REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA**



Faculté de Technologie

# Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

---

# ETUDE ET DIAGNOSTIQUE D'UNE GLISSEMENT DE TERRAIN AVEC POSSIBILITE DE TRAITEMENT (CAS : CW 162 AU PK 12+000)

---

**Présenté par :**

- Mme ZAOUI RAZIKA
- Mme SID EL BAHDJA

**Proposé et Dirigé par :**

Dr BENSAADA ABDELHALIM

**Promotion Juin 2020**

**ملخص:**

يعتمد هذا العمل على دراسة وتعزيز الانحدار الغير المستقر للتربة بمحاذاة الطريق الولائي رقم 162 بالمخرج الغربي لمدينة باسة بولاية عين الدفلى على مستوى النقطة الكيلو متريق +12.000.

الغرض من هذه الدراسة هو المساهمة في فهم الانحدار غير المستقر والانزلاق الأرضية باستخدام رمز الحساب الثنائي الأبعاد تالرن 4 بحيث يسمح بالتحقق من ثبات الهياكل الجيوتقنية والذي يعتمد على طرق الحساب الأساسية فيلينوس، بيشوبوب بلوتيباسيون.

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 تدعيم المنحدر ب النسيج الأرضي (الجيوتكستيل) كحل لثبات المنحدر وحماية الطريق.

## Résumé :

Ce travail est basé sur l'étude et l'amélioration de la pente instable de sol le long de chemin de wilaya numéro 162 au pk +12.000 à la sortie ouest vers BASSA wilaya de AIN DEFLA**.**

Le but de cette étude est de contribuer à la compréhension de la pente instable et des glissements de terrain à l'aide du code de calcul bidimensionnel TALREN 4 pour qu'il permette de vérifier la stabilité des structures géotechniques, et cela dépond des méthodes de calcul de base Fellenius, Bishop et perturbation.

Tout d'abord nous avons fait une discussion générale sur le mouvement du sol et de son glissement, en plus les déférents facteurs qui lui permettent de ce 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 géotextile comme solution idéale pour la stabilité de talus et la protection de route.

**Abstract:**

This work is based on the study and improvement of the unstable soil slope along wilaya road number 162 at pk +12,000 at the western exit towards BASSA wilaya of AIN DEFLA.

The aim of this study is to contribute to the understanding of unstable slope and landslides using the two-dimensional calculation code TALREN 4 to check the stability of geotechnical structures, which is based on the basic Fellenius, Bishop and disturbance calculation methods.

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 geotextile as the ideal solution for slope stability and road protection.

# 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 à 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 accepter de juger notre travail.

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

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

# Dédicaces

Je dédie ce travail :

A ceux que portent fièrement son nom

A nos modèles dans la vie, à la source de patience,

D’espoir et d’optimisme Mon cher père MOHAMED,

Que Dieu le protège.

A tous ceux qui existent après dieu et son message à la

Source de tendresse ma chère mère AICHA et REBEH.

A ceux qui ont été mon refuge dans mes frères, sœurs.

A mon mari, que dieu le protégé

A mon amie qui a participé à ce travail RAZIKA ZAOUI

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

SID ELBAHDJA

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents, que Dieu les protège.

A mes frères et mes sœurs.

A mon mari YASSINE

A mon amie SID ELBAHDJA

A tous mes collèges de la 2 eme année master

Géotechnique

ZAOUI RAZIKA

# Sommaire

Introduction Générale

PARTIE I: SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I: Généralités sur les mouvements de terrains

I.2 .Mouvement de terrain ……..……..……..1

I.2 .1. Définition des mouvements de terrains ……..……1

I.2.2. L'origine des mouvements de terrain ……..…..…1

I.2.3. Classification des mouvements de terrain ……..……..…2

I.2.3. 1. Les mouvements lents et continus ……..……..……3

a) Les affaissements ……..……..…3
b) Les tassements ……..……..…4
c) Le fluage du terrain ……..……..…4
d) Les solifluxions……..……..…...5
e) Glissements de terrain ……..……..……5
f) Les phénomènes de retrait- gonflement …… …….…....6

I.2.3. 2. Les mouvements rapides et discontinus …… ……...6

1. Les effondrements …… ……..….6
2. Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses … …….…...7
3. Les éboulements ou écroulements ……..…….8
4. Les laves torrentielles ……..… …8
5. Les coulées de boue …… ……. ...9

I.3. Le processus du glissement de terrain ……..… 12

I.3.1. Caractérisation des glissements …….. ….12

I.3.2. type des glissements de terrain ……..…… ...13

1) Glissement plan ……..… … ....13
2) Glissement circulaire ou rotationnel ……...…13
3) Glissement quelconque ……..……...…14

I.3.3. La classification du glissement de terrain ……..… ….15

1) Glissement superficiel ……15
2) Glissement profond ……15

I.3.4.Principales causes des glissements de terrain ……15

I.3.4.1.Facteurs permanents ……15

1. La pesanteur ……15
2. L'eau ……..…..15
3. Action mécanique ……..…..16
4. Action chimique ……16
5. La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains …….……..16
6. La structure des terrains …….…….16
7. La morphologie …….……..16
8. Le couvert végétal ……... ……..17

I.3.4.2.Facteurs variables dans le temps ……18

1. Les précipitations ……..…… ….18
2. La température ……18
3. Le Gel et dégel ……18
4. Le séisme et le volcanisme ……...18
5. L'action de l'homme …… ..……18

I.3.4.3.Autre classifications des causes d'instabilité …….…….19

CONCLUSION…….… 19

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

II.1. Introduction …… ….... 21

II.2.Calculs de stabilité …….…..21

II.2.1.Eléments de base de calcul …… …..21

II.2.2.Notion de facteur de sécurité ……..……..21

II.2.3 .Cas des ruptures planes (glissement plans) ……..……...23

II.2.4. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) ……..…...24

II.2.5. Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) …….…….25

II.3. Les méthodes de calculs de la stabilité …… 25

II.3. 1. Méthodes basées sur l'équilibre limite…….….. 25

1. Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927) ……..…. 25
2. Méthode de Bishop (Bishop, 1955) ……..…..….26
3. Méthode de Janbu (1965)……..…..….26
4. Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) ……..……..27
5. Méthode de Spencer 1967 …….....27
6. La méthode des perturbations …….…..… 28

II.3.2.Évaluation et limitation des méthodes ……...……...29

II.3.3. Méthodes globales …… 29
II.3.4. Utilisation d'abaques …… 30
II.3.5.Calcul automatique à l'aide d'ordinateur ……...…30
II.3.6. LA METHODE BASEE SUR LES ELEMENTS FINIS ……30
II. 3.7.Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte ……...…...31
II.4. Les méthodes de confortements……...…31
II.4.1.Drainage…….……31
a) Collecte et canalisation des eaux de surface …….……...…32
b) Massifs drainants……...…32
c)Tranchées drainantes …….……..32
d) Drains verticaux, galeries drainantes…….…….….34
II.4.2.Terre armée …….……..34
II.4.3.Soutènements en TEXSOL ……...….34
II.4.4.Les géo synthétiques…….…....35
II.4.5.Le pneu sol ……...…...….35
II.4.6.Les renforcements rigides……..……35
a) Ouvrages de soutènement……..……...36
b) Tirants d'ancrages……...…….36
c) Renforcement par inclusions……...…….37
d) Clous et micro pieux ……...37
e) Les palplanches…….…. 38
f) Gabions …….……..…39
g) Enrochement …….…39
Conclusion …….….40

## CHAPITRE III : Analyse de site et étude géotechnique

III.1. Introduction……..41
III .2.Présentation de la région……..41
III.3 .Le climat……..41
III.4. Carte géologique de la zone d'étude……42
III.5. Sismicité…….…..42
III.6.Observation des désordres……43
III.7.Reconnaissances géotechnique…….45

III.7.1.Consistance de travail……..……..45
III.7.1.1.Localisation et topographie…….…46
III.7.2.Sondages carottés…….……..46
III.7.3.Essai de pénétration dynamique lourd……...49
A) Principe de l'essai…….....49
B) Conditions courantes d'utilisation du pénétromètre dynamique……..……..49
C) Présentation des résultats……...……49
D) Implantation des essais in-situ……...……50
E) Résultats des essais……...……51
E.1) Glissement pk12+00……..……..51
E.2) Interprétation de résultats…….……..……52
III.7.4. Essais au laboratoire……..……52
III.7.4. 1.Choix du type d'essai de laboratoire…….……52
a) Analyse granulométrique……..……...…..53
- Le tamisage ……...……...….53
- La sédimentomètrie …….....……53
b) Limites D'ATTERBERG……..….55
- Limite de liquidité WL …….….55
-Limite de plasticité WP …….……56
-Limite de retrait WS …….…….56
c) La teneur en eau ……...…….……..…..56
d) Les densités ……..…….……..….57
➢ La densité humide γh(γ)……...……..……..57
➢ La densité sèche γd…….……..57
e) Analyse chimique sommaire…….57
f) Essais mécaniques…….58
III.8. Interprétation de résultats…….…61
III.9.Conclusion ……...61

## CHAPITRE IV : proposition de solution

IV.1.Introduction …….……64
IV.2.Présentation du logiciel …….……64
IV.3.Les principales caractéristiques de Talren4…….…….. 64

IV.3.1. L'interface graphique interactive ……..…..64

IV.3.2. La gestion du phasage ……....65

IV.3.3.La recherche automatique de surfaces de rupture…….. 66

IV.3.3.4. Méthodes de calculs à la rupture (spirales logarithmiques)…….... 66

IV.3.3.5. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface…… 66

IV.4.Les différentes options pour la manipulation de l'interface ……67

IV.4.1. Les différentes zones à l'écran …….66

IV.4.1.1. Le menu, les barres de boutons et le navigateur……. 66

A) Le menu principal…….. 66
B) La barre de boutons principale ……..67
C) Les barres de boutons contextuelles ……..67
D) Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"……...68

IV. 4.1.2. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4) …….....68

**1.** Méthode de Fellenius ……..….68
**2.** Méthode de bishop simplifiée ……..…69

**3.** Méthode des perturbations ……..….69

IV.5. Application au glissement étudié …….…….70

IV.5. 1. Caractéristiques des couches…….... 70

IV.5. 2. Les surcharges…….……...…70

IV.5. 3. Prise en compte de l'effet sismique…….……70

IV.5. 4. Vérification de la stabilité initiale…….……...70

IV.5.4.1.la géomètres de talus étudié…….…….…..71

IV.5.4.**2**. présentation des résultats de calcul…….…… 71

A) Par la méthode de Bishop…….……..…71
B) Par méthode de Fellenius …….……....72
C) Par méthode de perturbation …….……...72

IV.5.5.Interprétation des résultats …….……..…..73

IV.5. 6. La solution de confortement …….……..73

IV.5.6.1.Renforcement du site par le géotextile …….……....73

IV.5.6.2.calcul de la stabilité après le confortement .....……..74

A) Par la méthode de Bishop…….……74
B) Par méthode de Fellenius …….……74

C) Par méthode de perturbation ……75

IV.6.Conclusions ……...….76

Conclusion Général …….....77

# 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 phénomènes de retrait- gonflement

Figeur I.8 : Les effondrements

Figeur I.9 : Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuse

Figeur I.10 : Les éboulements ou écroulements

Figeur I.11 : Les laves torrentielles

Figeur I.12 : Les coulées de boue

Figeur I.13 : Les différents éléments d'un glissement de terrain

Figure I.14 : Schéma descriptif d'un glissement plan (G. Philipponnat, 1987).

Figeur I.15 : types de rupture circulaire

Figeur I.16 : Les types de glissements de terrain

## CHAPITRE II : Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes

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

Figeur II.2 : Schéma type d'une rupture circulaire
Figure II.3 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.

Figure II.4 : les démentions d'une tranche

Figure II.5 : les forces sur une tranche

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

Figeur II.7 :eperon drainant

Figeur II.8 :masque drainant

Figeur II.9 Figeur II.9 : coupe type d'une tranchee drainante

Figeur II.10 : galeries drainantes

Figeur II.11 : Exemple de mur en texsol

Figeur II.12 : Exemple de géotextile

Figeur II.13 : Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41,(Haute-Savoie).Figeur Figeur Figeur II.14 :Exemple de clouage d'un glissement.

Figeur II.15 : Exemple de palplanche.

Figeur II.16: Exemple de gabion.

Figeur II.17 : Exemple d'enrochement.

## CHAPITRE III : Analyse de site et étude géotechnique

Figure III.1 : La région d'Ain defla (site web) [19]

Figure III.2 : La région de bassa

Figure III.3 : carte des zones sismiques de l'Algérie du nord (C.G.S.2003)

Figure III.4 : Ouvrage busé dissocié

Figure III.5 : Ouvrage busé complètement colmaté

Figure III.6 : Extrait d'une vue satellite de la localisation du site (avant le glissement)

(Google erthe ; date d'édition de l'image : 04/02/ 2020)

Figure III.7 : butté en gabion instable

Figure III.8:coupe lithologique d'un sondage carotté Sc01

Figure III.9:coupe lithologique d'un sondage carotté Sc02

Figure III.10: Photo de l'essai au PDL sur la route 12+000

Figure III.11 : Implantation des essais in-situ

Figure III.12 : pénétrogramme dynamique

Figure III.13 : résultat d'essai d'analyse granulométrique de Sc 01

Figure III.14 : résultat d'essai d'analyse granulométrique de Sc 02

Figure III.15: Appairage d'essai limite d'Atterberg

Figure III.16: Appairage d'essai mécanique

Figure III.17: rapport d'essai de cisaillement rectiligne

Figure III.18: rapport d'essai de cisaillement rectiligne selon mode opératoire MS.L3.LCPC

## CHAPITRE IV : proposition de solution

Figure IV.01 : Exemple du menu principal

Figure IV.02:La barre de boutons principale

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

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 des GTX.
Figure IV.10 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de Fellenius
Renforcé par des GTX.
Figure IV.11 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de perturbations
Renforcé par des GTX.
Figure IV.12 : schématisation de la solution

# Liste des tableaux

## CHAPITRE1 : Généralité sur les mouvements de terrains

TABLEAU I.1 : Classification des mouvements de terrain. K.TERZAGHI (1925).

TABLEAU I.2 : Classification des mouvements de terrain. K.TERZAGHI (1925).

TABLEAU I.3 : La classification de glissement de terrain.

TABLEAU I.4 : Etude statistique sur les causes des glissements de terrain (d'après M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU, 1995).

## CHAPITRE II : Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes

TABLEAU II.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]

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

Tableau II.3 : Évaluation et limitation des méthodes

## CHAPITRE III : Présentation du site et étude géotechnique.

Tableau III.1: La résistance pour tous les pénétromètres réalisés :

Tableau III.2: la valeur de la charge admissible de site

Tableau III.3 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité.

Tableau III.4 : Etat hydrique des sols selon leurs degrés de saturation en eau.

Tableau III.5 : Classification des sols selon leurs densités.

Tableau III.6 : le résultat d'analyse chimique

## CHAPITRE IV : proposition de solution

Tableau IV.1 : les caractéristiques des couches

# Liste des symboles

**C :** Cohésion.
**τ :** Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle **.**
**σ :** Contrainte.
**σ' :** Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$)
**$\sigma_3$ :** Contrainte principale mineur
**$\sigma_1$ :** Contrainte principale majeur
**φ :** Angle de frottement interne du sol
**ψ :** Angle de dilatance du sol
**ε :** Déformation longitudinale
**ν :** Coefficient de Poisson
**$\gamma_{sat}$ :** Poids volumique du sol saturé
**$\gamma_w$ :** Poids volumique de l'eau (environ9,8)
**$\gamma_h$ :** Poids volumique humide du sol
**$\gamma_s$ :** Poids volumique des grains
**$\gamma_d$ :** Poids volumique sec du sol**.**
e : L'indice des vides.
n : La porosité.
w : Teneur en eau.
Cu : Coefficient d'uniformité de Hazen.
Cc : Coefficient de courbure.
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.
Wp : La limite de plasticité.
WL: la limite de liquidité.
Ip : L'indice de plasticité.
IL : L'indice de liquidité.
Ic : L'indice de consistance.
Sr: Degré de saturation. σ : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).
Cg : L'indice de gonflement.
Cc : L'indice de compression.
Pc : Pression de consolidation.
Pl : La pression limite pressiométrique.
Pl* : La pression limite nette.
R.P.A: Règles Parasismiques Algériennes.
A : section droite de la pointe.
e : pénétration moyenne par coup .
g : accélération de la pesanteur.
H : hauteur de chute.
M : masse du mouton.
M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.
Rp: Résistance de pointe.
Fs: coefficient de sécurité.
Hc : Hauteur critique.
PDL: Pénétration dynamique lourds.
SC: Sondages carottés.

# Introduction Général

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme dangers naturel permanents rencontrés dans tous les pays du monde car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dollars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention.

Pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements

Dans ce contexte, on va traiter un glissement de terrain affectant la CW162 au PK +12.000 en analysant la cinématique de ce glissement et les aspects géologique, hydrogéologique et hydraulique pour proposer un système de confortement de talus.

L'étude s'intéresse à la vérification de la stabilité de ce talus par le calcul de son coefficient de sécurité afin de trouver la meilleure solution de traitement de glissements.

A partir de ce problème posé nous avons partagé notre travail en deux parties :

La première partie est une étude bibliographique sur les glissements de terrains et leurs types causes, méthodes de calculs, ainsi que les méthodes de confortement.

La deuxième partie a été consacré pour :

- ✓ la description du site.
- ✓ Etude géotechnique de site.
- ✓ Calcul de stabilité.
- ✓ Etude de confortement.
- ✓ Estimation économique.

# PARTIE I

# ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

# CHAPITRE I

## Généralités sur les mouvements de terrains

Dans ce chapitre nos définir en premier lieu les différents types de glissements de terrain selon leur vitesse (les écoulements, les coulées, le fluage et les glissements) et selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principaux causes qui peuvent mobiliser ces glissements et de citer en dernier lieu les différentes informations nécessaires pour identifier le type de glissement de terrain probable et son degré de danger vis-à son intensité.

## I.1. Introduction

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géodynamiques qui se produisent dans toutes les régions du monde et souvent les plus graves sur la surface de la terre. Ils provoquent des modifications sur le paysage et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des décès. Ces phénomènes se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

## 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 (site web le 22/01/2020)

### I.2.3. Classification des mouvements de terrain

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types, a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années (Colas pilot 1976 ; Antoine et Fabre, 1980 ; Flageolet, 1989) [R].

Par la diversité des facteurs responsables des glissements de terrain, il existe de nombreuses classifications qui ont été proposées par des géologues, des mécaniciens ou des géotechniciens [2].

Ces classifications nous permettent de dénommer les principaux types de mouvement, de telle façon qu'elles évoquent certaines de leurs caractéristiques essentielles ou permettent de les retrouver.

Bien sûr, les premières étaient simples car elles s'appuyaient sur des observations.

En 1846, A. COLLIN [R] propose une classification basée sur la forme et la dimension de la masse déplacée.

K. TERZAGHI (1925) [R] fait intervenir la mécanique des sols pour le classement des mouvements de terrains. Il distingue d'une part les mouvements se produisant à sec, et d'autre part, les mouvements impliquant des formations plastiques (Tableau I.1). Mais cette classification ne mentionne pas les mouvements liés à la solifluxion.

C.F.S. SHARPE en 1938 [R] propose une répartition assez exhaustive qui tient compte de nombreux critères [3] :

- Type ou forme de mouvement.
- Dimensions du mouvement.
- Causes du mouvement.
- Vitesse de mouvement.
- Organisation du matériau à l'intérieur de la masse glissée.
- Relation entre masse en mouvement et son substratum.

Mais cette classification reste essentiellement fondée sur trois facteurs, le mode de mouvement, la teneur en eau et le type du matériau (Tableau I.2).

J.P. BOMBARD (1968) [R] propose quatre critères qui peuvent être à la base d'une classification des mouvements de terrain :

- Le mode de mouvement ;
- Le type du matériau ;
- Les dimensions du mouvement ;
- La vitesse du mouvement.

L'inconvénient de cette classification, reste que la vitesse du mouvement est difficile à mesurer avec précision, et elle est très variable dans l'espace et dans le temps, du fait qu'il y a des phases d'accélération et de ralentissement dans la cinétique du mouvement [3].

Chaque auteur selon sa formation et sa nationalité propose une classification en se basant sur des critères tels que [3] **:**

- La nature de la roche.
- La cinématique du mouvement.
- La vitesse du mouvement.
- La morphologie et le type de surface de rupture.
- La cause de la rupture.
- L'âge de la rupture.

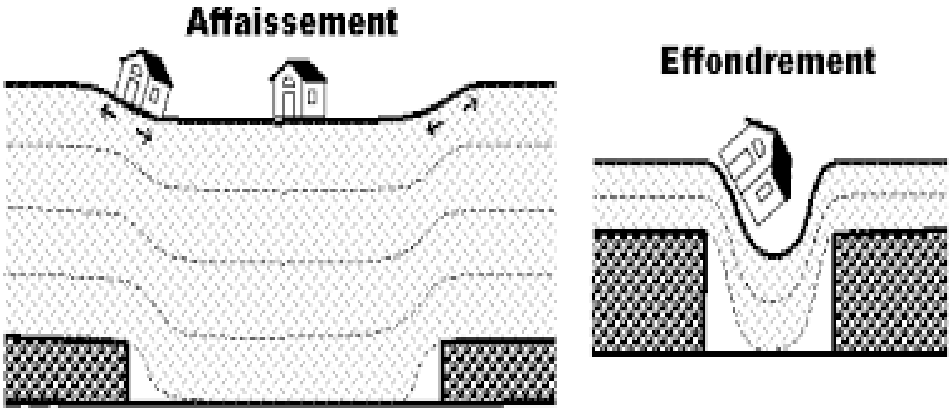
Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements et selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : Les mouvements lents et les mouvements rapides [Flageollet, 1989] [R].

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public [3].

### I.2.3. 1. Les mouvements lents et continus

#### g) Les affaissements

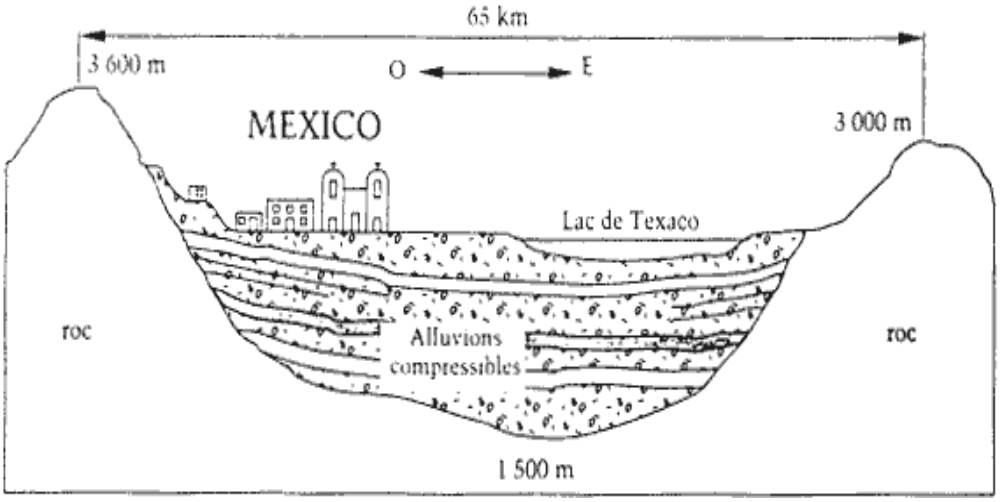
Les affaissements, sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine. Il n'y a pas de rupture en surface. Des efforts de flexion, de traction et de cisaillement, et des tassements différentiels peuvent se manifester dans les zones de bordure. Dans certains cas, les affaissements peuvent être le signe annonciateur d'effondrements (Voir Figure I.2).




Figeur I.2 : Les affaissements.

**h) Les tassements**

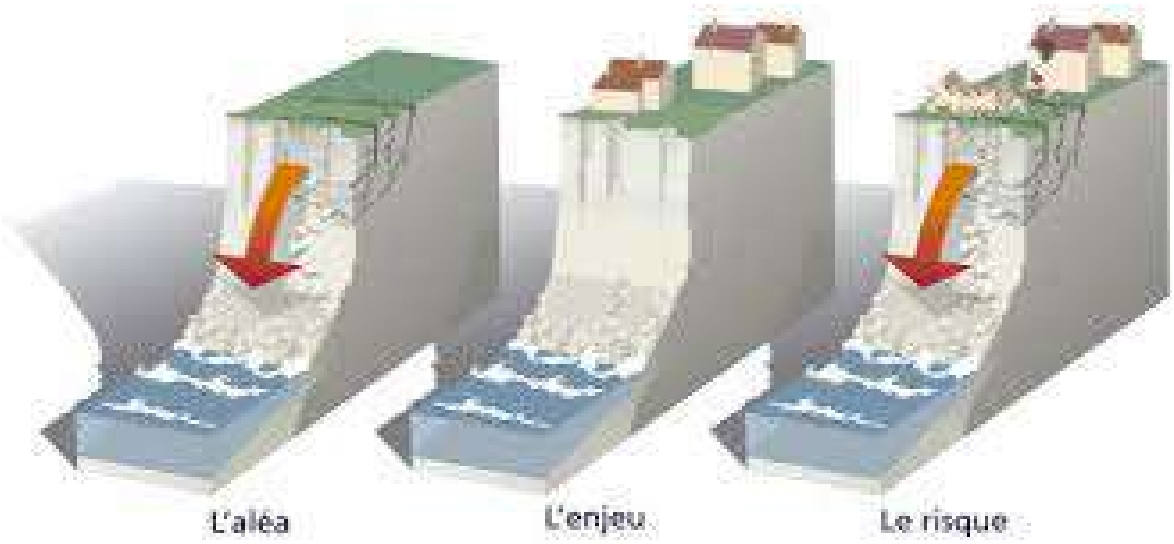
Le tassement du sol est la déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements 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).




Figeur I.3 : Tassement de Mexico.

**i) Le fluage du terrain**

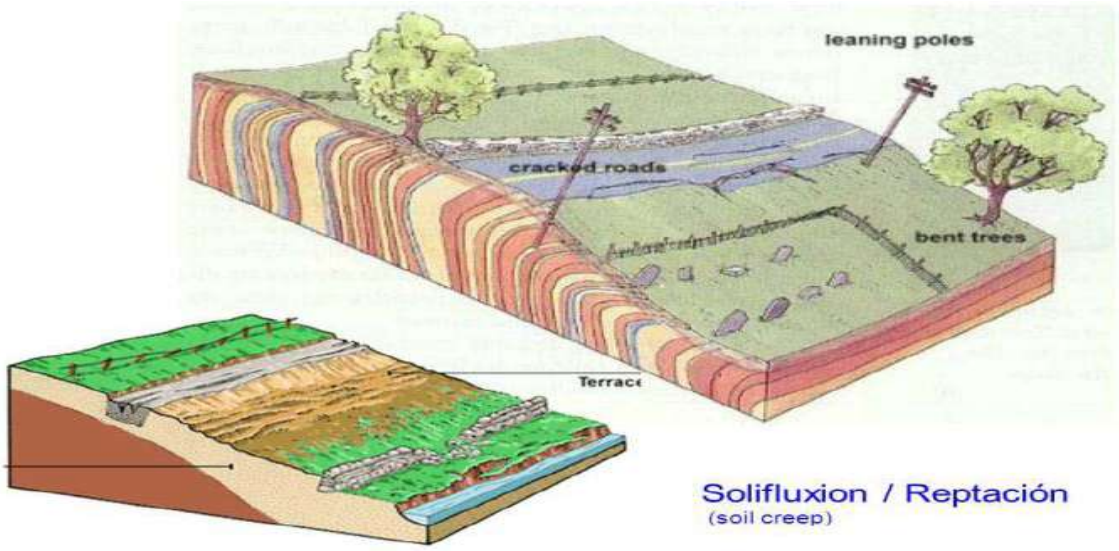
C'est un phénomène qui correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique, donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture, et les déplacements dans le massif en mouvement sont continus, mais les vitesses sont faibles (Voir figure I.4) [7].




Figeur I.4 : Le fluage du terrain.

### j) 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 (Voir figure I.5) [7].




Figeur I.5 : Les solifluxions.

### k) Glissements de terrain :

Un glissement de terrain peut être défini comme étant un mouvement gravitaire d'une masse de sol, suite à une modification de ces conditions aux limites, le long d'un plan de glissement appelé aussi ligne de glissement. La masse de sols en mouvement, dans un glissement de terrain, peut varier de quelques mètres cubes à des centaines, voire à des milliers ou des millions de mètres cube (Voir figure I.6) [7].



Figure I.6 : Glissement d'un talus.

**l) Les phénomènes de retrait- gonflement :**

En tant que risque naturel d'origine climatique, le phénomène de retrait-gonflement des argiles est directement lié aux conditions météorologiques et notamment aux précipitations. Ce risque est identifié depuis les années 1950(Voir figure I.7) [8].

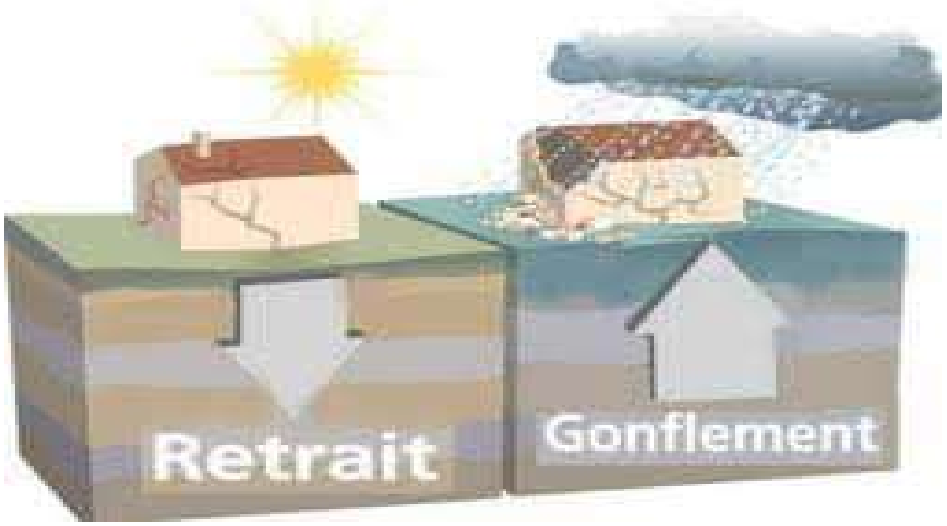



Figure I.7 : Phénomènes de retrait- gonflement

**I.2.3. 2. Les mouvements rapides et discontinus**

**a) Les effondrements**

Les effondrements, se produisent de façon brutale. Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Le phénomène peut être ponctuel (fontis, diamètre inférieur à 50 m, occasionnellement 100 m) ou généralisé (plusieurs hectares).
La présence d'un banc raide dans les terrains recouvrant la cavité favorise les effondrements généralisés. Selon la profondeur de l'effondrement, un glissement de ses flancs peut se produire après l'événement (Voir figure I.8).

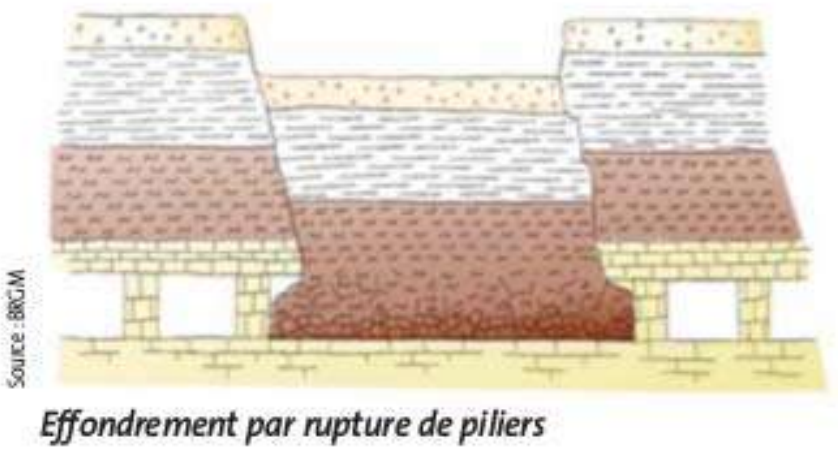



Figure I.8 : Les effondrements

**b) Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses**

Les mouvements, à partir d'une falaise ou d'un escarpement rocheux, sont brutaux et rapides. Ils peuvent développer leurs effets sur de grandes distances. On sait, aujourd'hui, modéliser par le calcul la trajectoire des chutes de blocs rocheux, en tenant compte de leur forme, de leurs rebonds, de leur nature et de celle du terrain de la zone supposée d'arrêt : ce qui permet de dimensionner les ouvrages de protection avec une bonne fiabilité. Dans le cas des éboulements en grande masse, l'interaction des blocs entre eux augmente la distance parcourue (Voir Figure I.9).

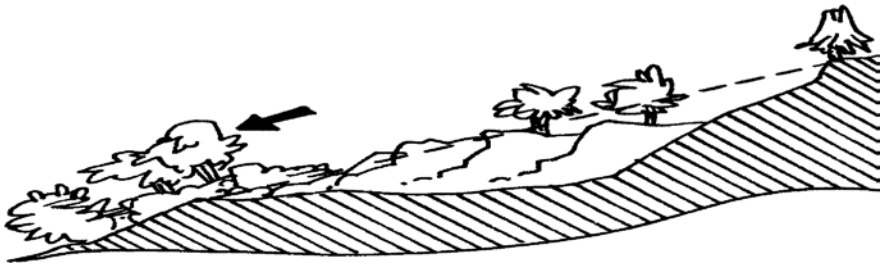




Figure I.9 : Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses.

**c) Les éboulements ou écoulements**

Ce sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes. Ils consistent en la chute libre ou le roulement au départ, après rupture, de blocs formés par fragmentation, le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière). L'ampleur du phénomène est liée à la quantité et au volume de blocs mobilisables et à la surface et la topographie de l'aire de réception des blocs éboulés (Voir figure I.10) [9].



Figure I.10 : Les éboulements ou écroulements.

**d) Les laves torrentielles**

Les laves torrentielles sont des écoulements mêlant intimement l'eau et les matériaux de toutes tailles. Elles atteignent ou dépassent des densités voisines de 2 qui les rendent capables de transporter des blocs en quasi-flottation. Elles se déclenchent sur des pentes très fortes (30 à 40 % ou même à partir de 20 %) soumises à des mouvements de terrain et/ou effondrements de hautes berges, et plus largement à tous les phénomènes d'érosion de surface, qui permettent notamment le mélange d'eau et de matériaux (Voir figure I.11) [10].



figure I.11 : Les laves torrentielles

**e) Les coulées de boue**

Lorsque les matériaux meubles d'un versant sont détrempés par des pluies abondantes ou la fonte des neiges, le matériau n'adhère plus à la pente et glisse en masse. L'eau peut aussi provenir du terrain (poches d'eau non drainées) ou être apportée par un ruisseau (Voir figure I.12).



Figure I.12 : Les coulées de boue

En résume les classifications de terrain dans ces deux tableaux suivantes

**TABLEAU I.1** : Classification des mouvements de terrain. K.TERZAGHI (1925) [2], [4] et **[6]**

| ORDRE | GROUPE | CLASSE | VARIETE |
|---|---|---|---|
| **A. Mouvements à sec** | I. Reptation (mouvement de masse, continu) | • Reptation de sol<br>• Reptation d'éboulis (matériaux meubles)<br>- gravier<br>- glacier rocheux | Ecroulement de roches<br>Glissement dans gravier |
| | II. Glissements (mouvement de masse rapide). | - Mouvements de roches<br>- Mouvements d'éboulis (matériaux meubles)<br>- Glissements mixtes | Cendres volcaniques<br>Dépôts lacustres anciens<br>Dépôts lacustres récents<br>Dépôts lacustres mixtes |
| **B. Mouvements plastique** | III. Affaissement et coulées (résultat d'une variation rapide de la porosité) | - Sables boulant et coulées de terre<br>- Chutes, coulées de sable<br>- Sédiments lacustres<br>- Desquamation et altération<br>- Glissement profond dans les matériaux homogènes<br>-Glissement profond dans matériaux hétérogènes<br>- Reprise de mouvement dans un ancien Glissement<br>- Glissement suivant des plans et joints de stratification | |
| | IV. Dislocation et coulées (résultat d'une dislocation après gonflement et fragmentation) | - Compression et expulsion résultant de sous-pressions locales | |
| | V. Coulées résultant d'une Suppression hydrostatique | - Gonflement résultant d'une baisse de la pression | |
| | VI. Expulsion (diminution de la résistance sous l'action d'une forte sous-pression) | - Expulsion résultant de sous-pressions locales | |

TABLEAU I.2 : Classification des mouvements de terrain. K. TERZAGHI (1925) **[5] et [6].**

| **MOUVEMENT** | | | | **TERRE OU ROCHE** | |
|---|---|---|---|---|---|
| **TYPE** | **VITESSE** | | **GLACE** | | |
| | | **Glace dominant** | **Terre ou roche + glace** | **Terre ou roche sec ou peu d'eau** | **Terre ou roche + eau** |
| Coulée | Habituellement imperceptible | Transport calcaire | Réparation de rock-glacier | Réparation de roches | |
| | Lent à rapide | | | Réparation d'éboulis | |
| | Perceptible | | solifluxion | Réparation de sols | Solifluxion |
| | Rapide | | Avalanche de débris | | Coulée de terre |
| Glissement | Lent à rapide | | | | Coulé de boue (mud flow) |
| | Perceptible | | | | Avalanche de débris |
| | | | | Glissement « rotationnel » | |
| | | | | Glissement de débris | |
| | Très rapide | | | Ecroulement de débris | |
| | | | | Glissement de roches écroulement | |
| Glissement ou coulée | Brusque ou lent | | | Affaissement Effondrements | |

## 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.13) :

- ✓ **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.
- ✓ **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.
- ✓ **Tête :** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l`escarpement principal.
- ✓ **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.
- ✓ **Elément :** fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- ✓ **Flanc :** limite latérales du glissement prolongeant l`escarpement principal.
- ✓ **Pied :** correspond a l`intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masque par le bourrelet.
- ✓ **Extrémité inférieure (pouce) :** zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- ✓ **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.
- ✓ **Surface de glissement ou de rupture :** c`est une surface qui sépare la masse glisséedes terrains en place.
- ✓ **Corps :** partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- ✓ **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d`importance et de formes diverses suivant leur position [11].

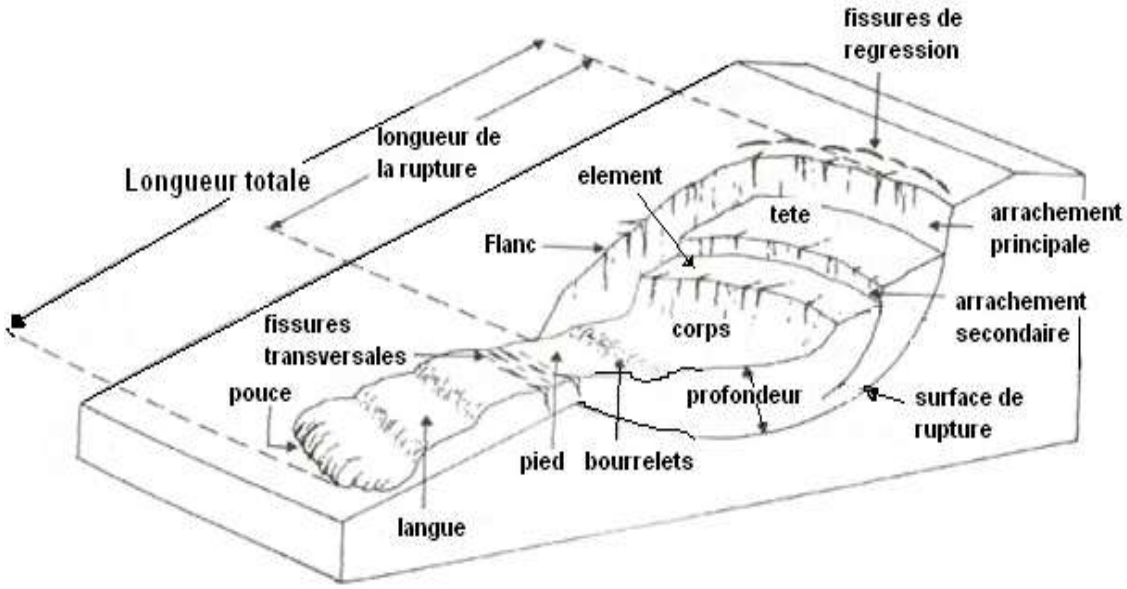



Figure I.13 : Les différents éléments d'un glissement de terrain.

## I.3.2. type des glissements de terrain

On peut distinguer trois types principaux de glissements :

### a) Glissement plan

Où le mouvement est une translation du massif sur un plan incliné, plus au moins régulier. En général la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau (couche savon).Les joints (couches minces) argileux sont particulièrement favorables aux déclenchements de glissements plans lorsque les terrains qui les surmontent sont perméables [11].

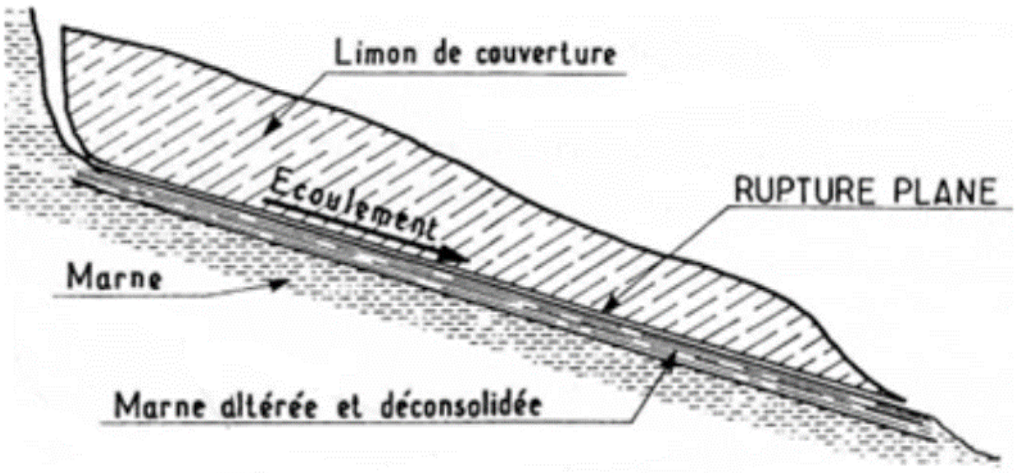



Figure I.14 : Schéma descriptif d'un glissement plan (G. Philipponnat, 1987) [R].

### b) Glissement circulaire ou rotationnel

Surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ net et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne

dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.
La figure (I.14) présente les trois types de rupture circulaire affectant les talus routiers (cercle de talus, cercle de pied et cercle profond). Les cercles de pied sont les plus courants. Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité **[11].**

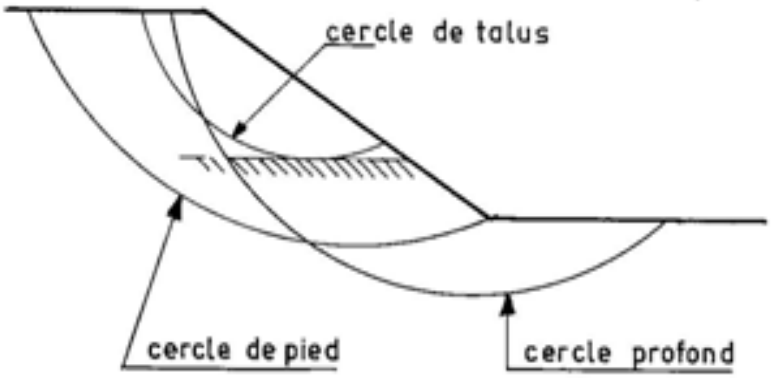



Figure I.14 : Glissement circulaire.

### c) 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 **[11].**

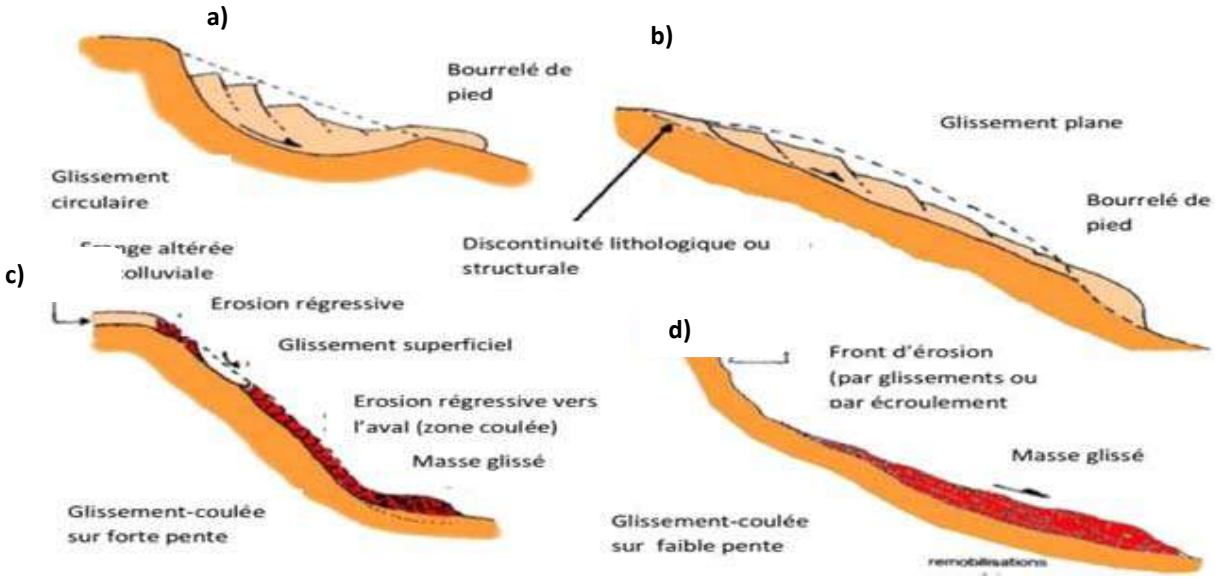



Figure I.15 : Les types de glissements de terrain

## 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 **[12].**

Tableau I.3 : 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 | | |

**a) 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 **[18].**

**b) 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 **[18].**

## I.3.4.Principales causes des glissements de terrain

Les mouvements de pente sont des manifestations naturelles de l'évolution du relief en action, à la surface terrestre depuis des millions d'années. Les observations et les études effectuées à partir d'événements passés ont permis de mettre en évidence certaines conditions de site favorables à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité.

## I.3.4.1.Facteurs permanents :

Ce sont des facteurs de prédisposition d'un site aux instabilités (relief, nature géologique des terrains, etc…etc.).

**A) La pesanteur**

Elle constitue le moteur essentiel des mouvements de terrain, qualifiés souvent de gravitaires.

**B) L'eau**

Elle est un facteur très déterminant pour la genèse d'un glissement de terrain. Elle agit par ameublissement et dégradation mécanique des terrains. Elle joue en même temps un facteur permanent et un facteur variable dans le temps (précipitation).

### C) Action mécanique

Les pressions interstitielles élevées dans les sols constituent un élément défavorable à la stabilité d'une pente. Ces zones humides sont caractérisées par une nappe affleurant en quasi-permanence et par une végétation hygrophile particulière. Elles indiquent dans la plus part des cas une forte probabilité d'avoir une instabilité dans une pente. L'érosion des berges de cours d'eau ou des côtes marines est aussi la cause des instabilités de masse. L'action des vagues qui s'exerce au pied des falaises côtières contribue au recul des côtes par éboulements successifs.

### D) Action chimique

L'hydratation de certains minéraux (anhydrite, par exemple) accompagnée de gonflement, peut contribuer à désorganiser un massif.

### E) La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains

Les caractéristiques mécaniques des terrains représentent les données de base imposées par la nature et l'histoire du terrain.

Les schistes argileux, les argiles, les marnes, les micaschistes s'altèrent facilement en surface et donnent lieu à des glissements ou à des coulées boueuses.

Les formations superficielles récentes, généralement non consolidées, tapissant les versants à forte pente, sont vulnérables et instables.

Les formations anisotropes (formations stratifiées) présentent souvent des « alternances de niveaux durs et tendres (marno-calcaires, comme exemple) qui ont un comportement mécanique et hydraulique particulier, souvent défavorable à la stabilité.

Les terrains affectés par de grands glissements anciens, dits fossiles, sont cependant fragilisés et donc sensibles à une perturbation d'origine naturelle ou humaine.

La variation importante lithologique, dans une même formation géologique peut être à l'origine d'une répartition des mouvements de terrain.

### F) La structure des terrains

La tectonique, simple ou cassante, conditionne notablement la susceptibilité des terrains aux instabilités.

Les discontinuités qui affectent les roches cohérentes jouent un rôle déterminant dans la stabilité des massifs rocheux. Elles constituent des surfaces de faiblesse sur lesquelles se désigne la rupture et qui peuvent être à l'origine d'une étude de prédiction du mécanisme et du type de glissement (glissements plans, des glissements de dièdres, etc.) en se basant sur leurs orientations.

Les joints sédimentaires, plan de schistosité ou de foliation sont eux aussi des surfaces de faiblesse qu'il faut prendre en compte. Ils jouent le même rôle (favorisant l'instabilité des massifs) que les discontinuités.

### G) La morphologie

La pente des talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité. Il existe une pente limite au-delà de laquelle on observe un optimum favorable aux glissements. On ne peut pas utiliser la valeur de la pente comme déterminante, elle s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la hauteur des versants et la présence ou non de l'eau.

**H) Le couvert végétal**

Le rôle stabilisateur du couvert végétal et des arbres tient à plusieurs facteurs :

• **L'ancrage par les racines:** Le terrain du versant se trouve emprisonné dans un radiculaire dense et donc il est stable.

• **Le drainage par l'évapotranspiration:** Les arbres prélèvent dans le terrain une quantité d'eau considérable par l'évapotranspiration.

• **La rétention des eaux de pluie:** La couverture végétale permet la rétention des eaux pluviales qu'elles ne viennent pas imbiber la masse de terrain.

• **La protection contre l'érosion:** La couverture végétale représente un tapis protecteur qui réduit fortement l'action du ruissellement superficiel.

A l'inverse, l'action de la végétation peut être déstabilisante en :

- ✓ Chargeant le versant.
- ✓ Favorisant l'infiltration.
- ✓ Interceptant l'énergie éolienne et induction des forces de traction dans le sol.
- ✓ Créant une structure étagée : roche mère, roche altérée et sol compacté par la structure

Des racines.

- ✓ L'élargissement des fissures dans un massif fissuré et leur progression en profondeur par le développement des racines et par suite augmentation des forces motrices à l'écoulement.

Sur le terrain, la végétation peut être indicatrice des glissements, il est possible de localiser et de délimiter les différentes parties d'un glissement à partir de la tenue des arbres ; arbres en pipe, arbres inclinés, paquets d'arbres isolés.

## I.3.4.2.Facteurs variables dans le temps

Ce sont eux qui déclenchent l'instabilité ou qui provoquent une accélération marquée du mouvement conduisant à la rupture.

**a) Les précipitations**

Les glissements de terrain apparaissent souvent au moment hydrologique le plus défavorable, c'est-à-dire lors de périodes pluvieuses prolongées, lors de fonte de neige ou après une longue période humide, selon des mécanismes tels que :

- ➢ L'augmentation de la pression interstitielle dans les sols saturés, due à un épisode pluvieux exceptionnel ou à une fonte de neiges, qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol.
- ➢ La saturation des sols par descente d'un front d'infiltration influe aussi et fait augmenter le poids moteur.
- ➢ Une réduction de la consistance d'une argile causée par l'augmentation de la teneur en eau, lorsque celle-ci se rapproche de la limite de liquidité « wl », le milieu passe de l'état plastique à l'état liquide et la résistance au cisaillement diminue.

- L'érosion provoquant des changements de géométrie du versant, et par suite une modification de la pente qui implique une diminution du coefficient de sécurité.
- Des écoulements souterrains qui ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes telles que la pression de courant et érosion souterraine.

**b) La température**

Les variations de températures sont un facteur déclenchant de chutes de pierres ou de blocs, en raison des dilatations différentielles qui se manifestent.

**c) Le gel et dégel**

Dans les principaux sols limoneux, la congélation et la décongélation peuvent donner des pressions interstitielles excessives et par suite, elles influent sur les mouvements de surface (solifluxion).Le gel s'accompagne d'une augmentation de volume de 9% environ, et tend à écraser les particules des sols en créant et élargissant des fissures. Ce phénomène est à l'origine de certaines chutes de blocs ou de glissement de terrain.
Le dégel s'accompagne de libération de grandes quantités d'eau et donne lieu à des glissements-coulées ou à des chutes de blocs et éboulements.

**d) Le séisme et le volcanisme**

Les vibrations provoquées par les séismes sont responsables du déclenchement de mouvements de pente très variés tels que glissements, chutes de blocs ou écroulements, soit par action mécanique directe, soit par la modification des pressions interstitielles.
Des phénomènes plus spécifiques se produisent également, comme des glissements à morphologie particulière, survenant dans des sites sujets à la liquéfaction de couches sableuses ou soumis à une forte amplification des vibrations.
L'explosion d'un volcan est souvent accompagnée d'une activité sismique qui favorise l'instabilité des versants.
L'action de surpression de gaz et de vapeur d'eau peut, en outre, favoriser le déclenchement de mouvement de pentes sur les flancs du volcan.

**e) L'action de l'homme**

L'homme constitue fréquemment une cause d'accélération ou déclenchement des instabilités, notamment :

- Les modifications de l'équilibre naturel des pentes, talutage en pied de versant,remblaiement en tête de versant.
- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel; rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple), pompage excessif d'eau qui favorisent la dissolution des roches solubles, etc.
- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles de déclenchement des chutes de pierres et de blocs ou vibrations dues au trafic routier ou ferroviaire qui peuvent déstabiliser à la longue des versants.

### I.3.4.3.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.4** Etude statistique sur les causes des glissements de terrain (d'après M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU, 1995) [13]

| | 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 décomposée en 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 :

- Facteurs hydrauliques.
- Facteurs mécaniques.
- Facteurs dynamiques.

## I.4.Conclusion :

Des difficultés surviennent quand il s'agit de classer les mouvements de terrain. Certains s'interrogent même sur la légitimité d'une telle entreprise, à cause de la diversité des facteurs d'instabilité et des paramètres à prendre en compte, malgré qu'elle réduise la complexité de ces événements, Comme l'instabilité dans notre cas d'étude. Aussi, dans une perspective de gestion du risque, faire la différence entre les familles de mouvements de pente est primordiale. Ainsi, il faut noter l'importance de la cinématique du développement de la rupture et du déplacement des masses rompues, où l'eau joue très souvent un rôle majeur.

# CHAPITRE II

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

L'objectif de ce chapitre est de définir les différents méthodes analytique et numérique de calculs de glissements de terrain et le choix de la méthode de confortement qui 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 cout économique.

## II.1. Introduction :

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimum qui représente la surface critique de rupture.

Nous allons nous efforcer de montrer le mécanisme qui conduit à la rupture de certains talus ou pentes naturelles. Nous verrons les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer si un talus est stable ou non.

Il existe plusieurs méthodes dans la littérature. Elles apparaissent en général trop simples et trop figées ou trop élaborées et de maniement délicat. Ces dernières diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème.

## II.2.Calculs de stabilité :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite.

L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre.

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

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation) [02].

### II.2.2.Notion de facteur de sécurité :

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues.

Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité *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.

$$\boldsymbol{Fs = \frac{\sum force\ \ de\ résistance}{forces\ motrices}} \qquad \text{Eq.…(01)}$$

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul :

- dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de *FS* inférieure ou égale 1,dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour *FS*=1, les caractéristiques correspondantes [14] et [15].
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus [02].

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le (tableau II.1) :

**Tableau II.1 :** Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973

| Définition | Formule |
|---|---|
| Rapport de contraintes | F=τ max/ τ |
| Rapport de forces | F= M resist / E moteur |
| Rapport de moments | F=M resist / E moteur |
| Rapport de grandeurs | Par ex : H/H max |

Théoriquement, le talus est dit stable si FS > 1, l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque
(FS = 1), mais dans la pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- ✓ Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- ✓ Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- ✓ Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.

✓ L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

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

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

| FS | Etat de l'ouvrage |
|---|---|
| <1 | Danger. |
| 1,0-1,25 | Sécurité contestable. |
| 1,25-1,4 | Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages. Ou bien quand la rupture serait catastrophique. |
| >1,4 | Satisfaisante pour les barrages. |

## 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).

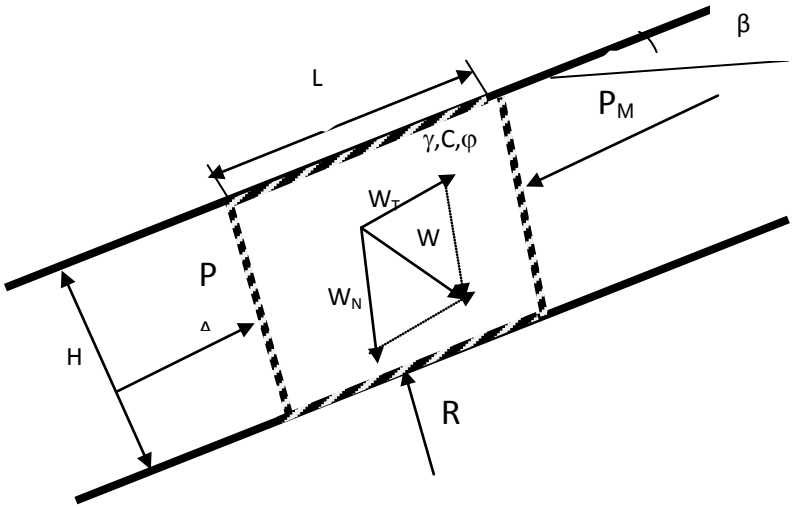



Figure II.1 : Schéma type d'une rupture plane.

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

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

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.

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

Cas particuliers :

- c'=0 ; $h_{w=0}$

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

- c'=0 ; $h_{w=}h$

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

- c' non nul ; $h_w$=0

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

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

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène (figure II.3).
u : Pression interstitielle et δ, τ : contraintes à la base de la tranche n
V.H : Forces interbranches
W : Poids de la tranche n

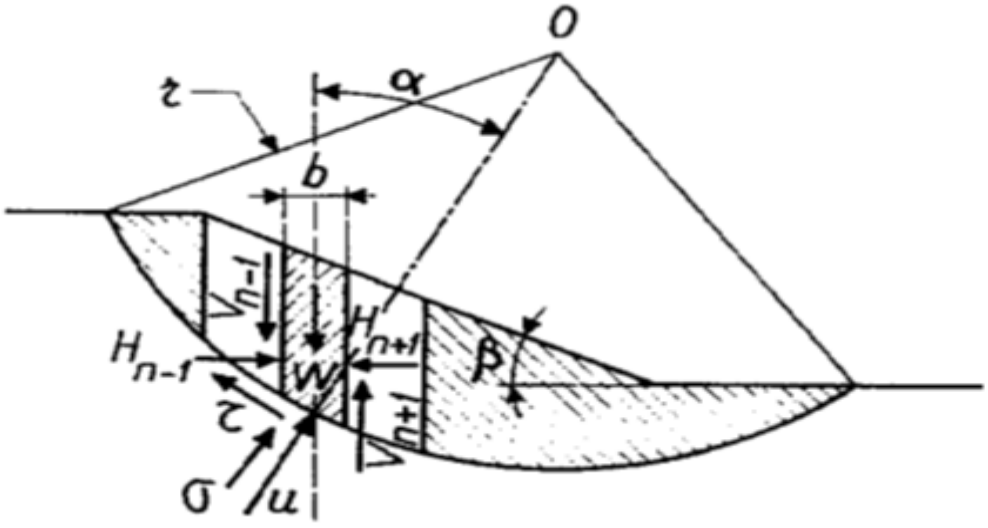



Figure II.3 : Schéma type d'une rupture circulaire.

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- **Méthode de Fellenius (1927)**
- **Méthode de Bishop (1954)**

### 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 [16].

### II.3. Les méthodes de calculs de la stabilité :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projets détaillés.

### II.3. 1. Méthodes basées sur l'équilibre limite :

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières : étude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. Est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la « méthode globale » (par exemple méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIARETZ…). Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la méthode des tranches (par exemple méthode de FELLENIUS ; BISHOP…) [16].

**Nota :** Nous citons certaines méthodes d'Equilibre Limite

**A) Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927) :**

Méthode des tranches basée sur une rupture circulaire. Cette méthode ne satisfait que l'équilibre des moments, par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées.

- Pas de réactions inter-tranches : Hi = Vi = 0
- Équilibre d'une tranche : $\delta = \gamma h.\cos^2\alpha$ et $\tau = \gamma_h.\cos\alpha.\sin\alpha$ (idem pente infinie)

Coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum[(W.COS^2\alpha - \mu b).\tan\varphi' + c'b]\frac{1}{cos\,\alpha}}{\sum W.sin\,\alpha} \qquad \text{Eq…(4)}$$

$$F_S = \mathbf{W.cos\alpha} \qquad \text{…….. Eq(5)}$$

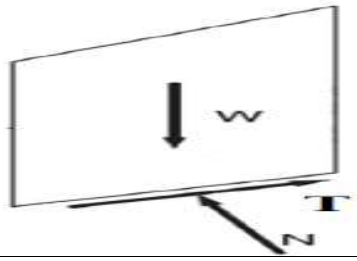



Figure II.3 :La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.

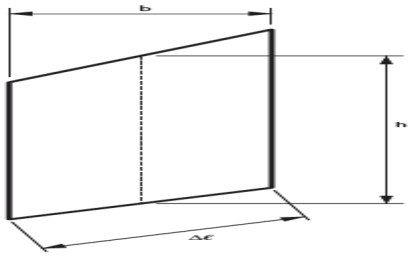



Figure II.4 : les démentions d'une tranche

**B) 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 : $Wi = (\delta' + u).b.\tan\alpha.\frac{\tan\varphi'}{F} + c'.b.\tan\alpha 1$
- Moment global : $\sum[\,Wi.R.\sin\alpha] = \frac{1}{F}\sum[(\,\delta' 1.\tan\varphi 1 + c' 1\frac{b1}{cos\alpha\,1}\,.R]$

**C) 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.

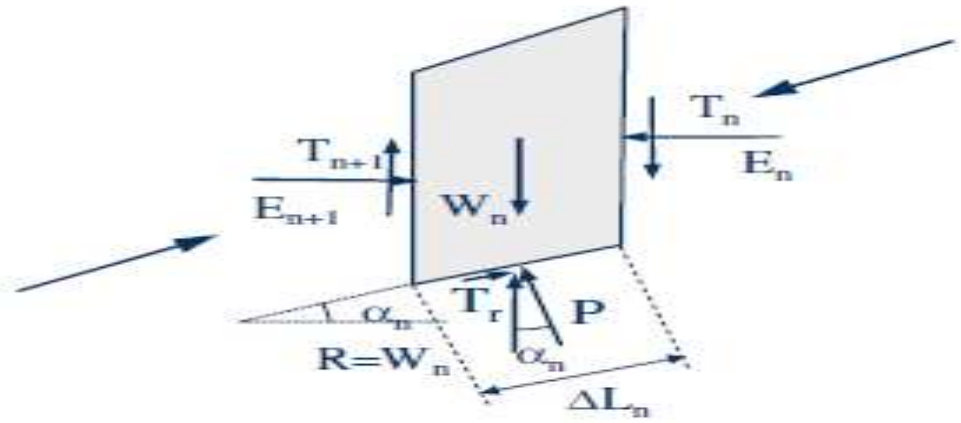



Figure II5 : Les forces sur une tranche .

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

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

Le coefficient de sécurité corrigé est :

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

**D) Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) :**

Aussi satisfaire à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. (A.KOUDERY, 2005).

**E) Méthode de Spencer 1967 :**

Spencer a présenté cette méthode pour une surface circulaire, Wright l'a développée pour une surface non circulaire. [15].

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

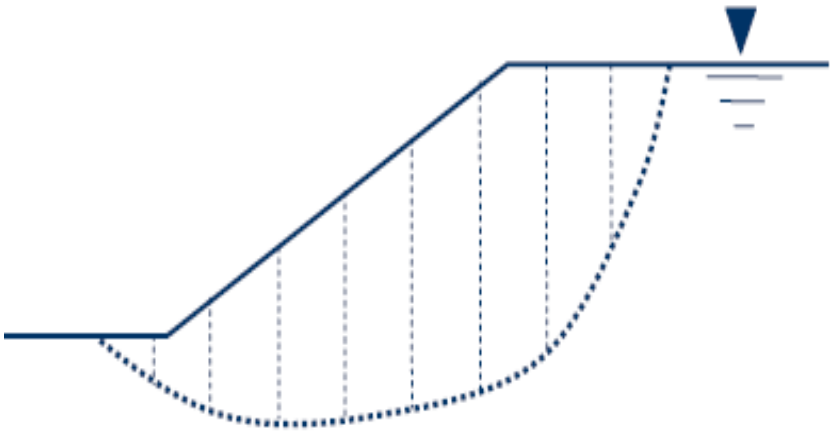
$$T/E = (T + dT)/(E + dE) = tang\theta$$

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

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

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).

**F) 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 [16].

## II.3.2.Évaluation et limitation des méthodes :

Tableau II.3 : Évaluation et limitation des méthodes [18]

| **Il faut distinguer méthode:[15]** | **Circulaire**<br>**non circulaire**<br>**contrainte totale et contrainte effective.** |
|---|---|
| 1. Méthode Suédoise : | pour $\varphi = 0$ et surface circulaire<br>méthode simple qui donne F de façon explicite. Peut être utilisée à des dépôts non homogènes. |
| Méthode Circulaire : | |
| 1. Méthode des tranches : | Lorsque cette méthode est employée pour $\varphi = 0$, c'est la même que la méthode Suédoise.<br>Il s'agit de la méthode la plus simple employée pour $\varphi \neq 0$.<br>Elle s'applique à des dépôts de sol non homogènes.<br>La méthode est conservatrice. |
| Limitations : | Elle sous-estime le facteur de sécurité en c' et' $\varphi$, surtout si u est élevé.<br>Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.<br>Elle ne satisfait pas toutes les conditions d'équilibre. |
| **2.** Bishop simplifié : | s'applique à des dépôts de sol non homogènes.<br>$\varphi' \neq 0$ et donne des facteurs de sécurité > à ceux obtenus par la méthode des tranches.<br>Elle est par contre plus précise que la méthode des tranches.<br>Elle donne les mêmes résultats que la méthode des tranches pour$\varphi = 0$. |
| Limitations **:** | Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.<br>Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.<br>La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires. |
| <u>Méthode non circulaire :</u> | |
| 1. Méthode de Jambu : | Surface non-circulaire pour $\varphi \neq 0$.<br>Il s'agit d'une bonne méthode pour des surfaces non circulaires et elle peut être utilisée à la main |
| 2. Méthode de Spencer : | semble être une bonne méthode pour des surfaces de rupture non circulaire c'est une méthode à utiliser sur ordinateur. |
| 3. Morgenstern Price : | Peut être la meilleure méthode mais demande plus de travail et de pratique que la méthode de<br>Spencer. |
| 4. Méthode des perturbations (européenne) : | même remarque que Morgentin Price (beaucoup de similitude). |
| Discussion sur circulaire et générale : | - Homogène → circulaire sauf si restriction (ex. longue berme).<br>- Si plan de faiblesse (coin ou général). |

| | |
|---|---|
| Mise au point : | Méthode demeure un outil - Le problème est d'évaluer la résistance et u à utiliser.<br>Perturbation : générale et circulaire.<br>peu utilisée en Amérique.<br>Donne le même facteur de sécurité que Morgenstern Price. |

### II.3.3. Méthodes globales :

La méthode globale suppose en principe un milieu homogène et isotrope défini par $\alpha$ ,$\varphi$, 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.3.4. 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.3.5.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 [16].

### II.3.6. 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… [16].

### II. 3.7.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 $(C_{CD,}, \varphi_{CD})\ ou\ (C', \varphi')$[17].

## II.4. Méthodes de confortements :

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. 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 cout 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 a la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravite 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.
D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes :

- Le drainage.
- Les modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution).
- Le renforcement.

### II.4.1.Le drainage :

Comme on le sait tous, l'eau est à l' origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.
En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins couteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, qui est soit utilisée seule ou conjointement avec d'autres méthodes.
Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

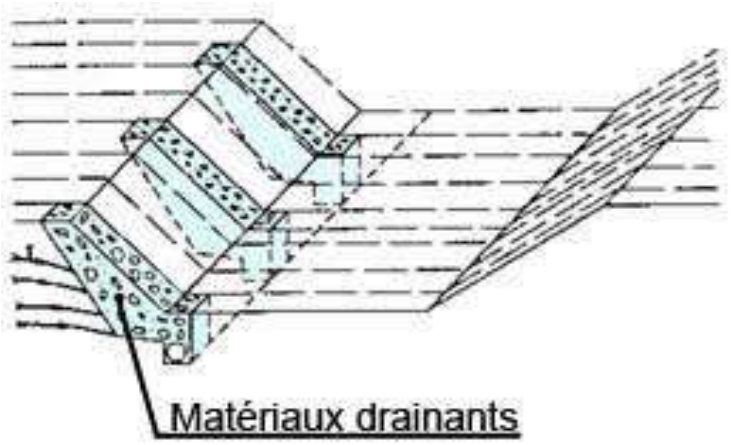
Les types de drainages les plus couramment utilisassent:

**a) Collecte et canalisation des eaux de surface :**

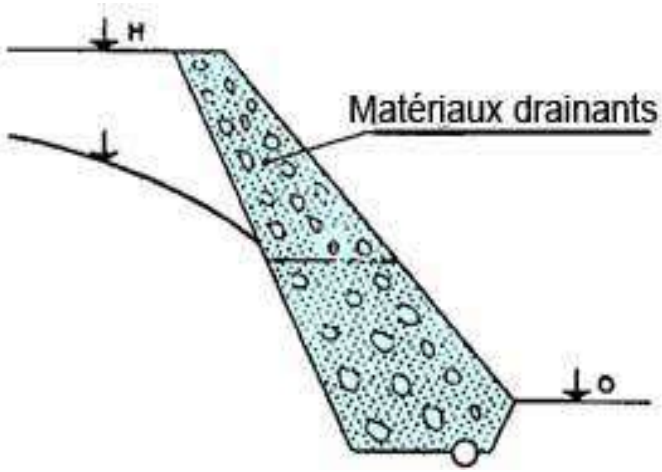
L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance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

**b) Massifs 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 flottantes 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.




Figeur II.7 : Eperon drainant.




Figeur II.8 : Masque drainant.

### c) Tranchées drainantes :

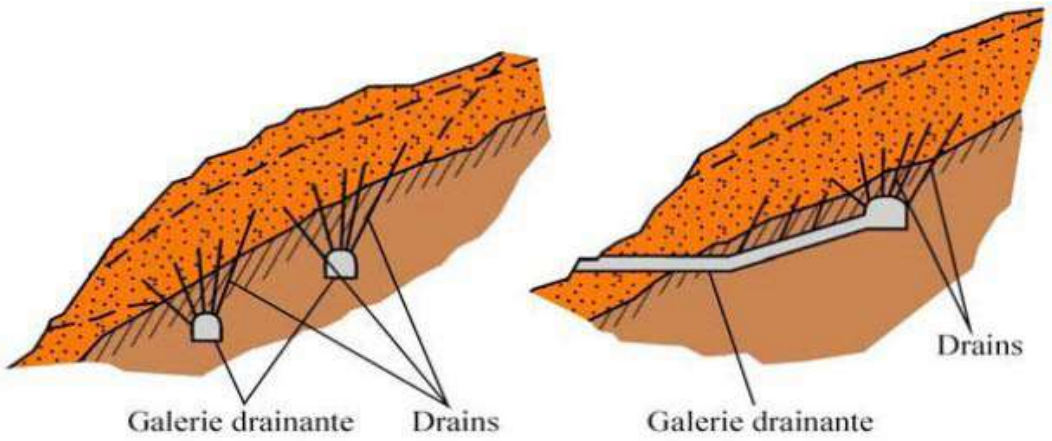
Les tranchees drainantes, dont une coupe type est presentee sur la figure (Figeur II.9 ), sont des ouvrages couramment utilises pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantees sur le site de facon a venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogene, couche aquifere, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens dela plus grande pente ou dans un sens parallele aux lignes de niveau), de la profondeur et de l'espacement des tranchees depend des resultats de l'etude hydrogeologique et conditionne l'efficacite du drainage. Elles peuvent etre realisees deplusieurs facons, soit a la pelle mecanique, a la trancheuse ou a la haveuse de paroi, qui donnent des dimensions de la paroi propre a chaque methode.



Figeur II.9 : Tranchée drainantes

**d) Drains verticaux, galeries drainantes :**

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur Rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Bilan (Isère) qui menaçait la retenue EDF de Grand' maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total) [07] et[08]



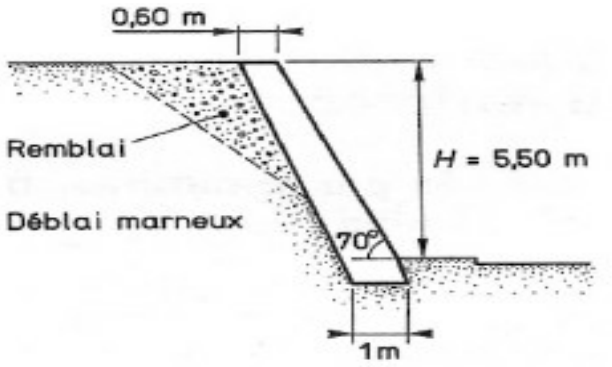

Figeur II.10 : Galeries drainantes.

## II.4.2.Terre armée :

La technique de la terre armée date des années 60 et depuis elle n'a pas cessé d'évoluer tant au niveau des outils de dimensionnement qu'au niveau des matériaux et esthétiques du parement de protection. Le principe de la terre armée repose sur l'association d'armatures synthétiques a un remblai mis en œuvre par couches successives.
Les efforts de poussée des terres sont repris par frottement sol armatures. Les armatures sont solidarisées a un parement généralement en béton.

## II.4.3.Soutènements en TEXSOL :

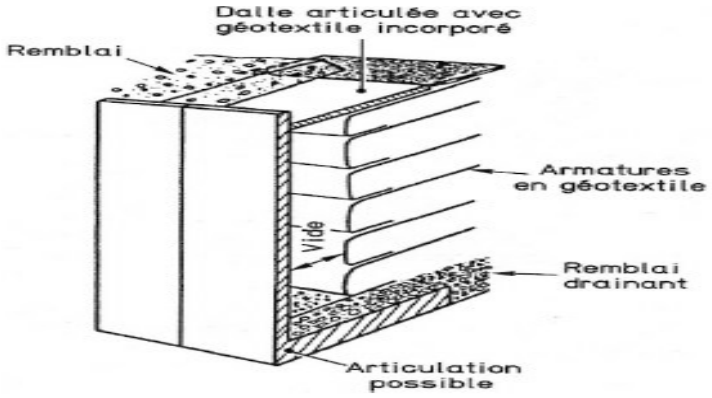
Les caractéristiques du matériau TEXSOL permettent de réaliser des talus de soutènement dont les pentes peuvent dépasser 75 degrés. Ces ouvrages très raides exécutés en déblai ou en remblai simultanément aux terrassements apportent une solution simple pour contenir les glissements de terrain ou stabiliser les talus en conservant des emprises limitée.




Figeur II.11 : Exemple de mur en tex sol.

### II.4.4.Les géo-synthétiques :

Les géo synthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est a base de polymère synthétiques ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation…etc.




Figeur II.11 : Exemple de géotextile.

### II.4.5.Le pneu sol :

Le pneu sol est un matériau composite constitue de deux éléments ayant des modules de déformation très différents : d'une part le pneu et d'autre part le sol. Le comportement global d'un tel matériau résulte des caractéristiques mécaniques des deux composants de base et de leurs proportions relatives.

### II.4.6.Les renforcements rigides :

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- ✓ Murs de soutènement.
- ✓ Tirants d'ancrage et murs ancrés.
- ✓ Clouages par des barres, des micro-pieux.
- ✓ Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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 technique menton économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence rait 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. En effet, dans le cadre de travaux des stabilisations de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas en vis agréable les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Ile est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

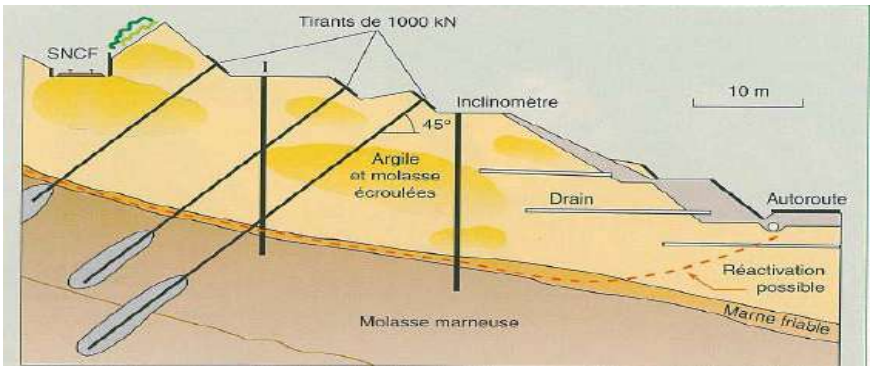
### A) Ouvrages de soutènement :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements, 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 ancrée suffisamment très instants vis-à-vis des efforts qui luis on t'appliqués ile se 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, 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 dimensionnées 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, qu'admettent les déformations du sol, son t'utilisées nettement plus couramment que les murs rigides [07] et [8].

### B) Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans la terre instable sur la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction [07] et [8].
Cet effort peu t'être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. L'utilisation de tirants précontraints suppose:

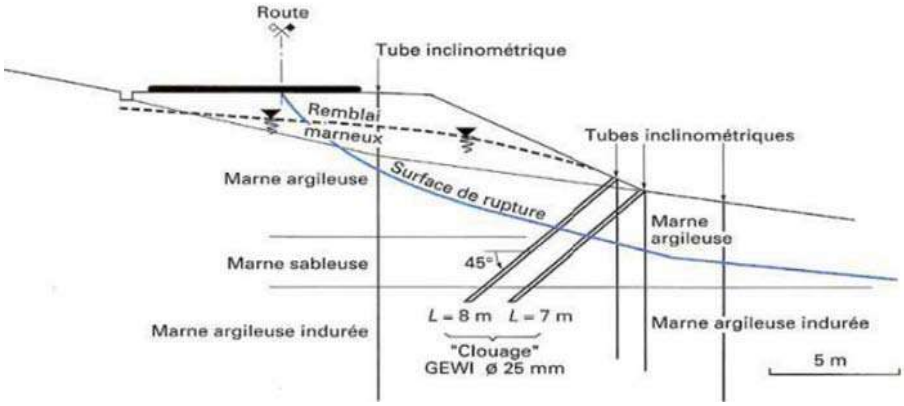
- ✓ qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire paramètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité;
- ✓ qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.
- ✓ Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité [07] et [8]




Figeur II.12 : Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41, (Haute-Savoie).

### C) 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'ile est 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 micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placé obliquement ou verticalement (Figure II.13) [07] et [8].




Figeur II.13 : Exemple de clouage d'un glissement

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.

### D) 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 situe:

- 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 en tendu dans le sol, pour des glissements en profondeur Sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trope amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trope aval sur le versant.

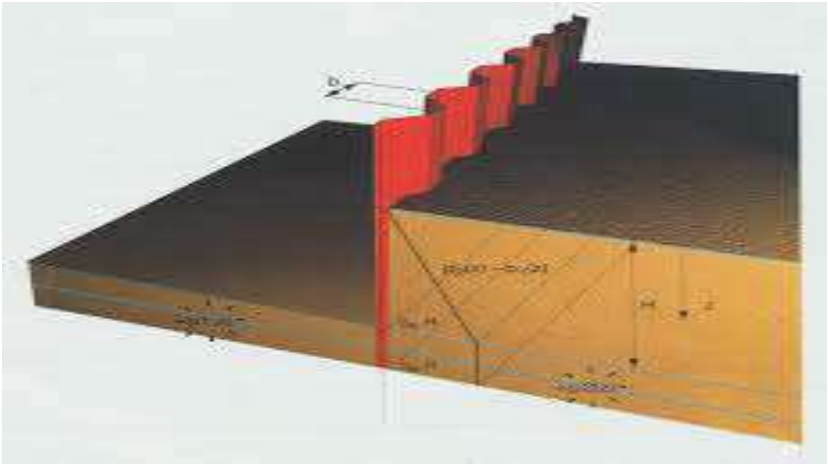
On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; On utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite où P est le périmètre du clou et le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais préssiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5 [17].

**E) Les palplanches :**

Les palplanches sont de grandes plaques, qui s'emboitent différemment selon le mode en général, elles sont en métal (acier), celles en béton étant trop lourdes et trop fragiles pour les ouvrages imposants comme les parkings souterrains.

Le profil d'une palplanche peut être de forme diverse [07] et [8].

Les palplanches sont en principes utilisées en complément d'un autre type de paroi et forme rarement l'enceinte proprement dite. Elles assurent surtout un rôle d'étanchéité additionnelle en formant un écran tout autour de l'enceinte coté terrain.



Figeur II.14 : Soutènement par palplanche.

**F) Le gabionnage :**

Mur de gabions (casiers remplis de pierre en grillage métallique) disposé en pied de glissement pour stopper son évolution vers la route [07] et [8].

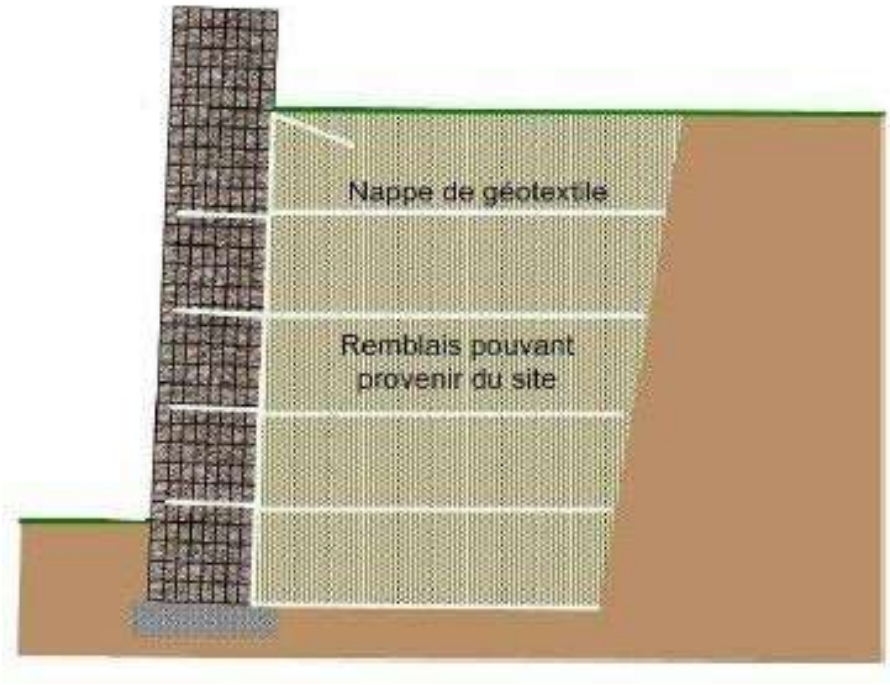



Figure II.15 : Exemple de gabion.

**G)L'enrochement :**

Eperons drainants et enrochement en pied de glissement pour contrer l'avancée des matériaux sure la chaussée**.**



Figeur II.16 : Exemple d'enrochement**.**

## II.5.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.

# PARTIE II

# PARTIE PRATIQUE

# CHAPITRE III

## Analyse de site et étude géotechnique

## III.1. Introduction :

Le site objet de notre étude, qui nous appelions **‘‘glissement de terrain aux niveaux du chemin de wilaya numéros 162 au pk 12+00 à la sortie ouest de la ville de bassa’’**; La route franchit un versant peut boiser, à pente naturelle de (5 à 20%) ; une premier présentation concerné le contexte géologique globale de la région, son climat, ses caractéristiques sismiques et la morphologie du site.

Une campagne de reconnaissance géotechnique in-situ et en laboratoire, afin de déterminer la nature et la cause des désordres, ainsi que la ou les solutions de confortement.

## III .2.Présentation de la région :

La wilaya d’Ain Defla se présente comme étant une zone relais centre, le territoire de la wilaya reste inséré entre les massifs montagneux du DAHRAZACCAR au nord et l’OUARSNIS au sud avec une plaine au centre sous forme de cuvette, traversée d’est en ouest par oued cheliff, cours d’eau d’importance nationale.

La wilaya d’Ain Defla est située à 145 km au sud-ouest de la capitale et s’étend sur une superficie de 4544,28 km² **[19].**




Figure III.1 : La région Ain DEFLA (site web 25/02/2020) [19].

## III.3 .Le climat :

La wilaya d’AIN-DEFLA présente un climat 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 celle d’aout. L’été s’étend sur 5 à 6 mois environ avec des masses d’air chaud à partir du mois de mai. La pluviométrie reste variable et atteint 500 à 600 mm/an. Une série d’étages climatiques qui va du sub-aride au fond de la vallée au sub-humide sur les reliefs.

Cette situation est liée à l'orographie : plus l'altitude est élevée plus l'étage est humide. De même pour l 'enneigement qui touche les reliefs de plus de 600 m d'altitude [19].

## III.4. Carte géologique de la zone d'étude :

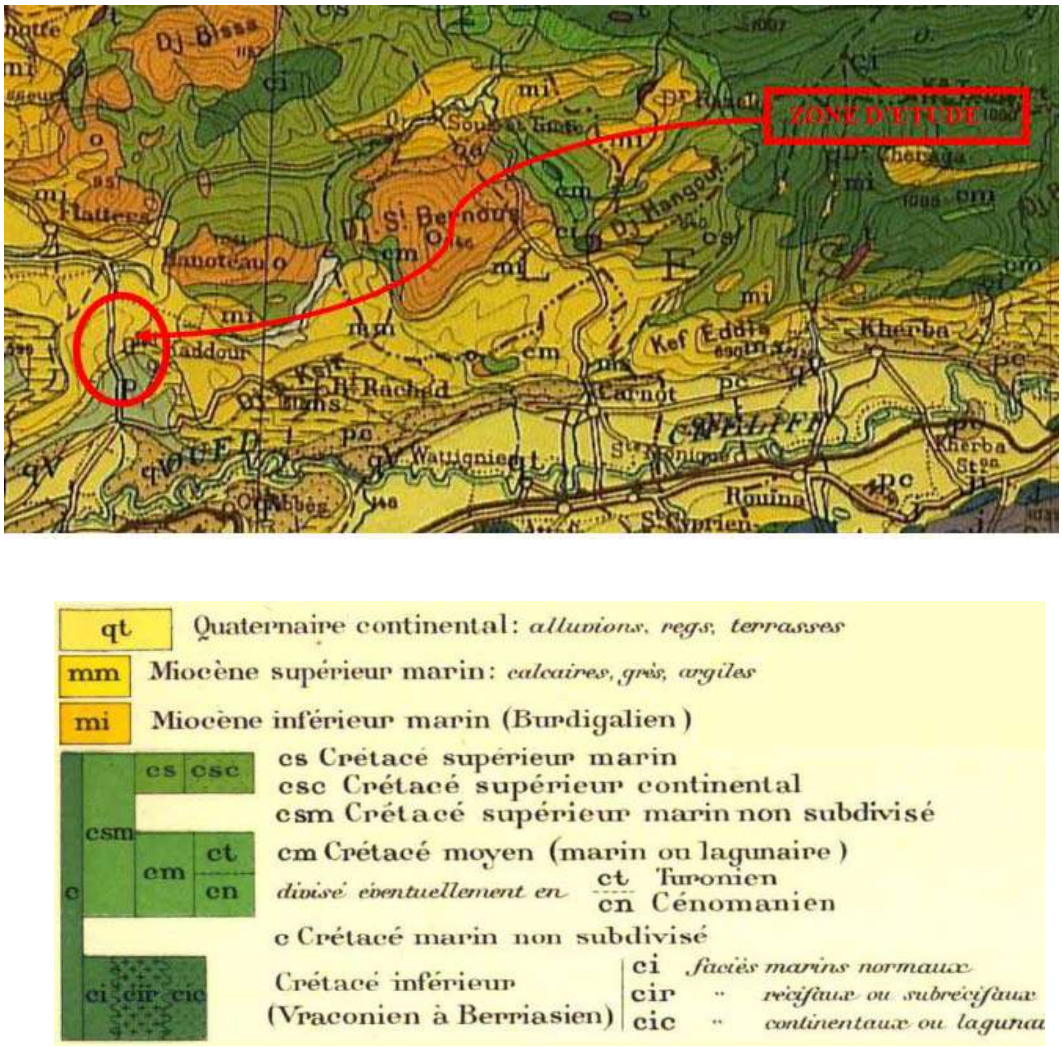



Figure III.2 : La carte géologique de la région de bassa.

## III.5. Sismicité :

Selon la classification RPA99 des zones sismiques du territoire Algérien, 4 zones de séismicité croissante sont définies (Voir la figure ci-dessous) :

**Zone O** : sismicité négligeable.
**Zone I** : sismicité faible.
**Zone II a II b** : sismicité moyenne.
**Zone III** : sismicité élevée.

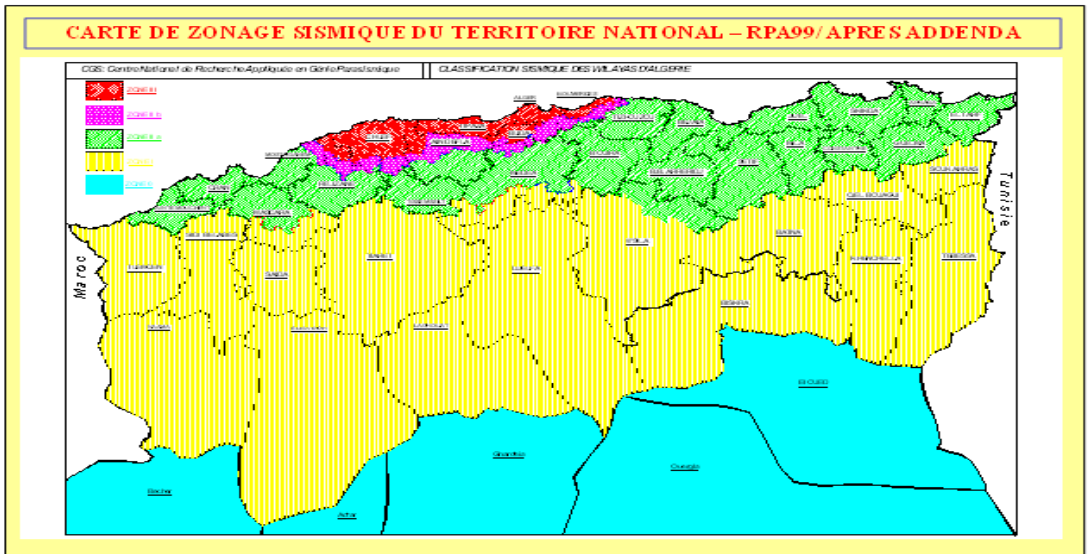



Figure III.3 : La carte des zones sismiques de l'Algérie du nord (C.G.S.2003) (rapport géotechnique). [R]

## III.6.Observation des désordres :

Les désordres qui affectent ce tronçon de route, se traduisent par des fissures longitudinales, quelques fissures transversales et affaissements importants de l'accotement de la chaussée côté remblai, témoignant d'un glissement sérieux sur l'accotement coté remblai pour les quatre points.

Ces désordres du talus de remblai et du versant ont, toutefois, évolué pendant la période pluvieuse et entraîné la rupture partielle de talus. L'examen de la morphologie du terrain montre que les désordres sont dus à des pressions interstitielles qui se développent au contact des remblais (Voir figure III.4, 5 et 6).

Les fissures observées en tête de talus sont dues à la géomorphologie très défavorable du versant sur lequel repose la route [R].




Figure III.4 : Ouvrage busé dissocié.




Figure III.5: Ouvrage busé complètement colmaté.



Figure III.6: Absence d'un système de drainage des eaux superficiel.

Le **CW162** traverse un site accidenté, coupé par plusieurs talwegs dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le remblai.

Les observations de terrain ont mis en évidence les constatations suivantes:

- Absence d'arbres et végétations.
- Versant très accidenté, hauteur importante (H>15m).
- Talus de déblai instable ;
- Caniveau en béton fissuré laissant infiltration des eaux sous la chaussée.
- Gabion réalisé en pied de talus de déblai comme protection.

Aussi après plusieurs travaux de rechargement effectués antérieurement, la chaussée continue de s'affaisser, ces travaux ont accentué le phénomène puisque un rechargement en tète ne fait que accélérer le mouvement [R] (Voir figure III.7).




Figure III.7:Butté en gabion instable.

## III.7.Reconnaissances géotechnique :

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

- Les surpressions interstitielles des eaux retenues par le remblai constitué par la décharge de différents types de matériaux avec l'absence d'un système de drainage ;
- Butée sur le côté aval du site de faible ancrage ;
- Mauvais état du système de drainage des eaux superficielles (ouvrage busé+fossé bétonné).
- Forte pente du terrain traversé par le tronçon routier.

### III.7.1.Consistance de travail :

Suite aux visites des diagnostics de site, une compagne géotechnique a été programmée et effectuée. Elle consistait en la réalisation des ce qui suit :

- Levé topographique détaillé échelle 1/500

- Des sondages carottés, au droit de glissement sur un linéaire de (100) mètre d'environ.
- Des essais de pénétromètre dynamique PDL.
- Essais au laboratoire de type physique, mécanique et chimique.

### III.7.1.1.Localisation et topographie :

Le site de glissement N°03 objet d'étude est situé sur le chemin de wilaya N°162, qui se trouve dans la commune de bassa, au Nord-Ouest de la wilaya D'AIN DEFLA.
Dans son ensemble, cette section est en profil mixte avec des sinuosités et dénivelées moyennes qui nous permettent une vitesse de référence de 60km/h.
La route est bidirectionnelle d'une chaussée en moyenne de 5.00 m de largeur avec des accotements de 0.00 à 1.00m de part et d'autre**.**

### III.7.2.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 de20ml chacun ont été faits **(G : 03 --PK 12+00--)** voir les figures III.8 et 9, et ils ont permis de détecter la succession des couches suivantes :

**Sondage N°01 :**

**00.00-04.00m :** Argile marneuse ;

**04.00-20.00m :** marne grisâtre.

**Sondage N°02 :**

**00.00-02.00m :** Argile peu graveleuse ;

**02.00-4.00m :** Argile peu marneuse ;

**04.00-10.00m :** Argile sableuse ;

**10.00-20.00m :** Marne grisâtre.

**Sondage N°03 :**

**00.00-0.50m** : corps de chaussée ;

**05.00-3.00m** : Argile peu graveleuse ;

**03.00-12.00m** : Argile marneuse ;

**12.00-20.00m** : Marne grisâtre.

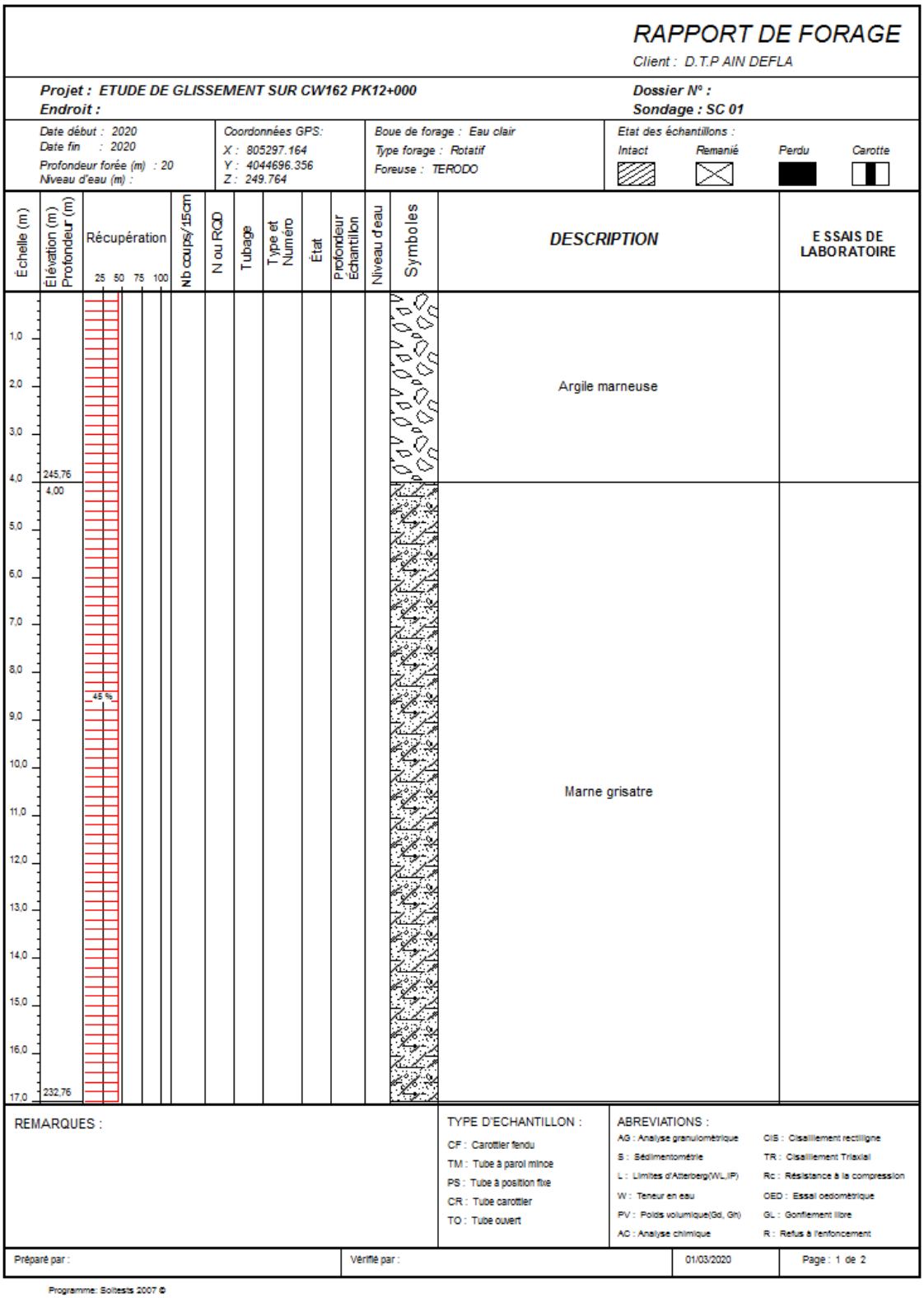



Figure III.8:Coupe lithologique d'un sondage carotté Sc01.

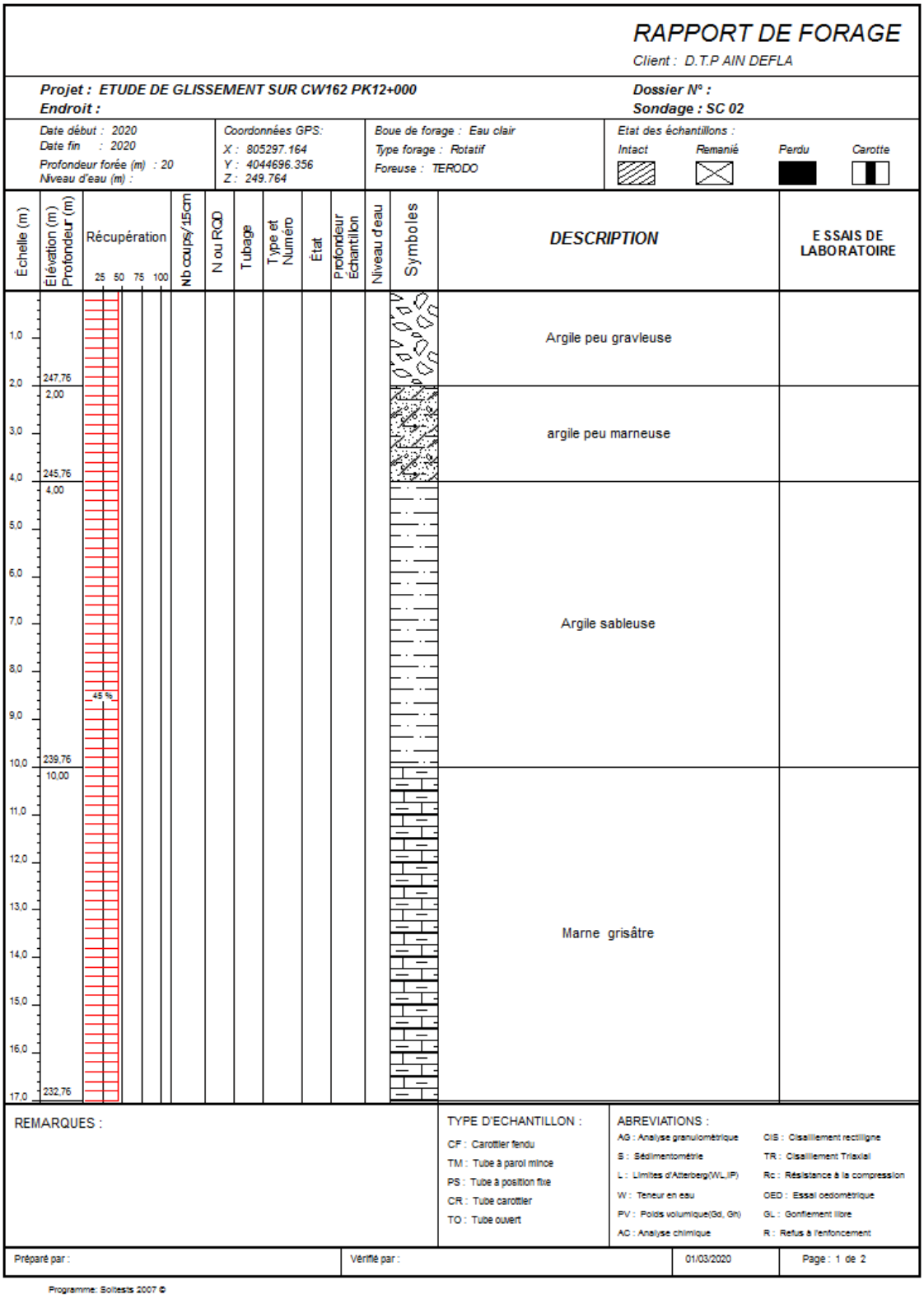



Figure III.9: Coupe lithologique d'un sondage carotté Sc02.

## III.7.3.Essai de pénétration dynamique lourd :

### F) Principe de l'essai :

L'exécution de six (06) essais de pénétromètre dynamique L'essai de pénétration dynamique est sans doute le plus ancien des essais géotechniques in situ, son principe demeurant très simple, à l'instar du clou que l'on enfonce dans une planche grâce à un marteau.

L'essai de pénétration dynamique permet de simuler le battage d'un pieu et de déterminer la résistance dynamique que le terrain oppose à l'enfoncement de celui-ci. Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe de section connue. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant d'une hauteur bien déterminée.

Pour une énergie de battage constante, fonction des caractéristiques de l'appareillage utilisé, on compte le nombre N de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné du train de tiges dans le terrain. Ce nombre purement empirique peut par la suite être transformé en une résistance dynamique en fonction du type du pénétromètre utilisé.

Ainsi, l'essai de pénétration dynamique permet d'obtenir des renseignements relatifs :

- à la succession des différentes couches de terrain,
- à l'homogénéité globale d'une couche donnée (présence d'anomalies locales),
- au repérage d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

### G) Conditions courantes d'utilisation du pénétromètre dynamique :

En général, les pénétromètres dynamiques utilisés sont munis d'une ointe débordante. Selon les pays, on note le nombre de coups nécessaires pour enfoncer la pointe de 10, 20 ou 30 cm, que nous désignons par Nd 10, Nd 20 ou Nd 30.

Cependant, Nd ne peut pas être une caractéristique dynamique, car elle est influencée par de nombreux facteurs tels que l'énergie de frappe, le diamètre et la largeur du débordement de la pointe, et le rapport variable entre la masse frappante et la masse frappée.

### H) Présentation des résultats :

Les résultats obtenus au pénétromètre dynamique à cône sont généralement présentés de trois façons différentes en fonction de la profondeur :

- soit par le nombre de coups, Nd, pour un enfoncement donné,
- soit par la résistance dynamique unitaire, rd, calculée à partir d'une des nombreuses formules de battage,
- soit par la résistance dynamique à la pénétration de pointe.

$$Rd = \frac{M^2 H}{Ae(M+m)} \text{ x Nc}$$

Avec :

M = masse du mouton

H = hauteur de chute du mouton

e = refus (pénétration moyenne par coup)

A = section de la pointe du pénétromètre dynamique

m = poids des tiges et de l'enclume
Nc= nombre de coups.



Figure III.10: Photo de l'essai au PDL sur la route 12+000.

## I) Implantation des essais in-situ :

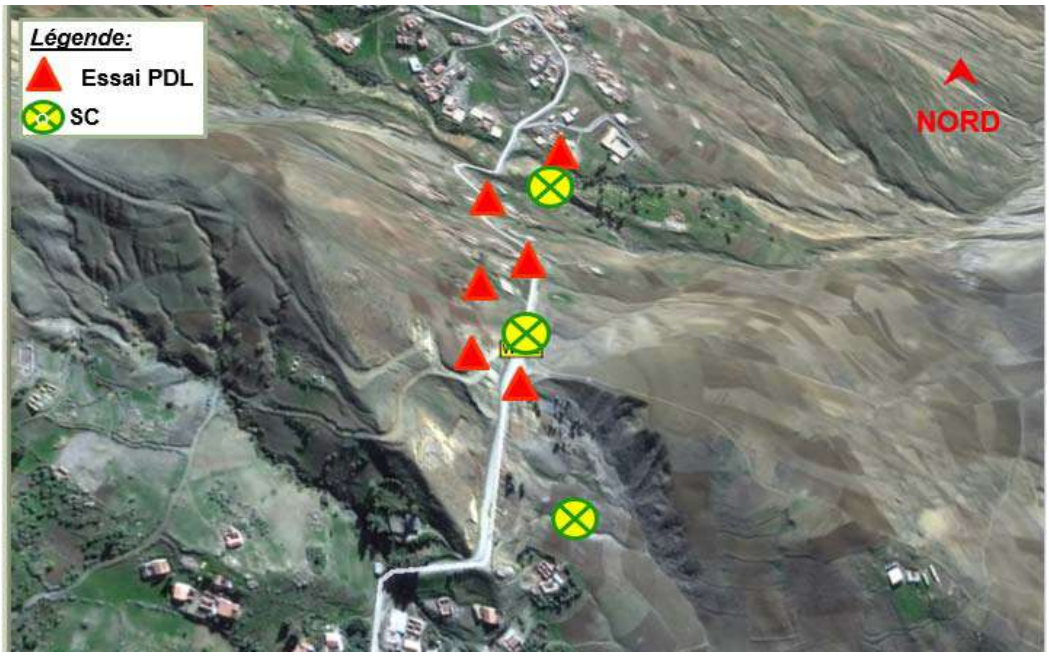



Figure III.11 : Implantation des essais in-situ

## J) Résultats des essais :

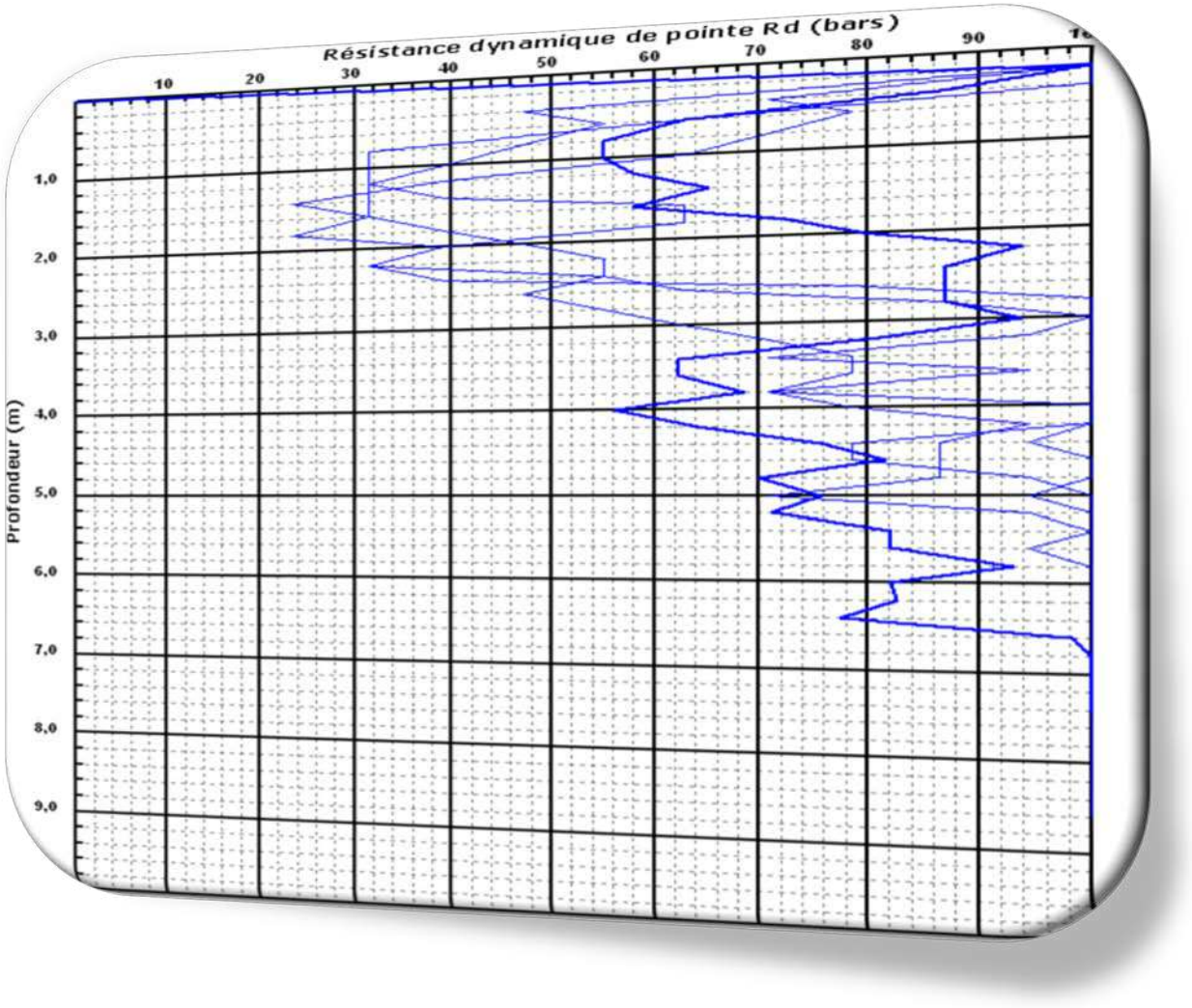



Figure III.12 : Pénétro-gramme dynamique

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétro-grammes qui montrent la variation de la résistance de pointe (Rp) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches successives du sous-sol, d'apprécier d'une façon qualitative la résistance des terrains traversés et d'évaluer la portance du sol support.

### E.1) Glissement pk12+00 :

Les pénétro-grammes des six (06) PDL réalisés dans le site concerné par le traitement des glissements pk12+00, tracés en annexes, témoignent une augmentation de la résistance en pointe Rp avec la profondeur est remarquée, où elle dépasse les quarante (40) bars aux environs de deux (2) mètres cinquante de profondeur.

Les valeurs enregistrées montrent deux niveaux de résistance pour tous les pénétromètres réalisés :

Tableau III.1: La résistance pour tous les pénétromètres réalisés :

| | RC (bar) | Prof (Cm) | PDL |
|---|---|---|---|
| CW162 au PK12+100 | 01 à 06 | 30 | 0.00-2.50 |
| | | 100 | 2.50-09.00 |

**E.2) Interprétation de résultats :**

Deux(02) couches identifiées sur le plan résistance :
- 1ère couche : remblai d'épaisseur 0.0 à 2.5 m;
- 2ème couche: entre 2.50 et 7.00 m de prof. De $R_p$>40 bars.

La valeur de $q_{adm}$ est telle que : $q_{adm} = R_p / 25$

Tableau III.2: la valeur de la charge admissible de site

| **Z (m)** | > 4 |
|---|---|
| **$q_{adm}$ (bars)** | 2,40 |

## III.7.4. 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, est l'essai de cisaillement direct.
- Les essais de compressibilité : Ceux sont les essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, …etc.). Le plus connu de ces essais est l'odomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

## III.7.4. 1.Choix du type d'essai de laboratoire :

Deux(02) sondage carotté ont été réalisés pour chaque glissement, 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 (compressibilité ou cisaillement…etc.).

**g) 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 :**

L'analyse granulométrique par tamisage se fait pour les particules du sol de dimensions supérieures à ou égale à 80 micromètres. Elle consiste à tamiser l'échantillon de sol sec de masse "m" par une série de tamis superposés (photo n°11) de diamètres décroissants de haut en bas. On mesure les masses de sol retenues par les différents tamis (appelées refus) et on en déduit les masses de sol ayant traversé les tamis (appelés tamisas).

Les résultats de cette analyse sont traduit sous forme de courbe, dite "courbe granulométrique", tracée dans un repère semi-logarithmique, d'ordonnée les tamisas exprimés en pourcentage (%) et d'abscisse les diamètres des tamis en mm.

- **La sédimentomètrie :**

L'analyse granulométrique par sédimentomètrie se fait pour les particules de dimensions inférieures à 80 micromètres. Elle consiste à dissoudre un échantillon du sol dans une quantité d'eau et de le laisser se décanter. En se basant sur la loi de *stocks*, qui donne la vitesse d'une particule tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux, on calcul les diamètres des particules "$d_y$" et les pourcentages y correspondants. De même que pour l'analyse granulométrique par tamisage, les résultats permettent de tracer la courbe granulométrique pour les diamètres inférieurs à 80 $\mu$m.

Il convient de signaler que l'analyse granulométrique contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

- Le coefficient d'uniformité : $C_u = \dfrac{D_{60}}{D_{10}}$

- Le coefficient de courbure : $C_c = \dfrac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

($D_n$ étant le diamètre des grains pour lequel sont inférieurs n% des grains).

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

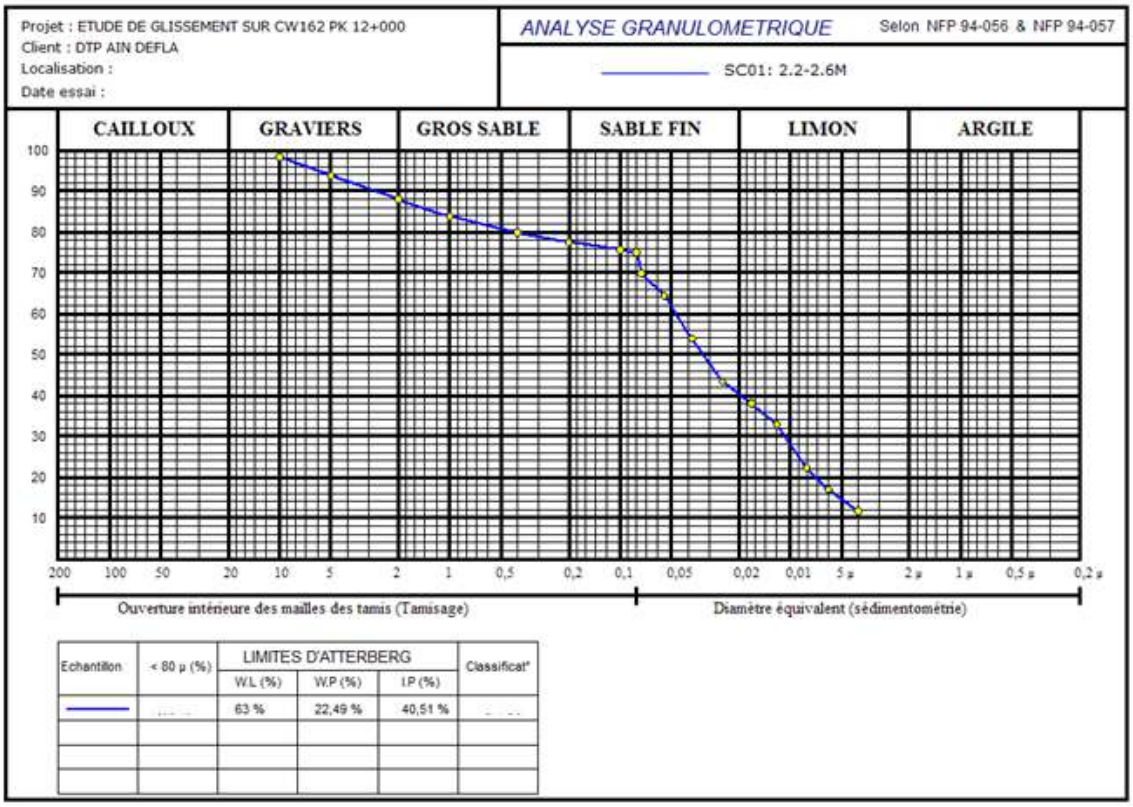



Figure III.13 : Résultat d'essai d'analyse granulométrique de Sc 01.

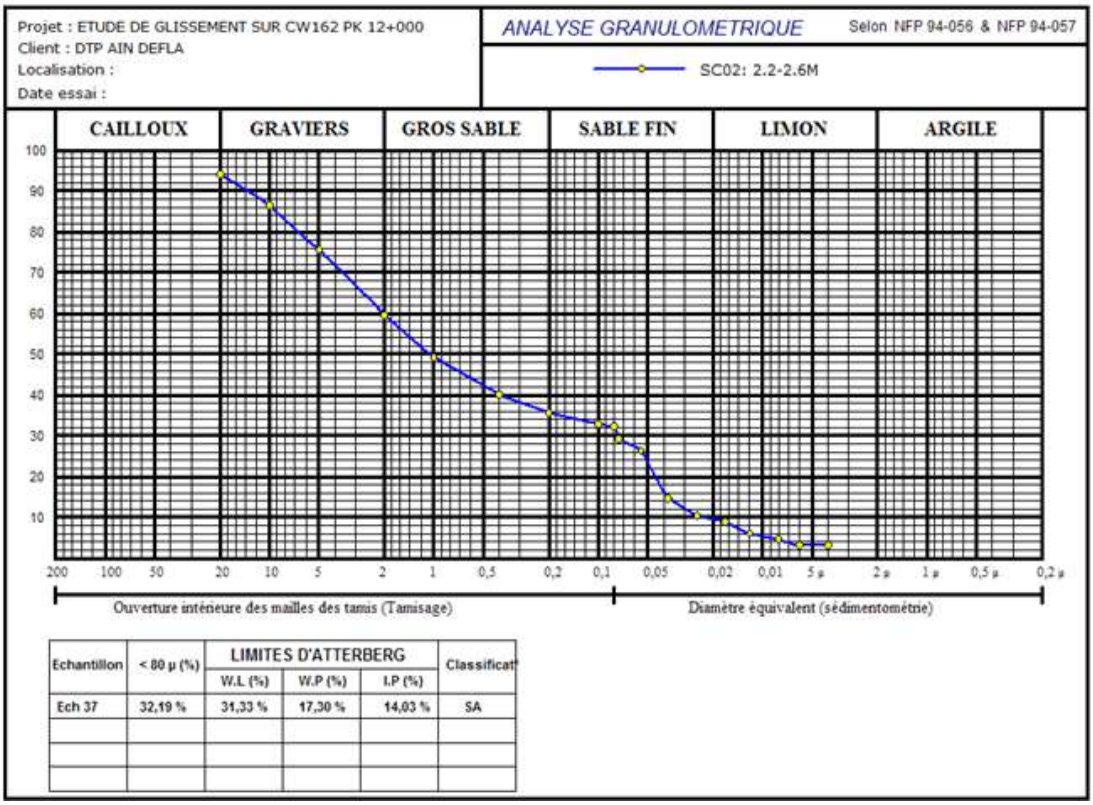



Figure III.14 : Résultat d'essai d'analyse granulométrique de Sc 02.

**h) 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.

Pour la fraction fine (graviers exclus), la cohésion tient à la présence d'eau : parfaitement sec, le matériau serait pulvérulent. Au-dessus d'une certaine teneur (limite de plasticité), on peut le pétrir en forme de boudin, de boulette ou de fil. Pour une teneur plus forte (limite de liquidité), il forme un liquide, visqueux, qui ne conserve pas la forme qu'on lui a donnée. La détermination, soigneusement normalisée, de ces deux teneurs caractéristiques appelées limites d'Atterberg, est un élément important d'identification, et permet déjà de prévoir certaines propriétés.



Figure III.15: Appairage d'essai limite d'Atterberg.

**- 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 $W_P$ :**

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 $W_S$ :**

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.
L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité d'un sol comme le montre le tableau (tableau II.3). En utilisant les résultats des limites d'Atterberg, le sol peut être classé par le biais de diagramme de plasticité de Casagrande.

**Tableau III.3 :** Classification des sols suivant l'indice de plasticité.

| Indice de plasticité | Degré de plasticité |
|---|---|
| 0 – 5 | Non plastique |
| 5 - 15 | Peu plastique |
| 15 - 40 | Plastique |
| > 40 | Très plastique |

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.

**i) La teneur en eau :**

Elle définit le rapport en pourcentage (%) du poids d'eau $W_w$que le sol contient, aupoids $W_s$de 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 :

$W (\%) = (W_W / W_S) .100$

Avec :

$W_W$ : poids de l'eau dans l'échantillon.
$W_S$ : poids des grains solides dans l'échantillon.

La teneur en eau est le paramètre le plus important dont sa variation modifie toutes les propriétés physiques du sol. Connaissant la valeur de la teneur en eau on peut avoir l'état dans lequel le sol se trouve, à titre d'exemple le (tableau III.1) donne une classification adoptée par FAER en fonction de ce paramètre :

**Tableau III.4 :** Etat hydrique des sols selon leurs degrés de saturation en eau.

| **Sr** | **ETAT** |
|---|---|
| 0.1-25 % | Légèrement humide |
| 25- 50% | Humide |
| 50-75 % | Mouillé |
| 75-90 % | Détrempé |
| 100 % | Saturé |

**j) Les 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).

- **La densité humide $\gamma_h(\gamma)$:**

C'est le poids volumique du sol à l'état humide : $\gamma_h = W_t / V_t$

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

- **La densité sèche $\gamma_d$:**

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

Avec : Ws est le poids des grains solides et Vtle 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) :

**Tableau III.5 :** Classification des sols selon leurs densités.

| **Nature du sol** | $\gamma_h$ | $\gamma_d$ |
|---|---|---|
| Sable | 17 à 20 KN/m3 | 14 à 18 KN/m3 |
| Argile | 16 à 22 KN/m3 | 10 à 20 KN/m3 |
| Tourbe | 13 à 17 KN/m3 | 03 10 KN/m3 |

**k) Analyse chimique sommaire :**

**Tableau III.6 :** Résultat d'analyse chimique.

| glissement | Sondage N° | Profondeur | PH | % Sulfates | % Chlorures |
|---|---|---|---|---|---|
| Pk12+00 | 02 | 2.0-3.0 | 7.04 | 29067.2154 | 0.8751 |

**l) Essais mécaniques:**

- Essais UUsat à la boite de cisaillement. Les essais permettent de déterminer les



caractéristiques mécaniques (Cuu, φuu) à court terme.

- Essais de compression simple
- Essais oedométriques

Figure III.16: Appairage d'essai de cisaillement du sol.

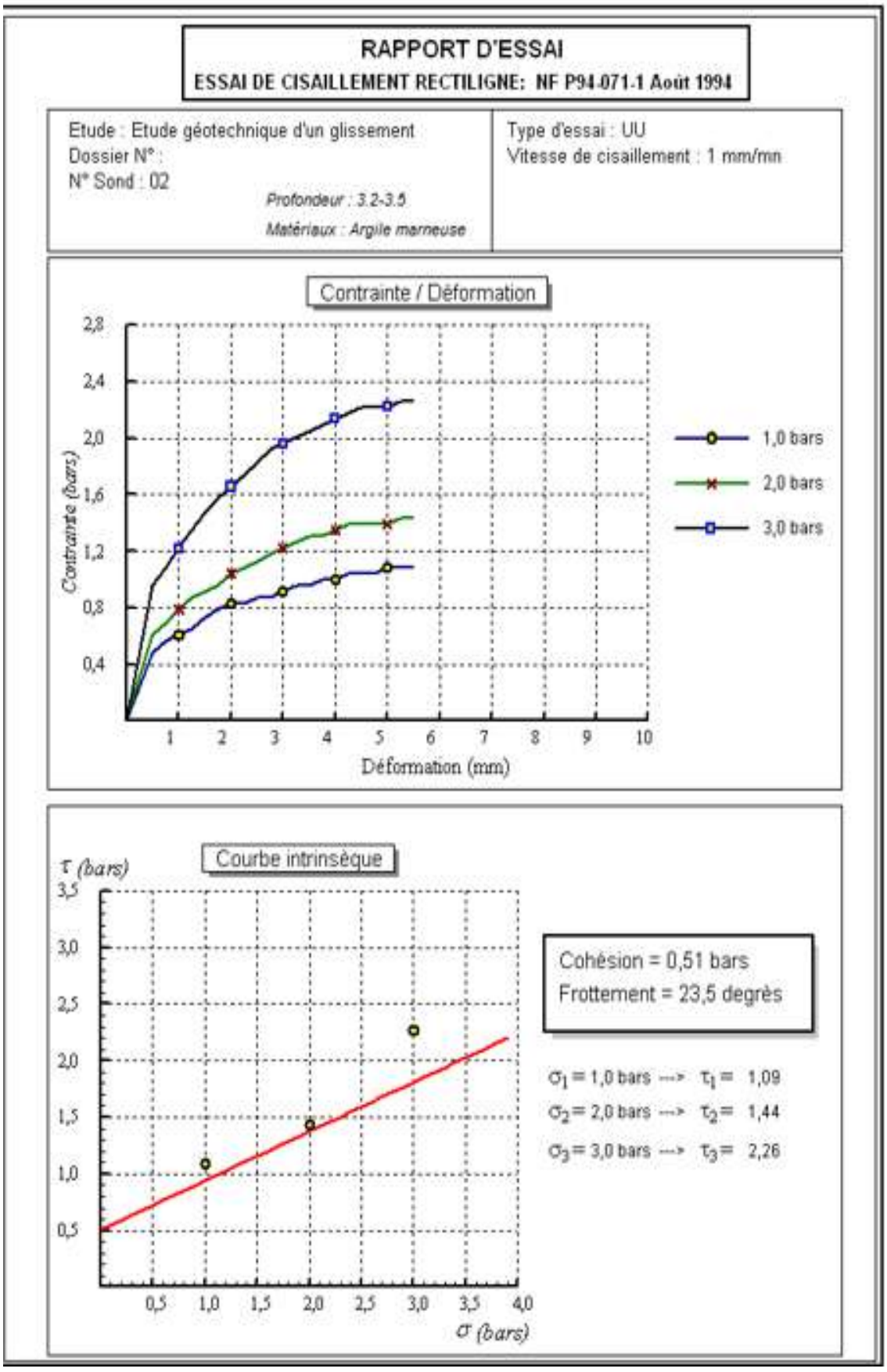


Figure III.17: Résultats d'essai de cisaillement rectiligne selon NF :94.071.1.

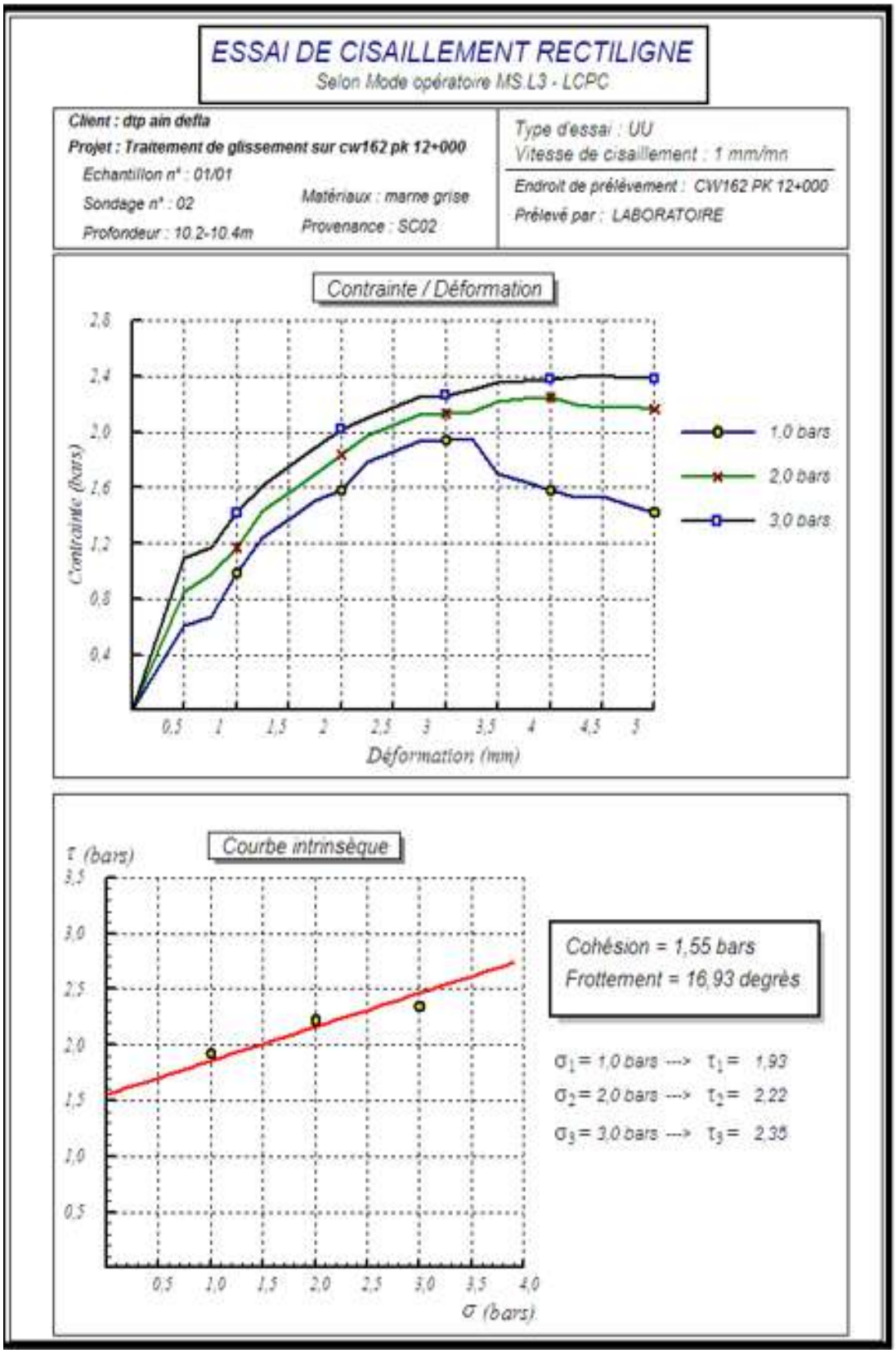



Figure III.18: Résultats d'essai de cisaillement rectiligne selon mode opératoire MS.L3.LCPC.

## III.8. Interprétation de résultats :

| Profondeur (m) | | SC01<br>2.2-2.60 | SC02<br>1.00 - 4.60 |
|---|---|---|---|
| Classification géotechnique | | **AT** | **SA** |
| Teneur en eau naturelle | | 24% | 13% |
| Densité humide : $\gamma_h$ (t/m$^3$) | | 2,14 | 1,95 |
| Densité sèche : $\gamma_d$ (t/m$^3$) | | 1,62 | 1,7 |
| Degré de saturation : Sr (%) | | 98% | 59% |
| Granulométrie, (%) de passant à | 5.0 mm | 100 | 80-90 |
| | 2.0 mm | 99 | 70-80 |
| | 80 µm | 96 | 40-50 |
| | 2 µm | 62 | 20-30 |
| Limites d'Atterberg (%) | $w_l$ | 63 | 29 |
| | $w_p$ | 22 | 15 |
| | $I_p$ | 40 | 12-15 |

## III.9.Conclusion :

La première étape de la compagne géotechnique consiste aux visites du site et aux observations des causes probables du glissement et désordres sur site. Toutes ces investigations témoignent de glissement sérieux G3 sur un linéaire de 400 mètre ce qui nécessité l'établissement d'un programme géotechnique des essais in-situ et au laboratoire.
Les essais géotechniques ont permis de déduire ce qui suit :

- Sur le plan lithologique, le tracé routier traverse sur les trois premiers mètres une couche d'argile limoneuse peu sableuse parfois graveleuse, surmontant sur une deuxième couche d'argile brunâtre peu marneuse de six (06) à dix (10) mètre d'épaisseur, le tout surmonte un substratum marne grisâtre ;
- Sur le plan de résistance, le site manifeste une faible résistance à partir de la surface du terrain naturel jusqu'à une profondeur de trois à cinq mètre, où sa valeur minimale oscille autour de (15) bars. Puis, une augmentation de la résistance en pointe Rp avec la profondeur est remarquée, où elle dépasse les quarante (40) bars aux environs de quatre mètre cinquante (4.50) de profondeur.
- Pendant la réalisation des essais in-situ, une présence d'eau a été remarquée notamment lors l'extraction des tiges au cours des essais PDL ; ces remarques sont confirmées par les ressources d'eaux en surface particulièrement du côté aval du site.
- Selon la classification du RPA, le sol du site est **meuble** de **classe S3.**
- Selon les résultats des analyses chimiques, le sol du site est **A3 agressive.**

Dans la phase APS, les solutions de confortement qui conviennent au site étudié, et qui tiennent en compte les conditions défavorables qui étaient les causes probables du glissement, seront présentées en détail.

# CHAPITRE IV

## Calcul de stabilité

## IV.1.Introduction :

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel a ses propres algorithmes (méthodes de résolutions et paramètres de modélisation).On peut donc obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.
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.

## IV.2.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.

## IV.3.Les principales caractéristiques de Talren4 :

### IV.3.1. L'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.

### IV.3.2. 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

### IV.3.3.La recherche automatique de 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.

### IV.3.3.4. Méthodes de calculs 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).

### IV.3.3.5. 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.

## IV.4.Les différentes options pour la manipulation de l'interface :

### IV.4.1. 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.

#### IV.4.1.1. Le menu, les barres de boutons et le navigateur :

**E) Le menu principal :**

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

- Fichier.
- Edition.
- Affichage.
- Données.
- Phases et situations.
- Calcul et résultats.
- Options.
- Aide.




**Figure IV.01** : Exemple du menu principal

### F) 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.

### G) 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 :

#### ❖ Barre de boutons contextuelle "Données du projet :

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

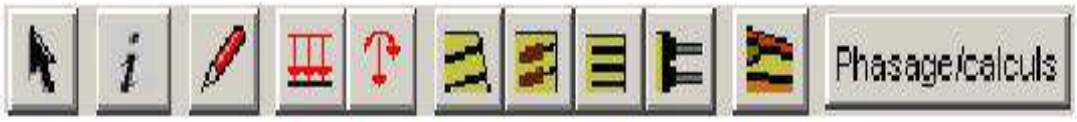



Figure IV.03 : la barre de boutons contextuelle "Données"

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"

### H) 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 » :

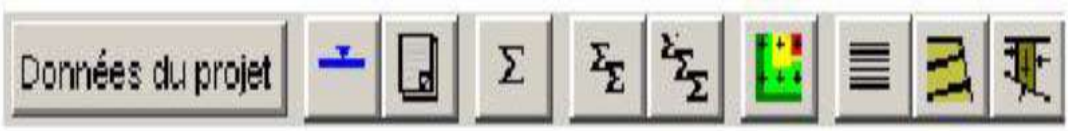



Figure IV.04 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

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).

## IV. 4.1.2. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4) :

### 4. 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 extérieures (∑Mext=0). Exprimée sous la forme habituelle d'une sommation sur des tranches discrètes, de largeur bi:

$$F_{Fel} = \frac{\Sigma_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i}{F_{ci}} + \left[F_{s1}.\gamma_i.h_i.cos^2.\alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i}.sina_i.cos\alpha_i\right].\frac{tan\phi_i}{F_{\phi i}}\right).\frac{b_i}{cos\alpha_i}}{F_{s3}.\left(\Sigma_{i=1}^{n}[F_{s1}.\gamma_i.h_o.b_i.sin\alpha_i] + \Sigma\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

## 5. 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:

$$F_{Bishop} = \frac{M\ résistant}{M\ moteur}$$

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:

$$F_{Bish} = \frac{\int \left( \frac{\frac{c}{F_c} + (F_{s1}.\gamma.h - u).\frac{tan\emptyset}{F_\emptyset}}{1 + \frac{tan\alpha.tan\emptyset}{F_{Bish}.F_{s3}.F_\emptyset}} \right)}{F_{S3}.(\int F_{s1}.\gamma.h.sin\alpha.dx + \Sigma\frac{M_{ext}}{R})}$$

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

## 6. 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 :

$$\sigma'_{pert} = \sigma_{pert} - u = (\sigma_{Fel} - u).(\lambda + u.\tan^n.\alpha)$$

Le développement des équations conduit à :

$$\int \left( \left[ \sigma'_{Fel}.(\lambda + u.tan^n.\alpha) + u \right].(\tan\alpha - \frac{tan\emptyset}{F\emptyset^*}) - (\frac{c}{F_c^*} + \frac{u.tan\emptyset}{F\emptyset^*}) \right).dx - (E'_1 - E'_0) - (U_1 - U_0) = 0$$

Cette méthode donne des résultats très proche de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont 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").

## IV.5. Application au glissement étudié :

### IV.5. 1. Caractéristiques des couches :

Tableau IV.1 : les caractéristiques des couches

| N°couche | Densité (kN/m$^3$) | Cohésion (kPa) | Angle de frottement(°) |
|---|---|---|---|
| **Argile jaunâtre à brunâtre** | 16 | 10 | 20 |
| **Argile marneuse** | 19 | 40 | 25 |
| **Marne grisâtre** | 20 | 150 | 28 |

### IV.5. 2. Les surcharges :

- Corps de chaussée: 36.8 kPa
- Surcharge due au trafic : 35 kPa

### IV.5. 3. Prise en compte de l'effet sismique :

- Site situé dans la zone IIB de séismicité moyenne.
- ah =0,5 A(%g) et av =±0,3
- Dans TALREN 4, il faut tester les 4 combinaisons possibles:

$a_h /g = + 0,15$ et $a_h /g = - 0,15$

$a_v /g = + 0,0375$ et $a_v /g = - 0,0375$

### IV.5. 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 calculTALREN4 (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.

## IV.5.4.1.la géomètres de talus étudié :

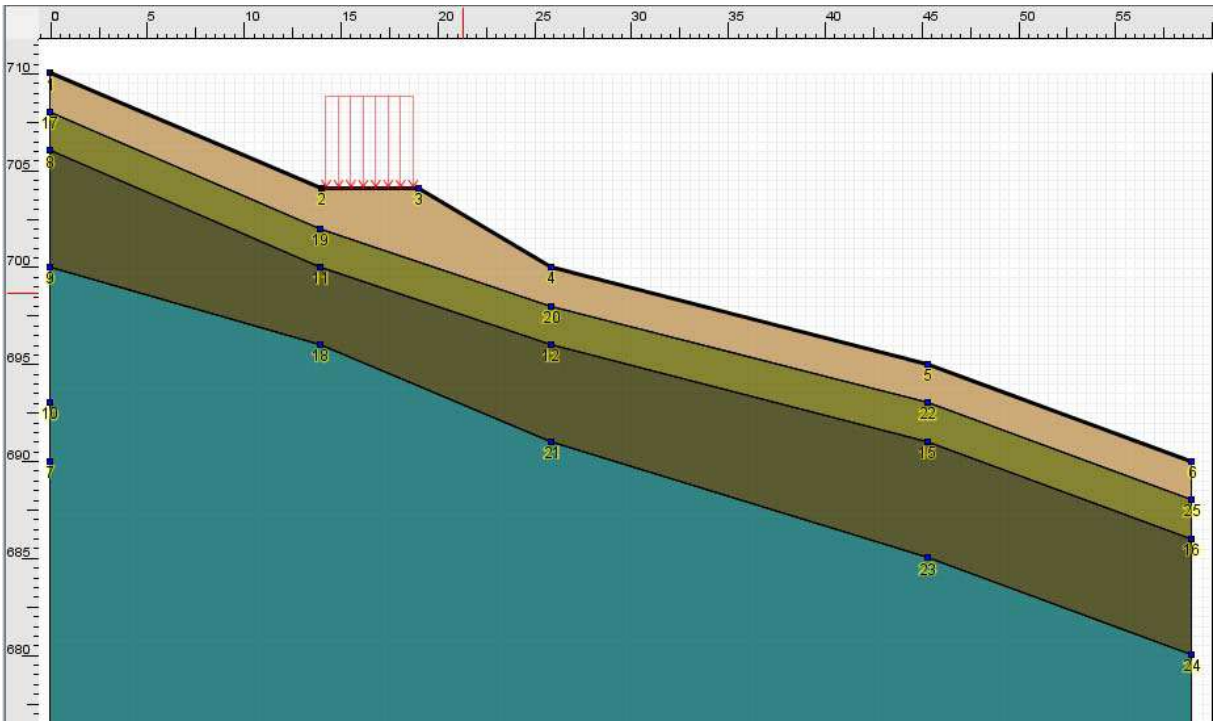


Figure IV.05 : La géomètre de modèle étudier.

## IV.5.4.2. présentation des résultats de calcul :

### D) Calcul de «Fs »Par la méthode de Bishop :

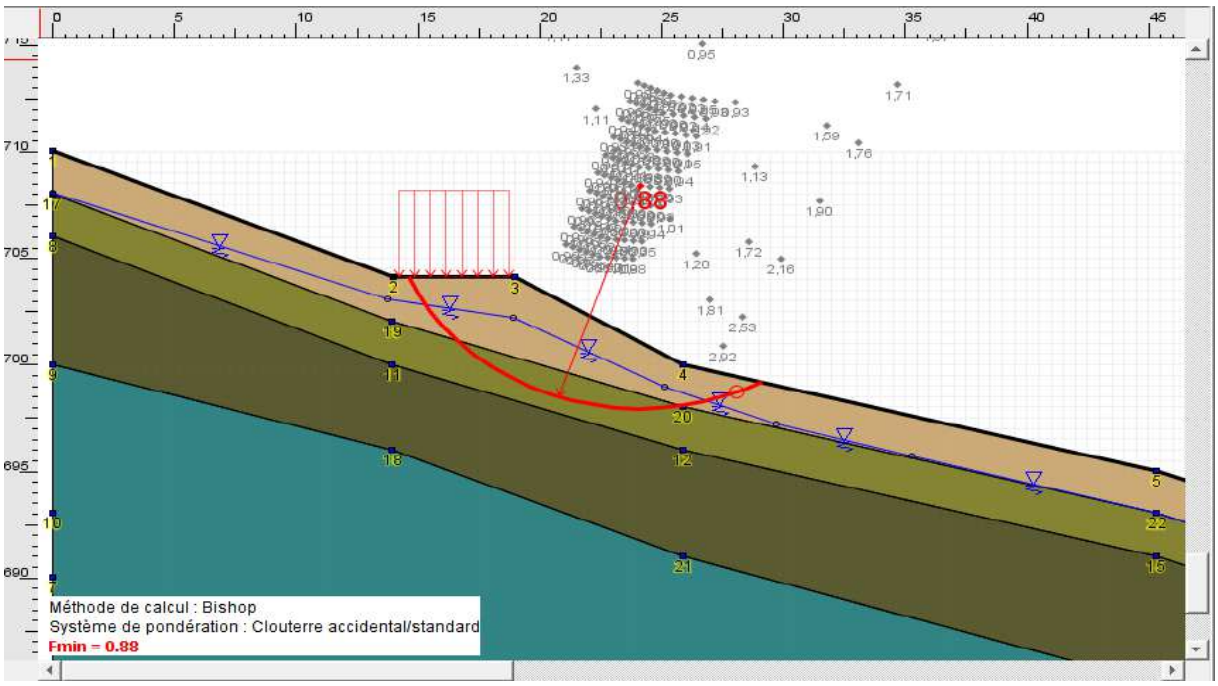



Figure IV.06 : Calcul du coefficient de sécurité avec la méthode de Bishop.

## E) Calcul de «Fs »Par méthode de Fellenius :

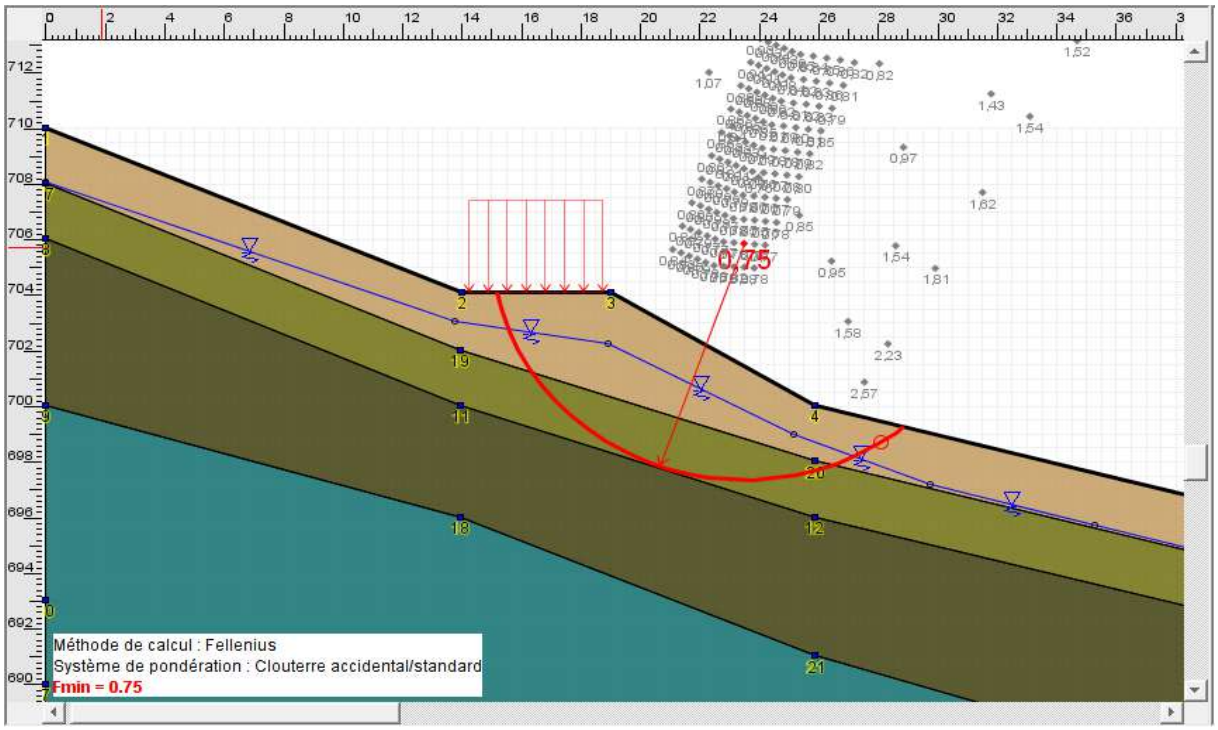



Figure IV.07 : Calcul de coefficient de sécurité avec la méthode de Fellenius.

## F) Calcul de «Fs » Par méthode de perturbation :

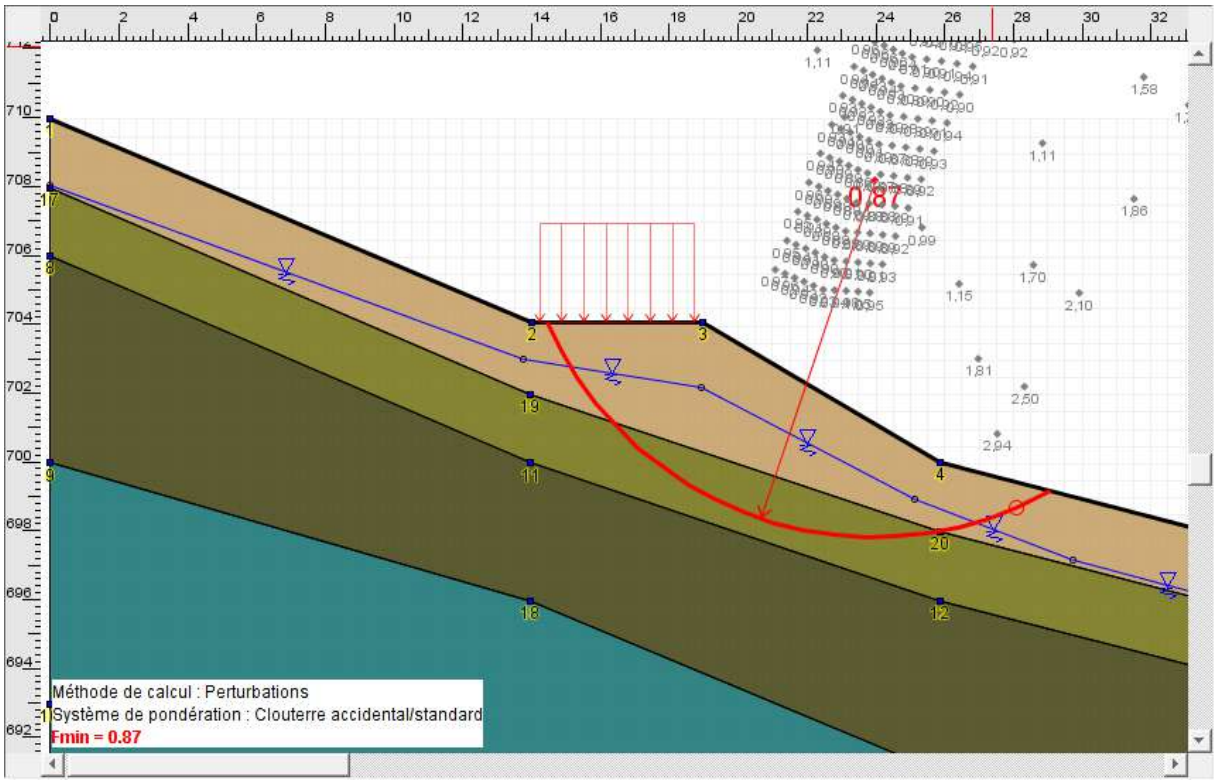


Figure IV.08 : Calcul de coefficient de sécurité avec la méthode de perturbations.

## IV.5.5.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 =0.88.
- La méthode de Fellenius : Fs =0.75.
- La méthode de perturbations : Fs =0.87.

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.

## IV.5. 6. La solution de confortement :

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

### IV.5.6.1.Renforcement du site par le géotextile :

La technique de renforcement par les géo grilles **géotextile** est une solution innovante par rapport aux autres techniques de renforcement, elle est fréquemment choisie pour plusieurs raisons telles que le cout, la flexibilité de leurs géométries, très résistants aux séismes, et sont intégrables dans l'environnement. Pour notre site, cette solution consiste en ce qui suit :

- Le décaissement de la chaussée existante à une profondeur de 1.5m sur le demi chaussée coté déblai et 8.0m dans le coté remblai.
- La mise en place d'une couche de TVO renforcé par des couches de géo- grille **géotextiles** après les décaissements.
- La réalisation du corps de chaussée de 90cm au dessus de la couche de TVO.
- La mise en place de la géo composite de drainage du côté déblai pour protéger la couche de TVO et le corps de chaussée contre les eaux ;
- Un fossé bétonné pour la collecte des eaux superficielles doit être réalisé aussi du côté déblai.
- Au dessous de toutes les couches mentionnées une tranchée drainante de forme trapézoïdale est à réaliser pour collecter les eaux ramenées par les géo composites.
- Cette solution se fait sur une longueur totale d'environs 75m et une largeur de 6 à 9.0m.

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

## IV.5.6.2.calcul de la stabilité après le confortement :

### D) Calcul de «Fs » Par la méthode de Bishop :

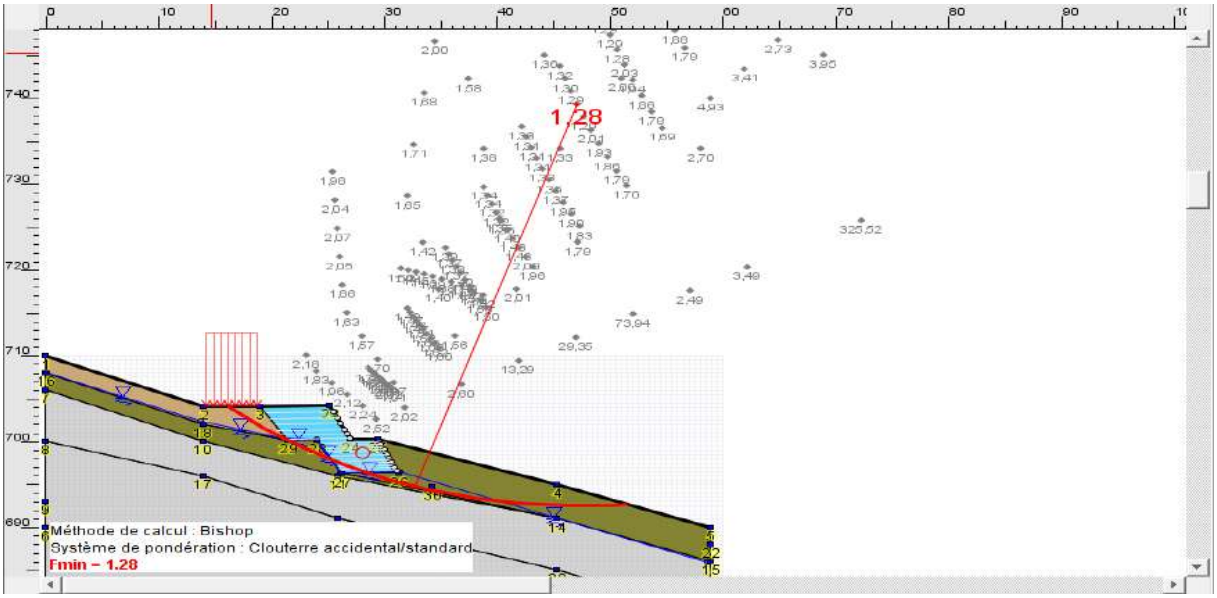



Figure IV.09 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de Bishop Renforcé par le géotextile.

### E) Calcul de «Fs »Par la méthode de Fellenius :

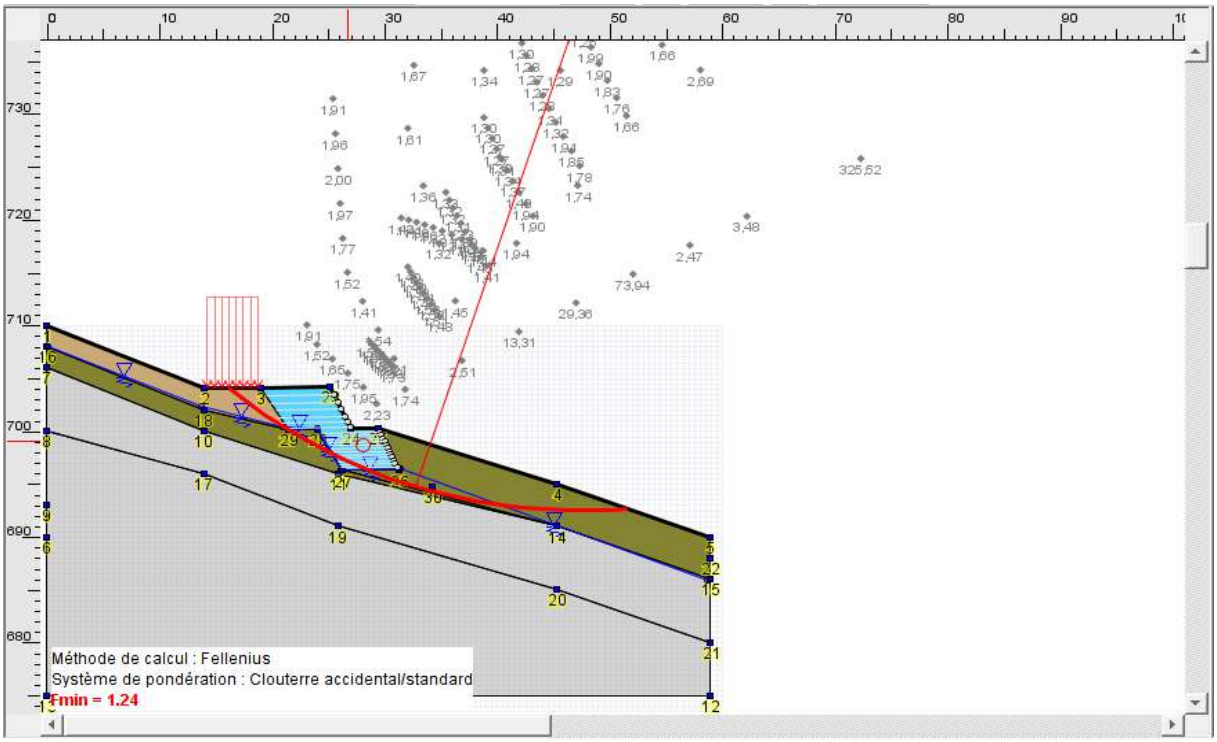



Figure IV.10 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de Fellenius Renforcé par le géotextile.

## F) Calcul de «Fs » Par la méthode de perturbation :

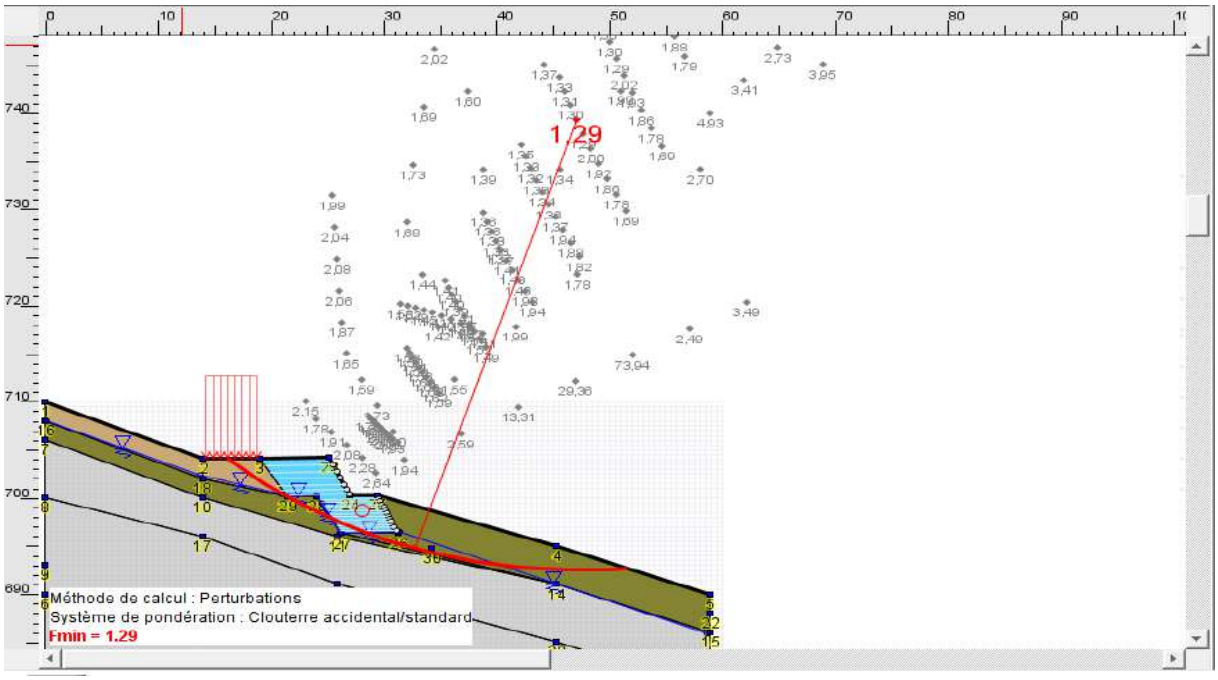



Figure IV.11 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de perturbations Renforcé par le géotextile.

Après la modélisation on a obtenue une valeur de coefficient de sécurité Fs=1.29, ce qui traduire la réussite de la solution.

Dune 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 ou non de bonnes caractéristiques.
- ✓ La gestion des eaux superficielles et profondes par un système de drainage (fossé bétonné et tranchée drainante).
- ✓ 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 mur en géotextile avec mesures de drainage, ses dimensions sont comme suit:**

- Géo grilles (géotextile) de renforcement bidirectionnel dont la résistance à la traction minimale est de 150KN/m.
- Espacement vertical entre deux nappes varie entre 0.3 et 0.75m.
- Hauteur totale 08m, en deux étages de 4.00 m de hauteur chacun.
- Drain collecteur derrière la butée de (1.0 x 1.0) m de dimensions.

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

- Une tranchée drainante renforce par géotextiles, de 1.00m de profondeur, pour la collecte des eaux souterraines ;
- Un fossé légèrement bétonné, pour la collecte des eaux de ruissellement ;
- Un ouvrage busé qui doit être suffisamment prolongé sur les talus avals de la route.

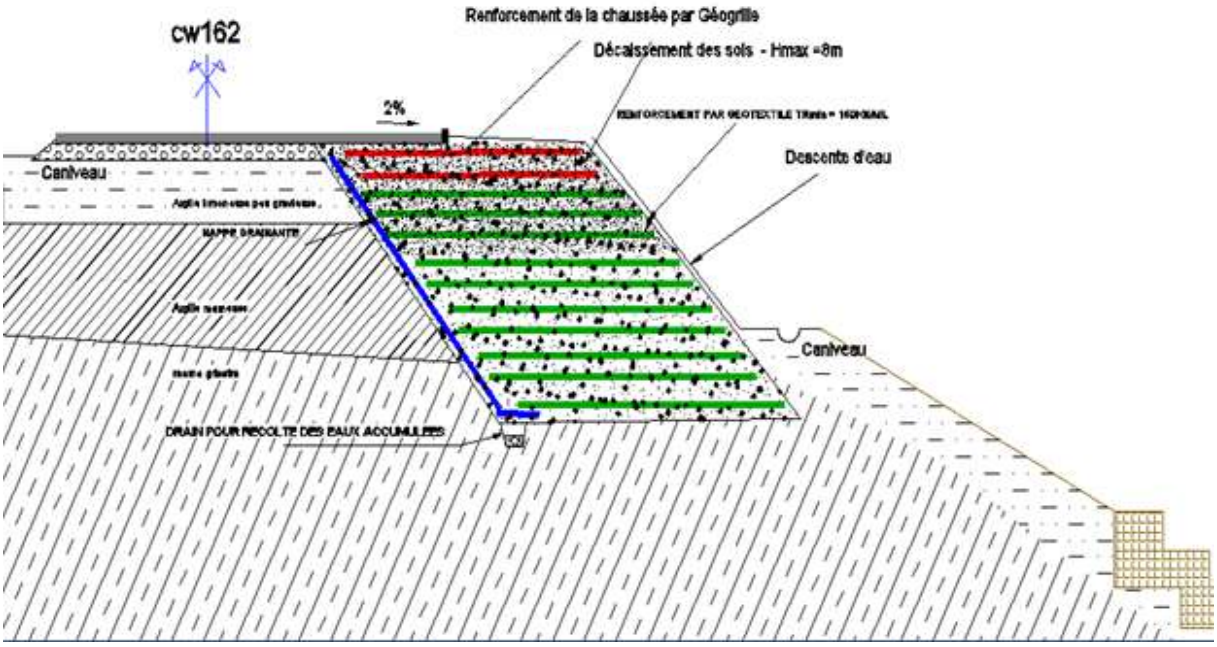



Figure IV.12 : schématisation de la solution

## IV.6.Conclusion :

Le programme de reconnaissance géologique et géotechnique entrepris sur le tronçon du tracé de la route CW162 au PK 12+00 à permis :

- ✓ L'identification lithologique des formations géologiques qui caractérisent le tracé existant de la route.
- ✓ l'appréciation de l'état de stabilité des terrains traversés.
- ✓ La proposition de solutions de stabilité qui conviennent bien au site.

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels. Ils sont provoqués le plus souvent par la présence des écoulements des eaux dans le sol. Pour le site en question, les dégradations qui sont apparue sont pour causes la conjonction de plusieurs phénomènes, le plus important est la présence d'eau.

Plusieurs propositions techniques de traitement des dégradations survenues sur ce site, et ainsi d'éviter toute apparition des glissements de terrain.

# Conclusion Général

L’étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- Par les risques qu’ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l’ampleur de ces risques.
- Par la difficulté technique de porter remède.

L’étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechniquecomme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in –situ et les essais au laboratoire qui permettent d’avoir un aperçu globale sur les couchesconstituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l’angle defrottement, ces dernières nous permettent d’apprécier la surface de glissement sur laquelleon se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Dans le calcul de stabilité, les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un mêmejeu de données (la géométrie, des propriétés du sol), n’excèdent pas de plus de 10% pourles méthodes que nous avons utilisés dans cette étude (la méthode des tranches deFellenius, Bishop simplifiée, Spencer, Jan bu, et la méthode globale).

Il est possible aujourd’hui d’appréhender les problèmes de stabilité des pentes les plus complexes, sur un PC, en quelques temps, avec la convivialité en prime. Des modèles constitutifs robustes sont disponibles pour la modélisation de sols et de roches. Des algorithmes existent pour définir l’état initial, la stabilité, la sécurité globale ou par rapport à un aspect particulier (surface de contact, ancrage etc.), au fil des étapes de construction. Il est possible de définir automatiquement les mécanismes de ruine. Des formulations d’éléments finis robustes existent pour la modélisation de milieux incompressibles et dilatants mono- ou biphasés, partiellement ou totalement saturés.

La stabilité des pentes représente actuellement un domaine d'analyse géotechnique dans lequel la méthode des éléments finis offre de vrais avantages par rapport aux méthodes d'équilibre limite. L'utilisation du logiciel **TALREN4** montre le privilège d'employer la méthode des éléments finies pour des problèmes de stabilité des pentes, à savoir pouvoir déterminer les contraintes, les déformations, vitesses de déformations et le coefficient de sécurité en n’importe quel point du massif.

Pour finir, on espère que ce travail sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

# ANNEX

# Référence bibliographique :


[1] http://www.irma-grenoble.com

[2] Abdelkader BENAISSA : « Glissement de terrain Calcul de stabilité.., Université de Constantine, 2003 »

[3] G. Degoutte et P. Royet (lemagref),Aide mémoire de mécanique des sols, Réédition 2005.

[4] Francois SCHLOSSER. : . Eléments de mécanique des sols.., Presses de l'Ecole

[5] KaralK , « Energy method for soil stability analyses », Journal of the Geo technical Engineering Division, ASCE 1977.

[6]Renforcementdes Sols par Clouage du Tronçon de L'Autoroute Est –Ouest LAKHEDARIA wilaya de BOUIRA, université de Médéa

[7]Etude et confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kherrata wilaya de Béjaia

[11] Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements MEZGHITANE (JIJEL)

[8] https://www.brgm.fr/publication-presse

[9]https://www.memoireonline.com/

[10]http://www.georisques.gouv.fr/

[11] J. L. DURVILLE et G. SÈVE, Stabilité des Pentes, Glissements en terrain meuble, Techniques de l'ingénieur, traité construction C 254.

[12] Bouafia Ali « introduction à la géotechnique  tome 2 Département de génie civil faculté des science de l'ingénieur universitésaaddahleb de blida (algérie) 10/2011 »

[13]mémoire fin d'etude de Boubker GHENNANI

[14]D. BELARBI et T. ZERDAZI, Etude des paramètres intervenants dans le calcul de stabilité des pentes par la méthode des éléments finis Application à un cas réel, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon 1989

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

[16] ETUDE COMPARATIVE DES METHODES ANALYTIQUES ET NUMERIQUES EN STABILITE DES PENTES University DE M'SILA.

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

[18]mémoire  d'étude d'un glissement du tronçonLAKHDARIAau pk178+000 wilaya de BOUIRA

[19]https://www.google.com/url?sa=t&source=web&rct=j&url=http%3A%2F%2Fwww.andi.dz%2FPDF%2Fmonographies%2FAin-defla.pdf&ved=2ahUKEwjyy52h3cnnAhUGXRoKHbiUBAcQFjAMegQIAxAB&usg=AOvVaw3iiRrj6HlPTzeJK1U1bq0r&fbclid=IwAR0-465ZLJzIFbFn9ufEm-p9glfYlihqoNKeKYHJJzHDEXVT27RlGGrTCis

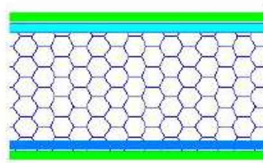
[R] rapports géotechniques.

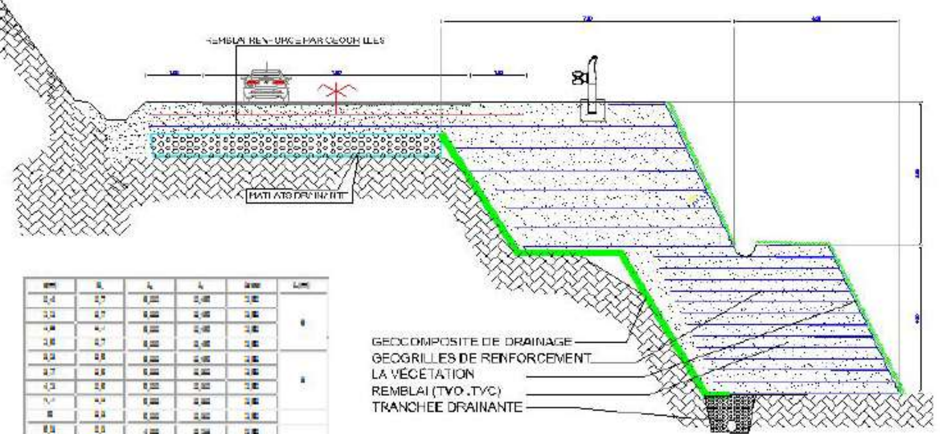



L'IMPLANTATION DES SOLUTIONS DE CONFORTEMENT

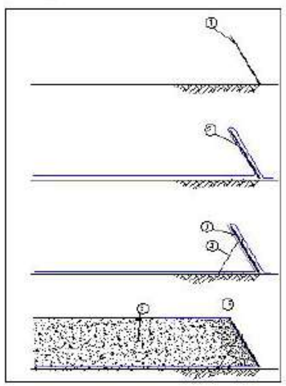
| | X | Y |
|---|---|---|
| A | 8101.1464 | 9936.3197 |
| B | 8161.4214 | 9889.1472 |
| C | 8155.5863 | 9882.4837 |
| D | 8094.2847 | 9928.6254 |

## Détails sur la matlat drainante




séquence de la construction



| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
|---|---|---|---|---|---|
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |
| [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | |