alpha} \qquad \text{(II.4)}$$

La méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$FBishop = \frac{\sum[c'b+(W-ub)\operatorname{tg}\varphi']/(\cos\alpha+\sin\alpha\operatorname{tg}\varphi'/FFellenius)}{\sum W\sin\alpha} \qquad \text{(II.5)}$$

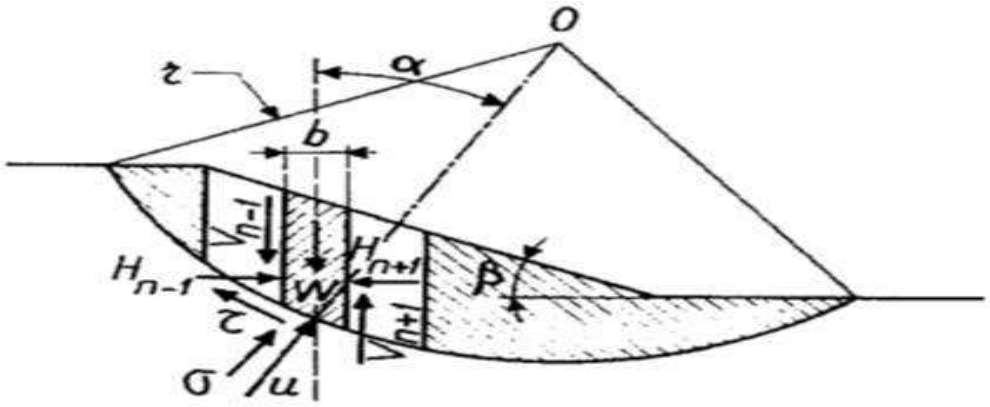


Figure II.2 : Schéma type d'une rupture circulaire.

II.2.5 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes.

Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture [8].

II.3 Les méthodes de calcul de la stabilité des talus et pentes

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et

parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité.[9]

II.3.1 Méthodes basées sur l'équilibre limite :

Les méthodes dites d'équilibre limite sont très nombreuses, mais elles sont toutes basées sur le déplacement rigide d'une partie du sol de la pente par rapport à une autre selon une surface critique de glissement, la mise en équations entre les variables est facile ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre des variables est bien supérieur au nombre d'équations.

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

On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité FS est minimal.

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

Ces méthodes sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb.
Ces hypothèses, distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

- ✓ Le calcul d'équilibre est fait à la rupture.
- ✓ Les équations résolvantes sont des équations de la statique.
- ✓ Le coefficient de sécurité FS est spatialement bien déterminé (on peut considérer par exemple FS constant par tout). [10].

Nota : Nous citons certaines méthodes d'Equilibre Limite

II.3.1.1 ***Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927) :***
La méthode consiste à diviser la masse comprise entre la ligne de glissement et la surface libre du sol en tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche pour la détermination de la composante normale σ de la contrainte agissant sur une facette du cercle du glissement.
On peut citer deux méthodes :

- méthode suédoise du cercle (Fellenius)
- méthode de Bishop.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches), et sont applicable seulement aux surfaces de rupture circulaires.
Cependant le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour l'autre forme de surface de rupture, et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre des tranches peuvent être minimisées ou éliminées.
Le mode de division et le nombre de tranche adoptés sont arbitraires ; leur choix tient toutefois compte des données géométrique, géologique et géotechnique du site (nature des terrains, présence des nappes, position des ouvrages construites …etc.).

Hypothèse

- ✓ milieu homogène ou non.
- ✓ circulation ou non d'eau

Principe

- ✓ cercle de rupture
- ✓ décomposition de la zone de massif comprise entre la surface libre et le cercle de glissement, en tranches verticales.

On définit le coefficient de sécurité f, par la résistance au cisaillement effectivement mobilisée lors du glissement le long du cercle envisagé, c'est-à-dire: **F = [c' + (σ – u) tgφ' / τ]**
Prenons une tranche et examinons le bilan des forces qui s'exerce surelle

- **Equilibre d'une tranche :**

Considérons la tranche ABCD supposée en équilibre limite. Elle est soumise aux forces suivantes :

- Le poids *W i* de la tranche : $w\ i = \gamma\ h\ i\ \ l\ i\ .cos\alpha$
- Les forces extérieures P apportée par des ouvrages agissent sur la section CD du profil (remblais, murs de soutènement, … etc)
- La résistance au cisaillement R i , calculée en contraintes effectives, disponible le long de l'arc AB de longueur l i ; cette résistance se décompose en une composante normale N i et en une composante tangentielle T i ;

La sous pression U i issue de l'action de la pression interstitielle U agissant sur l'arc AB.

Le long de l'arc AB on suppose connues et constant les valeurs de C et Φ, ce qui permet de définir N i et T i par application de la loi de coulomb :

$$Ni = (\boldsymbol{\sigma} - \mathbf{u}).Li$$

La méthode ordinaire des tranches a été développée par Fellenius (1936). Dans ces méthodes, les forces inter-tranches sont négligées, La force normale sur la base de a tranche est calculée en additionnant les forces dans une direction perpendiculaire au fond de la tranche. Une fois que la force normale est calculée, les moments au centre du cercle sont additionnés pour calculer le facteur de sécurité. Le facteur de sécurité est calculé par l'équation (4) (Brunsden, 1987) [11].

Coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum[(W.COS^2\alpha - \mu b).\tan\varphi\prime + c\prime b]\frac{1}{cos\alpha}}{\sum W.sin\alpha} \qquad \text{(II.6)}$$

$$\boldsymbol{F_S = W.cos\alpha} \quad .. \qquad \text{(II.7)}$$

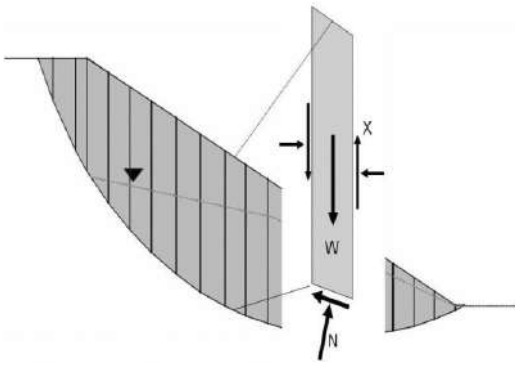


Figure II-3: Méthode de tranche.

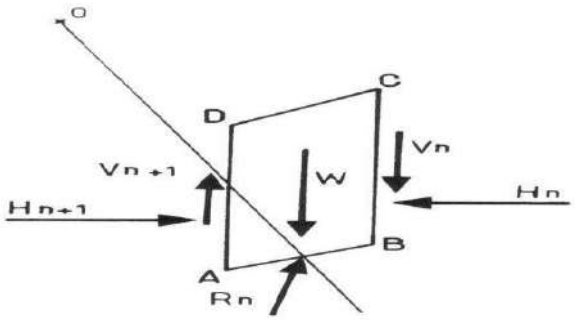


Figure II-4 : Les inconnues d'une méthode des tranches.

II.3.1.2 Méthode de Bishop (Bishop, 1955) :

Méthode des tranches basée comme la précédente sur une rupture circulaire. Dans sa version simplifiée Elle ne satisfait que l'équilibre des moments, la composante verticale des forces inter-tranche est négligée. La version modifiée ne tient compte que des forces inter-tranches horizontales.

- Réactions inter-tranches horizontales Vi=0

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{\tau max}{F} = \frac{(\delta - u)\,.tan\varphi'}{F} + \frac{c'}{F}$$

- Projection sur la verticale : Wi= (δ'+u).b.tanα.$\frac{\tan\varphi'}{F}$+c'.b.tanα1
- Moment global : $\sum$[Wi.R.sinα]=$\frac{1}{F}\sum$[(δ'1.tanφ1+c'1$\frac{b1}{cos\alpha 1}$ .R]

II.3.1.3 Méthode de Janbu (1965) :

Méthode des tranches permettant de traiter une ligne de rupture de forme quelconque. Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces.

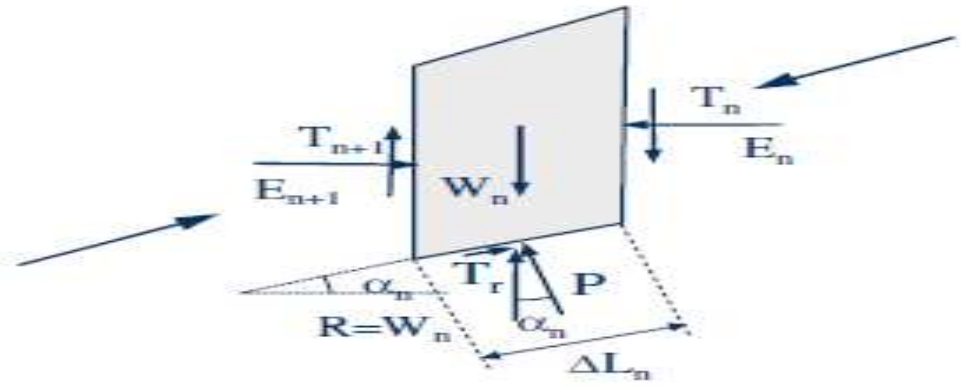


Figure II-5 : Les forces sur une tranche.

$$F_{S0} = \frac{\sum(c'l\cos\alpha + (P - ul)\tan\varphi')\cos\alpha}{\sum P\sin\alpha}$$

$$P = \frac{\left[W - \frac{c'l\sin\alpha}{F_S} + \frac{ul\tan\varphi'\sin\alpha}{F_S}\right]}{m_\alpha}$$

Le coefficient de sécurité corrigé est :

$$F_S = f_0 . F_{S_0} \qquad \text{Eq…..(07)}$$

II.3.1.4 Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) :

La méthode de Morgenstern-Price suppose que l'inclinaison Ø de la résultante des forces latérales inter-tranches varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement. La valeur de l'angle Ø est donnée par l'expression suivante :

$$\tan\alpha = \frac{X}{E} = \lambda . f(x) \qquad \text{(II.8)}$$

Avec

λ : un scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité,

F(x) : une fonction supposée dépendante de x

X : une distance varie le long de la surface de glissement

Deux cas spéciaux sont mentionnés

- f(x)=0 la solution est celle de Bishop simplifiée
- f(x)= constante, la solution est celle de spencer.

Les équations d'équilibres de cette méthode sont similaires à celle décrites précédemment, méthode Bishop, Jumbo. [11].

II.3.1.5 Méthode de Spencer 1967 :

Spencer a présenté cette méthode pour une surface circulaire, Wright l'a développée pour une surface non circulaire. [12].

Spencer assume que le rapport des forces verticale et horizontale est constant pour toutes les tranches :

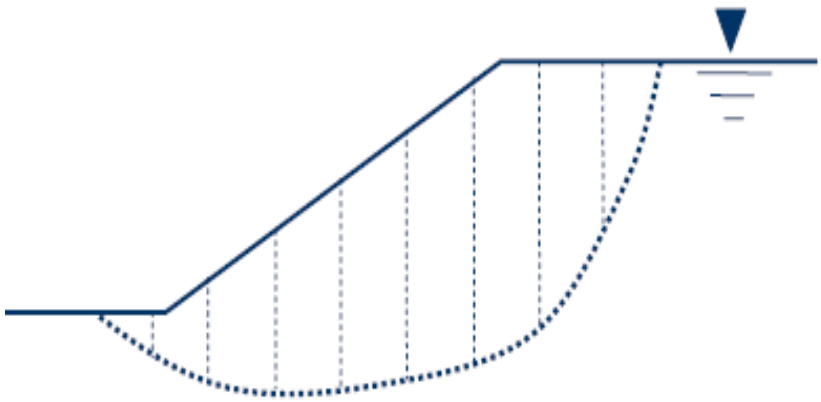
$$\boldsymbol{T/E \;=\; (T + dT)/(E + dE) \;=\; tang\theta}$$

$$\boldsymbol{P = \frac{\left[W - dE.tan\theta - \frac{c'lsin\alpha}{F_S} + \frac{ultan\varphi' sin\alpha}{F_S}\right]}{m_\alpha}}$$

$$\boldsymbol{F_S = \frac{\sum(c'lcos\alpha + (P - ul)tan\varphi')cos\alpha}{\sum Psin\alpha}} \qquad \text{Eq…..(08)}$$

Pour chaque angle q, on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop). Pour un certain angle q, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites.

En fait, Spencer donne la même réponse que Morgenstern et Price (1965) avec *f*(x)=0 [16].



Figeur II.6 : Les fonctions typiques de f(x).

II.3.1.6 La méthode des perturbations :

Circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

1) Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.

2) Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.

3) La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement").

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé **Géostudio** on utilise le sous-programme **SLOPE/W** qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les condition du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne un facteur de sécurité minime [8].

II.3.2 **Méthodes globales :**

La méthode globale suppose en principe un milieu homogène et isotrope défini par α,φ, c et u quand en présence d'une nappe aquifère. Le calcul est effectué en admettant que le massif considéré comme solide indéformable est en équilibre limite et en assimilant la ligne de glissement à un arc de cercle.

II.3.3 Utilisation d'abaques :

Les calculs sont longs et fastidieux à effectuer. Actuellement les calculs sont souvent réalisés sur ordinateur à l'aide de logiciels. Pour dégrossir un problème, les abaques sont toujours utiles. Le massif est supposé à géométrie simple, homogène, rupture circulaire et en absence de nappe. Nous citons à titre d'exemple l'abaque de Taylor-Biarez ; l'abaque de Taylor simplifié et modifié (méthode globale).

II.3.4 Calcul automatique à l'aide d'ordinateur :

Le calcul de stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité FS et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. A cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

Le logiciel comporte en général trois phases principales :

- L'entrée des données
- Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
- Le lancement des calculs

La première phase consiste à introduire trois types de données

- Géométriques (profil topographique).
- Géotechniques (c, φ).
- Hydraulique (profil de la nappe).

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de cercles de glissement [8].

II.3.5 Méthode basée sur les éléments finis :

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes.

Talren – Plaxis – Geostudio –Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal… [8].

II.3.6 Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte :

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées$(C_{u,}, \varphi_u)$ par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques $(C_{CD,}, \varphi_{CD})\ ou\ (C', \varphi')$[13]

II.4 Méthodes de confortements :

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. La figure **II-7** présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité F = 1,5 pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt F = 1,5. [14]

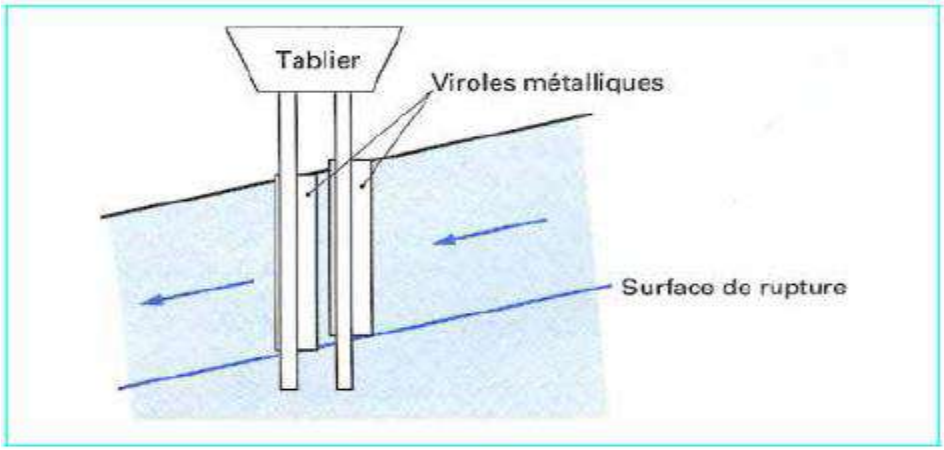


Figure II-7 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques [14]

II.4.1 **Despositif de drainage :**

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage [15], qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en oeuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

— éviter l'alimentation en eau du site ;

— expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages

profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation. [14]

Les types de drainages les plus couramment utilisé assent :

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 des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance a s'infiltrer dans les fissures, a stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

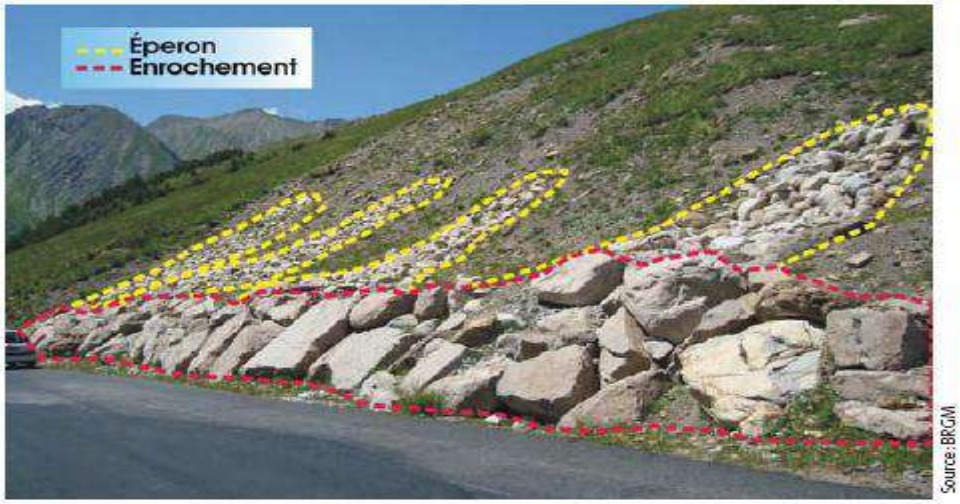
Les dispositifs de collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fosses et caniveaux. [14]



Figure II-8: Drainage des eaux de surface à l'aide de caniveaux.

B. 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, mais leurs caractéristiques très frottantes 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. [14]



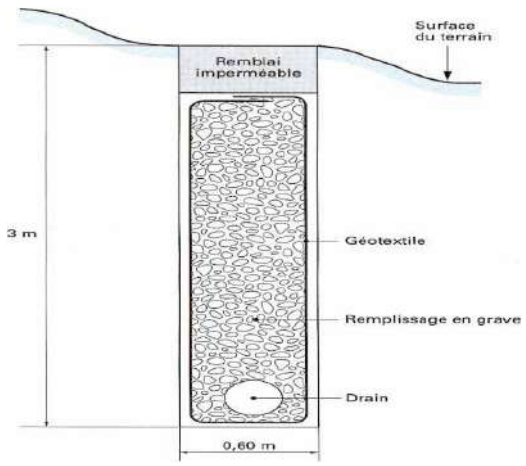
Figeur II.9 : Enrochement et eperon drainant.



Figeur II.10 : Masque drainant. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment employés 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, venu d'eau ponctuelle, etc. le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèleaux linges de niveau, ou encore en épis) dépend des résultats de l'étude et conditionne l'efficacité de la tranche.



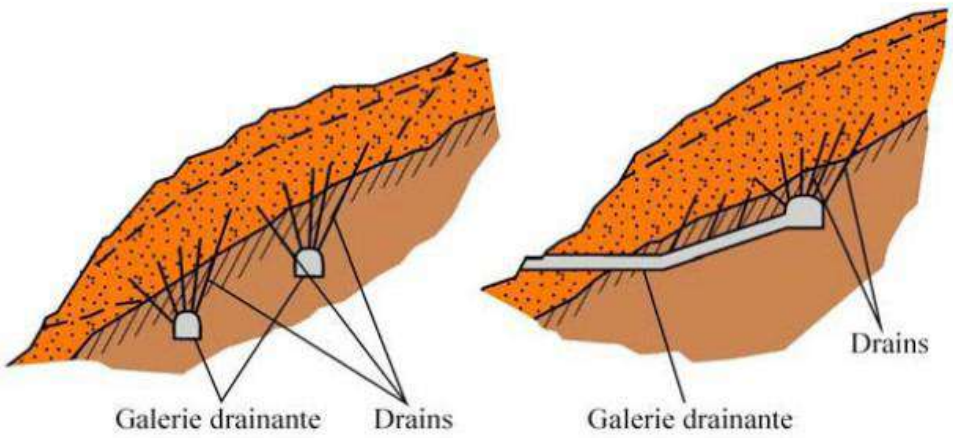


.**Figeur II.11** : **Tranchée drainantes** **Figeur II.12 : Coupe type d'une tranchée drainante.[14]**

C. Drains verticaux, galeries drainantes :

Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitaire ment en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage. Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainant sans être limité en profondeur.

Les galeries drainantes constituent un autre type d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage. [16]



Figeur II.13 : **Galeries drainantes.**

D. **Drains subhorizontaux:**

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 50) et à y placer des tubes crépinés.

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.[14]



Figeur II.14 : example drains subhorizontaux.

II.4.2 **Terrassement** :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

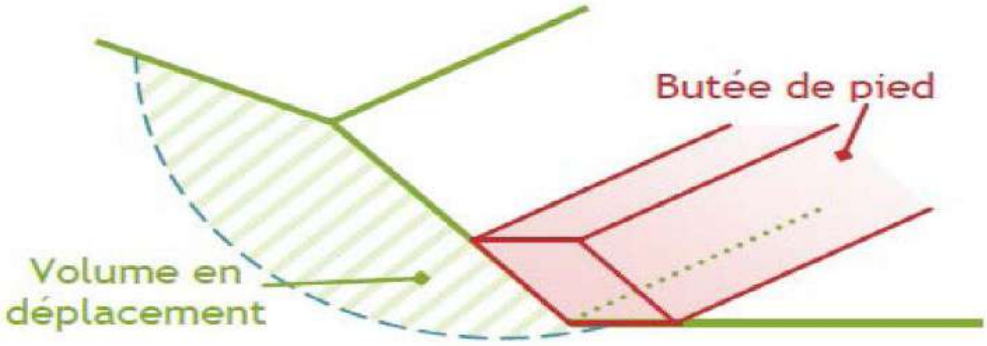
— les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;

— les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;

— les substitutions partielles ou totales de la masse instable. [17]

II 4.2.1 Remblai de pied :

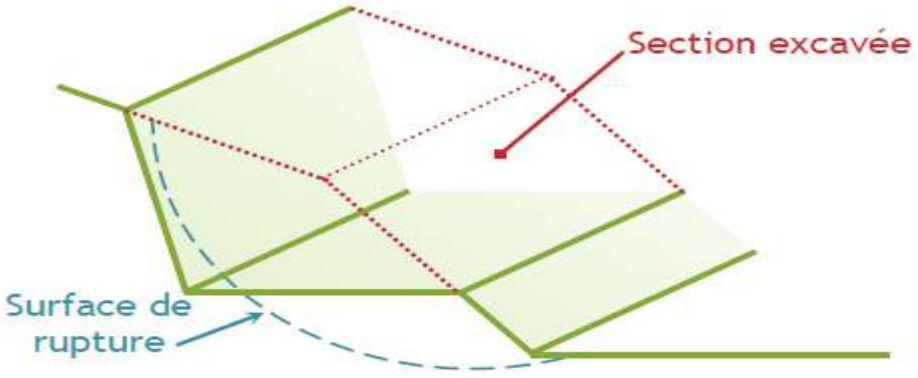
Le chargement en pied du glissement contrebalance les forces motrices du volume en mouvement . [17]



Figeur II.15 Principe du remblai de pied [17].

II 4.2.2 Allègement en tête :

Terrasser la tête du glissement allège la masse du volume en mouvement, et donc diminue les forces motrices. [17]



Figeur II.16 Principe de l'allégement en tête [17].

II.4.2.3 Purge et reprofilage:

a) Purge :

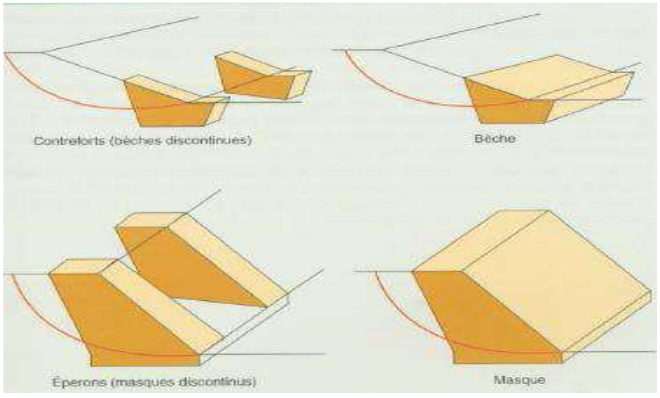
Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu soit stable (F=1.5). C'est souvent le cas des éboulements rocheux. Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains. Quand le terrain est en fort pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les bouteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture est faible. [18]

b) Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par talutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allégement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.
On recherchera un accroissement de sécurité F /F0 égal à 20%. L'action sur la géométrie, dans ce cas, portera essentiellement sur :
- Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement.
- Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes (cela diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble). [18]

II.4.2.4 Substitutions partielles ou totales par des matériaux de bonne qualité de carrière :

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse glissée en tout ou partie, et de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique. [18]



Figeur II.17 Principales techniques de stabilisation des talus de déblai [19].

II.4.2.5 Terre armée :

La terre armée est un cas particulier de soutènement que nous avons fait classer avec les ouvrages de soutènement, car elle a le même fonctionnement que les murs poids mais leur comportement n'est pas le même. Notons aussi que lors de nos recherches il a été remarqué que cette méthode peut être introduite comme étant une méthode de renforcement.

Il s'agit d'une méthode de soutènement assez récente (1963) développée par Henri Vidal, qui consiste à utiliser le sol, et non un mur en béton pour assurer la stabilité d'un versant. Le concept est de renforcer le sol par l'ajout d'armatures qui solliciteront un frottement entre elles et les cailloux du remblai. Un massif en terre armée est constitué de trois composants. [15]



Figeur II.18 Mur en terre armée PK 20+800 Projet 4eme rocade.

II.4.3 Elements resistants ou les renforcements rigides :

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

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. [20]

II.4.3.1 Ouvrages de soutènement :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

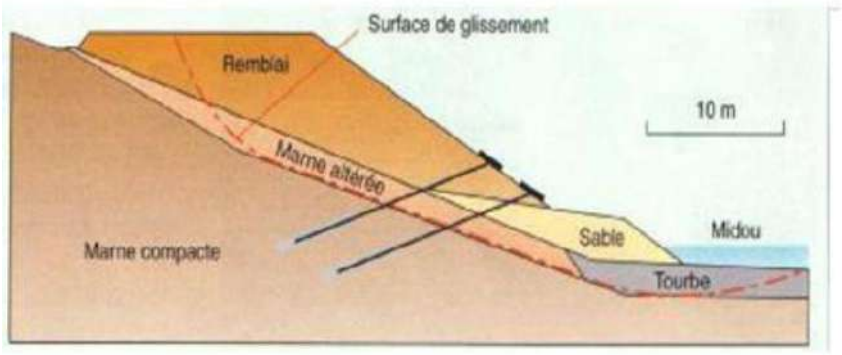
Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides. [14]

II.4.3.2 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 multitorons 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 :

1) qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire paramètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité;
2) qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.
3) Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité [14].



Figeur II.19 : **Renforcement par tirant d'ancrage.**

II.4.3.3 Renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

— les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

— les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement [14].

1) Clous et micro pieux :

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.

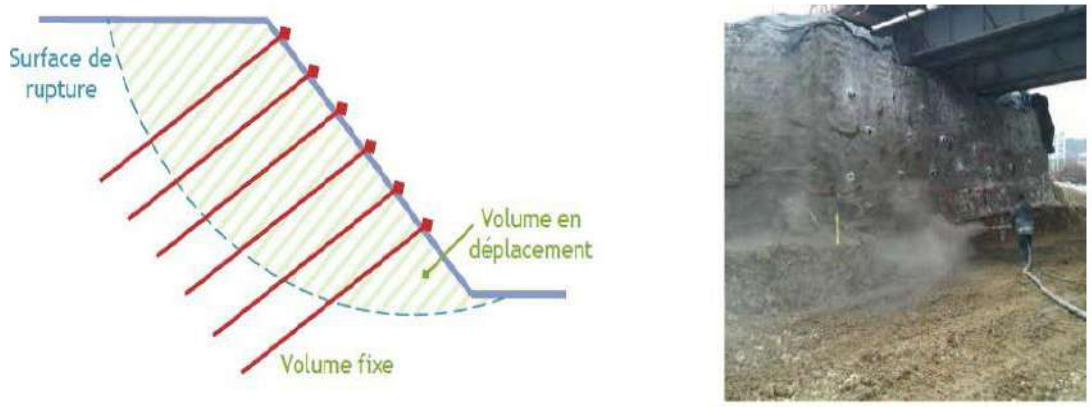
L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se 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 et bien entendu 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.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pqs où P est le périmètre du clou et qs le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

En utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous). Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (donnés par l'application du multicritère [21] diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer [22].



Figeur II.20 : Principe du clouage et exemple de réalisation

2) **Pieux et barrettes:**

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. 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.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite P_l mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $P_l/2$.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. [14].



Figeur II.21 : protection du talus par les pieux.

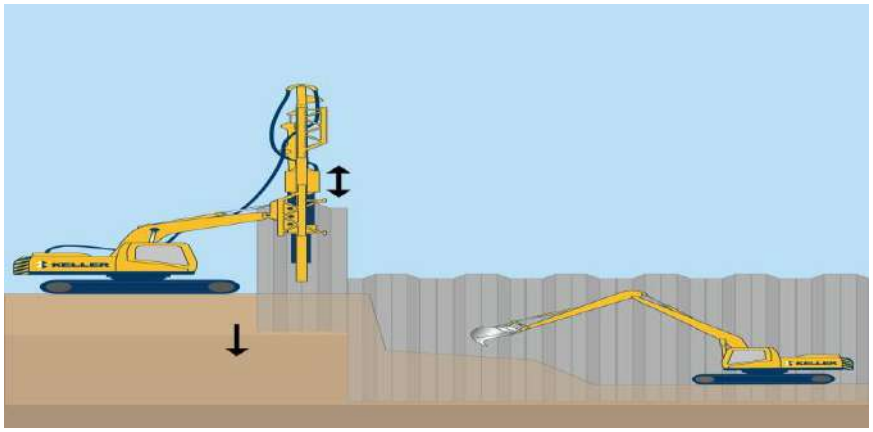
II.4.3.4 Les palplanches :

Les palplanches retiennent la terre à l'aide de tôles d'acier avec des bords imbriqués, et sont appliquées à l'aide de plates-formes d'installation vibrantes et stables.

Les palplanches sont installées en séquence à la profondeur requise, le long du périmètre d'excavation prévu ou de l'alignement de la digue. Les palplanches imbriquées forment un mur de soutènement latéral permanent ou temporaire où l'arrivée d'eau souterraine est réduite. En cas de besoins, des tirants ou des contreventements internes peuvent venir s'ajouter pour renforcer le soutènement latéral.

Les palplanches de tôle laminées à froid offrent moins de résistance à l'eau, mais peuvent être plus rentables et disponibles. Les palplanches de tôle laminées à chaud sont plus

traditionnelles et offrent une meilleure résistance à l'eau. L'assemblage d'étanchéité peut être ajouté à toutes les formes de palplanches afin d'en réduire la perméabilité. [23].



Figeur II.22 : Soutènement par palplanche.

II.4.3.5 Le gabionnage :

Un gabion (de l'italien gabbione signifiant « grosse cage ») est en génie civil un casier, le plus souvent constitué de nos jours de solides fils de fer tressés, et rempli de pierres généralement non-gélives (qui ne se fendent pas sous l'action du gel). Ils sont utilisés dans les travaux publics et le bâtiment pour construire des murs de soutènement, des berges artificielles non étanches ou décorer une façade nue ou des aménagements urbains.

D'un coût modique si l'on dispose de pierres solides sur place, et d'une bonne tenue, ils sont relativement faciles à mettre en œuvre et aisément modulables.

Les gabions peuvent être constitués par tissage de fils métalliques (mailles hexagonales double torsion) ou par soudage de fils (électrosoudage) avec des mailles carrées ou rectangulaires.

En raison de leur nature et conception, ils offrent une certaine souplesse et inertie face aux chocs et tremblements de terre ou mouvements de terrain. Ils sont également utilisés dans des aménagements hydrauliques ; l'eau peut percoler au travers d'un gabion, avec des phénomènes de dissipation d'énergie, exploitables par exemple pour la construction de « merlons amortisseurs » et notamment pour la gestion de flux d'eau dans un bassin versant ou un système de réservoirs d'eau. [24].



Figure II.23 : **Exemple de gabion.**

II.5 Choix de la technique de confortement :

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement),l'accessibilité du site, la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux, la pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales.

II.6 Conclusion :

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

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

CHAPITRE III

Analyse de site et étude géotechnique

III. CHAPITRE III : Analyse de site et étude géotechnique

III.1 Introduction :

L'étude de la stabilité d'une pente ainsi que son confortement en cas de besoin, nécessite la Connaissance parfaite du site de point de vue topographique, géologique et géotechnique, ce qui impose la collecte des données à partir des rapports de sol effectuée par les organismes Spécialisé, puis l'analyse et l'interprétation de ces données afin d'extraire celles utilisé l'étude envisagé.

Ce chapitre, présente sommairement le projet étudié : sa situation, sa topographie et les données géotechniques nécessaires pour recueillir les données nécessaires à l'analyse et l'étude du glissement du talus au niveau du PK 7+610 côté gauche.

On a fait une sortie sur le lieu pour une reconnaissance in situ du problème accompagné des techniciens de l'agence national des autoroutes ADA et BCS.

On a sollicité la dite agence pour nous permettre d'exploiter les différentes études de sols et expertises effectuées, les pièces suivantes ont été mises à notre disposition :

- rapport géotechnique pk 7+610 au PK 7+770
- Levé initial
- Levé de glissement.

III.2 Zone de projet :

La zone de glissement étudie se situe au niveau de projet de 4eme rocade de façon plus précise, les coordonnées UTM. (WGS-84 du fuseau S31) limitant la section d'étude est relevées au moyen d'un GPS sont :

1) X=443305.05 Y=4009872.28
2) X=443354.45 Y=4009963.18
3) X=443442.75 Y=4009936.89
4) X=443465.48 Y=4009821.78

Le glissement de terrain survenu lors des excavations de pente est présenté au Figure III-1

Et dans les photos suivantes :



Figure III.1 Extrait d'une vue satellite de la localisation du site (après le glissement).



Figure III.2 : Situation de la Zone d'Examen (PK : 7+610 – 7+770)



Figure III.3 : Situation Actuelle de la Zone d'Examen (PK : 7+610 – 7+770)

III.3 Présentation de la région :

La wilaya d'Aïn Defla est une wilaya montagneuse qui fait partie intégrante de la région du Tell, elle est formée par le massif de la Dahra au nord qui culmine au mont Zaccar (1 550 m) au nord de Miliana, par l'Ouarsenis qui culmine au mont Achaouen près de 1 800 m au sud-est de Tarik ibn ziad, et la vallée de Chellif entre les deux massifs.

La wilaya d'Aïn Defla est située au centre de l'Algérie à 145 km au sud-ouest d'Alger et s'étend sur une superficie de 4544,28 km² dans une zone reliant l'Est et l'Ouest du pays, elle est délimitée [25] :

1) au nord, par la wilaya de Tipaza ;
2) au nord-est, par la wilaya de Blida ;
3) à l'est, par la wilaya de Médéa ;
4) au sud, par la wilaya de Tissemsilt ;
5) à l'ouest, par la wilaya de Chlef.



Figure III.4 : La région Ain DEFLA (site web 22/02/2022) [20].

III.4 Localisation et topographie :

Le site de glissement est objet d'étude est situé entre le PK 7+610 et le PK 7+770 sur le projet de 4eme rocade, qui reliant l'autoroute Est-West (l'échangeur de Khemis Miliana) et la route national N01 (l'échangeur de Berrouaghia).

L'autoroute de 4eme rocade (2 fois 3 vois) est d'une chaussée de 13.50 m et un terre-plein centrale de 1.2 de part et d'autre, la pente longitudinale de trace est de de 20.6 %, le dévers est 2%.

Le talus de pk 7 est un talus d'une hauteur très important la cote maximale est(412.025) au niveau de profil de PK 7+620.

Les travaux de terrassement dans cette section (objet d'étude) engendre un talus de pente 2H / 1V varie entre 2 et 5 banquette.

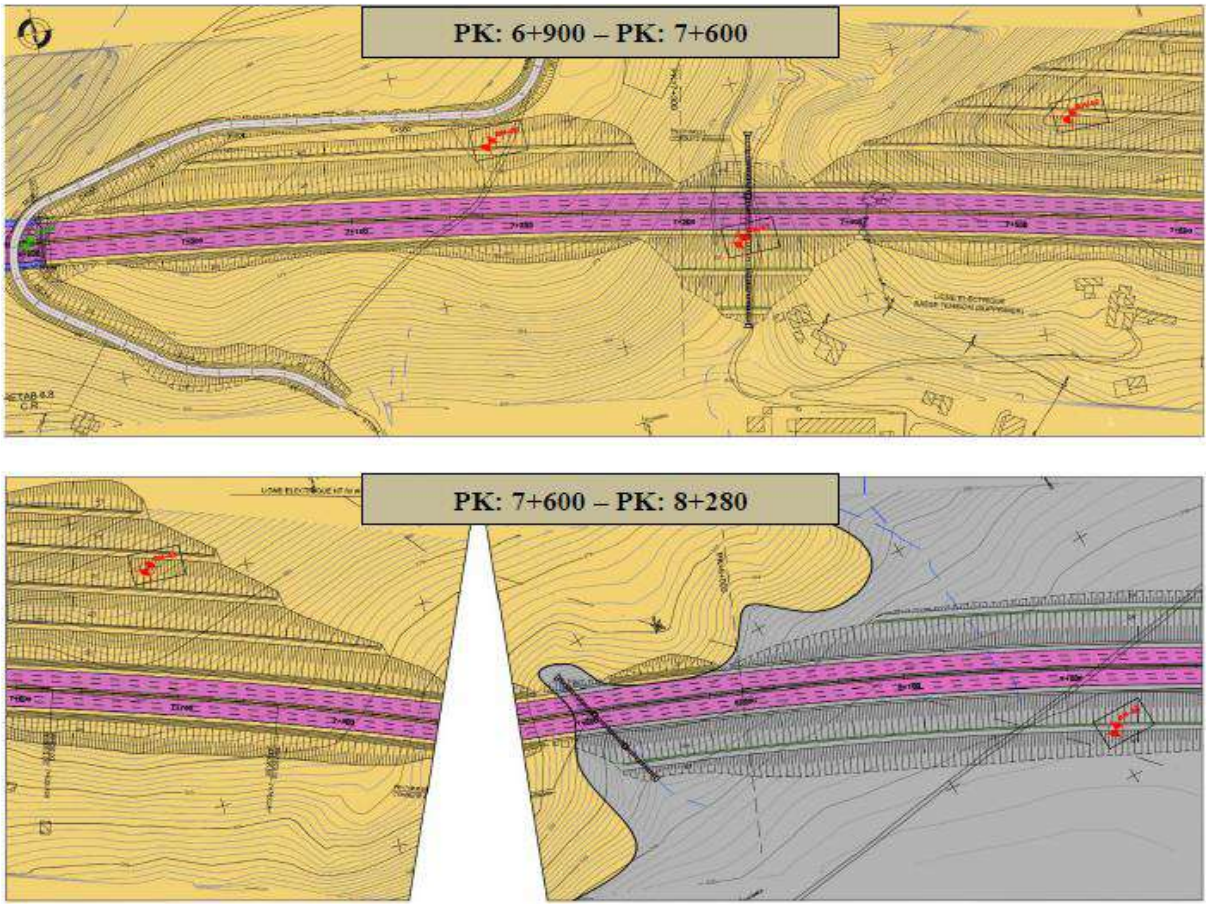


Figure III.5 : Site de glissement.

III.5 Le climat :

Le climat d'Aïn Defla est de type méditerranéen semi-aride, avec un caractère de continentalité très marqué et un écart de température de 20°C entre les températures du mois de janvier et celles d'août. La pluviométrie varie entre 500 à 600 mm/an.[21]

III.6 Géologique de l'itinéraire :

Entre Ain Soltane (Sud de Khemis Miliana) et Amoura, dans un lieu nommé Hannacha est à la frontière entre les wilayas de Ain Defla et Medea, c'est-à-dire entre le kilomètre 0 au kilomètre 30, le tronçon qui avance dans l'Est-Ouest. Le corridor passe par le long de la rive droite de l'Oued Cheliff, traversé par un réserve à la hauteur de Djendel (ex. Lavigerie) le long de la rive

gauche de l'Oued, même à l'est de cette petite ville, jusqu'à 30,4 kilomètres dans le Nord du barrage de Ghrib.

Les terres sont de Néogène (Miocène et Pliocène). La terre avec les autres faunes de vertébrés de Miocène sont la structure principale du bassin Néogène du Cheliff, avec une lithologie variée constituée essentiellement de marnes et de grès et des grès massifs, formant les sommets de collines et certains massifs tels que le massif de Gountas, et quelques plateaux comme celui de Médéa. Les marnes parfois grumeleuses jaunâtres sont surmontées par des marnes, avec le passé et des lentilles de grès aux sites d'enfouissement de conglomérat. Pour arriver au sommet des bancs de grès grossier métrique de quelques dizaines de mètres d'épaisseur. Ce sont des marnes avec d'autres faunes de vertébrés du Miocène M3, et de grès M4 des auteurs (Roman, 1975).

Le Miocène est surmonté par les conglomérats mous, pour cimenter le Pliocène argilo-sableux discordant et le grès ensemble avec d'autres faunes de vertébrés du Miocène et de grès sableux du même âge[R].

Dans les études de site effectués, il a été constaté dans l'intervalle des points kilométriques PK : 1+000 – PK : 7+900, des unités à gradation variable dans les dimensions de sable-de gravier - d'argile de Miocène/Pliocène âgé [27].



Figure III.6 : PK : 7+340 - Graviers de Miocène / Pliocène cimentés de CaCO3.

III.7 Sismicité :

Le document technique réglementaire DTR, concernant les règles parasismiques algériennes applicable au domaine des ouvrages d´arts RPOA 2008", élaboré par le CTTP et le CGS (centre national de recherche appliquée en génie parasismique), divise le territoire algérien en quatre (05) zones de sismicité croissante, soit :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de Son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPOA 2008 doit être classé dans l'un des trois groupes définis ci-après :

Groupe 1 : Ouvrages d'importance stratégique

Groupe 2 : Ouvrages de grande importance

Groupe 3 : Ouvrages d'importance moyenne

La valeur du coefficient d'accélération -A- est déterminée conformément à la relation suivante entre le groupe d'encadrement de l'ouvrage et la zone sismique correspondante.

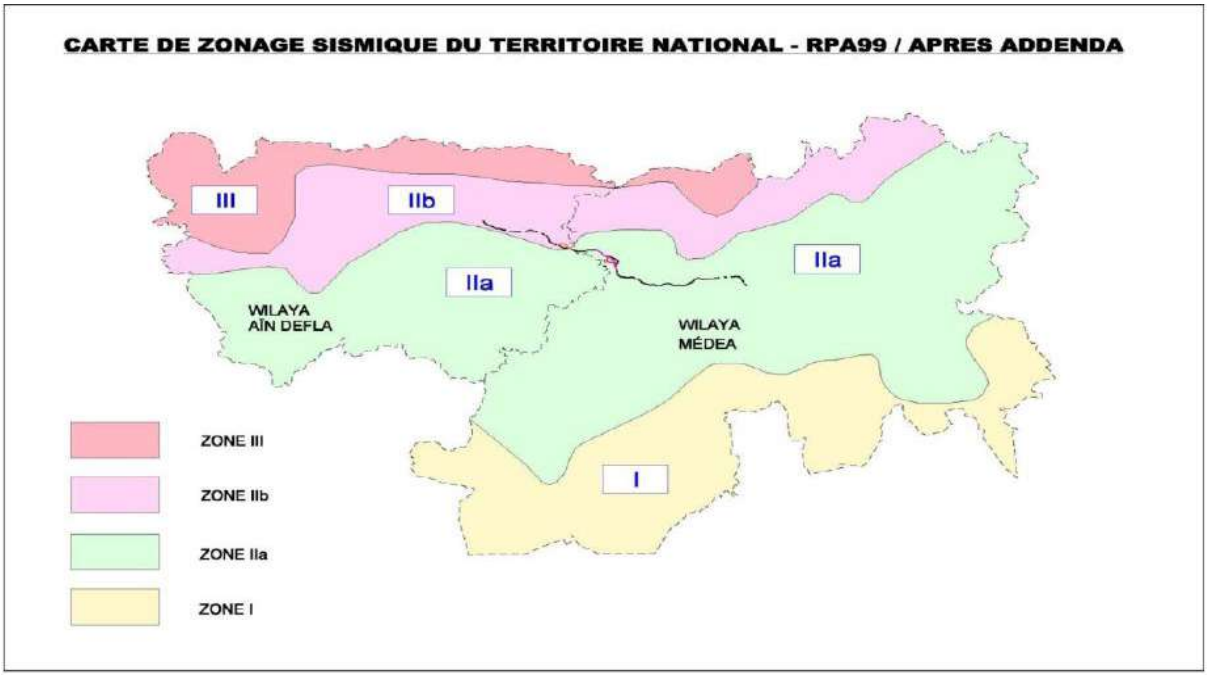


Figure III.7 : **La carte des zones sismiques de l'Algérie du nord (C.G.S.2003)(rapport géotechnique).[27]**

Tableau III-1: **Coefficient d'accélération (A)**

Groupe	*ZONE*			
	I	*IIA*	*IIB*	*III*
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	**0.20**	**0.25**	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Sur la base de ce qui précède, le site étudié se situe dans la zone IIb qui correspond à une Zone de sismicité moyenne, la section autoroutière Khemis Miliana-Berrouaghia est Considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2)[27].

III.8 Observation des désordres:

Au début, il a été observé des fissures transversales dans le talus gauche et un petit décrochement dans talus droite sans de Pk (voir Figure III.8, III.9).

Apres deux années toute la masse a glissé à la suite de transport d'eaux souterraines aux surfaces des talus par les couches géologiques intermédiaires qui permettant facilement la transition d'eaux souterraines (Voir Figure III.10).



Figure III.8 : des **fissures de contrainte dans le talus à gauche près du PK 7 + 600.**



Figure III.9 : Aperçu du talus droit aux environs du PK 7 + 600.



Figure III.10 : couches transportant de l'eau sur le talus gauche près du PK 7 + 450.

III.9 Reconnaissances géotechnique :

L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que Le facteur le plus important dans la formation des problèmes de stabilité observés au niveau du talus est les intempéries abondantes de cette année et le fait que les couches géologiques intermédiaires locales, identifiées lors de l'excavation, transportant facilement les eaux souterraines à la surface du talus n'ont pas pu être intégrées dans le système de drainage.

D'ailleurs ces systèmes de drainage avaient été proposés dans les rapports géotechniques de déblai et en même temps des profils ont été proposés au cas où la présence d'eau à la surface sera détectée au cours des travaux d'excavation.

A la suite des études sur les zones d'excavation où il existe des problèmes de stabilité nous avons constaté du sable et des lentilles graveuses, des intersections, et des couches géologiques successifs de graves sableux et d'argile qui présentent des altérations aux limites ainsi qu'un problème de stabilité.

On peut déduire que le contact entre les couches de graves et l'argile imperméable est à l'origine du problème de stabilité à la surface des talus. Compte tenu, également, de la soumission à l'administration de la solution après la détermination de la solution géotechnique des problèmes. [27].

III.10 Consistance de travail :

Suite aux visites des diagnostics de site, la campagne géotechnique décide d'exploité les sondages et les essais réalisent pendant la phase APD pour des raisons économiques.

- les sondages carottés, au droit de glissement BH42, BH43.

- les essais de pénétromètre dynamique PDL.
- Les essais au laboratoire de type physique, mécanique et chimique.

III.10.1**Sondages carottés :**

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser.Trois sondages carottés ont été faitsdans la phase APD au niveau de la zone de glissement BH42, BH43 ET BH44 voir les figures III.11, 13 et 10, et ils ont permis de détecter la succession des couches suivantes :

Sondage N°01 BH42 :

00.00-01.50m : Argile.

01.50-17.50m : Gravie.

17.50-24m : Argile graveleuse.

24.00-43m : Argilite – grés - marne alternation**.**

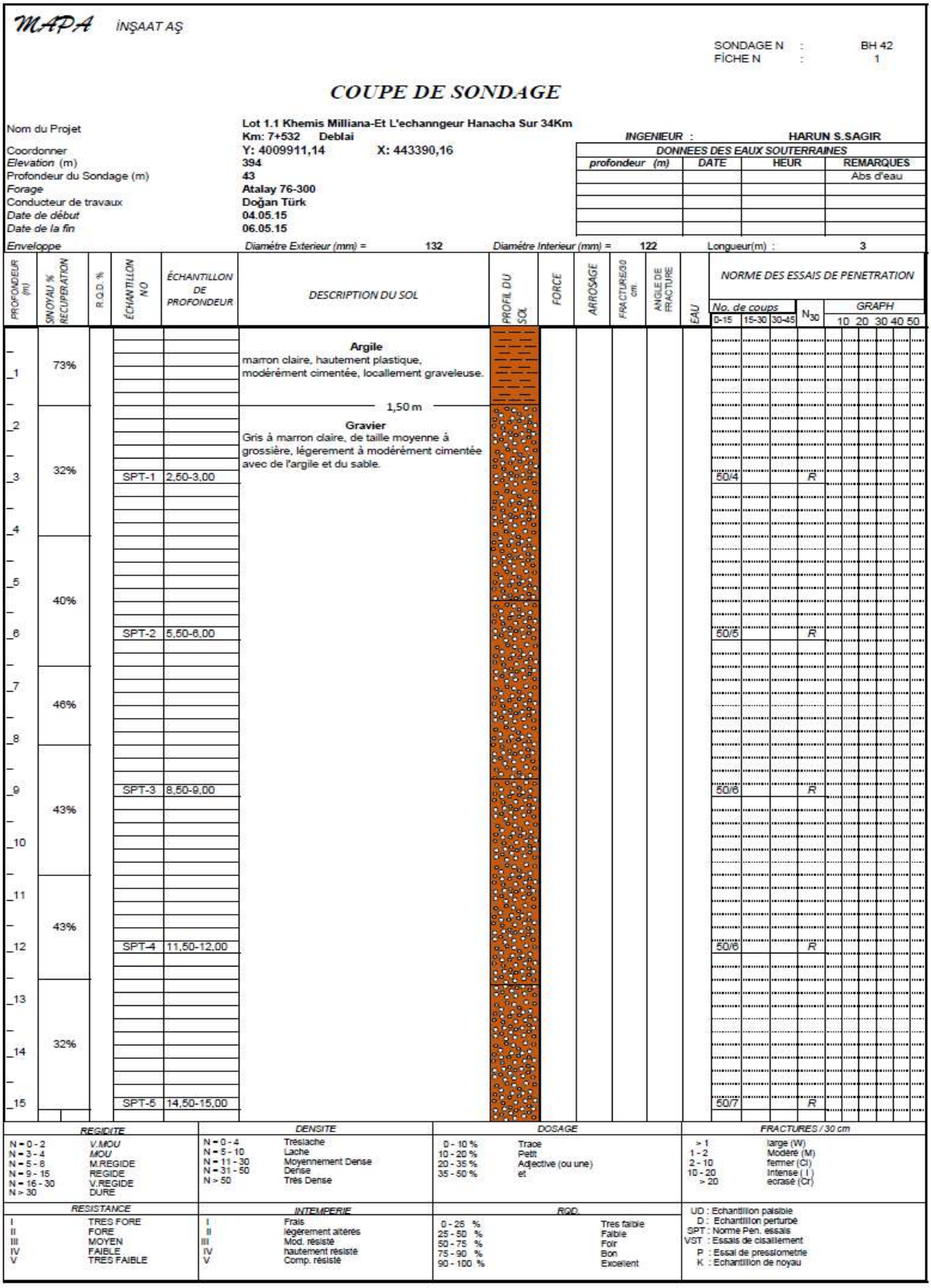
Sondage N°02 BH43 :

00.00-15.00m : Gravie ;

15.00-24.00m : Argile sableuse avec des couches de grès ;

24.00-31.50m : Argile dure ;

31.50-35.50m : Argile dure/marne.



MAPA İNŞAAT AŞ

SONDAGE N : BH 42
FİCHE N : 1

COUPE DE SONDAGE

Nom du Projet	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km Km: 7+532 Deblai
Coordonner	Y: 4009911,14 X: 443390,16
Elevation (m)	394
Profondeur du Sondage (m)	43
Forage	Atalay 76-300
Conducteur de travaux	Doğan Türk
Date de début	04.05.15
Date de la fin	06.05.15

INGENIEUR : HARUN S.SAGIR

DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES

profondeur (m)	DATE	HEUR	REMARQUES
			Abs d'eau

Enveloppe — Diamètre Exterieur (mm) = 132 — Diamètre Interieur (mm) = 122 — Longueur(m) : 3

PROFONDEUR (m)	SONDAGE % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON N.O	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARROSAGE	FRACTURES/30 cm	ANGLE DE FRACTURE	EAU	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION No. de coups 0-15	15-30	30-45	N_{30}	GRAPH 10 20 30 40 50
1	73%				**Argile** marron claire, hautement plastique, modérément cimentée, locallement graveleuse.											
					1,50 m											
2					**Gravier** Gris à marron claire, de taille moyenne à grossière, légerement à modérément cimentée avec de l'argile et du sable.											
3	32%		SPT-1	2,50-3,00								50/4			R	
4																
5	40%															
6			SPT-2	5,50-6,00								50/5			R	
7	46%															
8																
9	43%		SPT-3	8,50-9,00								50/6			R	
10																
11	43%															
12			SPT-4	11,50-12,00								50/6			R	
13																
14	32%															
15			SPT-5	14,50-15,00								50/7			R	

REGIDITE

N = 0 - 2	V.MOU
N = 3 - 4	MOU
N = 5 - 8	M.REGIDE
N = 9 - 15	REGIDE
N = 16 - 30	V.REGIDE
N > 30	DURE

DENSITE

N = 0 - 4	Trèslache
N = 5 - 10	Lache
N = 11 - 30	Moyennement Dense
N = 31 - 50	Dense
N > 50	Très Dense

DOSAGE

0 - 10 %	Trace
10 - 20 %	Petit
20 - 35 %	Adjective (ou une)
35 - 50 %	et

FRACTURES / 30 cm

> 1	large (W)
1 - 2	Modéré (M)
2 - 10	fermer (Cl)
10 - 20	Intense (I)
> 20	ecrasé (Cr)

RESISTANCE

I	TRES FORE
II	FORE
III	MOYEN
IV	FAIBLE
V	TRES FAIBLE

INTEMPERIE

I	Frais
II	légèrement altéres
III	Mod. résisté
IV	hautement résisté
V	Comp. résisté

RQD.

0 - 25 %	Tres faible
25 - 50 %	Faible
50 - 75 %	Foir
75 - 90 %	Bon
90 - 100 %	Excellent

UD : Echantillion paisible
D : Echantillion perturbé
SPT : Norme Pen. essais
VST : Essais de cisaillement
P : Essai de pressiometrie
K : Echantillion de noyau

Figure III.11 : Coupe lithologique d'un sondage carotténN1 BH42.



Figure III.12 : Photos de carotte N1 BH42.

III.10.2 Essais in situ :

III.10.2.1 Essai de pénétration :

- **Principe de l'essai :**

L'essai de pénétration au carottier s'applique dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne ne dépasse pas les 20 mm.

L'essai nécessite l'appareillage suivant :

- Un équipement de forage et un tenu de paroi.
- Un dispositif de battage (15 à 30 coups/minute).
- Un carottier
- Un train de tige et son guidage.
- Un système de mesure.

Apres avoir réalisé le forage maintenu par une boue ou par un tubage, le carottier y est descendu puis battu en trois étapes, le nombre de coupe de mouton Ni nécessaire a chaque enfoncement de 15 cm est relève, soit :

- N0 : enfoncement d'amorçage de 0 à 15 cm.
- N1 : premier enfoncement d'essai de 15 à 30 cm.
- N2 : deuxième d'essai de 30 à 45 cm.

Le nombre N=N1+N2 est appelé résistance à la pénétration.

La profondeur de l'essai correspond à la position de la base de la trousse coupante après l'enfoncement d'amorçage.

Lorsqu'un nombre de coups supérieurs à 50 ne permet pas à obtenir un enfoncement de 15 cm, l'essai est arrêté, et l'enfoncement correspond et note. [28]

- **Implantation de l'essai** :

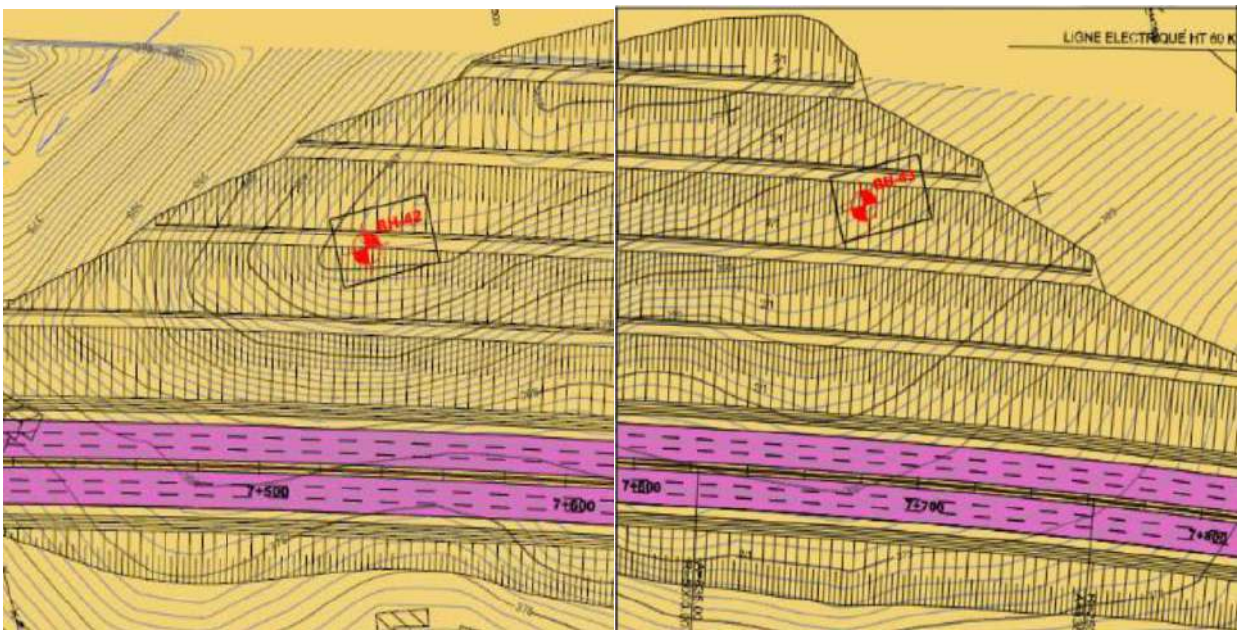


Figure III.13 : Implantation des essais in-situ

- **Résultats des essais :**

Dans la zone d'étude, les forages de numéro BH-42 et BH-43 ont été achevé par l'entrepreneur MAPA, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : tableau d'essai de pénétration standard du forage N° BH-42

Profondeur (m)	Nombre de chocs			N
	0-15	15-30	30-45	
2,50-2,54	50/4			R
5,50-5,55	50/5			R
8,50-8,56	50/6			R
11,50-11,56	50/6			R
14,50-14,57	50/7			R
17,50-17,57	50/7			R
22,50-22,95	15	21	26	47
25,50-25,56	50/6			R
28,50-28,57	50/7			R
30,50-30,57	50/7			R
33,50-33,57	50/7			R
36,50-36,56	50/6			R
39,50-39,58	50/8			R

Le sondage BH42 fait observer du matériel de glissement de terrain composé d'une unité d'argile partiellement marron claire, hautement plastique, modérément cimentée, localement graveleuse jusqu'à environ 1.5 m de profondeur et une couche de 16 m de gravier gris à marron claire, de taille moyenne à grossière, légèrement à modérément cimentée avec de l'argile et du sable, et une unité d'argile graveleuse Marron claire à marron foncé, hautement plastique, dure, localement sableuse jusqu' a 24 m de profondeur et une couche argilite-grés-marne alternation Gris à marron claire, moyen-fragile, modérément érodée à partir de cette profondeur jusqu'à 43 ,00 m qui représente le fond du puits.

Tableau III.3 : tableau d'essai de pénétration standard du forage N° BH-43

Profondeur (m)	Nombre de chocs			N
	0-15	15-30	30-45	
2,50-2,54	50/4			R
5,50-5,55	50/5			R
8,50-8,58	50/8			R
11,50-11,56	50/6			R
14,50-14,57	50/7			R
16,00-16,45	9	13	16	29
19,50-19,57	50/7			R
23,50-23,58	50/8			R
27,50-27,89	20	27	50/9	R
31,50-31,59	50/9			R

Le sondage BH43 fait observer du matériel de glissement de terrain composé d'une couche de gravier Gris-beige, subangulaire à subarrondi, de taille moyenne à grossière, matériaux légèrement cimenté par de l'argile et du sable jusqu'à environ 15 m de profondeur et une unité d'argile sableuse avec des couches de Marron foncé-beige, très rigide à dure, argile dine à

grossière avec des couches fines degrés, localement graveleuse jusqu' à environ 24 m de profondeur, et une unité d'argile du Marron foncé, hautement plastique, dure, localement graveleuse avec des concentrations de CACO3. Jusqu'à 31.5 m de profondeur et finalement une couche d'argile dur/marne marron verdâtre; hautement plastique, dure jusqu'à 35m de profondeur.

Les résultats des essais de pénétrations standards effectuées au cours des forages sont présentés dans le graphique ci-dessous.

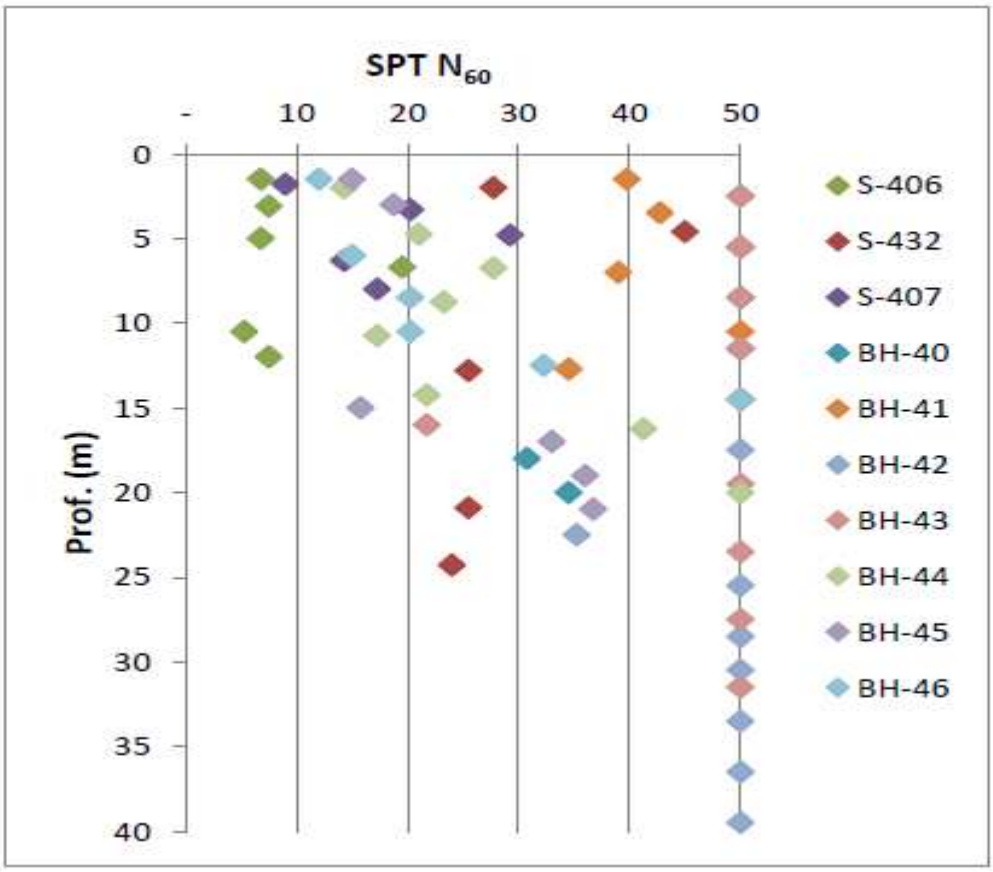


Figure III.14 : Variation des Valeurs SPT N60 en Profondeur (PK: 6+900 -9+600)

* Les valeurs N ont été révisées pour un niveau d'énergie de 60%, à l'égard d'un niveau d'énergie de terrain de 45%.

III.10.2.2 Essais au laboratoire :

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol, extraits lors du sondage carotté. Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (03) grandes catégories :

- Les essais d'identification : Ceux sont essentiellement le "poids volumique", la "teneur en eau", les "limites d'Atterberg", la "granulométrie" (par tamisage ou par sédimentomètrie) et l'analyse chimique.
- Les essais de résistance : Ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, …etc. Parmi ces essais, que nous avons réalisés pour notre projet essais de résistance à la compression uni- axial, l'essai de pression d'axe unique et l'essai triaxial.

Choix du type d'essai de laboratoire :

Les deux (02) sondages carotté ont été réalisés pour ce glissement étudie, à partir desquels des échantillons de sol sont extraits. Ces échantillons de sol sont soit remaniés, destinés à certains type d'essais (poids volumique, granulométrie,…), soit conservés intacts en les enveloppant dans la paraffine, destinés ou d'autres essais (l'essai pression d'axe unique, l'essai triaxial….).

a) Analyse granulométrique :

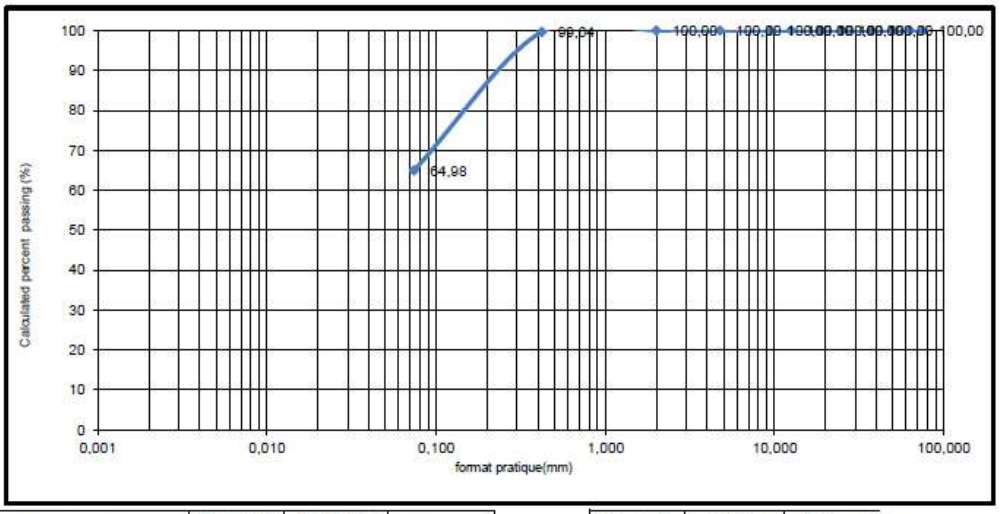
L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations :

- **Le tamisage :**
- **La sédimentomètrie :**

Il est à signaler que l'analyse granulométrique, par tamisage ou par sédimentomètrie, s'effectue sur des échantillons remaniés.

nom de l'entreprise	MAPA İNŞAAT AŞ.	Date debut :	3.8.2015
nom de projet	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km	Date de la fin :	4.8.2015
numero de sondage	BH-42	la norme de l'essai : :	ASTM D 422
echantillion N0			
profondeur (m)	22,50-23,00		

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	160,01	100,00
2 1/2 "	63	160,01	100,00
2 "	50	160,01	100,00
1 1/2 "	37,5	160,01	100,00
1 "	25	160,01	100,00
3/4"	19	160,01	100,00
1/2 "	12,5	160,01	100,00
3/8 "	9,5	160,01	100,00
# 4	4,75	160,01	100,00
# 10	2	160,01	100,00
# 40	0,42	159,43	99,64
# 200	0,074	103,98	64,98
		total des poids des echantillion (gr)	160,0

Gravier %	Sable%	Argile limoneu %
0,00	35,02	64,98

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_r	

LL	PL	PI
31,5	23,3	8,2

Type du Material Fine	**ML**
Classe du sol (USCS)	**ML**

Figure III.15 : **Résultat d'essai d'analyse granulométrique de BH 42.**

III.10.2.3 Limites d'atterberg :

En géotechnique, les limites d'Atterberg définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, mais aussi l'essai qui permet de définir ces indicateurs. Cet essai a été établi par l'agronome suédois Atterberg.la teneur en eau d'un sol peut en effet beaucoup varier au cours des opérations de terrassements.

- Limite de liquidité WL :

Qui sépare l'état plastique de l'état liquide. Elle se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande (B. Hubert et G. Philippon Nat., 2003). Elle est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{WL} = \left(\frac{\boldsymbol{N}}{\mathbf{25}}\right)^{\mathbf{0.121}}$$

-Limite de plasticité WP :

Qui sépare l'état solide avec retrait de l'état plastique. La limite de plasticité et la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol des rouleaux de 3mm de diamètre sans qu'ils se rompent.

-Limite de retrait WS :

Se situe entre un état solide sans retrait et un état solide avec retrait. C'est la teneur en eau juste suffisante pour remplir les vides du sol au moment où il atteint par séchage son volume minimal.

L'indice de plasticité I_P: c'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il donne l'étendue du domaine de plasticité du sol : $I_p=W_L–W_p$.

L'indice de consistanceIc, ou teneur en eau relative par rapport aux limites de liquidité et de plasticité : $Ic = (W_L – W) / I_P$ avec W : teneur en eau naturelle.

Les classifications du sol les plus utilisées et les plus récentes sont celles qui tiennent compte de plusieurs paramètres en même temps, comme la classification LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) des sols grenus et le diagramme de plasticité de Casagrande.

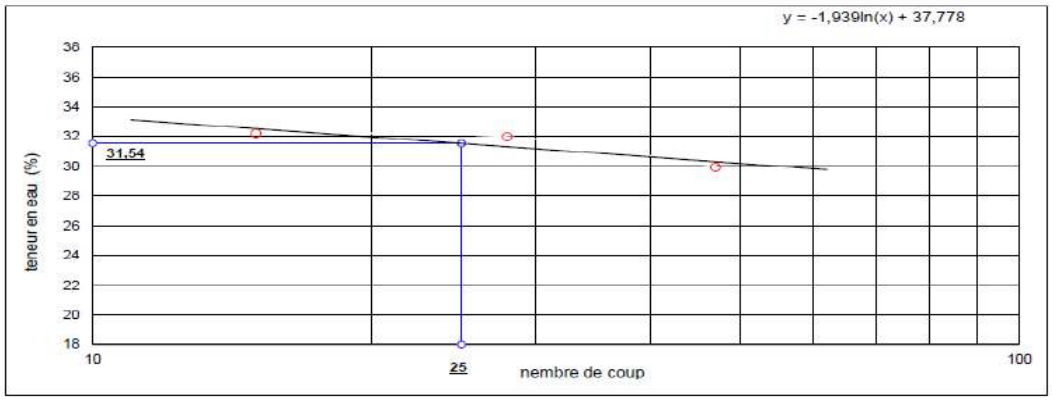
Résultat : Les résultats indiquent un sol peu plastique et autres sol plastique.

nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : BH-42
echantillion N0 :
profndeur (m) 22,50-23,00

Date debut : 04.08.2015
Date de la fin : 05.08.2015
la norme de l'essai : ASTM D 4318

DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG (LA METHODE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDE					LA LIMIT PLASTİQUE	
Nombre de coup		15	28	47				
nombre de pot		99	90	44			23	56
Masse de sol humide et pot (gr)	A	37,61	35,00	33,73			23,09	22,01
Masse de sol sec et pot (gr)	B	32,48	30,88	29,78			22,01	21,13
Masse vide, pot propre (gr)	C	16,56	18,00	16,59			17,50	17,25
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m_1	5,13	4,12	3,95			1,08	0,88
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m_2	15,92	12,88	13,19			4,51	3,88
teneur en eau (m_1/m_2)*100 (%)	w	32,22	31,99	29,95			23,95	22,68



Limie du Liquide (LL)	31,5
Limite du Plastique(PL)	23,3
l'index de Plasticity (PI)	8,2

ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

Figure III.16 : **Résultat d'essai de Limites d'atterberg de BH42.**

III.10.2.4 *La teneur en* eau *:*

Elle définit le rapport en pourcentage (%) du poids d'eau Wwque le sol contient, aupoids Wsde ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol Pendant 24 heures dans une étuve à 106° (P. Habib, 1997), on aura :

$$W\ (\%) = (Ww / Ws)\ .100$$

Avec :

Ww : poids de l'eau dans l'échantillon.

Ws : poids des grains solides dans l'échantillon.

nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.
nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km

date debut 3.8.2015
date de la fin 4.8.2015
Test Standart: ASTM D2216

TENEUR EN EAU

numero de sondage		BH-42
echantillion N0		
profndeur		22,50-23,00
Boite No		171
echantillion humide+poid de la boite	A	612,45
echantillion sec+ poid de la boite	B	597,82
poid de la boite	C	89,23
poid de l'eau (A-B)	m_1	14,63
masse de sol sec (B-C)	m_2	508,59
teneur en eau, % (m_1 / m_2) x 100	w	2,88

Figure III.17 : Résultat d'essai de teneur en eau de BH42.

III.10.2.5Les densités :

L'essai de la densité permet d'obtenir les caractéristiques physiques du sol sous plusieurs formes (densité sèche, densité humide, densité apparente et densité déjaugée).

1) La densité humide $\gamma_h(\gamma)$:

C'est le poids volumique du sol à l'état humide : $\gamma h = Wt / Vt$

Avec : W est le poids de l'échantillon humide et V le volume total, exprimée en (gr /cm3, Kg/m3, t/m3).

2) La densité sèche γ_d:

C'est le poids volumique du sol à l'état sec : $\gamma_d = Ws / Vt$

Avec : Ws est le poids des grains solides et V_t le volume total, exprimée en (gr /cm3, Kg/m3, t/m3).

Le tableau ci-après donne une classification du sol selon ces deux paramètres (J. Costet et G. Sanglérat, 1981) :

III.10.2.6 *Analyse chimique :*

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un échantillon de sol extrait du site "Glissement de terrain ", dont les résultats sont donnés au (tableau III.8) suivant :

Tableau III.4 : Résultat d'analyse chimique.

glissement	Sondage N°	Profondeur	PH	Sulfates SO4-	Carbonates CaCo3
Pk7+610	43	22.5-22.95	7.03	1.2 mg/kg	12%

D'après la composition minéralogique de cet échantillon, donnée par le tableau ci-dessus, Notamment la teneur moyenne en sulfates, nous pouvons conclure que le sol du site est **De faible agressivité** ; par conséquent, le béton de son infrastructure ne nécessite pas de mesure particulière.

III.10.3.5. Essais mécaniques:

1) Essais de résistance à la compression uniaxial
2) Essais de pression d'axe unique.
3) Essais triaxial

Nom de l'entreprise MAPA İNŞAAT AŞ. Date du début : 4.8.2015
Nom du Projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km Date de la fin : 5.8.2015

Determination de La resistence e la Compression Uniaxiale (Nature)										
numero de sondage	profndeur (m)	Diamètre de l'échantillon (cm)	Echantillon Longueur (cm)	Poids de l'échantillon (gr)	Densite apparente sol (gr/cm³)	poids spécifique	Taux d'inoccupation (e)	porosité (n) %	Charge de rupture (kgf)	Résistance en compression uniaxiale (kg/cm²)
BH-43	6,50-7,00	8,35	16,40	2274,70	2,533				17066,5	311,7

Figure III.18 : Résultats d'essai de résistance à la compression uniaxial.

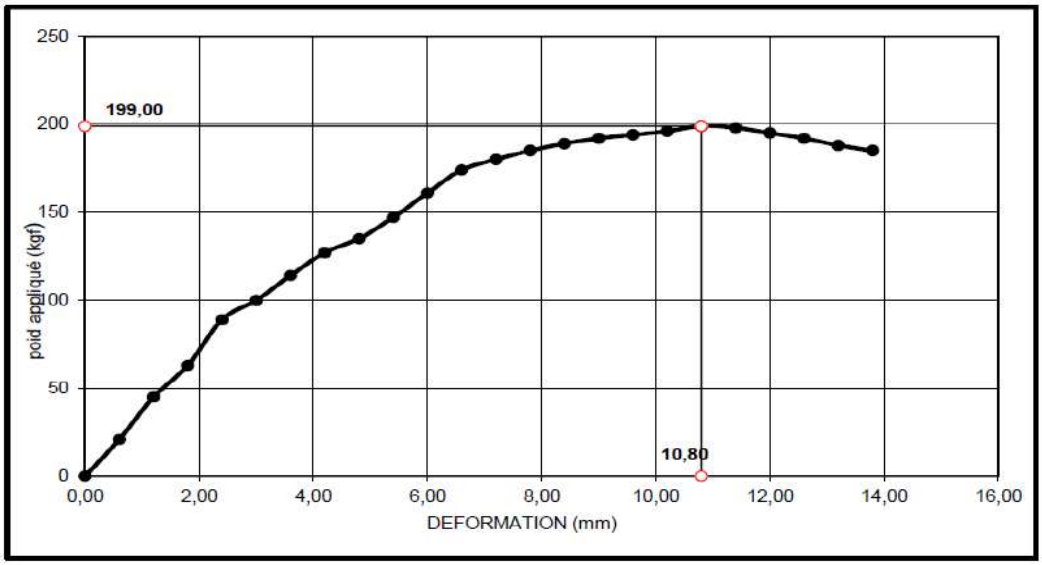
Laboratory MAPA

nom deu projet : Réalisation 4 eme Rocade KHEMIS-HANNACHA
numero de sondage : BH-43
Echantillion N° :
Profondeur (m) : 15,20-15,50

Date de début : 4.8.2015
Date de la fin : 5.8.2015
La norme de l'essai: ASTM D2166

RAPPORT D'ESSAI DE PRESSION D'AXE UNIQUE

La langueur du diametre de l'echantillion de l'essai (cm)	15,30
The initial diameter of the test sample (cm)	8,41
masse d'un specimen humide (gr)	1749,62
masse d'un specimen sec (gr)	1546,03
endroi du specimen (cm^2)	55,55
Volume du specimen (cm^3)	849,91
poit unitaire naturelle (t/m^3)	2,059
teneur en eau (%)	13,17
poit unitaire sec (t/m^3)	1,819
la gravité spécifique des solides	
rapport vide (eo)	
Porosité (n)	
Degré de saturation (%)	



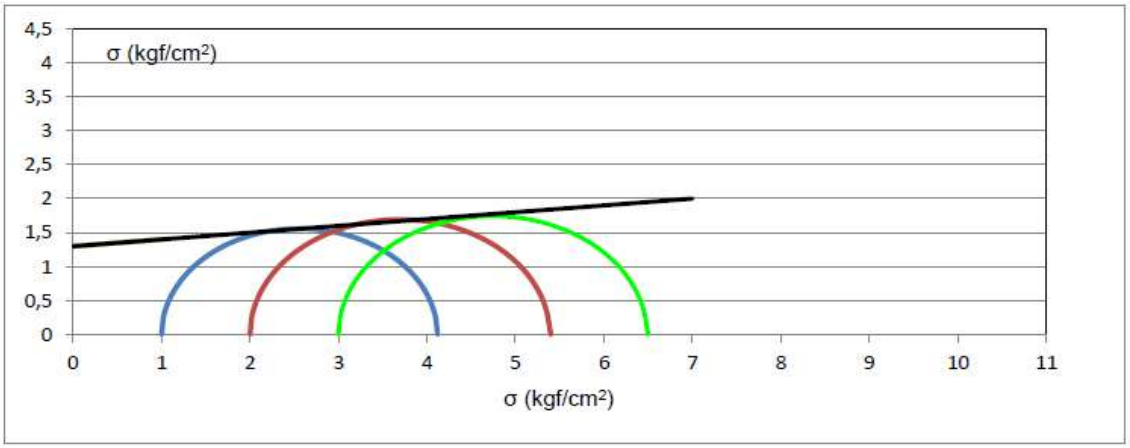
poid de repture P (kg)	199,00
Champ ajusté A (cm^2)	59,77
Uniaxial puissance compressive qu (kg/cm^2)	**3,33**

Figure III.19 : Résultats d'essai de pression d'axe unique.

nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ. Start Date: 4.8.2015
Nom du projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km Date de la fin: 5.8.2015
Numero de sondage : La norme de l'essai ASTM D2850
Echantillion N0 :
Profindeur (m) :

RAPPORT D'ESSAI TRIAXIAL

		Essai 1	Essai 2	Essai 3
La taille d'échantillion h, (cm)	:	7,72	7,59	7,64
Diametre d'échantillion , R, (cm)	:	3,80	3,80	3,80
Poid d'échantillion humide, ω_1, (gr)	:	182,62	179,37	180,05
Poid d'échantillion sec, ω_2, (gr)	:	160,18	156,07	158,77
Poid unitaire naturelle (t/m^3)	:	2,086	2,084	2,078
Dry unit weight (t/m^3)	:	1,830	1,813	1,832
Celule de pression σ_3 (kgf/cm^2)	:	1,00	2,00	3,00
Lengueur contraction (mm)	:	8,85	8,94	9,12
Lecture du poid (kgf)	:	39,94	43,55	44,91
Deviateur de stresse σ_1-σ_3 (kgf/cm^2)	:	3,12	3,39	3,49



Angle de frottement interne ϕ (derece)	**5,7**
cohésion c (kgf/cm^2)	**1,30**

Figure III.20 : Résultats d'essai Triaxial.

III.11 Interprétation des résultats :

Tableau III.5 : Résultat des essais

Profondeur (m)		BH42 22.5-23.00	BH43 1.00 - 4.60
Classification géotechnique selon USCS		**ML**	**SA**
Teneur en eau naturelle		2.88%	13%
Densité apparente (t/m^3)		-	2.17
Granulométrie, (%) de passant à	50 mm	100	100
	25 mm	100	100
	2 mm	100	97.42
	0.074 mm	64.98	86.46
Limites d'Atterberg (%)	w_l	31.5	29
	w_p	23.3	15
	I_p	8.2	12-15

III.12 Paramètres Géotechniques :

En se basant sur les informations rapportées dans les études d'exploration, les paramètres géotechniques ont été déterminés et fournies dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.06 : Les paramètres géotechniques

N°couche	Densité (kN/m^3)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement(°)
Gravier Gris-beige légèrement cimenté par de l'argile et du sable.	20	5	33
Argile sableuse avec des couches de grès.	20	3	30
Argile dure.	19	20	26
Argile dure/marne.	20	25	30

III.13 Conclusion :

L'ensemble des essais in-situ et de laboratoire effectue par le bureau d'études COBA et l'entreprise de réalisation MAPA, dans le cadre de l'étude géotechnique du site "Glissement de terrain, sur la 4eme rocade entre PK 7+610 et PK 7+770, a été entièrement réalisé. Le contenu de ce document a donné tous les résultats de ces essais. Les principales conclusions que nous pouvons tirer et qui intéresse l'étude de la stabilité au glissement du site sont les suivantes :

- **Présence d'eau** :

Pendant la réalisation des essais in-situ, une présence d'eau a été remarquée notamment lors des essais SPT ; ces remarques sont confirmées par les ressources d'eaux en surface du talus.

- **Lithologie du site** :

Le sol du site étudié est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'une couche d'argile , puis d'argile sableuse avec un passage des couches de grès, puis une couche d'argile dure Surmontant un mélange d'argile dure et Maren de couleur marron verdâtre, hautement plastique, dure.

- **Agressivité du sol**:

D'après la composition minéralogique de cet échantillon, nous pouvons conclure que le sol du Site est de faible agressivité.

CHAPITRE IV

Calcul de stabilité

CHAPITRE IV : Calcul de stabilité

III.14 Introduction :

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse limite appelé Talren 4.

III.15 Présentation du logiciel :

Le Talren 4 est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle. Le programme Talren 4 permet de calculer le coefficient de sécurité le plus faible, ce programme possède aussi des coefficients de pondérations selon la norme adoptée. Ainsi, avec ce logiciel selon le cas, nous pouvons distinguer trois modes d'exécution différents :

- Le mode d'exécution habituel lorsque nous avons moins d'informations sur le glissement potentiel
- Le mode d'exécution avec un point de passage imposé du glissement potentiel
- Le mode d'exécution dont le cercle de glissement potentiel doit passer tangentiellement à une couche.

III.16 Les principales caractéristiques de Talren4 :

III.16.1L'interface graphique interactive :

L'interface de TALREN 4 est une interface graphique interactive, développée en fonction des principes suivants :

- La plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.

- Le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible, les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.
- Chaque donnée n'est saisie qu'une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.
- De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (sol, renforcements) sont disponibles.

III.16.2 La gestion du phasage :

TALREN 4 permet d'étudier des projets et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel : à partir d'une coupe initiale (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : lignes géométriques, Caractéristiques des sols, surcharges, renforcements). Il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

- activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements
- modification de certaines caractéristiques de sols
- modification des conditions hydrauliques

III.16.3 La recherche automatique des surfaces de rupture :

Dans le cas des surfaces de rupture circulaires, une option de recherche automatique des surfaces de rupture est disponible en complément de l'option de définition du quadrillage manuel.

III.16.4 Méthodes de calcul à la rupture (spirales logarithmiques) :

TALREN 4 propose, outre les 3 méthodes de calcul à l'équilibre limite (Fellenius, Bishop, Perturbations), la méthode de calcul à la rupture (avec des surfaces de rupture de type spirales logarithmiques).

III.16.5 Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface :

Le logiciel se décompose en deux grandes parties : le mode "Données" d'une part et le mode “Phasage/calculs" d'autre part. La démarche classique d'utilisation du logiciel est la suivante :

- Ouverture du logiciel : le mode actif est le mode "Données".
- Création d'un nouveau fichier projet ou ouverture d'un fichier projet existant0

- Définition ou modification des données générales ou éventuellement aucune Modification dans le cas d'un fichier existant.
- Basculement en mode "Phasage/Calculs" à l'aide du bouton de la barre de boutons Contextuelle prévu à cet effet.

- La première phase est générée par défaut : l'utilisateur définit ou modifie ses paramètres si nécessaire.
- La première situation est générée par défaut : l'utilisateur définit ses paramètres ou modifie ses paramètres si nécessaire.
- Création si nécessaire d'autres situations pour la première phase, grâce aux boutons de la barre de boutons contextuelle ou aux options du menu "Phases et situations.
- Lancement des calculs, soit au fur et à mesure des situations, soit pour toutes les situations d'une phase, soit pour toutes les situations de toutes les phases : le calcul peut être lancé soit à partir des 3 options de calcul du menu "Calculs et résultats", soit à partir des 3 boutons de calcul de la barre de boutons contextuelle.
- Visualisation des différents types de résultats soit sur le dessin, soit sous forme de tableaux de résultats.

III.17 Les différentes options pour la manipulation de l'interface :

III.17.1 Les différentes zones à l'écran :

Les différentes "zones" de l'interface de TALREN 4 sont les suivantes :

- Le menu principal (complété par le menu contextuel).
- La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles.
- Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode Phasage/Calculs).
- La zone graphique.
- La barre d'état.
- Les boîtes de dialogue.

III.17.1.1 Le menu, les barres de boutons et le navigateur :

a) Le menu principal :

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure III.07, comporte les rubriques principales suivantes :

1) Fichier.
2) Edition.
3) Affichage.

4) Données.
5) Phases et situations.
6) Calcul et résultats.
7) Options.
8) Aide.



Figure IV.01 : Exemple du menu principal

b) La barre de boutons principale :



Figure IV.02 : La barre de boutons principale

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Nouveau fichier.
- Ouvrir un fichier.
- Enregistrer un fichier.
- Imprimer.
- Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur.
- Zoom avant.
- Zoom arrière.
- Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné.
- Capture d'écran.
- Commentaires généraux.

Les boutons comportent chacun une légende, qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.

c) Les barres de boutons contextuelles :

Les barres de boutons contextuelles "Données" d'une part, et "Phasage/Calculs" d'autre part, ne sont pas affichées simultanément. Est affichée celle qui correspond au mode "actif" du logiciel. Dans tous les cas, les boutons comportent chacun une légende qui s'affiche lorsque la souris passe dessus :

d) Barre de boutons contextuelle "Données du projet :

Celle-ci comporte principalement les boutons équivalents aux fonctions du menu "Donnéesdu projet" :



Figure IV.03 : la barre de boutons contextuelle "Données"

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :outil "Sélection" :

- Description générale du projet
- Dessin de lignes géométriques
- Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs)
- Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons)
- Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Basculement en mode "Phasage/Calculs"

e) Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs :

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus «Phases et situations" et "Calculs et résultats » :



Figure IV.04 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

Basculement en mode "Données"

- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Calcul de la situation sélectionnée

- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée
- Calcul de toutes les situations pour toutes les phases
- Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

III.17.1.2 Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4) :

1) **Méthode de Fellenius :**

La méthode de Fellenius a été appliquée à l'origine aux surfaces des ruptures circulaires. A l'origine, la méthode ne sépare pas l'effet de l'eau dans les relations inter tranches, et ne considère pas de forces extérieurs (∑Mext=0). Exprimée sous la forme habituelle d'une sommation sur des tranches discrètes, de largeur bi:

$$F_{Fel} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i}{F_{ci}}+\left[F_{si}.\gamma_i.h_i.\cos^2\alpha i - u_i + \frac{dU_I}{b_i}\right).sin\alpha i.cos\alpha i\right].\frac{tan\emptyset_i}{F_{\emptyset i}}\right).\frac{b_i}{cos\alpha_i}}{F_{s3}.(\sum_{i=1}^{n}[F_{s1}\gamma_i.h_0.b_i.sin\alpha_i]+\sum\frac{M_{ext}}{R})} \qquad \text{(IV.1)}$$

2) Méthode de bishop simplifiée :

La méthode de bishop simplifiée pose comme hypothèse : dT=0. Elle s'applique initialement à des surfaces de rupture circulaire, et de la même façon que pour Fellenius, le coefficient de sécurité s'exprime aussi sous la forme :

$$\boldsymbol{F_{Bishop} = \frac{Mrésistant}{Mmoteur}} \qquad \text{(IV.2)}$$

La solution du système est obtenue en éliminant δ et en introduisant l'expression de τ ainsi calculée (sachant que, comme pour Fellenius, le moment de δ est nul par rapport au centre du cercle). Il vient :

$$FBish = \frac{\int\left(\frac{\frac{c}{Fc}+(Fs1.\gamma.h-u).\frac{tan\emptyset}{F\emptyset}}{1+\frac{tan\alpha.tan\emptyset}{Fbi\,sh.Fs3.F\emptyset}}\right)}{Fs3.(\int Fs1.\gamma.h.sin\alpha.dx+\sum\frac{Mesxt}{R})} \qquad \text{(IV.3)}$$

Ou$\sum M_{ext}$ est le moment résultant de forces extérieures.

3) **Méthode des perturbations :**

La méthode dite des "perturbations" mise en point par Raulin, Rouques, Toubol (1974) est une méthode de calcul en rupture non circulaire de forme quelconque. L'hypothèse complémentaire qui la caractérise porte sur la valeur de la contrainte normale effective. Celle-ci est exprimée de la contrainte normale effective déduite de la méthode de Fellenius, par la relation :

$$\sigma' pert = \sigma pert - U = (\sigma Fel - U).(\lambda + U.tann.\alpha)$$

Le développement des équations conduit à :

$$\int([\sigma' Fel.(\lambda + U.tann.\alpha) + u].\left(tan\alpha - \frac{tan\emptyset}{F\emptyset*}\right) - \left(\frac{c}{F_C^*} + \frac{u.tan\emptyset}{F\emptyset^*}\right).dx - (E_1' - E_0') -$$

$$(E_1 - E_0) = 0$$

Cette méthode donne des résultats très proche de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles ont comparées sur des cas de rupture circulaire, et la méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "cois de glissement").

III.18 Application au glissement étudié :

III.18.1 Caractéristiques des couches :

Tableau IV.1 : les caractéristiques des couches

N°couche	Densité (kN/m^3)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement(°)
Gravier Gris-beige légèrement cimenté par de l'argile et du sable.	20	5	33
Argile sableuse avec des couches de grès.	20	3	30
Argile dure.	19	20	26
Argile dure/marne.	20	25	30

III.18.2 Les surcharges :

- Corps de chaussée : 41.68 kPa

- Surcharge due au trafic : 10 kPa

III.18.3 Prise en compte de l'effet sismique :

Notre site situé dans la zone IIB de séismicité moyenne et l'ouvrage est considéré comme un ouvrage de grande importance (groupe 2), c'est à dire le coefficient d'accélération sismique A=0.25.

- ah =0,5 A (%g) et av =±0,3ah

- Dans TALREN 4, il faut tester les 4 combinaisons possibles :

a_h /g= + 0,0125 et a_h /g= - 0,0125

a_v /g= + 0,00375 et a_v /g= - 0,00375

III.18.4 Vérification de la stabilité initiale :

En introduisant les différentes données des sols rencontrés dans le site (géométrie, caractéristiques physique et mécanique des sols, et les conditions hydrauliques), et d'autres relatives au logiciel de calcul TALREN4 (conditions sismiques, maillage, limitations de la profondeur et l'étendue du glissement, etc.), et sans conforter le site par aucun renforcement ; le calcul de stabilité a montré que selon ces données le coefficient de sécurité est inférieur à 1, ce qui confirme effectivement que les désordres observés sont le résultats d'un glissement actif qui est en cours de se développer.

III.18.4.1 La géomètres de talus étudié :

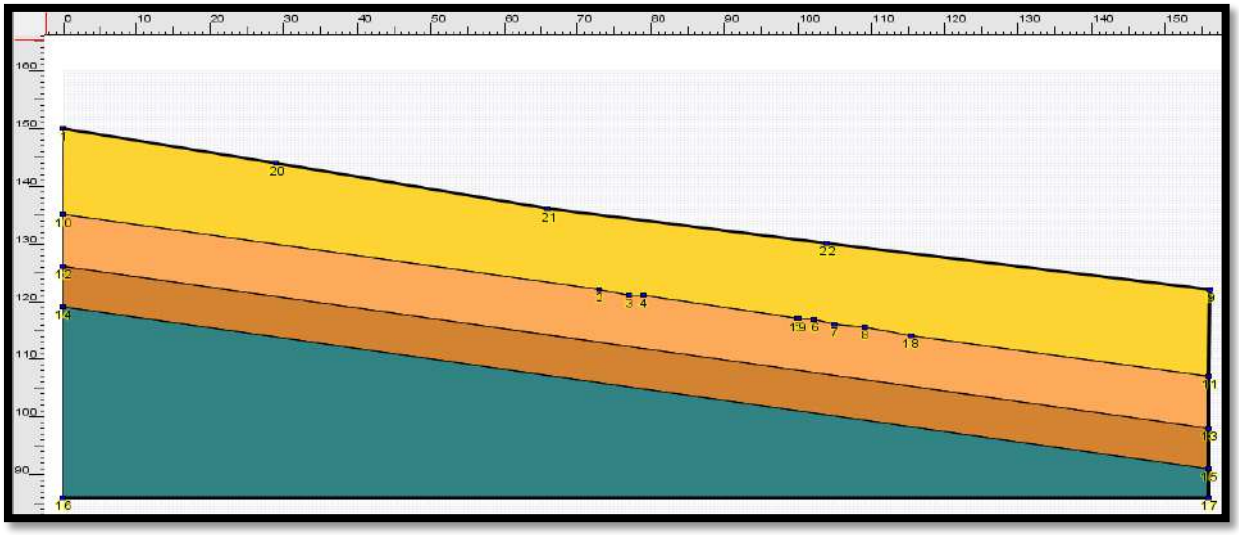


Figure IV.05 : La géomètre de modèle étudier.

III.18.4.2 Présentation des résultats de calcul :

1) Calcul de «Fs »Par la méthode de Bishop :

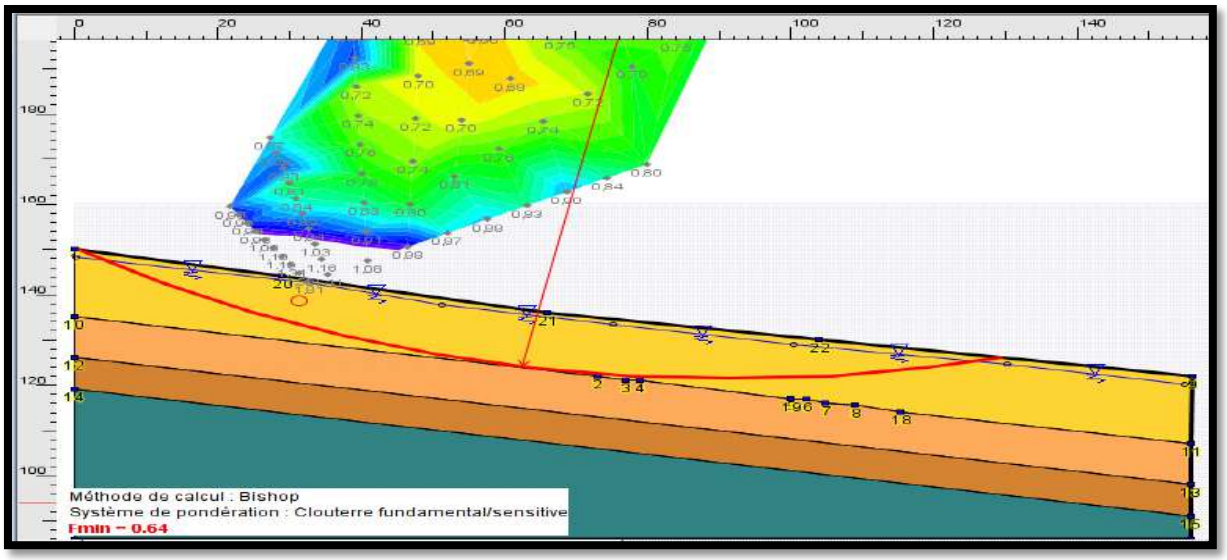


Figure IV.06 : Calcul du coefficient de sécurité avec la méthode de Bishop.

2) Calcul de «Fs »Par méthode de Fellenius :

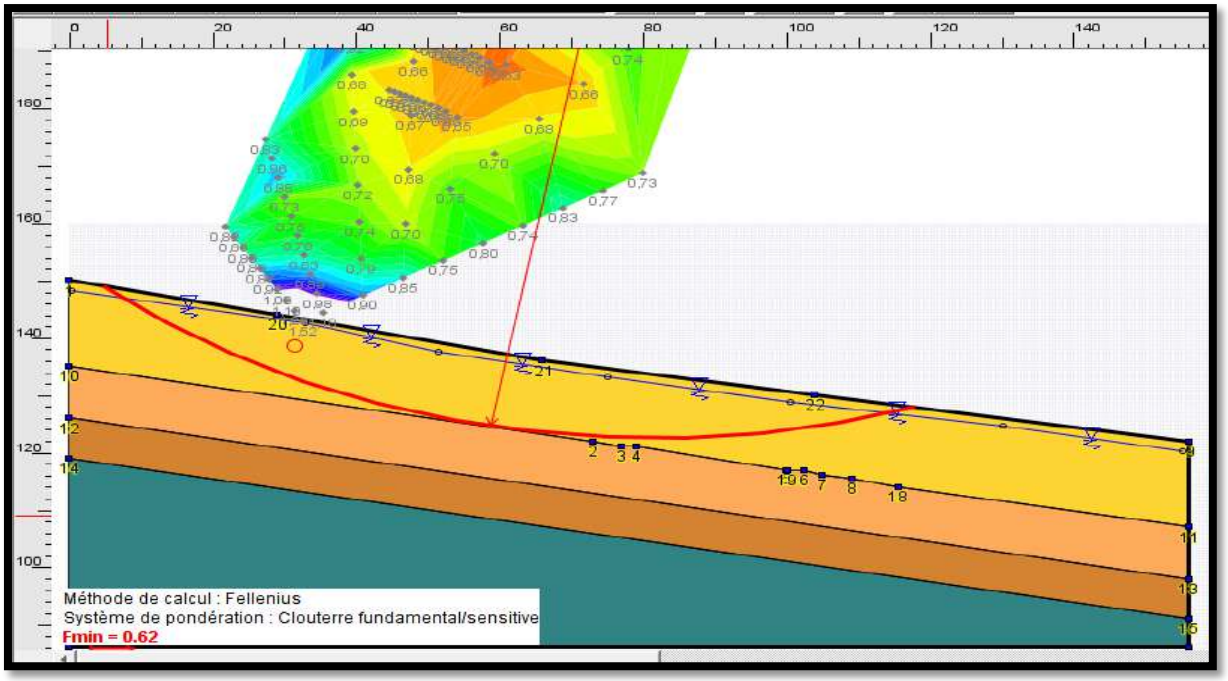


Figure IV.07 : Calcul de coefficient de sécurité avec la méthode de Fellenius.

3) Calcul de «Fs » Par méthode de perturbation :

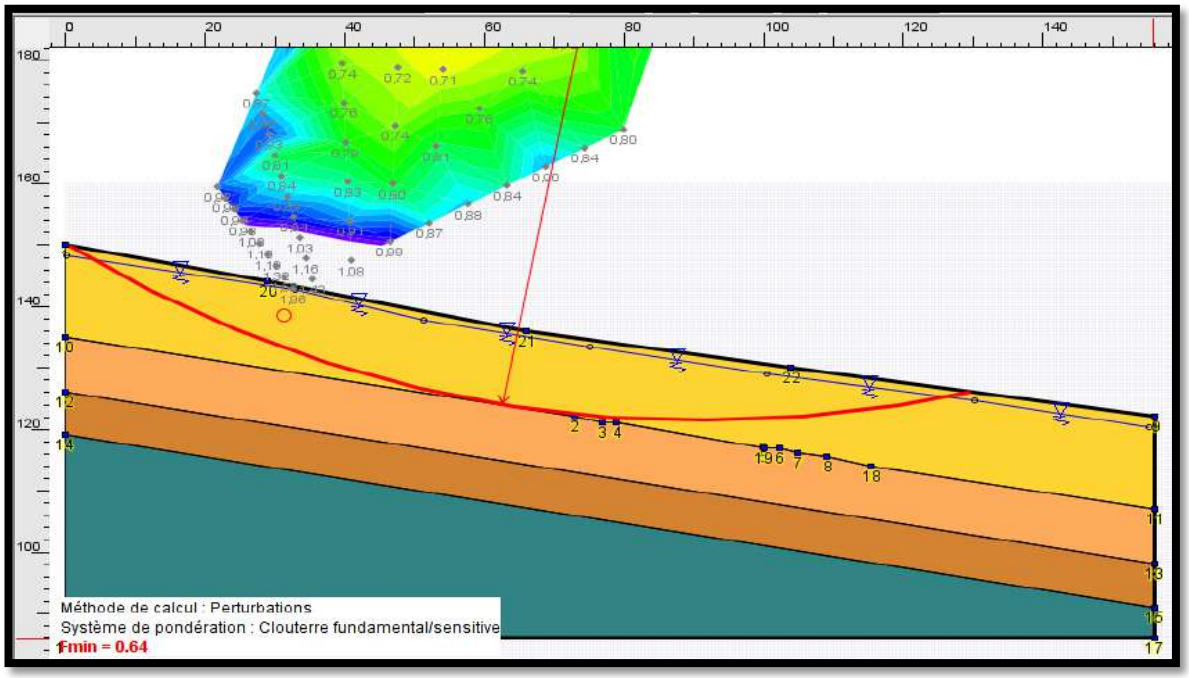


Figure IV.08 : Calcul de coefficient de sécurité avec la méthode de perturbations.

III.18.5**Interprétation des résultats :**

Le coefficient de sécurité (Fs) du glissement avant le confortement calculé avec les trois méthodes est de :

- La méthode de Bishop :Fs =0.64.
- La méthode de Fellenius :Fs =0.62.
- La méthode de perturbations : Fs =0.64.

On remarque que dans les trois méthodes le coefficient de sécurité est inférieur à 1.00, ce qui montre **que le talus est instable.** D'après les résultats de calcul obtenus, le site nécessite des solutions de confortement qui seront proposées dans la section suivante.

III.18.6 La solution de confortement :

Les solutions de confortement ci-dessous permettent d'éviter l'instabilité totale ou partielle du talus affectée par le glissement.

III.18.6.1 *Renforcement du site par l'enrochement :*

L'enrochement est un substitut, à moindre coût, aux systèmes de soutènement en pieux et permet un drainage naturel des eaux de ruissellement. L'enrochement s'utilise aussi en protection des berges d'un cours d'eau pour éviter le phénomène de ravinement et d'érosion de talus, et sont intégrables dans l'environnement. Pour notre site, cette solution consiste en ce qui suit :

- Décapage de la terre végétale et Nettoyage de la terre glissé.
- Déblais en grand masse et reprofilage des talus.
- Evacuation des terres excédentaires issues des déblais.
- Terrasser un sabot au pied de talus.
- Encrage des tuyaux en pvc micro perforé sur l'argile (drainage horizontal).
- Placer le géotextile pour isolé la terre ou les remblais de l'enrochement.
- Mettre en place l'enrochement.
- La mise en place d'une couche de TVO renforcé par des couches de géo- grille géotextiles au-dessous de corps de chaussé.
- La réalisation du corps de chaussée au-dessus de la couche de TVO.

- La mise en place de la géo composite de drainage pour protéger la couche de TVO et le corps de chaussée contre les eaux.
- Réalisation d'un fossé bétonné pour la collecte des eaux superficielles.
- Réalisation d'une tranchée drainante de forme trapézoïdale pour collecter les eaux ramenées et le rabattement de la nappe phréatique.

Le calcul par logiciel TALREN 4 de la stabilité du site après renforcement par cette deuxième variante donne aussi un coefficient de sécurité acceptable.

III.18.6.2 Calcul de la stabilité après le confortement :

1) Calcul de «Fs » Par la méthode de Bishop :

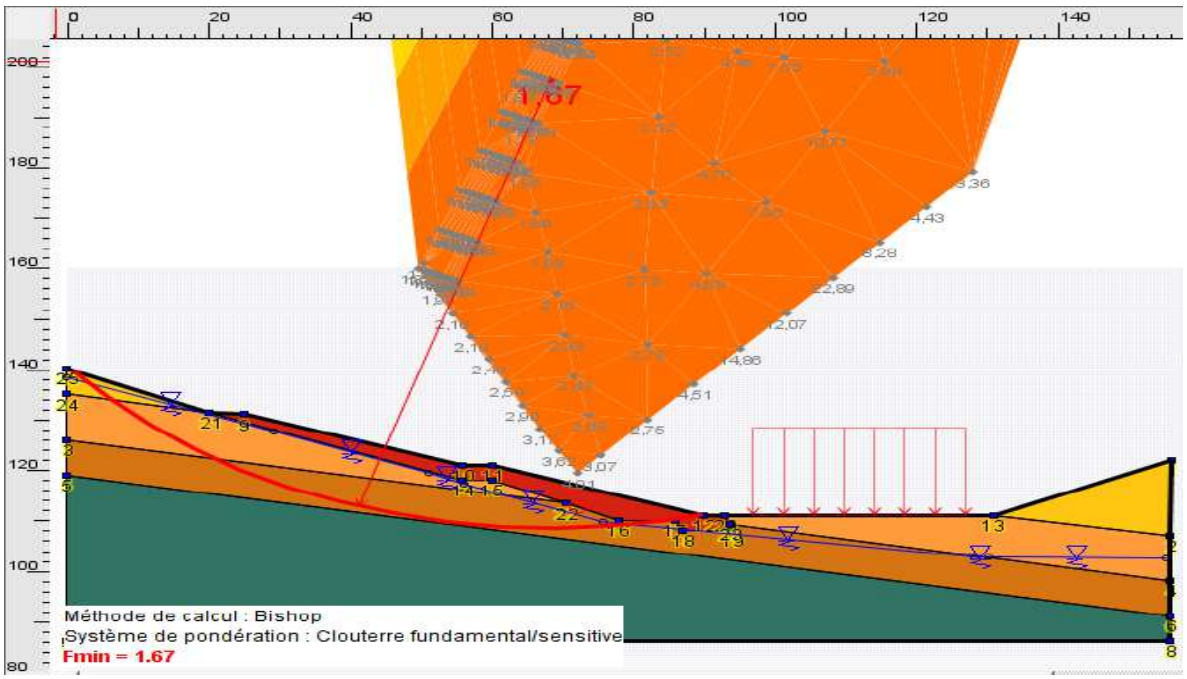


Figure IV.09 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de Bishop Renforcé par l'enrochement.

2) Calcul de «Fs »Par la méthode de Fellenius :

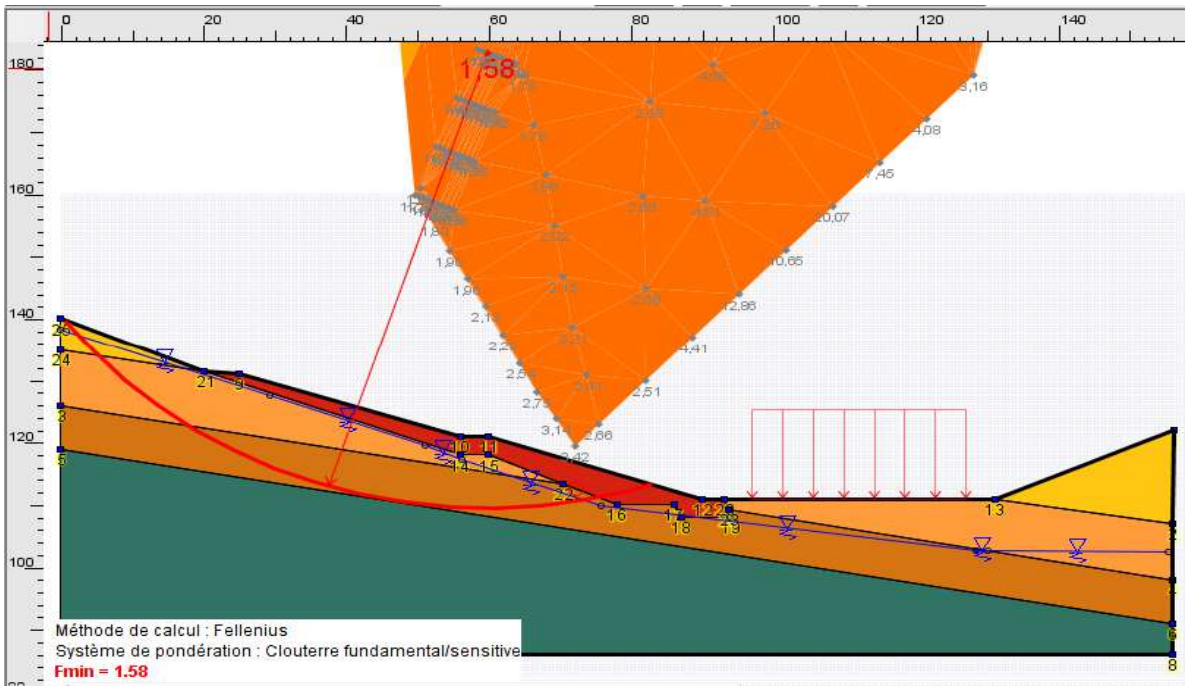


Figure IV.10 : **Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de Fellenius Renforcé par l'enrochement.**

1) Calcul de «Fs » Par la méthode de perturbation :

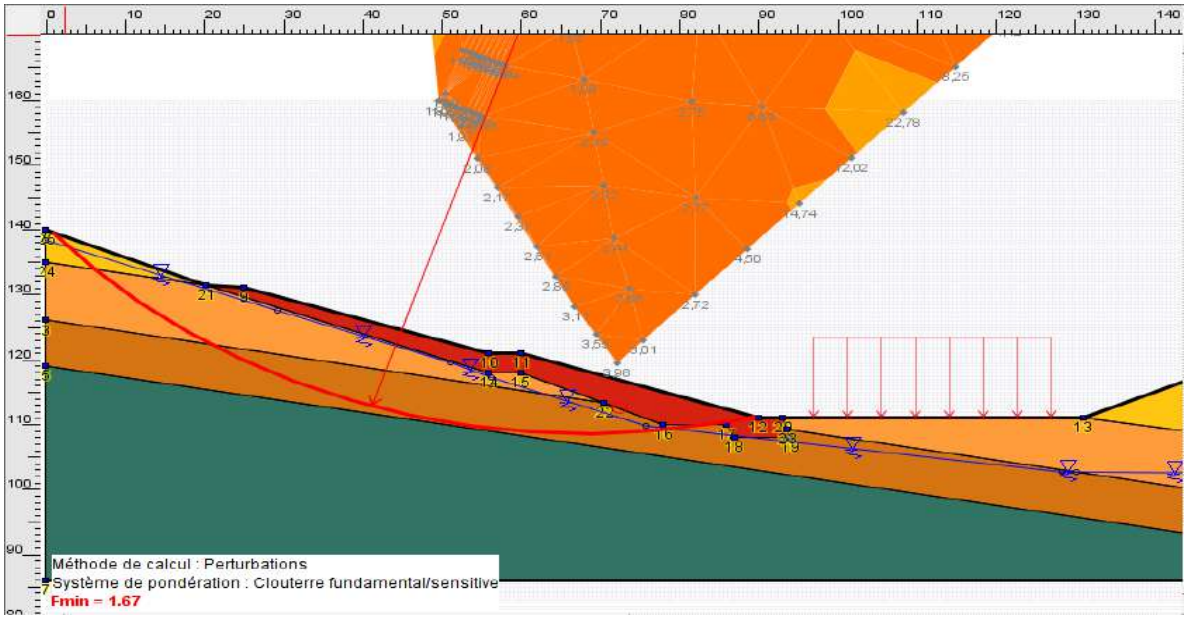


Figure IV.11 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de perturbations Renforcé par l'enrochement.

Après la modélisation on obtenue une valeur de coefficient de sécurité Fs=1.58, ce qui traduire la réussite de la solution.

D'une manière générale, la stabilité du site en question consiste aux trois aspects suivants :

- ✓ Le levé des couches de sol de mauvaises qualités.
- ✓ La mise en place de sol (talus) renforcé par l'enrochement de bonnes caractéristiques.
- ✓ La gestion des eaux superficielles et profondes par un système de drainage (fossé bétonné et tranchée drainante, drainage horizontal).
- ✓ S'il y a lieu, la réalisation d'une butée dans le côté amont du site (talus remblai) avec reprofilage pour diminuer la pente des talus.

La solution de confortement par enrochement avec mesures de drainage, ses dimensions sont comme suit :

- ✓ Terrasser le pied de talus en forme de sabot.
- ✓ Placer le géotextile de séparation.
- ✓ Pose de l'enrochement.
- ✓ Drain collecteur derrière l'enrochement encré sur la couche d'argile.

La solution doit être associée par un système de drainage constitué de ce qui suit :

- ✓ Une tranchée drainante renforce par géotextiles, de 2.00m de profondeur, pour la collecte des eaux souterraines ;
- ✓ Un fossé légèrement bétonné, pour la collecte des eaux de ruissellement ;

III.19 Conclusion :

On constate d'après les résultats obtenus par les trois méthodes d'analyse de stabilité montrent que les coefficients de sécurité sont supérieurs à (1,31), ce que veut dire que le talus se trouve dans un état d'équilibre stable. Pour les résultats d'analyse de la stabilité obtenus en tenant compte la sismicité du la région, montrent que les coefficients de sécurité deviennent plus faible, ce qui montre l'influence des séismes sur le déclanchement des glissements de terrain.

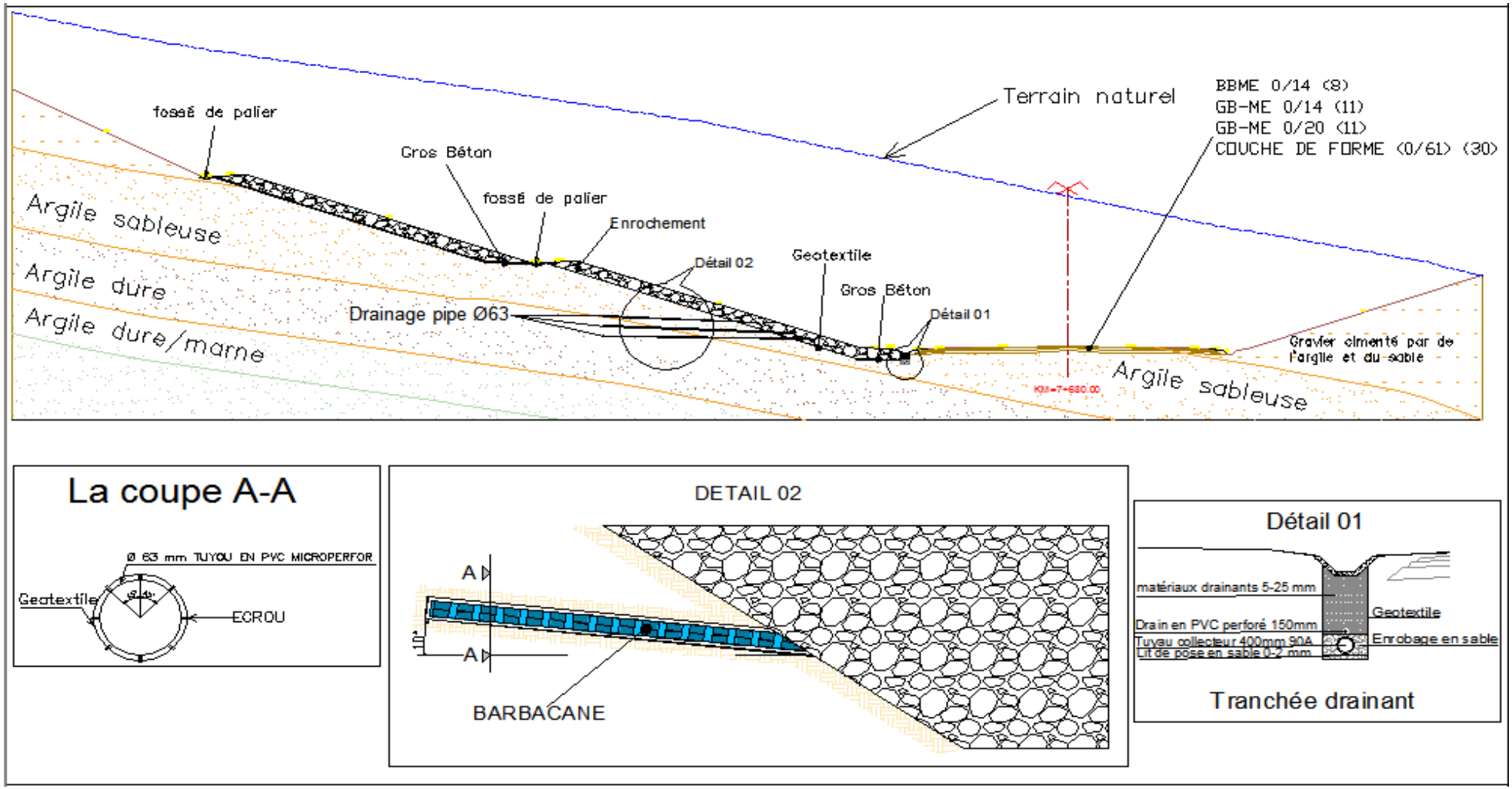


Figure IV.12 : Schématisation de la solution.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique, qui se base sur les observations sur le site, les essais in-situ réalisés et les essais de laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernière nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Cette étude a montré que les causes de glissement principales sont dues à la surcharge de terrain en pente (habitations) et les terrassements pour le nouveau projet.
En conclusion, la démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement d'un glissement de terrain procède des éléments suivants :

- ✓ Identification du type de mouvement ;
- ✓ Etude de stabilité par différentes méthodes ;
- ✓ Choix de solution ;
- ✓ Dimensionnement du projet de solution. Pour ce glissement le confortement proposé consiste à renforcer le talus par l'enrochement avec un système de drainage.

Enfin, cette étude du glissement a approfondie énormément nos connaissances concernant le traitement des glissements de terrains et des talus d'une façon générale qui est un phénomène difficile à gérer et qui demande des connaissances profondes dans plusieurs domaines, géotechnique, géologique, hydrogéologique et hydraulique.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[1] SID ELBAHDJA : «étude et diagnostique d'une stabilité d'un terrain avec possibilité de traitement. MEDEA, 2020»

[2] KENTOURI NABIL: «Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la RN 24 au PK 220+000»

[3] YAHIAOUI AHMED: «étude de confortement d'un glissement de terrain profond RN 24 BOULIMAT, BEJAIA.BEJAIA, 2013 ».

[4] Andres, F. et Wulliman, R. Travaux en tranchée. 2ème Edition Française, Baufachverlag S.A. Zurich. 1986.

[5] Taleb. Hosni, calcule de stabilité des pentes université Abdlhafid Bousouf, Blida, Algérie .2020.

[6] Karal K. « Energy method for soil stability analyses », Journal of the Geotechnical Engineering division, ASCE 1977.

[7] Donald IB, Chen Z, Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods, Canadian Geotechnical Journal 1997

[8] Etude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes université de Msila.

[9] KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement". INSA - Lyon, France, 27-29 juin 06.

[10] Mémoire Etude du glissement au km 186 de l'autoroute. EST-OUEST tronçon Lakhdaria-Brouira Analyse des causes et étude du confortement, université Mohamed Boudiaf, Msila, Algérie, 2016.

[11] Naima Rahmani, Méthodes stochastiques de calcule de stabilité des pentes, université de Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, Algérie, 2011.

[12] Donald IB, Chen Z, « Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods », Canadian Geotechnical Journal 1997.

[13] G. DHATT, G. TOUZOT, Une présentation de la méthode des éléments finis, Maloine S. A. Editeur Paris, 1984.

[14] Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE, Stabilité des pentes, *Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC), France.*

[15] Henri Vidal, Inventeur et créateur de la Terre Armée, Bulletin de la Sabix, France, 2015.

[16] Mémoire Etude d'un glissement de terrain sur le CW08, université de Yahia Fares, Médéa, Algérie, 2020.

[17] Clément DESODT, Julien LAUNAY, Hélène HORSIN MOLINARO 02/05/2017, Les glissements de terrain, modélisation et prévision, école normale supérieure, Paris-Saclay.

[18] Mémoire, Etude du glissement au PK 91+100 sur la RN 77 entre El Eulma et Beni Aziz : Analyse des causes et études du confortement, université Mohamed Boudiaf, Msila, Algérie, 2016.

[19] Laurent DUBOIS 14/03/2017, Stabilité des pentes ; COTITA Centre-Est, Cerema (centre d'études et expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement.

[20] Mémoire**,** étude de stabilité des mouvements de terrain : traitement d'un cas au niveau de l'autoroute est-ouest (pk52 et pk110), université Moulay Tahar, Saida, Algérie, 2019.

[21] SCHLOSSER (F.) et UNTERREINER (Ph.). –Renforcement des sols par inclusions. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C245 (1994)

[22] DELMAS (Ph.), BERCHE (J.-C.), CARTIER (G.) et ABDELHEDI (A.). – Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER. Bull. Labo. P. et Ch., 141, p. 57-66, janv.-fév. 1986.

[23] https://www.keller-france.com/expertise/techniques/palplanches.

[24] https://fr.wikipedia.org/wiki/Gabion.

[25] https://fr.wikipedia.org/wiki/Wilaya_d%27A%C3%AFn_Defla

[26] http://www.santemaghreb.com/algerie/documentations_pdf/docu_66.pdf

[27] Rapports géotechniques.

[28] Norme française NF P 94-116