République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

Université Yahia Farés Médéa

Faculté de la Technologie

Département GC

Spécialité : Génie Géotechnique

Présenté pour l'obtention du diplôme de

Master

Thème Sur :

ANALYSE ET TRAITEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LE CONTOURNEMENT NORD DE LA VILLE DE MEDEA (PK 6+625) ~ (PK 6+900)

Préparé et présenté Par :

ZENAINI Oussama

AYADI Antar

RABAH BELHAOUARI Med Amine

Encadré Par:

Dr .MESSAD Ali

Mr. BOUHENNICHE Med Amine

Année Universitaire 2016 / 2017

Dédicaces

Je dédié ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux mondes, ma mère, mon père, mes frères, sans oublier mes oncles, mes tantes et mes cousins.

Une spéciale dédicace à la famille ZENAINI , et la famille BOULDOUM pour toute leur assistance.

A mes cher ami, mes frères et mes binômes ''ANTAR ''et ''AMINE ''.

A tous mes meilleurs amis que j'aime,et à toute la promotion 2017.

ZENAINI OUSSAMA

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier dieu le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur ***Dr.MESSAD Ali*** *pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et à notre correction tout au long de notre projet.*

Nous remercions ***Mr. BOUHENICHE Amine*** *pour son assistance.*

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

ملخص:

إن هذا العمل المتواضع يتمثل في انجاز مذكرة نهاية الدراسة الجامعية تحت عنوان دراسة انجراف التربة أساليب الحد من انزلاق التربة في ولاية المدية بمنطقة تيبحيرين.

لهذا بدأنا بعموميات حول حركة التربة مميزاتها انواعها مختلف أسبابها وأنظمة الحلول المقترحة لها وطرق حسابها.

بعد ذلك قمنا بتحليل هذا الانزلاق بواسطة TALERN4

وأخيرا قمنا بدراسة مختلف أساليب الحد من انزلاق واخترنا أحسنها تقنيا واقتصاديا.

Résumé :

Ce modeste travail consiste à l'analyse et l'étude de confortement d'un glissement de terrain situé à la Wilaya de Médéa (Tebhirine).

Pour tout cela nous avons commencé par des généralités sur les mouvements de terrain exactement sur les glissements, leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes, ainsi que les différents systèmes de confortement et les différentes méthodes de calcul.

Ensuite nous avons fait l'analyse de ce glissement à l'aide de d'un logiciel de calcul (TALERN4) pour déterminer les surfaces de ruptures et leurs coefficient de sécurité.

Enfin nous avons fait une étude des différents systèmes de confortements et nous avons choisit la meilleure solution technique et économique.

Abstract:

This modest work consists to the analysis and the survey of confrontments of landslide situated in the Wilaya of médéa (). More precisely.

For this, we began by generality on the movements of land on the slips, precisely on their features, their types and their different reasons, as well as the different systems of confortements and the different methods of calculation.

Then we made the analysis of this slip with the help of software of calculation (TALERN) to determine the surfaces of ruptures and their coefficient of security.

Finally we made a study of the different systems of confortement and we have chosen the best technical and economic solution.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Les livres :

[1]. Bebaissa Abdelkader -Glissements de terrain 'calcul de stabilité'- OPU(Alger).

[2]. Costet j et Songlerat G. -cours pratique de mécanique des sols- Tome1 et Tome2. Troisième édition. Dunod (1983).

[3]. Frank Roger -Fondations profondes- techniques de l'ingénieur.

[4]. Gilles Sève et Pierre Pouget -Guide Technique 'Stabilisation des glissements de terrain'-LCPC (Paris) (1998).

[5]. Philipponnat G et Hubert B. -Fondations et ouvrages en terre- Eyrolles, (1997).

[6]. R. Dupain - R. Lanchon – J.C. Seint-Arroman -Granulas, Sols, Simiens et bétons 'caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire'- École française du béton.

[7]. Les ouvrages de soutènement 'guide de conception générale'-SETRA (1998).

[8]. Cours de mécanique des sols 3ème année (cour de l'ENSTPMr Y. Berriche).

[9]. Cours de mécanique des sols 4ème année (cour de l'ENSTPMr F. Bel abdelwaheb).

Les sites internet :

[10]. www.google.com

[11]. www.terasol.com

[12]. www.lmgc.com

[13]. www.technique d'ingénieur.com

Les règlements :

[14]. Règlement parasismique Algérien 99 / version 2003-**CGS** (2003).

CHPITRE 6 :L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE
6.1.Généralités.……...……..…page52
6.2 .Les essais in-situ.……..……..…page52
6.2.1. Sondage carotté.…….……...…page52
6.2.2. Essais au pénétromètre dynamique lourd.……..…page52
6.3. Les essais de laboratoire.……..……..…page53
a) Essai physique.…….……..……..…page53
1- Le tamisage.……..……page54
2- La sédimentomètrie.…….……..…page55
b) Essai mécanique.……..……...……..…page55
6.4. RESULTATS DES ESSAIS.……..…….……..…page56

CHPITRE 7: Vérification de la stabilité du site Et proposition d'un procède de Confortement
7.1. Introduction.…….……..…page60
7.2. Présentation du logiciel de calcul (*TALREN 4 v2.0.4*).……..…page60
7.2.1. Les principales caractéristiques de *TALREN 4*.……..…page60
7.2.1.1 L'interface graphique interactive.……...…….……page60
7.2.1.2. Les différentes options pour la manipulation de l'interface.…….…page61
7.3. Analyse de la stabilité.……....…page63
7.3.1. Modélisation du talus.…….……page64
7.3.2. Géométrie du modèle.…….……page65
7.3.3. Solution de confortement.…….……...……page68
7.3.4. Phasage dutravaux.…….……page72
CONCLUSION.……..…….……page73

CONCLUSIONGÉNÉRALE……..…..……..…..page74

4.2.1.2. Purge et reprofilage.……page26
a- Purge.……page26
b- Reprofilage.……page27
4.2.1.3. Substitutions (bêches, contrefort, masques et éperons).……page28
a- Substitution totale des matériaux glissés.……page28
b- Substitution partielle des matériaux glissés.……page29
4.2.2. Dispositifs de drainage.……page29
4.2.2.1. Drainage de surface.……page30
4.2.2.2 .Tranchées drainantes.……page30
a) Description d'une tranchée drainante.……page30
b) Fonctions d'une tranchée drainante.……page30
4.2.2.3. Drains subhorizontaux.……page31
4.2.2.4. Drains verticaux, puits et galerie drainantes.……page32
4.2.3. Introduction des éléments résistants.……page32
4.2.3.1. Les ouvrages de soutènement.……page33
b- Les ouvrages souples.……page33
4.2.3.2. Les tirants d'ancrage.……page33
4.2.3.3. Les clous et les micro-pieux.……page34
4.2.3.4 .Les pieux.……page35
4.2.3.4. Les palplanches.……page35
4.2.4. Les géotextiles.……page37
4.2.4.1. Typologie des géotextiles.……page37
a) Géotextiles tissé.……page37
b) Géotextile non tissé.……page38
4.2.4.2. Produits apparenté aux géo textiles.……page38
4.2.4.3. Mode De Fonctionnement Des Géotextiles De Renforcement.……page38
4.2.4.4. Avantages des géotextiles.……page38
4.2.4.5. Les fonctions mécaniques des géotextiles.……page39
4.2.4.6. Les fonctions hydrauliques considérées sont les suivantes.……page39
4.3. Choix d'une technique.……page39
4.3.1. Caractérisation du site.……page39
4.3.2. Adaptation de la technique au glissement.……page40
4.3.3. Contraintes économiques.……page42
4.2.4. Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation.……page42

CHPITRE 5: PRÉSENTATION DU PROJET
5.1. Situation du projet.……page44
5.2. Contexte géologique.……page44
5.3. Lithostartigraphie.……page44
5.3.1. Le Néogène.……page44
5.3.2. Les formations crétacées.……page44
5.4. Aperçu Tectonique.……page45
5.4. Observations des ordres.……page46
5.5. Causes des ordres.……page50

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE……..…page1

CHPITRE 1: Notion sur la résistance au cisaillement du sol
1.1 .Définition des contraintes…….……page2
1.2 .Cercle de mohr……...…..…page3
1.3 .Courbe intrinsèque, critère de mohr-coulomb……...……..…page3
1.4 .Cas des sols pulvérulents…..……..…..…page4
1.5 .Cas des sols cohérents…….……...…page5

CHPITRE 2 : CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN
2.1. Généralités.……...…...…page6
2.2. Typologie des mouvements de terrain.……..…..…page6
2.2.1. Les glissements (ou LANDSLIDE).……..…..…page6
a) Le glissement plan.……..……..……..…page6
b) Le glissement rotationnel.……..……...…page7
2.2.2 .Les écroulements.……...…..……..…page9
2.2.3. Les coulées.……...…..…..…page9
2.2.4. Les fluages.……...……..…page10
2.2.5. Synthèse.…….....…page11
2.3. Les principales causes des glissements.……..……..…page11

CHPITRE 3 :MÉTHODES DE CALCUL DESGLISSEMENTS DE TERRAIN
3.1. Généralités.……...……..…page13
3.2.Stabilité d'un talus illimite.……...…page14
3.2.1.Sol purement pulvérulent (c'= 0)……page14
3.2.2. Sol cohérent (φ'≠ 0 ; c'≠ 0).……..…page14
3.2.3 .Influence de l'écoulement d'eau.……....…..……page15
3.3 .Méthode de Taylor.…….……page15
3.4 .Méthode de Fellenius(Méthode simple des tranches verticales).……...…page17
3.5. Méthode de bishop (Méthode des tranches verticales améliorée).……..…page19
3.6. Méthodes globales.…….……page22
3.6.1. Méthode de CAQUOT.……...…….……page22

CHPITRE 4 :MÉTHODES DETRAITEMENT (STABILISATION) DESGLISSEMENTS DE TERRAIN
4.1.
Généralités.……...…page24
4.2. Techniques de stabilisation.……...……..……page24
4.2.1 Mise en œuvre de terrassements.……..……..…page24
4.2.1.1. Butée de pied et allégement en tête.……..……..…page25
a- Butée de pied.……..……..…page25
b- Allégement en tête.……..……..…page26

LISTE DES TABLEAUX

Tableau2.1 : les différentes familles de mouvement et leur caractérisation.……..…page11

Tableau 4.1 : les différentes techniques de stabilisation des glissements..……..…page40

Tableau 4.2 : la méthodologie de choix d'une technique de stabilisation..……..…page42

Tableau 6.1 : Les différents sondages réaliser on révéler la variation stratigraphique..……..…page56

Tableau 6.2 : Les résultats de l`Essai de pénétration dynamique..……..…..…page57

Tableau 6.3 : Les résultats obtenus avec des essais physiques réalisés..……..…page58

Tableau 6.4 : Les résultats obtenus avec des Essais mécanique**.** ……...…page59

Tableau 7.1: les résultats du F_S obtenus……..……..…page68

Figure 5.7 : vue en élévation du déblai au PK6+900..……page48

Figure 5.8 : vue en élévation du déblai au PK6+900..……page48

Figure 5.9 : fissuration a l'amont du déblai au PK6+900……page49

Figure 5.10 : fissuration a l'amont du déblai au PK6+900..……page49

Figure 5.11 : Glissement superficiel important à l'amont du talus au PK 6+900..……page50

Figure 6.1 : les tares pour déterminer la teneur en eau..……page53

Figure 6.2 : limites de liquidité à coupelle *Casagrande*..……page54

Figure 6.3 : limites de plasticité..……page54

Figure 6.4 : les tamis pour déterminer l'analyse granulométrique..……page55

Figure 6.5 : Essai de Cisaillement a la boite…..……page56

Figure 7.1 : exemple du menu Données……page61

Figure7.2 : la barre de boutons principale……page61

Figure7.3 : la barre de boutons contextuelle "Données"……page62

Figure 7.4 : la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"……page62

Figure 7.5 : exemple de Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol ……page62

Figure7.6 : découpages du talus en tranches de sols……page63

Figure 7.7 : Les caractéristiques de sol choisis lors de la modélisation……page64

Figure7.8 : modélisation de la géométrie du talus……page65

Figure7.9 : modélisation des couches lithologiques composant les talus……page65

Figure 7.10 : les résultats avec nappe et sans séisme……page66

Figure 7.11 : modélisation avec nappe et avec séisme……page66

Figure 7.12 : modélisation sans nappe et sans séisme……page67

Figure 7.13 : modélisation sans nappe et avec séisme……page67

Figure 7.14 : modélisationde confortement avec nappe et sans séisme……page68

Figure 7.15 : modélisationde confortement avec nappe et avec séisme……page68

Figure 3.10 : Diagramme des forces appliquées sur une tranche……page21

Figure 4.1 : Les différentes actions de terrassement……page25

Figure 4.2 : Butée de pied……page25

Figure 4.3 : Allégement en tête……page26

Figure 4.4 : la purge……page27

Figure 4.5 : Reprofilage du talus……page28

Figure 4.6 : Substitution totale des matériaux glissés……page29

Figure 4.7 : Substitution partielle……page30

Figure 4.8 : Tranchée drainante……page31

Figure 4.9 : Drains subhorizontaux……page31

Figure 4.10 : Drains verticaux……page32

Figure 4.11 : Les murs ancrés et en poids……page33

Figure 4.12 : Les tirants d'ancrage……page34

Figure 4.13 : Les clous……page35

Figure 4.14 : Les pieux……page35

Figure 4.15 : Les types de palplanches……page36

Figure 4.16 : Rideau de palplanches espacées……page36

Figure 4.17 : Le couronnement des palplanches……page37

Figure 4.18 : Les géotextiles……page37

Figure 4.19 : Produits apparenté aux géotextiles……page38

Figure4.20 : Renforcement par effet d'armature……page38

Figure 4.21 : Renforcement par effet membrane……page38

Figure 5.1 : Vue satellite de la trace en Google Earth……page44

Figure 5.2 : la carte des zones sismiques de l'Algérie……page44

Figure 5.3 : Extrait de la carte géologique de Blida êta 112110 000……page45

Figure 5.4 : Erosion de la surface des talus……page46

Figure 5.5 : Erosion de la surface des talus……page47

Figure 5.6 : Coulées et glissement superficiel de la surface des bermes du talus……page47

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Les contraintes agissantes sur un élément de sol.……page2

Figure 1.2 : Le plan de glissement induit par σ_1 et σ_3.……page2

Figure 1.3 : Le cercle de Mohr pour un état plan de contraintes.……page2

Figure 1.4 : La courbe intrinsèque.……page3

Figure 1.5 : La droite de Coulomb.……page3

Figure 1.6 : La droite de Coulomb pour un solpulvérulent.……page4

Figure 1.7 : La droite de Coulomb pour un sol cohérent.……page5

Figure 2.1 : Glissement plan à Médéa.……page7

Figure 2.2: Glissement rotationnel à Médéa (Tibhirine).……page7

Figure 2.3 : Diverses phases d'un mouvement de terrain.……page8

Figure 2.4 : Types d'écroulements.……page9

Figure 2.5 : écroulement à Médéa.……page9

Figure 2.6 : Une coulée.……page10

Figure 2.7 : Une coulée a Médéa (Tibhirine).……page10

Figure 2.8 : le fluage.……page10

Figure 2.9 : Schéma d'un versant affecté de solifluxion.……page11

Figure 2.10 : Modification géométrique de la pente d'un talus.……page12

Figure 2.11 : Surcharge d'un talus.……page12

Figure 3.1 : les deux massifs constituant un talus.……page13

Figure 3.2 : Un talus illimité.……page14

Figure 3.3 :L'écoulement dans un talus.……page15

Figure 3.4 : Résultante des forces de cohésion.……page15

Figure 3.5 : Résultante des forces élémentaires de frottement.……page16

Figure 3.6 : Diagramme de FC′ en fonction de Fφ′.……page17

Figure 3.7 : Méthode de FELLENIUS.……page18

Figure 3.8 : Les forces agissant sur une tranche.……page19

Figure 3.9 : Méthode de Bishop.……page20

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les mouvements de terrain sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus connus et souvent les plus dangereux à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continuelle du relief .Ils se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre explosions et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Les phénomènes naturels souvent catastrophiques engendrant des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures qui se trouvent dans le voisinage immédiat.

Ce travail consiste à l'étude de confortement du glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa du déblai situe entre le PK6+625et le PK6+975.

Dans une première partie, nous allons aborder des notions théoriques concernant les mouvements de terrain, la résistance au cisaillement, les différents essais de reconnaissance de sol et les différents modes de confortement.

Dans une deuxième partie, nous allons étudier et analyser le glissement en vigueur afin de localiser les différentes surfaces d'une rupture éventuelle, en utilisant le logiciel TLEREN4.

Enfin, nous abordons la partie la plus sensible de notre projet qui concerne les solutions de confortements envisagés, en tenant compte d'une part de l'efficacité de la solution envisagée et d'autre part du coté économique relatif à son l'exécution ".

Les facettes sur lesquelles s'exercent ces contraintes sont les facettes le long desquelles la rupture se matérialisera. Elles sont appelées facettes de glissement. L'inclinaison de la surface de rupture peut être déterminée par la formule :

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

L'équation s'écrit comme suit :

$$\tau' = \sigma - u tan\varphi'$$

1.5 .CAS DES SOLS COHÉRENTS :

Un sol est cohérent lorsque sa cohésion n'est pas nulle. Le rôle de la cohésion est primordial sous faible contraintes moyenne, en effet elle permet de tolérer des inclinaisons élevées des contraintes avant que le critère de rupture soit atteint. En revanche, l'influence de la cohésion est faible lorsque les contraintes moyennes sont élevées.**[5]**

- Les directions des lignes de glissement ne sont plus conjuguées dans les milieux cohérents.
- On dit qu'un milieu est purement cohérent lorsque l'angle de frottement est nul ($\varphi = 0$).

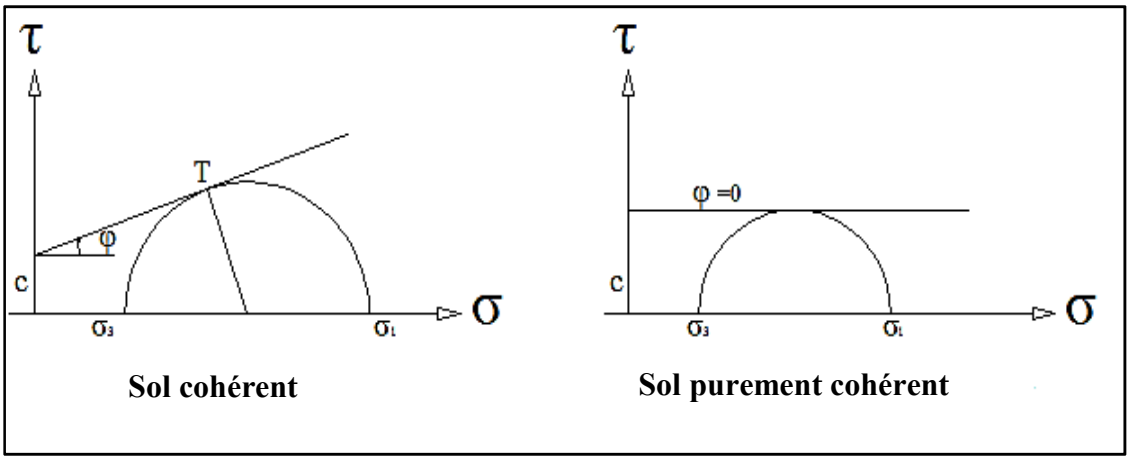


Figure1.7 : La droite de Coulomb pour un sol cohérent.**[5]**

Il n'existe pas d'état stable de contrainte qui correspond à un cercle de MOHR recoupant la courbe intrinsèque. En effet lorsqu'un cercle devient tangent à la courbe intrinsèque, il y a rupture localisée au point correspondant (on dit qu'il y a plastification).

Pour les sols, la courbe intrinsèque peut être assimilée à une droite dans un champ de contraintes assez vaste. Cette propriété constitue une simplification considérable.

Appelée droite de Coulomb, cette droite est définie à l'aide de l'ordonnée à l'origine qui est la cohésion **c** et de l'angle que fait cette droite avec l'axe des contraintes normales **σ** qui est l'angle de frottement interne φ.**[5]**

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est la loi caractérisant un état de plastification du sol en un point particulier du milieu. Cet état est atteint lorsque **τ** et **σ** sont liés par la formule suivante :

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi$$

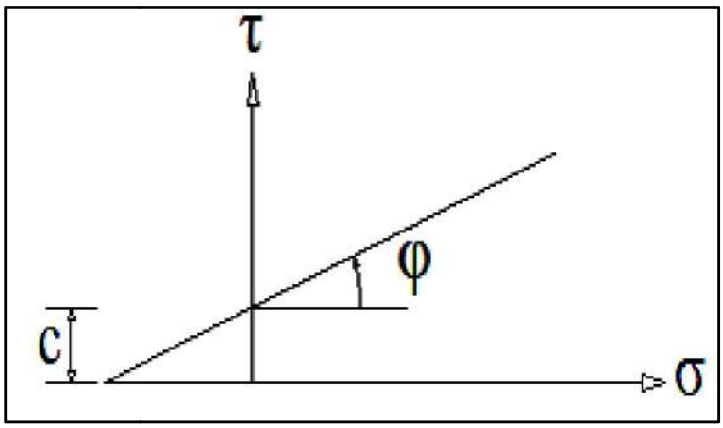


Figure1.5 : La droite de Coulomb.**[5]**

Cette formule est valable si les contraintes considérées pour l'établissement de la courbe intrinsèque sont les contraintes totales. Si les axes du diagramme de MOHR représentent les contraintes effectives pour lesquelles $\tau' = \tau$ et $\sigma' = \sigma$-u l'équation s'écrit alors comme suit :

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

1.4 .CAS DES SOLS PULVÉRULENTS :

Un sol est pulvérulent lorsque sa cohésion est nulle. Sa courbe intrinsèque passe par O. l'équilibre limite est atteint en un point du massif de sol si le cercle de MOHR correspond est tangent à la courbe intrinsèque.

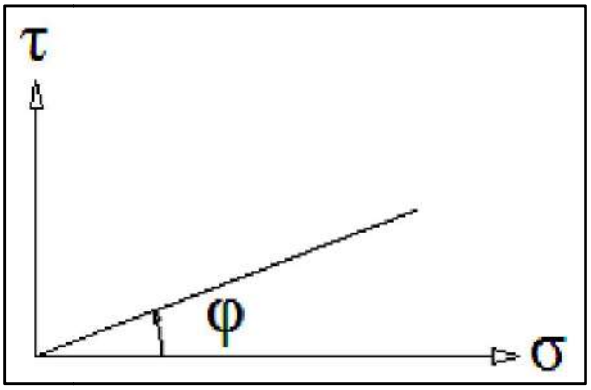


Figure1.6 : La droite de Coulomb pour un sol pulvérulent.**[5]**

1.2 .CERCLE DE MOHR :

On peut dessiner le cercle de Mohr pour le couple σ_1,σ_3comme suite :

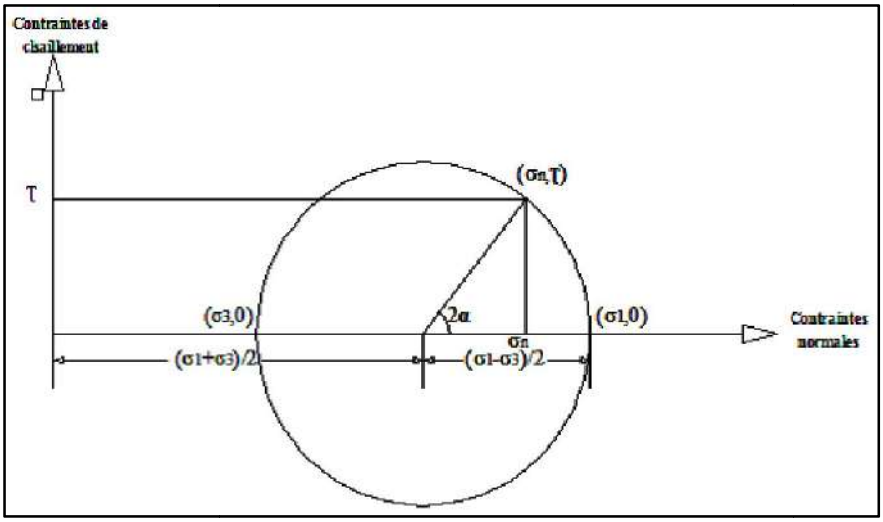


Figure1.3 : Le cercle de Mohr pour un état plan de contraintes.

Nous avons donc :

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\sin 2\alpha$$

$$\sigma n = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)\cos 2\alpha$$

1.3 .COURBE INTRINSÈQUE, CRITÈRE DE MOHR-COULOMB :

Considérons un matériau solide quelconque. Si, pour différentes valeurs de la contrainte moyenne, le déviateur des contraintes ($\sigma_1 - \sigma_3$) est progressivement augmenté jusqu'à ce que la rupture se produise, il apparaît que les cercles correspondant au déviateur maximum admettent une même courbe enveloppe appelée *courbe intrinsèque*.**[5]**

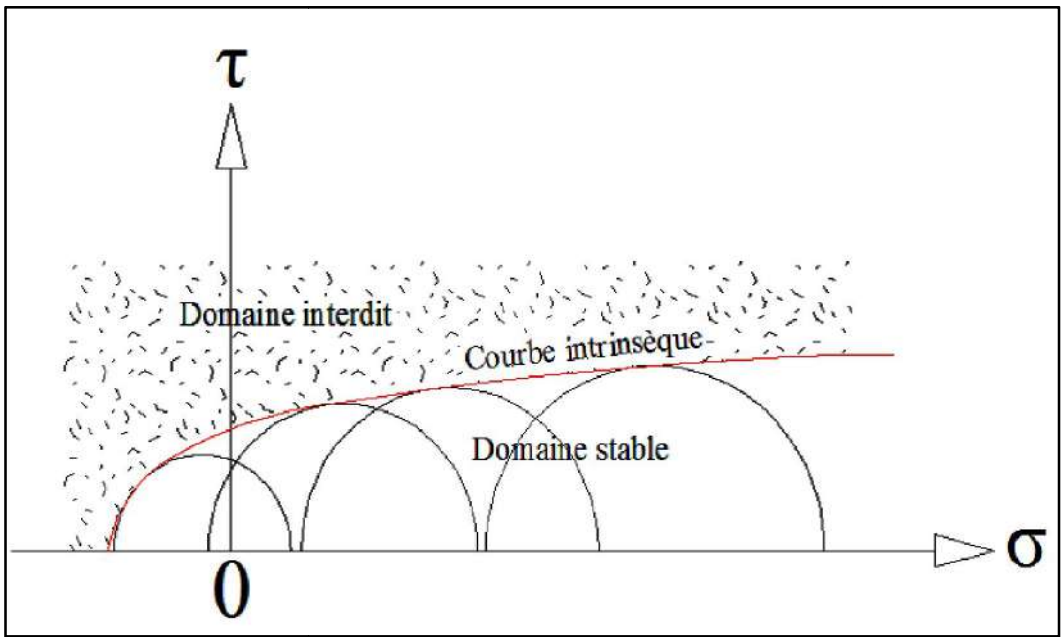


Figure1.4 : La courbe intrinsèque.**[5]**

1.1 .DÉFINITION DES CONTRAINTES:

Soit un élément de sol soumis à un champ de contraintes ($\boldsymbol{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3}$). La contrainte normale $\boldsymbol{\sigma}$ qui agit sur une facette quelconque de cet élément se décompose en une contrainte effective$\boldsymbol{\sigma'}$supporté par le squelette solide du sol et une contrainte neutre reprise par la phase liquide (la pression interstitielle $\mathbf{u}$).
On peut écrire $\boldsymbol{\sigma = \sigma' + u}$

- Les contraintes appliquées sur cet élément sont dans trois directions différentes

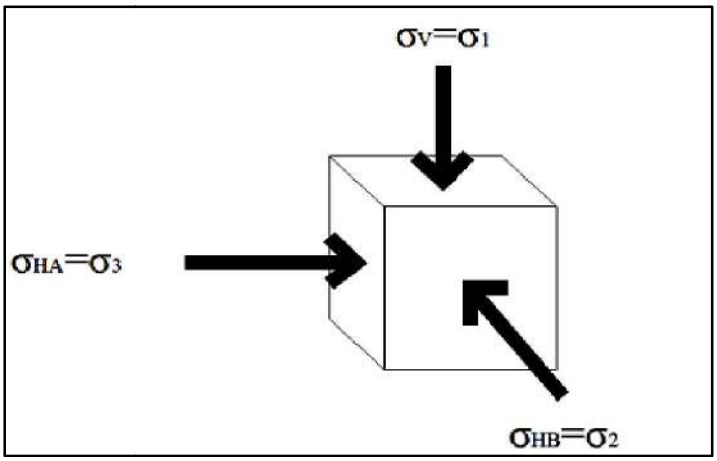


Figure 1.1 : Les contraintes agissantes sur un élément de sol.

$\boldsymbol{\sigma_1}$: est une contrainte verticale due aux poids du sol en dessus.
$\boldsymbol{\sigma_2}$, $\boldsymbol{\sigma_3}$: sont des contraintes horizontales dues à la poussée des terres de part et d'autre de l'élément.

- Si le sol est isotrope, les contraintes horizontales $\boldsymbol{\sigma_2}$ et σ_3 doivent être égales.
- Un milieu continu est dit isotrope lorsque cette caractéristique mécanique ne dépende pas de la direction.
- Pour rendre le problème bidimensionnel on met $\boldsymbol{\sigma_2 = \sigma_3}$
- Les contraintes $\boldsymbol{\sigma_1}$ et $\boldsymbol{\sigma_3}$ vont induire un plan de glissement avec un angle d'inclinaison α par rapport à l'horizontale.

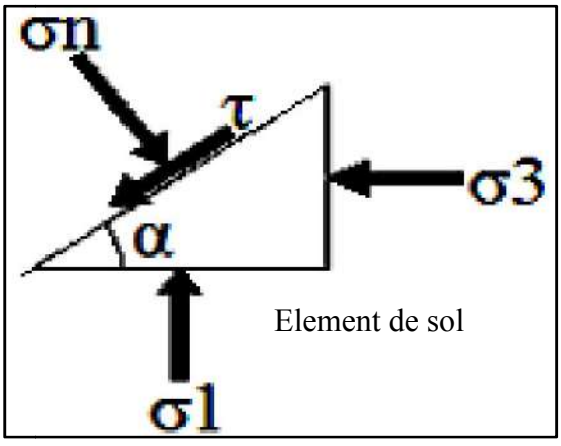


Figure1.2 : Le plan de glissement induit par σ_1 et σ_3.

- Sur ce plan deux contrainte vont se développées pour maintenir l'équilibre, la première est normale $\boldsymbol{\sigma_n}$et la deuxième est tangentielle $\boldsymbol{\tau}$.

- l'eau est le facteur le plus défavorable car il 'ramollit' les sols et génère des pressions interstitielles (action de poussée dans le sens de la pente). Cette eau peut provenir des pluies, de fuites de réseaux de distribution (Eaux Potables, Égouts), ou plus rarement de remontées hydrothermales (sources profondes).

En général le glissement se produit quelques jours après d'intenses pluies, durant lesquels l'eau pénètre dans le sol, le sature et développe des pressions interstitielles.

- la pente du talus et ses modifications géométriques sont aussi des paramètres importants. On augmente toujours la stabilité en réduisant la pente du talus. A l'inverse, tout talutage dans un terrain est de nature à provoquer un glissement, il nécessite une analyse spécifique visant à définir la nécessité d'un soutènement et son dimensionnement. A noter que les caractéristiques des sols mis au contact de l'air évoluent rapidement dans le temps(décompression des sols, action de l'eau, du vent …). Un talus de déblai paraissant stable après terrassement peut se révéler instable après quelques jours, voire quelques semaines, en raison de l'évolution des caractéristiques de sols.

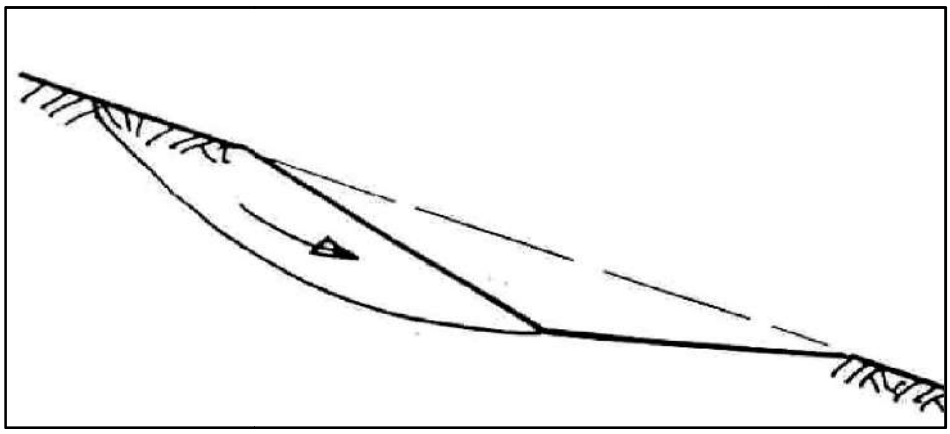


Figure 2.10 : Modification géométrique de la pente d'un talus.**[1]**

La surcharge du versant. Les surcharges sur le versant (remblais, construction…) sont défavorables, car elles forment un moment moteur à l'apparition d'un glissement (apport de poids). Par contre en pied de glissement, les surcharges sont stabilisatrices (création d'une butée de pied).

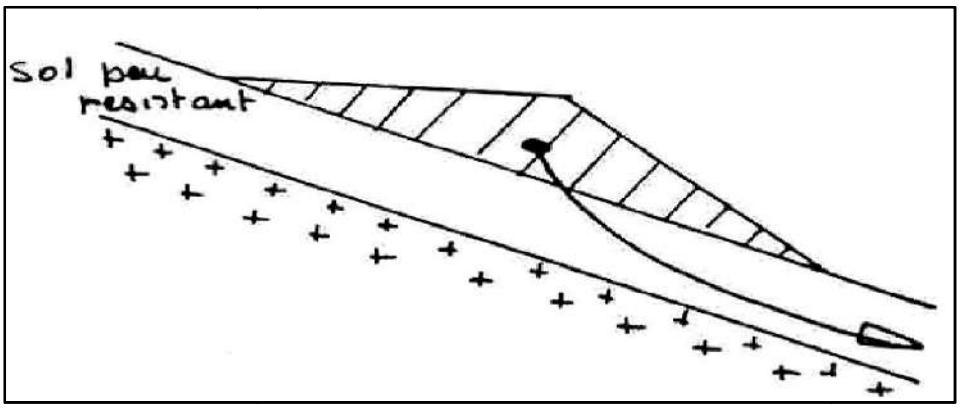


Figure 2.11 : Surcharge d'un talus.**[1]**

- le déboisement : les arbres sont des éléments stabilisateurs par leur action de drainage du versant et l'ancrage des racines qui 'emprisonnent' le terrain, réduisant l'érosion. A l'inverse, les arbres de hautes dimensions peuvent avoir une influence néfaste par leur prise au vent (effet bras de levier) notamment en saison cyclonique. Le compromis idéal est l'élagage régulier des arbres proches de la crête du talus.
- les vibrations : s'agissant d'engins, de circulation d'automobiles ou encore de séismes, les vibrations sont défavorables à la tenue des terrains, notamment lorsqu'ils sont saturés en eau (saison pluvieuse)

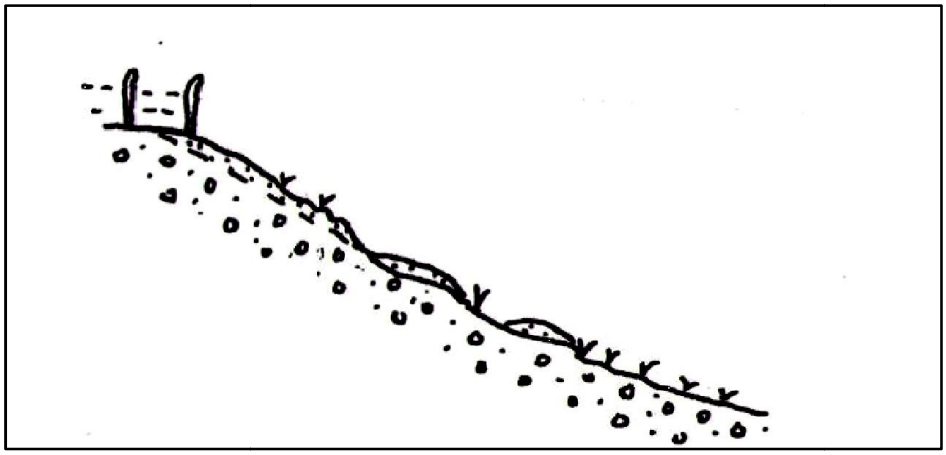


Figure 2.9 : Schéma d'un versant affecté de solifluxion.**[1]**

Leurs vitesses d'avancement sont très irrégulières ; On observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques. La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles. Ces valeurs dépendent en général de la pluviométrie. La coulée se caractérise donc par des mouvements saisonniers.

- Les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs millions de $\mathbf{m^3}$.

2.2.5. Synthèse :

Ce tableau présente les différentes familles de mouvement et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant.

Terrain		Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchants
Glissement	sols massifs fracturés	très lentes à moyenne	de quelque m^3à plus de dix million de m^3	eau, terrassements
Fluage	formations meubles	très lentes	de quelque m^3à plus de dix million de m^3	chargement, évolution du matériaux
Ecroulement	massifs rocheux	de très lente à très rapide	de quelque m^3à plus de dix mille m^3	eau, gel dégel, séisme
Coulée	sols argileux et limoneux lâches	très rapide	de dix à plusieurs centaines de milliers de m^3	très fortes pluies, rupture de digues

Tableau2.1 : les différentes familles de mouvement et leur caractérisation.

2.3. LES PRINCIPALES CAUSES DES GLISSEMENTS :

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

On peut citer :

- la nature des terrains. Les sols les plus affectés sont ceux ayant des caractéristiques mécaniques faibles (sols de consistance molle à plastique) et/ou sensibles aux variations d'humidité. Généralement il s'agit d'argiles ou de limons.

- Les vitesses atteintes sont très rapides pendant une durée de quelques heures à quelques jours. Les distances parcourues peuvent atteindre plusieurs kilomètres.

Ces phénomènes se produisent lorsque des quantités d'eau très importantes sont disponibles. C'est le cas où il y a des fortes précipitations ou lors de ruptures de digues ou de barrages.**[15]**

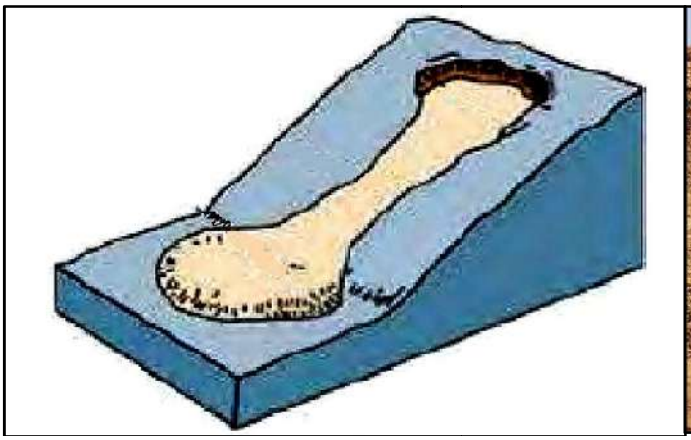


Figure 2.6 : Une coulée.**[15]**



Figure 2.7 : Une coulée à Médéa (Tibhirine).

2.2.4. LES FLUAGES :

Le mouvement se produit lentement sans modification des efforts appliqués. En fait ces efforts conduisent à une sollicitation de la structure proche de la rupture du sol , L'état ultime pouvant être soit la stabilisation, soit la rupture :

- Les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses sontfaibles.
- On ne peut mettre en évidence de surface de rupture.

➢ Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers.

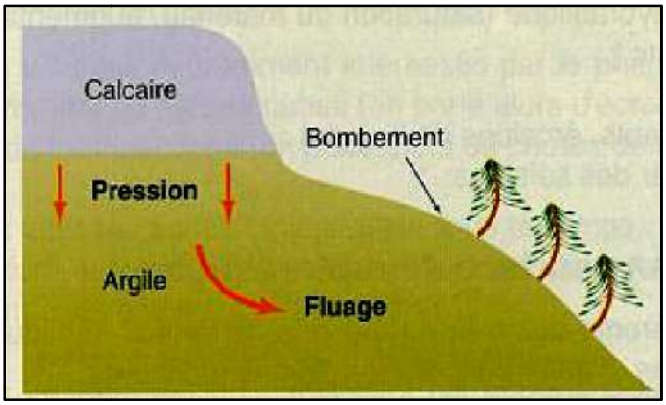


Figure 2.8 : le fluage.**[4]**

La solifluction : C'est un cas particulier de fluage**.** Ce phénomène est la conséquence des climats périglaciaires. Lors du dégel la teneur en eau du matériau croît superficiellement et les mouvements s'accélèrent, ce phénomène peut présenter deux aspects.

- Glissement superficiel du manteau d'altération (solifluxion)
- Reptation, à haute altitude, du manteau de terre végétale.

2.2.2 .LES ÉCROULEMENTS :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise verticale pour venir former au pied du versant des nappes de matériaux grossiers, nappes pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres.

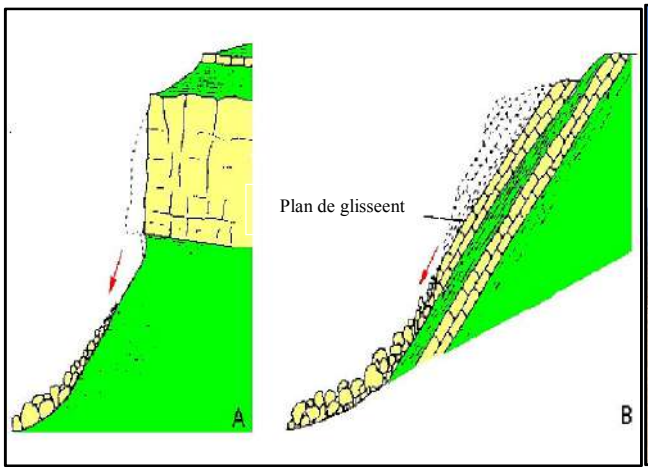


Figure 2.4 : Types d'écroulements.**[15]**



Figure 2.5 : écroulement à Médéa.

L'existence d'une surface de faiblesse permettant le départ et limitant la masse de l'écroulement ne fait aucun doute de même que la forte déformation du matériau. Ceci se traduit par une zone de départ bien visible (roche de couleur différente du reste du versant) correspondant en général à des fissures préexistantes et un chaos de bloc de toutes tailles s'accumulant au pied du versant. Les matériaux sont beaucoup plus gros que les éboulis.

Les terrains donnant lieu à des écroulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaire, roches cristallines et cristallophylliennes).

Les vitesses des écroulements sont très rapides, tout au moins dans les phases de rupture. Bien qu'aucun écroulement n'ait été mesuré avant la rupture, il est logique de penser que la vitesse d'ouverture des fissures doit être d'abord faible et constante puis tout à coup de façon beaucoup plus rapide que dans un glissement. Ceci est dû au fait que les matériaux donnant lieu à des écroulements sont en moyenne plus fragiles (dans leur conditions naturelles) que ceux des glissements.

Enfin les masses concernées sont variables. Il existe de petits écroulements d'un millier de m^3 à côté d'autres atteignant plusieurs centaines de millions de m^3.

Il faut noter que leurs grandes masses et leurs départ très brutal (c'est le mouvement dont le départ est le plus brutal) fond des écroulements un phénomène très dangereux auquel sont soumises toutes les parois des roches dures. On a tendance à en oublier l'éventualité du fait de leur rareté.

2.2.3. LES COULÉES :

Ces phénomènes sont des mouvements fluides de suspensions de matériaux de granulométrie variable pouvant aller à des limons aux blocs rocheux. La taille de ces blocs est généralement de l'ordre du décimètre mais peut atteindre plusieurs mètres. Les mouvements se produisent lorsque la matrice fine atteint :

- Une teneur en eau très élevée qui la liquéfie.
- Les volumes déplacés se chiffrent en dizaine voir en centaine de milliers de mètres cubes.

Il est important de préciser que la masse ne se déplace pas en un seul bloc, mais qu'il existe souvent des volumes se déplaçant à des vitesses différentes ; ces volumes sont limités par des fissures en général visible en surface. Malgré cela, la déformation interne est en moyenne faible dans chaque volume limité par des fissures.

La majorité des glissements au sens strict ont lieu dans des terrains meubles (plus particulièrement argileux) autrement dit dans des « sols » par opposition aux « roches ».

La surface de glissement peut, soit se situer dans un seul niveau lithologique faisant office de zone de faiblesse soit recouper des terrains de nature différente.**[1]**

En ce qui concerne la vitesse de ces mouvements on peut donner le schéma suivant :

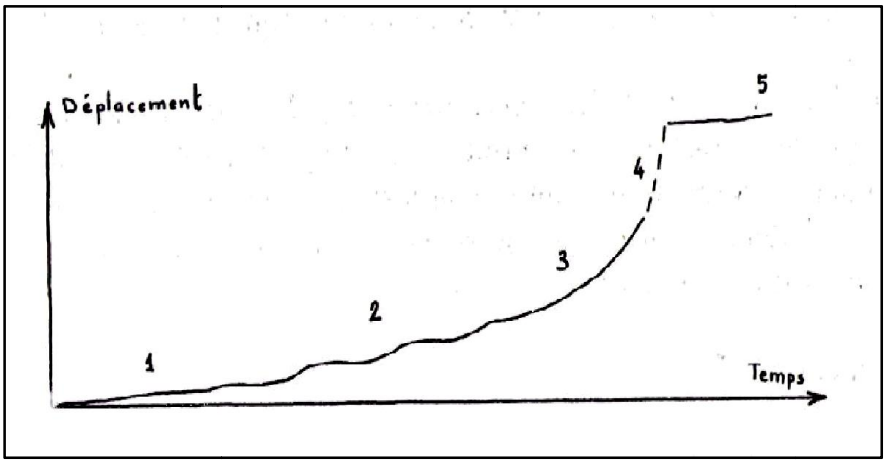


Figure 2.3 : Diverses phases d'un mouvement de terrain.**[1]**

- **La phase 1 :**correspond à des mouvements à vitesse pratiquement constante, en général faible (quelque mm/an à quelque cm/an) qui peuvent durer très longtemps (10 à 50 ans). C'est le cas pour de nombreuses pentes proches de la limite de stabilité et où des mesures précises montrent qu'il existe en fait de tels mouvements. Ces mouvements se traduisent par des désordres sur les ouvrages ou les habitations, mais tant que le comportement reste identique il n'y a pas danger imminent de catastrophe.

- **La phase 2 :**pourrait être considérée comme variante de la phase 1. Lorsque les mouvements ont globalement une vitesse constante, mais avec des détails de phases d'activité et d'arrêt en correspondance avec les variations du niveau d'eau dans le terrain. On peut dire que ce type de mouvement est vraisemblablement le plus commun. Les vitesses moyennes sont très variables (de 1 cm/an à 50 cm/an). Cette phase peut durer des siècles.

- **La phase 3 :**est une phase d'accélération continue menant à la rupture (grande vitesse), sa durée est limitée (quelque jours à 2 ou 3 mois).

- **La phase 4 :**est celle des mouvements rapides catastrophiques au cours de laquelle il se produit un réajustement des masses conduisant à un nouvel état d'équilibre, en général plus stable que le précédent. Cependant on n'est pas à l'abri de reprise de mouvements ultérieurs.

Remarque :

- Les étapes décrites ne surviennent pas obligatoirement les unes après les autres.
- On peut avoir plusieurs cycles successifs dans l'histoire d'un glissement lorsque certaines conditions se modifient dans le temps.



Figure 2.1 : Glissement plan à Médéa.

b) Le glissement rotationnel :

Il se produit en principe dans un milieu homogène et isotrope, c'est-à-dire non affecté de discontinuité géologique conditionnant a priori la forme et la position de la surface de glissement.

Les glissements rotationnels se traduisent par un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe, circulaire ou non, les glissements les plus simples sont des glissements circulaires.

Dans un très grand nombre de cas, il faut cependant noter que les mouvements ne se réduisent pas à l'un ou à l'autre de ces types mais résultent d'une composition plus ou moins complexe des deux.



Figure 2.2: Glissement rotationnel à Médéa (Tibhirine).

En considérant la longueur du glissement L et son épaisseur D, (Hutchinson et Skempton) sont parvenus à définir un critère pour différentier les deux types de glissement :

- Si D/L <0.15, le glissement de translation prédomine.
- Si 0.15 < D/L < 0.35 on considère que la rupture à lieu par rotation.

Quelle qu'en soit la variété, cette classe de mouvement se caractérise dans son aspect morphologique par une crevasse de départ ou niche d'arrachement. La masse glissée est d'autant plus crevassée et affectée de bourrelets que la surface est moins circulaire.

2.1. GÉNÉRALITÉS:

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… Tout changement de la forme d'un massif peut en modifier la stabilité : terrassement au pied d'une pente ou surcharge (remblais) au sommet, lorsque celle-ci est proche de la limite d'équilibre.

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.

2.2. Typologie des mouvements de terrain :

De nombreuses classifications ont été proposées pour les mouvements des versants ; elles s'appuient sur des notions de cinématique, de nature de sol stratigraphie, etc. De façon simplifiée, on peut considérer quatre familles principales :

- ✓ Les glissements.
- ✓ Les fluages.
- ✓ Les écroulements et chutes de blocs.
- ✓ Les coulées boueuses et laves torrentielles.

Ces deux dernières familles présentent la Particularité de mettre en jeu des déplacements de matériaux importants et rapides, il n'est généralement pas possible d'intervenir au cours des phénomènes ni de remettre en état le site après rupture.

2.2.1. LES GLISSEMENTS (ou LANDSLIDE) :

Ces mouvements de terrain ont lieu le long d'une surface définie et sans déformation interne importante.

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

a) Le glissement plan :

Les glissements plans se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture.**[15]**

On peut citer comme causes :

- ➢ Glissement d'un matériau d'altération sur un niveau «lubrifiant» (limon sur argile).
- ➢ Glissement d'une couche mince des caractéristiques mécaniques médiocres sur un substratum.

- D'une part :
  - Son poids W, vertical
  - U, résultante des pressions interstitielles sur $\widehat{BC}$:Elle passe par O.
  - C, résultante relative aux cisaillements effectifs le long de l'arc $\widehat{BC}$, dus à la cohésion c′.
  - Éventuellement des surcharges sur la surface libre.

Soient X et Y, les composantes de la résultante générale de l'ensemble ce premier groupe de forces, et M leur moment par rapport à O.

- D'autre part :

Les forces de frottements effectifs sur l'arc $\widehat{BC}$, dont on ne connait pas a priori les distributions :

- Leurs composantes normales ont une résultante P, passant par O et de composantes X_1, Y_1sur les axes Ox et Oy.
- Leurs composantes tangentielles ont une résultante P tg φ′, de composantes X_2, Y_2 sur les axes Oxet Oy.
- P passe par O, puisque chaque composante P est normal à l'arc de cercle et passe par O.
- En ce qui concerne P tg φ′, sa direction dépend de la distribution des contraintes sur l'arc $\widehat{BC}$:

1er cas : La distribution est uniforme sur $\widehat{BC}$:

Dans ce cas, P tg φ'est normale à Oy, et passe par le point H tel que OH = r(α_0/sin α_0).

En effet si chaque composante tangentielle f est constante, la résultante générale est parallèle à Ox, et est égale à 2f.r.sin α_0, appliquée en H à la distance x de O tel que :

$2f.(\sin \alpha_0)x = f.2\alpha_0.r.r$

Soit $x = OH = r.(\alpha_0/\sin \alpha_0)$

2ème cas de distribution :

Si les contraintes varient comme le poids des terres, c'est-à-dire comme la distance αβ (en admettant que la distance de β à la corde BC est faible), on trouve que la résultante P tg φ′ passe par un point I, tel que sensiblement :

$OI = r.[0.4 + 0.6\ \alpha_0/\sin \alpha_0] = r.[0.4 + 0.6\ \frac{OH}{r}]$

On admettra que P tg φ′ passe par le point I, en effet quelle que soit l'hypothèse de distribution des contraintes adoptée, la distance OI varie peu.

$$F = \frac{1}{\sum W.\sin\alpha} \sum \left[\frac{c' b + (W - ub)\tan\varphi'}{\cos\alpha + \frac{\tan\varphi'}{F}\sin\alpha} \right]$$

On peut déterminer F par un calcul itératif. En partant d'une valeur initiale de F qu'on introduit dans le second membre, on obtient une valeur de F, et on s'arrête lorsque $\Delta F/F$ soit acceptable.

• Calcul exact :

Soit F_1 la valeur de F obtenue par le calcul approché. Pour un calcul exacte, il faut introduire des valeurs de $(X_n - X_{n+1})$.

Si on projette les forces sur la tangente à l'arc $a\,b$, on a :

$$S = (P - ul)\frac{\operatorname{tg}\varphi'}{F} + \frac{C'l}{F} = [W + (X_n - X_{n+1})]\sin\alpha + (E_n - E_{n+1})\cos\alpha$$

Soit : $E_n - E_{n+1} = \frac{s}{\cos\alpha} - [W + (X_n - X_{n+1})]\ \operatorname{tg}\alpha$

Le calcul exact consiste à introduire des valeurs de $(X_n - X_{n+1})$ qui satisfassent à la fois les équations $\sum(X_n - X_{n+1}) = 0$ et $\sum(E_n - E_{n+1}) = 0$ de façon à vérifier toutes les équations de l'équilibre. On obtient à la fin la valeur F_2.

3.6. MÉTHODES GLOBALES

CAQUOT et BIAREZ ont présenté des méthodes globales générales de calcul de la stabilité des pentes, par rupture circulaire, qui satisfont toutes les équations de l'équilibre : elles se distinguent par la méthode de résolution pour la recherche du cercle de rupture conduisant au coefficient de sécurité minimum. On présente seulement la méthode de Caquot

3.6.1. Méthode de CAQUOT :

- La surface du talus est de forme quelconque ABCD.
- Le terrain est supposé homogène du seul point de vue de son angle de frottement interne φ′, mais c′et γ peuvent être variables comme on le constate fréquemment.
- On prend en compte les pressions interstitielles dues à des circulations d'eau dans le talus.
- On admet que le talus n'est pas submergé.

• Principe :

- Cercle de rupture
- On définit le coefficient de sécurité par la résistance au cisaillement effectivement mobilisé lors du glissement le long du cercle envisagé, c'est-à-dire :
-

$$\tau = \frac{C'}{F} + (\sigma - u)\frac{\operatorname{tg}\varphi'}{F}$$

Soit un arc de cercle de rupture possible $\widehat{BC}$ de centre O et rayon r, et soit $2\alpha_0$ l'angle $\widehat{BOC}$.
Soient les axes Ox et Oyest bissectrice de l'angle $\widehat{BOC}$.

On étudie l'équilibre du volume de sol limité par le talus et l'arc $\widehat{BC}$.

Les forces agissant sur le volume de sol sont :

$$F = \frac{R}{\sum W.x.} \sum [C' l + (P - ul) tg\varphi']$$

Il faut donc connaitre (P-ul)

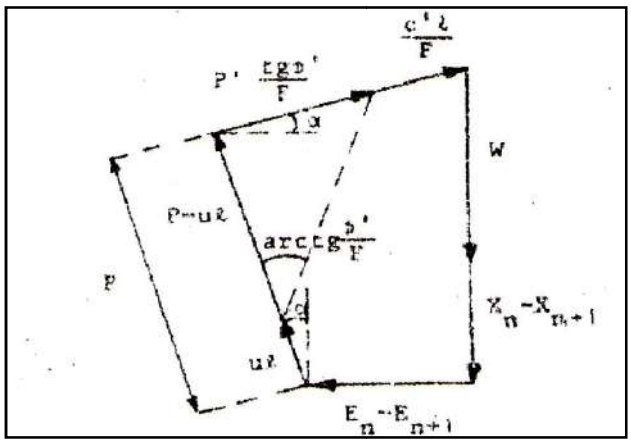


Figure 3.10 : Diagramme des forces appliquées sur une tranche.**[10]**

b. Équilibre des forces :

Le diagramme des forces appliquées sur une tranche est :

Avec P′ = P – ul

La projection suivant la direction de P (rayon de l'arc $a\,b$) nous donne :

$$P - ul = \frac{W + (X_n - X_{n+1}) - \frac{C'}{F} l \sin\alpha - ul\cos\alpha}{\cos\alpha + \frac{tg\,\varphi'}{F}\sin\alpha}$$

La projection suivant la direction de P (rayon de l'arc $\widehat{a\,b}$) nous donne :

$$P = [W + (X_n - X_{n+1})]\cos\alpha - [E_n - E_{n+1}]\sin\alpha$$

c. Expression générale de F :

Sachant que x = R sin α et $l = \frac{b}{\cos\alpha}$ on obtient :

$$F = \frac{1}{\sum W.\sin\alpha} \sum \left[\frac{c' b + W + Xn - Xn+1 - ub\tan\varphi'}{\cos\alpha + \frac{\tan\varphi'}{F}\sin\alpha} \right]$$

d. Calcul de F :

Comme par hypothèse, il n'existe pas de forces extérieurs appliquées sur le parement du talus, on sait que :

$\sum (X_n - X_{n+1}) = 0$

$\sum (E_n - E_{n+1}) = 0$

• Calcul approché :

On suppose que $X_n - X_{n+1} = 0$.

Cette approximation est d'autant meilleure que le nombre de tranches verticales adopté sera grand : Dans ce cas F s'écrit :

- Principe :

- Cercle de rupture
- Décomposition de la zone de massif, (comprise entre la surface libre et le cercle de rupture),en tranches verticales.

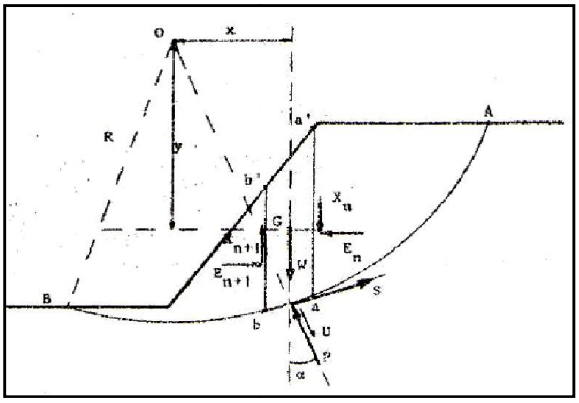


Figure 3.9 : Méthode de Bishop.**[10]**

On tient compte de l'interaction des tranches entre elles.

On définit le coefficient de sécurité F, par la résistance au cisaillement effectivement mobilisée lors du glissement le long du cercle envisagé, c'est-à-dire

$$\tau = \frac{C'}{F} + (\sigma - u)\frac{\operatorname{tg}\varphi'}{F}$$

Soit aba′b′ une tranche, et W le poids total de sol situé à l'intérieur de la tranche.

Les forces agissant sur cette tranche sont :

- Son poids W, vertical, appliqué au centre de gravité G dont les coordonnées par rapport à o son x et y.
- E_n, E_{n+1} :les forces normales dans les sections « aa′ » et « bb′ » dues aux tranches voisines.
- P : force totale normale à l'arc de cercle $\widehat{a\,b}$, passant par O.
- U : force due aux pressions interstitielles le long de l'arc de cercle $\widehat{a\,b}$, passant par O.
- S : force résistante due au cisaillement le long de l'arc de cercle $\widehat{a\,b}$, tangentielle à cet arc.
- l: longueur de l'arc$\widehat{a\,b}$.
- b : largeur de la tranche aa′ bb′.
- α : angle de la normale à l'arc $\widehat{a\,b}$avec la verticale.

a. Équation des moments par rapport à O, centre du cercle de rupture envisagé.

Le poids W fournit le moment moteur : $M_M = \sum W.x$

Les forces S, E_n, E_{n+1}, X_n, X_{n+1}fournissent le moment résistant : on a montré avant que le moment résistant se résume uniquement au moment de S par rapport à O, quand il n'y a pas de forces appliquées sur la surface libre, donc $M_R = \sum S\,R = R\sum S$.

Ou $S = \tau .l$

Avec $\tau = \frac{C'}{F} + (\sigma - U)\frac{\operatorname{tg}\varphi'}{F}$, résistance au cisaillement effectivement mobilisée lors du glissement le long de l'arc de cercle envisagé,

Avec $\sigma = \frac{P}{l}$et $u = \frac{U}{l}$

On a donc : $M_M = M_R$ et on obtient :

La composante R_{nn} passe par le centre O, et son moment par rapport à O est nulle : il est donc inutile de préciser davantage l'expression de R_{nn}.
La composante R_{nt} correspond à la résistance au cisaillement maximum qui se développe tangentiellement à l'arc $\widehat{a\,b}$ par application de la loi de coulomb, elle est donc égale à :

$$R_{nt} = (N_n - U_n)\ tg\ \varphi'_n + C'_n l_n$$

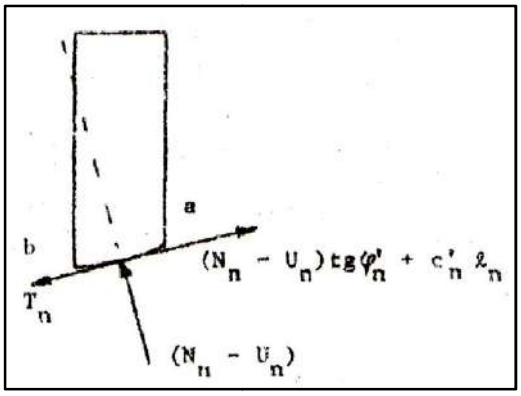


Figure 3.8 : Les forces agissant sur une tranche.**[10]**

Ou l_n est la longueur de l'arc$\widehat{a\,b}$.

C'_net φ'_nétant les caractéristiques mécaniques le long de l'arc $\widehat{a\,b}$.

Le moment résistant : M_Ra donc pour expression :

$$M_R = \sum R\,[N_n - U_n\,tg\,\varphi'_n + C'_n\,l_n]$$

Soit $M_R = R\sum[N_n - U_n\,tg\,\varphi'_n + C'_n\,l_n]$

Pour qu'il y ait équilibre, il faut que le moment résistant M_R correspondant à l'équilibre limite, soit au moins égale au moment moteur M_M. Par définition, le rapport $F = \frac{M_R}{M_M}$ est le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture du cercle $\widehat{A\,B}$supposé de rupture.

On a donc :

$$F = \frac{M_R}{M_M} = \frac{\sum[(N_n - U_n)tg\ \varphi'_n + C'_n\ l_n]}{\sum T_n}$$

- si le milieu est homogène c′et φ' ont la même valeur le long de l'arc $\widehat{A\,B}$, et F s'écrit :

$$F = \frac{tg\ \varphi'\ \sum(N_n - U_n) + C'\,l}{\sum T_n}$$

Ou l = longueur de l'arc $\widehat{A\,B}$.

3.5. MÉTHODE DE BISHOP (Méthode des tranches verticales améliorée) :

- Hypothèses :

- Milieu homogène ou non.
- Circulation ou non d'eau (prise en compte des pressions interstitielles).

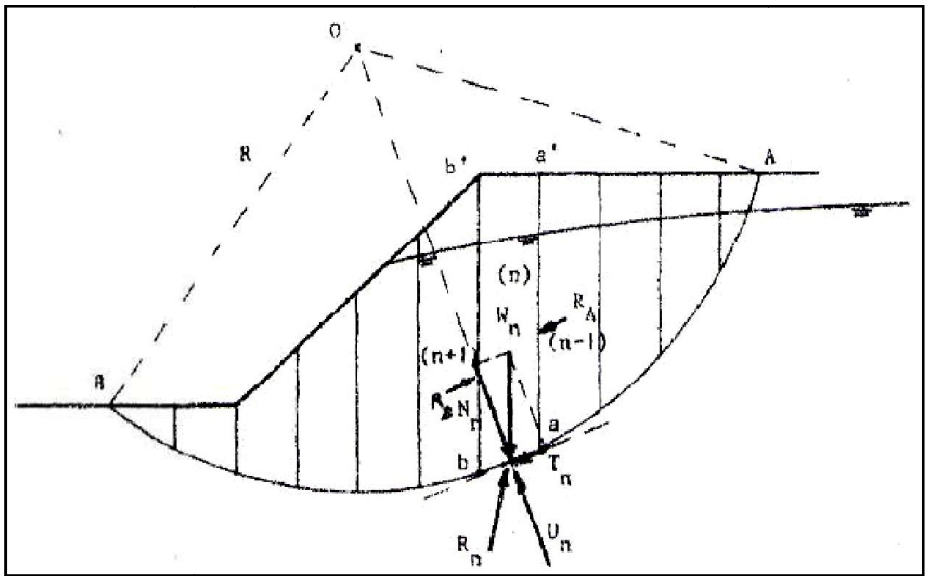


Figure 3.7 : Méthode de FELLENIUS.**[10]**

Soit aba′b′ une tanche, et $W_n$le poids total du sol situé à l'intérieur de la tranche.

Les forces agissant sur cette tranche sont :

- Sont poids W_n qui se décompose en une composante normale N_n et tangentielle P_n à L'arc de cercle$\widehat{ab}$.
- La réaction R_n du milieu sous-jacent le long de l'arc de cercle$\widehat{a\,b}$.
- Les réactions des tranches voisinent le long de aa′ et bb′, soit R_A et R_B.
- La force U_n due aux pressions interstitielles le long de l'arc de cercle $\widehat{a\,b}$.

Calculons le moment de ces forces par rapport au point O, centre du cercle supposé de rupture :

- La force T_n fournit le moment moteur.
- Les forces R_n, R_A, R_B, fournissent le moment résistant, les moments de N_n et U_n par rapport à O, étant nuls.

Par définition le facteur de sécurité est égal à la somme des moments résistants maximaux Correspondants à toutes les tranches, divisées par la somme des moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches.

Le moment moteur M_Ma donc pour expression :

$M_M = T_n R = R\ T_n$

On notera que les forces R_A et R_B deviennent des réactions intérieures lorsqu'on passe d'une tranche donnée à l'ensemble des tranches : la somme de leurs moments est nulle. En effet, la tranche (n+1) est soumise à la réaction $-R_A$et la tranche (n-1) à la réaction $-R_B$, et ainsi de suite de proche en proche, de telle sorte qu'il ne reste dans la sommation, que les moments relatifs aux réactions rencontrées aux points extrêmes A et B ou la hauteur des tranches est nulle, entrainant des valeurs nulles pour R_A en A et R_B en B. il n'y a donc pour résister aux forcesmotrices $W_n$que les réactions R_n le long du cercle.

Pour évaluer R_n il suffit de la décomposer en ses composantes normale R_{nn} et tangentielle R_{nt} à l'arc de cercle $\widehat{a\,b}$.

• On recommence avec d'autres valeurs réduites de φ', telles que φ'_2, φ'_3, …, φ'_nqui conduisent au valeurs C'_2,$'_3$, …,C'_n, et aux valeurs correspondantes de $F\varphi'$ et $F_{C'}$

• On peut tracer les courbes des $F_{C'}$en fonction des $F\varphi'$.

• Pour la position du cercle donnée, on a : $F = FC' = F\varphi'$, en traçant la bissectrice.

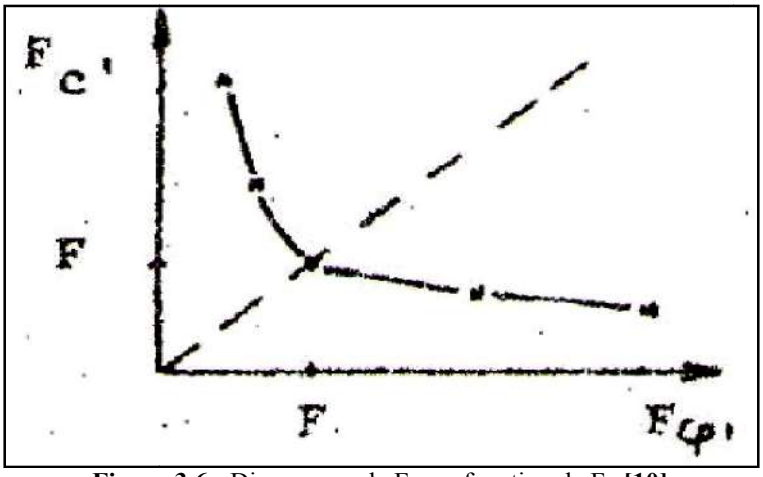


Figure 3.6 : Diagramme de $F_{C'}$ en fonction de $F_{\varphi'}$.**[10]**

On a défini un facteur de sécurité sur la résistance au cisaillement :

$$F = \frac{C' + \sigma' tg\ \varphi'}{C'_m + \sigma' tg\ \varphi'_m}$$

$$F = \frac{\text{résistance réelle du sol}}{\text{résistance effectivement mobilisée pour l'équilibre}}$$

f- Recherche d'un coefficient de sécurité minimum :

En recommençant l'opération avec d'autre cercle de rupture, on obtiendra le coefficient de sécurité minimum correspondant au cercle de rupture le plus défavorable.

3.4 .MÉTHODE DE FELLENIUS (Méthode simple des tranches verticales) :

- Hypothèses :
  - Milieu homogène ou non.
  - Circulation ou non d'eau (prise en compte des pressions interstitielles).

- Principe :

- Cercle de rupture.
- Décomposition de la zone de massif, comprise entre le cercle et la surface libre du talus, entranches verticales.

- constitué par :
  - Poids du massif W.
  - Résultantes (forces De frottement F, force de cohésion C).

a- Résultante des forces de cohésion C:

- Direction parallèle à la corde AB.
- Intensité : C = c′. l (l = AB).
- Point d'application : distance par rapport au centre du cercle x = arc$\widehat{AB}$.$\frac{R}{L}$

La position de la ligne d'action de C est indépendante de la valeur de la cohésion C.

b- L'intensité et la direction de W (verticale) :se déterminent aisément. A l'équilibre la force de frottement P doit passer par le point d'intersection de C et X (qui est connu).

c- Cercle de frottement (rayon K.R.sin φ′) :

La résultante des forces élémentaires de frottement le long de l'arc AB : P_1, P_2,…,P_n, est tangente à un cercle de frottement, centré en o et de rayon K.R.sinφ′, puisque chaque P_n est tangente au cercle de rayon R.sin φ′.

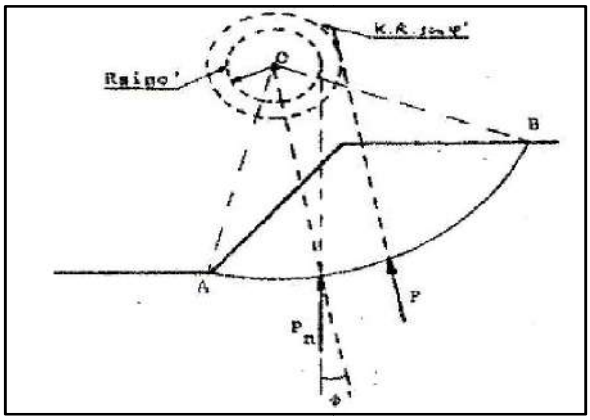


Figure 3.5 : Résultante des forces élémentaires de frottement.**[10]**

Valeur de K : elle dépend de la répartition des contraintes sur l'arc de cercle de rupture $\widehat{AB}$et de l'angle $\widehat{AOB}$=θ.

TAYLOR a étudié cette valeur de K pour divers types de distribution de contraintes sur l'angle$\widehat{AB}$.

d- Principe de la méthode graphique :

La résultante des forces de frottement passe par le point d'intersection des lignes d'action de W et C, et sa ligne d'action est tangente au cercle de rayon K.R.sin φ′.

Connaissant les lignes d'action des 3 forces, ainsi que la valeur de W, on peut facilement évaluer P et C par la construction du polygone des forces.

e- Méthode de calcul du coefficient de sécurité pour un cercle de rupture donné :

- 1° Essai :

Pour un angle $\varphi_{1'}$ quelconque inférieur à φ' on a K.R.sin φ_1

On peut circuler C_1, ce qui donne la valeur de C'_1correspondant à l'équilibre des forces pour lavaleur φ_1.

On déduit ainsi les coefficients de sécurité sur l'angle de frottement interne et la cohésion:

$$F\varphi'_1 = \frac{tg\,\varphi_1}{tg\,\varphi'_1} \quad \text{et} \quad FC'_1 = \frac{C_1}{C'_1}$$

$\gamma . H_c . \cos^2\beta . (\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\varphi') \leq c'$

$$Hc \leq \frac{c'}{\gamma} \frac{1}{\cos 2\beta . (\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\varphi')}$$

3.2.3 .Influence de l'écoulement d'eau :

Exemple : cas d'un massif semi-indéfini pulvérulent ($c' = 0$) au sein duquel il y a un écoulement parallèle à lasurface libre.

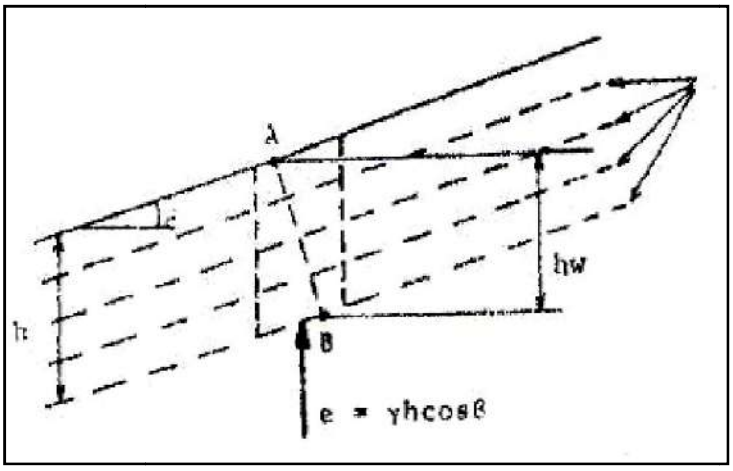


Figure 3.3 :L'écoulement dans un talus.**[10]**

Équipotentielle AB → $b_{AB} = \frac{U}{\gamma_W} + Z = cst$

$U_B = \gamma_W (Z_A - Z_B) + U_A$
$U_B = \gamma_W h_W$

Il faut que $\tau \leq (\sigma - U) \operatorname{tg}\varphi'$

$\sigma = \gamma_{sat}.h .\cos^2\beta$
$\tau = \gamma_{sat}.h .\sin\beta .\cos\beta$

$$\operatorname{tg}\beta \leq \frac{\gamma_{sat} - \gamma_W}{\gamma_{sat}} \operatorname{tg}\varphi' = \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}}\right) \operatorname{tg}\varphi'$$

3.3 .MÉTHODE DE TAYLOR :

- Hypothèses :
  - Milieu homogène.
  - Talus plan non submergé.
  - Aucune circulation d'eau.
- Principe :
  - Cercle de rupture.
  - Mise en équilibre du système.

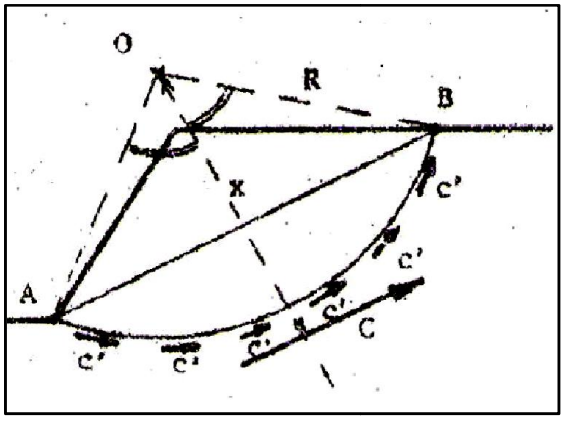


Figure 3.4 : Résultante des forces de cohésion.**[10]**

- Le poids de toute la masse considérée.
- Le poids des surcharges éventuelles en tête ou sur la pente même.
- Les pressions hydrostatiques éventuelles sur le parement (cas de barrages, digues, canaux,…).
- Les forces agissantes sur la surface de glissement (cohésion, frottement, pression interstitielle).

Les méthodes se différentient essentiellement par :

- Le choix de la surface de rupture :
- La détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface de rupture.
- La définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations d'équilibre.

3.2 .STABILITÉ D'UN TALUS ILLIMITE :

3.2.1. Sol purement pulvérulent (c′= 0) :

La contrainte à la profondeur h est e et égale à :

$e = \gamma .h .\cos \beta$

Les composantes normale et tangentielle sont :

$\sigma = e .\cos\beta$

$\tau = e .\sin\beta$

Il faut que : $\tau \leq \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$

Soit $\operatorname{tg} \beta \leq \operatorname{tg} \varphi' \Longrightarrow \beta \leq \varphi$

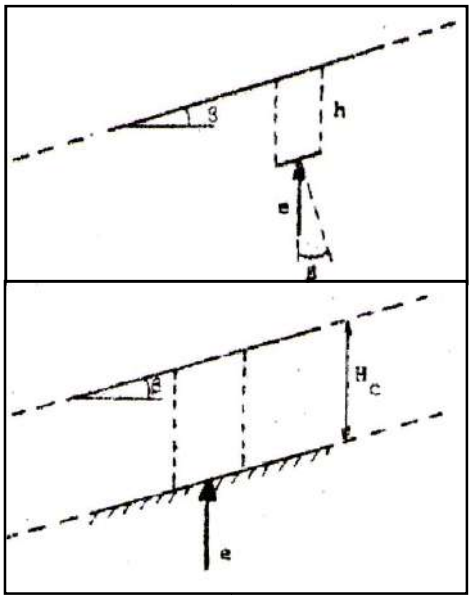


Figure 3.2 : Un talus illimité.**[10]**

3.2.2. Sol cohérent (φ′≠ 0 ; c′≠ 0) :

Si :

$\beta \leq \varphi$: équilibre surabondant.

$\beta \geq \varphi$: le massif est en équilibre et son épaisseur est limité $h \leq H_c$

$e = \gamma .H_c .c$
$\sigma = e .\cos\beta$
$\tau = e .\sin \beta$
Il faut que $\tau \leq \sigma' \operatorname{tg} \varphi' + c'$

$\sigma' = \sigma - U$ avec $U = 0$ (sans nappe ou écoulement).

3.1 GÉNÉRALITÉS :

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur une constatation d'expérience, à savoir que lorsqu'il y a glissement général de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste du massif et glissement suivant une surface de rupture.

L'analyse de la stabilisation des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Une masse libre (1) du talus glisse par rapport au massif (2), sur une certaine surface de rupture.

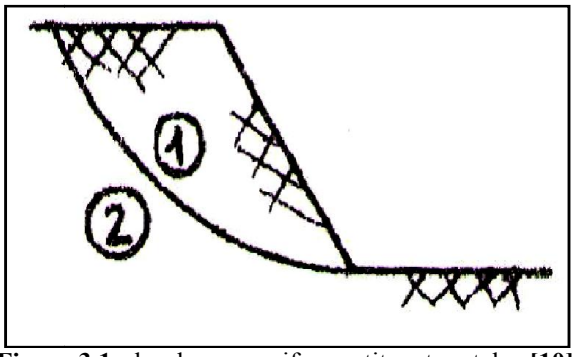


Figure 3.1 : les deux massifs constituant un talus.**[10]**

Partant des valeurs connues des forces agissant sur cette masse libre (1), on calcul la résistance au cisaillement du sol le long de la surface de rupture pour que l'équilibre soit conservé.

On compare cette résistance au cisaillement calculée à la résistance au cisaillement du sol, afin d'avoir une indication de la marge de sécurité existant pour une surface de rupture choisie, Cela nécessite donc la définition d'un coefficient de sécurité.

En choisissant d'autres positions de la surface de rupture, on obtiendra en recommençant le calcul, le facteur de sécurité minimum et la surface de rupture qui lui correspond. On comparera ce résultat au coefficient de sécurité choisie.

Cette approche générale, souvent utilisée pour les calculs de stabilité en mécanique des sols, est la base de nombreuses méthodes d'analyse de stabilité des talus. Toutes ces méthodes admettent les hypothèses suivantes :

- La surface de rupture ou de glissement est cylindrique (talus de grande longueurs), ce qui permet de traiter le problème en 2 dimensions.
- La rupture s'effectue simultanément en tous les points de la surface de glissement.
- On néglige les forces d'inertie (il n'y a pas de transition entre l'équilibre et l'équilibre limite).

Avant de commencer l'étude de stabilité il sera nécessaire de connaître :

- Les caractéristiques du massif :
  - Géométriques.
  - Physiques.
  - Mécaniques.

- Le rôle joué par l'eau dans le sol considéré pour en déduire les pressions interstitielles qui s'exerceront sur la masse considérée.

Les forces agissantes sur le massif glissant sont :

Phase d'étude	Éléments nécessaires
analyse à rebours du glissement. Calage de la méthode de calcul et des paramètres de résistance au cisaillement sur F=1	Profil géotechnique Paramètres géométriques, hydrauliques, mécaniques Calcul de stabilité
Détermination de l'influence sur F des actions envisageables : -modification de la géométrie -abaissement de la nappe -renforcement au niveau de la surface de rupture	Calcul de stabilité
Définition des solutions techniques	Limites et avantages des techniques envisagées Caractéristiques particulières du glissement
Choix d'une solution	Contraintes économiques Délais Savoir-faire des entreprises Risques acceptables à court et long terme
Dimensionnement de la solution	Calcul de stabilité Essais préalables (tirants, drains, etc.) Réglementation
travaux	Contrôles des structures (déplacements, efforts, etc.) Contrôle des paramètres du glissement

Tableau 4.2 : la méthodologie de choix d'une technique de stabilisation. **[4]**

			résistance du mur		
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des tirants (F=1.5)	1.20	-problème des déplacements de sol (phase de chantier et en service) -associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micropieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (F=1.5)	1.20 à 1.30	-technicité importante -estimation correcte des interactions sol/inclusion -associer un bon drainage
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons, profilés H, palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux (F=1.5)	1.10 à 1.20	-technicité importante -estimation correcte des interactions sol/inclusion -associer un bon drainage

Tableau 4.1 : les différentes techniques de stabilisation des glissements. **[4]**

4.3.3. Contraintes économiques :

Les conclusions des réflexions d'ordre technique doivent être mises en regard des impératifs des différentes parties concernées par la stabilisation. Le compromis recherché devra en effet tenir compte :

- De considérations économiques : rapport efficacité/coût, coût de l'entretien et de la maintenance du site après les travaux, condition locales relatives aux matériaux disponibles et à la qualification des entreprises.
- Des contraintes imposées aux autorités concernées : urgence des travaux, rapidité dans les effets recherchés, risques liés à des ouvrages, problèmes d'emprises.
- D'autres considérations techniques : conditions météorologiques prévisibles pendant le chantier, menace d'extension du phénomène, degré de stabilisation recherché.

4. 3.4. Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation :

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain passe par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien. Une démarche méthodologique doit être suivie. Il est nécessaire d'envisager successivement toutes les techniques existantes avant de fixer le choix.

Lorsque plusieurs types de solutions sont envisageables, il peut être intéressant de les associer.

Le tableau suivant montre la méthodologie de choix d'une technique de stabilisation :

Allégement en Tête	Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	-accès et emprise nécessaires -assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.50	-s'applique à de petits volumes -protection de la surface mise à nu -assurer la stabilité en amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	-accès et emprise nécessaires -terrassements importants
Substitution Totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau de substitution	1.50	-terrassements importants -ancrer sous la surface de rupture -travail par plots
Substitution partielle : bèche, contrefort, éperon, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et celui de substitution	1.20	-ancrer sous la surface de rupture -travail par plots -gérer le drainage
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, polystyrène, matériau alvéolaire	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de poids du matériau allégé	1.20	-terrassement réduit -protection du matériau allégé -gérer les circulations d'eau
Collecte et canalisation des eaux de surface	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-implique une surface supérieure à celle du glissement -entretien indispensable
Tranchées Drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, haveuse, pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement -entretien indispensable
Drains Subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drain plastique, moyen de forage	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement -vérification du rabattement
Drainages Profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux, puits, galeries	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement -entretien indispensable
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes Ouvrages souples	Murs fixes : calcul de la longueur du massif mis en butée Murs souples : calcul de la stabilité en tenant compte de la	1.50 1.20	-ancrer le mur sous le niveau de la rupture -gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage

classer les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants) par ordre d'efficacité. On donnera, dans ce qui suit, des recommandations sur la manière d'évaluer les avantages et les inconvénients de chaque technique et sur les marges de sécurité à atteindre.

On notera que ceci dépend étroitement des risques encourus, du degré de connaissance des caractéristiques du glissement, de la maîtrise des travaux à réaliser et des moyens de contrôle sur chantier.

Des actions de stabilisation acceptables au seul vu des calculs de stabilité peuvent être éliminées du fait de certaines particularités du glissement. Par exemple :

- La stabilisation des glissements très étendus ne peut généralement par être assurée par une structure ponctuelle (mur, rangée de pieux, etc.).
- Les glissements très actifs s'accommodent mal de techniques qu'ils utilisent des éléments fragiles (drains subhorizontaux, tirants, etc.).
- Dans le cas des glissements de terrains à très faible modules, les structures (pieux par exemple) ne peuvent généralement pas empêcher la masse en mouvement de s'écouler.

Cette première étape conduit à un premier choix de solutions techniquement acceptables.

4.3.2. Adaptation de la technique au glissement :

Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on en maîtrise parfaitement les limites d'utilisation. Aussi doit-on s'interroger sur :

- L'adéquation entre l'action du confortement et la cause des désordres, d'une manière générale, le fait de se demander si la confortation est à l'échelle du phénomène évitera de nombreuses déconvenues.

- La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur, cela peut être le cas de systèmes drainants susceptibles d'être colmatés et pour lesquels un autre type de solution serait préférable.

- La progressivité d'application des moyens : outre qu'il est toujours préférable d'accorder la priorité au drainage et au terrassement (dans la mesure où l'hydraulique et le chargement sont généralement les causes directes des mouvements), il est également souhaitable de graduer les remèdes en fonction des observations faites pendant le chantier, Dans ce sens, on devra se réserver la possibilité de faire réaliser des travaux complémentaires.

- La maîtrise des risques liés à certains types de travaux, ceci concerne la phase chantier mais également la vie ultérieur du site dans la mesure où, à long terme, une stabilisation locale peut entraîner la réactivation d'autre mouvement ; ce risque concerne principalement les drainages, dont l'exutoire peut réalimenter des terrains en profondeur ou en aval du site, et les travaux de terrassement dans les argiles surconsolidées.

Le tableau suivant présente les différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain :

	Principe de stabilisation	Moyen technique	Méthode de dimensionnement	Fs Final	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20 à 1.30	-accès et emprise nécessaires -présence d'un horizon résistant à faible profondeur -assurer la stabilité en aval

- Des pentes de talus relativement raides.
- Réduction des contraintes de poussée derrière des ouvrages de soutènement.
- végétation possible du parement.
- Temps de réalisation rapide avec un coût relativement faible et une main d'œuvre peu qualifiée.
- Pour le renforcement des murs de soutènement, plusieurs technologies ont été développées.
- La technique associe le parement cellulaire modulable à un massif de sol, très utilisé pour la construction de mur de soutènement, le raidissement des talus autoroutier et la construction de fausses culées.

4.2.4.5. Les fonctions mécaniques des géotextiles:

-Séparation : insérés entre deux matériaux de nature différente, les géotextiles les empêchent de se mélanger. Cette technique est employée en construction ferroviaire pour éviter les remontées de couches argileuses au passage des convois par un mécanisme de pompage.

- Renforcement : des nappes de géotextiles empilées et alternées avec un sol faible permettent le maintien de talus, le renforcement de routes sur des zones d'effondrement, ou la stabilisation de glissements de terrain.

- Protection : on peut en particulier citer la protection de géomembranes employées pour la conception de bassins de rétention (collecte des ruissellements routiers). Dans de tels ouvrages, les géotextiles, placés entre le sol et la géomembrane, protègent celle-ci de la perforation. On retrouve également ce type de dispositif dans les tunnels, où les géomembranes isolent la paroi en béton des infiltrations.

- Anti-érosion : les géotextiles peuvent être utilisés contre l'action d'éléments naturels (pluie, vent, vagues) et favoriser la végétation des talus ou des berges par exemple.

4.2.4.6. Les fonctions hydrauliques considérées sont les suivantes :

-Filtration: les géotextiles sont utilisés en substitution de filtres à sable sur des tranchées drainantes, en sous couches de berges... Même s'ils n'induisent aucune rétention particulière en leur sein, ils favorisent la rétention des métaux dans le sol avoisinant en ralentissant l'écoulement et en améliorant le contact entre la solution métallique et les particules du sol porteuses de carbonates susceptibles de capter les ions métalliques.

-Drainage : les géotextiles épais sont capables de transporter des flux liquides importants en fondations (immeubles, tunnels). On peut également citer l'emploi de géoespaceur.

4.3. CHOIX D'UNE TECHNIQUE :

Le choix de la méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

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

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects.

4.3.1. Caractérisation du site :

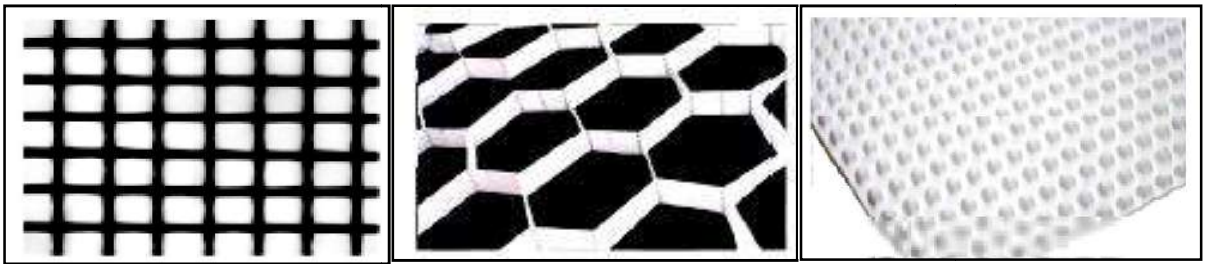
L'analyse de stabilité (généralement basée sur un calcul d'équilibre limite) conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité tels que la géométrie (équilibre des masses), l'hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de

b) Géotextile non tissé :

Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié(e)s de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.

4.2.4.2. Produits apparenté aux géotextiles:

Matériau plan, perméable et à base de polymère (synthétique ou naturel) ne correspondant pas à la définition d'un géotextile tels que (Géogrille, Géofilet, Géosynthétique alvéolaire, Géoespaceur, Géobande, Géomatelas)



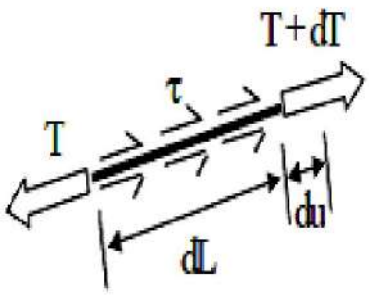
Géogrille Géosynthétique alvéolaire Géoespaceur

Figure 4.19 : Produits apparenté aux géotextiles.

4.2.4.3. Mode De Fonctionnement Des Géotextiles De Renforcement :

Les géotextiles de renforcement sont dotés d'une très bonne rigidité axiale et d'une très faible rigidité en flexion-cisaillement. Ils sont caractérisés par :

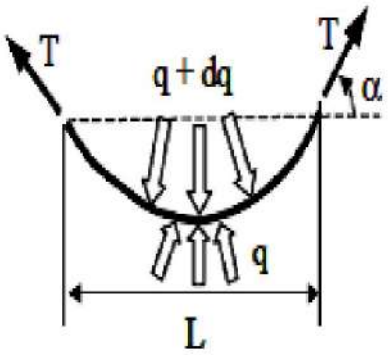
- La Résistance à la rupture Tf (kN/m).
- La Déformation à la rupture ε_f.
- Un module Ji correspondant à ε_f.



$$dT = 2\,\tau\,(dL + du)$$

$$T + dT/2 = J\,du/dL$$

Figure4.20 : Renforcement par effet d'armature.



$$2T\sin\alpha = dqL$$

Figure 4.21 : Renforcement par effet membrane.

4.2.4.4. Avantages des géotextiles :

De nombreuses applications de renforcement des sols par géosynthétique ont été réalisées avec succès, les avantages sont nombreux :

- Structure relativement souple, capable de supporter des tassements différentiels relativement important sans se rompre.



Figure 4.17 : Le couronnement des palplanches.

4.2.4. Les géotextiles :

Les géotextiles sont des produits issus de l'industrie textile, d'origines naturelles (fibres de coton et de jute) ou synthétiques (polyester, polyéthylène, polypropylène, rarement le polyamide). Les produits apparentés aux géotextiles sont principalement les géogrilles, les geobags, les géotubes, les géoconteneurs en polymères.

L'utilisation des géotextiles comme renforcement a connu un essor considérable en partie grâce à des techniques de mise en place simples et peu onéreuses. La nature et les caractéristiques du produit, surtout sa grande déformabilité, lui permettent de s'adapter à des déformations relativement importantes sans se rompre. Sa grande surface de contact avec le sol garantit une bonne liaison et donc un bon renforcement.



Figure 4.18 : renforcement par géotextile

4.2.4.1. Typologie des géotextiles :

a) Géotextiles tissé:

Matière textile, plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique), pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, utilisée en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les polymères les plus couramment utilisés sont le polypropylène, le polyéthylène et le polyester.

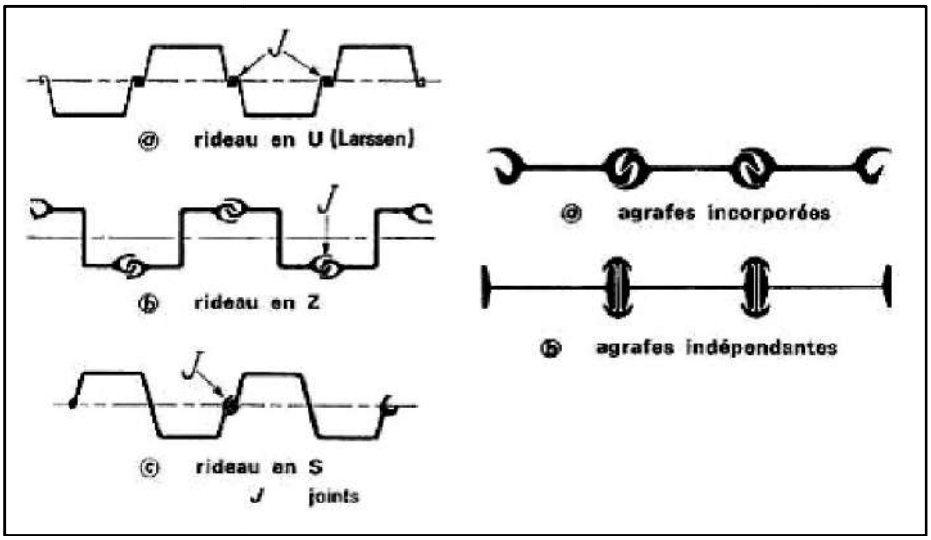


Figure 4.15 : Les types de palplanches. **[3]**

Les palplanches doit être piquées dans le sol les unes à côté des autres le long de la partie ou se fasse le glissement



Figure 4.16 : Rideau de palplanches espacées.

Après la mise en place des palplanches, elles seront couronnées par une couronne de béton armé pour qu'elles puissent travailler au même temps comme le montre la photo3. Le but est d'obtenir un rideau de palplanches bien attachées.

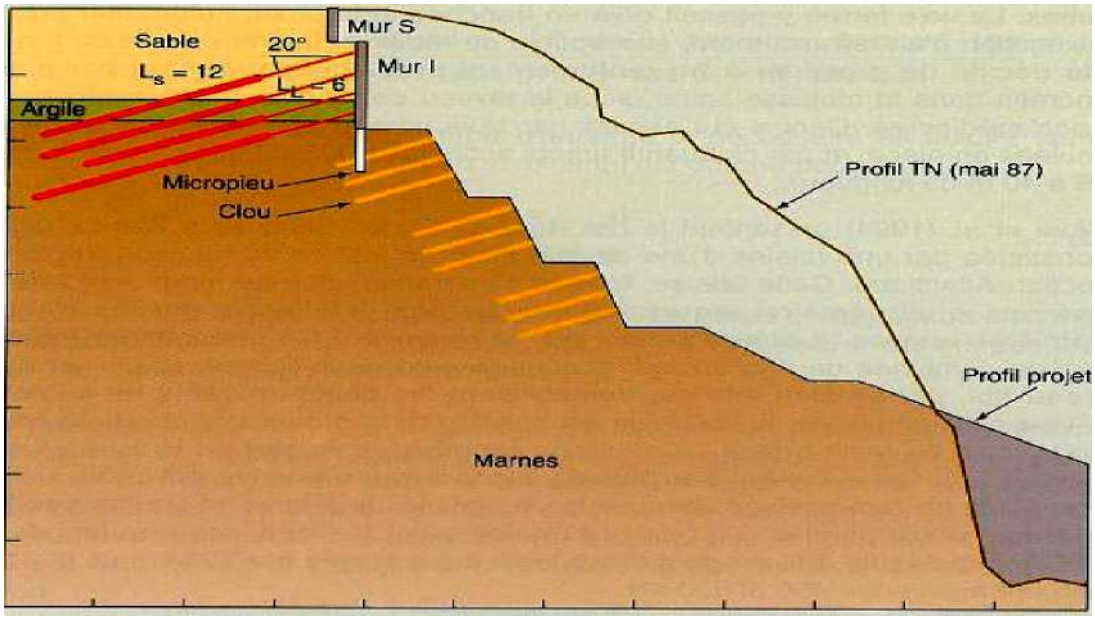


Figure 4.13 : Les clous. **[4]**

4.2.3.4 .Les pieux :

Le clouage des glissements par des pieux ou des barrettes procède du même principe. Toutefois, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement alors que les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable.

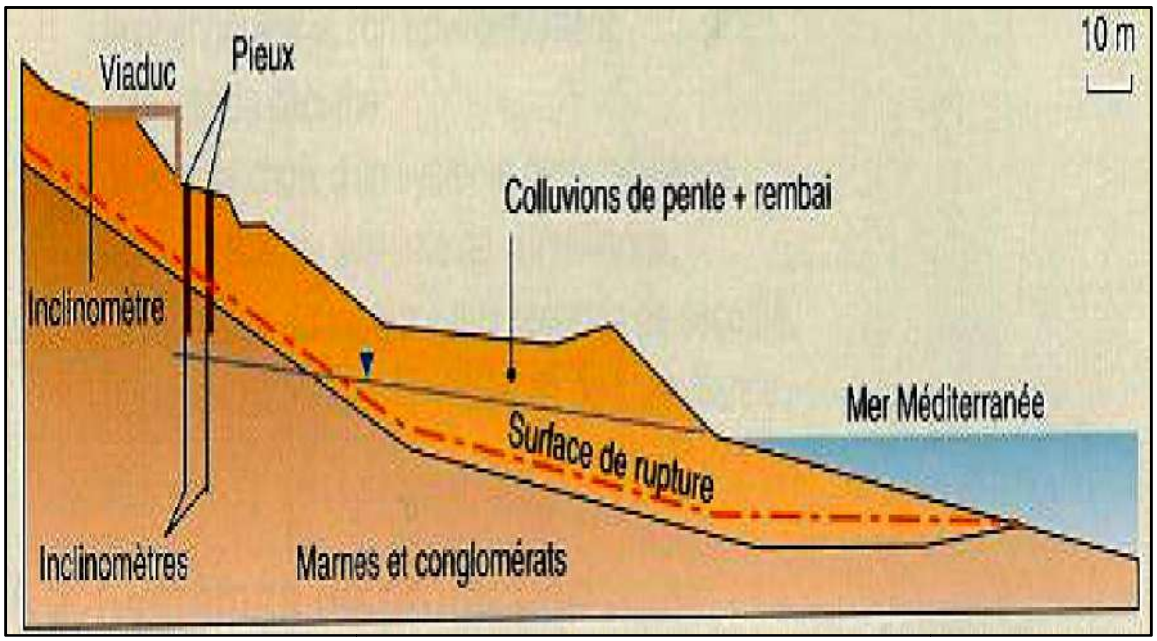


Figure 4.14 : Les pieux. **[4]**

4.2.3.4. Les palplanches :

Ce sont des pièces longues en acier LAMINE de profilés divers s'emboîtant les unes dans les autres par des joints coulissants, elles travaillent à la flexion.

Les palplanches peuvent être noyées pour créer un rideau étanche.

Le choix du type de profilés de palplanches dans chaque cas dépend d'abord du module d'inertie pour assurer la stabilité.

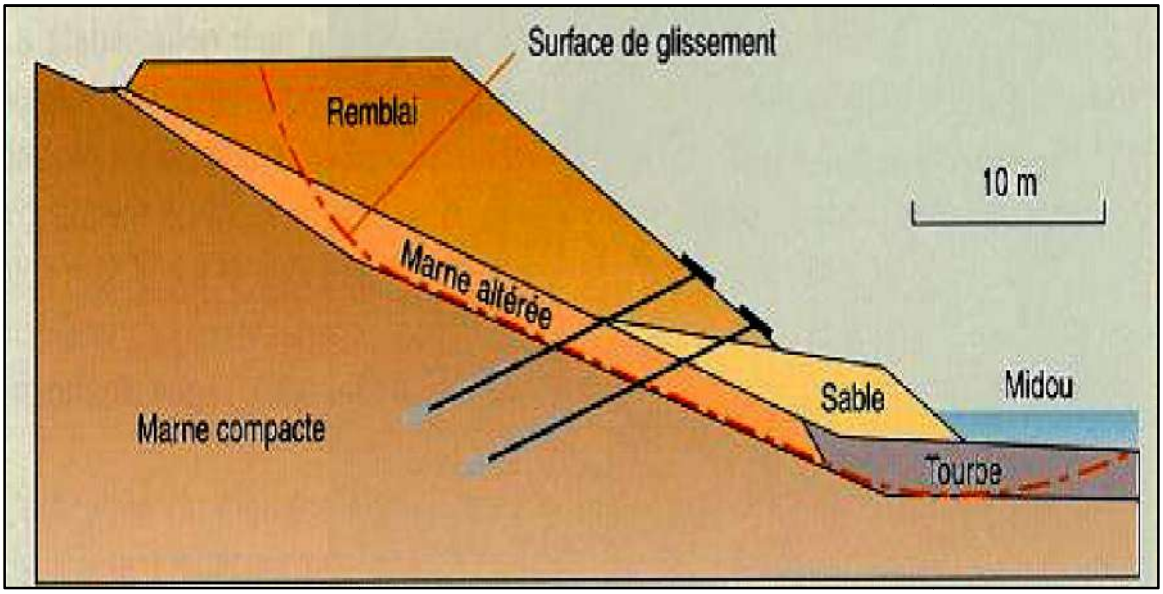


Figure 4.12 : Les tirants d'ancrage. **[4]**

4.2.3.3. Les clous et les micro-pieux :

Le clouage des sols a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. Si cette technique a trouvé tant d'applications dans ce domaine, c'est parce qu'elle est aisée et rapide à mettre en œuvre et qu'elle 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 et d'un coulis d'injection.
- Les pieux et barrettes, qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

Les clous et micro-pieux les plus couramment utilisés sont :

- Des barres HA de différents diamètres ou des petits profilés pleins scellés dans des forages de diamètre de 100 à 150 mm à l'aide d'un coulis de ciment.
- Des cornières battues jusqu'au refus directement dans le massif.
- Des tubes métalliques de quelques millimètres d'épaisseur pour un diamètre de 40 à120 mm, scellés dans des forages à l'aide d'un coulis de ciment.

Les clous sont habituellement installés avec un angle de 5 à 20° sur l'horizontale, tandis que les micro-pieux sont disposés subverticalement (45° à 90° sur l'horizontale).

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 et s'opposent au mouvement. Le clouage agit sur le glissement par goujonnage du bloc mobile sur le substratum fixe. De ce fait, on ne peut pas, par cette technique, stabiliser de glissements de grande ampleur qui nécessite la reprise d'efforts très importants sans utiliser un très grand nombre de clous.

L'efficacité des clous réside dans la mobilisation d'effort 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. Aussi, le clouage a un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent.

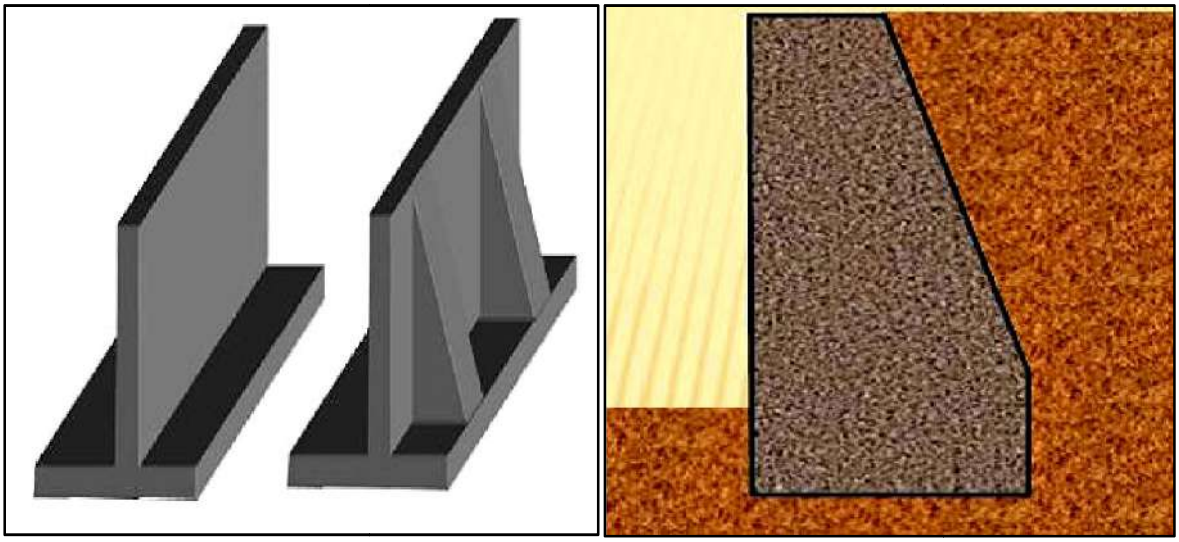


Figure 4.11 : Les murs ancrés et en poids.**[15]**

Le dimensionnement d'un mur de soutènement se fait en considérant les mécanismes de rupture suivants :

- Rupture interne de l'ouvrage en béton ou en maçonnerie (les pressions appliquées derrière l'ouvrage dépassent la résistance interne de la structure).
- Rupture par glissement sur la base ; elle se produit lorsque l'ancrage de la structure est insuffisant.
- Rupture par renversement ou basculement ; elle se produit également lorsque l'ancrage est insuffisant et que la résultante des moments appliqués est trop forte et dirigée dans le sens de renversement
- Poinçonnement du sol de fondation.

b- Les ouvrages souples :

Il s'agit de structures obtenues à partir de gabion, de sol renforcé par des fibres ou des pneumatiques usagés, de sol renforcé par des armatures synthétiques ou métalliques, des nappes de géotextiles, des grilles métallique ou synthétiques, de murs cellulaires souples ou rigidifiés.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne, selon une méthode propre à chacune des techniques ; vis-à-vis de la stabilité externe.

Ces ouvrages, qui respectent les déformations du sol, sont utilisés nettement plus couramment que les murs rigides.

4.2.3.2. Les tirants d'ancrage :

Le principe consiste à accroitre les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants dans le terrain stable situé en dehors de la surface de rupture.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- Que l'on détermine la force d'ancrage nécessaire par mètre de largeur du glissement.
- Que l'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

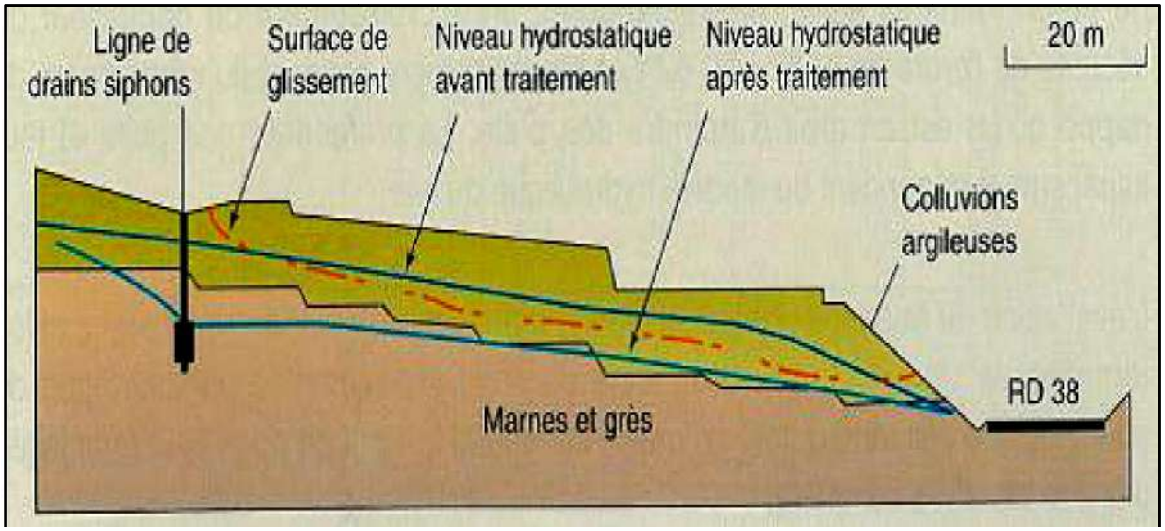


Figure 4.10 : Drains verticaux. **[4]**

4.2.3. Introduction des éléments résistants :

On appelle éléments résistants les structures suivantes :

- Ouvrages de soutènements (murs en béton, murs cellulaires, gabions, remblais renforcés).
- Tirants d'ancrage et murs ancrés.
- Clouage par des barres, des micro-pieux.
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques d'inertie diverse, etc.

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

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, qui pourraient avoir pour conséquence de diminuer la résistance au cisaillement des sols.

Deux grands types de structures peuvent être distingués :

- Les ouvrages rigides tels que les murs en béton, les tirants précontraints, les pieux et les barrettes.
- Les ouvrages souples tels que les remblais renforcés, les murs cellulaires, les clous et les micro-pieux.

4.2.3.1. Les ouvrages de soutènement :

a- Les ouvrages rigides :

Se sont les murs poids ou ancré.

- Traitement ponctuel de problèmes spécifiques (rabattement de nappe, sources, etc.) Les tranchées drainantes traditionnelles sont remplacées très souvent par l'Ecran Drainant en Rive de Chaussée (EDRC)

4.2.2.3. Drains subhorizontaux :

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

Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Cette technique peut s'employer dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

Les drains subhorizontaux permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants :

- Nappe de versant.
- Couche et poches aquifères, éventuellement en charge.
- Circulation d'eau localisée (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

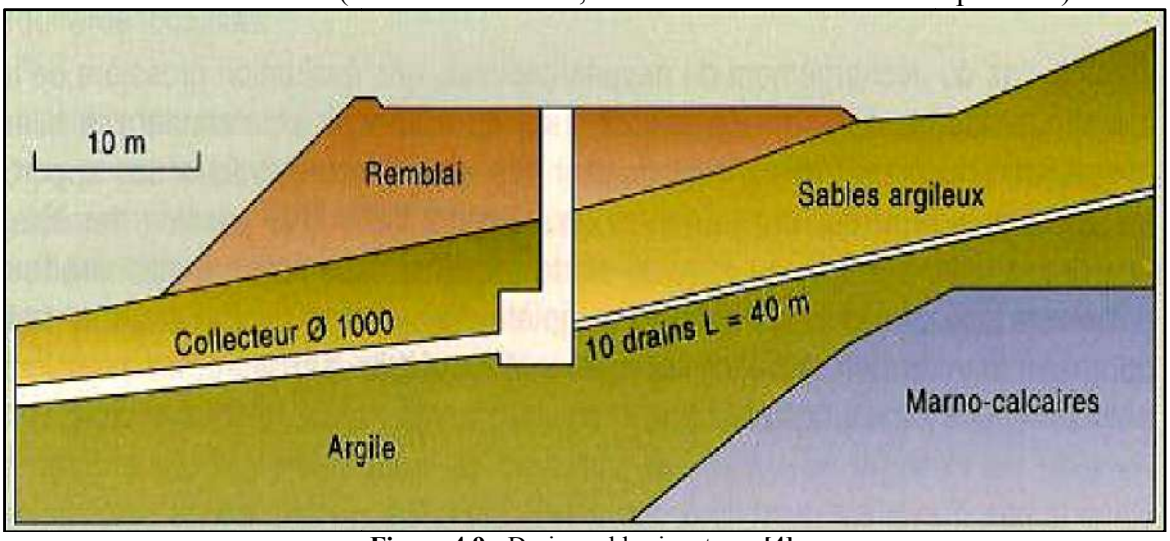


Figure 4.9 : Drains subhorizontaux. **[4]**

4.2.2.4. Drains verticaux, puits et galerie drainantes :

Les techniques de drains verticaux et puits sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.

Le transfert d'eau en profondeur est une opération risqué, qui doit être réservée aux cas ou l'écoulement de surface est bien connu et ou l'aquifère profond est drainant, et présente un exutoire franc. Dans le cas contraire, cela peut conduire à une aggravation de l'instabilité.

Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limité en profondeur.

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

en contre-pente, mettant aussi en pression la surface de rupture. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont réalisés en première urgence dans nombreux cas de glissements.

4.2.2. 2 .Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir couper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc...).

a) Description d'une tranchée drainante :

- Tranchée à paroi verticale.
- Profondeur de un à plusieurs mètres.
- Largeur est entre 0,3 et 0,5 m.
- Rempli de matériau drainant (type grave 20/40) entouré d'un géotextile de filtration.
- Implantée soit dans l'axe d'un terre-plein central, soit latéralement en pieds de talus de déblai, soit latéralement sous les bords extrêmes des couches de forme ou de fondation ou encore en rive de chaussée.

La structure d'une tranchée drainante type est illustrée sur la figure suivante :

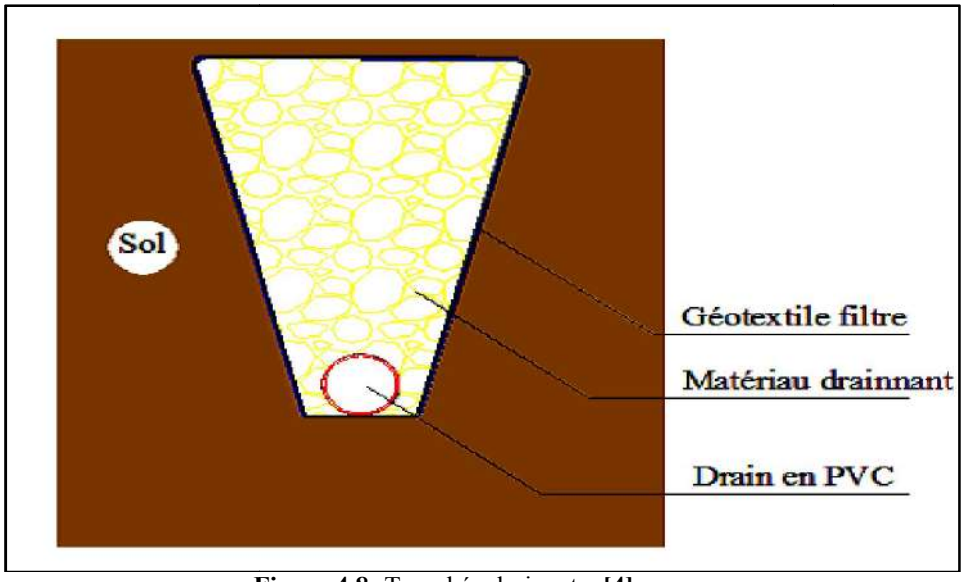


Figure 4.8 : Tranchée drainante. **[4]**

L'effet stabilisateur provient, dans le cas des tranchées drainantes, de la diminution des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture.

b) Fonctions d'une tranchée drainante :

Les rôles d'une tranchée drainante sont :

- Ecran capillaire.
- Drains de rive de chaussée.
- Protection vis à vis du gel.

On peut toutefois limiter le terrassement en exécutant des bêches, des contreforts, des masques ou des éperons qui 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 frottant et drainants.

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

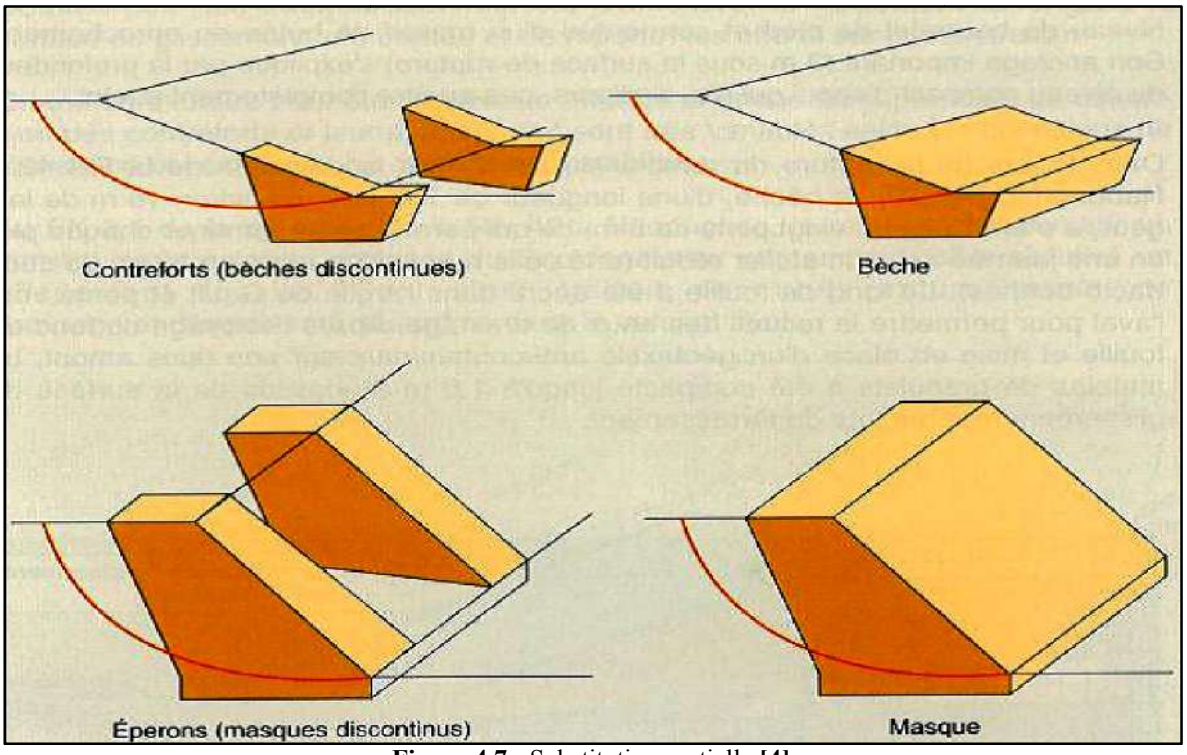


Figure 4.7 : Substitution partielle.**[4]**

La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur massif de sol instable de faible épaisseur. Elle permet de transmettre la surcharge du remblai au substratum et de constituer un drainage à l'aval du glissement.

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

4.2.2 .Dispositifs de drainage :

Très souvent, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Donc on doit étudier des solutions ayant pour objectif de réduire l'action de l'eau. Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

- Éviter l'alimentation en eau du site.
- Expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

4.2.2. 1. Drainage de surface :

Il s'agit ici de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir d'une couche superficielle aquifère, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou sur un bassin de stockage à l'amont, ou plus simplement de l'impluvium et des ruissellements. En effet les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente ou

4.2.1.3. Substitutions (bêches, contrefort, 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 glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

La vérification de l'efficacité du traitement nécessite de recourir à un calcul de stabilité dans lequel on prendra en compte les caractéristiques du nouveau talus (matériau de substitution et matériau intact en place).

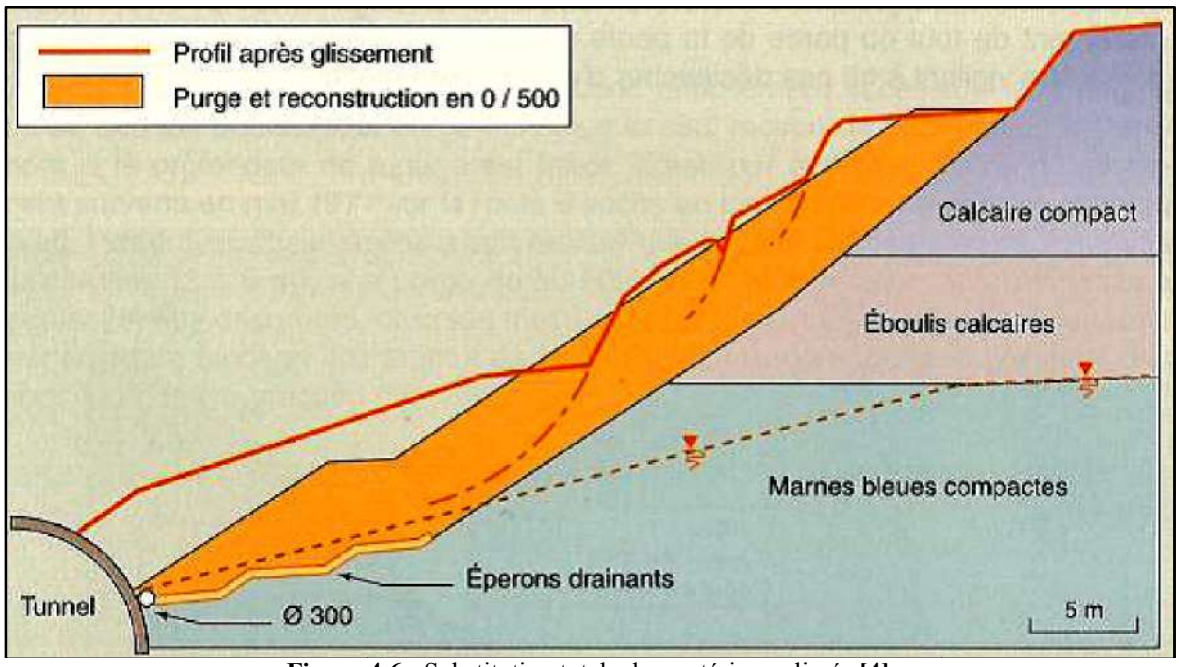


Figure 4.6 : Substitution totale des matériaux glissés.**[4]**

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

- Reconnaitre à l'avance le volume de matériaux concerné.
- Excaver plus profondément que la surface de rupture sous peine d'inefficacité total.
- Assurer un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport, une 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.

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).

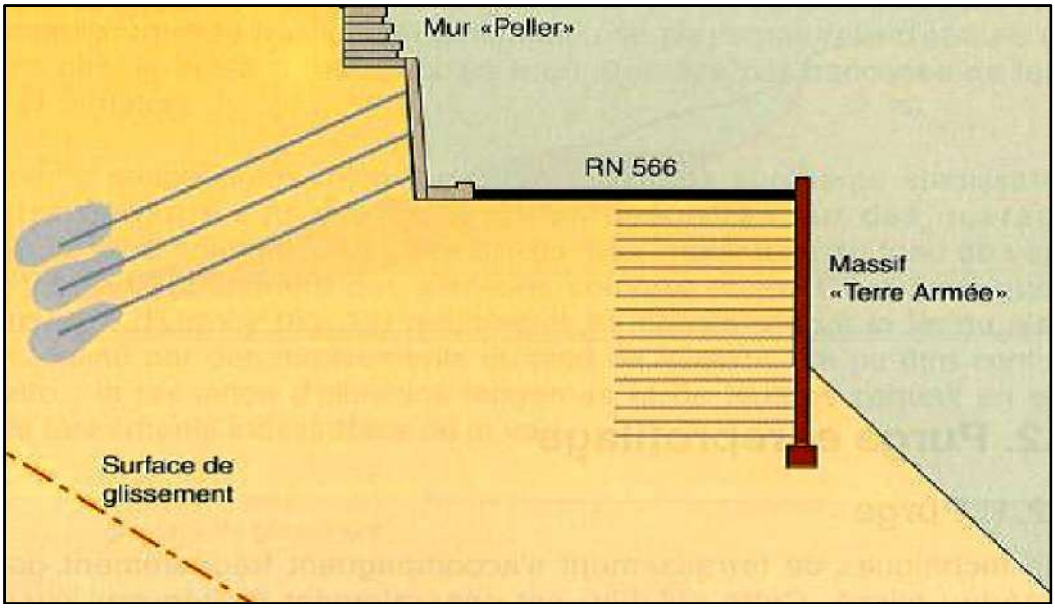


Figure 4.4 : la purge. **[4]**

b- Reprofilage :

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

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais. On rappellera que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

L'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 risberme (cela diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble).

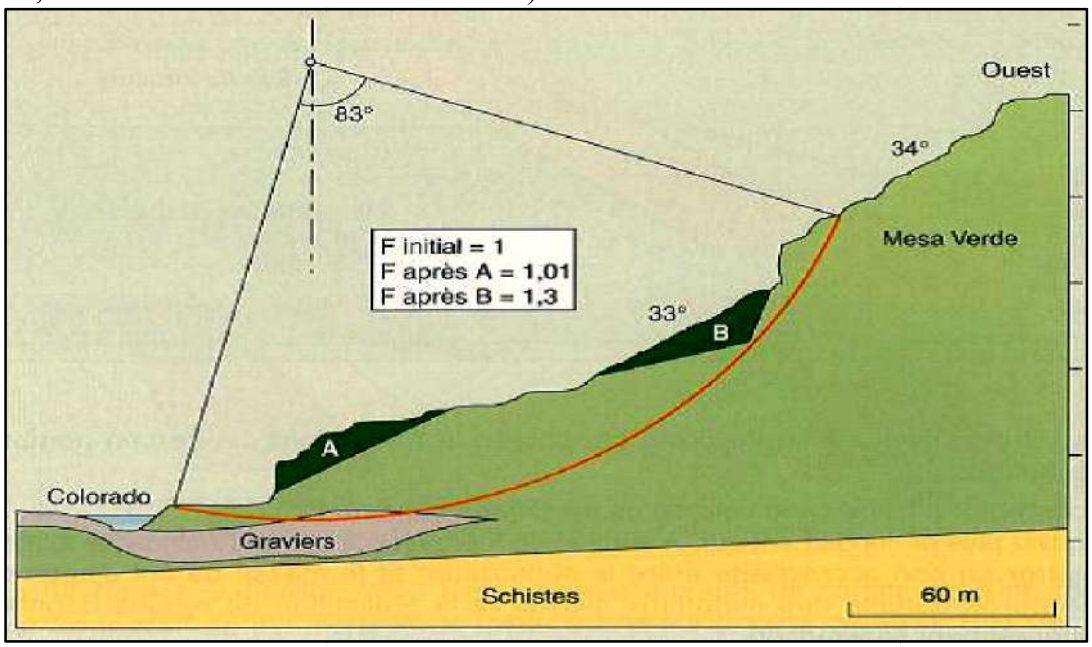


Figure 4.5 : Reprofilage du talus. **[4]**

b- Allégement en tête :

L'allégement en tête de glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant compte la modification de géométrie en tête. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme.

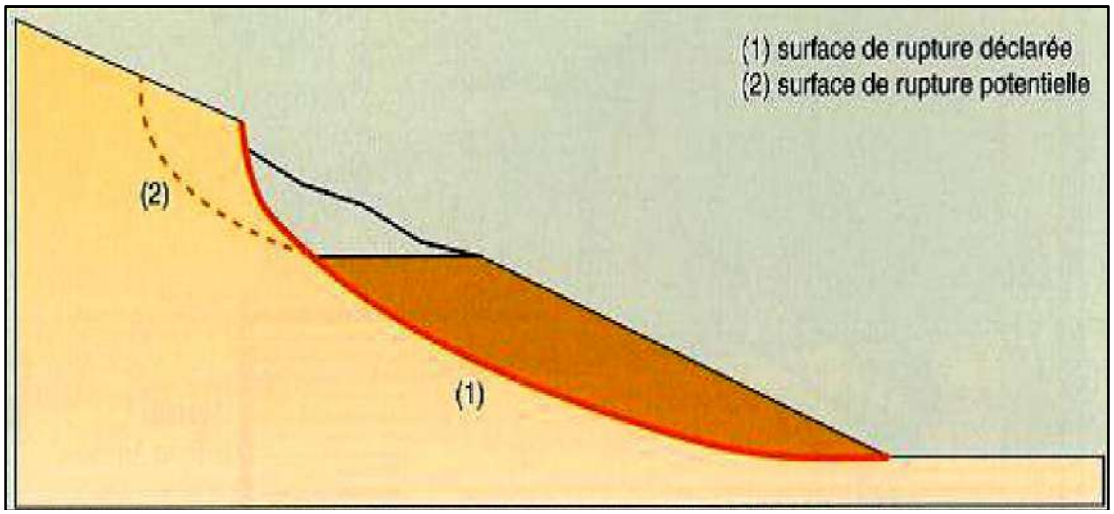


Figure 4.3 : Allégement en tête.**[4]**

4.2.1.2. 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 stable. C'est souvent le cas des éboulements rocheux.

Une purge totale a été réalisée de façon à dégager un horizon stable. Elle a toutefois été complétée par un dispositif de drainage superficiel.

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

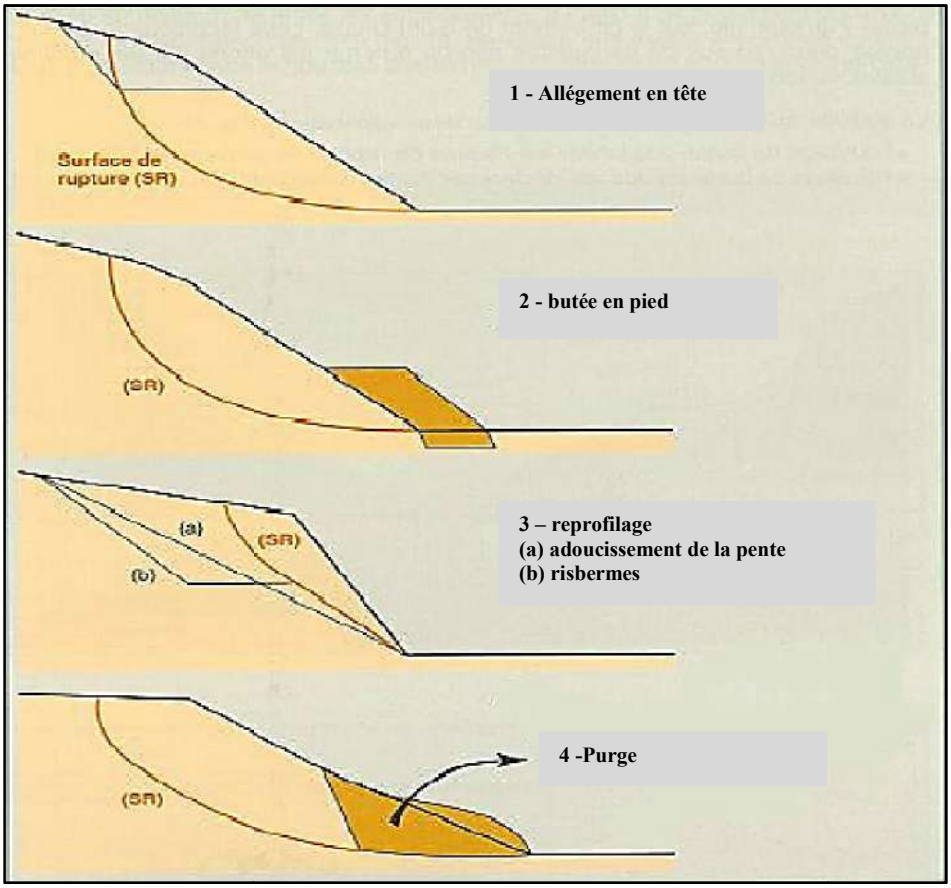


Figure 4.1 : Les différentes actions de terrassement.**[4]**

4.2.1.1. Butée 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 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'équilibre limite) de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée.

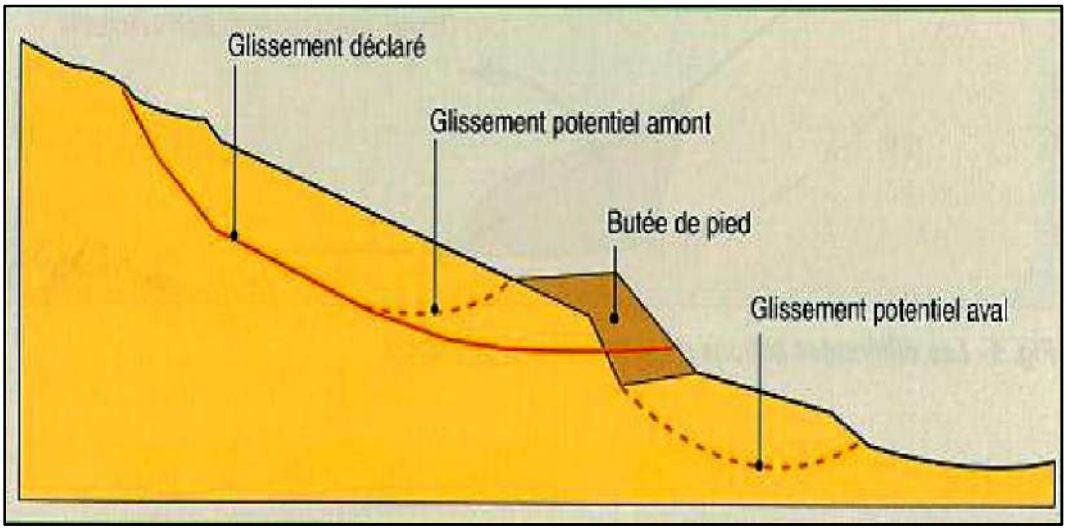


Figure 4.2 : Butée de pied.**[4]**

4.1. GÉNÉRALITÉS :

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.
- Elle doit tenir compte également d'autres aspects tels que :
- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de
- désordres en phase de travaux.
- Les détails impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux.
- La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation.
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices (qui s'opposent aux conséquences de l'instabilité) aux solutions curatives (qui traitent la cause de l'instabilité), en allant des solutions les plus simples aux plus complexes. De plus, dans certains cas, les actions peuvent être graduées dans le temps.

4.2. TECHNIQUES DE STABILISATION :

4.2.1 Mise en œuvre de 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 actions 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 (bêche, contrefort, masques, éperons).

La figure suivante schématise les différentes actions de terrassement.

CONCLUSION

Certes la théorie ne peut se défaire de la pratique, elle reste néanmoins indispensable pour avoir une meilleure approche du problème.

L'étude bibliographique nous a permis d'une part d'acquérir des connaissances en ce qui concerne les mouvements de terrain en générale, et les glissements en particulier, d'autre part d'appréhender l'amplitude de ces catastrophes , qui malheureusement sont très souvent sous-estimée en comparaison avec d'autres phénomènes mis en exergue par la masse média. Pour aborder l'étude du glissement il existe plusieurs méthodes basées sur différentes hypothèses mais dont le raisonnement est généralement le même.

L'étude bibliographique nous a permis de :

- ✓ Notion sur la résistance au cisaillement du sol.
- ✓ Déterminer les types de glissements et leurs causes probables.
- ✓ Exposer les essais de laboratoire et in situ.
- ✓ Déterminer les types de renforcements et les paramètres mécaniques qui conditionnent la stabilité d'un sol.
- ✓ La technique de renforcement par géotextile associée à un parement cellulaire modulable qui permet de raidir les talus des remblais des rampes d'accès aux ouvrages d'art.
- ✓ Déterminer les méthodes de calcul de la stabilité des pentes, qui sont basées essentiellement sur la détermination de coefficient de sécurité FS.

5.5. CAUSES DES DESORDRES :

Les principales causes ayant contribué l'apparition des dégradations citées sont énumérées comme suit :

- Sensibilité à 1' eau des matériaux constituant les talus.
- Le terrassement en pied de talus en zone potentiellement instable (zone ayant subi des mouvements de terrains avant même le commencement des travaux de la route).
- Absence de système de drainage des talus.
- Aucune protection contre les variations atmosphérique (gel dégel, changement de la teneur en eau, ceci conduit souvent à une décompression des matériaux)
- Passage d'un talweg important à l'amont du talus, celui-ci contribue fortement à la dégradation du déblai



Figure5.9 : fissuration a l'amont du déblai au PK6+900.



Figure5.10 : Glissement superficiel important à l'amont du talus au PK 6+900.



Figure5.7 : vue en élévation du déblai au PK6+900.



Figure5.8 : fissuration à l'amont du déblai au PK6+900.



Figure5.5 : Coulées et glissement superficiel de la surface des bermes du talus.



Figure5.6 : vue en élévation du déblai au PK6+900.



Figure5.3 : Erosion de la surface des talus.



Figure5.4 : Erosion de la surface des talus.

- Les déformations tangentielles se manifestent par les déplacements de nappes de charriage.
- Les déformations souples et cassantes se manifestent par des plis et des failles de directions différentes.



Figure 5.3 : Extrait de la carte géologique de Blida êta 112110 000.

5.4. OBSERVATIONS DES DESORDRES :

La partie du tracé sujet à cette étude est principalement en déblai et s'étale sur un linéaire de 350m, la hauteur des déblais est importante et atteint un pic de 25m au niveau du PK 6+900.

Les différentes sorties effectuées dans le cadre de ce projet ont permis de constaté plusieurs dégradations survenus au niveau du déblai objet de cette étude. Ces dégradations sont donc listées comme suite :

- Amorce des glissements superficiels au niveau des bermes supérieures.
- Décompression de la marne située à la base de ces déblais.
- Présence de plusieurs fissures à l'amont du talus démontrant l'amorce de plusieurs glissements successifs emboités.
- Présence de plusieurs coulées boueuses à la surface des bermes démontrant la forte sensibilité des sols composant le talus avec l'eau.
- Etat très dégradé et décomprimé des matériaux constituants les déblais.
- Présence de plusieurs sillons à la surface des bermes due à la circulation des eaux sur ces dernières.

La pluparts des dégradations étant des glissements de terrains superficiel dont les bourrelets se déversent sur les bermes situé à leurs avale pour finir par atteindre le pied du talus.

Il s'agit de formation du crétacé inferieur cartée (C^{5-4}), représentées par des calcaires et marnes bacillaires à states bien réglés. Cette formation calcaire apparait dans les ravinements du plateau helvétien et dans les anticlinaux de la région

5.4. Aperçu Tectonique :

5.4.1 Sismicité de la zone

Pour avoir la sismicité de la zone il faut consulter le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003), il est basé sur l'histoire des séismes qui on lieu dans toute l'Algérie.
Pour classer une zone, les RPA prend en compte le nombre de séismes qui on eus lieu dans cette zone et l'intensité de ces séismes. L'Algérie est divisée en 5 zones sismiques :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa, IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Le site du projet étudié se trouve dans la zone IIb y compris le nord de Médéa comme indiqué dans la carte suivante :

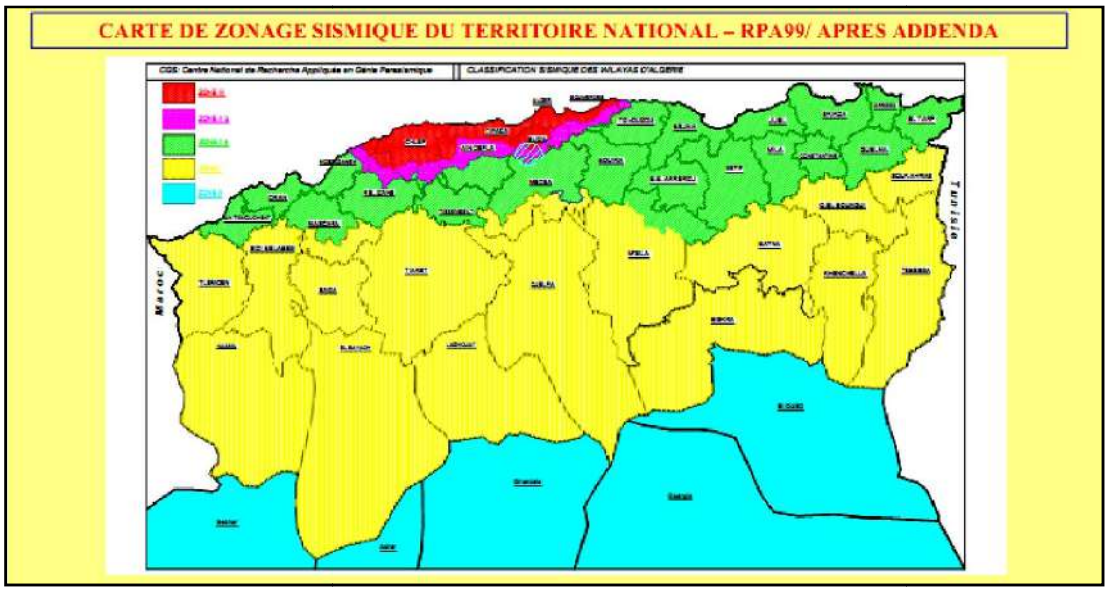


Figure 5.2 : la carte des zones sismiques de l'Algérie **[14].**

Cette région occidentale de Médéa, correspond à une structure néogène plissée et fracturée ou se compliquent des rides anticlinales. Cette tectonique laisse affleurer les assises crétacées et oligocènes et donne lieu, ainsi à trois zones synclinales, présentant sous des épaisseurs diverses, la série complète de l'étage helvétiens.

Cette tectonique plio-quaternaire évolue dans les temps actuels par une sismicité connue de la région.

La région de Médéa appartient au domaine tellien et se compose des anticlinorium de Blida et de Tablat, qui correspondent à des massifs autochtones au Sud desquels se mettent en place les nappes telliennes. Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogenèse alpine, ils sont subdivises en 2 types de déformations.

PRÉSENTATION DU PROJET

5.1. SITUATION DU PROJET :

La zone d'étude fait partie du domaine appelé Tibhirine situé dans la commune de Draa Essamar Est à 4 km à l'ouest de la ville de Médéa, en zone montagneuse, à 800 m d'altitude.

Le monastère de Tibhirine est situé à peu de distance.



Figure 5.1 : Vue satellite de la trace en Google Earth.

5.2. CONTEXTE GEOLOGIOUE :

Apres consultation de la feuille géologique de Médéa au 1/50 000 éme. N°86, il en ressort que la région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du Cénozoïques dans sa partie sud. Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

5.3. Lithostartigraphie :

5.3.1. Le Néogène :

Les dépôts néogènes sont représentés par les formations miocène, avec :

- Des grés inférieurs, sableux friables, intercalés de poudingues principalement sur les bords du bassin de Médéa Cette assise très variable d'épaisseur atteint jusqu' à 80 à 100 m dans la partie sud de Benchicao. Ces grés intimement liés à l'assise argileuse sous-jacente, forment en quelques points la base de l'étage Helvétien. Les assises détritiques sont des dépôts de comblement dont on peut suivre les variations brusques en des points très rapprochés.
- Les marnes argileuses de l'Helvétien inférieur.
- Argiles rouges gypseuses, présente le plus souvent l'aspect alluvionnaire et apparaissent dans l'anticlinal Helvétien de Benchicao.

5.3.2. Les formations crétacées :

Les formations crétacées sont représentées par une assise puissance comprenant les dépôts du crétacé inférieurs à supérieurs.

c) **Essai mécanique :**

SONDAGE	PROFONDEUR	C_u(kpa)	φ_u(°)	C′(kpa)	Φ′(°)
SC05	2.50-2.80	108	25.46	-	-
	5.00-5.50	-	-	21	23.8
	9.30-9.50	45	22.83	-	-
	12.70-13.00	-	-	37	26.57
	14.10-14.00	-	-	34	29.74
SC07	2.50-2.80	107	25.82	-	-
	5.00-5.50	-	-	21	23.8
	8.10-8.50	-	-	3	29.86
	11.20-11.60	53	8.34	-	-
SC08	1.40-1.80	-	-	3	27.47
	4.50-5.00	-	-	-	-
	8.10-8.70	-	-	4	29.48

Tableau 6.4 : Les résultats obtenus avec des Essais mécanique**.**

	8.50-8.80	**1.86**	**16.65**	**100**	**100**	**30**	**48.90**	**24**
	9.30-9.50	**1 73**	**19.72**	**100**	100	**40**	**55,60**	**28.49**
	12.70-13.00	**1.62**	**25.39**	**100**	**100**	**40**	**54.60**	28
SC07	**2.50-2.80**	**1.75**	**19.48**	**100**	**100**	**32**	**51.02**	**25**
	5.00-5.5	**1.75**	**20.91**	**100**	**100**	**38**	**61.30**	**32**
	8.10-8.5	**1.66**	**23.73**	**100**	**100**	**24**	**54.40**	**28**
	11.20-11.60	**1.55**	**22.98**	**100**	**100**	**28**	**56.83**	**30**
	14.10-14.40	**1.69**	**20.90**	**100**	**100**	**32**	**54.55**	**27.15**
SC08	**1.40-1.80**	**1.55**	**28.54**	**100**	**100**	**30**	**56.50**	**29.06**
	4.5-5.00	**2.08**	**18.84**	**100**	**100**	**34**	**61.60**	**33.32**
	8.40-8.70	**1.68**	**25.27**	**100**	**100**	**34**	**50.60**	**25**

Tableau 6.3 : Les résultats obtenus avec des essais physiques réalisés.

b) INTERPRETATION :

Les résultats des essais physique sur lesquelles les différents échantillons ont été soumis témoigne que le sol testé est un sol fin 100% < 80µm(la totalité de la masse du sol disposant d'un diamètre inférieur à 80µm) avec un fraction argileuse variant de 30à 40%**.**

Ce sol dispose d'une sensibilité importante vis-à-vis de l'eau, avec une limite de liquidité variant de 50 à 61.60%. et un indice de plasticité variant de 25 à 33.32%.

Les essais de densité ont montré plusieurs valeur de densité des sols testés , ces valeur varient de 1.55t/m^3 à 1.75t/m^3 selon l'état dans lequel se trouve le sol ,néanmoins on a constaté de fortes valeur de la densité au niveau des sondages N°05et N°08 et ceci a des profondeurs respectifs de 8.50m et de 4.50m , ces valeur sont de 1.86 t/m^3 et de 2.08t/m^3 respectivement.

Ces valeurs témoignent donc d'un sol faiblement dense et très humide, ce qui concorde avec l'observation visuel des matériaux présents sur le tracé.

Les paramètres mesurés en cours d'enfoncement sont les efforts de pointe. Les résultats sont présentés sous forme de pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance du sol en fonction de la profondeur.

Les résultats des essais réalisés sont illustrés dans le tableau suivant :

N° du pénétromètre	Profondeur	Résistance en pointe
SP 1	0 - 10.5m 12- 15m	0<Rp<150 Rp> 300
SP 2	0 - 10,5m 10.5– 15m	0 <Rp< 150 Rp>300
SP 3	0 – 2m 2 – 9m 9– 15m	0<Rp<132 150 <Rp<42 Rp>270
SP 4	0 - 15m 1.8- 7m 7- 10.5m	0 <Rp< 102 24<Rp<30 Rp> 300
SP 5	0 -1.5m 1.5 - 3.5m 3.5-9.5m	0<Rp<50 50<Rp<100 Rp>300
SP 6	0-12.5m 12.5-15m	0<Rp<54 Rp>300
SP 7	0-1.5 1.5-3m 3-4.5m	0<Rp<36 24<Rp<84 Rp> 300
SP 8	0-1.8m 2-5m 5-7.6m	0<Rp<24 150<Rp<180 Rp> 300

Tableau 6.2 :es résultats de l`Essai de pénétration dynamique.

Les huit courbes obtenues montrent une variation de la résistance du sol, traduites par des pénétrogrammes en dents de scie avec un refus enregistré entre 10 à 15m de profondeur (sauf pour le PDL07 et le PDL08 qui montre un refus à une profondeur de 4.5m et 7.5m).

Les résultats obtenus de ces essais confirme la présence de deux couches superposées, la première étant une couche possédant une résistance relativement faible, les pics apparus au niveau des pénétrogrammes des PDL01 et PDL02 sont due à la présence de granulats (cailloux.. grave) ou même par des passages gréseux, la seconde est généralement représentée par des fortes résistances qui confirmé l'état compact de celle-ci.

LES ESSAIS DE LABORATOIRE :

a) Essai physique :

Les résultats obtenus des essais physiques réalisés sur les échantillons extraits des différents sondages carottés sont Les suivants:

sondages	profondeur	γ_d(t/m^3)	W(%)	2_{mm}	$80_{\mu m}$	$2_{\mu m}$	W_l(%)	I_P(%)
SC05	**2.50-2.80**	**1.58**	**27.23**	**100**	100	**30**	**54.72**	**2618**
	5.0-04.50	**1.66**	**24.56**	100	**100**	**40**	**55 4()**	**28.10**



Figure 6.5 : Essai de Cisaillement a la boite.

6.4. RESULTATS DES ESSAIS :

LES ESSAIS IN-SITU :

a) Lithologie :

Les différents sondages réaliser on révéler la variation stratigraphique suivante :

NUMERO DE SONDAGE	PROFONDEUR	DESCRIPTION
SC05	0-0m.30m	Terre végétale argileuse
	0.30m-1.50m	Argile sableuse avec intercalation des grés
	1.50m-12.00m	Marnes gris friable au sommet a compactes dur a la base, avec passage d'un banc de grés entre (5m-6m)
SC07	0m-0.40m	Terre végétale
	0.40m-5.00m	Argile de couleur brunâtre, à consistance friable
	5.00m-15.00m	Marne de couleur Grisâtre au sommet à brunâtre à la base, avec trace de sable intercalation des bancs de grés (6,00m8.00m), (12.00m12.5m)
SC08	0m-0.40m	Terre végétale
	0.40m-1.00m	Argile Marneuse, avec trace sable jaunâtre a Grisâtre
	1.00m-15.00m	Marne Grisâtre

Tableau 6.1 : Les différents sondages réaliser on révéler la variation stratigraphique.

b) Essai de pénétration dynamique :

L'essai au pénétromètre dynamique consiste à Faire pénétrer dans le sol une pointes conique portée par un train de tiges et à mesurer de manière continue, et àintervalles déterminés, larésistance à la pénétration.

- Le coefficient de courbure : $Cc = \frac{(D30)^2}{D10 \times D60}$

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



Figure6.4 : les tamis pour déterminer l'analyse granulométrique.

b) Essai mécanique :

Essai de cisaillement a la boite :

L'essai consiste à appliquer une contrainte normale à un échantillon de sol maintenu en conditions drainés, puis le soumettre à un cisaillement horizontal jusqu'à la rupture. La courbe intrinsèque s'obtient directement en reportant les couples (σ, τ) ou σ est la contrainte normale appliquée pendant une rupture et τ la contrainte de cisaillement mesurée pour la rupture. Cet essai s'interprète en considérant que la courbe intrinsèque est une droite, l'angle qu'elle fait avec l'axe des σ étant l'angle de frottement interne υ, et l'intersection de la droite avec l'axe des τ est la cohésion.

Les échantillons récupérer ont été soumis aux essais mécanique suivant :

- Essai de Cisaillement a la boite. De type Non consolidé/Non drains UU)
- Essai de Cisaillement a la boite de type Consolidé/draine (CD)
- Essai de Cisaillement a la boite de type Prédécoupé

- **Les limites d'Atterberg:** Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.



Figure6.2 : limites de liquidité à coupelle *Casagrande*.



Figure6.3 : limites de plasticité.

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

1- Le tamisage :

L'analyse granulométrique par tamisage se fait pour les particules du sol de dimension supérieur ou égale à 80 micromètre. Elle consiste à tamiser l'échantillon de sol sec de masse « m » par une série de tamis (de mailles carrées) superposés de diamètres décroissants de haut en bas. On mesure les masses de sol retenues par les différents tamis (appelés tamisas).

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

2- La sédimentomètrie :

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

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

- Le coefficient d'uniformité : $Cu = \frac{D6\ 0}{D1\ 0}$

$$Rp = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe.

e : pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.

H : hauteur de chute de mouton

M : masse du mouton.

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi, tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique utilisé pour la réalisation de ces essais possède les caractéristiques suivantes :

- Pointe de diamètre Φ = 50 mm, de section A = 19.63 cm².
- Mouton de masse M = 63.5 Kg.
- Tige de masse M = 6.1 Kg, de diamètre Φ = 32 mm et de longueur de 1 m.

Pour cette étude Huit(8) essais de pénétration dynamique ont été réalisés (notés SP1, SP02, …, SP8) ils sont implantés comme indiquer sur la figure d'implantation des essais.

6.3. LES ESSAIS DE LABORATOIRE :

Un programme d'essais au laboratoire sur les échantillons intact récupérés au moyen des sondages carottés a aussi été élaboré afin de définir les caractéristiques mécaniques et physiques des sols constituant le talus.

a) Essai physique :

Les échantillons récupérés sont soumis aux essais physique suivant :

- **Teneur en eau naturelle :** Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_d de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24heures à l'étuve à 105°C.



Figure 6.1 : les tares pour déterminer la teneur en eau.

6.1 .GÉNÉRALITÉS :

Pour bien définir les caractéristiques mécaniques du sol de ce site (le tronçon qui a subi des déformations) il faut faire une étude approfondie, pour connaitre la lithologie, la nature des couches formants le sol sur lequel la route est construite, la granulométrie, la capacité portante ainsi que leurs comportements.

L'investigation nécessite deux phases de travail, des essais in-situ (sondage carotté, essai de pénétration) et des essais de laboratoire (essais d'identification, essais de résistance et essais de compressibilité).

6.2 .LES ESSAIS IN-SITU :

Deux types d'essais étaient réalisés sur le site :

6.2.1. Sondage carotté :

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons permettent d'une part de reconnaitre de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies auparavant, est d'autre part de mener la compagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification mécanique du sol; Il permettent aussi d'étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser.

Les échantillons extraits sont dits « remaniés » lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisent l'état et la structure du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons sont utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de « granulométrie », de «limites d'Atterberg » et de «sédimentométrie».

Les échantillons extraits sont dits « intact » lorsque l'on prend le plus grand soin pendant leur extraction, conservation et transport au laboratoire. L'opération particulière, dans ce cas, consiste à paraffiner l'échantillon de sol dès son extraction ; ce qui permettra de conserver au maximum la structure et l'état du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons peuvent servir à tous les essais de laboratoire, aussi bien d'identification que mécaniques (compressibilité et cisaillement).

Pour cet étude, trois sondages carottés ont été implantés (notés SC05, SC07, SC08) comme indiquer sur la figure d'implantation des essais.

Les coupes lithologiques résultantes de ces sondages carottés sont données dans l'annexe.

6.2.2. Essais au pénétromètre dynamique lourd :

L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est en fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement est proportionnel au nombre de coups.

On dit que le « refus » est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieur à 20 cm, devient très élevé (plus de 100 coups).

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant ; en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage R_p déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par

7.3.4. Phasage des travaux :

La réalisation du confortement se fera suivant les étapes suivantes :

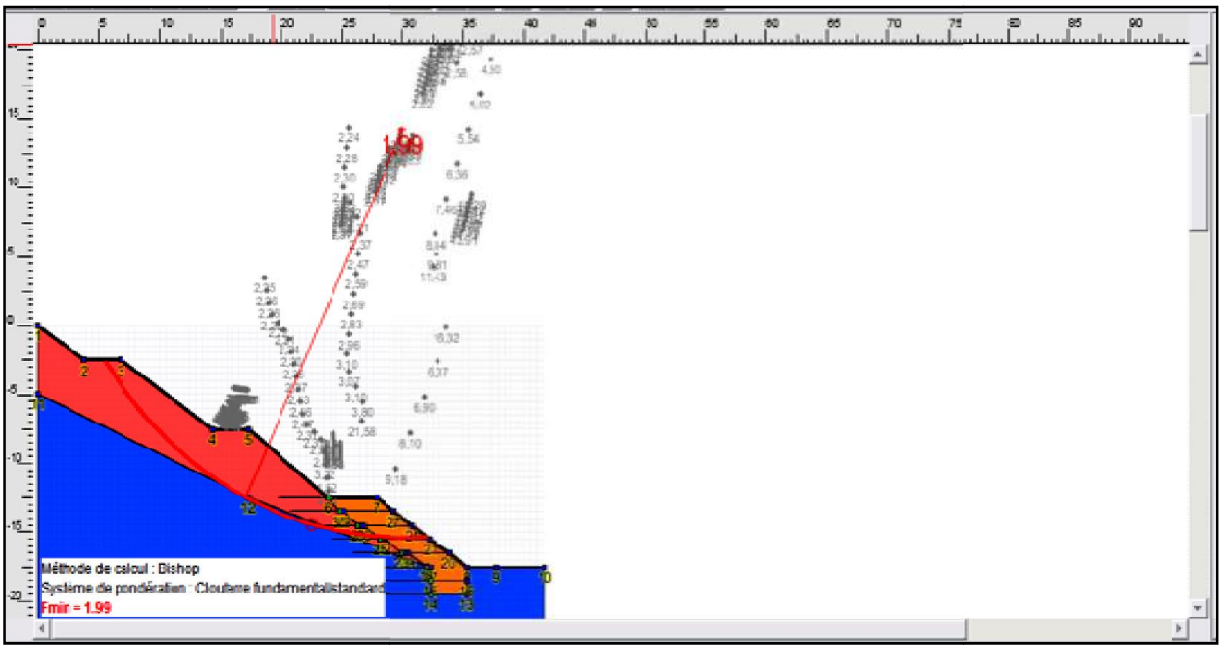
- ✓ Décaissement du talus naturel qui a subis les dégradations énumérées.
- ✓ Le décaissement se fera à partir du haut de talus, en se décalant de 3m par rapport au point haut du talus.
- ✓ Ce décaissement se fera suivant une pente de à partir du haut du talus.
- ✓ Une berme de 1.5m de largeur sera réalisée après chaque décaissement de 5m de hauteur.
- ✓ Un géotextile anti contaminant constitue de tube en pvc perforé devra être mise en placeaprès chaque terrassement d'une berme pour empêcher la circulation des eaux sur lasurface du parement nouvellement terrassé.
- ✓ Une fois arriver en pied de talus il est préférable d'ancrer le talus de matériau sélectionnée prévue pour le confortement au sein de la formation marneuse grise, pour cela on procédera à un décaissement de l'ordre de 2m par rapport à la base du talus.
- ✓ Une fois tous les terrassements terminés, on entame la réalisation du remblai en enrochement.
- ✓ Ce talus disposera d'une pente de 2/3 avec une berme chaque 5m de hauteur, et une largeur de 1.5m pour chaque berme.
- ✓ La taille des roches utilisé devra être calibré afin de permettre un bon emboitement entre les différentes roches composant se talus, ceci pour assurer un bon drainage de ce talus d'une part, ainsi qu'un comportement mécanique de qualité ne permettant pas l'apparition de nouveau mouvement de sol d'autre part.
- ✓ Chaque couche mise en œuvre devra être compactée afin d'assurer au remblai une bonne résistance mécanique.
- ✓ Réaliser un drain collecteur en bas du talus reconstruit afin de procéder à la collecte des eaux assainies et les déverser dans l'ouvrage hydraulique le plus proche.
- ✓ Le drain devra être compose d'un tube PVC de type PIHED 200. un matériau de granulométrie de 15/25 devra dure posé autour du drain, le tout sera enveloppé par un géotextile anti contaminant qui permettra d'éviter l'obturation du drain par le biais des fines argileuses.
- ✓ La base du talus construit disposera d'une pente de 2.5% afin de permettre l'assainissement des eaux vers le drain collecteur.
- ✓ Réaliser un canal à l'amont du talus objet de l'étude; Ce canal servira à assainir les eaux du talweg présentes à l'amont du déblai, le dimensionnement de ce canal dépendra du débit d'eau du talweg.
- ✓ Enfin, procéder à la réalisation des fossés de crête, fossés en pied de talus, tranchée drainante en pied du talus etc...

La réalisation des terrassements devra se faire en temps sec pour éviter tout mouvement du talus lors des travaux.

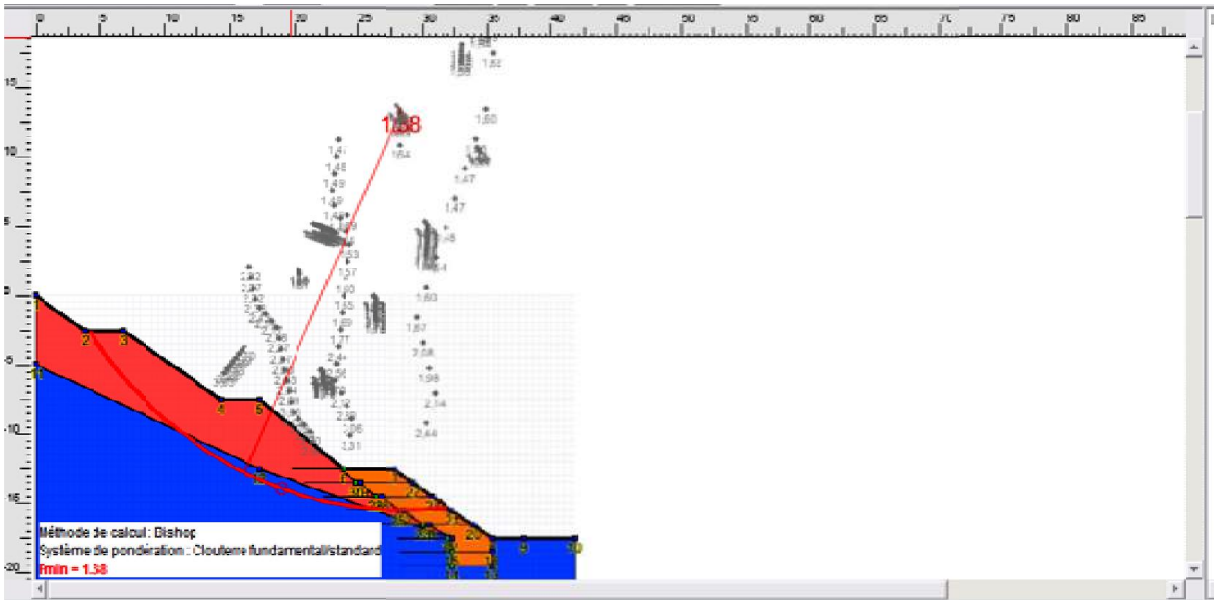
Le volume total des matériaux décaissé ainsi que les matériaux sélectionnés mis en place est de 132 715 m^3. C'est un volume important des décaissements ainsi que les matériaux constituant le remblai.

PHASE 2 : Sans nappe

Situation1 : Sans séisme



Situation2: Avec séisme



Nous constatons donc que les ruptures se font beaucoup plus à long terme, et donc le confortement proposé a été munis d'un drain collecteur a sa base afin de rabattre la nappe phréatique au niveau du talus ainsi permettre le renforcement des caractéristiques mécaniques des différentes couches de sols du déblai et augmenter sa stabilité.

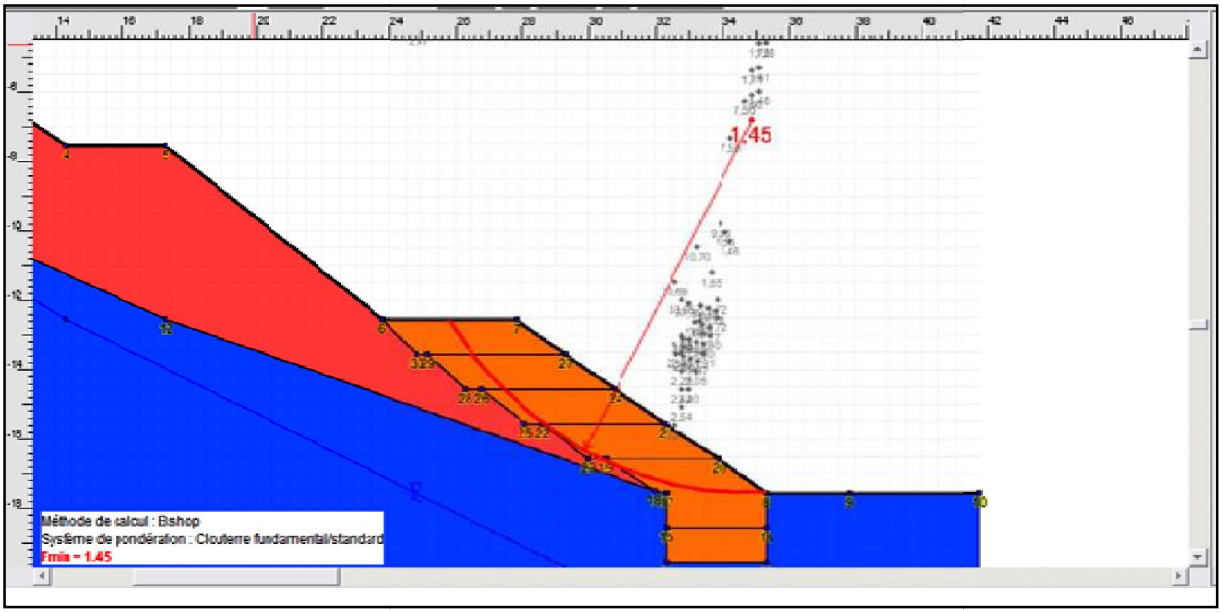
- Remblai en grave concassée est un remblai au matériau sélectionnes.

B) avec confortement :

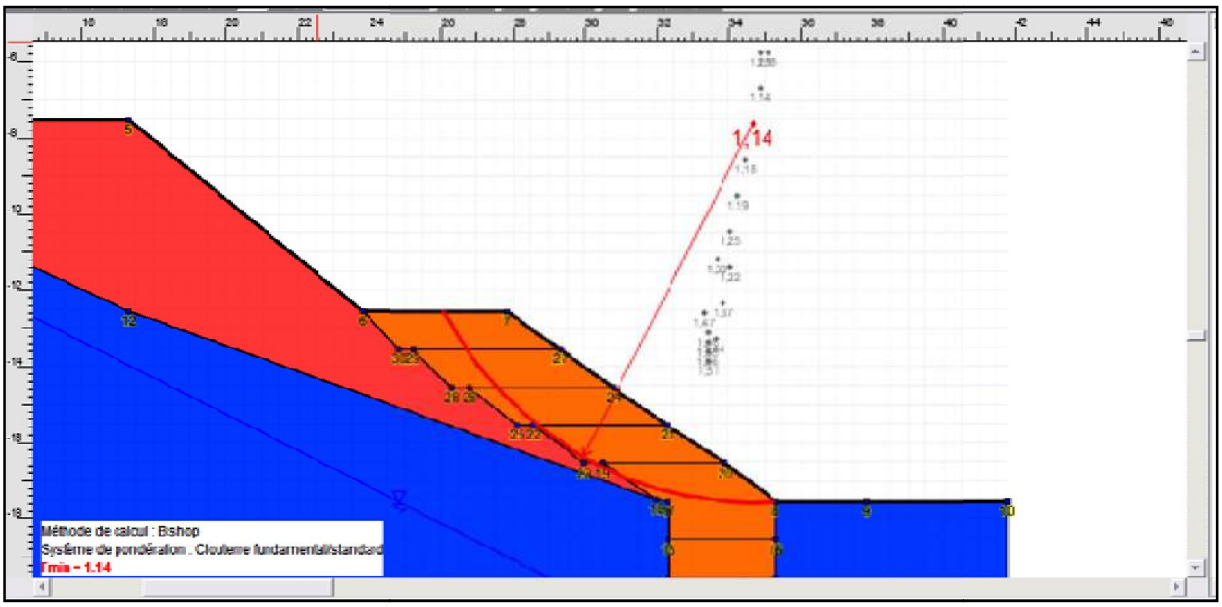
Apres calcule on obtient les résultats suivant :

PHASE 1 : Avec nappe

Situation1 : Sans séisme



Situation2 : Avec séisme



- Pour cela le traitement par ordres nécessite d'adopter les solutions suivantes :

Mise en place d'un système de drainage du talus et ceci afin d'empêcher l'altération des caractéristiques géotechniques à cause des infiltrations d'eau(réalisation des tranchées drainantes, fossés de crêtes, et les fossés en pied de talus).

Procéder à la réalisation d'un canal suffisamment dimensionné, afin d'assainir les eaux du talweg situé à l'amont du talus vers le déversoir le plus proche.

Pour la stabilisation du terrain par contre le mode de confortement prévue sera une reconstitution du déblai et ceci après décaissement des sols constituant le déblai, puis remplacer ccs dernier par un matériau sélectionné et compacte, se sera donc un confortement par mise en place d'une bute en matériau sélectionné afin de maintenir une bonne stabilité du talus ainsi que permettre le drainage des eaux et empêcherainsi les suppressions interstitielà l'intérieur du talus.

Le mode de confortement proposé ne permet pas que la stabilisation de la couche de marne argileuse qui d'après l'analyse de la stabilité représente la couche la plus faible ou le risque de rupture est le plus grand, mais il permet aussi une protection de la couche de marne grisâtre, car, même si celle-ci présente un aspect compact et stable, sa mise à nue due aux éboulements et au mouvement de terrains qui ont affecté la couche argileuse la surplombant ont induit a une décompression importante de celle-ci vue ca sensibilité importante vis-à-vis de l'eau et des variation atmosphérique, cette couche n'a pas subi de mouvement important à l'heure actuel, mais il faudra néanmoins la protéger pour empêcher tout altération de ces caractéristiques qui pourrait provoquer des mouvements de terrain important au niveau du talus .

Pour cela il est nécessaire donc de vérifier la stabilité du talus en incluant le mode de confortement proposé pour ainsi pouvoir procédé au dimensionnement adéquat de ce confortement.

Les valeurs du FS obtenus sont figures dans le tableau suivant :

Phase	Situation	Valeur de F_S
AVEC NAPPE	Sans séisme Avec séisme	FS=1.45 FS=1.14
SANS NAPPE	Sans séisme Avec séisme	FS=1.99 FS=1.38

Tableau 7.1: les résultats du F_S obtenus.

Apres la modalisation du talus ,après leur confortement on a constaté que les résultats du $\mathbf{F_S}$ obtenus en consolidation de la nappe phréatique est a l'ordre de 1.45 pour le cas statique (sans séisme) et 1.14 pour le cas pseudo statique (avec séisme),par contre les résultats obtenus sous la présence de la nappe phréatique , sont a l'ordre de 1.99(sans séisme) et 1.38 cas (avec séisme), ce qui mentre , que l'eau jeu le grand rôle de stabilitéde ce talus,ce qu'il faut faire rabattement de la nappe phréatique jusqu'a une profondeur de 4m,par la réalisation d'un system de drainage composant de :

- matériaux drainant.
- buse perforé de diamètre 0.3 m.
- Géotextile de filtration et séparation.

7.3.3. Solution de confortement

A) Remblai :

La solution qu'on préconise consiste à choisir un bon sol pour le remblai et assurer un bon drainage du talus ainsi qu'une protection des sols le constituant contre les variations atmosphérique et l'action des eaux d'une parts, et un bon confortement du talus empêchant les mouvement de celui-ci d'autre parts.

2-Etat final : avec confortement

a) **PHASE 1** :avec nappe
Situation1 :sans séisme.

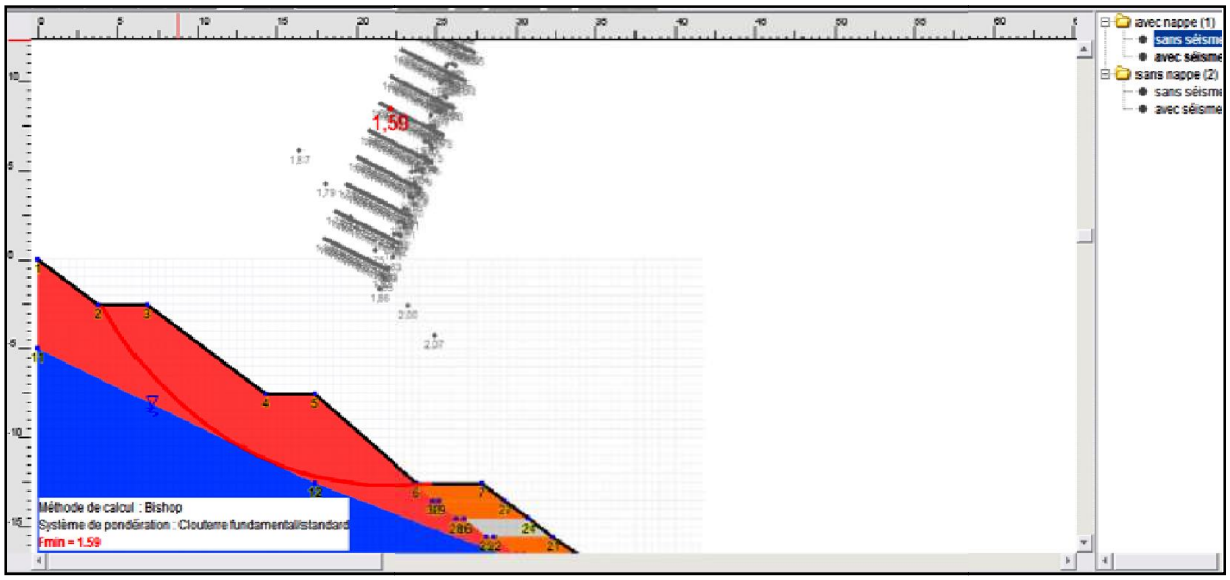


Figure 7.14 : modélisation avec remblai avec nappe et sans séisme.

Situation 2 : avec séisme.

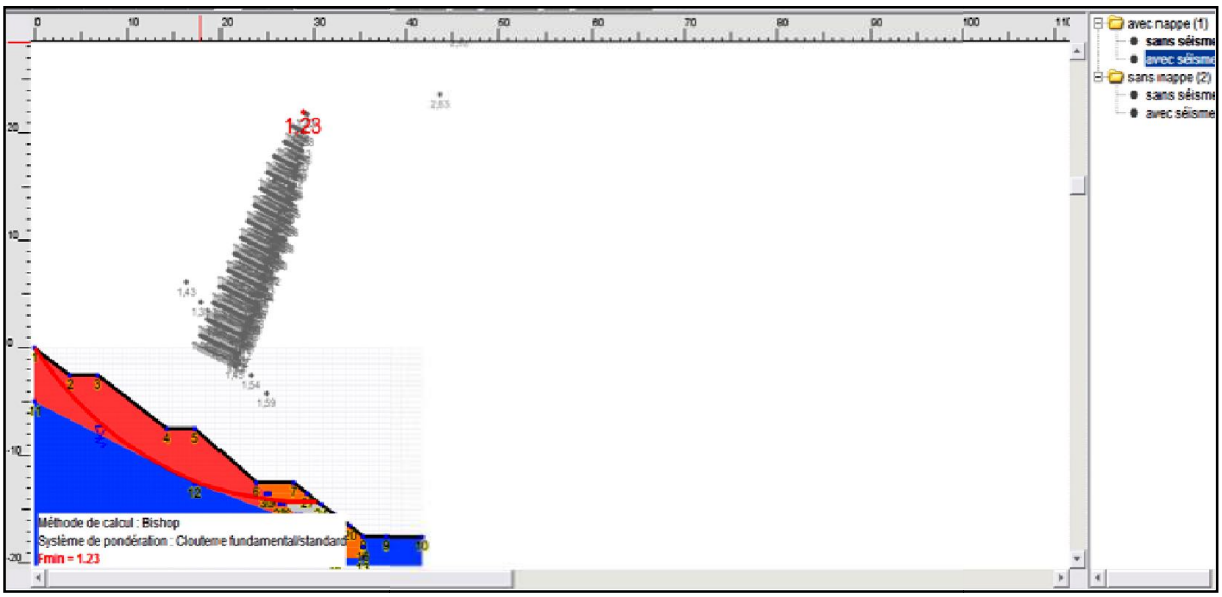


Figure 7.15 : modélisation avec remblai avec nappe et avec séisme.

b) **PHASE 2** :sans nappe

Situation 1 :sans séisme

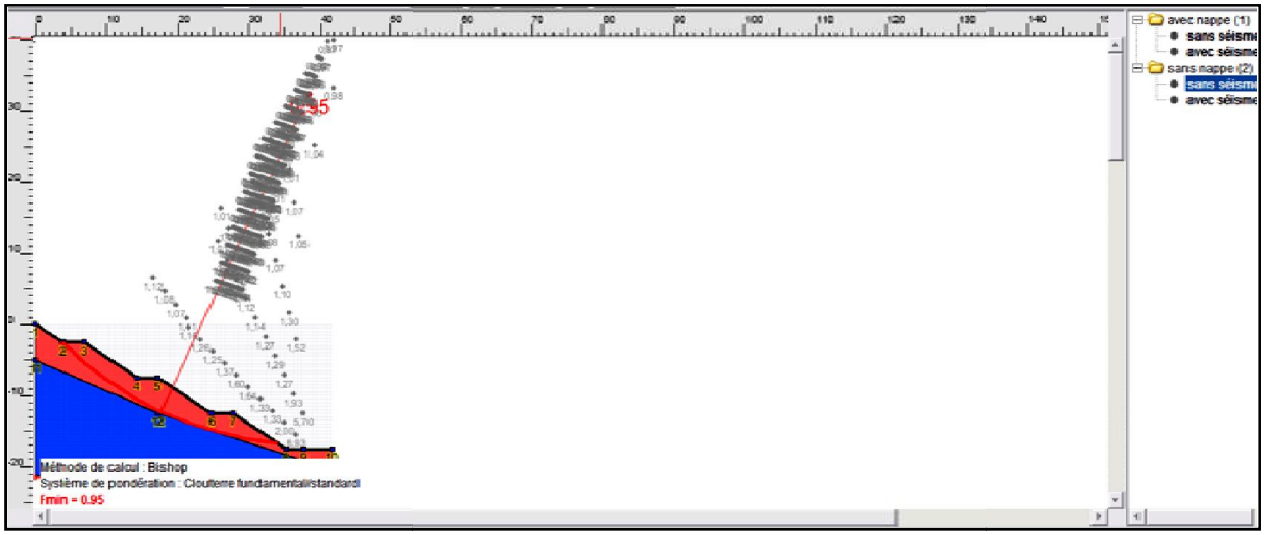


Figure 7.12 :modélisation sans nappe et sans séisme.

Situation 2 :avec séisme.

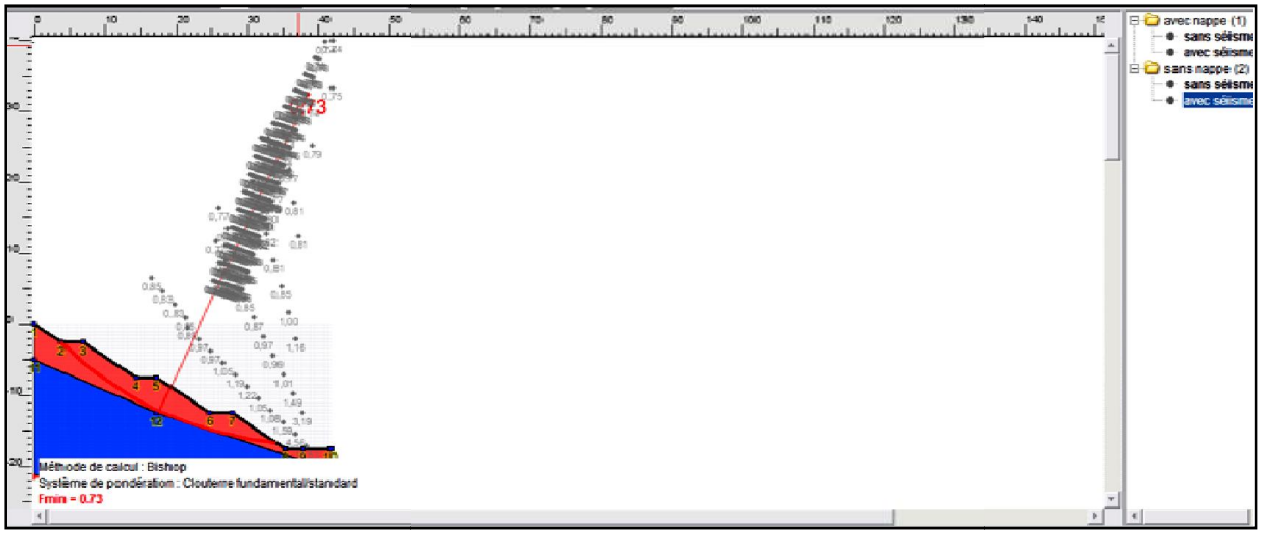


Figure 7.13 :modélisation sans nappe et avec séisme.

Apres vérification de stabilité du talus à l'état initial sans confortement nous avons constaté que les valeurs obtenues des coefficients de sécurités sont respectivement inferieur à 1.5 et à 1.3 (F_S<1.5 avec séisme)et (Fs<1.3 sans séisme), pour les deux phases ces coefficients ne sont pas admissibles ce qui traduit que ce talus se trouve en états instable et qu'il y a lieu de le conforter.

Calcul avec la méthode bishop :

Apres calcul nous avons obtenus les résultats suivants :

1- Etat initial :sans confortement .

a) **PHASE 1** :avec nappe

Situation1 :sans séisme.

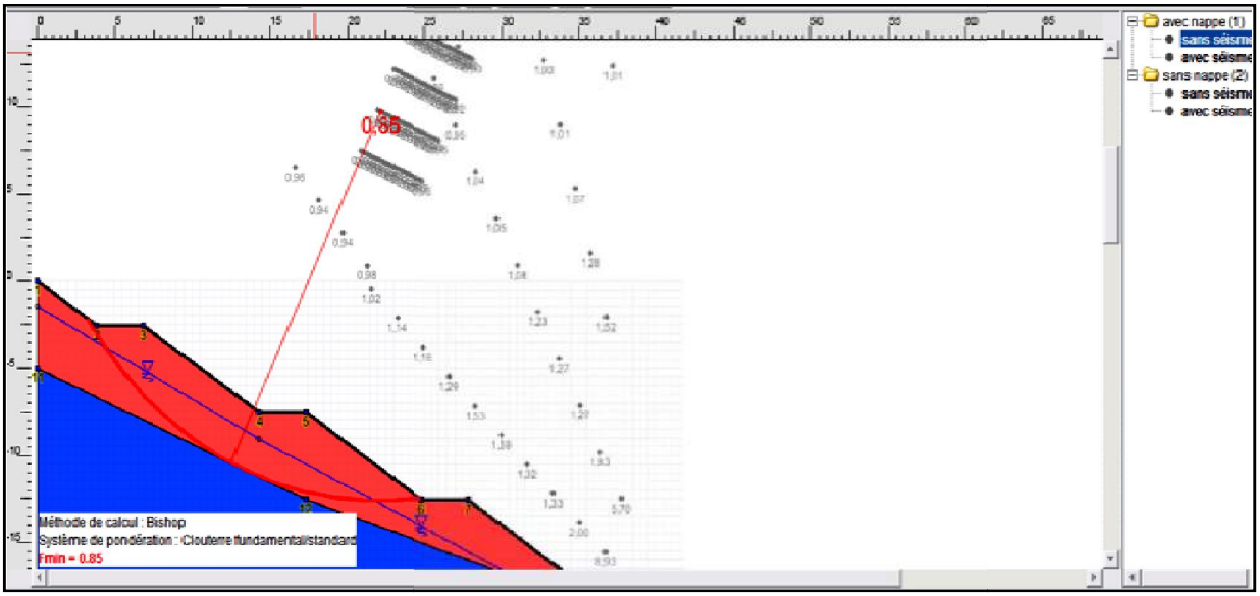


Figure 7.10:les résultats avec nappe et sans séisme.

Situation 2 :avec séisme.

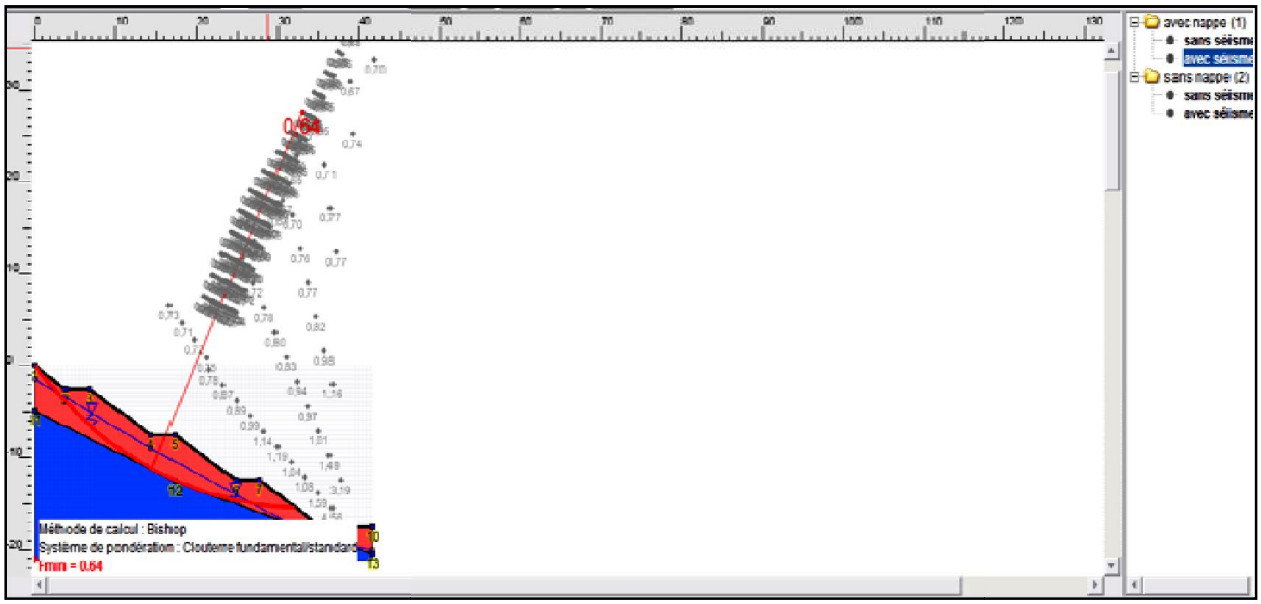


Figure 7.11 :modélisation avec nappe et avec séisme.

7.3.2.Géométrie du modèle :

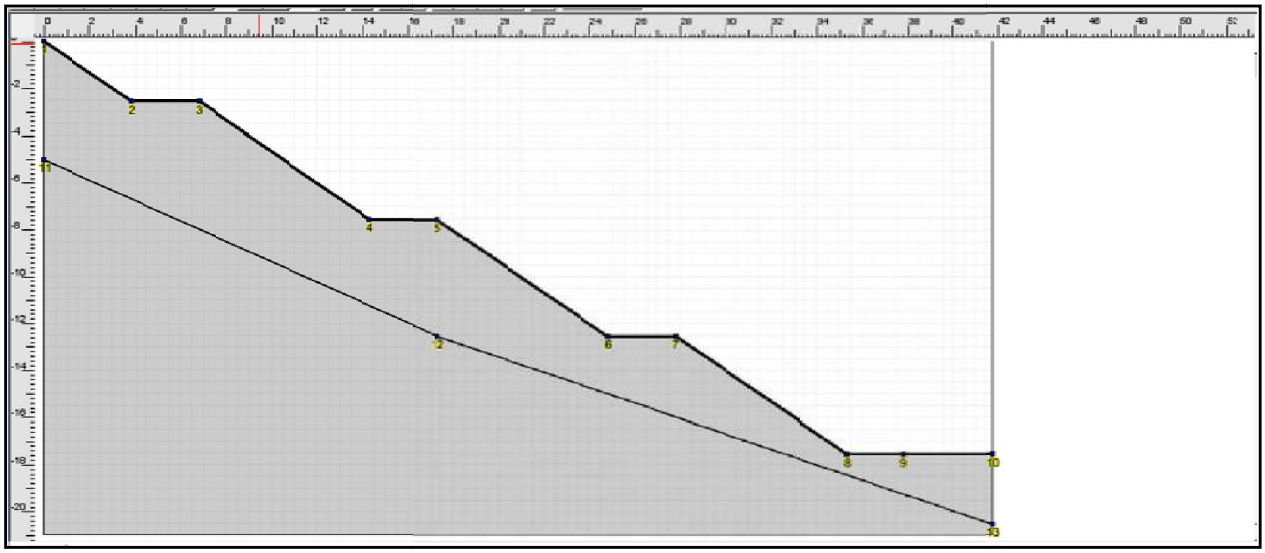


Figure7.8 : modélisation de la géométrie du talus.

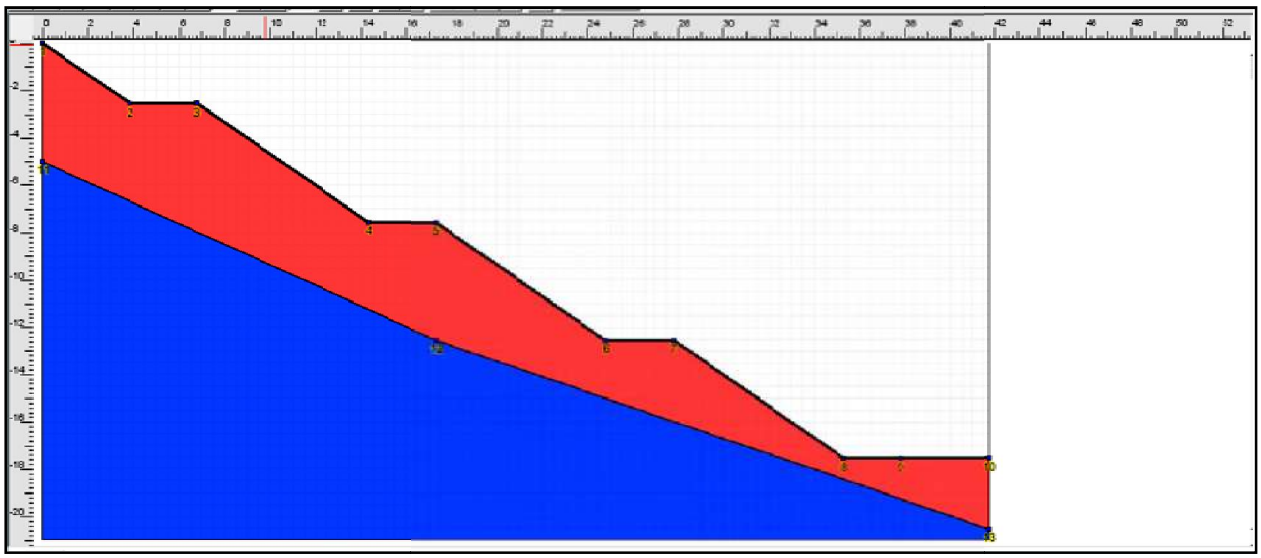


Figure7.9 : modélisation des couches lithologiques composant les talus.

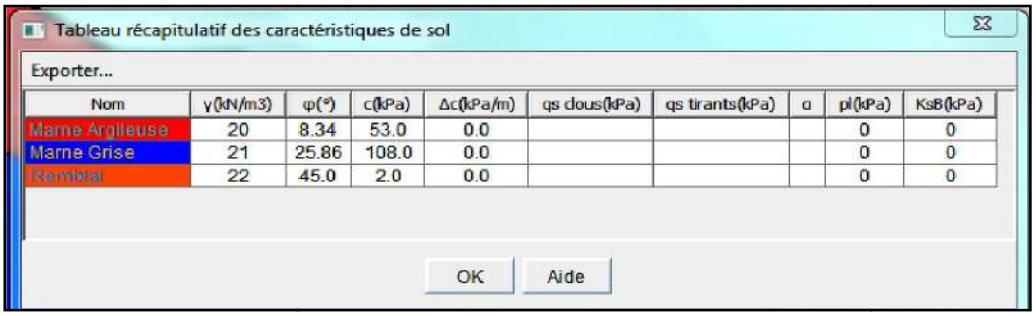
Après corrélation des résultats de ces essais, nous avons constaté que la couche présentant les caractéristiques mécaniques les plus défavorable est la couche marne argileuse posé sur la formation de marne grise compact, ceci est confirmer par l'observation visuel faite sur terrain étant donné que cette formation est celle qui subis le plus de dégradation sur tout le long du tracer du contournement de Médéa, celle-ci subit en effet de multiple instabilités due surtout à sa sensibilité à l'eau.

L'épaisseur la plus importante de cette couche se situe au niveau du PDLO6, le profil relatif à ce PDL est par conséquent le profil le plus défavorable sur lequel l'évaluation du système confortement proposé sera faite.

7.3.1. Présentation du modèle

Modélisation du talus :

Les caractéristiques de sol choisis lors de la modélisation du talus sont les suivants :



Nom	γ(kN/m3)	φ(°)	c(kPa)	Δc(kPa/m)	qs clous(kPa)	qs tirants(kPa)	α	pl(kPa)	KsB(kPa)
Marne Argileuse	20	8.34	53.0	0.0				0	0
Marne Grise	21	25.86	108.0	0.0				0	0
Remblai	22	45.0	2.0	0.0				0	0

Figure 7.7 : Les caractéristiques de sol choisis lors de la modélisation du talus

Pour la modélisation de l'action sismique, on introduit les valeurs des accélérations sismiques agissant dans le sens horizontal et vertical calculées à partir de la méthode statique équivalente qui est la méthode la plus couramment utilisée; Dans ces cas-là ces valeurs dépendent de l'accélération sismique maximale de référence qui varie selon la zone de sismicité dans laquelle est implanté l'ouvrage d'une part et de l'importance de cet ouvrage d'autre part.

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Médéa considérée comme une zone de moyenne sismicité et de classe IIa, Ce dernier est de classe1A. L'accélération sismique maximale de référence correspondant à ces deux classes est de l'ordre de A= 0.25g. **[14]**

A partir de l'accélération maximale de référence et selon la méthode statique équivalente on obtient les résultats suivants :

$\sigma_h = 0.5A^* 0.125.$ **[14]**

$\sigma_v = \pm 0.3\sigma_h = \pm 0.0375$. **[14]**

7.3. Analyse de la stabilité :

L'analyse de la stabilité se fait par le biais de la méthode d'équilibre limite qui adopte la méthode des tranches afin de vérifier la stabilité du talus, cette méthode consiste essentiellement à découper le talus en plusieurs tranches verticales et a étudier l'équilibre de ces tranches, chaque cercle retenu comme surface de glissement potentiel est ainsi étudié celui qui fournit la plus faible valeur du coefficient de sécurité représente la solution du problème.

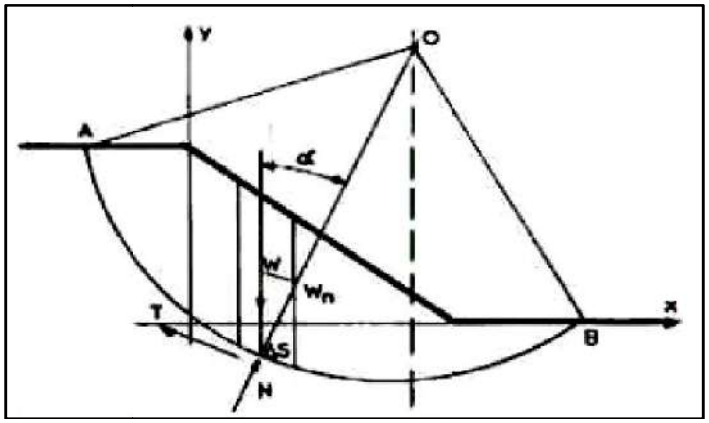


Figure7.6 : découpages du talus en tranches de sols.

Cette méthode présente l'avantage d'être simple et donne des résultats précis, elle permet aussi de traiter différents types de sols de différentes géométries de talus.

Le calcul sera réalisé par le logiciel TALREN 4 version 2.0.4. ce dernier utilise plusieurs méthodes de calcul dont la méthode des tranches, celui-ci prend en compte plusieurs types de renforcement caractérisés par les paramètres suivants :

- Résistance à la traction (géogrille, geotextile...).
- Résistance à la compression (butons).
- Résistance au cisaillement (pieux, clous, tirants...).

La détermination des coefficients de sécurité globale et partielle ainsi que les coefficients de pondération, s'est faite conformément à la norme NF P 94-270 juillet 2009 et l'Eurocode 7.

Ces derniers servent à calculer le coefficient de sécurité Fs et les résistances des matériaux.

Dans le cas du déblai sujet à cette étude, l'analyse de stabilité s'est faite selon le profil le plus défavorable, et cela après constat de l'hétérogénéité importante dans le comportement des matériaux constituant le déblai avec un changement de lithologie brusque d'un profil a un autre, ainsi qu'une variation importante au niveau de l'épaisseur des couches lithologique compostant le déblai.

Pour cela, nous nous sommes servi des résultats obtenus par les essais in situ(sondage, pénétromètre dynamique lourds) afin de détecter le profil qui présente les caractéristiques mécanique et géométrique les plus défavorables et ainsi, procédé à l'analyse de sa stabilité à l'état naturel , puis , avec confortement, et ainsi généralisé les résultats obtenus sur tout le linéaire sur lequel s'étale le déblai.



Figure7.3 : la barre de boutons contextuelle "Données".



Figure 7.4 : la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".

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

- Basculement en mode "Données".
- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue).
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue).
- Calcul de la situation sélectionnée.
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée.
- Calcul de toutes les situations pour toutes les phases.
- Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue,accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement sides résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement sides résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulementsi des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

➢ ***Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol :***

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle est affiché un tableau récapitulatif de tous les jeux de caractéristiques définis. Toutes les caractéristiques figurent dans le tableau, excepté les caractéristiques "complexes" du type anisotropie de cohésion et d'angle de frottement, pour lesquelles il est simplement indiqué qu'elles sont définies par plusieurs valeurs.

Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4.

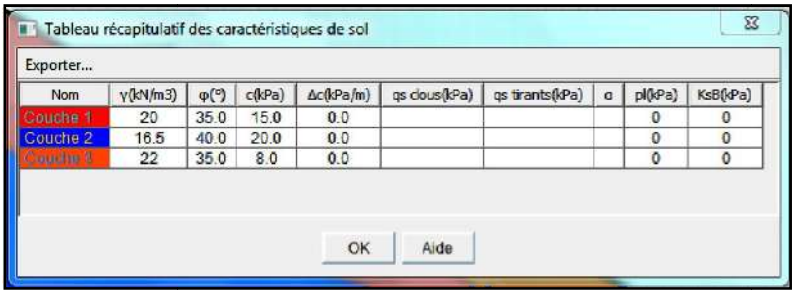


Figure 7.5 : exemple de Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol :

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

- ***Le menu, les barres de boutons et le navigateur :***

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure7.1, comporte les rubriques principales suivantes :

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

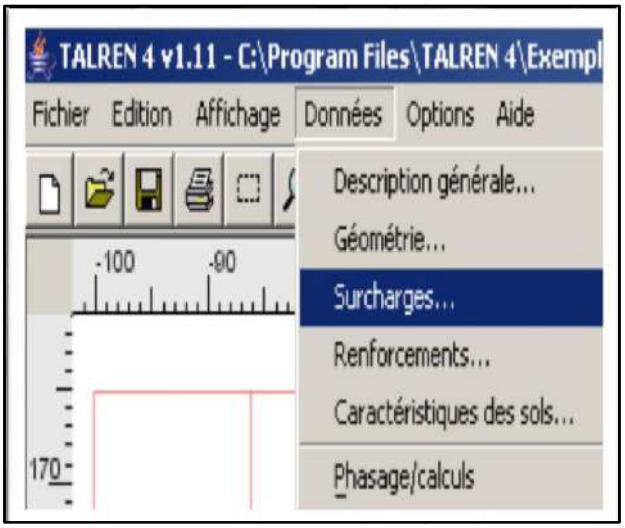


Figure 7.1 : exemple du menu Données.

- ***La barre de boutons principale :***

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

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

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



Figure7.2 : la barre de boutons principale.

- ***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.

7.1. INRODUCTION :

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.

7.2. Présentation du logiciel de calcul (*TALREN 4 v2.0.4*) :

Il s'agit d'un logiciel permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements. Le code permet d'étudier les pentes naturelles, les talus en déblais/remblais, les ouvrages en terre et les digues, en prenant en compte différents types de renforcements (tirants précontraints, clous, pieux et micro pieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes en polymères).

7.2.1. Les principales caractéristiques de *TALREN 4* :

7.2.1.1 L'interface graphique interactive :

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

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

- le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible : les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.

- Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.

- Chaque donnée n'est saisie qu'une et une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.

- De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données(Sol, renforcements) sont disponibles.Les différentes manières d'utiliser cette interface graphique sont détaillées dans la partie suivante.

Pour le choix définitif d'un type de confortement, parmi ceux proposées, nous avons complété notre étude par une analyse de la difficulté de réalisation et des délais d'exécution pour chacune des méthodes.

La pérennité d'une solution de confortement ne sera assurée qu'après un entretien des différents systèmes de drainage afin d'éviter la renaissance des phénomènes qui ont fait déjà objet du glissement.

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

CONCLUSION GENERALE

Les glissements de terrain dans la Wilaya de Médéa et vu sa position géologique constituent un véritable problèmes aux gestionnaires des ouvrages publics et au privé, vu les désordres qui peuvent être causés par ce phénomène allant d'un simple mouvement de terrain qui nécessite un simple soutènement à un vrai glissement spectaculaire qui cause des désordres importants et désagréments non souhaitables aux habitants et porte atteinte à l'économie nationale par les coûts de traitements trop élevés mais inévitables.

Les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane.

Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés…) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

La diversité et les incertitudes des données historiques, hydrogéologiques, géologiques et hydrauliques liés au versant étudiés laissent apparaitre une incertitude dans les solutions proposés et des approches selon les données fournies du terrain. 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 (roche marneuses ou schisteuse, 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.

En ce qui concerne l'étude du glissement pk 6+900 Tibhirine situé dans la commune de Draa Essamar médéa objet de ce mémoire, nous avons adopté la méthodologie qui consiste, d'abord, à analyser le mouvement du terrain par différentes méthodes afin de localiser les surfaces de rupture potentielles, en utilisant des inclusions géotextile de renforcement.

Les nappes de géotextile inclus dans le talus reconstitué s'avèrent de grande influence sur la stabilité de ce dernier. Elle est fonction des espacements des nappes et d'autant plus prononcée lorsque leur espacement est réduit. Par conséquent, le géotextile est un moyen efficace de renforcement pour l'amélioration des remblais utilisés dans le domaine de la construction.