REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

ETUDE GLISSEMENT DE TERRAIN AVEC POSSIBILITE DE TRAITEMENT (CAS : Site 2332 logements AIN DJARDA MEDEA)

Présenté par :

- Mr : SAIDANI Rafik
- Mr : BENSLIMANE Abdelfateh

Proposé et Dirigé par :

Dr: MANAA Lazazi

Promotion Juin 2022

ملخص

يعتمد هذا العمل على دراسة وتحسين المنحدر غير المستقر للأرض على طول الموقع 2332 سكن بعين الجردة ولاية المدية

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 بارتيرباسيون.

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 جدار الدعم (غابيون) كحل لثبات المنحدر وحماية الطريق.

الكلمات المفتاحية :الانحدار، الانزلاق، تالرن 4، غابيون.

Résumé

Ce travail est basé sur l'étude et l'amélioration de la pente instable de sol le long de Site 2332 logements AIN DJARDA wilaya de Médéa**.**

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

Enfin, nous nous sommes comptions sur le renforcement de talus avec mur de soutènement en gabion comme solution idéale pour la stabilité de talus et la protection de route.

Mots clés : la pente, les glissements, TALREN 4, gabion.

Abstract

This work is based on the study and the improvement of the unstable slope of the ground along Site 2332 housing AIN DJARDA wilaya of Médéa.

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

Key words: slope, landslides, TALREN 4, gabions.

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 Mr MANAA Lazazi pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.

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

Merci ingénieur SAKHRI Lotfi pour de nous avoir aidés toute l'année.

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

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

DEDICACES

TOUT D'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'études

Je dédie ce modeste travail :

A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma Chère mère "NACIRA ".

A mon meilleur ami : mon père, le plus beau et bon de tous les pères" ALI ".

A Mon ami et binôme "Abdelfateh ".

A mes sœurs et mes frères.

A toutes ma famille.

A Mon ami et binôme "ABDELFATEH ".

A Toutes la promotion géotechnique 2021/2022.

SAIDANI Rafik

DEDICACES

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

Je dédie ce travail :

A Celui qui représente pour moi l 'exemple du courage, De volonté, Mon très cher Père MORAD.

A Celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère FADHILA.

A mes sœurs et mes frères.

A toutes ma famille.

A Mon ami et binôme "RAFIK ".

A Toutes la promotion géotechnique 2021/2022.

BENSLIMANE Abdelfateh

Sommaire

Introduction Générale

CHAPITRE I: Généralités sur les mouvements de terrains

I.1 Introduction……..1

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

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

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

I.2.3. Classification des mouvements de terrain ……..……..…3

I.2.3. 1. Les mouvements lents et continus …….……..……4

1. Les affaissements …….……..…4
2. Les tassements …….……..…4
3. Le fluage du terrain …….……...…5
4. Les solifluxions……..…….....6
5. Glissements de terrain ……..……..…6
6. Les phénomènes de retrait- gonflement …… …….……...7

I.2.3. 2. Les mouvements rapides et discontinus …… ……....8

1. Les effondrements …… ……...….8
2. Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses … ……..……...9
3. Les éboulements ou écroulements …….…..….10
4. Les laves torrentielles ……..… ….10
5. Les coulées de boue …… …… 11

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 …….....….14
3. Glissement quelconque …….……...……..15

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

4. Glissement superficiel ……..……16
5. Glissement profond …….…..16

I.3.4.Principales causes des glissements de terrain ……..…6

I.3.4.1. Les facture prédispositions ……..….17

I.3.4.2 Facteurs préparatoires et déclenchant ……..…….18
I.5.CONCLUSION……..… 19

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

II.1. Introduction ……..…… ….....20
II.2.- Méthodes Analytiques …….….20
II.2.1.Calculs de stabilité …….…….20
II.2.1.1Definition du facteur de sécurité ……...20
II.2.1.2. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité …….....22
II.2.1 .3. Calcul à la rupture (méthode classiques) …….……...23
II.2.1.3.1 Calcul à la rupture plane ……..……...23
II.3Méthodes basées sur l'équilibre limite……..…….….. 24
II.4. La méthode des éléments finis ……....…….…...33
II.5. Les méthodes de confortements……...…33
II.5.1.les terrassements…….34
II.5.2 Drainage ……..……...…39
II.5.3 Elément résistants …….….41
II.5.3.1 Murs de soutènement …….……41
II.5.3.2 Les rideaux de palplanches……..……..41
II.5.3.3 Tirants d'ancrages……..……42
II.5.4 .Inclusion d'éléments souples ou rigides……..44
II.5.5.les techniques de renforcement des sols…….……..47
II.5.5.1 Terre armee……...48
II.5.5.2 Le renforcement par geotextiles……..……48
II.5.5.3. La technique pneu sol ……49
II.6.Conclusion …….50

CHAPITRE III : Analyse de site et étude géotechnique

III.1. Introduction……..51
III .2.Présentation de la région……..51
III.3 .Le climat…….……..52
III.4. Sismicité……...…..52

III.5 Campagne investigation ……....…53

III.5.1 Essais In-Situ ……...….53

III.5.1.1.SondagE carotté……....….53

III.6.6. Essais au laboratoire……..……..……57

III.6.2. 1.Choix du type d'essai de laboratoire……..…..…57

III.6.2.1.1 Les essais d'identification ……..…57

III.6.2.1.2 Les essais mécanique…….59.

III.6.2.1.3. Analyse chimique ……62

III.7.Conclusion ……..……...62

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……... 65

IV.3. 4. Méthodes de calculs à la rupture (spirales logarithmiques)…….. 65

IV.3. 5. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface…….…… 65

IV.4.Les différentes options pour la manipulation de l'interface ……...…66

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

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

IV. 4.1.2. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4) …….…...69

IV.5. Application au glissement étudié …….…….71

IV.5. 1. Caractéristiques des couches……..... 71

IV.5. 2. Les surcharges…….……71

IV.5. 3. Prise en compte de l'effet sismique…….……..……71

IV.5. 4. Vérification de la stabilité initiale…….…….....71

IV.5.4.1.la géomètres de talus étudié…….……..…..72

IV.5.4.**2**. présentation des résultats de calcul…….…….…. 72

6. Par la méthode de Bishop……..……..…72

7. Par méthode de Fellenius …….……....73

8. Par méthode de perturbation …….……..…..73

IV.5.5.Interprétation des résultats …….……..…..74

IV.5. 6. La solution de confortement …….……..74

IV.5.6.1.Renforcement du site par gabionnage…….…….……..…....74

IV.5.6.2.calcul de la stabilité après le confortement .....……..75

9. Par la méthode de Bishop…….……75

10. Par méthode de Fellenius …….……76

11. Par méthode de perturbation ……76

IV.6.Conclusions ……....….77

Conclusion Général …….…….....78

Liste des figures

CHAPITRE1 : Généralité sur les mouvements de terrains

Figeur I.1 : Mouvements de terrain

Figeur I.2 : Mouvements de terrain (site web le 22/01/2020)

Figeur I.3 : Les affaissements.

Figeur I.4 : Phenomen deTassement

Figeur I.5 : (a) Schématisation du phénomène de fluage, (b) Morgan's hill, image geograph.org.uk

Figeur I.6 :Les solifluxions.

Figeur I.6 :glissement d'un talus

Figeur I.7 Schématisation du phénomène de glissement de terrain plan

Figeur I.8 : Schématisation du phénomène de glissement circulaire

Figeur I.9 : Phénomènes de retrait- gonflement

Figeur I.10 : Les effondrements

Figeur I.11 : Types d'écroulement

Figeur I.12 : Les éboulements ou écroulements

Figeur I.13 : Les laves torrentielles

Figure I.14 : Les coulées de boue

Figeur I.15 : Les différents éléments d'un glissement de terrain.

Figure I.16 : Schéma descriptif d'un glissement

Figure I.17 : Glissement circulaire.

Figure I.18 : Les types de glissements de terrain

Figure I.19 : les facteurs déclenchant le glissement

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

Figure II.1 : Surface de rupture potentielle

Figure II.2 : Différentes forces agissant sur une masse en mouvement

Figure II.3 : calcule par méthode de tranche

Figure II.4 : Bilan des forces sur une tranche

Figure II.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP

Figeur II.6 : Forces appliquées sur une tranche pour la méthode de SPENCER

Figure II.7 : Butée de pied

Figure II.8 : Allégement en tête

Figure II.9 : Purge

Figure II.10 : Reprofilage

Figure II.11 : Reprofilage

Figure II.12 : Substitution totale des matériaux glissés

Figure II.13 : Eperons drainants

Figure II.14 : Tranchées drainants

Figure II. 15 : Mur de soutènement

Figure II .16 : Paroi de palplanches

Figure II.17 : Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Figure II.18 : tirants d'ancrages

Figure II.19 : lustration montrant le clouage par micro pieux mixtes

Figure II .20 : Clouage d'un glissement de terrain

Figure II.21 : Renforcement d'une pente instable par pieux.

Figure II.22 : principe de la technique terre armée

Figure II.23 : Renforcement par géotextile

Figure II.24 : Pneu sol

CHAPITRE III : Analyse de site et étude géotechnique

Figure III.1 : Site de glissement.

Figure III.2 : La région de Médéa

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

Figure III.4 : Coupe lithologique d'un sondage carotté S3.

Figure III.5 : Coupe lithologique d'un sondage carotté S4.

Figure III.6 : Coupe lithologique d'un sondage carotté S5.

Figure III.7 : Résultat d'essai limite d'Atterberg au niveau de sondage S3.

Figure III.8 : Résultat d’essai œdométrie au niveau de sondage S3.

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.

Liste des tableaux

CHAPITRE1 : Généralité sur les mouvements de terrains

Tableau I.1 : La classification ’après la profondeur de la surface de glissement

Tableau I.2 : La classification selon l’activité

CHAPITRE II : Méthodes d’analyse de la stabilité des pentes

Tableau II.1 Valeurs de FS en fonction de l’état de l’ouvrage A

CHAPITRE III : Présentation du site et étude géotechnique.

Tableau III.1 : Poids volumiques –teneur en eau

Tableau III.2 : Résultat de l’essai limite Altterberg

Tableau III.3 : Résultat de l’essai odomètre

Tableau III.4 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols.

Tableau III.5 : Résultats des essais chimiques.

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 ($\sigma' = \sigma - u$)
σ_3 : Contrainte principale mineur
σ_1 : Contrainte principale majeur
φ : Angle de frottement interne du sol
ψ : Angle de dilatance du sol
ε : Déformation longitudinale
ν : Coefficient de Poisson
γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé
γ_w : Poids volumique de l'eau (environ9,8)
γ_h : Poids volumique humide du sol
γ_s : Poids volumique des grains
γ_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..
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.
e : pénétration moyenne par coup .
g : accélération de la pesanteur.
Rp: Résistance de pointe.
Fs: coefficient de sécurité.
SC: Sondages carottés.

Introduction Général

Les instabilités du sol figurent parmi les risques géologiques les plus répandus sur la Terre. Des milliers de morts et de blessés, d'énormes pertes économiques sont les évidences regrettables des instabilités de pentes partout dans le monde. Celles-ci constituent une menace de plus en plus importante, compte tenue de la croissance de la population mondiale, de l'utilisation intensive des terres et du changement climatique.

Stabilisé un glissement de terrain est l'une des taches majeures de la géotechnique, une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude est nécessaire.

Notre travail a consisté à l'analyse et le confortement d'un glissement situé sur le site de 2332 logement a AIN DJERDA dans la ville de Médéa.

De ce fait notre travail se divise en 03 chapitres, qui sont les suivantes :

La première concerne une étude bibliographique sur les différents types de glissement, ces caractéristiques, ces causes et les différents types de soutènement.

Le deuxième chapitre contient les différentes méthodes de calcul de stabilité des talus.

Le troisième chapitre se divise en deux parties :

La première partie contient présentation des défèrent paramètre géotechniques de notre glissement étudie.

La deuxième partie contient la détermination des surfaces de rupture éventuelles. Cette étude à était menée par logiciels de calcul basé sur la méthode des éléments finis « **Talren 4** » et dans cette partie aussi nous avons choisi le système de confortement pour la stabilisation du glissement

.Notre travail se termine par une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthodes d'étude et de confortement des glissements des terrains.

CHAPITRE I

Généralités sur les mouvements de terrains

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrains

I.1 Introduction

Les problèmes de mouvement de terrain regroupe plusieurs différents types de phénomènes naturels, sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols,…) et par leur dimension (certains glissements peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m3). Ces différents phénomènes évoluent irrégulièrement dans le temps, passant de phases d'évolution lentes à des phases d'accélération parfois brutale à l'origine de catastrophes plus ou moins graves.

Les mouvements de terrain principalement sont bien compris : ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme ; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur.

On dit un glissement superficiels qui les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques.

La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes.

II.2.Mouvement de terrain

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

Un glissement de terrain peut être défini sommairement comme le mouvement d'une masse de sol ou de roche le long d'une surface de rupture sous l'effet de la gravité [1].
Les glissements de terrain apparaissent préférentiellement le long de surfaces planes, courbe ou
complexe, de sols cohérents (marnes et argiles); et dans tous types de matériaux. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements. [2]

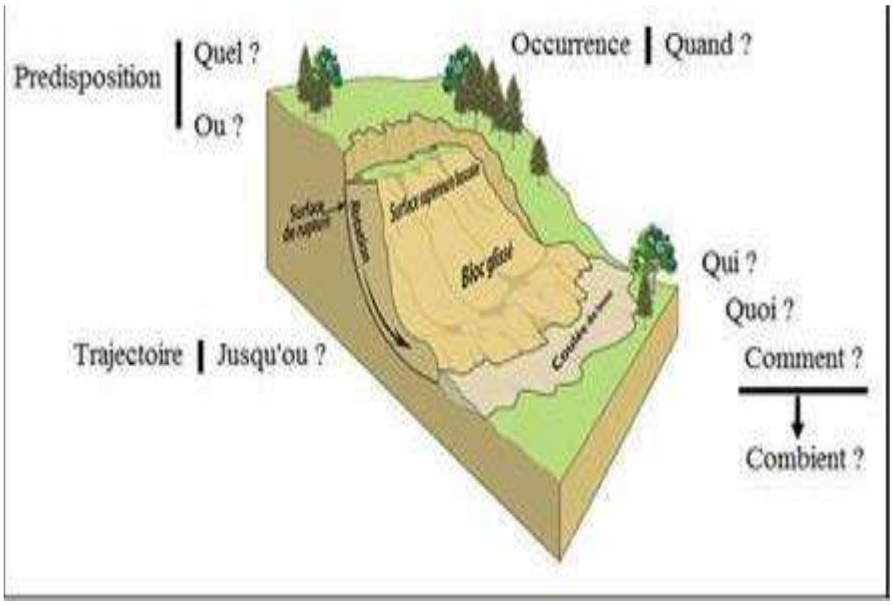


Figure I.1 : mouvement de terrain.

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 [3].



Figure I.2 : Mouvements de terrain

I.2.3. 1.2.3.Classification des mouvements de terrain

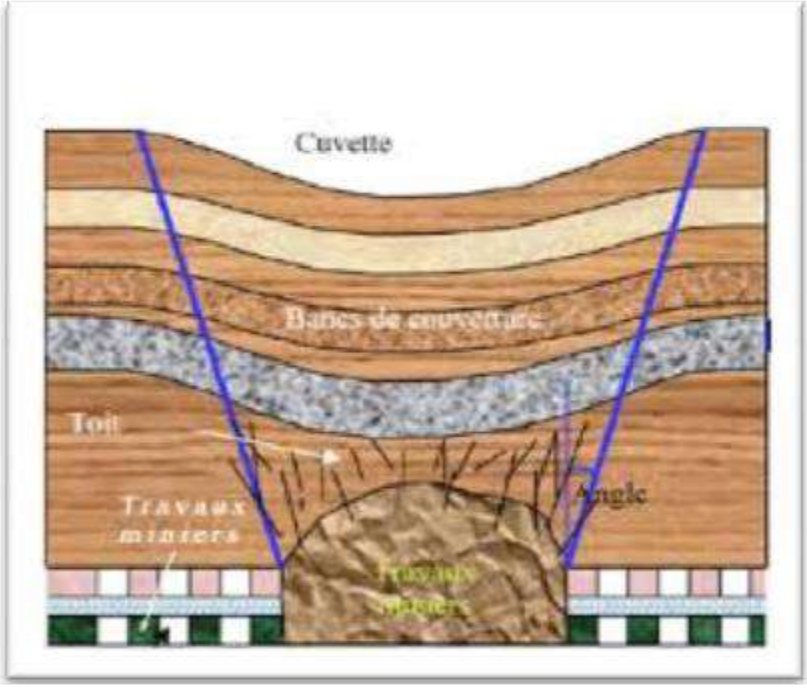
- **Les mouvements Lents :** entraîne une déformation progressive des terrains, pas Toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, Les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.
- **Les mouvements rapides :** se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses. Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage Des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau [4].

I.2.3. 1. Les mouvements lents et continus

1. Les affaissements:

L'évolution des cavités souterraines dont d'effondrement est amortie par le comportement souple des terrains superficiels, ces cavités peuvent être :

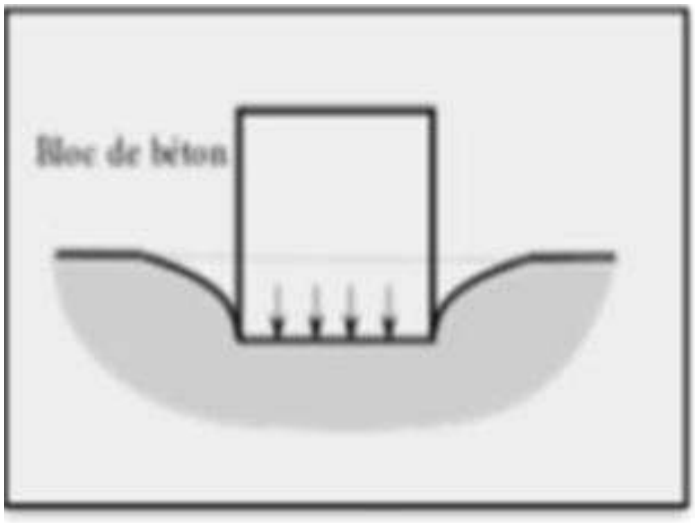
- Des vides naturels par dissolution de roche soluble, calcaire, gypse.
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution [4].



Figeur I.3 : Les affaissements.

2. Les tassements

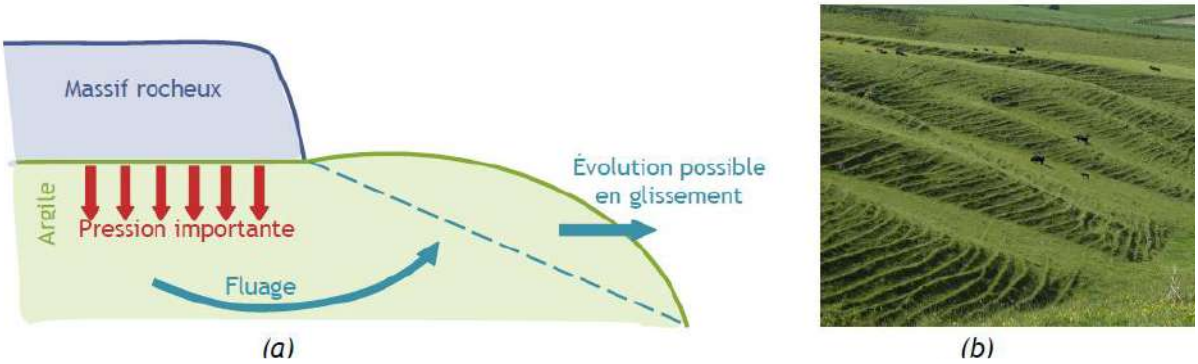
Quelques sols sont compressibles comme les argiles, les vases, ou les marnes. Ils peuvent entrainer un tassement qui se manifeste par une diminution de volume sous l'effet des charges appliquées (figure I.4) et ou l'abaissement du niveau des nappes aquifères par surexploitation.



Figeur I.4 : Phenomen deTassement

3. Le fluage du terrain

Complexe à prédire, ce type de mouvement apparait lorsqu'un sol malléable est soumis à une charge importante en amont, souvent un massif rocheux. Il subit de la part de celle-ci une pression importante, qui va le pousser à fluer, et donc à gonfler (Voir figure I.5).



Figeur I.5 : (a) Schématisation du phénomène de fluage, (b) Morgan's hill, image geograph.org.uk

Le fluage est souvent très visible, les troncs des arbres sont distordus et les poteaux électriques penchés. Installer des drains limite ce phénomène, souvent dévastateur pour les installations souterraines amenées à rupture. Une zone susceptible au fluage à long terme est souvent difficile à identifier, les vitesses d'évolutions sont en effet très lentes et la simple incorporation d'eau dans la terre meuble, diminuant sa résistance mécanique, peut entraîner une situation de fluage. [5].

4. Les solifluxions

La solifluxion est un cas spécial de fluage. Ce phénomène est la conséquence des climats préglaciaires (Voir figure I.6).



Figeur I.6 : Les solifluxions.

5. Glissements de terrain plan et glissement circulaire :

Sont deux grandes classes de glissements, la terminologie fait référence à la géométrie de la surface de rupture. Dans un glissement plan, la surface de rupture est droite et la masse de sol en mouvement glisse le long de celle-ci (figure I.7). Dans un glissement circulaire, il y a un mouvement de rotation autour d'un axe central à la surface de rupture (figure 1.8). [5]

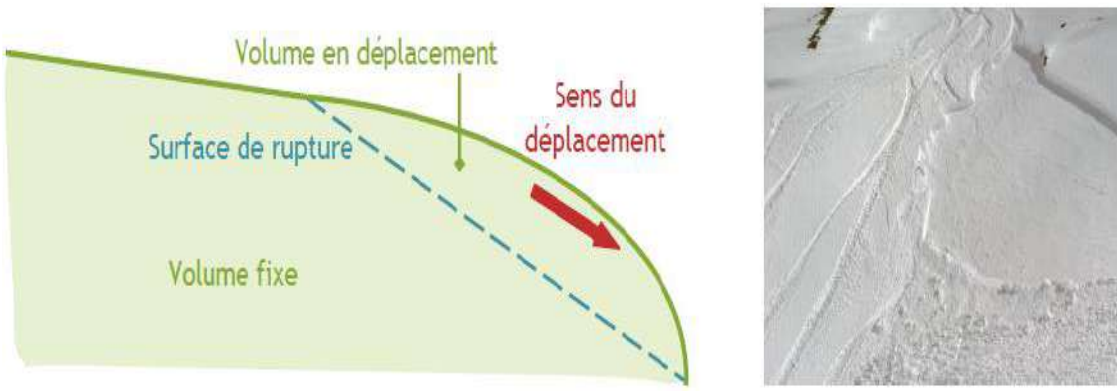


Figure I.7 : Schématisation du phénomène de glissement de terrain plan. [5]

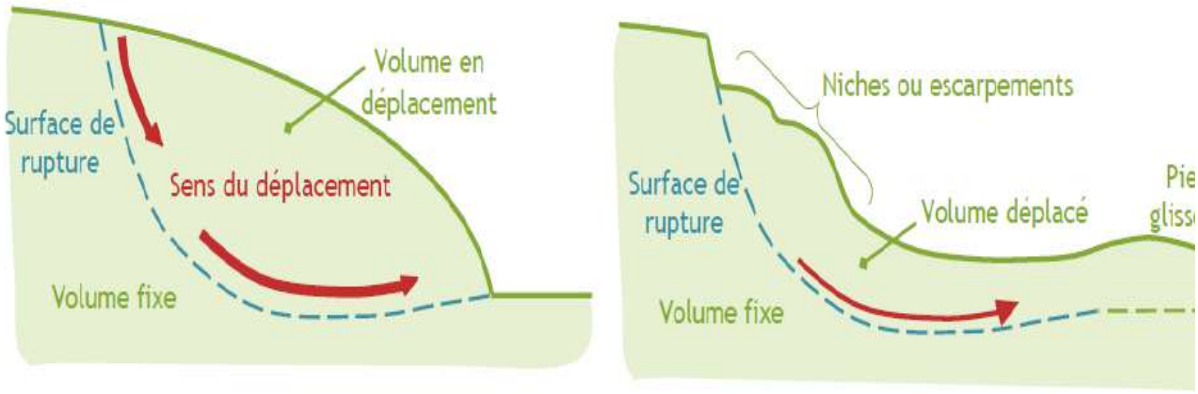


Figure I.8 : Schématisation du phénomène de glissement circulaire. [5]

La combinaison circulaire est plus commune, elle est une approximation du cas en spirale logarithmique minimisant l'énergie. Les glissements purement plans sont rares, la rupture a alors lieu suivant une ligne bien définie (par exemple les avalanches). Cependant un glissement est souvent une combinaison des deux, répétée plusieurs fois dans les cas les plus complexes.

L'identification de quatre grandes classes de mouvements de terrain n'est pas exhaustive, d'autres existent, tels les écoulements boueux, mais ne seront pas le sujet de cette ressource.

Dans de nombreux cas, il existe une phase préliminaire d'activation du glissement souvent maintenue active par un ensemble de phénomènes. Une variation des conditions déclenche le glissement via des facteurs d'activation d'un glissement de terrain pouvant aussi pondérer la phase d'évolution antérieure. [5]

6. Les phénomènes de retrait- gonflement :

Les terrains argileux superficiels peuvent voir leur volume varier à la suite d'une modification de leur teneur en eau, en lien avec les conditions météorologiques.

Ils se « rétractent » lors des périodes de sécheresse (phénomène de « retrait ») et gonflent au retour des pluies lorsqu'ils sont de nouveau hydratés (phénomène de « gonflement »).

Ces variations sont lentes, mais elles peuvent atteindre une amplitude assez importante pour endommager les bâtiments localisés sur ces terrains.

Le phénomène de retrait-gonflement des argiles engendre chaque année des dégâts considérables, indemnisables au titre des catastrophes naturelles. La grande majorité des sinistres concerne les maisons individuelles. (Voir figure I.9) [6].

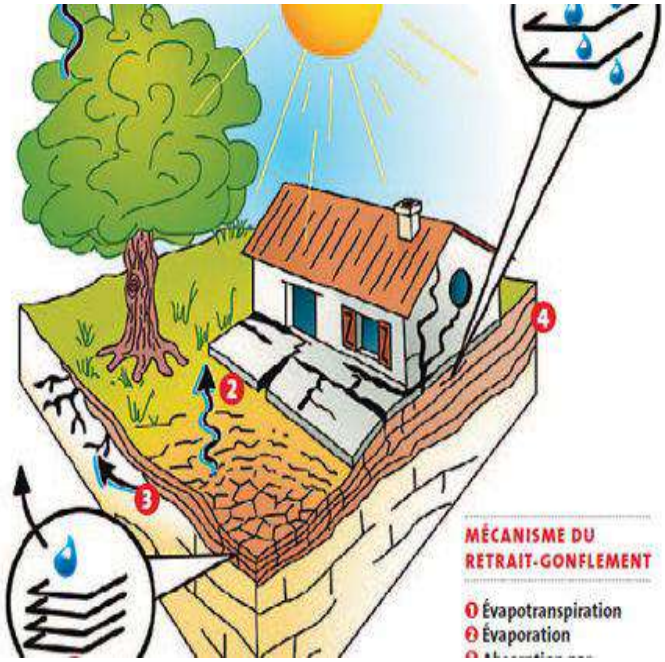


Figure I.9 : Phénomènes de retrait- gonflement

I.2.3. 2. Les mouvements rapides et discontinus

1. Les effondrements:

Les effondrements sont des mouvements plus brutaux, résultant de la propagation jusqu'à la surface de l'instabilité d'une cavité souterraine naturelle ou artificielle (figure 6). Il se forme un « fontis » (ou « doline d'effondrement »), dont les bords sont beaucoup plus raides que ceux d'une cuvette d'affaissement.

Les cavités souterraines naturelles peuvent être dues à la dissolution de la roche (cavités karstiques dans le calcaire ou le gypse), ou au vide laissé par l'écoulement de la lave fluide sous une croûte de lave durcie par le refroidissement en surface. Des cavités de taille plus modeste peuvent également être liées à l'entraînement des grains d'un sol par une circulation d'eau souterraine (phénomène de « suffosion »).

Les effondrements liés à des cavités naturelles ont généralement un diamètre inférieur à la centaine de mètres et leur profondeur peut être de plusieurs dizaines de mètres. (Voir figure I.10). [7].

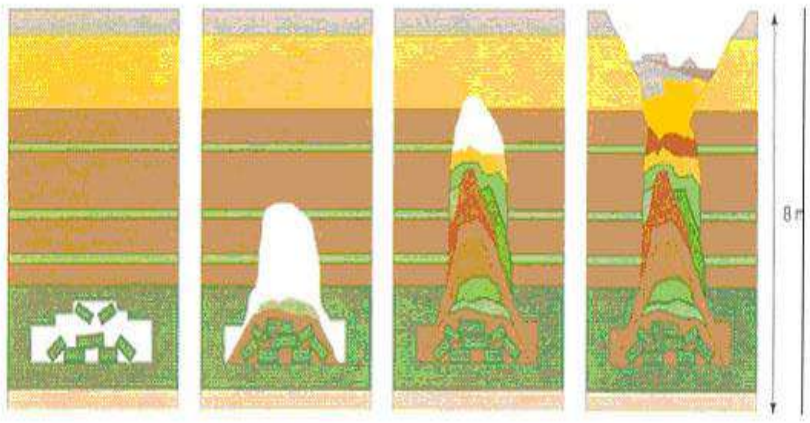


Figure I.10 : Les effondrements.

2. Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses

Ce sont des chutes brutales et soudaines de masses rocheuses importantes, qui durent quelques secondes et dont les causes peuvent êtres internes au massif.

- Dislocation d'une masse rocheuse par altération interne
- Glissement banc sur banc d'une masse rocheuse stratifiée
- Ecroulement de masses mises en surplomb par érosion ou dislocation de couches tendres sous-jacentes
- Ecroulement par fluage ou glissement d'une couche sous- jacente

Les volumes de sol mis en jeu varient entre une dizaine de milliers de mètres cubes (écroulement en masse) et une centaine de mètres cubes (chutes de blocs). (Philippe,R. 1988).

Voici les Principaux facteurs déclenchant :

- Les apports d’eau
- Les cycles gel-dégel
- L’altération
- L’érosion
- Les séismes

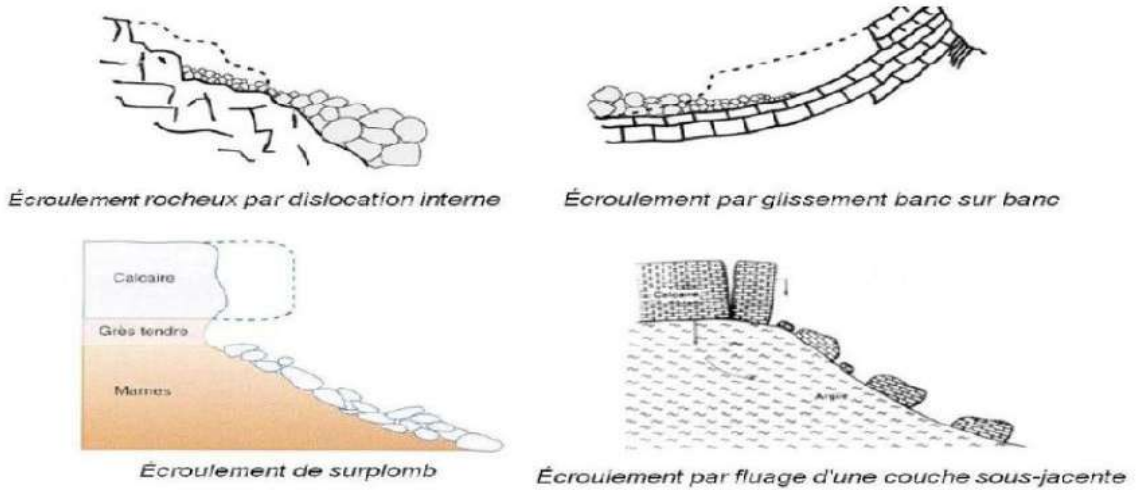


Figure I.11 : Types d'écroulement (Philippe,R. 1988).

3. 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.12) [9].



Figure I.12 : Les éboulements ou écroulements.

4. 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.13) [9].



figure I.13 : Les laves torrentielles

5. 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.14) [3].

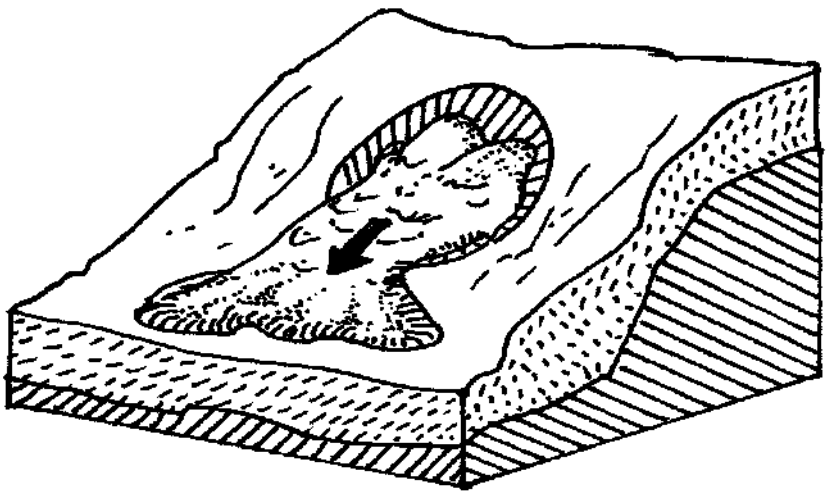


Figure I.14 : Les coulées de boue

I.3. Le processus du glissement de terrain :

I.3.1. Caractérisation des glissements :

Ils se manifestent par le déplacement d'une masse de matériaux sous l'effet de la pesanteur et de l'action conjuguée de facteurs permanents et de facteurs déclenchant ; ces facteurs peuvent rompre l'équilibre naturel et amorcer un processus de rupture de masse sur un site auparavant stable. La forme de cette rupture dépend en partie de la structure
Géologique du site. Les différents éléments d'un glissement de terrain sont représentés sur la figure ci-dessous (Figure I.13) :

1. **Le rejet principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
2. **Couronne :** se située au-dessus de l`escarpement principal souvent peu affecté par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
3. **Tête :** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l`escarpement principal.
4. **Rejet secondaire :** circulaire semblable a l`escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
5. **Elément :** fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
6. **Flanc :** limite latérales du glissement prolongeant l`escarpement principal.
7. **Pied :** correspond a l`intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masque par le bourrelet.
8. **Extrémité inférieure (pouce) :** zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
9. **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.
10. **Surface de glissement ou de rupture :** c`est une surface qui sépare la masse glisséedes terrains en place.

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

12. **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d`importance et de formes diverses suivant leur position [10].

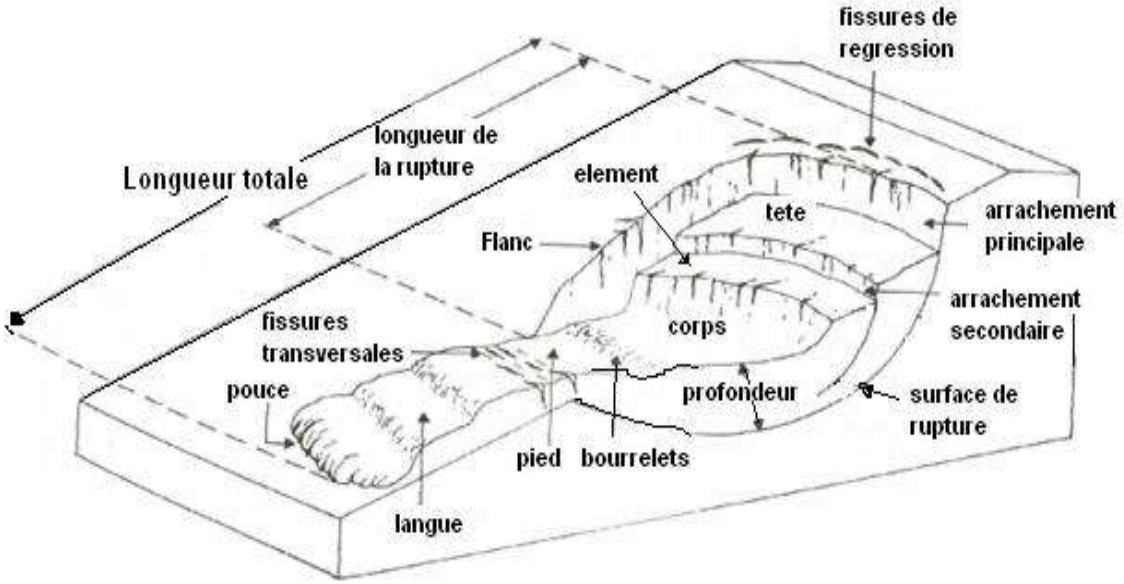


Figure I.15 : Les différents éléments d'un glissement de terrain.

I.3.2. type des glissements de terrain

Les glissements de terrain apparaissent plutôt le long des surfaces planes et dans tous types de matériaux. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements **:**

1. 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 [3].



Figure I.16 : Schéma descriptif d'un glissement

2. 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.17) 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 **[3].**



Figure I.17: Glissement circulaire.

3. Glissement quelconque

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents **[3].**

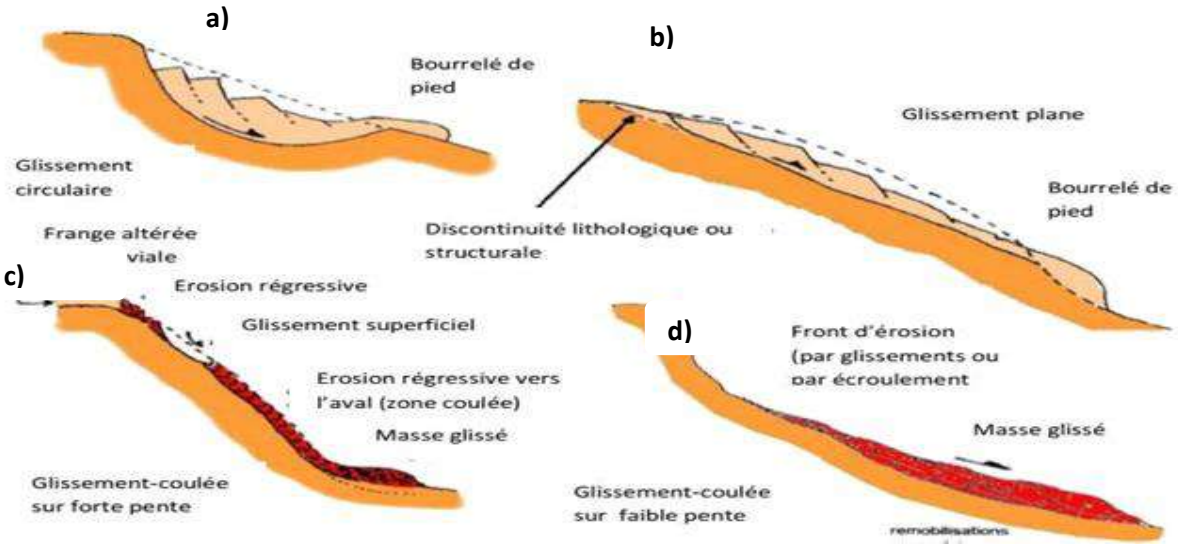


Figure I.18 : Les types de glissements de terrain

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 **[11].**

Glissement	Surface de glissement
Superficial	0-2 m
Semi-profond	2-10 m
Profond	10-30m
Très profond	>30m

Tableau I.1 : La classification 'après la profondeur de la surface de glissement

Glissement	vitesse de glissement
Substabilite, tres lent	0-2 m
Peu active, lent	2-10 m
Active	10-30m

Tableau I.2 : La classification selon l'activité

1. Glissement superficiel

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m [12].

2. Glissement profond

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance [12].

I.3.4.Principales causes des glissements de terrain

Très souvent, les glissements de terrain sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs.

Les glissements de terrain se définissent comme le mouvement lent ou rapide du matériel superficiel de l'écorce terrestre, vers le bas de la pente, dû à une augmentation de poids, perte de la consistance des matériels ou autre facteur qui génère un déséquilibre dans le versant, le matériel déplacé peut bouger de façon lente (millimètres par an), rapide et extrêmement rapide (mètres/jour) selon la topographie, le volume de la masse du sol ou de la roche, le mécanisme de rupture et l'action de l'eau, parmi d'autres facteurs. En plus, ils peuvent s'activer ou s'accélérer à cause des tremblements de terre, éruptions volcaniques, précipitations, l'augmentation du niveau des eaux souterraines, de l'érosion, le débordement des rivières et de l'activité humaine. Dans ce sens, le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un

versant relève de causes nombreuses et variées on distingue les prédispositions (facteurs passifs) et les facteurs préparatoires et déclenchant (facteurs actifs) :

I.3.4.1. Les facture Prédispositions :

L'analyse d'une série de paramètres fondamentaux permet de définir, dans une large mesure, la probabilité d'occurrence d'un glissement ainsi que sa localisation :

Géologiques : représentent des facteurs d'instabilité permanente, la lithologie, la stratigraphie de la roche (orientation et angle d'inclinaison), les discontinuités stratigraphiques et structurelles, et l'altération des roches (altération hydrothermale et/ou météorisation).

La pente : est l'un des facteurs déterminant dans la genèse des glissements de terrain. En effet, pour qu'une rupture puisse se produire sur un versant, il faut qu'il y ait l'intervention de la gravité accompagnée d'un un appel au vide. Ce phénomène ne pouvant prendre naissance sur des terrains plats, la prise en compte du degré de pente des versants et des couches est d'une importance capitale.

Hydrologie : un terrain offrira plus ou moins de résistance au glissement en fonction de sa sensibilité à l'eau, celle-ci dépendant directement de la composition des matériaux constituant le versant.

Les mouvements de masse se produisent avant tout lorsqu'un important volume d'eau pénètre dans le sol sur une période prolongée. En montagne, cela n'arrive que lorsque les températures se situent au-dessus de zéro degré puisque, dans le cas contraire, les précipitations sont stockées sous forme de neige ou de glace.

La végétation : la végétation a un rôle non négligeable car elle intervient d'une part au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et d'autre part au niveau de la cohésion et de la fixation du sol (racines). En outre, la végétation diminue l'érosion du sol. Néanmoins, lorsque le couvert végétal est très dense, le poids est plus important, ce qui augmente les forces motrices

Le contexte climatique : soit la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelles, la possible accumulation de neige, la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

Activités humaines : celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente. En voice quelques exemples :

Construction d'infrastructures ou de bâtiments : augmente le poids qui repose sur la pente et, partant, la force de gravité. La stabilité peut également être fortement réduite si des

constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée).

Arrosage et irrigation : modifie la teneur en eau du sol

Défrichement : entraîne le dépérissement des racines des arbres, qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur.

- Ecoulements d'eau : les conditions d'écoulement dans une pente peuvent être modifiées notamment par le compactage ou l'imperméabilisation du sol. Les canalisations présentes dans le terrain peuvent aussi constituer des chemins d'écoulement préférentiel avec concentration locale des eaux.
- Pentes artificielles : les conditions de stabilité peuvent être fortement altérées si la structure interne d'une pente est modifiée. Les pentes artificielles présentent souvent des caractéristiques moins favorables du point de vue de leur stabilité que les pentes naturelles (compactage, cohésion, drainage des eaux, etc.).

I.4. Facteurs préparatoires et déclenchant

Ce sont ceux qui provoquent l'instabilité sur le versant, une petite cause peut être suffisante pour provoquer l'instabilité. Ces facteurs peuvent être :

Les précipitations : Les précipitations jouent un rôle important dans le développement des mouvements de terrain, lorsqu'une quantité importante d'eau s'infiltre dans le sol, la force de cohésion et la force de frottement peuvent diminuer en raison de la poussée verticale, ce qui peut entraîner un glissement de terrain. Lorsque, en plus de cela, la quantité d'eau qui pénètre dans la pente est supérieure à la quantité d'eau qui s'en écoule, une pression interstitielle se forme. Cette pression peut déclencher un glissement de terrain subit.

La sismicité/vibrations : dues à un séisme ou à des activités humaines (explosion, passage d'un train). Il y a une augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.

Anthropiques : la déforestation, les feux et incendies forestiers, les coupures de talus pour construction de routes ou autre infrastructure, les installations humaines sur les versants, l'activité minière, l'utilisation inadéquate du sol, et autres.

Le climat (causes thermique) : alternance de phases de gel/dégel (massage thermique et cryoclastie) ; Dégradation du pergélisol, (ciment) des montagnes avec le réchauffement global.

Rôle de l'eau : Lorsque l'eau s'infiltre dans le sol, elle prend la place qu'occupait l'air dans les interstices, les fissures et les cavités. L'eau étant plus lourde que l'air, le terrain peut se retrouver surchargée, ce qui joue en faveur de la gravité au détriment de la force de cohésion.
L'origine du déclenchement d'une instabilité gravitaire est rarement unique, mais est la conséquence d'une combinaison des prédispositions défavorables et de facteurs déclenchant. [13]

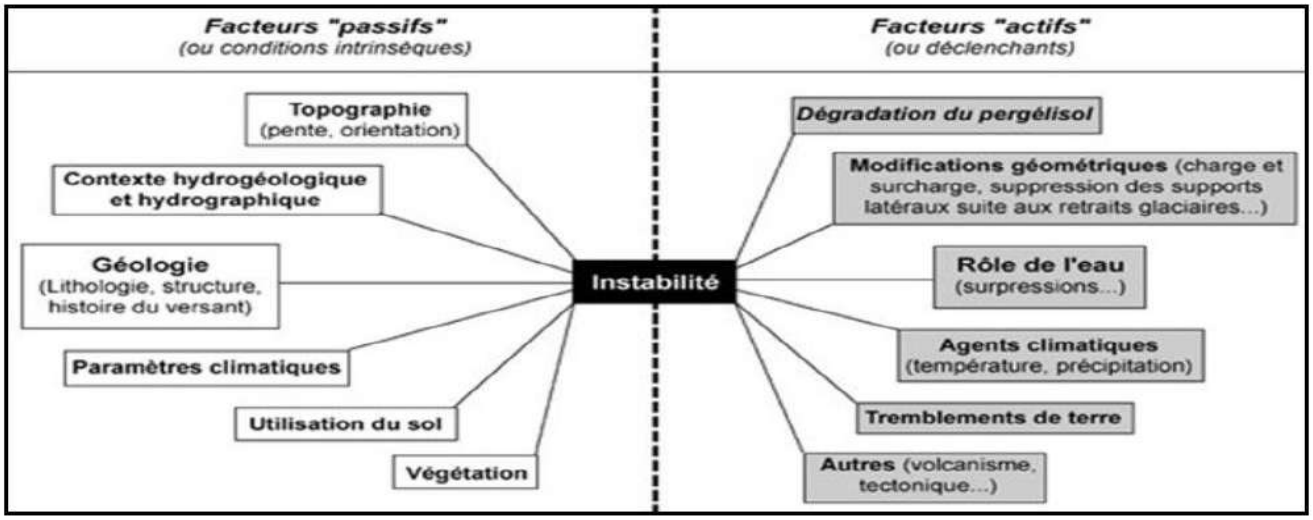


Figure I.19 : les facteurs déclenchant le glissement [13]

I.5.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les différents types de glissements de terrain en effectuant une classification le mode de rupture. Et les différents types de mouvements de terrains qui existent dans la nature.

Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme.

Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitation et infrastructures.

CHAPITRE II

Calcul de la stabilité des pentes

Et

Méthodes de confortements

CHAPITRE II : Calcule de stabilité des pentes et méthode de confortement

II.1.Introduction :

La mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines.

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élève, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Dans ce chapitre, on va citer de nombreuses méthodes pour contrôler la stabilité des pentes par le calcul de leurs facteurs de sécurité.

II.2.- Méthodes Analytiques :

II.2.1 - Calcul de la stabilité *:*

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles. Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, qui nous donnera un coefficient de sécurité (**Fs**). Après avoir testé un nombre important de surface de glissement, on prend la valeur la plus petite de **Fs** la quelle corresponde a la ligne la plus probable de rupture pour un sol donné.

Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties.

Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent ou' à proximité. On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégories : On focalise l'étude ci-après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique. [14]

II.2.1.1 Définition du coefficient de sécurité :

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F**s** 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. Il existe plusieurs définitions possibles du

coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénients nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F = \frac{\text{Resistance au cisaillement maximal mobilisable}}{\text{Resistance au cisaillement necessaire a lequilibre}} \qquad \textbf{(2.1)}$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur Ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$F = \frac{\text{effort resistant}}{\text{effort moteur}} \qquad \textbf{(2.2)}$$

Cette définition suppose que la surface testée est planaire.

$$F = \frac{\text{Moment resistant}}{\text{Moment moteur}} \qquad \text{(Définition de Fröhlich)} \qquad \textbf{(2.3)}$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D)

$$F = \frac{H_c}{H}\ \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}} \qquad \textbf{(2.4)}$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture (F=1).

La définition 1 est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V est atteint lorsque le système des forces extérieurs qui lui appliqué mobilisé les fractions tg ϕ/F et C/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive».

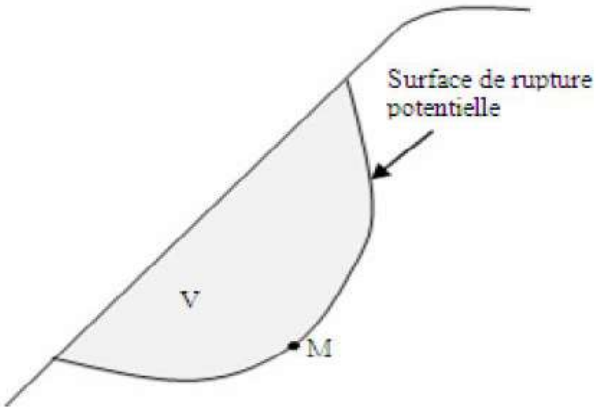


Figure II.1 : Surface de rupture potentielle

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

1. Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de FS
Inférieure ou égale à 1, donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour FS = 1
Les caractéristiques correspondantes.
- Soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. 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.

II.2.1.2. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut Quelque fois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de Fs en fonction de l'importance de L'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

Tableau II.1 Valeurs de FS en fonction de l'état de l'ouvrage A

FS	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	sécurité contestable
1,25 – 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants
> 1,4	Satisfaisante pour les barrages

II.2.1.3 - Calcul à la rupture (méthode classiques) :

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

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limitent, il existe des méthodes linéaires, les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de **FS** et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif [15].

II.2.1.3.1- Calcul à la rupture plane :

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. une ranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : **W** le poids du bloc de sol considéré, **V** et **H** les efforts sur les côtés du bloc, **N** et **T** les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, **UL** l'effort dû à la pression d'eau latérale, et **U** l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que **V = 0** et que **H** et **UL** s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer **N** et **T**, ainsi que le coefficient de sécurité [15].

II.3 Les méthodes basées sur l'équilibre limite :

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- La surface critique.
- Les contraintes normales et tangentielles la long de cette surface.
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partons des équations d'équilibres.

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

- Etude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la « **méthode globale** » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ….).
- 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** » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP...). [15]

II.3.1.Méthode globale :

Il est à noter que les premières indications sur la stabilité globale d'un massif homogène peuvent être données à partir de la méthode globale. Cette méthode nous permet aussi d'énumérer d'une manière générale toutes les forces qui peuvent entrer en jeu en sollicitant le corps en question. La méthode globale consiste à ce que le massif soit homogène et isotrope et il est définit par les caractéristiques suivantes : *C*, φ et γ, si le milieu est aquifère la pression interstitielle U se rajoute a ces paramètres (G. Filliat, 1981 ; J. Costet et G. Sanglérat, 1983).

on étudie l'équilibre du massif en supposant que : la rupture va se produire le long de la ligne AMB assimilée à un arc de cercle de centre O et de rayon r. le mouvement du corps (1) se ramène donc à une rotation de centre O. le problème qui se pose est : quelles sont les forces susceptibles d'intervenir dans l'équilibre du corps (1) ?

- Tout d'abord, le poids W des terres, appliqué au centre de gravité G.
- Les forces de résistance au cisaillement mobilisées le long de la ligne de rupture AMB.

La résistance en un point M est la somme :

D'une résistance due à la cohésion C″, portée par la tangente en M, en admettant que la valeur de C'' soit constante en tout point de AMB, $C'' = C / F_{s\ avec}$: F_s : le coefficient de sécurité recherché.

La résultante de ces forces K'' est parallèle à AB et passe par le point D tel que :

$$OD = r \frac{\alpha 0}{sin \alpha 0} \qquad \textbf{(2.5)}$$

Et a pour intensité : K''= 2r sinα0 C'' d'où le moment de cette force par rapport au centre O est égale à : $2r^2 \alpha_0$ C''.

- D'une résistance due au frottement dont la résultante est R.
- Les efforts transmis par l'eau de la nappe admettent pour résultante U appelée pression interstitielle.

L'équilibre du volume ACBMA est acquis si : la somme géométrique des forces appliquées est nulle, et également la somme de leurs moments par rapport au centre O est nulle, alors :

$$\overrightarrow{W} + \overrightarrow{U} + \overrightarrow{K''} + \overrightarrow{R} = \overrightarrow{0} \qquad \textbf{(2.6)}$$

D'où la somme des moments :

$$Wl - Um - Rn - 2r^2 \alpha_0 \frac{C}{Fs} = 0 \qquad \textbf{(2.7)}$$

Dans ces équations, les forces W, U et K″ sont parfaitement connues, il ne reste que le problème de la distribution des contraintes le long de la ligne AMB, ni donc sur l'intensité ou la direction de la force R, c'est bien là que réside la difficulté du problème. Les différentes méthodes misent au point pour le calcul de la stabilité différent les unes des autres par la manière dont elles traitent cette difficulté. Vu la multiplicité de ces méthodes, nous exposerons ici les méthodes qui nous avons utilisé dans nos calculs (J. Costet et G. Sanglérat,1983).

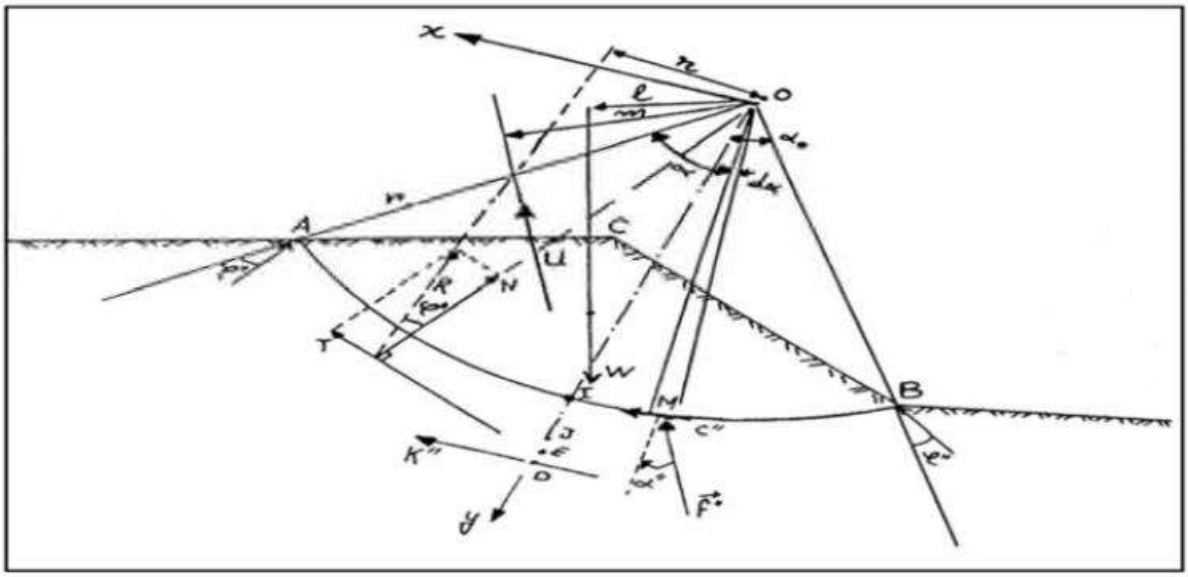


Figure II.2 : Différentes forces agissant sur une masse en mouvement (J. Costet et G. Sanglérat, 1983).

II.3.2 Méthode des tranches :

II.3.2.1 Principe de la méthode :

On trouve dans la nature, de nombreux exemples dans lesquels la ligne de glissement diffère d'un cercle, par ailleurs, il est peu fréquent de rencontrer des terrains homogènes.

Pour ces raisons l'étude de l'équilibre global d'une masse sujette à la rupture ne répond pas aux besoins de la pratique, il est nécessaire de disposer d'une méthode qui prend en compte de ligne de glissement quelconque et de massif hétérogène.

La méthode des tranches consiste à diviser la masse comprise entre le cercle et le parement de talus, en tranches verticales, dont on étudié individuellement l'équilibre. Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraires, leur choix tien en compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site (nature de terrain, présence d'une nappe, position des ouvrage des construits… etc.)

II.3.2.2 Méthode de FELLENIUS (1936) :

Calcul du coefficient de sécurité d'une surface de rupture potentielle.

Les terrains sont rarement homogènes et isotrope et utilisation de la méthode globale est donc limitée. Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées.

Le principe est de couper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales).

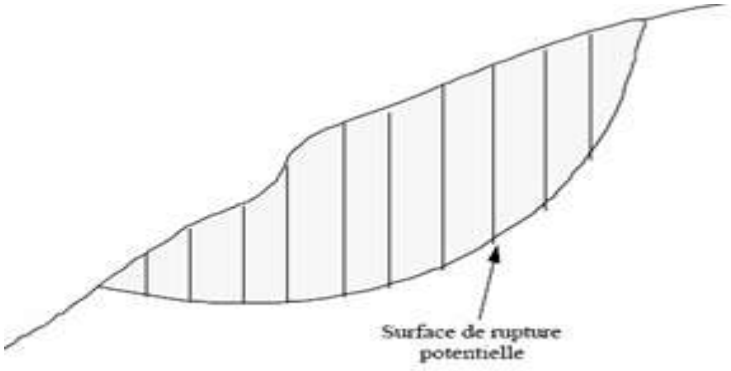


Figure II.3 : calcule par méthode de tranche

En général les surfaces de rupture considérées sont des cercles, mais certaines méthodes de tranches (serma, par exemple) ne nécessitent pas cette hypothèse.

L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant un bilan des forces :

- Le poids de la tranche W_i ;
- La réaction sur la base de la tranche R_i

  (Cette force peut être décomposée en action normale N_i et action tangentielle T_i) ;
- La pression de l'eau u_i ;
- L'action des forces inter tranchent entre la tranche i étudiée et les tranches i-1 et i+1 :

  F_{i-1} et F_i .

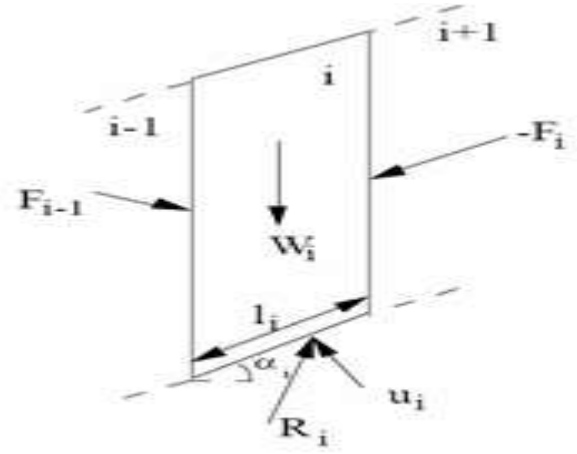


Figure II.4 : Bilan des forces sur une tranche

Examinant le problème en deux dimensions. Si le volume est découpé en n tranches (donc n-1 tranches) :

Les inconnus sont :

- F_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow$**3(n-1)** inconnues ;
- R_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow$**3n** inconnues ;
- Le coefficient de sécurité F $\Rightarrow$**1** inconnue.

Il y a donc **6n-2** inconnues.

Les équations sont pour chaque tranche :

- Les équations d'équilibre selon x et y et l'équilibre des moments $\Rightarrow$**3n** équations ;
- Le critère de rupture : relation de Mohr-Coulomb $N_i = \frac{T_i \operatorname{tg}\phi}{F} + \frac{c l_i}{F} \Rightarrow$**n** équations ;

Il donc **4n** équations.

Il y a 2n-2 inconnues de plus d'équations. Les différentes méthodes de tranches différentes par les hypothèses simplificatrices qu'elles adoptent pour obtenir les équations supplémentaires. Il n'est pas si simple de rajouter exactement 2n-2 équations dés lors que l'on a n tranches : certaines méthodes rajoutes plus de 2n-2 équations ou/et des hypothèses complémentaires incompatibles avec les équations de la statique…

La méthode de fellenius (dite méthode suédoise) est la méthode la plus ancienne des méthodes de tranches. La méthode de bishop est la plus couramment utilisée. Ces deux méthodes supposent que la surface de glissement est circulaire et que le point d'application des réactions est le milieu de la tranche.

- La méthode de **fellenius** suppose que la résultante des forces intertranches est nulle. Dans cette méthode l'équilibre des moments dans la tranche n'est pas respecté. Le coefficient de sécurité a pour expression :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i' l_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i l_i) tg\phi_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i}. \qquad \textbf{(2.7)}$$

Ce coefficient de sécurité est le rapport du moment résistant pour l'ensemble du cercle au moment moteur, mais en obtient la même expression en prenant le coefficient de sécurité comme le coefficient réducteur appliqué à tgϕ et c et en supposant du moment résistant que le rapport du moment résistant au moment moteur est égal à l'unité pour le cercle de glissement envisagé. La méthode de **Fellenius** conduit à une sous-estimation du coefficient de sécurité pouvant atteindre 60%.

- La méthode de **Bishop** suppose que la résultante des forces intertranches est horizontale et l'expression du coefficient de sécurité est :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} c' l_i + (N_i - u_i l_i) tg\phi'}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha} \qquad \text{avec } N_i = \frac{W_i - \sin\alpha / F\,(c' l_i - u_i l_i tg\phi')}{\cos\alpha_i (1 + tg\phi' tg\alpha / F)}$$

La valeur de F est obtenue par itération et la valeur initiale F_0 utilisée est généralement la valeur calculée par la méthode de fellenius.

La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de fellenius. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité.

Ces calculs sont très longs à la main, par contre s'ils sont traités par ordinateur, les temps de calcul sont alors relativement brefs.

D'autres méthodes font des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres, des méthodes dites de :

- **Janbu** (ligne d'action des forces intertranches située au 1/3 de la hauteur des tranches) ;
- **Spencer** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches constant) ;
- **Morgestern et Price** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches =λ×f(x)) ;
- **Perturbations** (méthode proposée par Raulin du LCPC)

II.3.2.3 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: $\sum[\ Wi.R.sin\alpha] =\frac{1}{F}\sum[(\ \delta'1.tan\varphi 1+c'1\frac{b1}{cos\alpha 1}\ .R]$

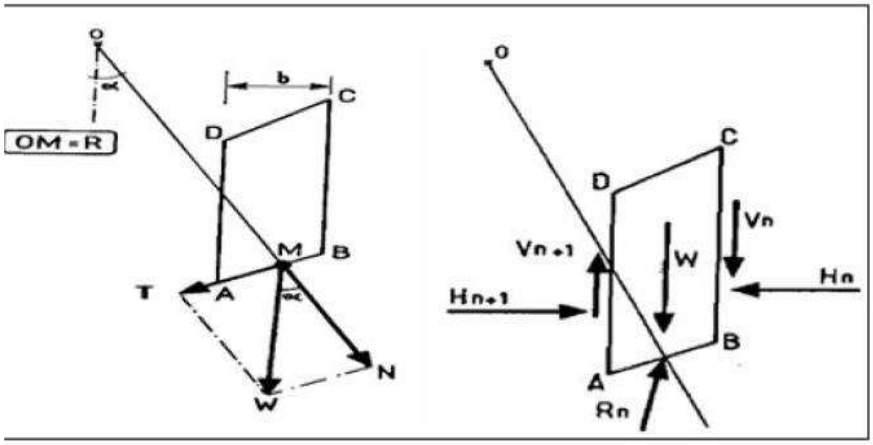


Figure II.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP. [16]

II.3.2.4Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) :

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

II.3.2.5.Méthode de Spencer 1967 :

Spencer a présenté cette méthode pour une surface circulaire, Wright l'a développée pour une surface non circulaire. [17].

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

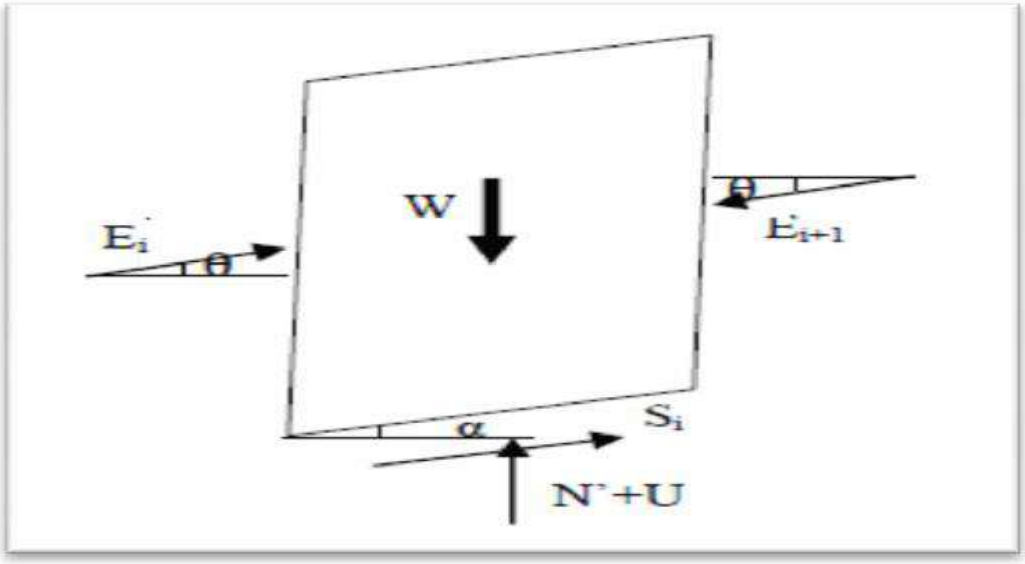
$$T/E = (T + dT)/(E + dE) = tang\theta$$

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

$$F_S = \frac{\sum(c\prime l\cos\alpha+(P-ul)\tan\varphi\prime)\cos\alpha}{\sum P sin\alpha} \qquad \textbf{(2.8)}$$

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 [17].



Figeur II.6 : Forces appliquées sur une tranche pour la méthode de SPENCER

II.3.2.6.La méthode des perturbations :

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

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

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

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

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé **Géostudio** on utilise le sous-programme **SLOPE/W** qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les condition du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne un facteur de sécurité minime [17].

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] [18].

II.4.La méthode des éléments finis :

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché : modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.) ;

- modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position la surface libre, etc.) ;
- modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ;
- modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges
- modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ;
- modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande car ces modèles de calcul obligent à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants. [19]

II.5. Méthodes de confortements :

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti.

- L'accessibilité du site.
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux.
- La cinématique du glissement.

Le choix d'une technique de stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects :

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

Parmi les moyens de confortement usuels on distinguera les catégories suivantes :

II.5.1.les terrassements :

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

- ❖ Les conditions sur l'équilibre des masses (allégement en tête et butée en pied)
- ❖ Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage)
- ❖ Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons) [20]

II.5.1.1Butée de pied et allégement en tête :

Le chargement en pied ou le déchargement en tête d'un glissement sont des techniques généralement efficaces, qui sont très fréquemment utilisées.

a- Butée de pied :

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité (méthode de calcul d'équilibres limite) au grand glissement de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. La surface de rupture étudie et celle qui résulte de l'investigation (in clinométrie, coupes de sondages, observation de terrain). On recherche généralement une amélioration de la sécurité ΔF/F0 de 20 à 30%.

La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications :

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autre glissement, par exemple à l'aval [20]

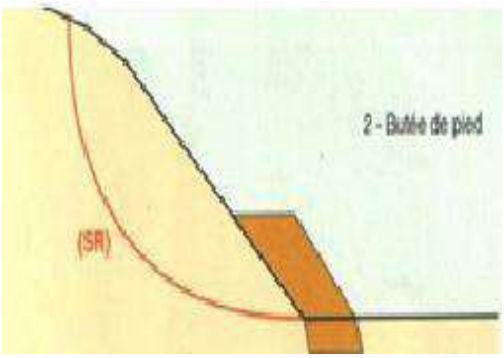


Figure II.7 : Butée de pied. [20]

b- Allégement en tête :

L'allégement en tête de glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieur.

Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclaré (dans la fig. suivante) en prenant en compte a modification de géométrie en tête.

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissé, telle qu'il apparaît dans la figure, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme. [20]

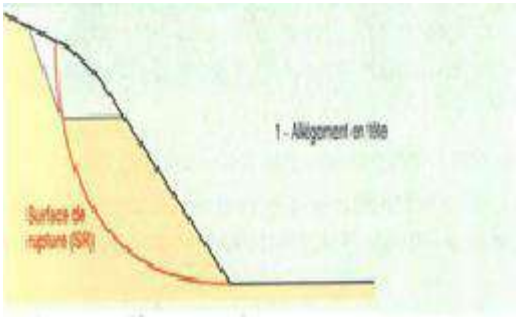


Figure II.8 : Allégement en tête [20]

II.5.1.2 Purge et reprofilage :

a- Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu soit sable (F=1.5). C'est souvent le cas des éboulements rocheux. Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains.

Quand le terrain est en fort pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les bouteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture et faible. [20]

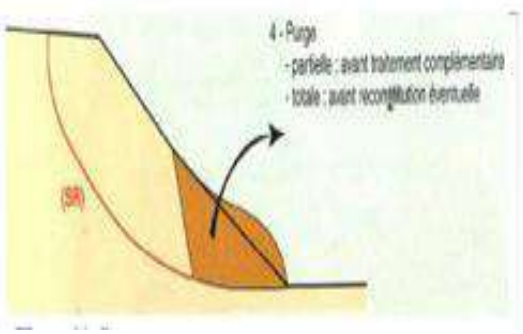


Figure II.9 : Purge. [20]

b- Reprofilage :

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

On recherchera un accroissement de sécurité ΔF /F0 égal à 20%.

L'action sur la géométrie, dans ce cas, portera essentiellement sur :

- Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement
- Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes (cela diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble). [20]

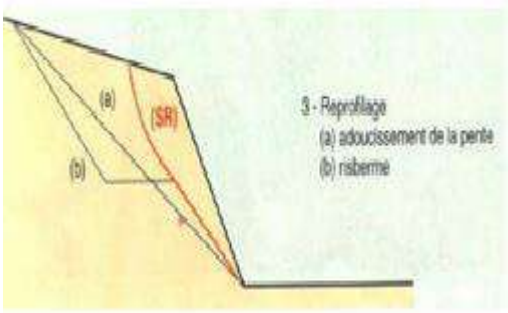


Figure II.10 : Reprofilage. [20]

II.5.1.3. Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons) :

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

a- Substitution totale des matériaux glissés :

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

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on prenne un certain nombre de précautions :

- Reconnaître à l'avance le volume de matériaux concerné
- Excaver plus profondément que la surface de rupture sous peine d'inefficacité totale
- Assure un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport ; un purge parfaite des matériaux glissés et la réalisation de redans donnent généralement satisfaction
- Prévoir un drainage correct du massif de substitution et un exutoire
- Vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processus d'exécution et que l'on ne risque pas d'engendrer une régression des désordres.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend principalement des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales : il est donc toujours recommandé de travailler par plots de faible largeur, de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant des durées trop importantes et de veiller à l'assainissement du chantier. [20]

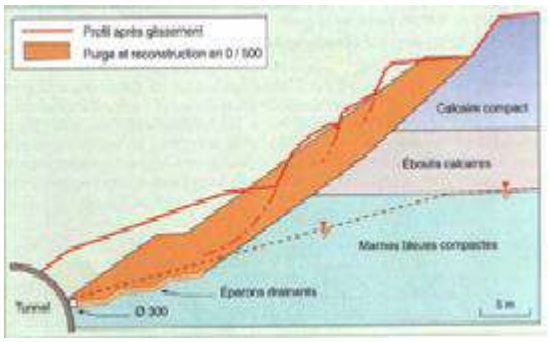


Figure II.11 : Reprofilage. [20]

b- Substitution partielle des matériaux glissés :

En pratique, la substitution totale est limitée par les conditions de réalisation de la purge (profondeurs importantes, présence d'eau, mauvaise tenue des matériaux).

On peut toutes fois limiter le terrassement en exécutant des bêches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation.

Une bêche est une fouille réalisée en partie basse du glissement et sur toute sa largeur remblayée par des matériaux flottants et drainant. Les dimensions courante sont:

- 4 à 10 m de largeur,
- 5 à 6 m de profondeur.

Elle permet de reporter une partie de la charge sur un horizon plus compact (substratum) avec un ancrage de 1m ou plus.

La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur un massif de sol instable de faible épaisseur (moins de 5m). Elle permet de transmettre la surcharge de remblai au substratum et, si un exutoire peut être trouvé de constitué un drainage a l'aval de glissement.

On dimensionne la bêche on prenant en compte le long de la surface de rupture sur la longueur substituée, les caractéristiques mécanique de matériau rapporté. Eventuellement on tient également compte de rabattement de la nappe lorsqu'un exutoire existe. On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F de 20%.

On appelle contreforts ce même type d'ouvrage lorsqu'il est discontinu. Pour assurer un exutoire, ces contreforts sont souvent reliés par des tranchées drainantes.

Comme pour les bêches, leur rôle est d'améliorer le frottement le long de la surface de glissement interceptée et de reporter les efforts sur le substratum. [20]

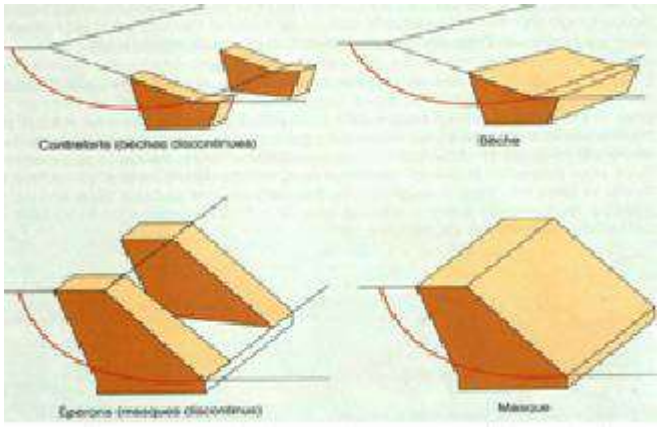


Figure II.12 : Substitution totale des matériaux glissés. [20]

II.5.2. Drainage :

C'est avec l'action géométrique, le procédé le plus efficace pour améliorer la stabilité d'un talus.

Il présente l'avantage d'être toujours dans le sens de l'efficacité, puisque toute quantité d'eau drainée améliore la stabilité.

Le drainage d'un massif instable peut être réalisé du plusieurs façon :

- Par drainage superficiel pour réduire les infiltrations et l'érosion en réalisant des fossés, des descentes d'eau, caniveaux, etc.
- Par drainage profond pour rabattre la nappe en mettant en place des galeries, des tranchées, des éperons drainants, des drains subhorizontaux ou drains verticaux, puits et galeries drainantes.

- Les éperons drainants peuvent être mis en place lorsque la hauteur du talus est faible (<5m).Ils sont réalisés perpendiculairement au talus et remplis d'un matériau drainant. Leur efficacité est d'autant plus importante qu'ils sont profonds et peu éloignés les uns des autres (leur espacement d doit être inférieur ou égal à leur hauteur H).leur principal avantage est que leur réalisation ne met pas en cause la stabilité du talus traité.

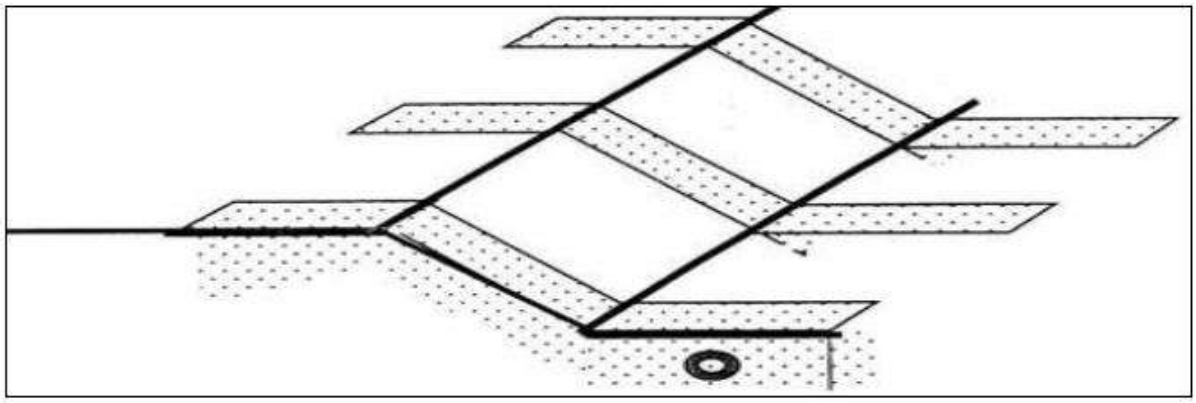


Figure II.13 : Eperons drainants [13]

Les tranchées drainantes ont l'avantage d'être adaptées aux talus de grandes hauteurs (>10 m) en réalisant un nombre quelconque en parallèle. Leurs principaux inconvénients résident dans le fait que leur profondeur est limitée par la stabilité de leurs parois et que leur pérennité dépend de la quantité du matériau drainant.

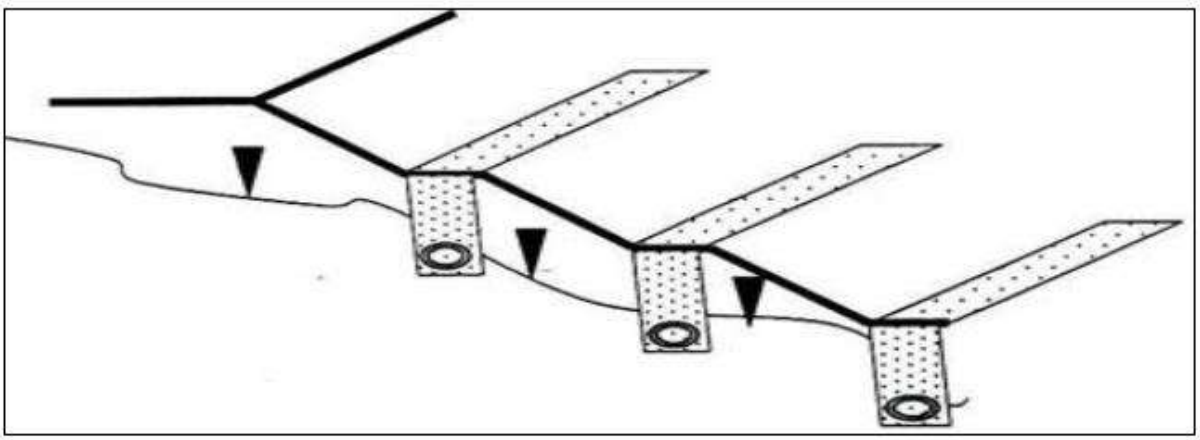


Figure II.14 : Tranchées drainants. [13]

Les drains subhorizontaux sont envisageables lorsque on est en présence d'une nappe piégée dans un terrain imperméable (niveaux sablo-gréseux dans des argiles ou des marnes par exemple).Ce sont des tubes en PVC, crépines, d'un diamètre de 50 à 80 mm mis en place dans

des forages subhorizontaux. Leurs longueur peuvent atteindre50, 80 ou 100 m. dans le cas des grands glissements de terrain, ils sont quelquefois associés à une galerie drainante qui joue le rôle d'un drain principal à partir du quel partent les faisceaux de drains. Du fait du risque de colmatage, ces drains nécessitent une surveillance régulière pour assurer leur bon fonctionnement. [13]

II.5.3 Elément résistants :

II.5.3.1 Murs de soutènement :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, puisqu'ils ne permettent pas de déplacement du sol.

Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancrer et réaliser vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. Pour les ouvrages souples, il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcées par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

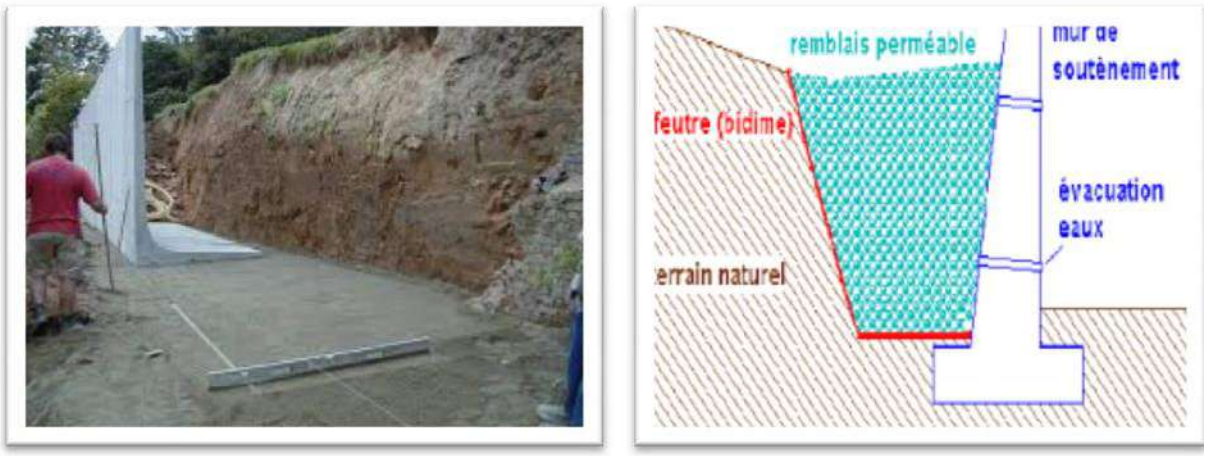


Figure II. 15 : Mur de soutènement.

II.5.3.2 Les rideaux de palplanches :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances crées par le fonçage à proximité d'habitations.



Figure II .16 : Paroi de palplanches.

II.5.3.3 Tirants d'ancrages :

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

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

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

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

On vérifiera dans le cas des ancrages actifs, que le sol n'atteint pas l'état de butée, auquel cas il y aurait plastification (déformation) du sol derrière les plaques de réaction entraînant une diminution de la tension dans les ancrages. Il est judicieux de prévoir un dispositif de suivi des déformations du terrain. Cette technique n'est pas recommandée en première solution, et sera limitée à des sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé, le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure suivante :

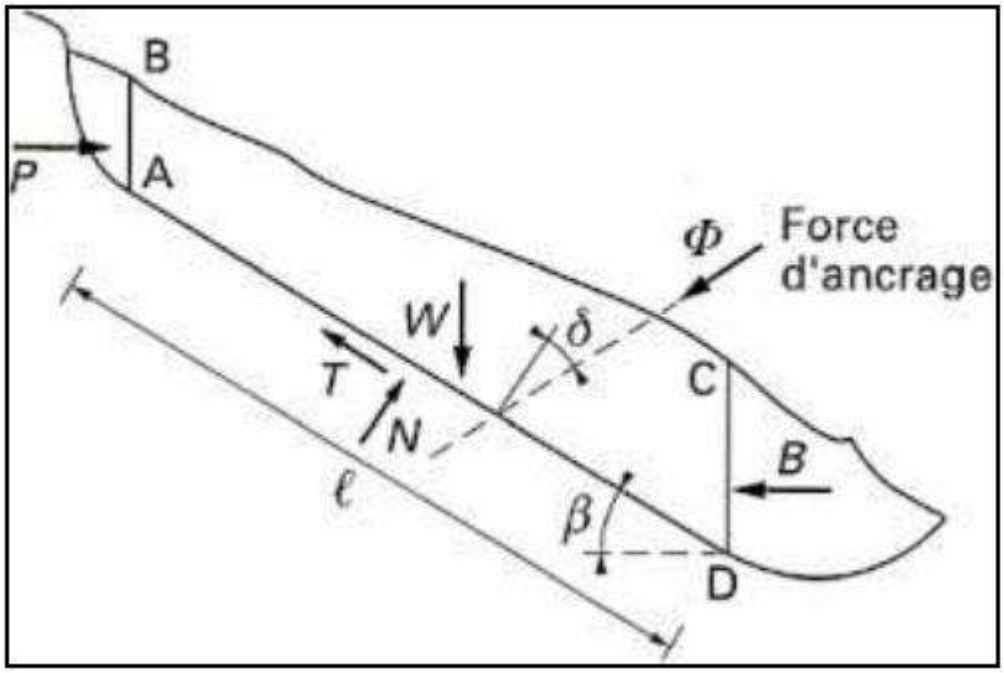


Figure II.17 : Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc **ABCD** avec un état de poussée sur **AB** (force P) et de butée sur **CD** (force *B*). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c'l+(W\cos\beta+b\sin\beta-P\sin\beta)\tan\varphi'}{W\sin\beta+P\cos\beta-B\cos\beta} = \frac{nemerateur\ a}{denemerateur\ b} \qquad \textbf{(2.9)}$$

Avec c' et φ' caractéristiques de cisaillement du sol.

Si l'on applique un effort d'ancrage ϕ, le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{a+\phi\cos\delta\tan\varphi'}{b-\phi\sin\delta} \qquad \textbf{(2.10)}$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison.

L'effort ϕ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \text{actang}\frac{F+\Delta F}{tan\varphi'} \qquad \textbf{(2.11)}$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi [13]

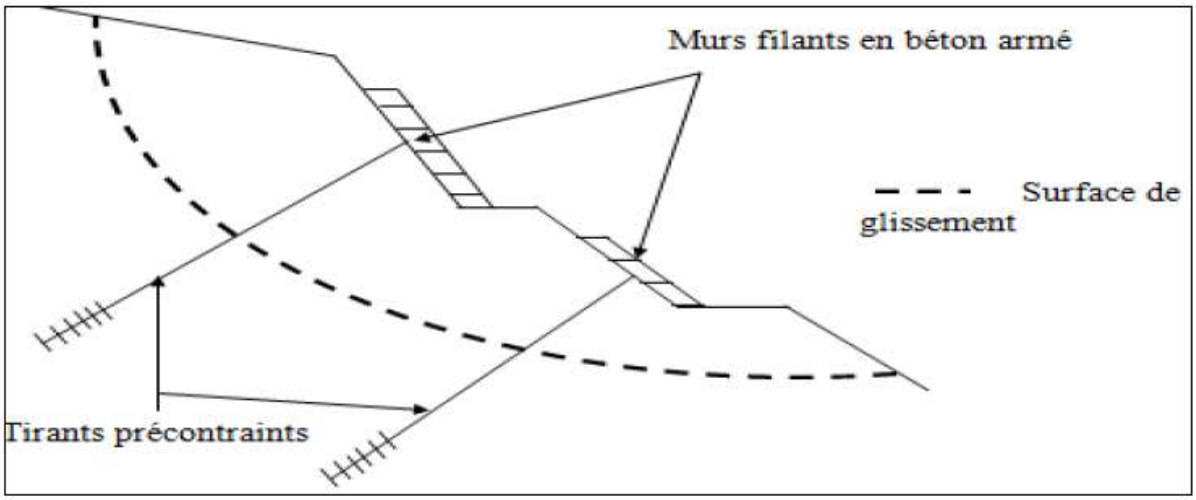


Figure II.18 : tirants d'ancrages

II.5.4 .Inclusion d'éléments souples ou rigides

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables.la raison est qu'il est facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro-pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- Les pieux et barrettes (futs de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement. [13]

II.5.4.1. Le 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. Les clous ont donc des effets progressifs et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.
Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.
Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

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

On prend un coefficient de sécurité de ***1,5*** sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite **Pqs** où ***P*** est le périmètre du clou et **qs** le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de ***1,5.*** [13]



Figure II.19 : lustration montrant le clouage par micro pieux mixtes. [13]

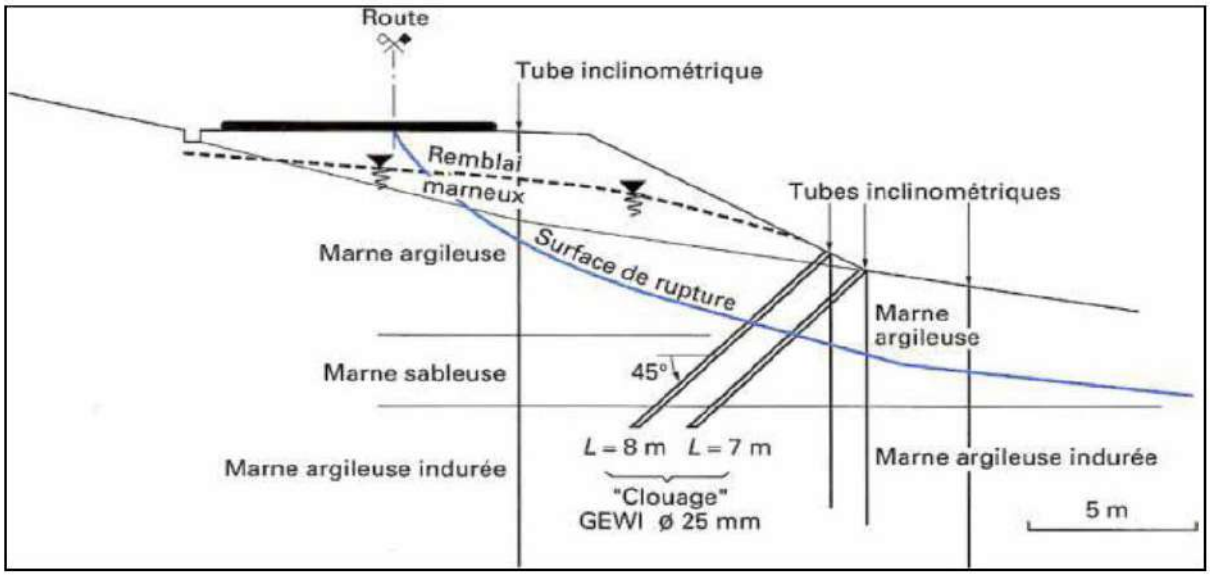


Figure II .20 : Clouage d'un glissement de terrain. [13]

II.5.4.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que par cloutage. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

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

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

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

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. [13]

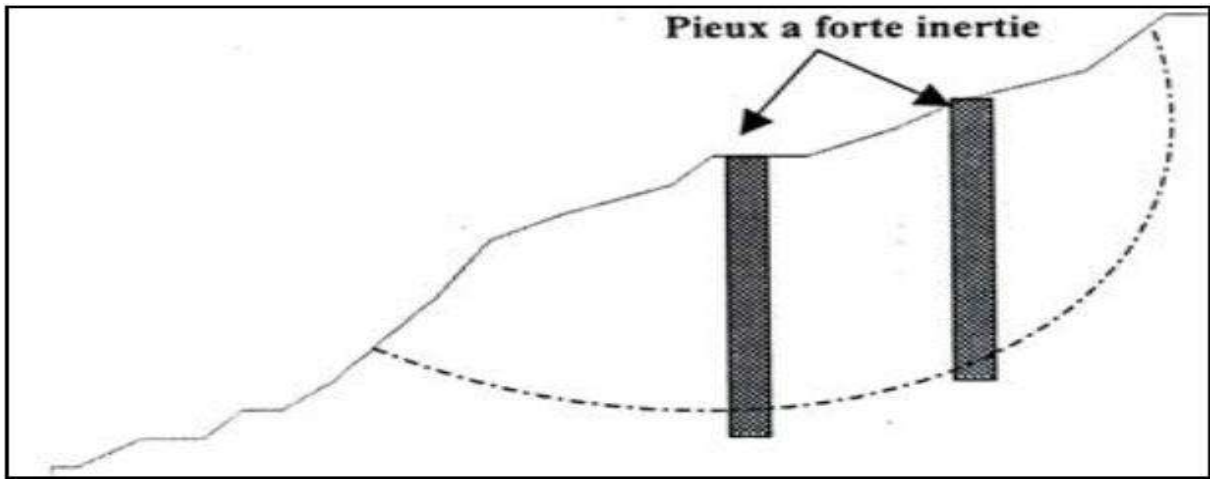


Figure II.21 : Renforcement d'une pente instable par pieux. [13]

II.5.5.les techniques de renforcement des sols :

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Les sols renforcés (terres armées) sont

fréquemment utilisés pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance. [4]

II.5.5.1 Terre armee :

Le système de la Terre Armée est fondé sur le renforcement des remblais par des bandes métalliques ou synthétiques qui travaillent par frottement avec le remblai. Ainsi, le remblai luimême devient un mur de soutènement qui, de ce fait, n'a pas besoin de fondation. Cela fait que son utilisation soit spécialement indiquée sur des sols compressibles et des sols à faible portance. [4]

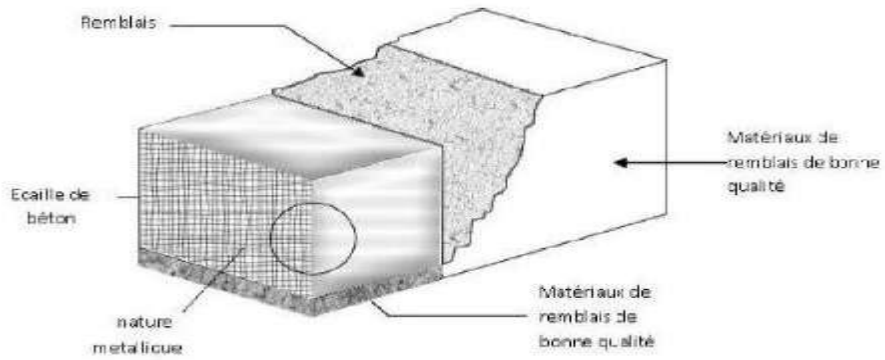


Figure II.22 : principe de la technique terre armée.

II.5.5.2 Le renforcement par geotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au Contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisations sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations. [4]

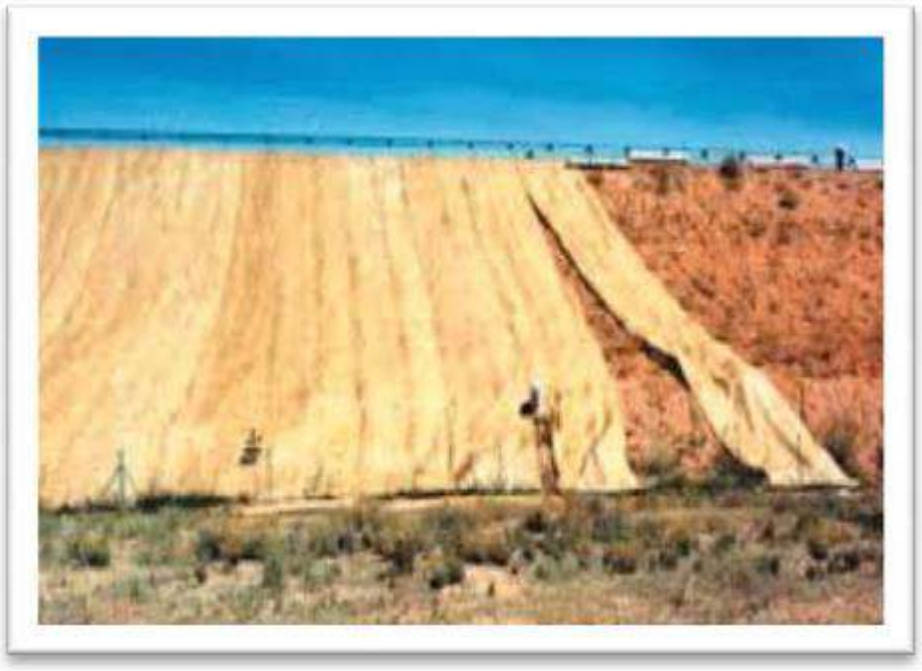


Figure II.23 : Renforcement par géotextile. [4]

II.5.5.3. La technique 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. [4]

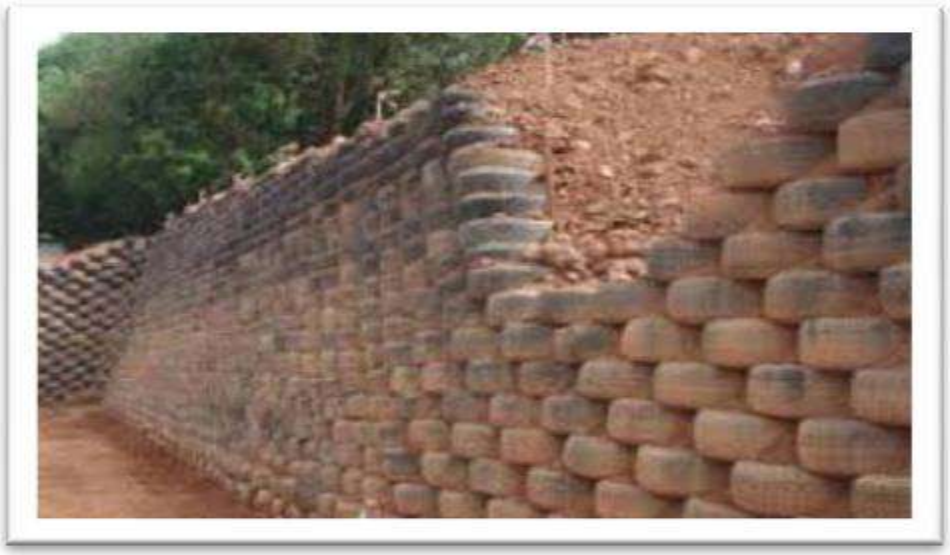


Figure II.24 : Pneu sol. [4]

II.6.CONCLUSION :

Il existe plusieurs techniques de renforcement des sols qui ont fait l'objet d'une normalisation et des solutions très performantes .En général, on renforce un massif de sol pour deux raisons principales, soit pour limiter ses déformations à chargement fixe ; soit pour augmenter la capacité du sol à supporter des déformations élevées.

Pour éviter un glissement, il est important d'installer des moyens de surveillance sur le site jugé instable La panoplie des moyens mis à la disposition de l'ingénieur pour la surveillance en déplacement des glissements est large. Les appareils de mesure tels que extensomètres inclinomètres, capteurs de déplacement, les techniques telles que topographie et photogrammétrie peuvent lui fournir des résultats de grande qualité pour une bonne surveillance.

La démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement d'un glissement de terrain procède des éléments suivants :

- Identification du type de mouvement (géologie, géométrie, paramètres géo mécaniques, vitesses de glissement, etc.)
- Analyse numérique, évaluation de l'influence des différents facteurs (géométrie, pressions interstitielles, renforcement).
- Choix de solutions en tenant compte des contraintes : de site, économiques, de délai, etc.
- Dimensionnement du projet de solution.
- Suivi des paramètres du glissement pendant toute la durée de l'étude et durant la phase de travaux et souvent également après ces derniers.

CHAPITRE III

Analyse de site et étude géotechnique

CHAPITRE III : Analyse de site et étude géotechnique

III.1. Introduction :

Le site objet de notre étude**‘‘glissement de terrain au niveau de site AIN Djarda wilaya de Médéa’’** ; 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.



Figure III.1 : Site de glissement.

III .2.Présentation de la région :

Médéa, à 981 m d'altitude, est une ville de montagne de l'Atlas tellien. Capitale du Titteri, elle est située dans une dépression entre le massif de l'Ouarsenis au sud et l'Atlas blidéen au nord, au pied du djebel Nador qui culmine à 1 108 m d'altitude. La ville est bâtie en amphithéâtre sur un plateau incliné.

La commune se trouve au nord-ouest de la wilaya. La ville est située à 90 km au sud-ouest d'Alger, à 48 km à l'est de Khemis Miliana, à 24 km au sud de Blida et à 42 km au nord de Ksar el Boukhari. (Figure III.2).



Figure III.2 : La région de Médéa [19].

III.3 .Le climat :

La wilaya de Médéa, qui abrite le site étudié, dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m, Taguenssa commune de Ouled Hellal et Ain Diss à la commune d'Ain Boucif.

III.4. Sismicité :

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

Zone 0 sismicité négligeable ;

Zone I sismicité faible ;

Zone II a et II b sismicités moyenne ;

Zone III forte sismicité

Ces zonalités sont représentées sur (la figure III.3) "Carte de zonage sismique». Nous remarquons que la région de Médéa, comprenant le site étudié, se trouve dans la **"Zone II b de sismicité moyenne"**. Le coefficient d'accélération "A" dans cette zone, d'après l'addenda 2003 au R.P.A. 99 égale à 0.20 selon le groupe d'usage du bâtiment.

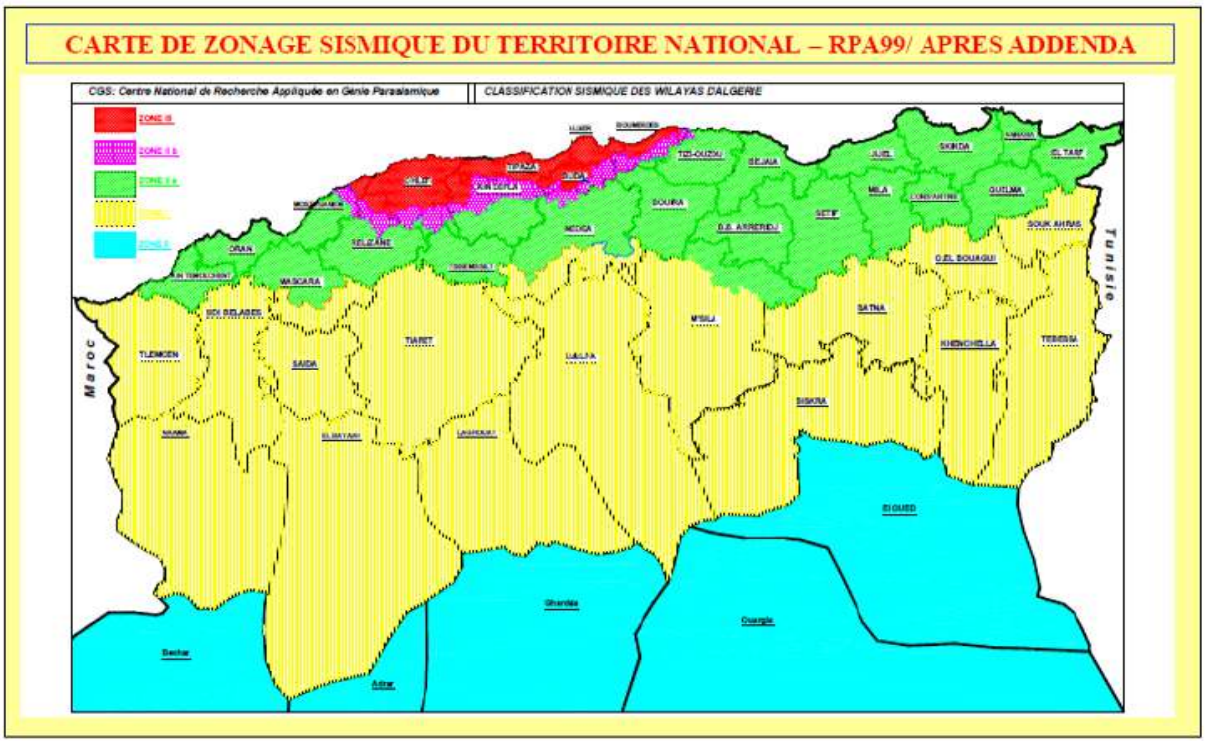


Figure III.3 : La carte des zones sismiques de l'Algérie du nord (C.G.S.2003)

III.5 Campagne investigation :

III.5.1 Essais In-Situ :

III.5.1.1 Sondage carotté :

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu 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 ont été réalisés pour permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique de site.

Les coupes lithologiques résultantes de ces sondages carottés sont données ci-après.

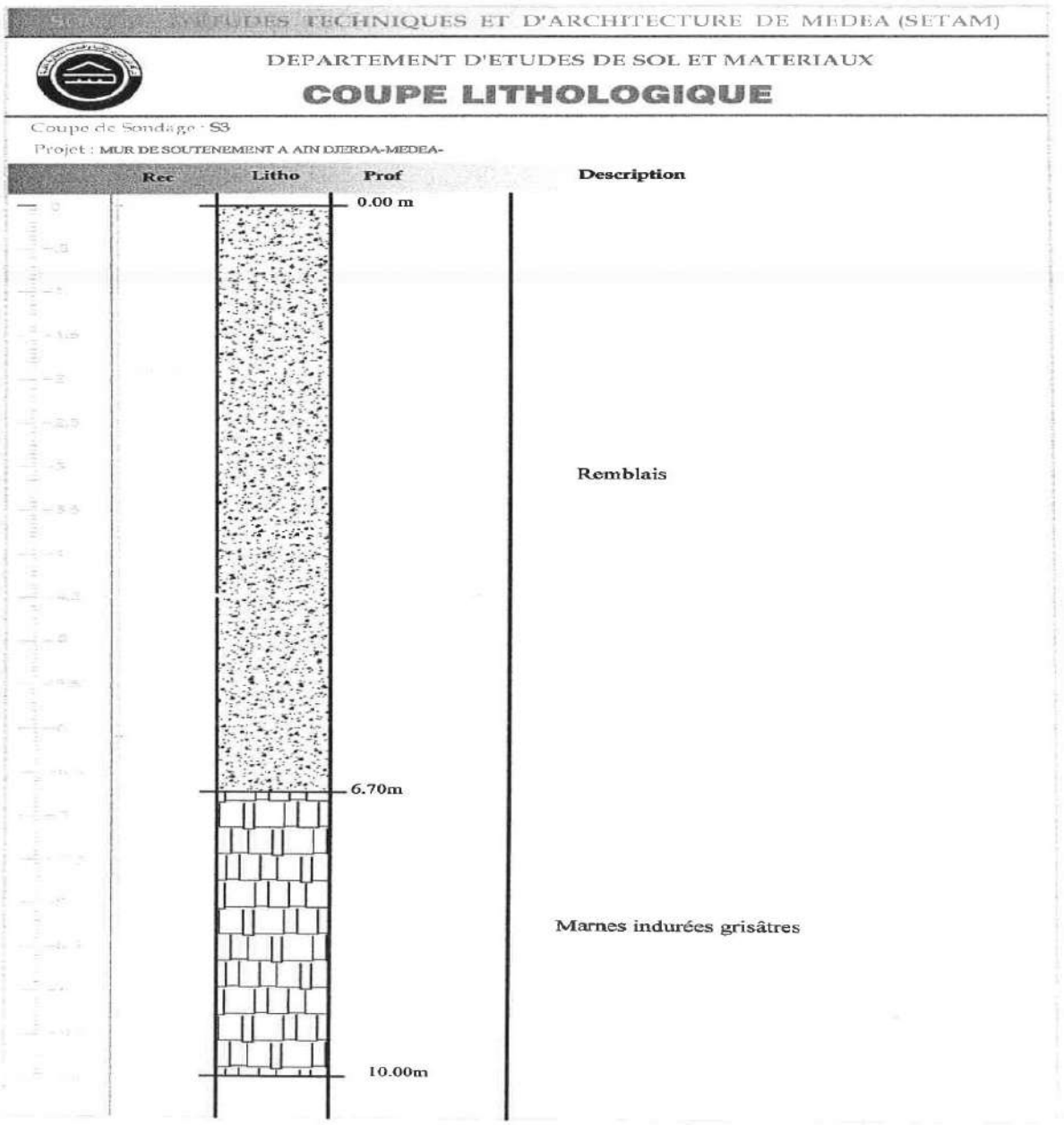


Figure III.4 : Coupe lithologique d'un sondage carotté S3.

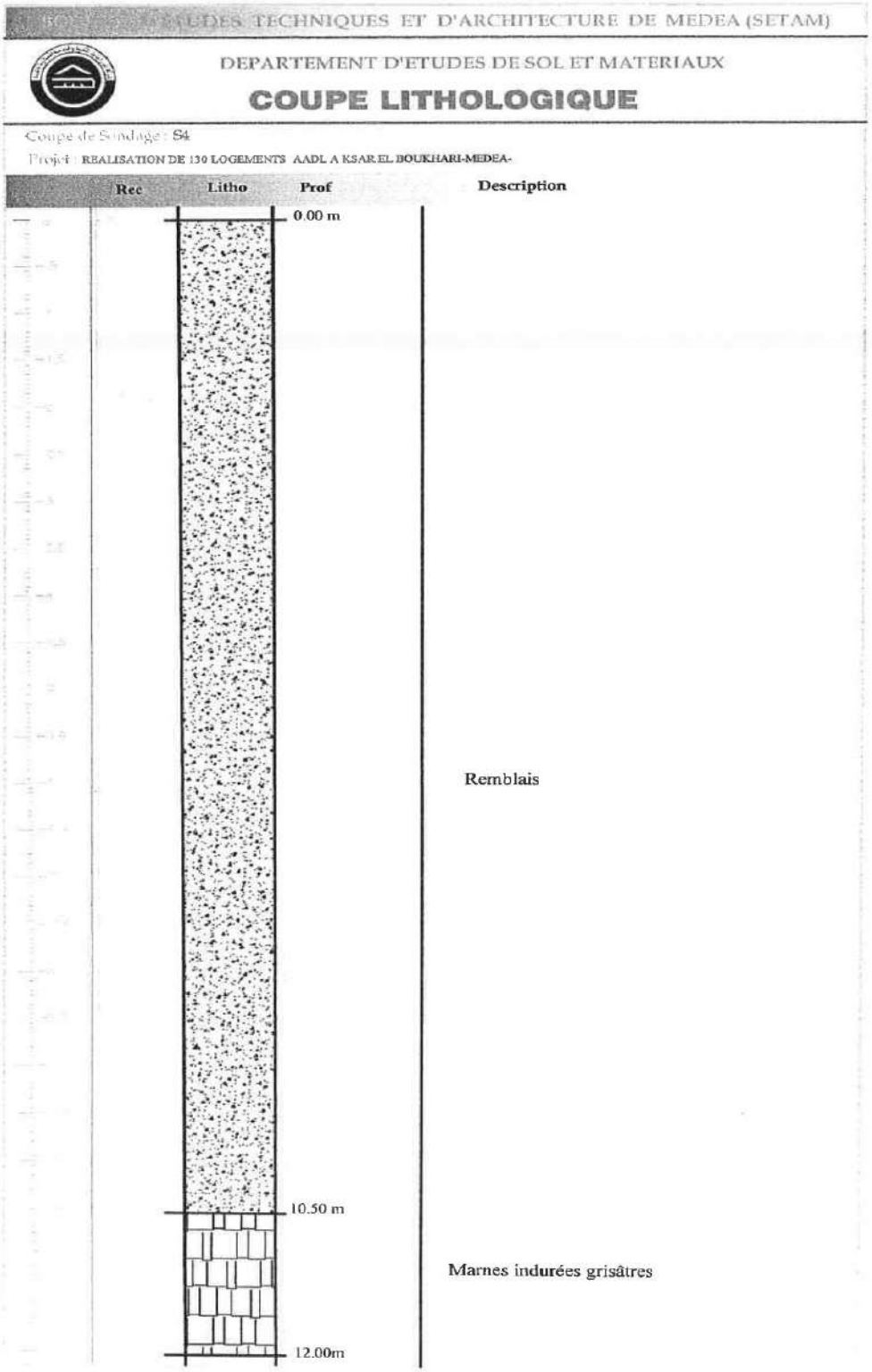


Figure III.5 : Coupe lithologique d'un sondage carotté S4.

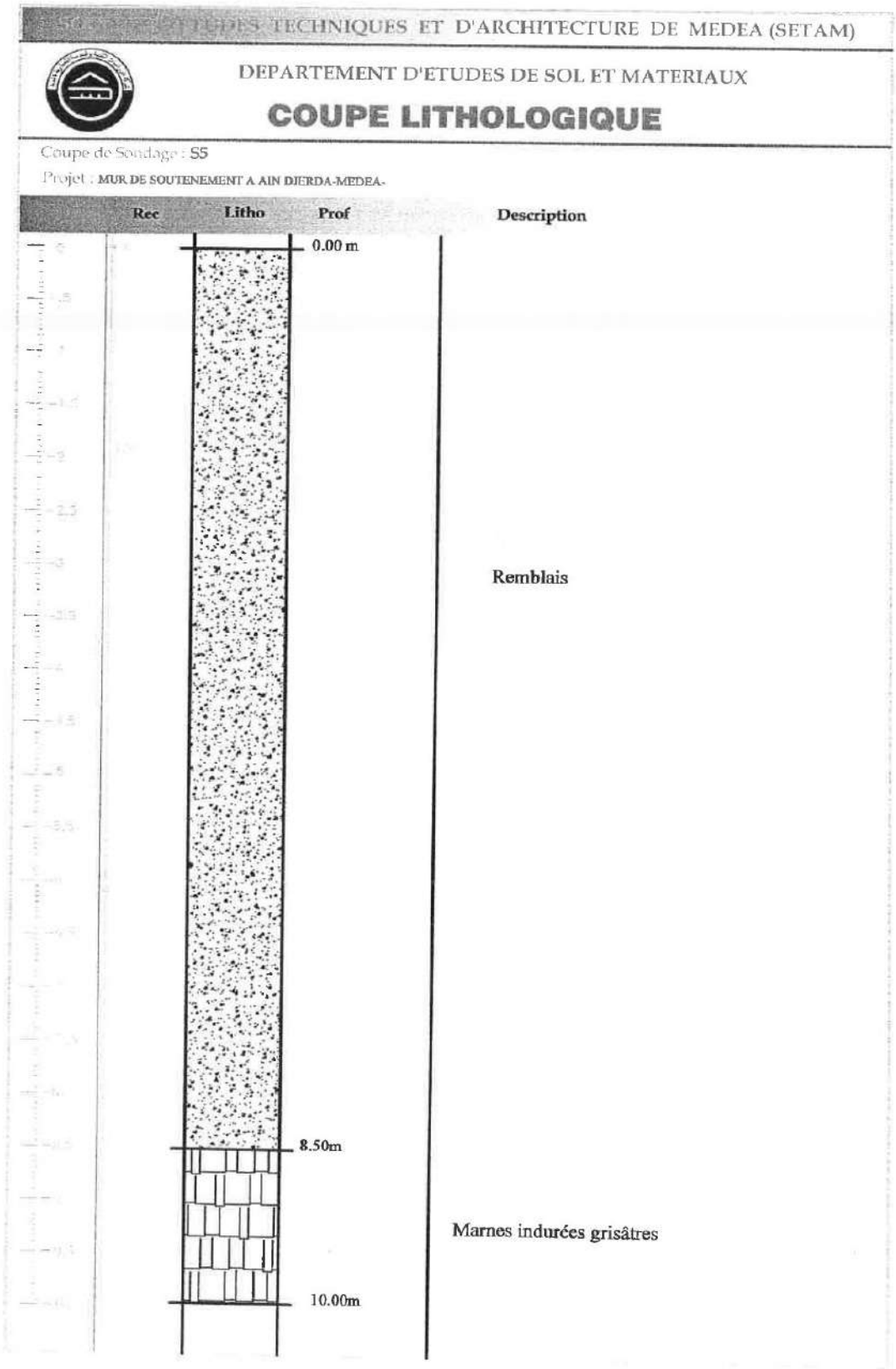


Figure III.6 : Coupe lithologique d'un sondage carotté S5.

Sondage N°01 :

00.00-06.70m : Remblai ;

06.70-10.00m : marne indurées grisâtre.

Sondage N°02 :

00.00-10.50m : Remblai ;

10.50-12.00m : marne indurées grisâtre

Sondage N°03 :

00.00-8.50m : Remblai ;

8.50-10.00m : marne indurées grisâtre

III.6.2 Essai de laboratoire :

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.

Outre l'investigation expérimentale in-situ, des essais a laboratoire ont été réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé.

III.6.2.1 Choix du type d'essai de laboratoire :

Trois (03) sondages carottés ont été réalisés au site étudié, à partir desquels des échantillons de sol sont extraits. Ces échantillons de sol sont soit remaniés, destinés à certains type d'essais (poids volumique, limites d'atterberg,…), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés eux pour d'autres essais (odomètre ou cisaillement…).Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour les sondages un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes.

III.6.2.1.1 Les essais d'identification :

- Teneur en eau naturelle
- Densité humide et densité sèche.
- Limites d'Atterberg.

1- Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche (P94-050) :

Le poids volumique (γ) : Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol. au volume de cette même quantité .on le note $\gamma = p/v$ et on l'exprime en KN/$m3$, La valeur du poids volumique d'un sol selon l'état d'humidité :
saturé noté , sec noté γ_d ou humide noté γ_h .
La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau
Teneur en eau naturelle : C'est le rapport de poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même echantillon.ces deux quantités sont obtenus en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec, après étuvage a à 105°C. , le teneur en eau exprimée en pourcentage(%).
La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante, car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol, pour le site étudié, trois (03) essais pour la détermination de la teneur en eau ont été réalisés, dont les résultats sont donnés ci-après.

Tableau III.1 : Poids volumiques –teneur en eau

Sondage	Ech	prof	W%	Densité humide	Densité sèche
S3	E1	7.5m	24.16%	2.09g/cm^3	1.68g/cm^3
S4	E1	11.00m	22.06%	2.08g/cm^3	1.70g/cm^3
S5	E1	9.00m	25.12%	2.06g/cm^3	1.65g/cm^3

Résultats : Les résultats indiquent un sol de faible humidité et de moyenne compacité.

2- Détermination des limites d'Atterberg (P94-051) :

Les limites d'Atterberg sont deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement qui séparent les trois états de consistance ; celle qui sépare L'état liquide de l'état plastique est appelée « limite de liquidité », notée WL celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée « limite de plasticité », notée . Les mesures des limites d'Atterberg sont exécutées sur les trois échantillons les résultats sont donnés dans le tableau **Tableau III.2.**

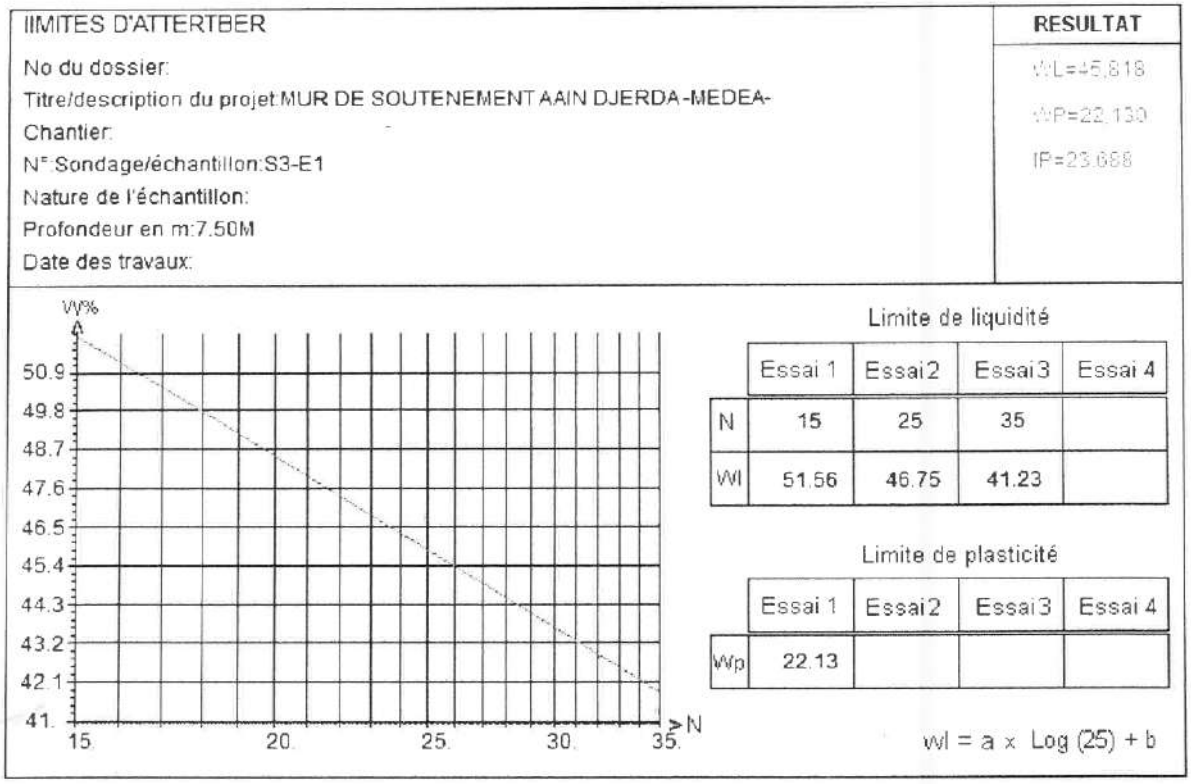


Figure III.7 : Résultat d'essai limite d'Atterberg au niveau de sondage S3.

Sondage	Ech	prof	WL	WP	IP
S3	E1	7.5m	46%	22%	24
S4	E1	11.00m	48%	24%	24
S5	E1	9.00m	45%	21%	23

Tableau III.2 : Résultat de l'essai limite Altterberg

Résultats : Les résultats indiquent un sol peu plastique.

III.6.2.1.1 Les essais mécanique :

1- L'essai œdométrique (P94-090) :

L'essai œdométrique est destiné à l'étude de la consolidation et la compressibilité des sols argileux en fonction de la contrainte verticale, il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains.

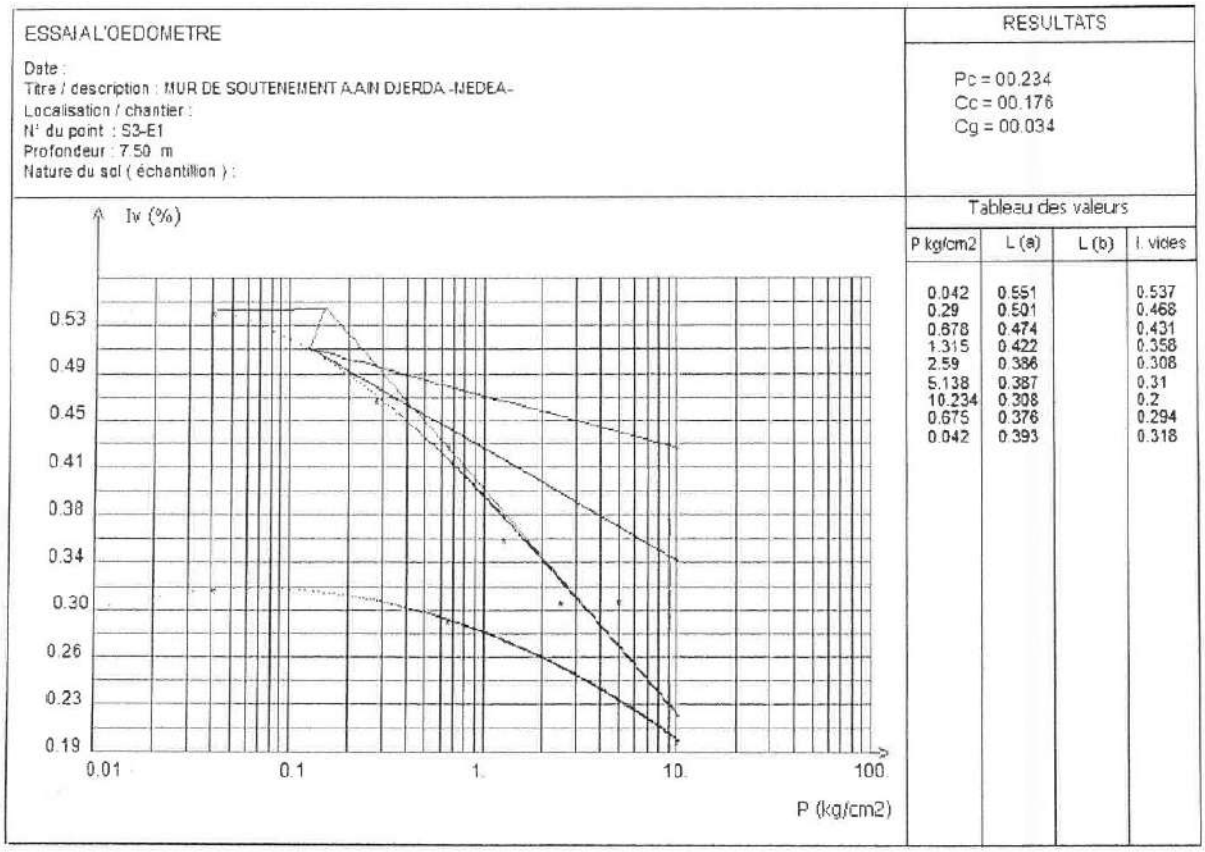


Figure III.8 : Résultat d'essai œdométrie au niveau de sondage S3.

Pour la compressibilité, la formule utilisée es la suivante :

$$Cc = -\frac{\Delta c}{log(p)}$$

Cc : étant le coefficient de la compressibilité.

Sondage	Ech	prof	Pc	Cc	Cg
S3	E1	7.5m	0.234bar	0.176	0.34
S4	E1	11.00m	0.734bar	0.1885	0.31
S5	E1	9.00m	2.734bar	0.174	0.35

Tableau III.3 : Résultat de l'essai odomètre

Pc : pression de consolidation.

Cg : Coefficient de gonflement.

Résultats : il s'agit d'un sol de moyenne compressibilité.

2- L'essai de cisaillement :

La résistance au cisaillement des sols constitue l'aspect le plus important de la géotechnique, du fait de son influence directe sur la capacité portante des fondations superficielles et profondes, la stabilité au glissement et la conception des murs de soutènement. On doit concevoir les structures et les pentes de façon à éviter qu'une rupture ne se produise lorsqu'elles sont soumises aux charges maximales. C'est le cas des méthodes, dites "à l'équilibre limite", qui exigent la connaissance de la résistance limite (ou ultime) du sol.

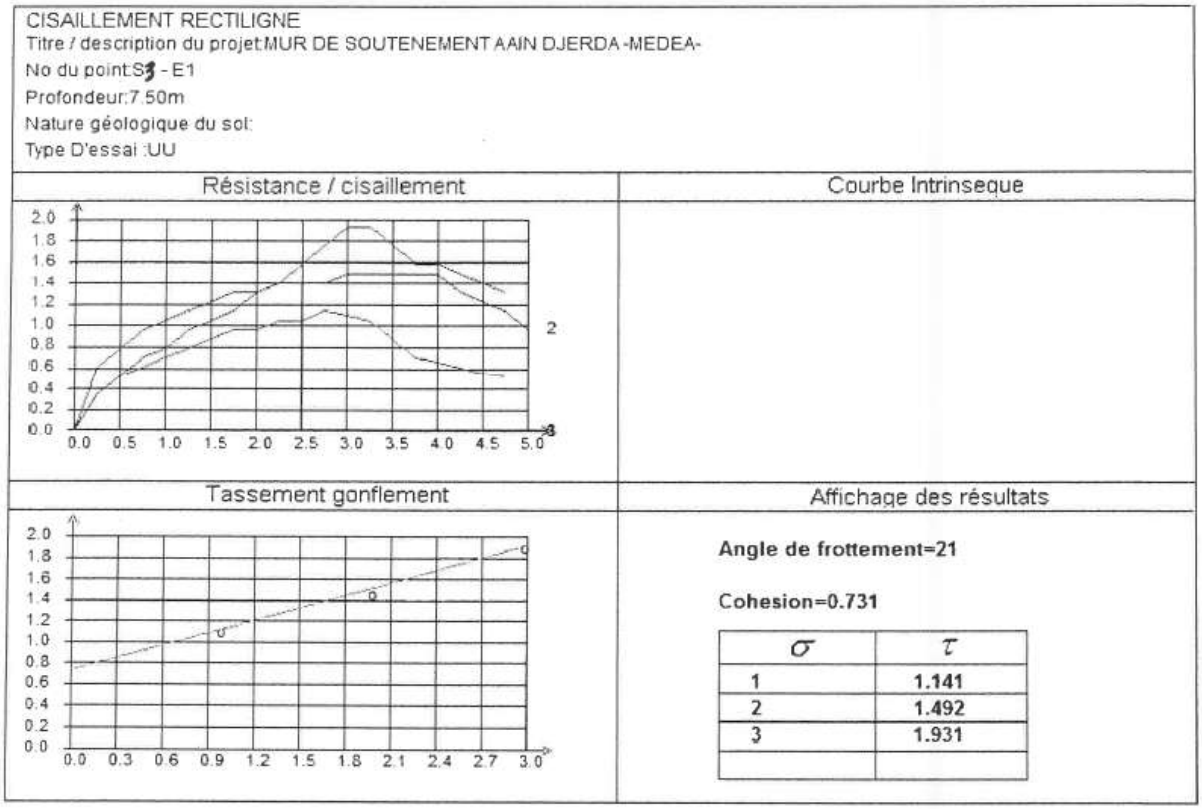


Figure III.9 : Résultat d'essai de cisaillement rectiligne au niveau de sondage S3.

Sondage	Ech	prof	Cohésion	Angle de frottement
S3	E1	7.5m	100.09	19
S4	E1	11.00m	101.11	20
S5	E1	9.00m	102.22	19

Tableau III.4 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols.

Résultats : il s'agit d'un sol de moyenne Cohésion.

III.6.2.3. Analyse chimique (NA 16002) :

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un échantillon de sol extrait du site "Glissement de terrain ", dont les résultats sont donnés au (tableau III.5) suivant :

Sondage	Ech	prof	Ph	Sulfates (SO4)	Carbonates (CaCo3)
S3	E1	7.5m	8.02	0 mg/kg	40%
S4	E1	11.00m	7.98	0 mg/kg	38%
S5	E1	9.00m	8.10	0 mg/kg	42%

Tableau III.5 : Résultats des essais chimiques.

Interprétations :

- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

III.7.Conclusion :

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 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 :

1. Sur le plan lithologique, les sondages effectue montre que le sol est compose d'une couche de remblai d'une épaisseur varie entre 6 et 10.5 m et une couche de marne indurées grisâtres.
2. Le sol est de faible humidité et de moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de faible cohésion.
3. Pendant la réalisation des essais in-situ, aucun niveau d'eau a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte.
4. Selon les résultats des analyses chimiques, le sol du site est d'**agressivité nulle.**

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,

CHAPITRE IV
Calcul de stabilité

CHAPITRE IV : Calcul de stabilité

IV.1.Introduction :

L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique sur ordinateur. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années. De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis sont basé sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés, a attiré de plus en plus intérêt à la fois des chercheurs et des professionnels.

La vérification de la stabilité de glissement a été réalisé par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « **TALREN4 v2.0.4** ». Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant le profil passant par l'axe du glissement probable, ainsi que la nature et les propriétés mécaniques et physique des sols en places.

La surface de glissement la plus critique a été obtenue en déterminant la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables

.IV.2.Présentation du logiciel :

Talren4 est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armé et bandes de renforcement.

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 :

1. 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.

2. 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.
3. 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.
4. 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. 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.3.5. 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 :

1. Ouverture du logiciel : le mode actif est le mode "Données".

2. Création d'un nouveau fichier projet ou ouverture d'un fichier projet existant.
3. Définition ou modification des données générales ou éventuellement aucune modification dans le cas d'un fichier existant.
4. Basculement en mode "Phasage/Calculs" à l'aide du bouton de la barre de boutons contextuelle prévu à cet effet.
5. La première phase est générée par défaut : l'utilisateur définit ou modifie ses paramètres si nécessaire.
6. La première situation est générée par défaut : l'utilisateur définit ses paramètres ou modifie ses paramètres si nécessaire.
7. 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.
8. 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.
9. 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 :

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

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

1- Le menu principal :

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure IV01, comporte les rubriques principales suivantes :

1. Fichier.
2. Edition.
3. Affichage.
4. Données.
5. Phases et situations.
6. Calcul et résultats.
7. Options.
8. Aide.

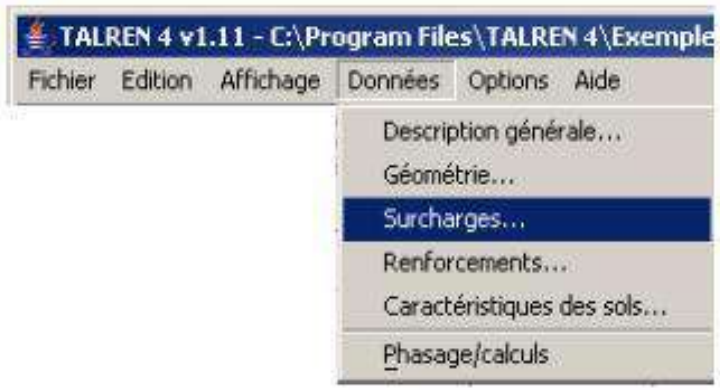


Figure IV.01 : Exemple du menu principal

2- La barre de boutons principale :



Figure IV.02: La barre de boutons principale

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

1. Nouveau fichier.
2. Ouvrir un fichier.
3. Enregistrer un fichier.
4. Imprimer.
5. Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur.
6. Zoom avant.
7. Zoom arrière.

8. Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné.
9. Capture d'écran.
10. Commentaires généraux.

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

3- 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 :

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" :

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

4- 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"

1. Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue)
2. Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue)
3. Calcul de la situation sélectionnée
4. Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée
5. Calcul de toutes les situations pour toutes les phases
6. Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
7. Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
8. Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
9. 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) :

a- Méthode de Fellenius :

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

$$F_{Fel} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i}{F_{ci}}+\left[F_{si}.\gamma_i.h_i.\cos^2\alpha i - u_i + \frac{dU_I}{b_i}\right).sin\alpha i.cos\alpha i\right].\frac{tan\emptyset_i}{F_{\emptyset i}}\right).\frac{b_i}{cos\alpha_i}}{F_{S3}.\left(\sum_{i=1}^{n}[F_{s1}\gamma_i.h_0.b_i.sin\alpha_i]+\sum\frac{M_{ext}}{R}\right)} \qquad \textbf{(IV.1)}$$

b- Méthode de bishop simplifiée :

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

$$\boldsymbol{F_{Bishop} = \frac{M\ résistant}{M\ moteur}} \qquad \textbf{(IV.2)}$$

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

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

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

c- Méthode des perturbations :

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

$$\sigma' pert = \sigma pert - U = (\sigma Fel - U).(\lambda + U.tann.\alpha) \quad \textbf{(IV.4)}$$

Le développement des équations conduit à :

$$\int([\sigma' Fel.(\lambda + U.tann.\alpha) + u].\left(tan\alpha - \frac{tan\emptyset}{F\emptyset*}\right) - \left(\frac{c}{F_C^*} + \frac{u.tan\emptyset}{F\emptyset^*}\right).dx - (E_1' - E_0') -$$
$$(E_1 - E_0) = 0 \quad \textbf{(IV.5)}$$

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(°)
Remblai	19	30	10
Marne grisâtre	19	100	19

IV.5. 2. Les surcharges :

- Surcharge due au trafic : 10 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
- A=0.2
- Dans TALREN 4, il faut tester les 4 combinaisons possibles :

a_h /g= + 0,01 et a_h /g= - 0,01

a_v /g= + 0,003 et a_v /g= - 0,003

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 : b- La géomètre de modèle étudier.

IV.5.4.2. présentation des résultats de calcul :

a- Calcul de «Fs »Par la méthode de Bishop :

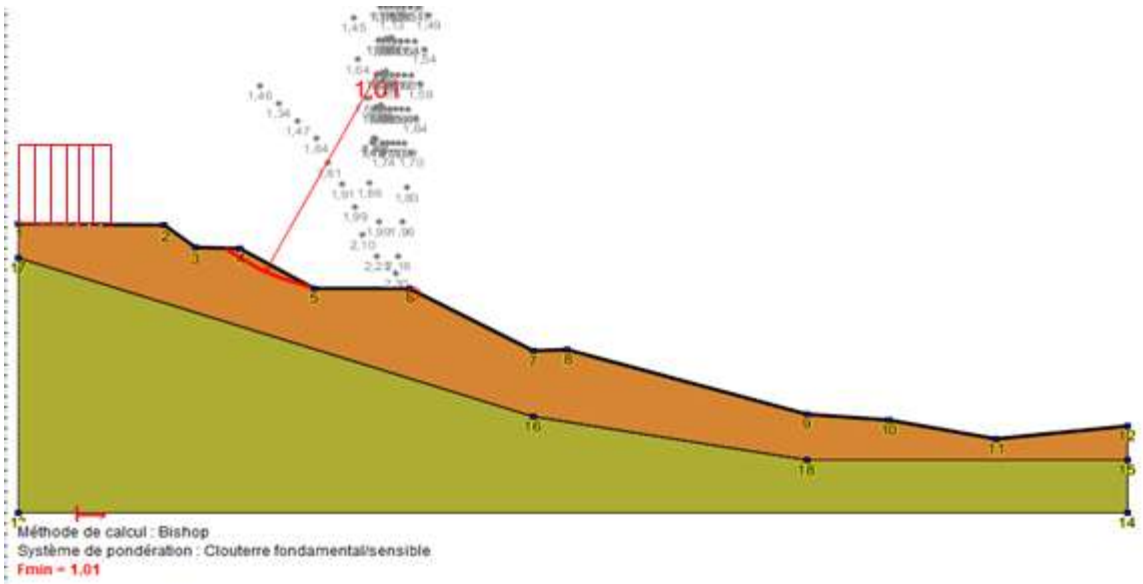


Figure IV.06 : Calcul du coefficient de sécurité avec la méthode de Bishop.

b- Calcul de «Fs »Par méthode de Fellenius :

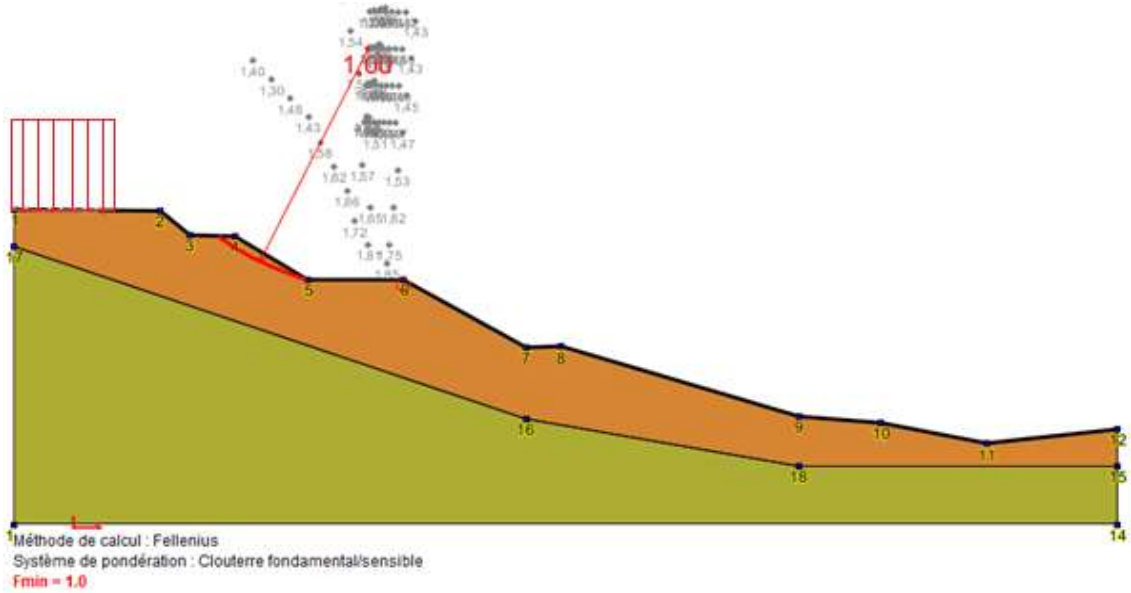


Figure IV.07 : Calcul de coefficient de sécurité avec la méthode de Fellenius.

c- Calcul de «Fs » Par méthode de perturbation :

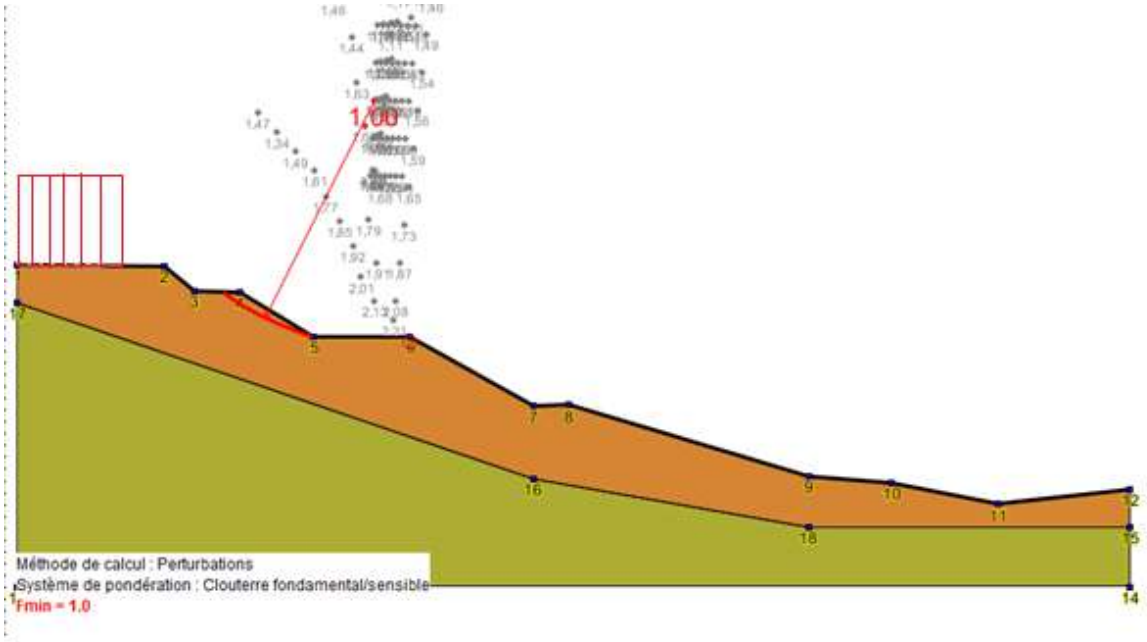


Figure IV.08 : Calcul de coefficient de sécurité avec la méthode de perturbations.

IV.5.5.Interprétation des résultats :

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

1. La méthode de Bishop : Fs =1.
2. La méthode de Fellenius : Fs =1.01.
3. La méthode de perturbations : Fs =1.

On remarque que dans les trois méthodes le coefficient de sécurité égale 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 gabionnage :

Les **murs en gabion** sont réputés pour leur facilité de mise en œuvre. Avec un remplissage composé de pierres ou de bois, ils peuvent servir de **mur de clôture** ou de mur de soutènement dans un jardin.
Les gabions sont déclinés en tailles et formes différentes pour convenir à tous les types d'ouvrages. L'**installation d'un mur en gabion** se fait en trois étapes.

Étape 1 : poser les fondations

Le mur en gabion doit être établi sur un **sol parfaitement plan**. la mise en place de fondations n'est pas obligatoire. Vérifiez la planéité du sol à l'aide d'un niveau à bulle avant de disposer les cages en acier.

Étape 2 : monter les gabions

Les gabions sont livrés démontés. Avant d'**assembler les panneaux en fils d'acier galvanisé** pour former la structure du gabion, vérifiez que les mailles du grillage ne laissent pas passer les pierres, puis :

- Posez le fond de la cage sur le sol damé ou sur les fondations.
- Dressez les autres panneaux à la verticale pour former les **parois du gabion**.
- Assemblez-les à l'aide de spirales fournies avec la cage métallique.

Étape 3 : remplir les cages en acier galvanisé.

Une fois le gabion assemblé, vous pouvez le remplir avec les matériaux prévus. Posez les tirants tous les 30 cm de hauteur et vérifiez la verticalité du mur à l'aide d'un niveau à bulle. Lorsque la cage est totalement remplie, fixez le panneau qui sert de couvercle aux autres panneaux grâce aux spirales.
Quelques précautions sont à render:

- Pour les murs en gabion dont la hauteur dépasse un mètre, ajoutez des **poteaux en**

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

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

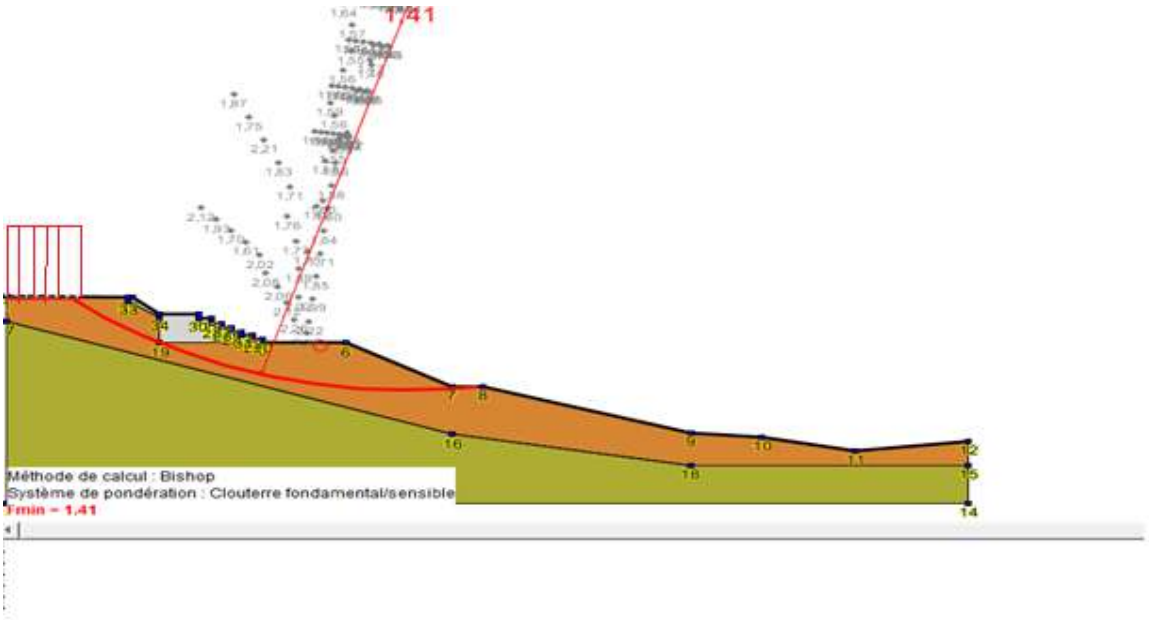


Figure IV.09 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de Bishop
Renforcé par gabionnage

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

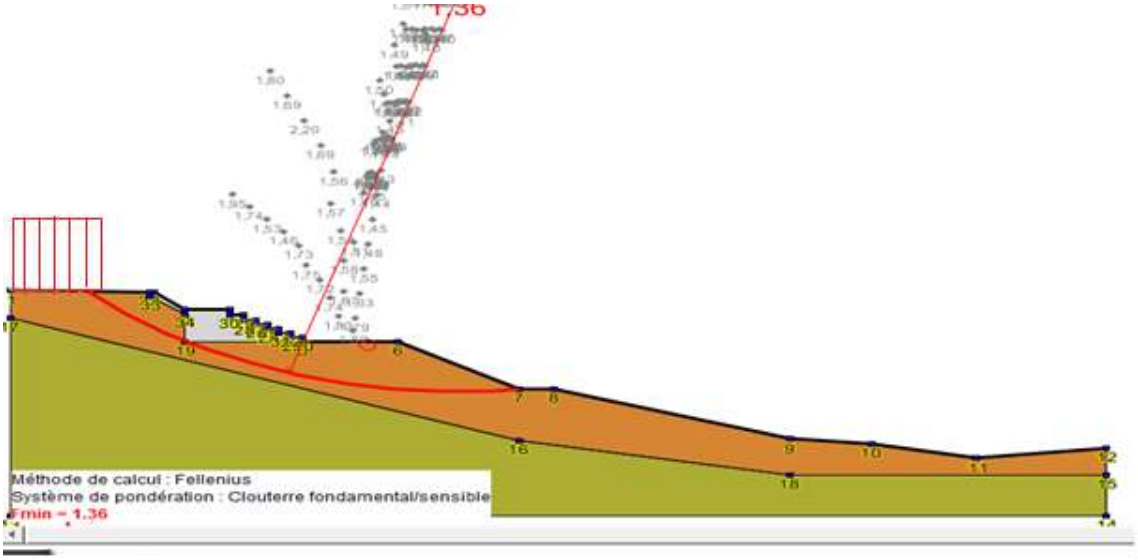


Figure IV.10 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de Fellenius

Renforcé par gabionnage

3- Calcul de «Fs » Par la méthode de perturbation :

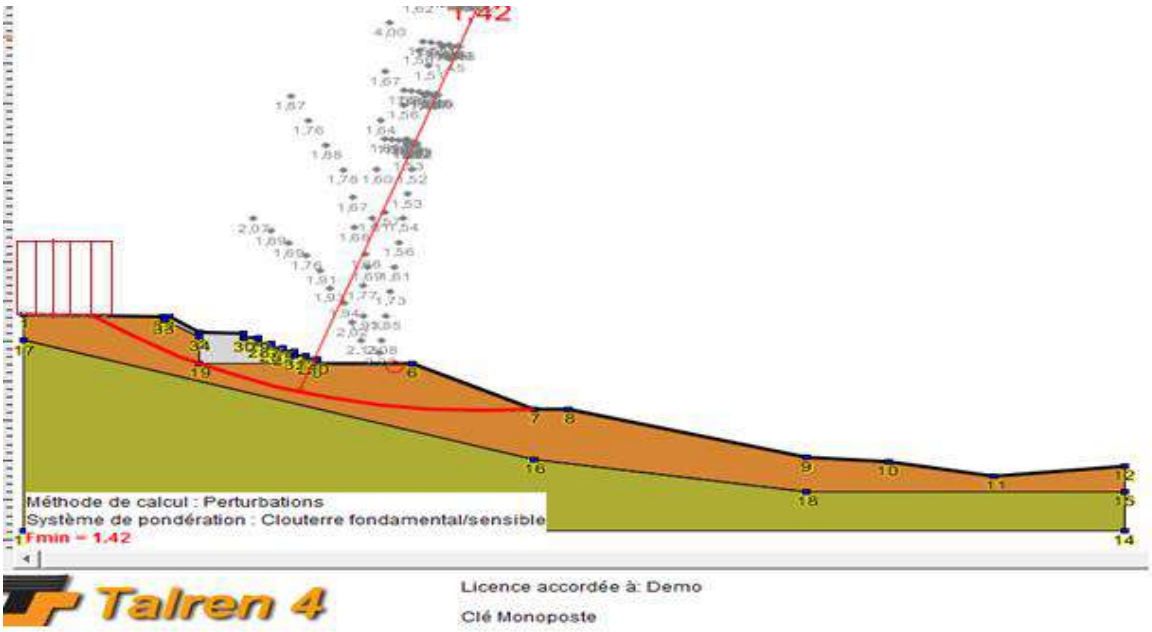


Figure IV.11 : Résultats de calcul de stabilité du site avec la méthode de perturbations

Renforcé par gabionnage

IV.6.Conclusion :

Après la modélisation on a obtenu une valeur de coefficient de sécurité Fs=1.41, ce qui traduire la réussite de la solution.

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

1. Le levé des couches de sol de mauvaises qualités.
2. La mise en place de sol (talus) renforcé ou non de bonnes caractéristiques.
3. La gestion des eaux superficielles et profondes par un système de drainage (fossé bétonné et tranchée drainante).
4. 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.

Le programme de reconnaissance géologique et géotechnique entrepris sur le site de glissement a permis :

1. L'identification lithologique des formations géologiques qui caractérisent le tracé existant de la route.
2. l'appréciation de l'état de stabilité des terrains traversés.
3. 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 Générale

Conclusion Générale

Ce travail nous a donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours à l'enseignement et nous permettons de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol et a partir desquelles on peut entamer un calcul de coefficient de sécurité.

Nous avons trouvé que 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 (humains ; transports ....)
- Par la difficulté technique d'y porter remède

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

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé au niveau de Site 2332 logements AIN DJARDA MEDEA Wilaya de Médéa.

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.

Référence bibliographique

Référence bibliographique :

[1] Guide d'utilisation des cartes de zones de contraintes et d'application du cadre normatif. Glissement- terrain, PDF. p :2-5.

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

[3] Mémoire étude et diagnostique d'une glissement de terrain avec possibilité de traitement (cas : cw 162 au pk 12+000) , université de Médéa, Algérie, 2020.

[4] Mémoire fin d'etude les **techniques de renforcement des sols instabl cas reel : tigzirt est - tizi ouzou,** Université de Larbi ben m'hidi Om el bouaghi, Algerie, 2018.

[5] Clément DESODT – Julien LAUNAY- Hélène HORSIN MOLINARO, les glissements de terrain, modélisation et provision, école supérieur normal-sclay,France, 2017.

[6] https://www.georisques.gouv.fr/risques/retrait-gonflement-des-argiles.

[7] Comportement d'ouvrages géotechniques sous sollicitations complexes, Techniques de l' Ingénieur.France.

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

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

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

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

[12] mémoire d'étude d'un glissement du tronçon LAKHDARIAau pk178+000 wilaya de BOUIRA.

[13] SELLAMI Soumaya, BELAMRI SamiaEtude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW16 Ait idriss Bejaia, université de Bejaia, Algerie, 2014

[14] Bouafia. A (2011) conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleus Alger.

[15] DURVILLE.J-L et SEVE.G (1996), Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur.

[16] Analyse et traitement d'un glissement de terrain sur la RN n° 64/PK 47+200, El Oumaria (MEDEA), université de Médéa, Algérie, 2016.

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

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

[19] YAHIAOUI Mohammed :' Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS' mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de Magistère del'Université Abou bekre belkaid de Tlemcen

[20] LAGHOUAG Sid Ali et BOUKHARI Adnane, Etude d'un Glissement de Terrain sur le CW8 Reliant la ville de Médéa à l'Université, ENSTP, ALGERIE, 2008.