



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA De Bejaia
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème :

Etude d'un glissement de terrain sur RN : 09
PK060+000 à Kherrata (W. Béjaïa)

Réalisé par :

M^r: HAMMAR Samir

Mr: HADDAD Lahlou

Encadré par :

M^r: KHEFFACHE .T

Membres de jury :

M^r : SADAOUI .O

M^r : BEN DADOUCHE .H

Promotion 2013 / 2014

REMERCIEMENTS

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr kheffeché toufik pour son aide, ses conseils et ses remarques qui nous ont permis de faciliter à accomplir notre travail de fin d'étude.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier l'ensemble des enseignants, qui ont contribué à notre formation.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Samir & lahlou

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

D'abord à mon grand père et ma grande

*Mes très chers parents, qui m'ont toujours soutenus durant toutes les périodes de
vie, que dieu le tout puissant les protèges et les gardes.*

Mes frères et sœurs,

Toute la famille HAMMAR

A la mémoire de mon frère mouloud

A la mémoire de Mounir

Tous mes adorables amis, je cite :

Djemal ,abdenour, bilal ,abdarahmene,hafid , mourad, sofiane,fouaz,Imad,

Toutes les personnes qui m'ont soutenue

et crus en moi lors de mon parcours

et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,

Toute la promotion 2014.

Merci à tous.

Samir

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A la mémoire de mon grand-père < Amar >

A la mémoire de mon grand-mère < Zineb >

A la mémoire de mon oncle < Moustapha >

A la mémoire de mon cousin < Nadir >

A ma très chère mère ainsi qu'à mon père.

Ils ont su être à mes côtés dans les moments difficiles sans lesquelles je n'aurais pas obtenu à ce stade dans mes études, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse Dieu je puisse les honorer.

A mon grand-père < Brahem >

A mon grand-mère < Yamina >

A mon frère et ma sœur

A tous les membres de la famille et grand petite

A mon binôme qu'était mon frère durant tout le cycle d'étude

A tous mes amis et à tous ceux qui ont contribué près ou de loin

HADDAD
Lahlou

Liste des symboles

E : Module préssiométrique

Pl : Pression limite

V_t : Volume totale

P_t : Poids total

P_s : Poids des grains

V_s : Volume des grains solides

P_w : Poids de l'eau

V_a : Volume d'air

γ_h : Poids volumique humide

γ_d : Poids volumique sec

γ_s : Poids volumique des grains solide

γ' : Poids volumique déjaugé

e : L'indice des vides

n : La porosité

W : Teneur en eau

S_r : Degré de saturation

D : Diamètre

η : La viscosité dynamique de liquide

v : La vitesse de particule

WL : Limites de liquidité

Wp : Limite de plasticité

I_p : L'indice de plasticité

I_c : L'indice de consistance

W : La teneur en eau

γ_h : Poids humide

C: La cohésion

φ : L'angle de frottement

R : Le rayon de cercle

Fs : Coefficient de sécurité

E_p: Module d'élasticité

L : La longueur

L₀ : Longueur du transfert

T₀: L'effort tranchant

K_f : Coefficient de réaction linéique

B₀: Diamètre de référence

B: Diamètre du pieu

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

M_{max} : Moment maximal

I : Inertie du pieu

A_{min}: Section minimale des armatures longitudinales

A_s: Section des armatures longitudinales

K_a : Coefficient de poussée

P_a : Coefficient de poussée

σ : La contrainte normale totale

σ' : La contrainte normale effective

U : la pression interstitielle

W_i : Le poids de chaque tranche

Partie théoriques

Figure (I.1) : Représentation l'effondrement des cavités souterraines	04
Figure (I.2): Représentation les phénomènes de retrait et de gonflement dans le sol	05
Figure (I.3) : Représentation un éboulement	06
Figure (I.4) : Représentation un glissement de terrain	08
Figure (I.5) : Représentation le phénomène de fluage	08
Figure (I-6): Représentation les coulées de boueuses	09
Figure (I.7) : Illustration d'un glissement de terrain.....	10
Figure (I.8) Représentation d'un glissement plan	11
Figure (I.9) : Rupture selon des plans de cisaillement rectilignes	11
Figure (I.10) : Représentation d'un Glissement rotationnel simple	12
Figure (I.11) : Représentation d'un Glissement rotationnel complexe(en escalier)	12
Figure (I.12) : Rupture selon des plans de cisaillement circulaires.....	13
Figure (I.13) : Représentation la Géométrie de terrain	14
Figure (I.14) : Représentation la Construction au sommet	15
Figure (II.1) : Rupture circulaire.....	23
Figure (II.2): Calcul par la méthode des tranches	26
Figure (II.3): Bilan des forces sur une tranche.....	26
Figure (III.1) : Représentation le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.....	32
Figure (III.2) : butée de pied	33
Figure (III.3) : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à Prendre en compte	33
Figure (III.4) : Allègement en tête	34
Figure (III.5): Reprofilage.....	35
Figure (III.6) : Adoucissement de la pente.....	35
Figure (III.7): Exemple de purge.....	36
Figure (III.8): Substitution partielle	36
Figure (III.9) : Drainage de surface.....	38
Figure (III.10): Coupe d'une tranchée drainante.....	39
Figure (III.11): Drains subhorizontaux.....	40
Figure (III.12): Exemple de clouage d'un glissement.....	43
Figure (III.13): Clouage par des pieux	44

Partie pratique

Figure (IV.1) : Situation géographique (Google Arth.....	45
Figure (IV.2) : Situation de projet	46
Figure (IV .3) : Création d'une ravine et rupture de mur de soutènement.....	47
Figure (IV.4) : les arbres penchent.....	47
Figure (IV.5) : Photo présente l'escarpement	48
Figure (IV.6) : Présente le dépassement du gabion ancien	48
Figure (IV .7) : carte géologique de la commune kherrata 1/500000	50
Figure (V.1) : Plan d'implantation des sondages	56
Figure (V.2) : Composantes d'un sol	61
Figure (V I.1): Profil A-A	66
Figure (VI.2): Profil B-B.....	67
Figure (VI.3): profil C-C.....	67
Figure (VI.4) : Cercle de rupture, avec $R=68.5$	69
Figure (VI.5) : Méthodes des tranches de FELLENIUS	70
Figure (VI.6) : Modélisé avant le glissement.....	72
Figure (VI.7) : Modélisé avant la relève de la nappe glissement.....	73
Figure (VI.8) : La variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture..	74
Figure (VI.9) : Modélisé après le glissement	74
Figure (VI.10) : La variation des contraintes de cisaillement et pression d'eau le long de la Surface de rupture	75
Figure (V II.1) : Schéma type de la tranchée drainante	78
Figure (V II.2) : Talus modélisé après substitution partielle.....	78
Figure (V II.3) : Principe de clouage des pentes (G.cartier 1986)	80
Figure (V II.4) : Inclinaison de l'effort de clouage	81
Figure (V II.5) : Diagramme des moments	85
Figure (V II.6) : Valeur des fonctions A^* , B^* , C^* et D^*	86
Figure (V II.8): Schéma de ferrailage des pieux	88
Figure (V II.9) : Disposition des pieux	88
Figure (V II.10) : Talus modélisé avec butée de pied (mur en gabions) et rabattement de la nappe	89
Figure (V II.11) : Schéma du mur en gabions.....	90
Figure (V II.12) : Schéma de l'excentricité des forces	91

Liste des figures

Liste des tableaux

Tableau (II.1) : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage	31
Tableau(V.01) : Résultats de l'essai préssiométrique N°01 (SC03)	58
Tableau (V.02) : Résultats de l'essai préssiométrique N°02 (SC04)	58
Tableau (V.03) : Résultats de l'essai préssiométrique N°03 (SC05)	59
Tableau (V.04) : Résultats de l'essai préssiométrique N°04 (SC01)	59
Tableau (V.05) : Résultats de l'essai préssiométrique N°05 (SC07)	60
Tableau(V.06) : Relevés piézométriques	60
Tableau (V.07) : Résultats des essais d'analyse chimique sommaire.....	64
Tableau (V.08) : Résultats des essais laboratoire.....	64
Tableau (VI.1) : Application numérique a présence de nappe phréatique	70
Tableau (VI.2) : Les données et les résultats du logiciel.	72
Tableau (VI.3) : Les paramètres géotechniques correspondant à chaque couche	73
Tableau (VI.4) : Les valeurs minimales de coefficient de sécurité.....	74
Tableau (VI.5) : Les valeurs minimales de coefficient de sécurité.	75
Tableau (VII.1) : Les valeurs de coefficient de sécurité.....	79
Tableau (VII.2): Facteur rhéologique α pour divers types de sols, (D'après Fascicule 62[1992])	83
Tableau (VII.3) : Les valeurs de coefficient de sécurité (confortement par pieux)	87
Tableau (VII.4) : Les paramètres géotechniques pour le calcul.	89
Tableau (VII.5) : Le résumé des forces stabilisantes du mur en gabions.	91

<i>Sommaire</i>	i
<i>Liste des figures</i>	ii
<i>Liste des tableaux</i>	iii

<i>Introduction générale</i>	01
------------------------------------	----

Partie théorique

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	02
I.1.1. Définition	02
I.1.2 Les différents types des talus	02
I.1.2.1.Les pentes naturelles	02
I.1.2.2. Talus artificiels	02
I.1.2.3. Digue et barrage en terre	03
I.1.3. Les circonstances dans lesquelles on peut rencontrer des glissements	03
I.1.4. Les type des mouvements de terrain	03
I.1.4.1.Les effondrements et affaissements	03
I.1.4.2. Les tassements par retrait	04
I.1.4.3. Les éboulements, les chutes de blocs et de pierres	05
I.1.4.4. Les glissements, coulées de boue associées et fluages	07
I.2. Les Caractéristiques des glissements de terrain.....	09
I.3. Les différents types des glissements de terrain.....	10
I.3.1. Glissement plan	11
I.3.2. Glissement rotationnel	12
I.4. Les causes éventuelles des glissements	13
I.4.1. Introduction.....	13
I.4.2. Les facteurs qui affectent la stabilité des talus	13
I.4.2.1. Les facteurs géologiques.....	14
I.4.2.Les facteurs géométriques.....	14
I.4.2.3. Les diverses formes d’action de l’eau	14
I.4.2.4.Conditions hydrauliques	15
I.4.2.5. Facteurs anthropique	15
I.5. Méthodologie de l’étude d’un glissement.....	16
I.5.1 Repérage topographique d’une zone instable.....	16
I.5.2. Etude géologique et géomorphologique de site	17
I.5.3. Etude hydrologique de site	17
I.5.4. Etude géotechnique	18
I.6. Surveillance des glissements	19
I.6.1. Les principaux suivis.....	19
I.6.2. Suivi météorologique, hydrologique	20

CHAPITRE II : Méthodes de calcul de la stabilité des pentes

II.1.Introduction	21
II.2. Eléments de base du calcul	21
II.2.1. Calculs après glissement (étude a posteriori).....	21
II.2.2. Calculs a priori	21
II.3. Les méthodes de calcul	22
II.3.1. Les calculs à la rupture	22
II.3.2. Les calculs en contraintes-déformations	22
II.4. Notion de coefficient de sécurité	22
II.4.1. Ruptures planes ou multiplanaires (calcul à l'équilibre limite)	24
II.4.2. Ruptures rotationnelles (calcul à l'équilibre limite)	25
II.4.2.1. Méthode globale	25
II.4.2.2. Les méthodes des tranches	26
II.5.Analyse automatique de la stabilité au glissement	28
II.5.1.Différents logiciels de calcul de stabilité	29
II.6. Recherche du coefficient de sécurité du talus.....	29
II.7. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte	30
II.8. Choix du coefficient de sécurité	30

CHAPITRE III: Les méthodes de confortements

III.1.Introduction	32
III.2 Terrassement	32
III.2.1.butée de pied.....	33
III.2.2. Butée de pied renforcer par au géotextile.....	34
III.2.3. Allégement en tête	34
III.2.4. Reprofilage	35
III.2.5. Purge	35
III.2.6. Substitution totale ou partielle.....	36
III.3. Drainage	37
III.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface.....	38
III.3.2. Masques et éperons drainants	38
III.3.3. Tranchées drainantes	39
III.3.4.Fossé.....	40
III.3.5.Drains subhorizontaux	40
III.3.6. Drains verticaux.....	40
III.4. Le reboisement	41
III.5.Elément résistants.....	41
III.5.1. Murs de soutènement	41
III.5.2. Tirants d'ancrages	42
III.5.3. Clouage.....	42
III.6 .pieux	43

Partie pratique

CHAPITRE IV : présentation de site

IV.1.Introduction	45
IV.2Contexte géographique de la zone d'étude	45
IV.3.Situation de projet	46
IV.4.Description d'un glissement	46
IV.5.Contexe géologiques	49
IV 5.1.géologie générale.....	49
IV.5.1.1.La nappe numidienne.....	49
IV .5.2.Géologie locale	50
IV.6.Geomorfologie de site	51
IV.7.Hydrologie et Hydrogéologie du site	51

CHAPITRE V: Etude géotechnique

V.1.Reconnaissance géotechnique	52
V.2.But de la reconnaissance de sol	52
V.3.Essai in situ.....	52
V.3.1.Introduction	52
V.3.2 Nature des sondages	53
V.3.2.1.Sondages carottés.....	53
V.3.2.1.1.Résultats des sondages carottés	55
V.3.2.1.2.Interpritation des résultats	55
V.3.2.2 Les sondages préssiométriques	57
V.3.2.2.1.Resultats des sondages préssiométriques	58
V.3.2.3. Relevés piézométriques	60
V.3.2.3.1.Resultas de relevés piézométriques.....	60
V.4.Essai de laboratoire	61
V.4.1. Essais d'identification physique.....	61
V.4.2. Essais réalisés au laboratoire	62
V.4.2.1.Analyses granulométrique	62
V.4.2.2.Limite d'atterberg	63
V.4 2.3. Essai de cisaillement.....	63
V.4.2.4.L'analyse chimique.....	64
V.4.3. Résultats des essais.....	64
V.4.4.Interprétation des essais de laboratoire.....	65

CHAPITRE VI : Calcul de stabilité

VI.1.Introduction	66
VI.2. Localisation de la ligne de rupture	67
VI.3.Analyse du glissement	68
VI.3.1. Analyse du glissement par un calcul manuel	68
VI.3.1.1. Caractéristique de cercle de rupture	69
VI.3.1.2. Analyse des résultats	71
VI.3.2. Analyse du glissement par logiciel.....	71
VI.3.2.1. Présentation du logiciel	71
VI.3.2.2. Application au glissement étudié.....	72
VI.3.2.2.1.Avant la relève de la nappe	73
VI.3.2.2.2.Après la relève de la nappe	74
VI.4.Conclusion de l'étude.....	76

CHAPITRE VII : Etude de confortement

VII.1 Introduction.....	77
VII.2 Quelques principes de base.....	77
VII.3. Premier type de confortement.....	78
VII.3.1. Analyse du glissement avec terrassement (substitution partielle du volume du sol en mouvement) associé au drainage.	78
VII.3.2 Modélisé de talus après terrassement (substitution partielle) plus rabattement de la nappe	78
VII.4. Deuxième type de confortement	79
VII.4.1. Le Clouage	79
VII.4.2 Calcul de l'ouvrage (pieu foré)	81
VII.4.3 Calcul des sollicitations maximales dans le pieu	82
VII.4.1 Ferrailage des pieux	87
VII.5 troisième type de confortement	89
VII.5.1 Analyse du glissement avec un mur en gabions et rabattement de la nappe	89
VII.5.2 Détermination des contraintes appliquées au sol de la fondation	94
VII.6 Conclusion	94

Conclusion Générale	95
----------------------------------	-----------

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terrain sont parmi les phénomènes naturels les plus répandus et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées.

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

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur la RN 09 au PK 060+000 dans la commune de Kheratta wilaya de Béjaïa.

De ce fait notre travail se divise en 02 parties, qui sont les suivantes :

La première partie est réservée à une étude bibliographique, qui a comme but une étude théorique, sur les mouvements de terrain exactement sur les glissements (leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes) ainsi que les différentes méthodes d'analyse, et enfin les différents systèmes de confortement.

La deuxième partie contient l'analyse et l'étude de glissement pour la détermination des surfaces de rupture éventuelles. Cette étude a été commencée par un calcul manuel des surfaces de ruptures et leurs coefficients de sécurité avec la vérification des résultats par un logiciel de calcul basé sur l'analyse limite « Géoslope ». Le dimensionnement et l'étude des différents systèmes de confortements.

Partie théorique

CHAPITRE I

Généralités

I.1 Introduction

Dans ce chapitre on parle sur le mouvement de terrain et comment classer les types de mouvement de terrain qui devisent en deux groupes ; ceux associés aux pentes naturelles et ceux de talus artificiels. D'abord Nous abordons en premier lieu les différents types des mouvements de terrain, ensuite quelque probabilité qui produit le glissement, et nous présentons les méthodologies ou processus d'étude un glissement, en fin nous terminons par donner les principales techniques de surveillances.

I.1.1 Définition

Les glissement de terrain sont les manifestation de déplacement gravitaire de masse de terrain déstabilisée sous l'effet de sollicitation naturelles(forte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc) ou anthropiques(terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappe aquifère, etc), qui résulte des dommages important aux constructions et aux ouvrages et parfois causes des victimes, le volume de glissements des terrains est très variable : de quelque mètres cube (loupes) a plusieurs millions de mètres cubes (versant entiers).

Les facteurs les plus importants qui influent sur la stabilité d'une pente sont :

- Le matériau constituant du sol.
- La position de la nappe aquifère.
- Le degré d'inclinaison par rapport à horizontale.

I.1.2 Différents types de talus

I.1.2.1 Pentes naturelles

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités.

I.1.2.2 Talus artificiels

Selon des types d'ouvrages, les talus artificiels peuvent être classés comme suit

- Talus en déblai.
- Talus en remblai sur sol non compressible.
- Talus en remblai sur sol compressible.

Ouvrages de soutènement vis-à-vis d'un glissement profond. [2]

I.1.2.3 Digue et barrages en terres

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

On recommande, pour les travaux de prévention actifs contre les glissements de terrain, la stabilisation et le drainage des zones instables. Ces actions peuvent être ponctuelles (soutènement, végétation, substitution). [2]

I.1.3. Les circonstances dans lesquelles on peut rencontrer des glissements

Tout d'abord dans les pentes naturelles, les ruptures sont souvent liées à des problèmes d'écoulement d'eau ou d'érosion au pied du massif par une rivière ou par la mer, les questions de rupture à long terme s'y posent assez fréquemment.

On observe aussi des ruptures par glissement dans des nombreux ouvrages artificiels, les talus dressés dans un massif existant pour élargir une plate-forme ou pour ouvrir une tranchée et les talus résultant d'opération de remblai. Ce genre d'ouvrage se rencontre dans tous les travaux de terrassement qu'il s'agisse de l'aménagement d'une grande zone ou de la construction d'une ligne de chemin de fer ou d'une autoroute qui ne s'accommodent que de faibles pentes longitudinales et entraînent donc la réalisation des terrassements importants.

I.1.4 Les type des mouvements de terrain

Un mouvement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux le long de surface de rupture par cisaillement, il est en fonction de la nature et la disposition des couches géologiques, **En distingue plusieurs types de mouvement de terrain.**

I.1.4.1 Les effondrements et affaissements

a. Définition

Ce sont des mouvements gravitaires particuliers, sans composante horizontale. Ils résultent soit d'un fléchissement de la surface, sans rupture visible, soit de la rupture brutale du toit d'une cavité souterraine ancienne ou en cours de développement localisée dans une roche ou dans un sol.

En surface, la descente du sol en direction du vide sous-jacent peut donc être brutale ou non. Le mouvement commence fréquemment par un fléchissement déterminant une dépression topographique à grand rayon de courbure, puis suivant l'importance de la cavité

sous- jacente, il peut y avoir rupture et apparition d'une ouverture béante soit unique, on parle alors de fontis, soit généralisée.

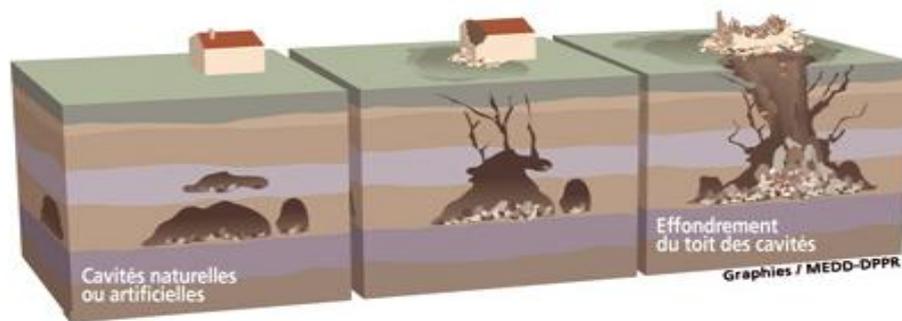


Figure (I.1) : Représentation l'effondrement des cavités souterraines. [17]

b. Conditions d'apparitions

Hormis le cas de cavités d'origine strictement minière, deux causes naturelles peuvent être à l'origine des vides et des mouvements qui en résultent. Il s'agit de disparition de matière soit par dissolution dans les calcaires et dans les gypses, c'est le phénomène de karstification (ouverture d'avens...), soit par érosion mécanique dans les sols hétérogènes à granularité étendue comme les alluvions, c'est le phénomène de suffusion.

c. Effets et conséquences

Les effondrements brutaux peuvent entraîner la ruine des constructions et causer des victimes. En revanche, les affaissements à grand rayon de courbure, qui affectent les constructions et les ouvrages (fissuration), présentent rarement un danger pour l'homme. Il ne faut pas négliger les désordres provoqués par ces phénomènes sur les canalisations enterrées (une fuite d'eau induit en outre une accélération du processus).

Dans le cas des vides peu profonds, il est impératif de bien maîtriser toutes les infiltrations d'eau (eaux usées, eaux pluviales, eaux de drainage), qui peuvent accélérer la dissolution ou affaiblir la résistance mécanique des matériaux.

I.1.4.2 Les tassements par retrait

a. Définition

Le retrait par dessiccation des sols argileux lors d'une sécheresse prononcée et/ou durable produit des déformations de la surface du sol (tassements différentiels). Il peut être

suivi de phénomènes de gonflement au fur et à mesure du rétablissement des conditions hydrogéologiques initiales ou plus rarement de phénomènes de fluage avec ramollissement.

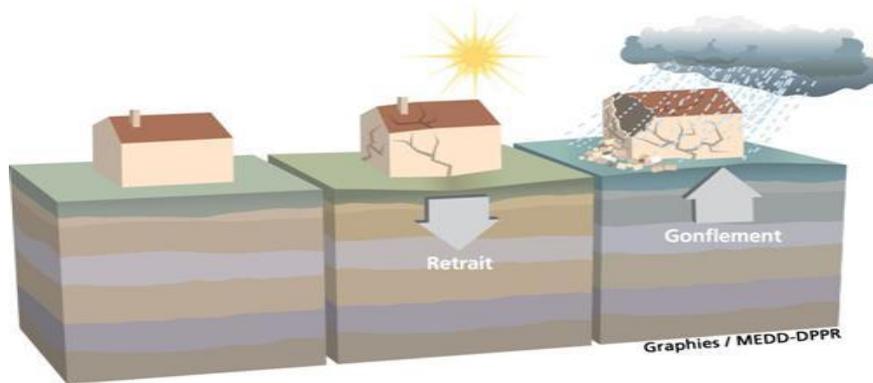


Figure (I.2): Représentation des phénomènes de retrait et de gonflement dans le sol [17]

b. Conditions d'apparition

La nature du sol est un élément prépondérant : les sols argileux sont a priori sensibles, mais en fait seuls certains types d'argiles donnent lieu à des variations de volume non négligeables. La présence d'arbres ou d'arbustes au voisinage de constructions constitue un facteur aggravant.

Une sécheresse durable, ou simplement la succession de plusieurs années déficitaires en eau, sont nécessaires pour voir apparaître ces phénomènes.

c. Effets et conséquences

La lenteur et la faible amplitude des déformations rendent ces phénomènes sans danger pour l'homme, mais les dégâts aux constructions individuelles et ouvrages fondés superficiellement peuvent être très importants en cas de tassements différentiels.

I.1.4.3 Les éboulements, les chutes de blocs et de pierres

a. Définition

Les chutes de masses rocheuses sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux, résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines,... Ces chutes se produisent par basculement, rupture de pied, glissement banc sur banc, à partir de falaises, escarpements rocheux, formations meubles à blocs (moraines par exemple), blocs provisoirement immobilisés dans une pente.

Les blocs peuvent rouler et rebondir, puis se stabiliser dans une zone dite d'épandage. La trajectoire la plus fréquente suit en général la ligne de plus grande pente, mais on peut

observer des trajectoires très obliques résultant notamment de la forme géométrique de certains blocs (plaque roulant sur la tranche) et de petites irrégularités du versant. Les distances parcourues sont fonction de la taille, de la forme et du volume des blocs éboulés, de la pente du versant, de la nature du sol, et de la densité de la végétation.

En ce qui concerne les éléments éboulés, on distingue (ces définitions correspondent approximativement à celles retenues par la norme NF P 95-307): [17]

- les pierres, d'un volume inférieur à 1 dm^3 .
- les blocs, d'un volume compris entre 1 dm^3 et 1 m^3 .
- les gros blocs, d'un volume supérieur à 1 m^3 .

Suivant le volume total éboulé, on distingue (ces définitions correspondent approximativement à celles retenues par la norme NF P 95-307) :

- les chutes de pierres ou de blocs, d'un volume total inférieur à la centaine de m^3 .
- les éboulements en masse, d'un volume allant de quelques centaines à quelques centaines de milliers de m^3 .
- les éboulements (ou écroulements) en grande masse, d'un volume supérieur au million de m^3 .

Certains éboulements de grande ampleur peuvent mobiliser des volumes de matériaux atteignant plusieurs dizaines de millions de m^3 et semblent obéir à des lois de propagation faisant intervenir des mécanismes complexes. Ces instabilités qui affectent une partie importante du versant peuvent bouleverser le relief de façon notable.

Leurs conséquences socio-économiques sont au moins régionales.

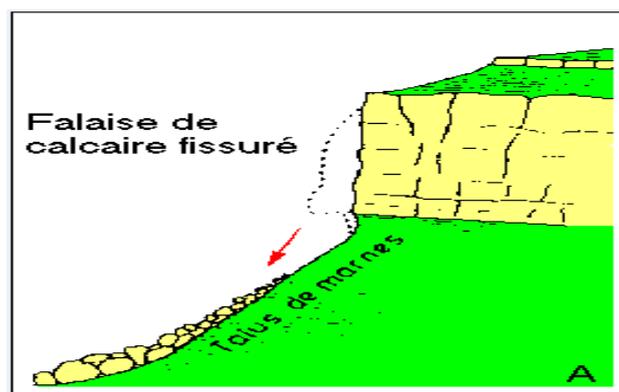


Figure (I.3) : Représentation un éboulement [18]

b. Conditions d'apparition

La densité, l'orientation des discontinuités, fracturation et stratification, la structure du massif rocheux et la présence de cavités constituent des facteurs de prédisposition à l'instabilité. La phase de préparation, caractérisée par l'altération et l'endommagement progressifs du matériau, et accompagnée de petites fractures difficiles à déceler, peut être longue.

Les principaux facteurs naturels déclenchant sont les pressions hydrostatiques dues à la pluviométrie et à la fonte des neiges, l'alternance gel/dégel, la croissance de la végétation, les secousses sismiques, l'affouillement ou le sapement du pied de la falaise.

c. Effets et conséquence

Etant donné la rapidité, la soudaineté et le caractère souvent imprévisible de ces phénomènes, les instabilités rocheuses constituent des dangers pour les vies humaines, même pour de faibles volumes (chutes de pierres). Les chutes de blocs, et a fortiori les éboulements, peuvent causer des dommages importants aux structures pouvant aller jusqu'à leur ruine complète, d'autant plus que l'énergie (fonction de la masse et de la vitesse) des blocs est grande.

I.1.4.4 Les glissements, coulées de boue associées et fluages

a. Définition

Le glissement est un déplacement généralement lent (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture (surface de cisaillement) identifiable, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables.

Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité préexistante telle qu'un joint de stratification (glissement plan).

Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables : de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voire la centaine de mètres pour certains glissements de versant.

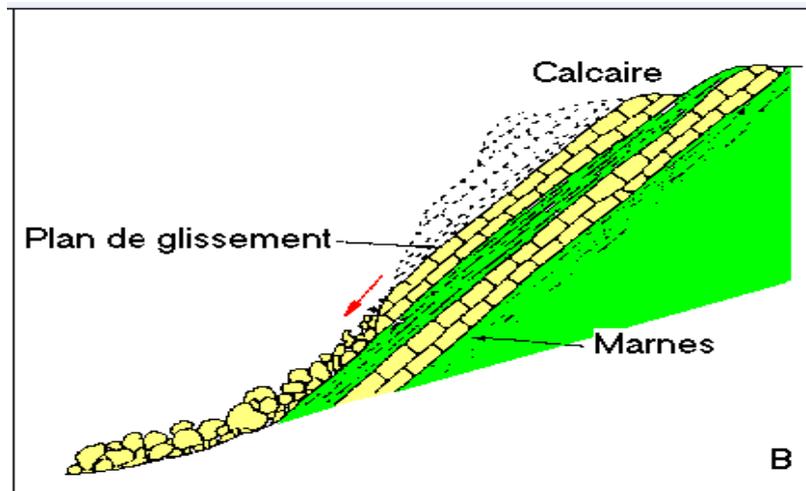


Figure (I.4) : Représentation un glissement de terrain [18]

Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrain actifs : niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zones de rétention d'eau, etc.

Le fluage est un mouvement lent de matériaux plastiques sur faible pente qui résulte d'une déformation gravitaire continue d'une masse de terrain non limitée par une surface de rupture clairement identifiée, mais par une zone de transition avec le massif stable.

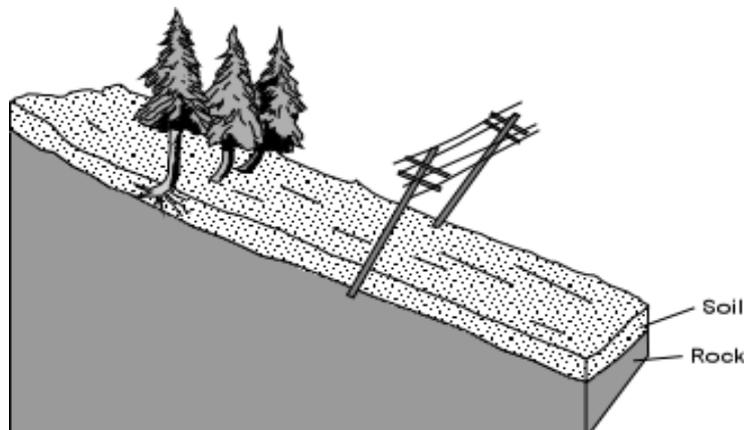


Figure (I.5) : Représentation le phénomène de fluage [17]

La coulée de boue est un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Elle prend fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.



Figure (I.6): Représentation les coulées de boueuses [18]

b. Conditions d'apparition

Les conditions inhérentes au milieu : la nature et la structure des terrains, la morphologie du site, la pente topographique. Les matériaux affectés sont très divers et peuvent concerner soit le substratum rocheux (roche marneuse ou schisteuse, roche extrêmement fracturée, lentille d'argile dans les formations molassiques...), soit les formations superficielles (colluvions fines, moraines argileuses, couverture d'altération, produits résiduels argileux, des marnes et des calcaires marneux...).

Les facteurs déclenchant qui peuvent être : d'origine naturelle (fortes pluies, fonte des neiges qui entraînent une augmentation des pressions interstitielles, affouillement des berges, effondrement de cavités sous-minant le versant, ou séisme, etc.), ou d'origine anthropique suite à des travaux (surcharge en tête d'un talus ou d'un versant déjà instable, décharge en pied supprimant une butée stabilisatrice, rejets d'eau, certaines pratiques culturelles, déboisement, etc.).

c. Effets et conséquences

Du fait des fissures, des déformations et des déplacements en masse, les glissements peuvent entraîner des dégâts importants aux constructions. Dans certains cas, ils peuvent provoquer leur ruine complète (formation d'une niche d'arrachement d'ampleur pluviométrique, poussée des terres incompatible avec la résistance mécanique de la structure).

I.2 Les caractéristique des glissements de terrain

Dans sa partie amont, le glissement se manifeste par des niches d'arrachement ou crevasses, avec une brusque rupture a pente concave et dans sa partie aval, par un bourrelet de pied a pente convexe. La poussée exerces par le bourrelet de pied se marque fréquemment par

un tracé anormal des cours d'eau en aval et par une surface topographique bosselée (ondulation, dissémination de blocs de forte taille,...).

Les indices telles que la fissuration des bâtiments, arbres inclinés, déformation de réseau routier traversant le glissement son aussi des critères d'identification de mouvements actifs.

Enfin, les glissements sont très varier, par leur nature (glissements de terrains, coulées boues), et par leur dimension (peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m³).

Les dimensions d'un glissement de terrain sont définies par la longueur totale, longueur de rupture et la profondeur.

-Largeur : distance entre les flancs.

-longueur total : distance entre la couronne et le pouce.

-longueur de rupture : distance entre la couronne et le pied.

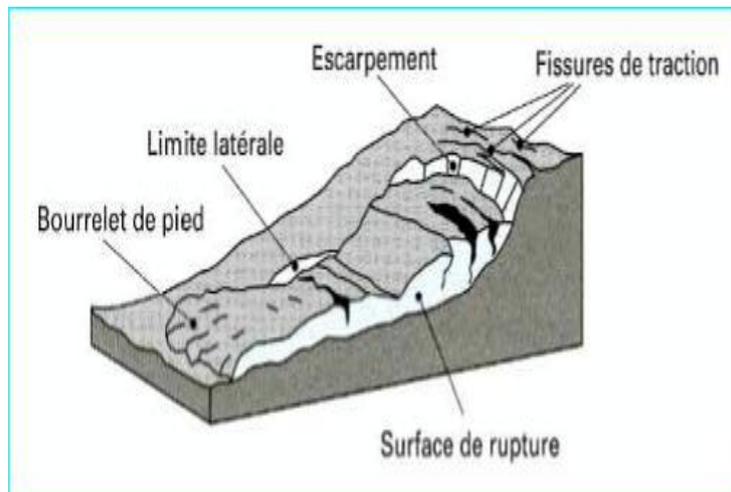


Figure (I.7) : Illustration d'un glissement de terrain [6]

I.3 Les différents types des glissements de terrain:

Les sol pulvérulent ayant une structure à grains unique, le résistance au cisaillement y est assurée par le frottement et l'enchevêtrement, chaque particule doit donc être en équilibre pour que le talus soit complètement stable.

Au contraire, dans les sols cohérents, la cohésion fait que les ruptures ne surviennent pas en surface, par cisaillement des couches superficielles comme dans les sols pulvérulents, elles se produisent plutôt par glissement selon des plans de cisaillement dont l'emplacement, la configuration, la forme et la position dans le dépôt ne sont pas connus. Ces glissements de terrain peuvent suivre des plans de cisaillement **rectilignes**, **circulaires** ou **aléatoires**.

En distingue plusieurs types de glissement :

I.3.1 glissement plan

La ligne de rupture suite une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent d'ailleurs l'action de l'eau, une telle couche est appelée couche savon

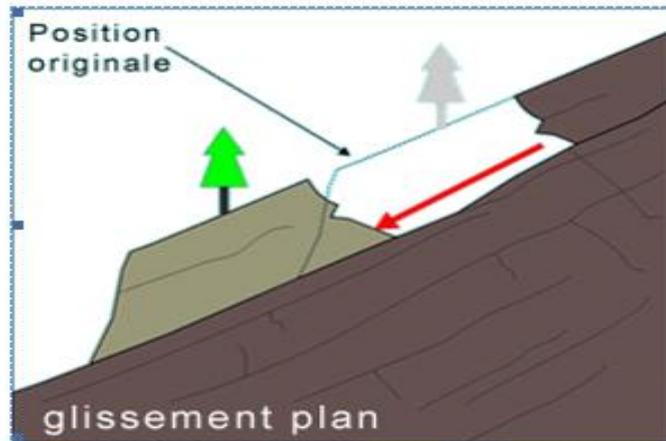
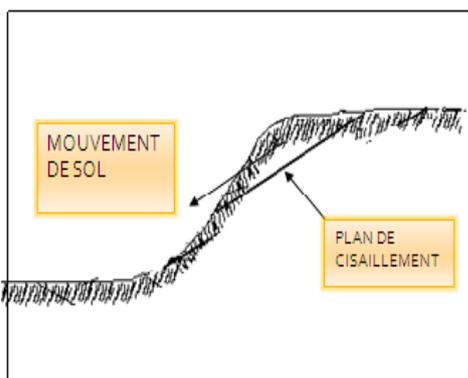


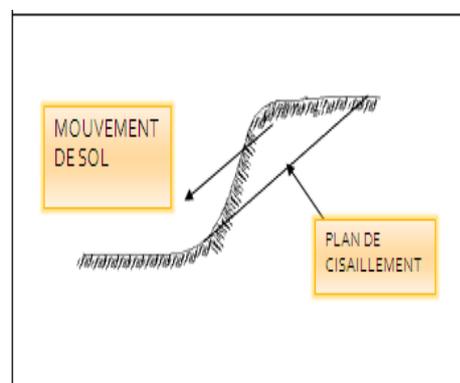
Figure (I.8) : Représentation d'un glissement plan [19]

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectilignes peuvent adopter différentes positions.

Il peut y avoir glissement à flac de talus ou au pied du talus



Glissement à flac de talus



Glissement au pied du talus

Figure (I.9) : Rupture selon des plans de cisaillement rectilignes [19]

I.3.2 Glissement rotationnel

a. Glissement rotationnel simple

C'est le type de glissement le plus courant, La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre dans la plupart des cas. Les figures suivantes représentent un tel glissement.

On distingue en tête des fissures de traction : un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement, à la base un bourrelet formé par des matières glissées.

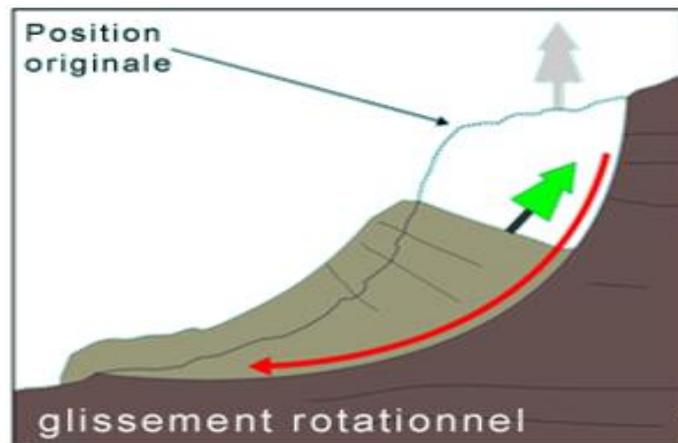


Figure (I.10) : Représentation d'un Glissement rotationnel simple [19]

b. Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples (emboîtés) les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs vers l'amont.

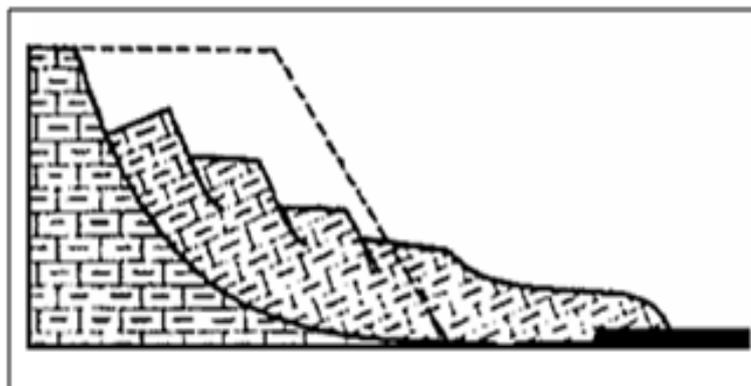


Figure (I.11) : Représentation d'un Glissement rotationnel complexe(en escalier) [17]

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectilignes sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flac de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus. Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de position.

Glissement à flac de talus

Glissement au pied du talus

Glissement en profondeur

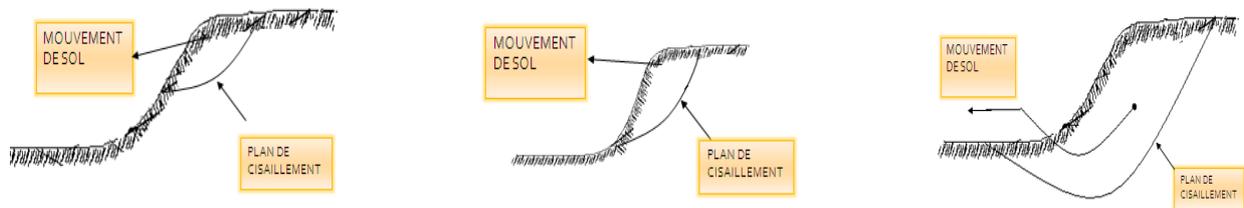


Figure (I.12) : Rupture selon des plans de cisaillement circulaires [19]

I.4 Les causes éventuelles des glissements

I.4.1 Introduction

Les glissements de terrain peuvent se produire du fait de facteurs tels que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, l'action de l'eau, l'altérabilité du sol, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente ; le remaniement du terrain en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique du glissement de terrain en raison d'un réservoir d'eau, et la surcharge).

En particulier, la plupart des glissements de terrain affectant les grandes routes sont causés par les changements de la stabilité de la pente dus aux déblais et/ou remblais, les affaissements provenant d'altérations de pentes nouvellement formées, chutes rocheuses et écoulements de débris.

I.4.2. Les facteurs qui affectent la stabilité des talus

Il est bien connu maintenant que les facteurs influençant la stabilité des pentes sont principalement les suivants :

I.4.2.1 Les facteurs géologiques

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

État de la surface du sol : une surface rendue peu perméable par la végétation, la surconsolidation, etc., réduit le taux d'infiltration et diminue le risque d'instabilité. La discontinuité dans la formation des couches, le pendage des couches et la direction du pendage.

I.4.2.2 Les facteurs géométriques

Les facteurs géométriques ont une influence sur la stabilité des talus, soit ils augmentent ou ils diminuent le risque de glissement, citons quelques paramètres qui sont liés directement à la géométrie du talus.

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

- La dénivellation et l'inclinaison.

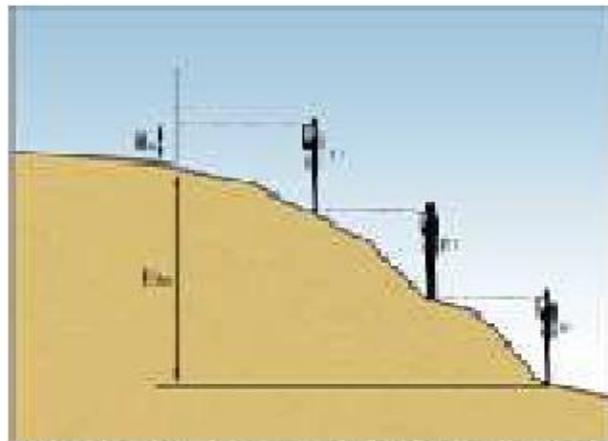


Figure (I.13) : Représentation la Géométrie de terrain [17]

I.4.2.3 Les diverses formes d'action de l'eau

a) La pression inertielle

Comme l'a souligné Terzaghi, la résistance au cisaillement d'un sol dépend de la contrainte normale effective σ' , c'est-à-dire de la contrainte normale totale σ de laquelle on déduit la pression interstitielle u de l'eau qui sature le milieu. Autrement dit, avec

l'augmentation de la pression interstitielle on aura une réduction de la contrainte de cisaillement donc rupture du terrain.

b) La pression courant

La pression de courant n'existe que si l'eau interstitielle est en mouvement, ce qui correspond au cas d'une nappe. C'est en quelques sortes (la force d'entraînement) à laquelle des grains solides sont soumis de la part des particules liquide en mouvement.

I.4.2.4 Conditions hydrauliques

- **propriétés hydrauliques du sol** : un sol peu perméable permettra une plus grande stabilité qu'un sol plus perméable.

- **niveau de la nappe phréatique** : une remontée de la nappe est défavorable à la stabilité.

On voit donc que les changements de teneur en eau, et donc de succion, ont une influence considérable sur la stabilité des pentes.

Une augmentation de teneur en eau engendre une diminution de succion et une réduction de la résistance au cisaillement, notamment du fait de la diminution de la cohésion décrit la réalisation de talus d'inclinaison presque verticale, en tout cas avec un angle largement supérieur à l'angle de frottement, lors de la réalisation des fouilles ou des tranchées ; il s'agit d'une illustration manifeste de la contribution de la succion à la stabilité des pentes

I.4.2.5 Facteurs anthropiques

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



Figure (I.14) : Représentation construction au sommet [18]

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

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

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

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

L'action de raidissement d'une pente de talus joue défavorablement sur la stabilité de ce dernier.

c) Modification de l'utilisation des sols : Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

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

Plus rarement, un facteur déclenchant peut intervenir telle qu'une vibration de machine, une explosion ou un séisme

I.5 Méthodologie de l'étude d'un glissement

Le processus proposé ci-après concerne l'étude d'un glissement effectif de terrain. Mais en dehors du repérage géométrique de la surface de rupture, l'étude de la stabilité d'un versant avant apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles.

I.5.1 Repérage topographique d'une zone instable

Généralement, les cartes topographiques à petite échelle sont insuffisantes pour repérer un accident localisé, donc établissement d'un plan topographique à grande échelle (1/500.1/1000).

- Repérage des traits caractéristiques du glissement de terrain.
- Chronologie des glissements et suivi de l'évolution d'une zone instable

I.5.2 Etude géologique et géomorphologique de site

Toute étude de stabilité doit nécessairement comporter une étude géologique de détail afin de préciser la nature des formations intéressées par le mouvement, leur épaisseur, leur pendage,

La réalisation d'une série de coupes géologique selon les lignes de plus grandes pentes peut permettre ensuite de formuler une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de glissement.

Deux éléments techniques, qui jouent un rôle fondamental dans la géométrie de la rupture, sont à définir avec le maximum de précision :

- Le pendage des couches en place (stratification ou schistosité) ;
- La fissuration (failles diaclases) qui affecte ces couches.

I.5.3 Etude hydrologique de site

Elle représente, compte tenu le rôle déterminant joué par l'eau, le complément du régime hydrologique qu'y règne ; des lors, il n'est toujours aisé de définir l'origine des arrivées d'eau. On peut proposer dans ce domaine, d'examiner les trois points suivants.

a- Pluviométrie de la région

Les stations météorologiques les plus proches fournissent les renseignements nécessaires. On peut repérer les concentrations anormales, voire exceptionnelles, qui peuvent coïncider avec le déclenchement ou la reprise des glissements étudiés

b-hydrologie de la surface

Il s'agit :

- De définir les conditions d'écoulement des eaux sauvages, et de repérer les zones d'écoulement préférentielles.
- D'estimer l'importance relative de l'infiltration et du ruissellement.
- De repérer les principales zones d'infiltration des eaux de surface dans la masse de terrain : zones à fortes perméabilité, fissures ouvertes etc....

Il convient également de prêter attention au rôle des rivières qui coulent au pied d'un versant. On sait que l'effet de sape en période de crue, peut représenter un facteur essentiel d'instabilité du site.

c-hydrogéologie de site

Une partie souvent important des eaux qui viennent imprégner les terrains d'une zone instable, provient d'aquifères profondes qui affleurent dans le versant et s'y vident.

Contrairement aux eaux de surface, cet apport profond est souvent sous-estimé voir même ignoré, en raison des difficultés de son repérage. Pourtant, elles jouent un rôle négatif majeur puisqu'elle se fait au cœur même du terrain instable.

L'approche consiste d'abord à repérer les horizons susceptibles de contenir des nappes aquifères, ensuite de rechercher ceux qui contiennent effectivement de l'eau, enfin de repérer les zones d'émergence dans le versant ; ligne des m'émergence, sources localisées.

Mais on doit souvent se contenter d'une définition hydrogéologique sommaires, des résultats précis nécessitent des moyens financiers importants et plusieurs année d'observation.

d- les rapports d'eau artificiels

Dans cette étude, on doit aussi envisager les apports artificiels suivants : Canaux fuyards, réseaux d'irrigation et de drainage abandonnés, canalisation d'eau potable...et, il faut ensuite s'efforcer de situer l'importance relative des différents apports d'eau envisagés ci-dessus, notamment selon les périodes de l'année.

Il faut analyser les caractéristiques chimiques d'eaux souterraines et des eaux artificielles. On sait en effet le rôle de dé flocculant joué par certains ions ou certaines substances chimiques, sur les argiles.

I.5.4 Etude géotechnique

Opération de mesure sur un échantillon dans le domaine des sols est confrontée au problème d'hétérogénéité et de représentativité des paramètres mesurés par rapport à la masse et/ ou au milieu ausculté. Le choix des méthodes de prélèvement et d'échantillonnage est pertinent pour le géotechnicien.

Ces moyens d'investigation sont

- Les sondages et prélèvements d'échantillon.
- Les essais géotechniques.
 - les essais au laboratoire.
 - les essais in situ.
- La prospection géophysique.
- Calcul de stabilité

I.6 Surveillance des glissements

L'objectif de ce suivi est de connaître à la fois les vitesses et les directions de déplacement des glissements afin d'apprécier, ce travail d'observation permet aussi de voir où et quand les mouvements s'accélèrent, afin de renforcer la vigilance en cas d'évolutions significatives.

I.6.1 Les principaux suivis

Les principaux suivis sont de type inclinométrique et topographique :

- **Les inclinomètres**

Les inclinomètres s'apparentent à des tubes qui traversent les couches meubles. Ils sont ancrés dans le substratum stable se déforment au niveau de la surface de cisaillement, ce qui permet d'en déterminer la profondeur, et par conséquent l'épaisseur des masses en glissement. Ils comportent une partie installée dans un forage (fixe) et une partie amovible. La partie fixe est constituée d'un tube de PVC avec des rainures (tube inclinomètre). La partie amovible comporte : [2]

- Une sonde .
- Un câble de mesure avec graduation.
- Une construction pour fixer le câble en tête de forage.
- Un appareil d'enregistrement.

- **Le suivi topographique**

Le suivi topographique se fait grâce à la mesure des déplacements de balises réparties à la surface des glissements, à l'aide soit de GPS, soit de tachéomètres. Son but est de caractériser en surface, la vitesse et le mode d'évolution des secteurs instables (avancement, affaissement, rehaussement etc.) entre plusieurs relevés.

On peut avoir recours à d'autres types de mesures notamment :

-Le raban métrique

-L'extensomètre : mesure l'écartement entre deux points du terrain.

-analyse d'images et de plans : photogrammétrie, photos aériennes, plans cadastraux etc.

-l'interférométrie radar : mesure des déplacements par satellite.

I.6.2 Suivi météorologique, hydrologique

- **Situation météorologique**

Vu la nature parfois soudaine de l'accélération des mouvements de terrain, les pentes à risque doivent être surveillées de près. A cet effet, on évalue constamment les points énumérés ci-après. Les précipitations fortes et prolongées sont les principaux éléments déclencheurs des glissements de terrain. Il est crucial de surveiller l'évolution des conditions météorologiques.[2]

- **Situation hydrologique**

Le volume d'eau tombé et le niveau de la nappe phréatique donnent des indications quant à une éventuelle déstabilisation des versants à risque.

CHAPITRE III

II.1 Introduction

Un calcul de stabilité peut être effectuée sur un versant dans deux circonstances bien distinctes :

- Sur un versant apparemment stable dont les objectifs sont l'appréciation de la marge de sécurité dont dispose le versant considère vis-à-vis de la rupture la définition de la zone la plus menacée et l'examen du risque associé à la réalisation sur ce site de certains travaux (terrassement, construction, ...etc.).
- Sur un versant où un glissement est apparu dont l'intérêt du calcul tien ici aux points suivant : il permet d'analyser le mécanisme de la rupture en comparant l'importance relative des forces en présence et donc, parmi plusieurs causes possibles, de repérer celles qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture. Il permet aussi de définir les dispositifs confortatifs c'est-à-dire les forces à introduire pour ramener F à une valeur supérieur à 1. [2]

II.2 Eléments de base du calcul

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessiteront de connaître :

- la géologie : nature des terrains et éléments sur les discontinuités
- les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités
- la géométrie en 2 ou 3 dimensions du talus
- les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements)
- les projets et les risques (le talus projeté ne sera pas le même s'il s'agit d'une mine à ciel ouvert ou des abords de la cour de récréation d'une école !).

Deux familles de calculs peuvent être réalisées.

II.2.1 Calculs après glissement (étude a posteriori)

Il s'agit dans ce cas de comprendre et d'analyser le glissement (notamment pour éviter qu'il ne se reproduise d'autres glissements dans les mêmes conditions). On va chercher à améliorer la situation de manière à avoir une sécurité acceptable.

Dans ce cas de figure la géométrie de la surface de rupture est connue (au moins partiellement) et, puisqu'il y a eu rupture, cela signifie que les terrains avaient atteint leur état limite à la rupture. Le coefficient de sécurité est de 1.

II.2.2 Calculs a priori

On ne connaît pas, a priori, la géométrie la plus critique, ni la surface la plus défavorable dans ce cas. L'objectif du calcul va être de déterminer la surface de glissement,

qui, parmi l'infinité de surfaces de rupture envisageables, sera la plus critique. Le calcul va donc consister à tester le plus grand nombre de surfaces possible et à trouver par "tâtonnements" la surface la plus défavorable. Chaque surface testée fera l'objet d'un calcul de stabilité qui fournira, en général la valeur d'un coefficient de sécurité F . F est le coefficient de sécurité du talus par rapport à la rupture sur la surface envisagée. Le coefficient de sécurité du site sera la plus faible des valeurs de F obtenues. La surface correspondant au coefficient de sécurité le plus faible est la surface de rupture la plus probable.

Dans des calculs a priori, l'ouvrage va être dimensionné avec un certain coefficient de sécurité qui sera fonction de la situation. La stabilité recherchée et donc la valeur du coefficient de sécurité du site, sera fonction de la durée de l'ouvrage, mais aussi des risques.

II.3 Les méthodes de calcul

Plusieurs types de calculs sont possibles :

II.3.1 Les calculs à la rupture

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide-rupture). Le critère de plasticité (ou de rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère est atteint au niveau de la limite du volume étudié (surface de rupture potentielle). [5]

II.3.2 Les calculs en contraintes-déformations

Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain. Si les terrains sont très déformables, ce type de calcul peut s'avérer insuffisant voir erroné. Les calculs à la rupture ne permettent pas non plus d'évaluer les déformations ; ils ne permettent donc pas d'avoir des éléments pour comprendre les déplacements enregistrés sur le terrain.

Les calculs en contraintes-déformations sont beaucoup plus lourds à mettre en œuvre que les calculs à la rupture. Ils nécessitent la connaissance des lois de comportement des matériaux et des contraintes initiales dans le massif, de plus ils ne conduisent pas à des résultats aussi faciles à analyser que les calculs à la rupture (un coefficient de sécurité),

II.4 Notion de coefficient de sécurité

Dans les paragraphes précédents nous avons introduit le terme de coefficient de sécurité. Ce coefficient est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$1- F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}}$$

(définition de Bishop).

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

$$2- F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$3- F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} \quad (\text{définition de Frohlich}).$$

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

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

La définition 1 est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (figure II.1) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions $\text{tg}\phi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

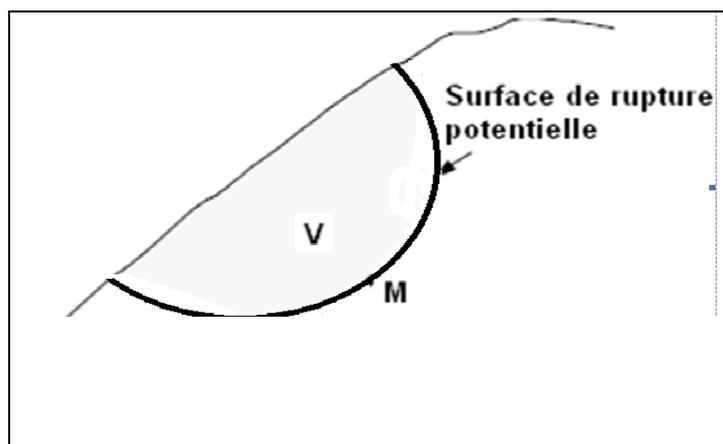


Figure (II.1) : Représentation Rupture circulaire [6]

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

II.4.1 Ruptures planes ou multiplanaires (calcul à l'équilibre limite)

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface « guide » le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.

La figure(II.3) représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $F = T_{max} / T$. [6]

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{max} = c' \frac{dx}{\cos\beta} + (N - U) \cdot \tan\varphi'$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) \cdot \tan\varphi'}{\gamma \cdot h \cdot \tan\beta}$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

- ✓ pour un matériau purement frottant :
- en l'absence d'eau :

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

- lorsque la nappe affleure en surface ($h_w = h$) :

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta}$$

Ce qui donne, pour un sol courant ($\gamma = 20 \text{KN/m}^3$) :

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

- ✓ pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \cdot \frac{c_u}{\gamma}$$

II.4.2 Ruptures rotationnelles (calcul à l'équilibre limite)

Dans des terrains plutôt meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions. La théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en 2 dimensions).

La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel.

Nous examinerons dans ce qui suit deux types de méthodes : une méthode dite globale qui permet de déterminer le coefficient de sécurité d'un talus homogène et isotrope et les méthodes de tranches qui permettent d'effectuer des calculs pour une géométrie plus complexe. [2]

II.4.2.1 Méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- d'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ , c , φ et par la pression U de l'aquifère ;
- d'un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor ou de Biarrez). [1]

II.4.2.2 Les méthodes des tranches.

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

Les terrains sont rarement homogènes et isotropes et l'utilisation de la méthode globale est donc limitée. Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées. Le principe est de découper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales).

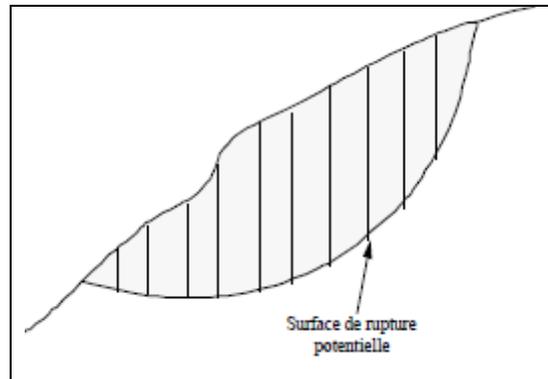


Figure (II.2): Calcul par la méthode des tranches [18]

En général les surfaces de rupture considérées sont des cercles, mais certaines méthodes de tranches (Sarma, par exemple) ne nécessitent pas cette hypothèse. L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant le bilan des forces :

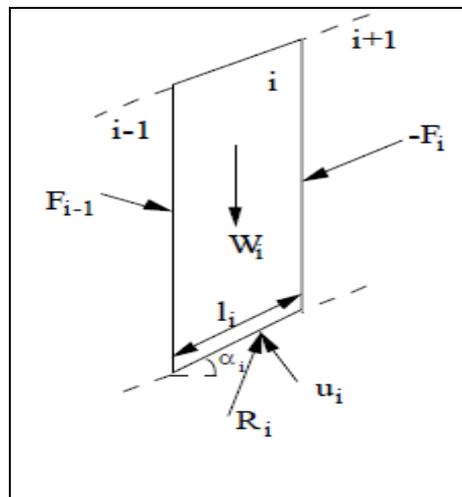


Figure (II.3): Bilan des forces sur une tranche [6]

- le poids de la tranche W_i ,
- la réaction sur la base de la tranche R_i (cette force peut être décomposée en action normale N_i et action tangentielle T_i)
- la pression de l'eau u_i
- l'action des forces intertranches entre la tranche i étudiée et les tranches $i-1$ et $i+1$:

F_{i-1} et F_i .

Examinons le problème en deux dimensions. Si le volume est découpé en n tranches (donc $n-1$ intertranches)

Les inconnues sont :

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

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

- Les équations sont pour chaque tranche :

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

Il y a donc $4n$ équations.

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

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

- La méthode de Fellenius suppose que la résultante des forces intertranches est nulle.

Dans cette méthode l'équilibre des moments dans la tranche n'est pas respecté.

Le coefficient de sécurité a pour expression :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Ce coefficient de sécurité est le rapport du moment résistant pour l'ensemble du cercle au moment moteur, mais on obtient la même expression en prenant le coefficient de sécurité comme le coefficient réducteur appliqué à $\operatorname{tg} \varphi$ et c et en supposant que le rapport du moment résistant au moment moteur est égal à l'unité pour le cercle de glissement envisagé (définition

1). La méthode de Fellenius conduit à une sous-estimation du coefficient de sécurité pouvant atteindre 60%.

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

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c' \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi'}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$N_i = \frac{W_i - \sin \alpha / F (c' \cdot l_i - u_i \cdot l_i \cdot \operatorname{tg} \varphi')}{\cos \alpha_i \cdot (1 + \operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg} \alpha / F)}$$

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

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

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

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

- ✓ **Janbu** (ligne d'action des forces intertranches située au 1/3 de la hauteur des tranches)
- ✓ **Spencer** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches constant)
- ✓ **Morgenstern et Price** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches = $\lambda \cdot f(x)$) ;
- ✓ **Sarma** (introduction d'un paramètre supplémentaire : accélération verticale) ;
- ✓ **Perturbations** (méthode proposée par Raulin du LCPC).

II.5 Analyse automatique de la stabilité au glissement

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

Le logiciel comporte en général trois phases principales :

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

La première phase consiste à introduire trois types de données :

- Géométriques (profil topographique)
- Géotechnique (c , φ , γ)
- Hydraulique (profil de la nappe)

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de glissement. [2]

II.5.1 Différents logiciels de calcul de stabilité

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres ; à l'image de TALREN 97 qui intègre les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique. Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes.

- Talren
- Geostudio
- Nixes et Trolls
- Géoslope

II.6 Recherche du coefficient de sécurité du talus

Nous avons décrit dans les paragraphes précédents les méthodes de calcul du coefficient de sécurité d'une surface. Il est nécessaire de rechercher la surface présentant le plus faible coefficient de sécurité. Si on suppose que cette surface est circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire définie à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. Il existe de nombreux logiciels permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre du cercle le plus défavorable.

Certains autres sont basés sur une extension des méthodes de tranches en 3D (le volume est alors découpé en colonnes et plus en tranches). Les coefficients de sécurité tridimensionnels sont supérieurs aux coefficients de sécurité bidimensionnels. [2]

II.7 Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

La rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux ou après un certain temps. Les études de stabilité doivent donc être effectuées, pour les sols fins, à court et à long terme.

A court terme le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai **UU**. A long terme le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai **CD** ou éventuellement **CU**(caractéristiques c' et φ').

Le rôle de l'eau est donc essentiellement dans la stabilité (ou l'instabilité des talus)...

Pour un calcul a priori les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques maximales (au pic). Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques résiduelles. [2]

II.8 Choix du coefficient de sécurité

L'utilisation d'un coefficient de sécurité permet de se tenir "raisonnablement" éloigné de la rupture. Le coefficient de sécurité joue donc deux rôles :

- être dans un état éloigné de la rupture. Le coefficient de sécurité est un coefficient d'assurance;
- "encaisser" les différentes causes d'imprécision et d'erreur du calcul : incertitude sur la valeur réelle des propriétés mécaniques (C et φ), de u , de γ , imprécision du calcul pour lequel il a été nécessaire d'introduire des hypothèses simplificatrices, différence entre le problème modélisé et la réalisation pratique. Le coefficient de sécurité est donc aussi un coefficient d'ignorance.

La valeur de F adoptée est par conséquent fonction des situations (assurance et ignorance plus ou moins importantes). Pour des ouvrages de Génie Civil la valeur utilisée est rarement inférieure à 1,5, elle peut être de 2 voire 2,5 (grand risque).

Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouvert, talus en cours de construction), le coefficient de sécurité peut être réduit à 1,2 ou 1,3. Dans ce cas la surveillance et l'auscultation des terrains sont généralement renforcées. [2]

Tableau (II.1) : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

<i>FS</i>	Etat de l'ouvrage
<1	danger
$1.0-1.25$	sécurité contestable
$1.25-1.4$	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les talus, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les talus

CHAPITRE III

III.1 Introduction

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, plans,...etc. par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine : surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend.

Pour le calcul du confortement d'un glissement, le coefficient de sécurité adopté peut se limiter à 1,3 si :

- Le calage des caractéristiques mécaniques parait de bonne qualité
- Certaines caractéristiques du site sont mal connues
- Les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple).
- On choisit plutôt un facteur de sécurité F égal à 1,5 si l'on ne peut pas tolérer des déformations
- La figure (III .1) présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

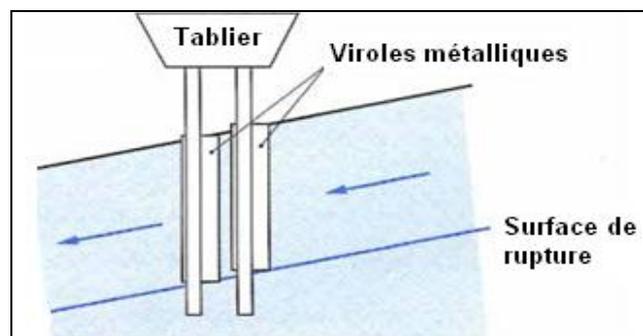


Figure (III.1) : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques [6]

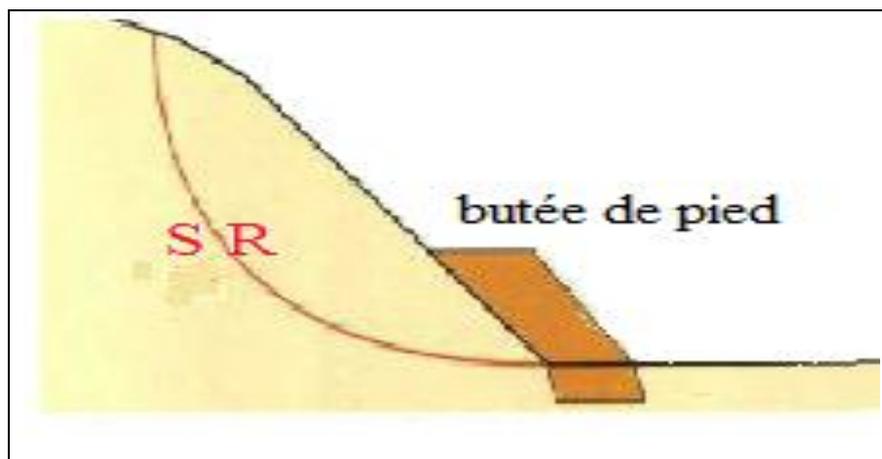
III.2 Terrassement

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

- Les actions sur l'équilibre des masses : allégement en tête, remblai en pied.
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable. [2]

III.2.1 Butée de pied simple

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre-balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité au renversement, au glissement de l'ouvrage et la stabilité globale du site.

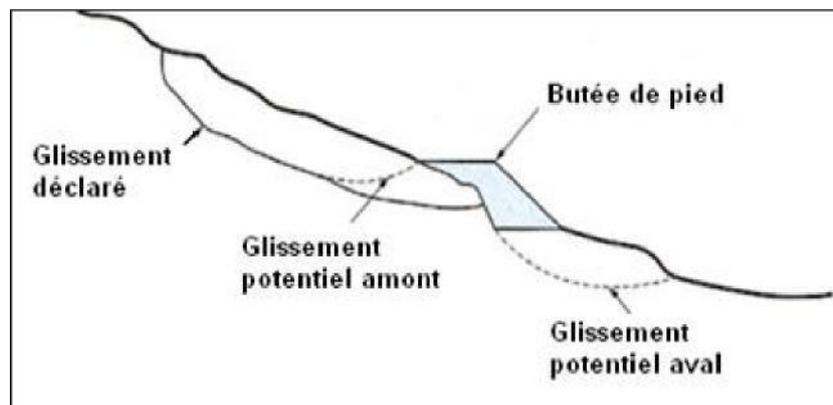


Figure(III.2) : Représentation de la butée de pied [10]

La stabilité globale du grand site figure (III.3) suppose que :

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

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant



Figure(III.3) : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à Prendre en compte. [6]

III.2.2 Butée de pied renforcée au géotextile

Les géosynthétiques ont connu un développement considérable dans les domaines de la géotechnique et de génie civil ces trente dernières années.

Actuellement, ils sont présents dans la plupart des ouvrages géotechniques et leurs domaines d'applications ne cessent de s'accroître. Durant les quatre dernières années, de nombreux ouvrages géotechniques incluant des géosynthétiques ont été construits en Algérie.

La technique géosynthétiques pour le traitement de certains glissements de terrains constitue une réelle alternative, innovante et économique par rapport aux autres solutions classiques. Elle peut être même la seule solution valable. [2]

III.2.3 Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

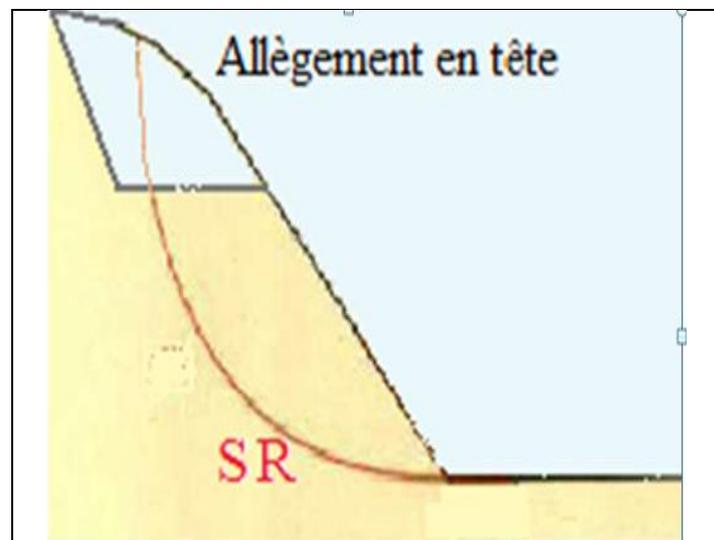
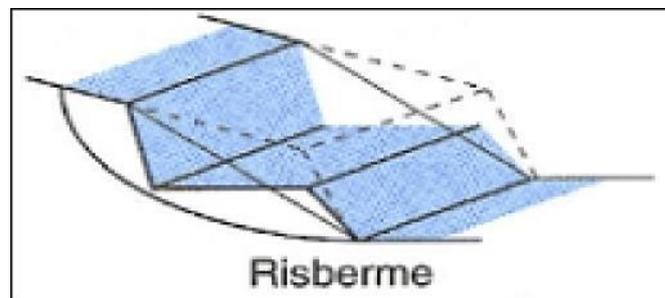


Figure (III.4) : Allègement en tête [10]

III.2.4 Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement en liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel.

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement, de pratique courante, est particulièrement bien adapté aux talus de déblais. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.



Figure(III.5) : Représentation de Reprofilage [6]

L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

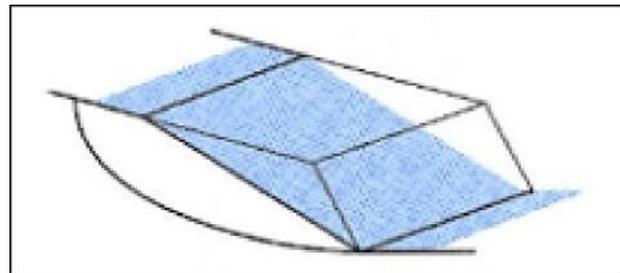


Figure (III.6) : Adoucissement de la pente [6]

III.2.5 Purge

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

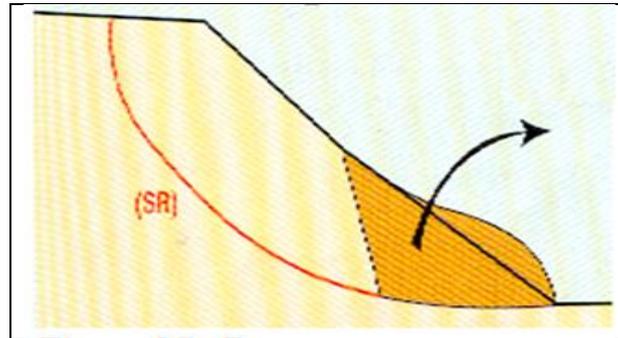


Figure (III.7) : Exemple de purge [10]

III.2.6 Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie et des hétérogénéités locales.

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

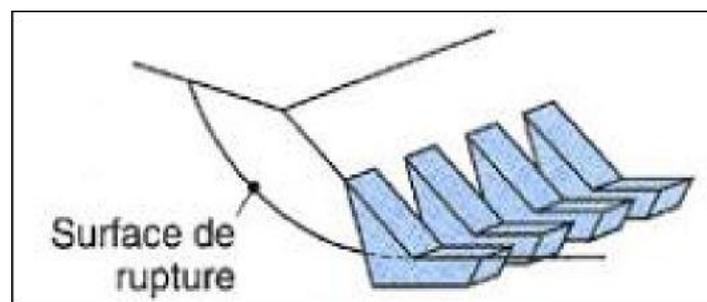


Figure (III.8) : Substitution partielle [6]

III.3 Drainage

Le drainage, qu'il s'effectue en surface ou dans le sol, consiste à capter et à dériver les eaux en dehors des zones de glissement. Il a pour objectif de diminuer la teneur en eau du sol grâce à l'interception des écoulements et au rebattement de la nappe phréatique, puisque son niveau s'abaisse lorsque son alimentation en eau diminue. Cela permet donc de réduire la pression interstitielle qui s'exerce dans le sol et qui, rappelons-le, joue un rôle central dans la déstabilisation des terrains argileux.

Les méthodes retenues pour le drainage et leur mise en œuvre doivent être adaptées aux caractéristiques des sols, et le dispositif doit être entretenu régulièrement. Dans ces conditions, le drainage de surface s'avère très efficace sur les terrains qui sont alimentés uniquement par les eaux de pluies qui leur parviennent directement (c'est-à-dire en l'absence d'écoulements souterrains).

De nombreuses conditions influencent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité.

On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

Mais lorsqu'il s'agit de capter l'eau en profondeur, les méthodes classiques (fossés, tranchées et éperons drainants) peuvent vite s'avérer inadaptées car on ne peut mettre en place de tels dispositifs que dans les premiers mètres du sol. Ils ne permettent pas d'essorer les terrains où l'on trouve une nappe phréatique ou des fissures gorgées d'eau situées à dix mètres de profondeur ou plus.

Le recours à des techniques spécifiques telles que les drains subhorizontaux et les drains verticaux. Sur les glissements très actifs, un autre problème se pose : les installations de drainage et de dérivation des eaux peuvent être endommagées et emportées. C'est ce qui s'est produit à l'Harmalière, (Sinard Grenoble France). Les buses en béton se sont rompues lors de la réactivation du glissement de 2001, provoquant la réalimentation en eau du glissement.

III.3.1 Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est limiter les infiltrations dans le massif en mouvement en captant et en dérivant les eaux de surface s'écoulant en direction de la zone sensible, d'éliminer les zones de stagnation (contre-pente, creux...), de localiser les infiltrations anormales.

Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou d'un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et de ruissellement. En effet les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Assi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéité des fissures de surface, bien que ne constituant pas ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissement.

Ces techniques ont pour les avantages principaux leur cout modéré, une mise en œuvre simple, un entretien aisé pour les collecteurs à ciel ouvert et une bonne adaptation au traitement de zones étendues.

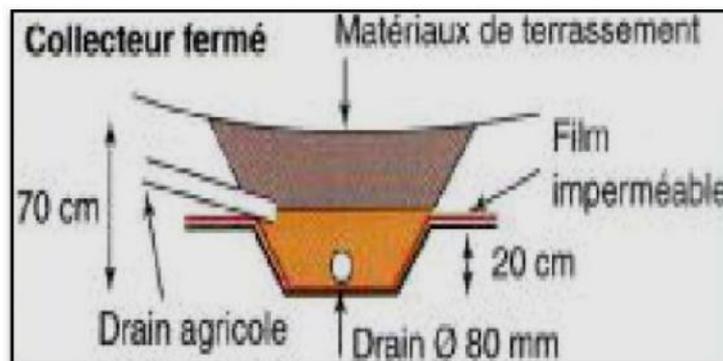


Figure (III.9) : Représentation de Drainage de surface

III.3.2 Masques et éperons drainants

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

III.3.3 Tranchées drainantes

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

Ils permettent de traiter des zones de mouvement peu profondes ou peu étendues, c'est-à-dire avec des volumes mis en jeu relativement raisonnables. Les techniques de drainage superficiel sont dans leur principe relativement simple. Elles peuvent se résumer à une excavation, pouvant aller jusqu'à 6 m, comblée de matériaux drainants avec éventuellement un collecteur.

Les difficultés se situent dans leur conception afin de leur assurer une bonne pérennité et dans leur mise en œuvre car en général les travaux se déroulent dans des conditions particulièrement délicates. Les tranchées drainantes (drains en pierres anciens, tranchées avec géocomposite) représentent la majeure partie des techniques de drainage superficiel.

L'écran drainant en géocomposite est composé d'une âme drainante, d'un géotextile et de tuyaux collecteurs. Le géocomposite permet de réaliser des écrans drainants jusqu'à 6 m de profondeur. Ces tranchées peuvent être réalisées manuellement ou à la pelle mécanique.

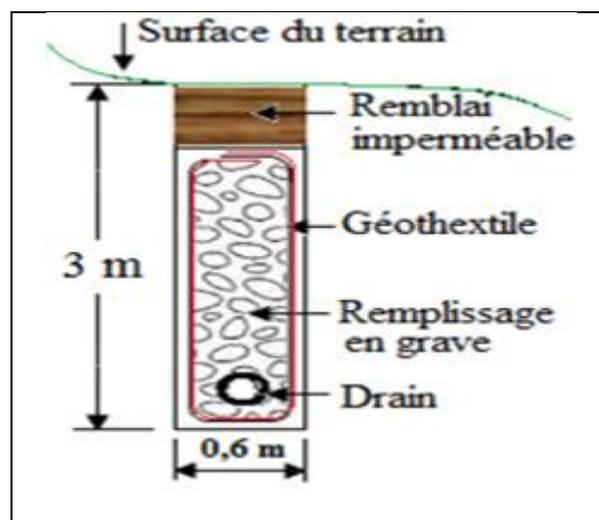


Figure (III.10) : Coupe d'une tranchée drainante [6]

III.3.4 Fossé

Un fossé est une tranchée peu profonde creusée dans le sol avec une pente suffisante pour permettre l'écoulement. Ils permettent de recueillir et d'évacuer le plus directement et le plus rapidement les eaux de ruissellement hors de la zone instable. Le système permet un assainissement rapide des couches superficielles. Les fossés peuvent atteindre 1m de profondeur avec des sections de forme triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdale.

III.3.5 Drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être éteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée des terrains moins perméables (éboulis argileux). La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

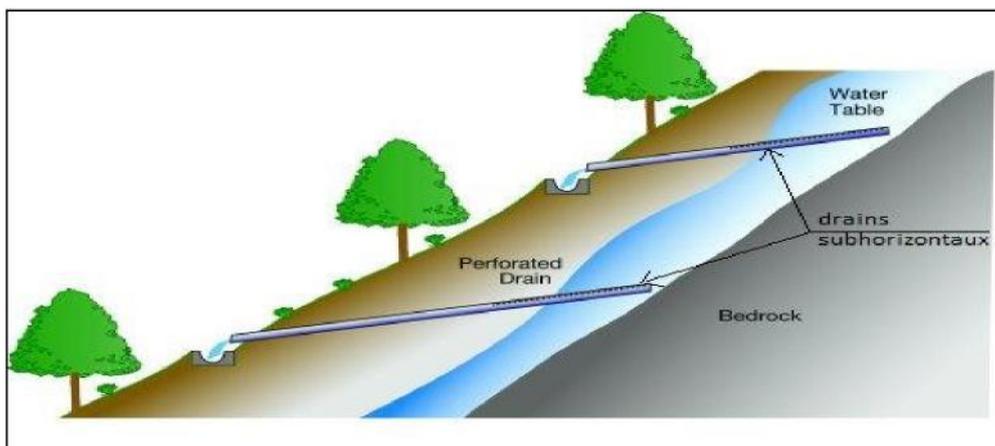


Figure (III.11) : Représentation des Drains subhorizontaux

III.3.6 drains verticaux

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

III.4 Le reboisement

Les forêts interceptent les eaux de pluie, contribuant ainsi à diminuer les volumes et les vitesses d'écoulements sur les versants et augmenter la cohérence du sol.

Mais si la végétation des sols peut jouer parfois un rôle significatif sur la réduction du risque inondation en atténuant les crues, elle ne permet pas de stabiliser réellement des versants affectés par des glissements profonds.

En revanche, les racines des végétaux ont pour effet d'ancrer le sol dans les premiers mètres. La présence d'une forêt, régulièrement entretenue et renouvelée, peut donc contribuer à stabiliser des glissements superficiels.

La correction torrentielle peut venir compléter les autres mesures de stabilisation des versants lorsqu'ils sont bordés en aval par un cours d'eau. L'objectif est de limiter l'action érosive des écoulements sur les berges, pour éviter que leur sapement n'entraîne l'effondrement du pied de versant, puisque celui-ci peut assurer en partie la stabilité de la masse située en amont.

Dans cette optique, il suffit de buser les écoulements pour permettre à des débits très élevés de s'écouler sans conséquences sur les rives. Si cela n'est pas possible, il faut installer des seuils afin de réduire la puissance des écoulements et donc leur action érosive.

III.5 Elément résistants

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où 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, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

III.5.1 Murs de soutènement

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

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

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

L'ouvrage a une fonction local, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Les murs en terre armés de la route d'accès au tunnel du Fréjus se déplacent vers la vallée. C'est la présence d'un point fixe qui a entraîné des désordres.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne puis on vérifie aussi que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.

III.5.2 Tirants d'ancrages

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

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- La détermination de la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité.
- La justification du choix des caractéristiques des tirants.

III.5.3 Clouage

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisations (poids de la masse qui glisse) vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante du sol est créé assurant ainsi la stabilité du massif. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité du massif.

Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion peut reprendre dépendent de sa géométrie et de sa

position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu à peu son projet, en modifiant la position et le nombre d'inclusion. Deux types de clouage existent, le clouage passif ou le clouage actif. Le clouage passif est probablement mis en tension. La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement.

Les pieux forés sont réalisés par le creusement d'un trou dans lequel on introduit une cage d'armature que l'on remplit ensuite de béton. S'il y a risque d'éboulement, on utilisera les pieux forés tubés. Il est aussi possible d'utiliser de la bentonite pour maintenir les parois du forage. On augmente ainsi la cohésion du sol en place.

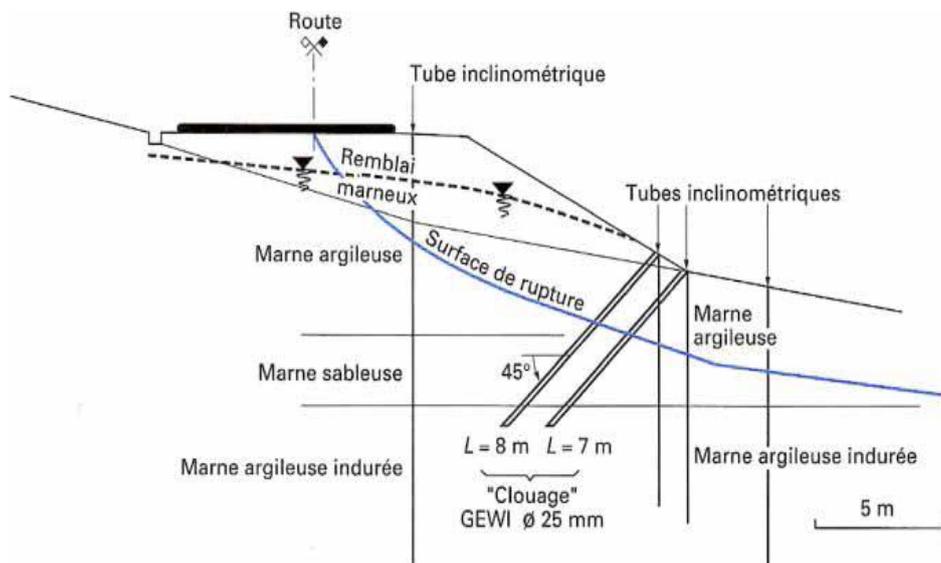


Figure (III.12) : Exemple de clouage d'un glissement [6]

III.6 pieux

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement.

Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion augmente le coefficient de sécurité global du massif.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable tout en recherchant un gain de sécurité de 10 à 20 %.

Deux critères relatifs à l'interaction sol-pieu peuvent être en jeu :

- la résistance à la flexion et au cisaillement du pieu,
- la pression maximale que le pieu peut imposer latéralement au sol.

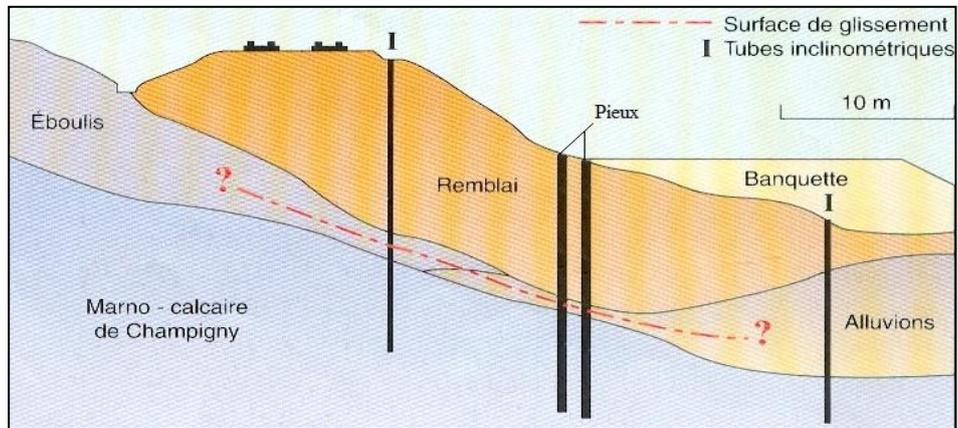


Figure (III.13) : Clouage par des pieux [17]

Partie pratique

CHAPITRE IV

IV.1 Introduction

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Dans le cadre des études de glissements sur routes RN9, la DTP de Bejaia avec le BET EURL TECHNIC CONSEIL, ont sollicité le laboratoire SOUMMAM pour entreprendre les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques du glissement de terrain survenu sur la route RN9 au PK 060 +000 sis à Kherrata, (W) de Bejaia.

IV. 2 Contexte géographique de la zone d'étude

Le site du glissement est situé sur une section de la RN9, au PK 060+000, en plein centre-ville de Kherrata. Est localisé sur le flanc de la rive droite d'oued Agrioun.



Figure (IV.1) : La situation géographique de la zone d'étude (Google Earth)

IV.3 Situation du projet

Le glissement de terrain de survenu sur la RN9 au PK 060 +000 sis à Kherrata, (W) de Bejaia, Kherrata a une surface totale de $79,30 \text{ KM}^2$. Ce glissement s'étend sur une longueur de 150 m et 80 m de largeur environ, soit une superficie de 12000 M^2 . Il est limité au nord par le village de Kherrata, au sud par une forêt, à l'est par la route national RN09, et à l'Ouest par l'OUED AGRIOUN



Figure (IV.2) : Situation de commune

IV.4 Description d'un glissement

La zone concernée par le glissement de la section de la RN9 de Kherrata est considérée comme une zone très active, menaçant les infrastructures environnantes.

Le glissement est localisé sur un piedmont d'un talus de déclivité moyenne et d'orientation Est-Ouest,

Ce glissement s'est développé sur des formations géologiques constituées par des schistes et marnes schisteuses friables surmontées d'une épaisse couche de remblai.

La surface de glissement peut être assimilée à une surface rotationnelle multiple à cause de la morphologie de la zone et de la variation de l'épaisseur de la couche de remblai.

Le site du glissement du secteur d'étude a été subdivisé en trois zones :

a)La zone supérieure : cette zone située en amont de la RN09, est soumise aux phénomènes d'érosion et des ravinelements avec des escarpements localisés.

- Cette partie a subi un mouvement lent sur une largeur de 150m et une longueur de 80 m environ.
- Les arbres se trouvant dans cette zone ont subi une certaine inclinaison dans le sens du mouvement.
- Les murs de soutènement ont subi un basculement, des fissures et ruptures.



Figure (IV.3) : Création d'une ravine et rupture de mur de soutènement



Figure (IV.4) : Les arbres penchent

b) La zone centrale : elle concerne la section de la RN09, sur un linéaire de 150m cette route présente des fissures longitudinales et transversales et des affaissements importants. Cette route au niveau de cette zone a subi un affaissement avec un escarpement important sur toute la largeur de la chaussée et ceci malgré le rétablissement du profil.



Figure (IV.5) : Photo présente l'escarpement

c) La zone inférieure : le glissement est localisé en aval de la RN9, développé sur une largeur de 150m et une longueur de 180m.

- Cette partie est délimitée en dièdre par deux ravins à écoulements d'eau temporaire sur les côtés Nord et Sud et à l'Ouest par l'oued Agrioun qui draine toutes les eaux.

- Cette partie ayant subi des mouvements importants, marqués par une série de ruptures principales et secondaires avec des rejets allant de 0.5 à 3m environ donnant à la surface de glissement une structure en gradins et une morphologie irrégulière.



Figure (IV.6) : Présente le dépassement du gabion ancien

IV .5 Contexte géologique

IV .5.1 Géologiques générales

La région de Kherrata fait partie de l'Atlas Telien, plus précisément de la chaîne des Babors. Elle correspond à la zone Nord Sétifienne définie par Jglaçon (1967) sur le plan géologique, elle est caractérisée par un empilement de nappes de bas en haut.

IV.5.1.1 La nappe numidienne

a) Les nappes telliennes

- La nappe ultra-tellienne
- La nappe de type Draa el Arba Erraguene
- La nappe de type Beni Abdellah
- L'unité supérieure à matériel éocène
- La nappe de type Djemila
- La nappe péni-tellienne du sondage MDJI

b) L'autochtone relatif de Djebel Anini

On distingue la nappe numidienne, les nappes telliennes et le para autochtone du Djebel Anini les nappes telliennes y sont très bien exprimées en particulier la nappe de Djemila qui constitue l'essentiel des terrains affleurant. Les contacts entre les nappes sont souvent jalonnés par des liseriez de roche tectonisées appartenant au Trias.

La nappe de Djemila se divise en deux ensembles bien distincts :

- Un ensemble supérieur et septentrional qui constitue une vaste écaille chevauchante à matériel dolomitique, calcaire, pélitique et Marno-calcaire allant du jurassique au crétacé inférieur.
- Un ensemble inférieur et méridional représenté essentiellement par des intercalations de marne de calcaire marneux rapporté au sénonien et au lutétien.

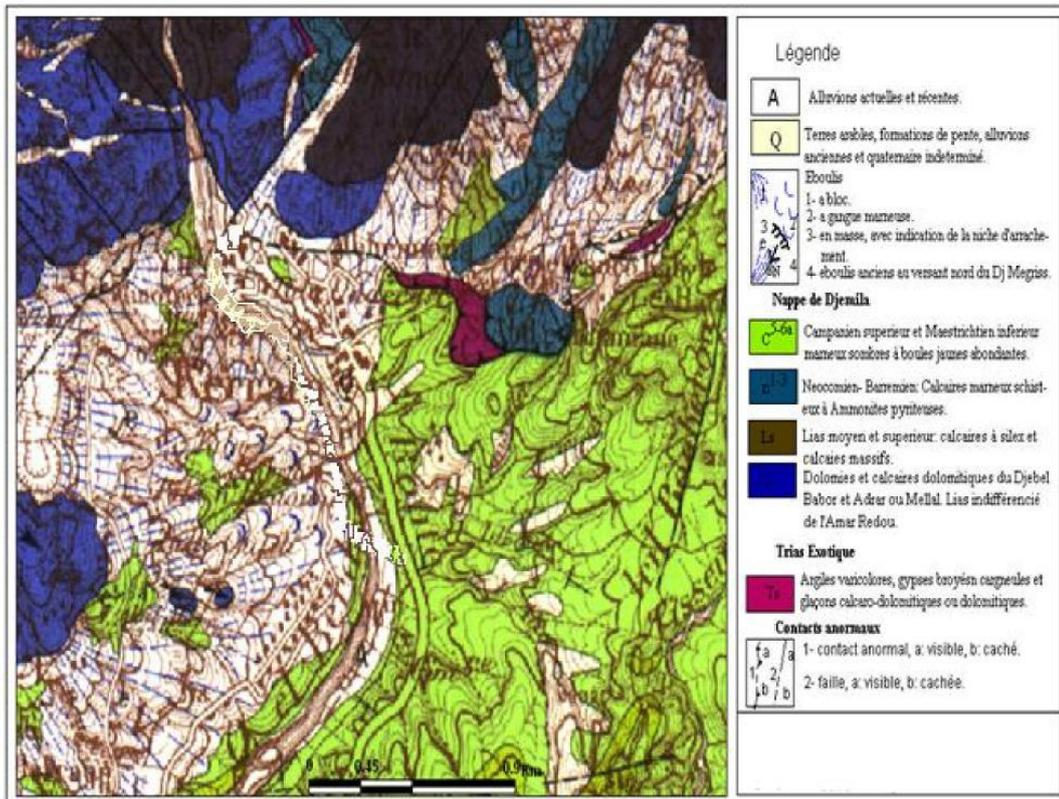


Figure (IV.7) : Carte géologique de la commune kherrata 1/500000 [14]

IV .5.2 Géologie locale

La géologie du site est constituée essentiellement par :

a) Des formations quaternaires

- Alluvions récentes et actuelles d'oued Agrioun : elles sont constituées par des argiles, limons, sables, graviers, galets et blocs
- Eboulis schisteux et Eboulis à blocs : se sont produits de désagrégation et démantèlement des massifs rocheux formant des accumulations puissantes en bas de pente.

b) Des formations mésozoïques

- Campanien Supérieur et Maestrichtien Inférieur : il est constitué par des facies marneux composé de schistes et marnes schisteuses.
- Néocomien-Barrémien : il est constitué par des calcaires marneux et schistes

IV.6 Géomorphologie du site

La région est profondément découpée par de nombreux ravinelements et du fait de la prédominance de fortes pentes développées dans des roches sédimentaires et métamorphiques, le secteur d'étude est exposé aux phénomènes d'érosion et de glissements de terrain. Sur le plan topographique la région sur laquelle porte notre étude, se caractérise par un relief montagneux et accidenté.

L'importance du réseau hydrographique dans la zone, ainsi que la morphologie du terrain, favorisent la convergence des eaux souterraines et les eaux de ruissellement. Cela est à l'origine de la diminution des caractéristiques du sol.

IV.7 Hydrologie et Hydrogéologie du site

- Les versants sont ravinés par de nombreux talwegs créant ainsi un chevelu hydrographique dense.
- Le régime hydraulique est temporaire, sec en été et torrentiel en hiver, toutes ces eaux alimentent la retenue d'Ighil Emda à partir de laquelle prend naissance l'oued Agrioun.
- Les sources sont abondantes sur le versant, la plus importante est celle de Tababorte.
- Par sa morphologie, il constitue un couloir naturel favorisant le ruissellement des eaux pluviales une partie de cette eau se déverse dans l'oued Agrioun à régime irrégulier, se caractérise par une période de hautes eaux et par une durée d'étiage en été et partie s'infiltré à travers la couverture d'éboulis.

CHAPITRE V

V.1.Reconnaissance Géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique : essais in-situ et essais en laboratoire.

Pour cela, un programme d'investigation a été réalisé par le laboratoire SOUMMAM. Ce programme a fait l'objet des essais suivants :

- Essais d'identification (Analyses minéralogiques, granulométrie, plasticité...).
- Essais in situ (sondages carottés, pressiomètre).

V.2 But de la reconnaissance des sols

La reconnaissance du sol nous permet d'avoir une idée précise du site et de son sous-sol d'un point de vue qualitatif (notamment sa nature et ses caractéristiques physiques et mécaniques).

La reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives et qualitatives sur la nature des terrains rencontrés :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité.

V.3. Essais in-situ

V.3.1. Introduction

La reconnaissance d'une zone, commence d'abord par l'appréciation de surfaces en moyen de cartes géographiques,...etc. Mais ceux-ci ne nous renseignent pas sur les caractéristiques mécaniques et physiques des sous-sols.

Pour cela la reconnaissance in situ intervient comme un moyen indispensable permettant de fournir les renseignements sur la nature des différentes couches et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques.

Il existe plusieurs essais de reconnaissance in situ :

- les sondages carottés.
- les essais préssiométrique.

V.3.2 Nature des sondages effectuer

Sur site, les essais suivants ont été réalisés :

- Dix (10) Sondages carottés de 11 à 30m de profondeur implantés sur toute la zone en amont et en aval.
- Cinq(05) Sondages préssiométriques 20m de profondeur avec réalisation des essais à chaque pas de 2m.
- Des relevés piézométriques.

Pour notre travail nous avons pris quatre sondages carottés (SC01 ; SC04 ; SC5 et SC 06), qui sont sur un même alignement. Ils couvrent la surface de glissement et donnent un profil représentatif des couches du sol.

V.3.2.1. Les sondages carottés

a)Introduction

Les sondages permettent des reconnaître les formations des couches par extraction des échantillons intacts et remaniés servant à l'identification visuelle des sols et à l'étude de leur propriétés mécaniques.

b) Principe de d'essai

C'est exécution des trous dans le sol, en vue de déterminer la nature des couches de sol et prélèvement des carottés.

Le carottage consiste aussi à :

- Obtenir une carotte
- La protéger
- La remonter

Cette carotte sert comme des échantillons qu'on sert pour les essais de laboratoire, afin de déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques du sol en place. [9]

c) Les équipements utilisés dans les sondages carottés

- **La sondeuse**

La première tâche de la sondeuse est de faire tourner le train de tige, le carottier et la couronne, elle doit transmettre également la pression nécessaire à l'utile de forage. Elle doit fournir une gamme de vitesse variant selon les terrains à traverser.

- **Derrick**

Le derrick est utilisé pour remonter le train de tige hors de trou, la hauteur et la force du derrick dépendent de la profondeur du trou que l'on veut obtenir.

- **La pompe de forage**

Presque tous les types nécessitent une injection du liquide laveur au fond du trou de sondage. L'injection a une double fonction : elle refroidit la couronne et remonte en surface des débris de roches.

- **Train de tige**

Il sert à transmettre la pression, la rotation et le liquide d'injection à la couronne. Les tiges peuvent être de type conventionnel, pour le carottage au câble et à double parois pour utilisation en circulation inverse.

- **Carottier**

La fonction de carottier est de préserver et retenir la carotte jusqu'à sa remontée en surface. Le type de carottier est à déterminer avec soit avant d'entreprendre les travaux pour permettre une récupération parfaite de la carotte surtout en terrain friable et instable. Le carottier est la partie la plus importante de l'équipement dans le trou. Le développement des carottiers s'est fait à partir d'un simple tube de carottage sans extracteur, la carotte était récupérée en injectant de sable à travers les tiges dans les carottiers. Puis vient l'extraction pour casser la carotte et la maintenir en place pendant la remontée vers la surface.

Après le carottier simple vient le carottier double avec une tête fixe, ensuite avec une tête mobile.

- **Tube de revêtement**

Le tube de revêtement joue un rôle très important dans la réalisation d'un sondage. Il permet de traverser les terrains de recouvrement jusqu'à la roche stable.

Lorsqu'on prévoit de réaliser un trou de sondage, il faut connaître le diamètre minimum de la carotte désirée par le client.

- **Couronne**

Les couronnes à prisme en carbure de tungstène ne sont utilisées que pour le forage des roches tendres et friables. Les couronnes diamantées (à pierres sorties ou concrétion synthétique) sont destinées au forage des roches dures et abrasives.

Pour le choix d'une couronne diamantée, on peut également dire que la formation est tendre, plus les diamants utilisés ne sont gros. Dans la roche dure on utilisera de plus petites diamants de meilleures qualités. La tendance dans la majorité des régions à roches dures est orientée vers l'utilisation des couronnes imprégnées.

- **Manchon aléteur**

Le manchon aléteur est placé au –dessus de la couronne et doit toujours être de la même taille que la couronne.

Le but du manchon aléteur est de maintenir le calibrage du trou de sondage pour permettre à une nouvelle couronne de descendre jusqu'au fond sans se coincer. Il joue également le rôle de stabilisateur de l'ensemble du train de tiges.

c) Les buts des sondages

Les sondages ont pour but de:

- Compléter la connaissance géologique du sous-sol.
- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- Déterminer la nature du sous-sol.
- Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire.

V.3.2.1.1 Résultats des sondages carottés

Nous avons exploité quatre (04) sondages carottés de 06 m à 14 m de profondeur, ces derniers ont été implantés de manière à couvrir toute la superficie du site en vue de mettre en évidence les différentes couches constituant le terrain et de déterminer leurs épaisseurs.

V.3.2.1.2 Interprétations des sondages

Les coupes établies à partir des échantillons récupérés à différentes profondeurs des sondages (01,04 ,05et 06) montrent que le terrain instable est constitué par la lithologie suivante :

Sondage 01

0.00 – 7.20m : Remblais

7.20 – 8.20m : Schistes altérées friables et humides

8.20 – 11.00m : Marnes schisteuses moyennement compactes

Sondage 04

0.00 – 6.00m : Remblais

6.00 – 8.00m : Schistes altérées friable et humide

8.00 – 11.00m : Marnes schisteuses moyennement compactes

Sondage05

0.00–7.50m : Remblais

7.50–8.00m : Schistes altérées friable et humide

8.00–11.00m : Marnes schisteuses moyennement compactes

Sondage 06

0.00 – 5.00m : Remblais

5.00 – 9.20m : schistes altérées friable et humide

9.20 – 14.00m : marnes schisteuses moyennement compactes

L'ensemble des sondages carottés ont montré que toute la zone instable est dominé par une formation de remblais allant d'une forte épaisseur du terrain naturel jusqu'à environs 7m de profondeur et des schistes altérées friable et humide allant d'une fiable épaisseur environs 4m et marnes schisteuses moyennement compacte observé à partir de 9,2 m dans (SC06)

La figure suivant montrer le plan d'implantation des sondages carottés

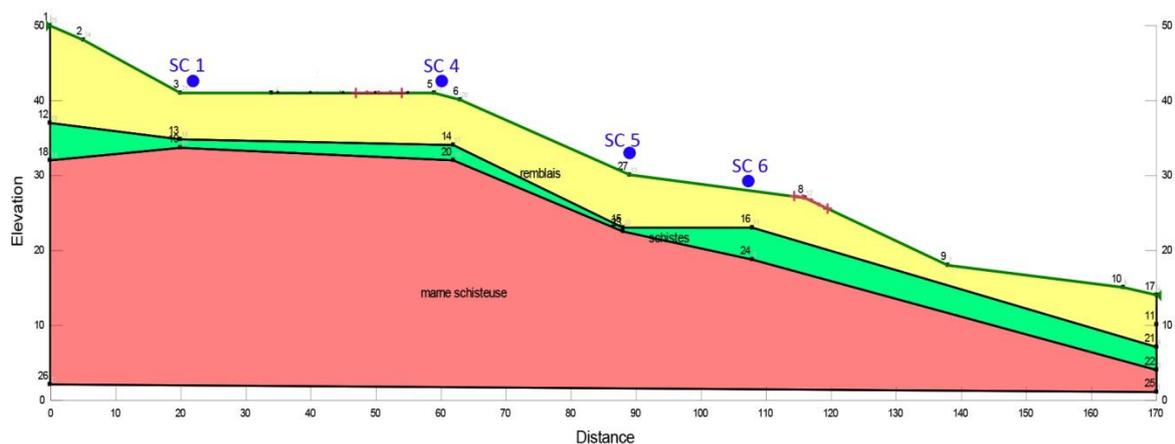


Figure (V.1) : Présentation d'un Plan d'implantation des sondages

V.3.2.2 Les sondages préssiométriques

a) Introduction

Cinq (5) sondages préssiométriques de 20m de profondeur ont été implantés à proximité des points de sondages carottés sur la partie aval de la route. Afin d'établir une corrélation entre les résultats des essais préssiométriques et la lithologie du terrain.

Les essais préssiométriques ont été réalisés conformément aux dispositions de la Norme NF P94-110.

Les essais préssiométriques ont été effectués à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées.

b) But des sondages préssiométriques

Les essais préssiométriques est des essais de chargement in situ effectués aux seins même du terrain grâce à les réalisations préalables des forages. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- le module préssiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
- la pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- la pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique [4]

V.3.2.2.1 Résultats des sondages préssiométriques

Tableau N°(V.01) : Résultats de l'essai préssiométrique N°01 (SC03)

Sondages préssiométriques N°01 (SC03)					
Profondeur (m)	Module préssiométrique E (bars)	Pression limite PI (bars)	E/PI	P0 (Bars)	PL* (Bars)
2	47.65	10.58	4.50	0.84	9.74
4	44.18	4.00	11.045	0.32	3.68
6	40.70	5.91	6.88	0.48	5.43
8	14.79	4.9	3.01	0.64	3.36
10	7.07	4.22	1.67	0.8	3.42
12	299.25	13.30	22.50	0.96	12.34
14	322	34.47	9.34	1.12	33.35
16	567.32	49.16	11.54	1.28	47.88
18	882.3	50.12	17.60	1.44	48.64
20	1023.22	49.67	20.60	1.6	48.07

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites et de modules préssiométriques sur les douze premiers mètres puis deviennent moyennes à élevées le de la profonde investiguée.

Tableau N°(V.02) : Résultats de l'essai préssiométrique N°02 (SC04)

Sondage préssiométrique N° 02 (SC04)					
Profondeur (m)	Module préssiométrique E (bars)	Pression limite PI (bars)	E/PI	P0 (Bars)	PL* (Bar)
6	49.49	8.29	5.56	0.48	7.81
8	45.12	6.42	7.02	0.64	5.78
10	620.93	33.54	18.51	0.8	32.74
12	741.12	33.41	22.18	0.96	32.53
14	855.22	40.48	21.12	1.12	39.36
16	1000.9	41.33	24.21	1.28	48.04
18	1861.34	20.10	92.60	1.44	18.66
20	1901.9	75.73	25.11	1.6	72.13

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites et de modules préssiométriques sur les huit premiers mètres puis deviennent moyennes à élevées le long de la profonde investiguée.

Tableau N°(V.03) : Résultats de l'essai préssiométrique N°03 (SC05)

Sondage préssiométrique N° 03 (SC05)					
Profondeur (m)	Module préssiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	E/Pl	P0 (Bars)	PL* (Bars)
2	88.58	6.30	14.06	0.36	5.94
4	36.16	5.80	6.23	0.32	5.48
6	63.40	5.40	11.74	0.48	4.92
8	378.25	41.83	9.04	0.64	40.19
10	423.07	60.74	6.74	0.8	59.94
12	521.77	52.55	9.92	0.96	51.59
14	788.68	69.67	11.32	1.12	68.55
16	799.38	78.38	10.19	1.28	77.10
18	865.20	87.10	9.93	1.44	85.66
20	1000.10	87.37	11.45	1.6	85.71

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites et de modules préssiométriques sur les six premiers mètres puis deviennent moyennes à élevées le long de la profonde investiguée.

Tableau N°(V.04) : Résultats de l'essai préssiométrique N°04 (SC01)

Sondage préssiométrique N° 04 (SC01)					
Profondeur (m)	Module préssiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	E/Pl	P0(Bars)	PL*(Bars)
8	78.21	4.82	16.22	0.64	4.18
10	26.71	1.99	13.42	0.8	1.19
12	28.35	2.17	13.06	0.96	1.21
14	34.35	3.37	10.19	1.12	2.25
16	50.9	22.70	2.24	1.28	21.42
18	184.49	29.01	6.35	1.44	27.57
20	312.12	35.05	8.90	1.6	33.45

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur quatorze mètres puis deviennent élevées le long de la profonde investiguée.

Tableau N°(V.05) : Résultats de l'essai préssiométrique N°05 (SC07)

Sondage préssiométrique N°05 (SC07)					
Profondeur (m)	Module préssiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	E/Pl	P0(Bars)	PL*(Bars)
6	78.21	4.62	16.92	0.48	4.14
8	34.71	0.79	43.93	0.64	0.15
10	31.35	1.97	15.91	0.8	1.17
12	31.35	2.17	14.44	0.96	1.21
14	34.35	18.37	1.86	1.12	17.25
16	50.19	22.70	2.21	1.28	21.42
18	220.12	30.05	7.32	1.44	28.61
20	4096.54	51.42	79.66	1.6	49.82

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur mètres es deuze puis deviennent élevées le long de la profonde investiguée.

V.3.2.3Relevés piézométriques

a)Introduction

Les relevés piézométriques effectués durant la dernière période pluviale ont montré un niveau d'eau peu variable, allant de 5m de profondeur.

Les relevés piézométriques permettent de définir la position de la nappe.

V.3.2.3.1. Résultats des Relevés piézométriques

Les relevés piézométriques sont insérés dans le tableau suivant

Tableau N°(V.06) : relevés piézométriques

Date	Désignation	Niveau d'eau (m)
23 /01/2013	SC7	1
	SC9	4
	SC10	5
03 /02/2013	SC7	3
	SC9	6
	SC10	6.5

V.4. Essais de laboratoire

V.4.1. Essais d'identification physique

Ce sont des essais simples et peu coûteux, permettant de caractériser les couches du sol, ils peuvent être faits sur des échantillons intacts ou remaniés.

a) Détermination des caractéristiques physiques du sol

On prélève des échantillons du sol (environ de 50gr pour un sol fin et 2kg pour un sol grenu). On pèse l'échantillon pour obtenir son poids humide, en suite on le fait passer à étuve à fin d'évaporer l'eau interstitielle et obtenir un poids sec et d'autres caractéristiques physiques du sol. [12].

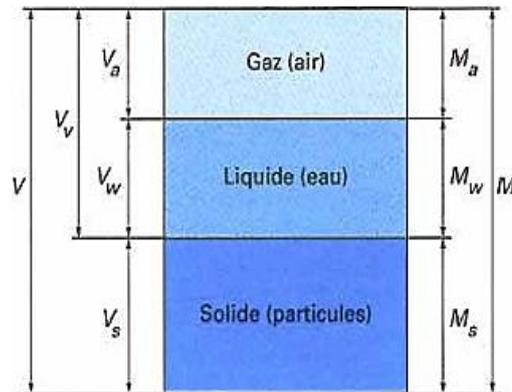


Figure (V.2) : Composantes d'un sol. [16]

V_t : volume totale.

P_t : poids total.

V_s : volume des grains solides. P_s : poids des grains.

V_w : volume de l'eau.

P_w : poids de l'eau.

V_a : volume d'air.

$V_v = V_a + V_w$: volume des vides.

Les caractéristiques physiques des sols sont :

- poids volumique humide : $\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$
- poids volumique sec : $\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$
- Poids volumique des grains solide : $\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$

- Poids volumique déjaugé : $\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 - n)$
- L'indice des vides : $e = \frac{V_v}{V_s}$
- La porosité : $n = \frac{V_v}{V_t}$; la relation entre n et e est : $n = \frac{e}{e+1}$ et $e = \frac{n}{1-n}$
- Teneur en eau : $W = \frac{P_w}{P_s}$
- Degré de saturation : $S_r = \frac{V_w}{V_v}$

V.4.2 Essais réalisés au laboratoire

Les essais ont été réalisés dans laboratoire SOUMMAM. Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques sommaires à savoir :

- Analyses granulométriques.
- Mesure des teneurs en eau et degré de saturation.
- Mesure des densités.
- Essais de cisaillement à la boîte de casagrande.

V.4.2.1 Analyses granulométriques

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution des grains du sol en fonction de leurs dimensions. Les grains sont séparés en classes, chaque classe représentant un pourcentage en poids du matériau.

La nature du sol peut déduite d'une analyse granulométrie, les particules les plus grosses étant séparés par tamisage et les plus fins par sédimentation.

a) Analyse granulométrique par tamisage

En versant une quantité ayant un poids (w) du matériau séché dans une série de tamis, le refus est la quantité des grains retenus par un tamis, et le tamisât est la quantité totale des grains qui traversant le même tamis.

b) Analyse granulométrique par sédimentométrie

Le principe de la sédimentométrie se base sur la loi de Stockes du mouvement d'une particule sphériques de diamètre D dans un liquide visqueux. Cette particule attient un équilibre entre la force de résistance F du liquide, telle que :

$$D = \sqrt{18\eta v / (\gamma_s - \gamma_w)}. \quad [12]$$

η et la viscosité dynamique de liquide.

v et la vitesse de particule.

V.4.2.2 Limite d'Atterberg :

Limite d'Atterberg ont pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre ses trois états et la nature de sol.

a) Limites de liquidité : WL

C'est le passage de l'état liquide à l'état plastique.

Pour la déterminer, on étend sur une coupelle une couche d'argile dans on trace une rainure au moyen d'un outil à rainure. On imprime a la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1cm, et en mesure la teneur en eau de la pâte.

Limite de plasticité : Wp

Limite de plasticité, est le passage de l'état plastic a l'état solide.

L'indice de plasticité : Ip

$$IP = WL - Wp \quad \text{En pourcentage} \quad [12]$$

L'indice de consistance : Ic

On utilise également l'indice de consistance Ic

$$Ic = (WL - W)/Ip \quad [12]$$

W : la teneur en eau.

V.4.2.3 Essai de cisaillement

Dans toute étude géotechnique, on doit déterminer les caractéristiques de cisaillement (c, ϕ) qui permettant de calculer le coefficient de sécurité, pour la stabilité de terrain étudié. Ces caractéristiques peuvent être déduites à partir des essais suivent :

- Pour les calculs à court terme, on utilise les essais de type UU ou CU qui ne donne les valeurs Cu et ϕ_u .
- Pour les calculs à long terme, on utilise les essais de type CD (essai drainé) qui ne donne les valeurs C'et ϕ' .

a) Principe d'essai

L'essai est réalisé par la boite de cisaillement, dans lequel on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

L'essai consiste à mettre un échantillon de sol, dans l'appareil constitué de deux demi boites, pouvant se déplacer de manière relative pour créer un effort de cisaillement dans leur plan de séparation, l'échantillon est soumis à une force verticale F1 (effort de compression N) ,par l'intermédiaire de la demi boite supérieure, et un effort de tension T horizontal, La connaissance de N et T permet de déterminer un point de la courbe intrinsèque. En effet si

A est la surface de la droite, les composantes de la contrainte critique sont : $\sigma = \frac{N}{A}$

V.4.2.4 L'analyse chimique

Tableau (N°V.07) : Résultats des essais d'analyse chimique sommaire

désignation	Teneurs en anions de sulfate			
	% insoluble	% carbonate	% gypse	So4 ⁻ mg/kg
Des échantillons				
SC1 (4.00-4.40m)	77.70	16.80	Néant	Néant
SC1 (7.50-8.00m)	68.60	22.40	Néant	Néant
SC2 (10.50-11.00m)	76.20	11.40	0.40	Néant
SC2 (14-14.50m)	34.39	69.77	Néant	Néant
SC2 (17-17.50m)	18.84	69.23	Néant	Néant

V.4.3 Résultats des essais

Les résultats détaillés des essais, effectués sur les échantillons prélevés de différents sondages carottés réalisés ont montré des horizons de couche de marne schisteuse moyennement compacte surmontée par des couches de schiste friables et altérées.

Le tableau suivant montre les résultats des essais laboratoire

Tableau (N°V.09) : Résultats des essais laboratoire

couches	Schistes friables et altérées	Marnes schisteuse
Valeur moyenne		
Teneur en eau Wn%	7.675	5,87
Densité sèche γ_d kn/m ³	2,17	2,25
Densité humide kn/m	2,31	2,29
Degré de saturation (SR%)	77,02	76,38
Granularité % tamisa	83,5	74.14
	45,85	33,43
Limite d'atterbeg	40,79	41,83
	26,52	25,99
	14.27	15,84

V.4.4. Interprétation des essais de laboratoire

a) schistes friables et altérées

- Pour le sol schistes et altérées donner des densités humides moyennes à élevées et des teneurs en eau moyennes
- Les résultats de l'analyse granulométrique indiquent un sol grenu car moins de 50% passent au tamis 80 μ m, et présente un sol à tendance sableuse car plus de 50% d'éléments passent par le tamis de 2mm
- L'indice de plasticité indique un sol moyennement argileux car IP située entre 12 et 25%.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement plastiques.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs suivantes:

$$0.13 < C_{uu} < 0,20 \text{ bars.}$$

$$16^\circ < \phi_{uu} < 23^\circ.$$

b) Marnes schisteuses:

- Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau moyennes.
- Les analyses granulométrique indiquent des sols riches en éléments fins car plus de 35% passent par le tamis 80 μ m, et des sols à tendance sableux.
- L'indice de plasticité indique un sol moyennement argileux car IP située entre 12 et 25%
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles peu plastiques.
- Les essais de cisaillement à la boîte non consolidé non drainé ont donné ces valeurs

$$0,3 < C_{uu} < 0.8 \text{ bars.}$$

$$22.5 < \phi_{uu} < 27.5^\circ.$$

CHAPITRE VI

VI.1 Introduction

On distingue plusieurs méthodes de calcul du coefficient de sécurité basées sur les caractéristiques géotechniques du terrain (cohésion C , angle de frottement ϕ ...etc.) et la géométrie du versant instable. Toutes ses méthodes permettent de chiffrer la valeur de F correspondent à la rupture observée, et donc d'apprécier la marge qui sépare l'état actuel du versant de l'état de l'équilibre.

En plus des caractéristiques géotechniques du terrain, le calcul se fait on introduisant d'autres paramètres (force extérieure à prendre en compte)

L'utilisation des ordinateurs et des logiciels de calculs ont beaucoup aidé à soulever les difficultés de calculs des glissements complexes des terrains multicouches, qui demandent plusieurs calculs et de paramètres. Il permet aussi de corriger ou délimiter certains erreurs dues aux méthodes de calcul manuelles qui restant limitées à quelques cas simples de glissement. (Plan circulaire d'une mono couche).

A l'aide du plan déjà tracé (plan de site glissé) ou il est mentionné les différentes altitudes des points de terrain, on trace les profils : (A-A), (B-B), (C-C) tout en couvrant toute la zone glissé.

Le profil sont le suivent :

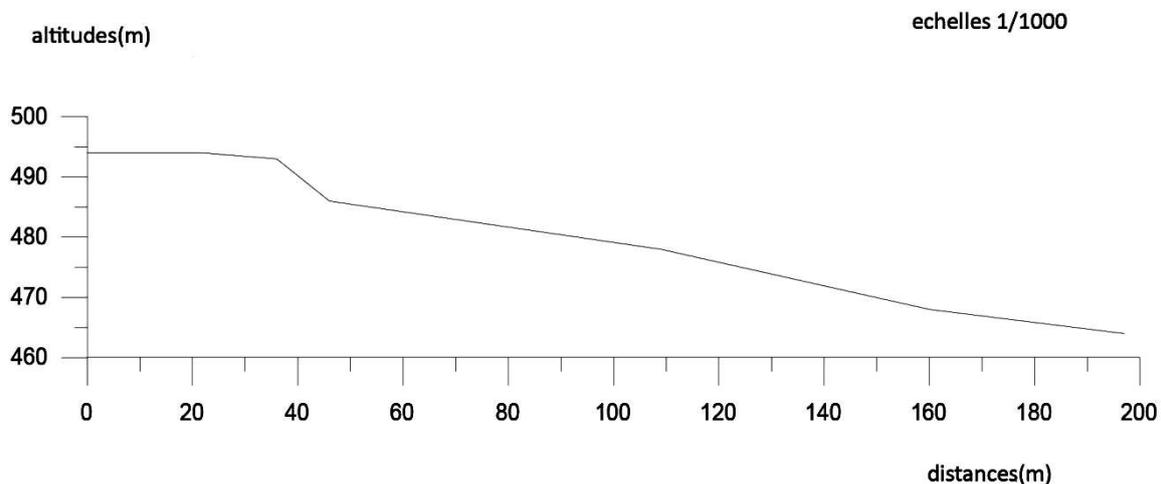


Figure (VI.1) : Profil A-A

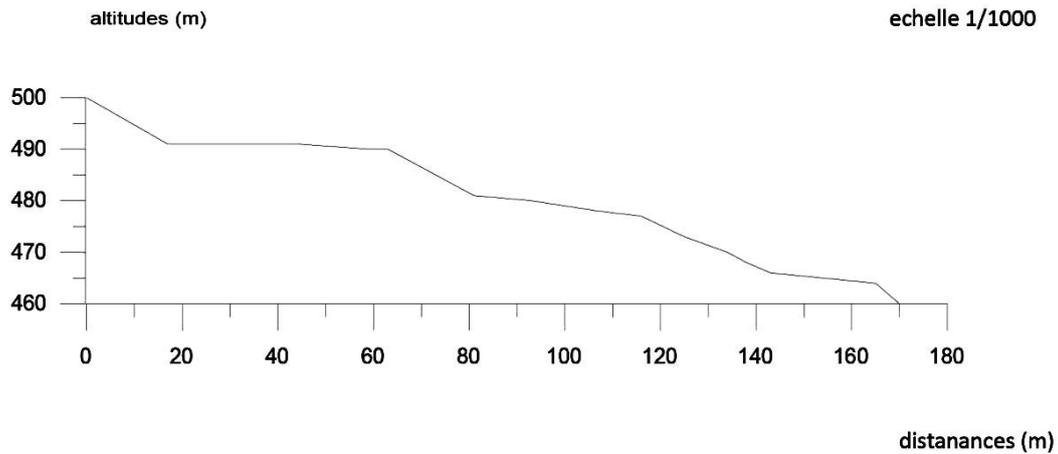


Figure (VI.2) : Profil B-B

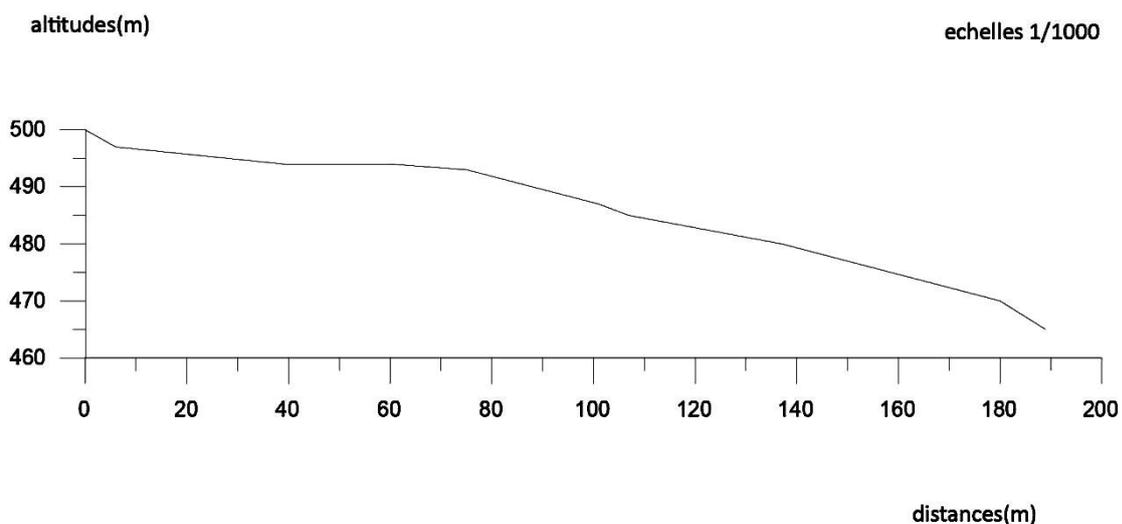


Figure (VI.3) : profil C-C

VI.2 Localisation de la ligne de rupture

Les observations effectuées sur le terrain et les résultats de l'investigation géotechnique permettent de constater qu'il s'agit d'un glissement semi- profond et se limité au niveau de substratum schistes friables est altérées. La surface glissée de remblais d'épaisseur environ 7,2m. la présence des escarpements et la variation de la teneur en eau, on constate que la masse glissé le long de la surface est circulaire, avec une vitesse moyenne (lent).

VI.3 Analyse du glissement

VI.3.1 Analyse du glissement par un calcul manuel

Le calcul manuel de la stabilité d'un talus se fait par tâtonnement où en cherchant la ligne de glissement la plus défavorable tout en observant de façon critique la géométrie, les caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus. Ceci conduit à étudier bien peu de surfaces. Alors avant de faire l'analyse par logiciel, on commence par une analyse manuel de trois (02) cercles de rupture et on calcul leurs coefficient de sécurité en appliquant la méthode des tranches, dite de "Fellenius".

Pour un calcul approché (hypothèse de Fellenius : les forces externes horizontales et verticales intertranches s'équilibrent), on peut appliquer la formule suivante.

a) Calcule de la stabilité en rupture circulaire [4]

Plusieurs méthodes de calcul en glissement circulaire, ont été établies pour le calcul de coefficient de sécurité.

Dans notre cas, on choisit la méthode des tranches de FELLENIUS, car c'est la méthode la plus proche au paramètres qu'on a.

b) Méthodes de Fellenius

b-1) Principe de la méthode

La méthode de Fellenius, consiste à diviser le volume instable en certain nombre de tranches verticales, et le calcul ce fait en considérant chaque tranche comme un solide indépendant, est en équilibre limite sur la ligne de glissement.

Le mode de divise et le nombre de tranche adoptés sont arbitraires, leur choix tient compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site.

b-2) Calcul de coefficient de sécurité

Soit un talus, dans un sol ayant pour caractéristiques :

- Poids humide : γh .
- La cohésion C .
- L'angle de frottement φ .

Le poids w_i de chaque tranche se calcule indépendamment

$$w_i = S_i \gamma h \cdot 1m$$

Tel que S_i est la surface latérale de chaque tranche.

La valeur de coefficient de sécurité a pour formule, si il n'y a pas de nappe ni ruissellement :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + w_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i]}{(\sum W_i \sin \theta)}$$

La valeur de coefficient de sécurité a pour formule, s'il n'y a de nappe.

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

Avec: $l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$

Dans notre cas, on opte le profil le plus défavorable (B-B), ou le glissement il est important et qui le plus endommager la route. Ou en trouve le maximum des sondages sur le même alignement

On trace le cercle de glissement qui relie trois point : la partie supérieur de glissement est la partie inférieure, et la surface supérieure de la couche compacte détecté par le sondage carotté (SC04), et le milieu de glissement détecté par le sondage carotté(SC05), et la surface inférieure détecté par sondage carotté(SC06)

VI.3.1.1 Caractéristique de cercle de rupture

Le cercle a les caractéristiques suivantes

- Rayon (68,50)
- centre O des coordonnées (84.5, 544)

On divise la surface en six tranches (FigureVI.5)

On calcule le poids w et l'angle θ de chaque tranche avec les résultats obtenus au laboratoire.

- $\gamma h = 20 \text{ kn}/\text{m}^3$
- $C = 2 \text{ kn}/\text{m}^2$
- $\varphi = 15^\circ$

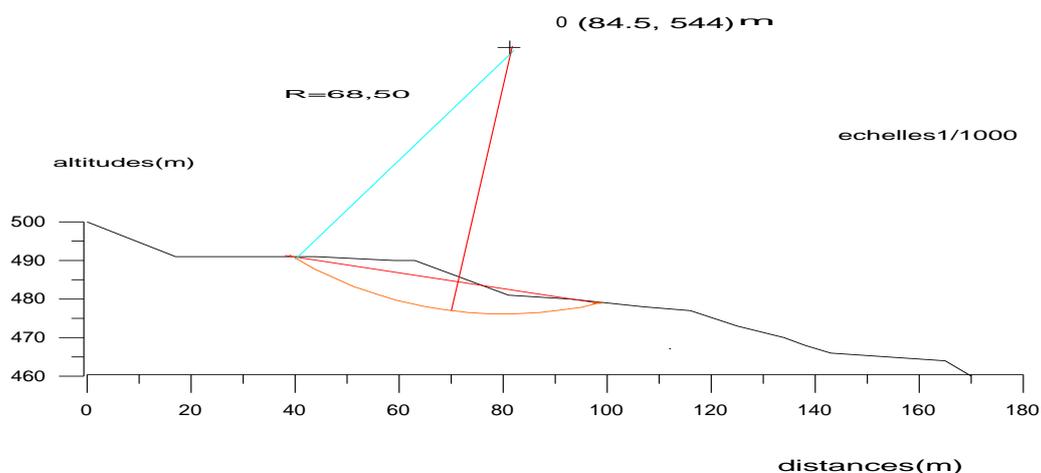


Figure (VI.4) : Cercle de rupture, avec R=68.5

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum_{i=1}^{n=12} [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^{n=6} w_i \sin \alpha_i}$$

Avec: $l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$

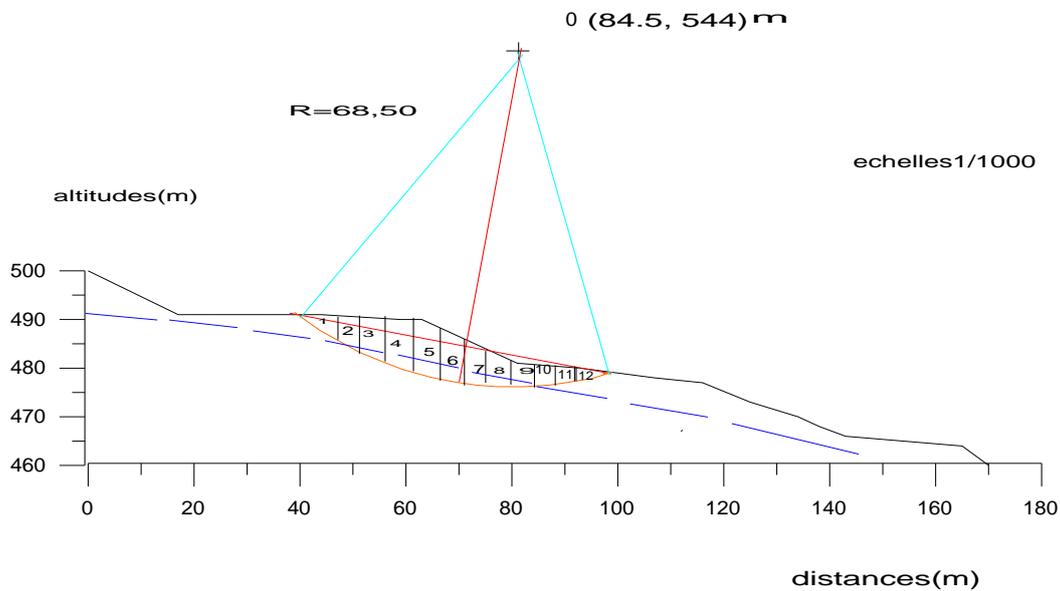


Figure (VI.5) : Méthodes des tranches de FELLENIUS

Tableau (VI.2) : Application numérique a présence de nappe phréatique

Nombre de tranche	$W_i(t)$	$\theta_i(^{\circ})$	$W \cos \theta (t)$	$W \sin \theta (t)$	$L_i (M)$	c_i KPa	$b_i (M)$	$c_i l_i$ KPa.M	u_i KPa	$u_i l_i$ KPa.M
1	27.75	35	22.73	15.91	6.105	0.2	5	1.221	0	0
2	58.3	29	50.99	28.26	5.720	0.2	5	1.144	0.5	2.86
3	95.83	24	87.54	38.97	5.476	0.2	5	1.095	1.20	6.57
4	112.46	20	105.67	38.46	5.324	0.2	5	1.064	1.20	6.38
5	104.15	15	100.60	26.95	5.181	0.2	5	1.036	1.30	6.73
6	91.65	11	89.96	17.48	5.096	0.2	5	1.019	1.35	6.87
7	62.45	7	61.98	7.61	5.040	0.2	5	1.008	1.11	5.59
8	58.3	4	58.15	4.06	5.015	0.2	5	1.003	0.5	2.50
9	45.8	-2	45.77	-1.59	5.005	0.2	5	1.001	0	0
10	20.8	-5	20.72	-1.81	5.020	0.2	5	1.004	0	0
11	15	-8	14.85	-2.08	5.050	0.2	5	1.010	0	0
12	6.25	-11	6.13	-1.19	5.096	0.2	5	1.019	0	0
Σ	698.74		665.09	171.03	63.128			12.624		37.09

$$F_s = \frac{12.624 + (665.09 - 37.09) \text{tg} 15^{\circ}}{171.03} = 1.05$$

VI.3.1.2 Analyse des résultats

Calcul manuelle de cercle de rupture (basé sur la méthode des tranches) donne un coefficient de sécurité de 1.05, on peut conclure que le talus est instable.

VI.3.2 Analyse du glissement par logiciel

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour l'analyse des glissements, mais chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Donc on peut obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse limite appelé GEOSLOPE (SLOPE/W.V7).

VI.3.2.1 Présentation du logiciel

Comme beaucoup de logiciels d'application Génie Civil, SLOPE/W possède trois modules

- Le préprocesseur **Define** :  il permet à l'utilisateur de définir un modèle de son problème, qui comporte la  géométrie du massif étudié, les caractéristiques des sols rencontrés, les conditions hydrauliques et de chargement, et la méthode de calcul du coefficient de sécurité. 
- L'opérateur de calculs **Solve** c'est lui qui va résoudre le problème posé.
- Le postprocesseur **Contour** ce  module permet de visualiser graphiquement les résultats obtenus concernant  l'ensemble des surfaces de glissement, ainsi que la valeur des coefficients de sécurité associés. Il est possible d'afficher pour chaque tranche les diagrammes de forces, la valeur de grandeurs caractéristiques le long de la surface de glissement.

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau(VI.3) : Les données et les résultats du logiciel.

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
<ul style="list-style-type: none"> - Les paramètres géotechniques de chaque couche γh (KN/m³), c (KN/m²), $\phi(10)$. - Géométrie du talus. -La grille des centres de ruptures. -Le niveau de la nappe phréatique. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le facteur de sécurité. - Les cercles de ruptures. - Les sollicitations sur les tranches. - La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus. -La pression interstitielle le long du talus.

SLOPE/W est un logiciel basé sur la théorie de l'équilibre limite, il donne la surface de rupture potentielle et calcul leur coefficient de sécurité. Il permet l'analyse de la stabilité en utilisant les méthodes suivantes : La méthode Ordinaire (ou Fellenius), la méthode de Bishop, la méthode de Janbu, et la méthode de Morgenstern-Price.

SLOPE/W a la capacité de modeler les types hétérogènes de sol, stratigraphique complexe dont il concéder leurs comportement comme rigide plastique, les états variables de la pression d'eau, les charges appliquées et les différents types de surfaces de glissement : surface circulaire, surface composée.

VI.3.2.2 Application au glissement étudié

On fait entrer les paramètres géotechniques de chaque couche (tableau ci-dessous) et on modélise le terrain suivant un profil des sondages étudiés qui coupe la zone de glissement au milieu.

Tableau (VI.4) : Les paramètres géotechniques correspondant à chaque couche

Caractéristiques Couches	Masse volumique γ_h (KN/m ³)	La cohésion CUU (kpa)	L'angle de frottement ϕ_{uu}
Remblais	20	2	15
Schistes altérés	23	12	18
Marne schisteuse	22.5	30	25

NB : Les charges sur la route sont de : 10 KN/ml

a) Talus modélisé avant le glissement

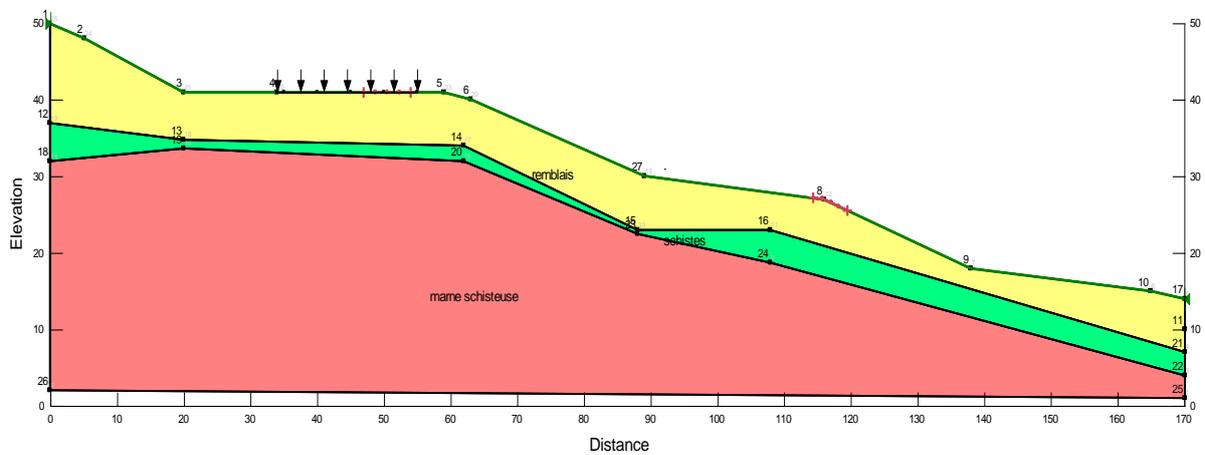


Figure (VI.6) : Modélisé avant le glissement

VI.3.2.2.1 Avant la relève de la nappe

a) Talus modélisé après le glissement (méthode ordinaire)

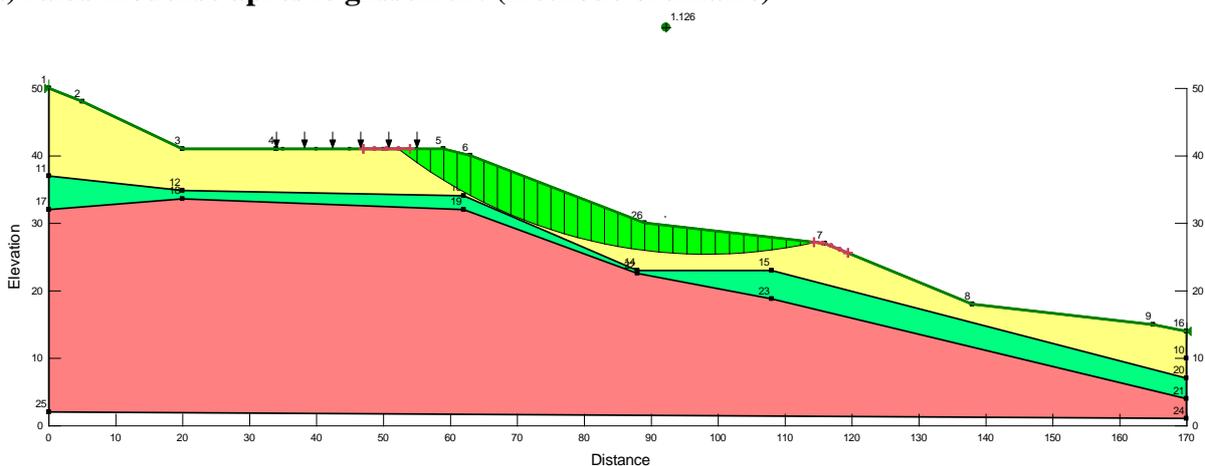


Figure (VI.7) : Modélisé avant la relève de la nappe glissement

b) Le résumé des résultats pour les quatre méthodes

Ce tableau en dessous représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode utilisé par le logiciel (avant la relève de la nappe).

Tableau (VI.5) : Les valeurs minimales de coefficient de sécurité

Méthode	Coefficient de sécurité F_s
Ordinaire	1,126
Bishop	1.171
Janbu	1.128
Morgenstern-Price	1.171

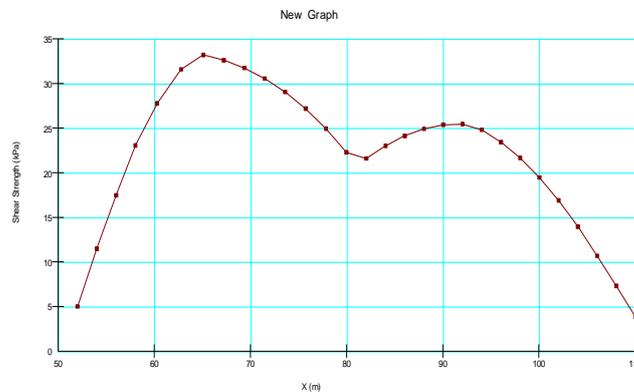


Figure (VI.8) : La variation des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture

III.3.2.2.2 Après la relève de la nappe

a) Talus modélisé après le glissement (méthode ordinaire)

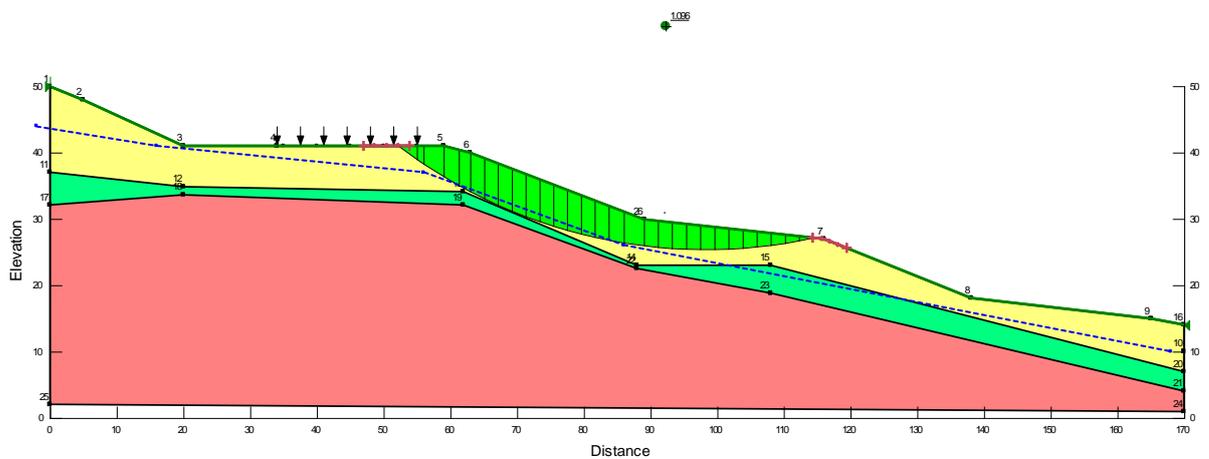


Figure (VI.9) : Modélisé après le glissement

b) Le résumé des résultats pour les quatre méthodes

Ce tableau ci-dessous représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode utilisé par le logiciel.

Tableau (VI.6) : Les valeurs minimales de coefficient de sécurité.

Méthode	Coefficient de sécurité F_s
Ordinaire	1,092
Bishop	1.093
Janbu	1.096
Morgenstern-Price	1.139

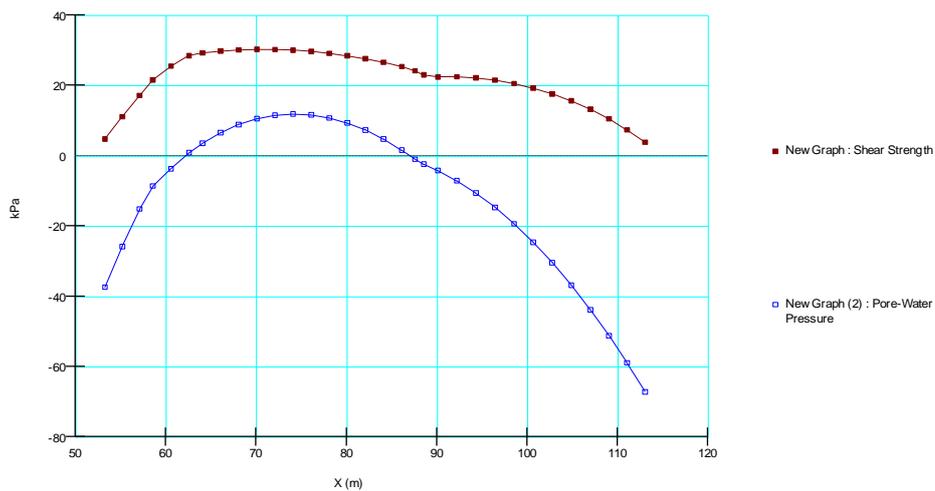


Figure (VI.10) : La variation des contraintes de cisaillement et pression d'eau le long de la surface de rupture

VI.4 Conclusion de l'étude

Le calcul par la méthode des tranches est un peu long. Mais cette méthode est particulièrement conseillée pour les talus hétérogènes ou pour étudier les talus en présence d'eau. En effet, le calcul est inchangé.

Dans notre cas, après avoir analysé manuellement de cercle donne un coefficient de sécurité minimum de 1.05, et qu'on peut le considérer comme représentatif.

Par contre cette méthode peut aisément faire l'objet d'un programme de calcul sur ordinateur ; GEOSLOPE par exemple, permettant le test rapide d'un grand nombre de cercle de rupture possible et qui ne soient pas forcément circulaires.

Alors, l'analyse par logiciel donne un coefficient de sécurité proche de 1. Ce coefficient a été calculé par quatre méthodes différentes, toutes basées sur la méthode des tranches, qui sont : méthode Ordinaire, méthode de Bishop, méthode de Junbu et méthode Morgenstern-Price. Plus exactement, le coefficient le plus faible a été donné par la méthode Ordinaire, et sa valeur est de 1,092

On constate, aussi, que la surface de rupture se propage du sommet de l'accotement de la route en amont jusqu'au pied du talus, et d'une profondeur estimée à 7,00 m.

La petite différence entre les valeurs des coefficients de sécurité calculés manuellement et par logiciel est due aux hypothèses de calcul proposées à chaque analyse, plus précisément, c'est au niveau des forces inter tranches qui sont négligées pendant le calcul manuel (méthode de Fellenius), ainsi que les erreurs dues au calcul des surfaces des tranches.

CHAPITRE VII

VII.1 Introduction

Les travaux de stabilisation de talus ne devraient être envisagés que dans l'optique d'apporter une solution à un problème de stabilité de pente.

Alors, se basant sur les différentes analyses du glissement effectuées au chapitre 3 (analyse manuel et par logiciel), nous tentons dans cette partie de trouver des méthodes et de concevoir des ouvrages dans le but est de stabiliser la zone affectée par le glissement au niveau du PK 060+000 de la RN 09 à kherrata, le choix de la méthode de confortement sera basé sur des critères techniques et économiques.

Pour le confortement du glissement étudié dans ce mémoire, nous avons préconisé les solutions suivantes :

- ✓ 1^{er} solution : stabilisation par terrassement (substitution partielle du volume du sol en mouvement),
- ✓ 2^{ème} solution : stabilisation par clouage par pieux,
- ✓ 3^{ème} solution : stabilisation par mur de soutènement en gabions

Ces solutions doivent être accompagnées par un système de drainage pour diminuer les efforts dus à la pression interstitielle

VII.2 Quelques principes de base

Il est impossible de définir efficacement des remèdes sans une étude préalable sérieuse des causes et plus précisément d'un classement par ordre d'importance de diverses causes possible :

- Un seul type de remède est souvent insuffisant pour restaurer la stabilité permanente d'un glissement d'un versant.
- Il ne faut jamais décharger le pied d'un glissement.
- Les solutions les plus chères ne sont pas nécessairement les plus efficaces.
- Ne pas charger sa tête ni d'ailleurs la zone centrale.

VII.3 Premier type de confortement

VII.3.1 Analyse du glissement avec terrassement (substitution partielle du volume du sol en mouvement) associé au drainage.

Cette technique consiste à enlever une partie de l'ensemble du sol glissé et la remplacer par un matériau de meilleure qualité.

Dans notre cas, nous avons proposé un système de drainage profond (tranchée drainante), afin de diminuer les pressions interstitielles dans le talus et l'évacuation des eaux. Elle est placée en amont du talus sous le fossé, sur une profondeur de 4 m, d'une ouverture à la base de 1 m, et une longueur de 60 m

On a enlevé une partie du remblai, on a remplacé la masse par le **TVO**, avec des caractéristiques géotechnique suivante : ($\gamma = 23 \text{ KN/m}^3$, $c = 15 \text{ KN/m}^2$, $\phi=35^\circ$), tout on reconstitue le profil du talus.

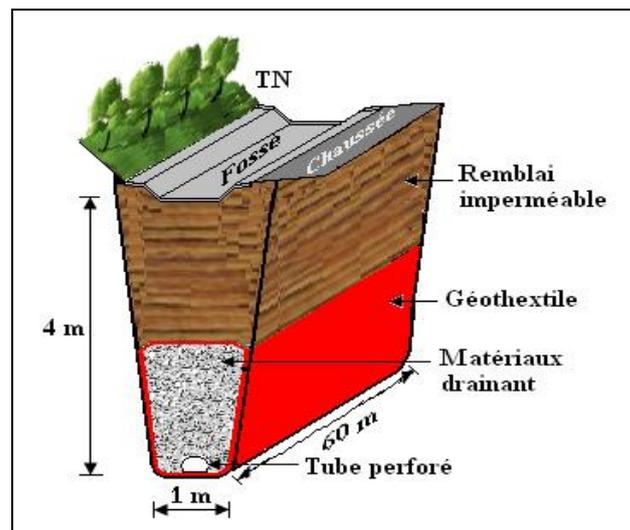


Figure (VII.1) : Schéma type de la tranchée drainante

VII.3.2 Modélisé de talus après terrassement (substitution partielle) plus rabattement de la nappe

Le rabattement de la nappe et le terrassement donnent un coefficient de sécurité $F_s = 1.474$, En comparant avec le premier cas sans confortement qui est égal à 1.071 on trouve un gain de 37,25%

$$\frac{\Delta F}{F_0} = \frac{1.47 - 1.071}{1.071} = 37,25\%$$

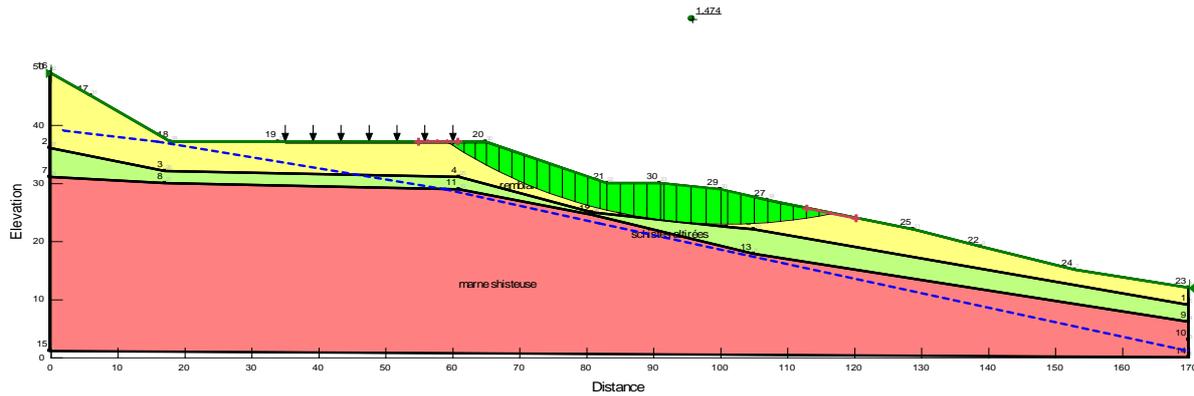


Figure (VII.2) : Talus modélisé après substitution partielle.

Ce tableau en dessous représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode utilisé par le logiciel (substitution partielles).

Tableau (VII.1) : Les valeurs de coefficient de sécurité

Méthode	Coefficient de sécurité F_s
Ordinaire	1,485
Bishop	1,545
Janbu	1.474
Morgenstern-Price	1.544

VII.4 Deuxième type de confortement

VII.4.1 Le Clouage

Le clouage des pentes consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant in-situ les groupes des pieux verticaux ou des inclusions perpendiculaires à la surface de glissement, cette méthode qui trouve ses origines dans une pratique ancienne, connaît actuellement un certain essor dans les cas où les méthodes classiques de stabilisation par drainage ou terrassement ne sont pas applicables.

L'efficacité de la technique s'appuie, d'une part, sur le transfert des efforts de glissement vers le substratum au point dur constitué par des clous et, d'autre part, sur un renforcement globale de la masse par la mobilisation d'effets de groupe générés par la densité des clous.

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain en équilibre précaire nécessite une parfaite connaissance des causes de l'instabilité. Sachant que c'est l'action de la

gravité de l'eau qui est à la plupart des désordres, on comprend que les techniques relatives du terrassement des masses instables ou du drainage, aient emporté la préférence des géotechniciens

Les conditions de site (accessibilité), les caractéristiques des terrains (perméabilité), le délai de réponse des drains et leur pérennité font souvent du clouage, une solution convenable.

- **Justification de la méthode de clouage**

Le déplacement de sol provoque une pression $p(z)$ au contact sol-inclusion que se traduit par un système N, T, M au point O sur la surface de glissement. Ces forces sont équilibrées par la résistance au glissement.

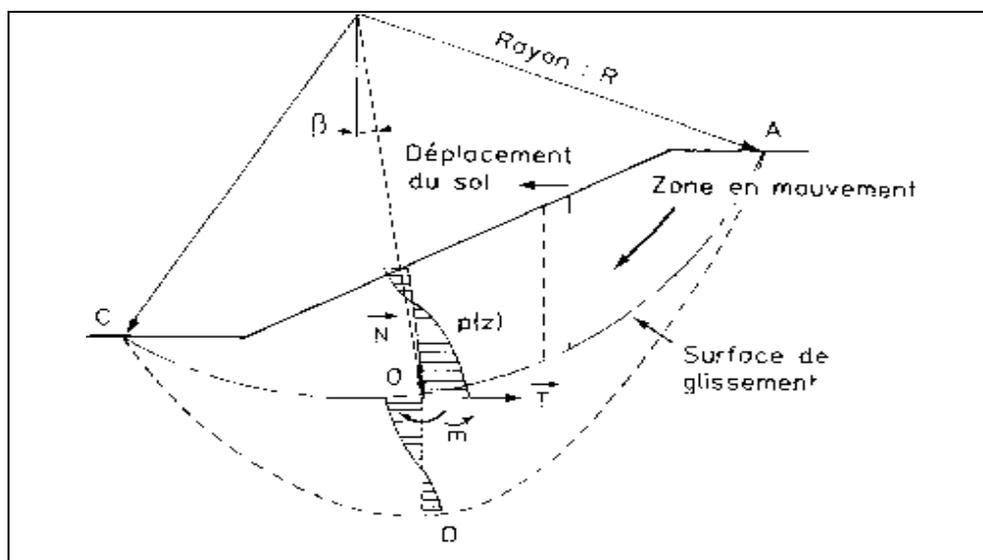


Figure (VII.3) : Principe de clouage des pentes

- **Caractéristiques des pieux**

Diamètre : $\varnothing = 0,8m$.

Matériau : béton armé.

Module d'élasticité : $E_p = 2.10^6 \text{ t/m}^2$

- ❖ **Dimensionnement des pieux [15]**

D'après le DTR C.2.3.3.2, le dimensionnement des pieux est donné comme suit :

- Diamètre D : le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est :
 $D \geq 0.8m$.

Le choix du diamètre est le nombre de pieux résultent d'une optimisation globale de la fondation.

- La longueur L : celle-là varie en fonction de :
 - ✓ L'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral suffisant dans le cas des pieux flottants en particulier.
 - ✓ La profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu, dans le cas des pieux travaillant essentiellement en pointe.

Pour que notre fondation soit une fondation profonde il faut satisfaire les conditions suivantes :

- $L/D > 6m$
- $L > 3m$

On a : $L_{\min} = 13m > 3m$ vérifiée.

$D_{\max} = 0,8m \Rightarrow L/D = 16,25 > 6m$ vérifiée.

Donc les deux conditions sont vérifiées, alors on dit que les fondations sont profondes

Dans notre cas, la couche résistante (couche d'assise) est à 8m de profondeur, le pieu doit être encré dans cette couche, c'est pour cette raison qu'on a opté pour un pieu de 13m de longueur et de diamètre de l'ordre de $L/20$, soit 0,8m.

VII.4.2 Calcul de l'ouvrage (pieu foré)

Ce calcul est basé sur l'équilibre d'un sol à la rupture en se basant sur la résistance des matériaux. Dans le calcul simplifier de verticaux, ou on ne tient compte que des efforts de clouage R peut par exemple, pour un glissement circulaire, être introduit dans l'expression de Fellenius par :

$$\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]}{F_0} \dots \dots \dots (1)$$

Après le confortement , on a repris la définition du coefficient de sécurité global pour calculer les efforts de glissement à reprendre avec une amélioration de FS de 40%(G .cartier,1986)

$$\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i] + R_0}{F} \dots \dots \dots (2).$$

a) Calcul de l'effort de clouage R (L'effort que doit reprendre le pieu)

Pour le confortement, en tenant compte de R dans la formule du coefficient de sécurité. (R_0 donne un moment stabilisant).

L'angle que fait l'effort de clouage avec l'horizontale est $\beta = 12^\circ$,

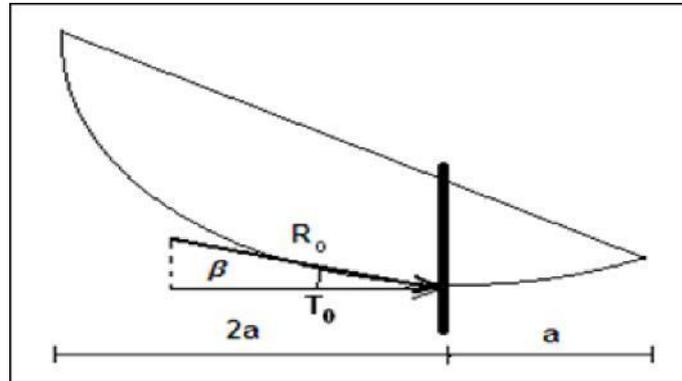


Figure (VII.4) : Inclinaison de l'effort de clouage.

Au moment de glissement $F_0 = 1.05$

Donc (2)-(1) on trouve $R = (F - F_0) \sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i$

$$R = (1,45 - 1,05) \cdot 171,03 = 68,41t$$

Calcul de l'effort tranchant T_0 :

$$T_0 = R \cos \beta = 68,41 \cdot \cos 12 = 66,91t$$

VII.4.3 Calcul des sollicitations maximales dans le pieu

- Calcul du coefficient de réaction linéique K_f

$$K_f = \frac{6 \cdot E_m}{1,33 \cdot \left(\frac{B_0}{B}\right) \cdot \left(\frac{2,65 \cdot B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \geq B_0 \quad [4]$$

Avec E_m : module pressiométrique,

B_0 : Diamètre de référence, $B_0 = 0,6 m$

B : Diamètre du pieu,

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (tableau VII.2)

- Détermination de α

On a $E_{Harmonique}/P_{L\text{ Harmonique}} = 10.06$ au niveau du sondage pressiométrique N° 3, en reportant cette valeur dans le tableau (VII.2), on aura

$$\diamond \alpha = 2/3$$

Tableau (VII.2): Facteur rhéologique α pour divers types de sols, (D'après Fascicule 62[1992])

TYPE	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	E/P_t	α	E/P_t	α	E/P_t	α	E/P_t	E/P_t	α
Surconsolidé ou très serré	—	> 16	1	> 14	$\frac{2}{3}$	> 12	$\frac{1}{2}$	> 10	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 – 16	$\frac{2}{3}$	8 – 14	$\frac{1}{2}$	7 – 12	$\frac{1}{3}$	6 – 10	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4}$
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	—	7 – 9	$\frac{1}{2}$	5 – 8	$\frac{1}{2}$	5 – 7	$\frac{1}{3}$	—	—	—

Détermination de E_m : $\frac{H}{E_m} = \sum_{i=1}^{i=9} \frac{hi}{E_{mi}}$ d'où on aura

$$E_m = 147.82 \text{ bars}$$

D'où :

$$K_f = \frac{12 \cdot 147,82}{1,33 \cdot \left(\frac{0,6}{0,8}\right) \cdot \left(\frac{2,65 \cdot 0,8}{0,6}\right)^{\frac{2}{3}} + \frac{2}{3}} = 595,46 \text{ t/m}^2$$

- Inertie du pieu

$$I = \frac{\pi \cdot R^4}{4} = \frac{\pi \cdot 0,4^4}{4}$$

$$I = 0,02 \text{ m}^4$$

- Calcul de la longueur du transfert l_0

$$l_0 = \left(\frac{4 \cdot E_p \cdot I}{K_f} \right)^{0,25} = \left(\frac{4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,02}{595,46} \right)^{0,25} \quad \text{Donc : } l_0 = 4,04 \text{ m}$$

- Calcul du moment maximal M_{max}

$$T(z) = T_0 \cdot D^*$$

Avec

$$D^* = e^{-z/l_0} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$M(z) = T_0 \cdot l_0 \cdot C^*$$

Avec :

$$C^* = e^{-z/l_0} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

Le moment maximal est donné pour : $T(z) = 0$

$$\text{Donc : } T_0 \cdot e^{-z/l_0} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow z = l_0 \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$Z = 3,17 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } C^* = 0,32$$

$$\text{D'où } M_{max} = 68,37 \text{ t.m}$$

- Diagramme des moments

$$M(z) = T_0 \cdot l_0 \cdot e^{-z/l_0} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

$$M(z) = 0 \Rightarrow \sin \frac{z}{l_0} = 0$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{z}{l_0} = 0 \Rightarrow z = 0 \\ \frac{z}{l_0} = \pi \Rightarrow z = 12,68m \end{array} \right.$$

Pour : $z = 10 \text{ m}$ $M = 14.05t.m$

$z = 13m$ $M = -0.82t.m$

Le diagramme des moments est donné par la figure suivante :

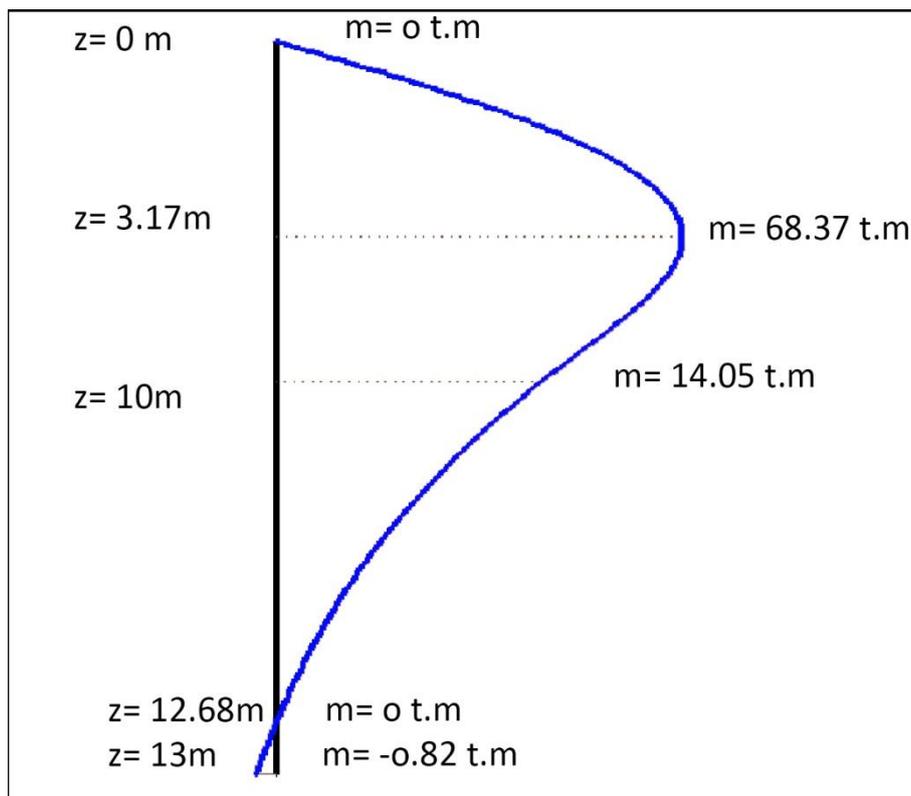


Figure (VII.5) : Diagramme des moments.

- Calcul du déplacement maximal

$$Y(z) = \frac{2 \cdot T_0}{K_f \cdot l_0} \cdot A^*$$

Avec

$$A^* = e^{-z/l_0} \cdot \cos \frac{z}{l_0}$$

Y_{max} Est donné pour : $\frac{z}{l_0} = \frac{\pi}{4}$

Donc : $A^* = 0,32$

$$Y_{max} = \frac{2 \cdot 66.91}{595.46 \cdot 4,04} \cdot 0,32$$

$$Y_{max} = 0,017$$

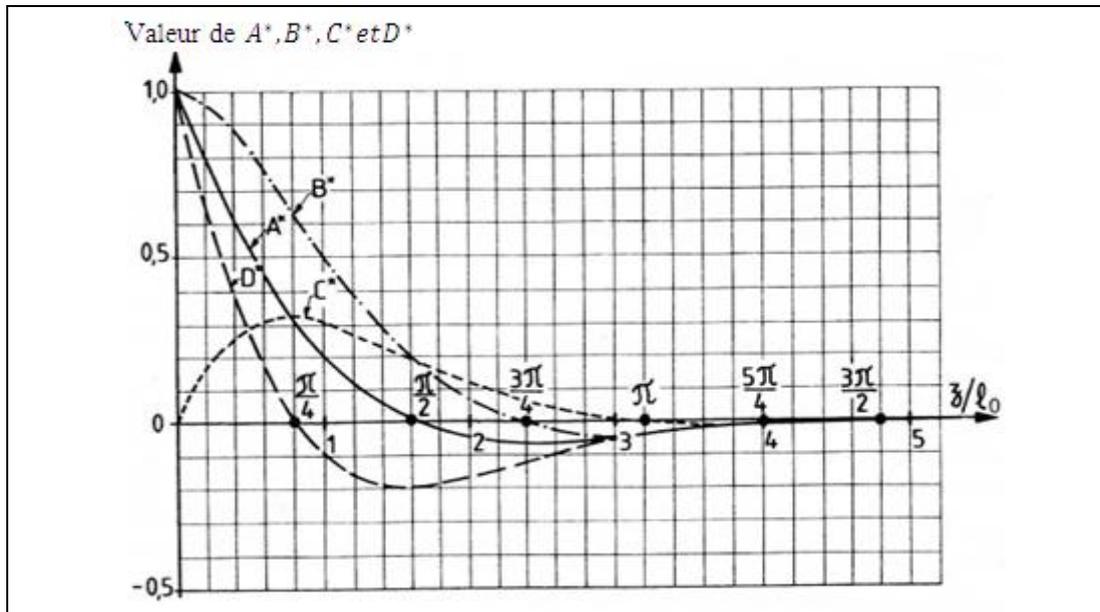


Figure (VII.6) : Valeur des fonctions A*, B*, C* et D*

• Modélisation de talus par pieux

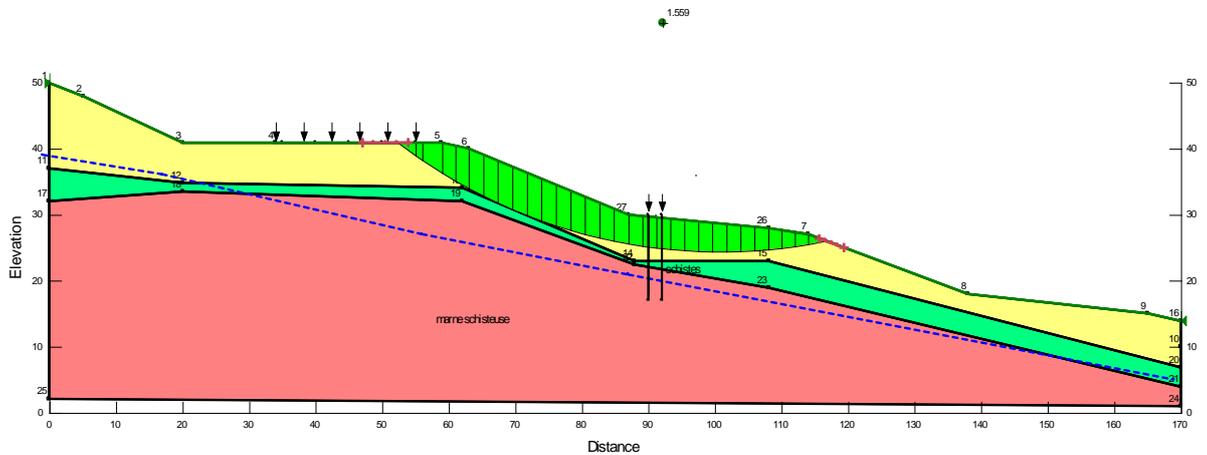


Figure (VII.7) : Talus modélisé par pieu plus rabattement de la nappe

Ce tableau en dessous représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode utilisé par le logiciel (confortement par pieux).

Le rabattement de la nappe et le terrassement donnent un coefficient de sécurité $F_s = 1.559$, En comparant avec le premier cas sans confortement qui est égal à 1.071 on trouve un gain de 45.56%.

$$\Delta F / F_0 = \frac{1.559 - 1.071}{1.071} = 45,56\%$$

Tableau (VII.3) : Les valeurs de coefficient de sécurité (confortement par pieux)

Méthode	Coefficient de sécurité F_s
Ordinaire	1,594
Bishop	1.675
Janbu	1.559
Morgenstern-Price	1.674

VII.4.1. Ferrailage des pieux

Selon D.DIDIER [8] d

- On doit ferrailer les pieux sur toute leur longueur dans le cas où ils sont soumis à la flexion simple.
- Le nombre minimal des barres longitudinales est cinq.
- Pour les armatures longitudinales, le diamètre le plus utilisé est compris entre 16 mm et 40 mm.
- Le diamètre des armatures transversales est fonction de celui des armatures longitudinales, il est choisi entre 8 mm et 16 mm.
- L'écartement des cerces ou le pas des spires est inférieur ou égal à 0,35 m.
- L'enrobage requis est généralement de l'ordre de 70 mm.

Dans notre cas :

$$\text{On a } D = 1 \text{ m} < 1,1 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } A_{min} = 25 \text{ cm}^2 \text{ (section minimale des armatures longitudinales).}$$

En introduisant la valeur de M_{max} calculée précédemment dans le paragraphe de calcul des sollicitations maximales dans le logiciel SOCOTEC (version 1.01, qui permet de calculer les sections d'acier selon les règles BAEL 91 à l'état limite ultime), nous a permis d'obtenir la section des armatures longitudinales suivante :

$$A_s = 30,06 \text{ cm}^2$$

D'après l'RPA, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{smin} = 0.5\% \times B = 0.5 \times \pi \times r^2 / 100 = 0.5 \times 3.14 \times (80)^2 / 100 = 100,48 \text{ cm}^2.$$

$A_{smin} > A_s$ $100,48 > 30,06$ on ferraille par A_{smin}

On prend $14\emptyset 32 HA = 112,56cm^2$

On choisit des cerces de diamètre : $\emptyset = \frac{\emptyset}{3} = 10 mm$

L'écartement entre les cerces : $St = \frac{2.\pi.R}{8} = 35 cm$

• Schéma de ferrailage :

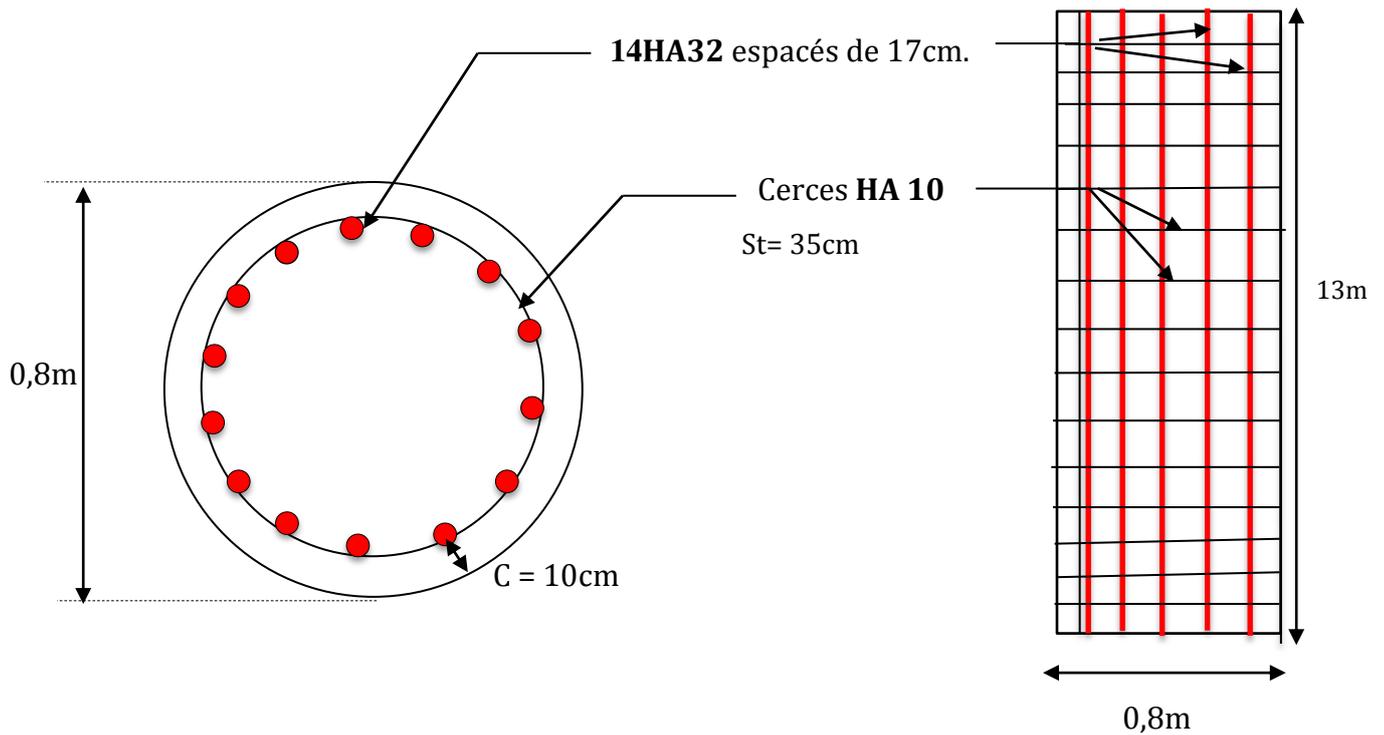


Figure (VII.8): Schéma de ferrailage des pieux

• Disposition des pieux [15]

La distance entre deux pieux voisins dépasse 2.5 fois le diamètre du pieu. Donc, la distance entre deux pieux doit dépasser 2.5m. On prend l'entraxe entre deux pieux égaux à 2,5 m. (La valeur de d est donnée par le DTR.B.C.2.33.2).

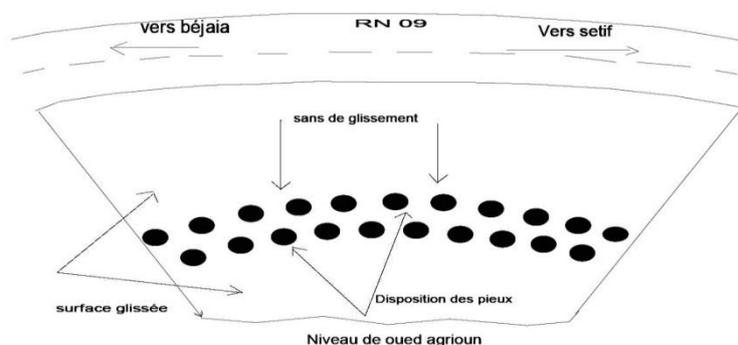


Figure (VII.9) : Disposition des pieux

VII.5 Troisième type de confortement

VII.5.1 Analyse du glissement avec un mur en gabions et rabattement de la nappe

Cette technique consiste à placer au pied du talus un mur en gabions. Cet ouvrage appelé butée de pied agit par opposition aux forces motrices. L'emplacement de cette butée est choisi en fonction des résultats de l'étude du glissement du talus.

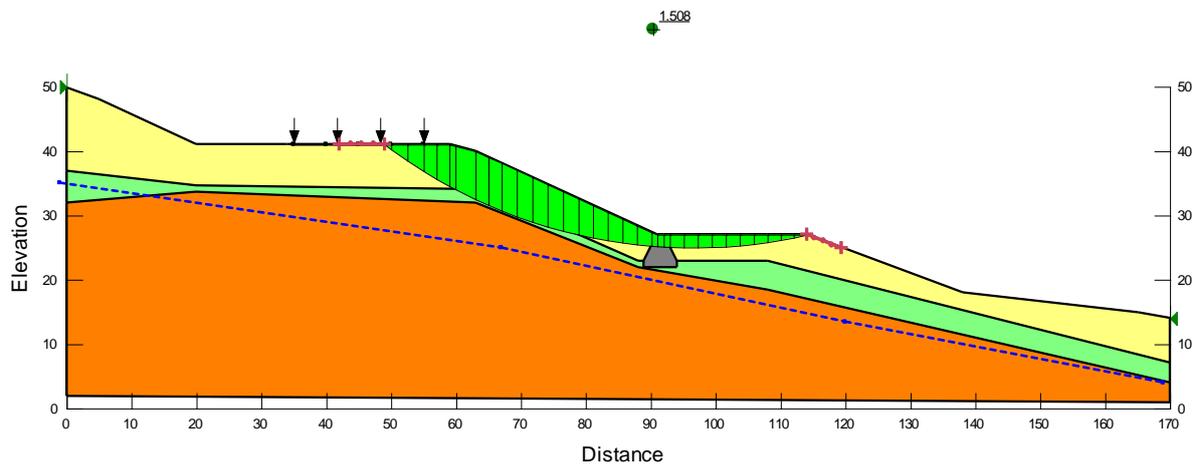


Figure (VII.10) : Talus modélisé avec butée de pied (mur en gabions) et rabattement de la nappe.

Le rabattement de la nappe et la mise en place d'un mur en gabions donnent un coefficient de sécurité de 1.508, et un gain de 40.80 %.

❖ La vérification de la stabilité du mur en gabions [13]

La vérification comporte les étapes suivantes :

- ✓ calcul des efforts de poussée et de butée ;
- ✓ sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur ;
- ✓ sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation ;

Tableau (VII.4) : Les paramètres géotechniques pour le calcul.

	Gabion	Remblai	Schistes altérées
$\gamma(\text{KN/m}^3)$	25	20	23
$c(\text{KN/m}^2)$	55	2	12
$\varphi(^{\circ})$	15	15	18

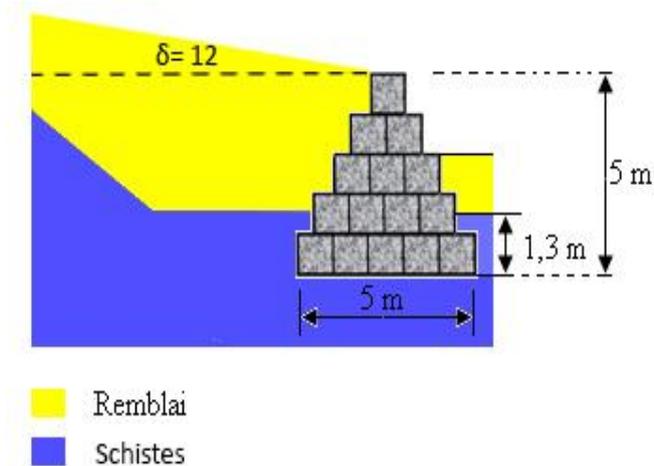


Figure (VII.11) : Schéma du mur en gabions

✓ Détermination du coefficient de poussée K_a

Alors :
$$K_{a1} = \frac{\cos\delta - \sqrt{\cos^2\delta - \cos^2\varphi}}{\cos\delta + \sqrt{\cos^2\delta - \cos^2\varphi}} \cos\delta = 0,711$$

$$K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,527$$

✓ Calcul des poussées sur le mur

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H_{tot}^2$$

Alors : $P_{a1} = 97,33 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} P_{a1v} = P_{a1} \sin \delta = 20,24 \text{ KN/ml} \\ P_{a1h} = P_{a1} \cos \delta = 95,20 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$P_{a2} = 10,24 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} P_{a2v} = 0 \\ P_{a2h} = P_{a2} \cos \alpha = 10,24 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Tableau (VII.5) : Le résumé des forces stabilisantes du mur en gabions.

Partie	Poids (KN/m ² /ml)	Bras de levier (m)	Moment (KN.M)
Gabion	375	2,5	937,5
P _{a1v}	20,24	4	80,96
P _{a2v}	0	0	0
Σ	395,8		1018,5

$$M_{renversant} = P_{a1h} \cdot (1/3 h_1) + P_{a2h} \cdot (1/3 h_2) = 41,25 + 12,62 = 53,84 \text{ KN.m}$$

✓ **La vérification au glissement**

$$F_g = \frac{\frac{2}{3} C B + \sum P_v \tan^2 \frac{2}{3} \phi}{\sum P_h} \geq 1.5$$

AN : $F_g = 2.43 > 1.5$

Donc : le mur est stable au glissement.

✓ **La vérification au poinçonnement (tiers central)**

On doit vérifier si la résultante des forces 'R' passe par le tiers central de la semelle.

Il faut déterminer **x**, le bras de levier de la composante verticale de la résultante globale des forces sur le mur par rapport à l'extrémité du mur.

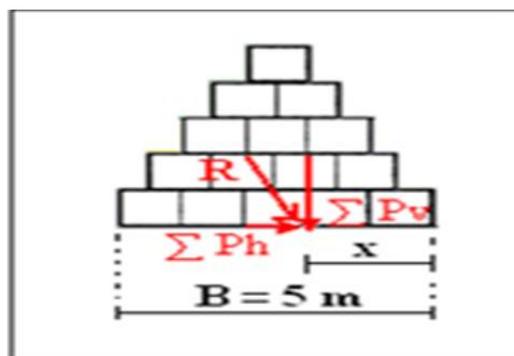


Figure (VII.12) : Schéma de l'excentricité des forces

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

AN : $x = 2,43 \text{ m}$

L'excentricité : $e = \frac{B}{2} - x = 0,07 \text{ m}$

L'excentricité maximum : $E_{max} = \frac{B}{6} = 0,84 \text{ m}$

$$e = 0.07\text{m} < E_{\text{max}} = 0.84 \text{ m}$$

Donc : la résultante des forces 'R' passe par le tiers central de la semelle.

✓ **Détermination de la force portante [11]**

• **Méthode de Terzaghi :**

Ce cas correspond à un poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact sous une semelle rugueuse infiniment longue (semelle filante) sous une charge verticale et centrée.

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot (N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma) + q \cdot (N_q \cdot S_q \cdot i_q) + C \cdot (N_c \cdot S_c \cdot i_c)$$

Avec :

q_u : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation.

B : Largeur de la semelle.

q : Surcharge verticale à la fondation ($q = \gamma_2 \cdot D$).

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation.

C : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

N_γ , N_c et N_q : Facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol

i_γ , i_q et i_c : Coefficients de l'inclinaison de la charge (effet de l'inclinaison de la charge).

S_γ , S_c et S_q : coefficients de forme (effet de la forme de fondation).

Remarque :

Dans notre cas ;

- la charge est verticale (pas d'inclinaison) $\Rightarrow i_\gamma = i_q = i_c = 1$
- Notre semelle filante (B=5m, L= 80m) \Rightarrow on doit introduire des coefficients correcteurs de forme : S_γ, S_c et $S_q = 1$

La contrainte de rupture aura la forme suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot (N_\gamma \cdot S_\gamma) + q \cdot (N_q \cdot S_q) + C \cdot (N_c \cdot S_c)$$

❖ **Détermination des facteurs de portance N_γ , N_c et N_q :**

Les valeurs des facteurs de portance N_γ , N_c et N_q sont déterminées à partir d'un tableau au **DTU 13.12, 1988** (Voir le tableau I dans l'annexe),

$N_c = 13,28$ pour $\varphi = 18^\circ$

$$N_\gamma = 2,33 \quad \text{pour} \quad \varphi = 18^\circ$$

$$N_q = 5,46 \quad \text{pour} \quad \varphi = 18^\circ$$

$$N_q = 4,00 \quad \text{pour} \quad \varphi = 15^\circ \text{ (remblai)}$$

❖ **Calcul du terme de surface $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma$:**

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma = \frac{1}{2} \times 23 \times 5 \times 2,33 = 133,97 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma = 133,97 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul du terme de cohésion $C N_c$:**

$$C N_c S_c = 12 \times 13,28 = 159,36 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow C N_c = 159,36 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul du terme de surcharge $q N_q$:**

$$q N_q S_q = (\gamma_{\text{rem}} \times h_{\text{rem}} \times N_q) + (\gamma_{\text{sch}} \times h_{\text{sch}} \times N_q)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Remblai} (\varphi = 15^\circ) \Rightarrow N_q = 4,00 ; & h_{\text{rem}} = 3,7 \text{ m} \\ \text{Schistes} (\varphi = 18^\circ) \Rightarrow N_q = 5,46 & h_{\text{sch}} = 1,3 \text{ m} \end{cases}$$

$$q N_q = (20 \times 3,7 \times 4,00) + (23 \times 1,3 \times 5,46) = 459,25 \Rightarrow q N_q = 459,25 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c = 133,97 + 159,36 + 459,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_u = 752,58 \text{ KN/m}^2$$

a) Calcul de la contrainte admissible du sol Q_{adm} :

La contrainte admissible est définie par la formule suivante :

$$Q_{\text{adm}} = \frac{1}{\gamma_q} (q_u - \sigma_v) + \sigma_v$$

σ_v : contrainte verticale au niveau de la base de la fondation

$$\sigma_v = (\gamma_{\text{rem}} \times h_{\text{rem}} + \gamma_{\text{sch}} \times h_{\text{sch}}) = 20 \times 3,7 + 23 \times 1,3 = 103,9 \text{ KN/m}^2$$

q_u : contrainte ultime de rupture du sol ($q_u = 752,58 \text{ KN/m}^2$)

γ_q : coefficient de sécurité à l'ELU $\gamma_q = 2$; à l'ELS $\gamma_q = 3$

• **Application numérique :**

$$\text{A l'ELU : } Q_{\text{adm}} = \frac{1}{2} (752,58 - 103,9) + 103,9 = 428,24 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{adm(ELU)}} = 428,24 \text{ KN/M}^2$$

$$\text{A l'ELS : } Q_{\text{adm}} = \frac{1}{3} (752,58 - 103,9) + 103,9 = 320 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q_{\text{adm(ELS)}} = 320 \text{ KN/m}^2$$

VII.5.2 Détermination des contraintes appliquées au sol de la fondation

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum P_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 85,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum P_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 72,51 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Alors : } \sigma_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 82,47 \text{ KN/m}^2$$

Alors, $\sigma_{\text{ref}} = 82,47 \text{ KN/m}^2 < Q_{\text{adm}} = 320 \text{ KN/m}^2$, cela explique que le sol peut supporter les charges transmises.

VII.6 Conclusion

Nous avons remarqué, d'après les résultats obtenus, que les trois systèmes de confortement ont permis un gain appréciable en ce qui concerne la valeur du coefficient de sécurité.

Il est à noter que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particuliers la facilité d'exécution et le coût de réalisation. De ce fait, notre choix de la méthode de stabilisation s'oriente, plutôt, vers un confortement par mur en gabion + drainage. Ce choix est motivé d'une part, par le gain considérable dans le coefficient de sécurité d'autre part, par le coût de réalisation du projet reste moins cher.

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

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

En ce qui concerne l'étude du glissement de KHERRATA, objet de ce mémoire, nous avons adopté la méthodologie qui consiste, d'abord, à analyser le mouvement du terrain est localiser la surface de rupture potentielles. Cette analyse est menée à l'aide de logiciels «Geoslope ».

L'étude de stabilité que nous avons réalisée, nous a permis de constater que l'utilisation de l'outil informatique dans ce type de projet étant très intéressante,

A partir de cette analyse, plusieurs systèmes de confortement ont été étudiés (drainage, rabattement de la nappe substitution de terrain, les pieux, et mur en gabion ...) et chaque système de confortement est associé à un coefficient de sécurité qui garantit son degré d'efficacité.

BIBELIOGRAPHIE

Bibliographie

- [1] G. Sanglerat et J.Costet. (1983), « Cours pratique de mécanique des sols (calcul des ouvrages) », tome II.
 - [2] Bendadouche.H. Lazizi.s.(2013), (Glissement de terrain et confortements)
 - [3] V. Merrian-Soukatchoff, J.P.Piguet : éléments de géotechnique. (Édition 2003)
 - [4] G. Philipponnat. (1998), « fondations et ouvrages en terre », édition Eyrolles
 - [5] V. Merrian-Soukatchoff, J.P.Piguet : éléments de géotechnique. (Édition 2003)
 - [6] J.L.Durville, G.Sève : stabilité des pentes (glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur.
 - [7] Cours de Mr. Mehidi : 3^{ème} année mécanique des sols I
 - [8] D.Didier, M .Lebrazidec : « précis : structures de génie civil, projets dimensionnement, normalisations » Edition Nathan, 1998
 - [09]Jaen- francois maillard (forage et sondage)
 - [10] R. M. FAURE, Sept 1984. « Stabilité des pentes et glissement de terrains ».
 - [11] fronk roger fondation superficielle
 - [12] F. Schlosser. (2003) « éléments de mécanique des sols ».
 - [13] Cours de Mr Boumezrane : mécanique des sols II, mastre1 géotechnique
 - [14] ducument laboratoire soummam
 - [15] D.T.R.BC2.33.2 : « Méthodes de calcul des fondations profondes »
 - [16]Jean pierre magenno « discription édontification et classification des sol »
- Recherche sur internet
- [17] [www. Memento de maire .fr .](http://www.Memento.de.maire.fr)
 - [18] [www.u-picardie.fr.](http://www.u-picardie.fr)
 - [19] [www.memoireonline.com.](http://www.memoireonline.com)

ANNEXES



PHOTOS DE CAISSES DU SONDAGE CAROTTÉ N°01

 LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agencement n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91										RAPPORT DE FORAGE Sondage : 01							
Projet : Etude géologique et Géotechnique du site de glissement Endroit : KHERRATA					Dossier N° : J.EG.2012 Client : BET TECHNIC CONSEIL												
Date début : 20.10.2012 Date fin : 21.10.2012 Profondeur forée (m) : 11 Niveau d'eau (m) :			Coordonnées GPS : X : Y : NZ :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : <input checked="" type="checkbox"/> Intact <input checked="" type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche										
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+N2)	RAD	Tuyage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
			33	50	75	100											
1.0														REMBLAI			
7.0	-7.20	7.20												SCHISTES ALTERÉES FRIABLES ET HUMIDE			
8.0	-8.20	8.20												MARNES SCHISTEUSES MOYENNEMENT COMPACTE			
11.0	-11.00	11.00												Fin du forage à une profondeur de 11 m.			
12.0																	
13.0																	
14.0																	
15.0																	
16.0																	
17.0																	
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottes froids TB : Tête à piston fixe CP : Tête carotte TO : Tête ouverte		ABREVIATIONS : AS : Analyse granulométrique S : Sedimentométrie L : Unité d'Atterberg (LL, PL) W : Teneur en eau P _v : Poids volumique (G _s , G _w) A _c : Analyse chimique CID : Cisaillement circulaire TR : Cisaillement Triaxial RC : Résistance à la compression OED : Essai œdométrique GL : Gonflement libre R : Reus à renforcement			
Préparé par :								Vérifié par :				17/12/2012		Page : 1 de 1			



PHOTOS DE CAISSES DU SONDAGE CAROTTÉ N°04

 LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNA SAMR ET FRERES / Agrément n° 125 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'Hôpital Amizour 55300 (w) Bejaia Tél : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91										RAPPORT DE FORAGE Sondage : 04								
Projet : Etude géologique et Géotechnique du site de glissement Endroit : KHERRATA							Dossier N° : EG.2012 Client : BET TECHNIC CONSEIL											
Date début : 26.10.2012 Date fin : 27.10.2012 Profondeur forée (m) : 11 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>												
Échelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération		SPT (N°+N2)	ROD	Tubage	Carré	Etat	Procheur	Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE			
			25	50												75	100	
1.0														REMBLAI ET TERRE VEGETALE				
2.0														SCHISTE ALTEREES FRIABLES ET HUMIDE				
3.0														MARNES SCHISTEUSES MOYENNEMENT COMPACTE				
4.0														Fin du forage à une profondeur de 11 m.				
5.0																		
6.0	-5.00	6.00																
7.0																		
8.0	-5.00	6.00																
9.0																		
10.0																		
11.0	-11.00	11.00																
12.0																		
13.0																		
14.0																		
15.0																		
16.0																		
17.0																		
REMARQUES :													TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carotte fraîche TR : Tête à paroi lisse PS : Tête à paroi saillante CR : Tête carottée TO : Tête ouate		ABBREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédiments L : Matériau d'Analyse (S/L/P) CO : Teneur en eau PU : Poids volumétrique AC : Analyse chimique		CE : Cisaillement direct TR : Cisaillement triaxial R : Résistance à la compression OBR : Essai de déformé triaxial OL : Cisaillement latéral R : Perforation	
Préparé par :				Vérifié par :				17/12/2012				Page : 1 de 1						



PHOTOS DE CAISSES DU SONDAGE CAROTTÉ N°5

 مختبر الصوامع للمراقبة النوعية و المتابعة مواد البناء، الخرقات و الأشغال الصومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 10 / Telfax 034 24 06 91										RAPPORT DE FORAGE		
Projet : Etude géologique et Géotechnique du site de glissement Endroit : KHERRATA								Dossier N° : .EG.2012 Client : BET TECHNIC CONSEIL				
Date début : 28.10.2012 Date fin : 29.10.2012 Profondeur forée (m) : 11 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>						
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N+10)	R&D	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.0											REMBLAI	
2.0												
3.0												
4.0												
5.0												
6.0												
7.0												
8.0	-7.20										SCHISTE ALTERÉES FRIABLE ET HUMIDE	
9.0	-8.00											
10.0	-8.00										MARNES SCHISTEUSES MOYENNEMENT COMPACTE	
11.0	-11.00											
12.0	-11.00										Fin du forage à une profondeur de 11 m.	
13.0												
14.0												
15.0												
16.0												
17.0												
REMARQUES :										TYPE D'ÉCHANTILLON : CF : Carotte éparé TM : TUBE à piston fixe PS : TUBE à piston fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique D : Différentiel L : Usure d'abrasion (L.P.) W : Teneur en eau PU : Poids volumique (G, G) AC : Analyse chimique CIE : Cisaillement direct TR : Cisaillement triaxial R : Résistance à la compression OED : Essai œdométrique SU : Compression R : Rekt à l'embranchement	
Préparé par :				Vérifié par :				17/12/2012		Page : 1 de 1		



PHOTOS DE CAISSES DU SONDAGE CAROTTÉ N°06

 LABORATOIRE SOUNNAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'Hôpital Amizour 06300 (w) Boudja Tel : 034 24 07 16 / Telex 034 24 06 91										RAPPORT DE FORAGE Sondage : 06						
Projet : Etude géologique et Géotechnique du site de glissement Endroit : KHERRATA					Dossier N° : .EG.2012 Client : BET TECHNIC CONSEIL											
Date début : 29.10.2012 Date fin : 30.10.2012 Profondeur forée (m) : 14 Niveau d'eau (m) :			Coordonnées GPS: X : Y : N :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : <input type="checkbox"/> Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche									
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1+N2)	Rqd	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE			
1.0												REMBLAI				
2.0												SCHISTES ALTEREES FRIABLES ET HUMIDES				
3.0												MARNES SCHISTEUSES MOYENNEMENT COMPACTE				
4.0												Fin du forage à une profondeur de 14 m.				
5.0	-5.00	5.00														
6.0																
7.0																
8.0																
9.0	-9.20	9.20														
10.0																
11.0																
12.0																
13.0																
14.0	-14.00	14.00														
15.0																
16.0																
17.0																
REMARQUES :											TYPE D'ECHANTILLON : CP : Carotte à base TB : Tube à paroi fine PS : Tube à paroi épaisse CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AD : Analyse granulométrique ST : Sédiments L : Unités d'Atterberg (WL, PL, LI) W : Teneur en eau P.V. : Poids volumique (Gd, Gs) AC : Analyse chimique		C.D. : Cisaillement en ligne TR : Cisaillement Triaxial RC : Résistance à la compression OED : Essai œdométrique GL : Confinement libre R : Résilience	
Préparé par :					Vérifié par :					17/12/2012		Page : 1 de 1				

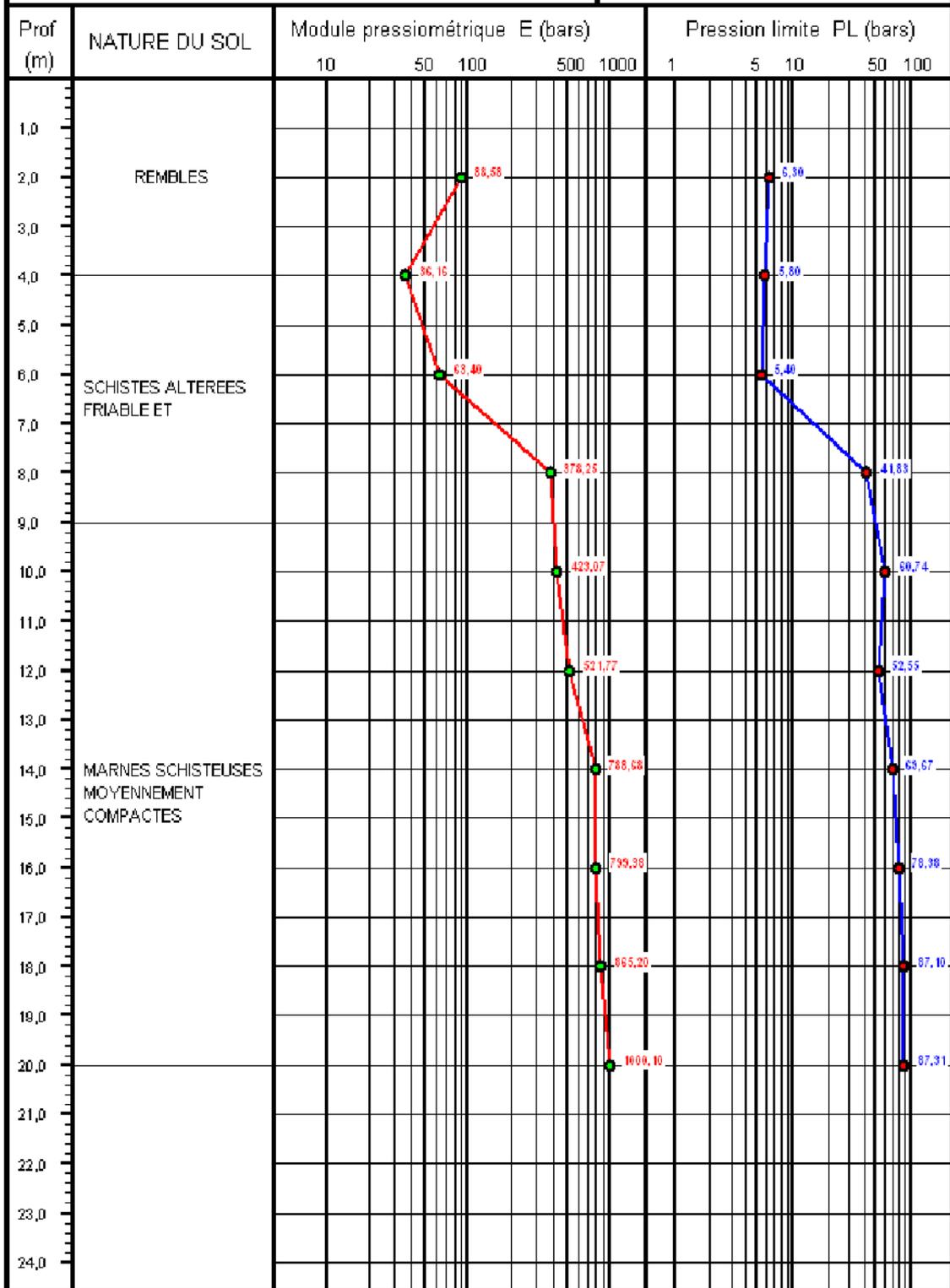
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD

Etude : GLISSEMENT KHERRATA

Sondage N° : 03

Dossier N° : 19.EG.2012

Date essai : 16.03.2013





Client : BET TECHNIQUE CONSEIL

N° Projet : 19.EG.2012

Projet : GLISSEMENT KHERRATA

Endroit : KHERRATA

Sondage n° : SC01

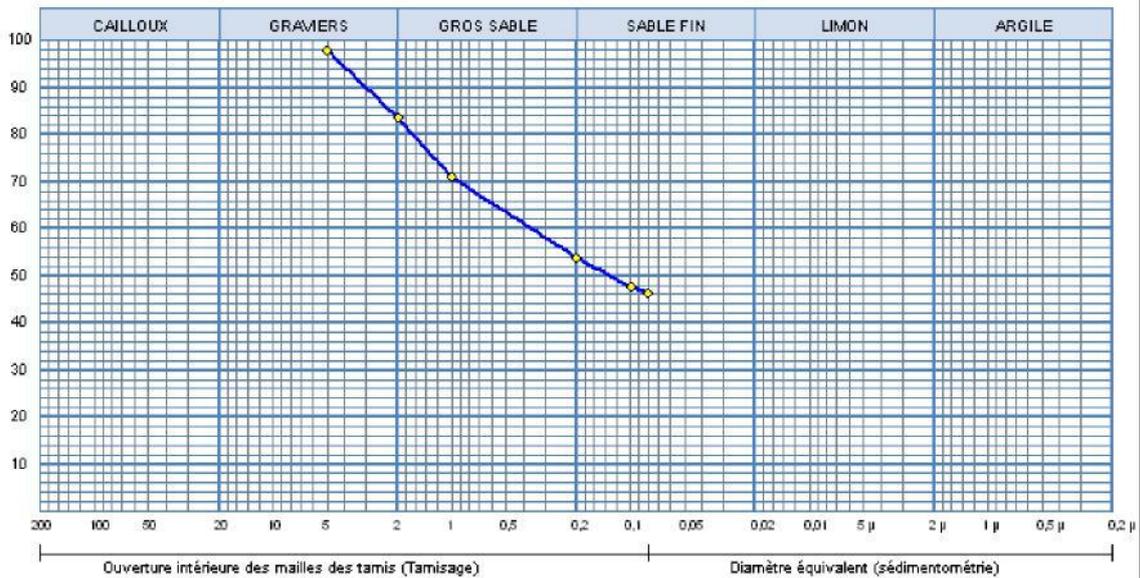
—◆— Sondage: SC01 : 7,2/7,8

Profondeur : 7,2/7,8

Matériaux : Schistes altérées friables et humides

Provenance :

Date essais : 11.12.2012



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
5,00	97,96		
2,00	83,50		
1,00	70,96		
0,20	53,78		
0,10	47,58		
0,08	46,35		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	46,35 %	37 %	25,24 %	11,78 %	SL

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



مركز الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة ل مواد البناء ، الطرقات و الأشغال العمومية
LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS
 BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS
 SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009
 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia
 Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
 NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : **BET TECHNIQUE CONSEIL**
 Projet : **GLISSEMENT KHERRATA**
 Endroit : **KHERRTA**

N° Projet : **19.EG.2012**

Sondage n° : SC05

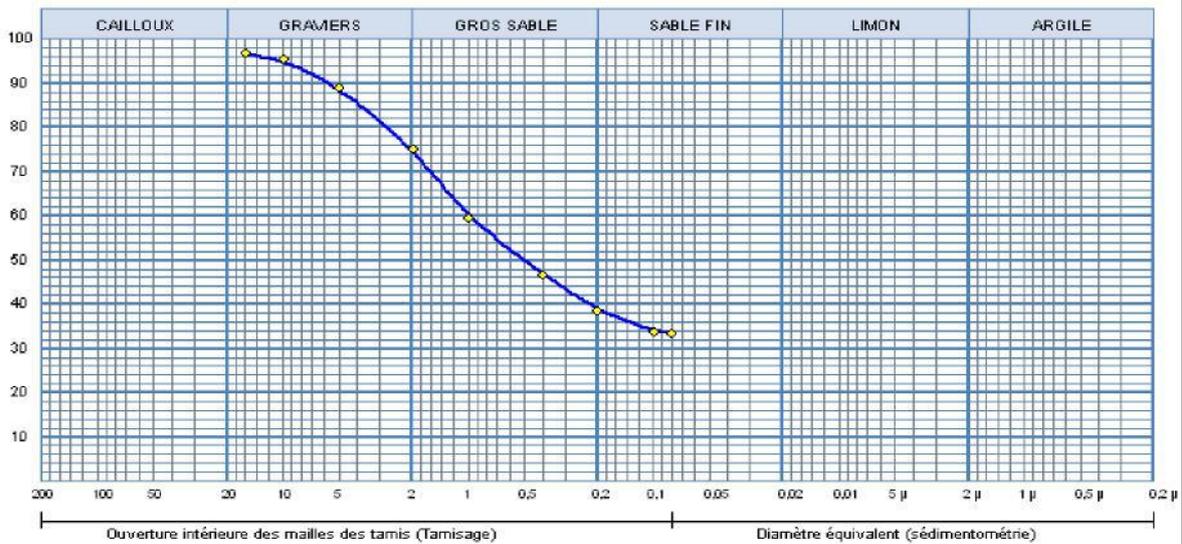
—◆— Sondage: SC05 : 8.5/9.1

Profondeur : 8.5/9.1

Matériaux : Marnes schisteuses moyennement compactes

Provenance :

Date essais : 12.12.2012



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
10,00	96,76		
10,00	95,39		
5,00	89,21		
2,00	75,14		
1,00	59,62		
0,40	46,82		
0,20	38,64		
0,10	33,86		
0,08	33,48		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	33,48 %	44 %	27,94 %	16,06 %	SL

© Soletis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : BET TECHNIQUE CONSEIL
Projet : GLISSEMENT KHERRATA
Endroit : KHERRTA

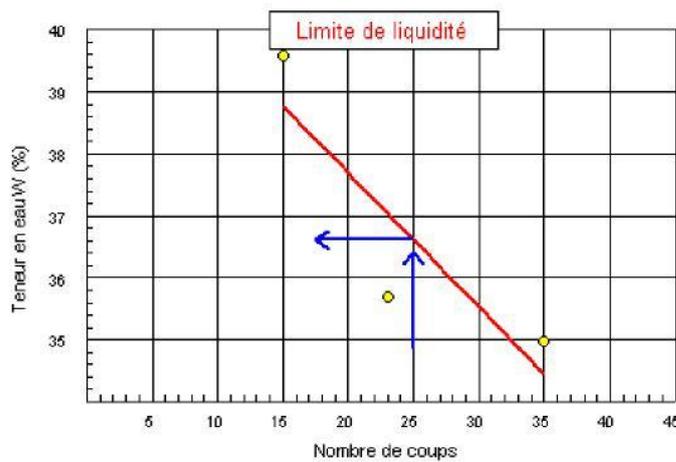
N° Projet : 19.EG.2012

Sondage n° : SC01
 Profondeur : 7,217.8
 Nature : Schistes altérées friables et humides

Date essais : 12.12.2012

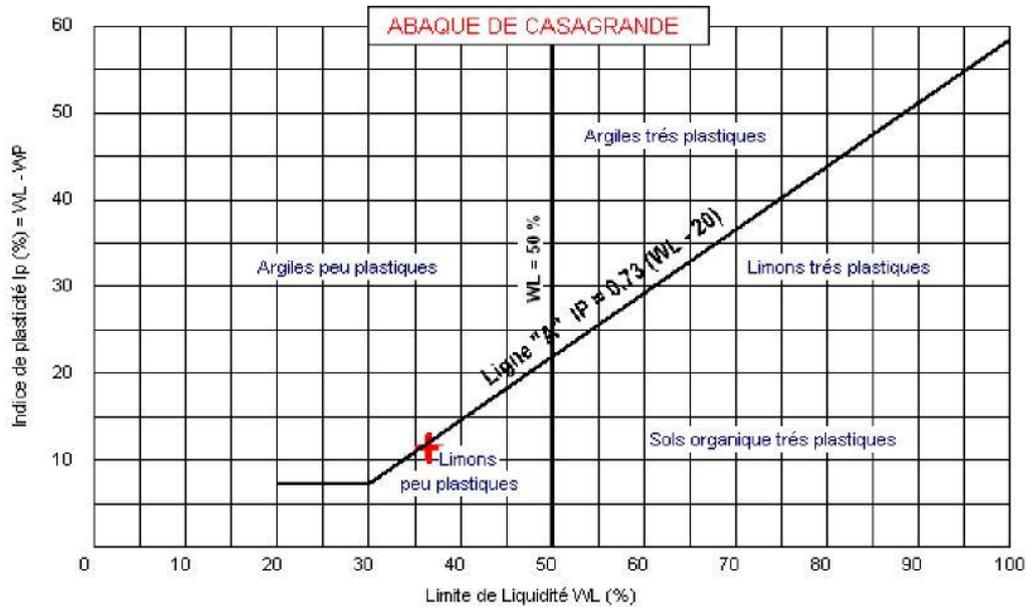
Limite de Liquidité (%) : WL = 36,61
Limite de Plasticité (%) : WP = 25,24
Indice de Plasticité (%) : IP = 11,37

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 5,82



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	25,38
2	25,64
3	24,69



03080101.0007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : BET TECHNIQUE CONSEIL
 Projet : GLISSEMENT KHERRATA
 Endroit : KHERRTA

N° Projet : 19.EG.2012

Sondage n° : SC04

Date essais : 16.12.2012

Profondeur : 8,2/9

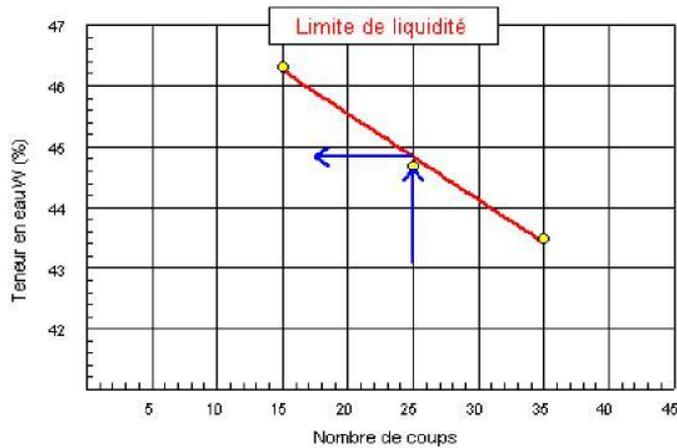
Nature : Marnes schisteuses moyennement compactes

Limite de Liquidité (%) : **WL = 44,83**

Teneur en eau naturelle (%) : **Weau = 6.14**

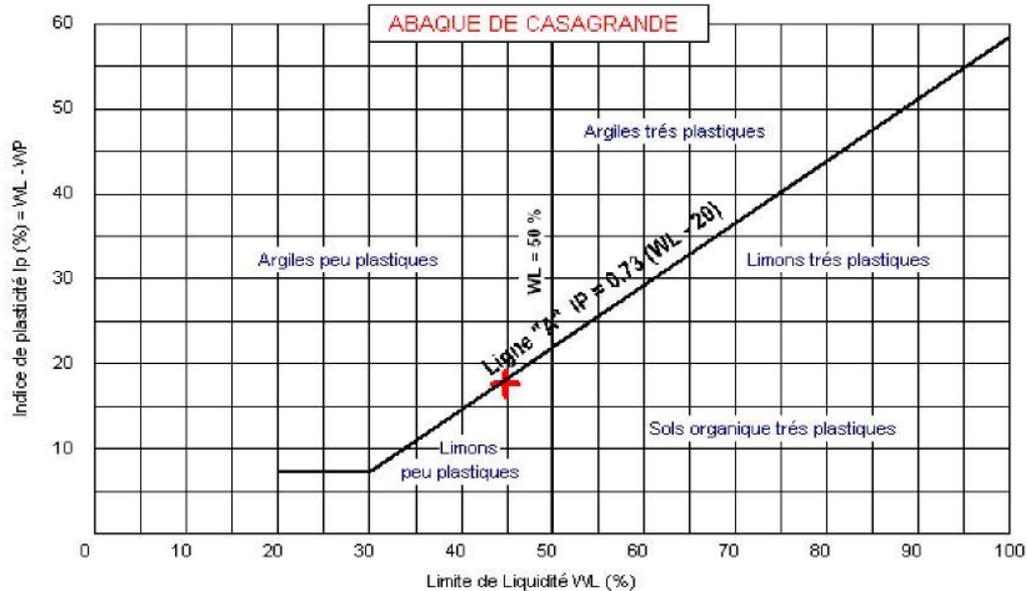
Limite de Plasticité (%) : **WP = 27,21**

Indice de Plasticité (%) : **IP = 17,62**



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	27,72
2	27,12
3	26,78



© Solbert 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Tableau 1 - Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ $N_q(\varphi')$ (DTU 13.12, 1988)

φ'	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

<i>N° de sondage</i>	<i>Profondeur(m)</i>	<i>Description visuelle des sondages</i>
SC1	0.00-7.20m	Remblais
	7.20-8.20m	Schistes altérées friables et humides
	8.20-11.00m	Marnes schisteuses moyennement compactes
SC2	0.00-13.20m	Remblais
	13.20-17.00m	Marnes schisteuses moyennement compactes
SC3	0.00-4.80m	Remblais et terre végétale
	4.80-11.00m	Marnes schisteuses moyennement compactes
SC4	0.00-6.00m	Remblais
	6.00-8.00m	Schistes altérées friable et humide
	8.00-11.00m	Marnes schisteuses moyennement compactes
SC5	0.00-7.50m	Remblais
	7.50-8.00m	Schistes altérées friable et humide
	8.00-11.00m	Marnes schisteuses moyennement compactes
SC6	0.00-5.00m	Remblais
	5.00-9.20m	Schistes altérées friable et humide
	9.20-14.00m	Marnes schisteuses moyennement compactes
SC7	0.00-14.00m	Remblais
	14.00-20.00m	Argiles caillouteuses à amas de marne avec passage de blocs marne schisteuse
SC8	0.00-4.00m	Remblais
	4.00-12.00m	Marnes schisteuse friables et altérées
SC9	0.00-20.00m	Remblais
	20.00-21.00m	Schistes altérées et friables
	21.00-30.00m	Argiles à amas de marne schisteuse
SC10	0.00-3.80m	Remblais
	3.80-8.00m	Argiles marneuses à amas de marne intercalés
	8.00-14.00m	Marnes schisteuses friables et altérées
	14.00-20.00m	Marnes schisteuses friables de couleur grise associée avec des bancs de calcaire