

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Béjaïa

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de Fin de Cycle

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

Option : Géotechnique

Thème

Analyse et confortement du glissement de terrain de la RN9 sis à Kherrata wilaya de Bejaia

Préparé par :

**M. BELALOUI Mohand said
M. ZIANE Kamel**

Encadré par :

M^{lle}. Djamilia BOUAYAD

Jurry:

**M. Kh. MEHIDI
M^{me}. S. ATTIL**

Année universitaire : 2012-2013

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale.....	1

Partie théorique

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

I.1. Introduction.....	2
I.2. Définition du glissement de terrain.....	2
I.3. Eléments descriptifs d'un glissement de terrain	2
I.4. Forme de la surface de rupture.....	3
I.5. Classification des mouvements de terrain.....	4
I.5.1. Pentes naturelles	4
I.5.2. Talus artificiels	4
I.6. Description des principaux types de mouvements.....	4
I.6.1. Glissements	4
I.6.1.1. Glissements plans	5
I.6.1.2. Glissements rotationnels simples.....	5
I.6.1.3. Glissements rotationnels complexes.....	6
I.6.1.3. Eroulement et chute de pierre.....	6
I.6.3. Fluage et solifluxion.....	7
I.6.3.1. Fluage	7
I.6.3.2. Solifluxion	7
I.6.4. Les coulées boueuses.....	7
I.6.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles	8
I.6.6. Talus en remblais sur sol compressible.....	9
I.6.7. Digue et barrages en terre	10
I.6.8. Stabilité sous les soutènements	10

Chapitre II: Causes et processus d'étude d'un glissement de terrain

II.1. Introduction	11
II.2 Principales causes d'un glissement de Terrain	11
II.2.1. La géométrie de terrain	11
II.2.2. La résistance au cisaillement des sols ou des roches	12
II.2.3. Les conditions hydrauliques	13
II.2.4. Les facteurs extérieurs	13
II.2.4.1. Les conditions climatiques	13

II.2.4.2. Les séismes.....	13
II.2.5. Les facteurs anthropiques.....	14
II.2.5.1. Les constructions sur pente	14
II.2.5.2. Déblai sur pente.....	14
II.2.5.3. Modification de l'utilisation des sols	15
II.3. Processus d'étude d'un glissement	15
II.3.1. Repérage topographique de la zone instable.....	15
II.3.1.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle	15
II.3.1.1.a. Photo-interprétation et télédétection.....	16
II.3.1.1.b. Le piquetage de site.....	16
II.3.1.2. Repérage sur le terrain des traits caractéristiques d'un glissement	16
II.3.2. Etude géologique et géomorphologique du site.....	17
II.3.3. Etude géotechnique et hydrologique.....	17
II.3.4. Etude géophysique	17
II.3.4.1. Les méthodes électriques.....	18
II.3.4.2. Les méthodes sismiques	18
II.6. Conclusion	19

Chapitre III: Les méthodes de calcul

III.1. Introduction	20
III.2. Eléments de base du calcul.....	20
III.2.1. Calculs à priori	20
III.2.2. Calculs à posteriori (après glissement).....	21
III.3. Les méthodes de calcul	21
III.3.1. Méthode globale	21
III.3.2. Méthode des tranches	23
III.3.2.1. Méthode des tranches de Fellenius	23
III.3.2.2. <i>Méthode des tranches de Bishop simplifiée</i>	26
III.3.3. Méthode des caractéristiques de contraintes	26
III.3.4. Méthode des éléments finis	26
III.4. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte.....	27
III.5. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité.....	27
III.6. Conclusion.....	28

Chapitre IV: Méthodes de confortement

IV.1. Introduction.....	29
IV.2. Terrassements.....	29
IV.2.1. Remblai de pied des talus	29

IV.2.2. Allègement en tête	30
IV.2.3. Reprofilage	31
IV.2.4. Substitution partielle des matériaux glissés.....	31
IV.3. Dispositifs de drainage.....	32
IV.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface.....	32
IV.3.2. Tranchées drainantes	33
IV.3.3. Drains subhorizontaux.....	34
IV.4. Introduction d'éléments résistants	35
IV.4.1. Ouvrages de soutènements	35
IV.4.2. Tirants d'ancrages	35
IV.4.3. Renforcement par inclusions	36
IV.5. Confortement et traitements complémentaires	37
IV.5.1. Les injections.....	37
IV.5.2. Le reboisement	38
Conclusion.....	38

Partie pratique

Chapitre I: Présentation du site

I.1. Introduction.....	39
I.2. Contexte géographique de la zone d'étude	40
I.3. Géologie locale	40
I.4. Géomorphologie du site.....	41
I.5. Hydrologie et hydrogéologie du site.....	41
I.6. Description du glissement.....	42

Chapitre II: Etude géotechnique

II.1. Introduction	49
II.2.1. Sondages carottés.....	49
II.2.2. Essais pressiométrique	50
II.2.2.1. Principe de l'essai.....	50
II.2.2.2. Appareillage	50
II.2.2.3. Réalisation de l'essai courbe brute.....	51
II.2.2.4. Courbes corrigées	53
II.2.2.5. Résultats des essais pressiométriques	54
II.2.3. Résultats des relevés piézométriques.....	57
II.3. Les essais au laboratoire	57

II.3.1. Les essais d'identification physique	58
II.3.1.1. Poids volumiques	58
II.3.1.2. Teneur en eau	58
II.3.1.3. Degré de saturation.....	59
II.3.1.4. Analyse granulométrique	59
II.3.1.5 Les limites d'Atterberg.....	60
I.3.2 Essais mécaniques	61
I.3.2.1 Essai de cisaillement.....	61
II.3.4 Analyse chimique.....	63

Chapitre III: Calcul de stabilité

III.1 Introduction	65
III.2.1 Le principe de la méthode de Fellenius	65
III.2.2. Application	67
III.3. Détermination du coefficient de sécurité avec GEOSLOPE.....	71
III.3.1. Présentation du logiciel.....	71
III.3.2 Application au glissement étudié.....	72
III.4. Conclusion.....	75

Chapitre IV: Etude du confortemet

IV.1. Introduction.....	76
IV.2. Réalisation des Pieux forés	76
IV.2.1. Caractéristiques des pieux	76
IV.2.2. Calcul de l'effort de clouage R_0	76
IV.2.3. Calcul de l'effort horizontal T_0	77
IV.2.4. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu	78
IV.2.4.1. Calcul du coefficient de réaction linéique K_f	78
IV.2.4.2. Inertie du pieu	79
IV.2.4.3. Niveau d'ancrage	79
IV.2.4.4. Calcul du moment maximal M_{max}	79
IV.2.4.5. Diagramme des moments.....	80
IV.2.4.6. Calcul du déplacement maximal.....	81
IV.2.5. Ferrailage des pieux.....	81
IV.2.6. Niveaux d'ancrage.....	83
IV.2.7. Disposition des pieux	83
IV.3. Rabattement de la nappe phréatique	83
IV.4. Confortement par substitution partiel de terrain glissé	84
IV.5. Modélisation des différents confortements proposés par le logiciel Geo-slope	84

IV.6. Conclusion 87

Conclusion générale 88

Références bibliorapiques

Les Annexes

Introduction générale

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines très diverses, annuellement ils provoquent et occasionnent des préjudices économiques et des dommages très importants dans le monde.

Les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont leur apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre. Ils se développent dans des massifs de sols meubles ou des massifs rocheux fracturés ou altérés et se produisent dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou, tout simplement, des pentes naturelles. Cet aléa à l'heure actuelle est l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Ce travail de mémoire a pour objectif l'analyse et l'étude du confortement du glissement de terrain situé sur une section de la RN9, au PK 060+000, en plein centre ville de Kherrata.

La première partie est consacrée à l'étude bibliographique, dans laquelle on expose les notions théoriques liées aux mouvements de terrains tels que les types de mouvements de terrains, les caractéristiques et les causes d'un glissement de terrain, le processus d'étude d'un glissement de terrain ainsi que les méthodes de calcul de stabilité et les méthodes de confortement.

La deuxième partie regroupe l'analyse des désordres observés afin de cerner les causes du glissement, les reconnaissances géologiques et géotechniques du site qui donneront les paramètres à introduire dans le calcul de la stabilité. Ce calcul consiste à déterminer les surfaces de rupture et les leurs coefficients de sécurité par la méthode des tranches de Fellenius, Bishop et Janbu en utilisant le logiciel de calcul GEOSLOPEW. Enfin, deux méthodes de confortement sont proposées en se basant sur l'apport du coefficient de sécurité.

I.1. Introduction

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques 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, et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Les phénomènes naturels souvent catastrophiques, engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

I.2. Définition du glissement de terrain

Un glissement de terrain est un mouvement de masse qui se développe dans les massifs de sol meubles, généralement argileux. Il se produit dans des circonstances très variées, affectant des ouvrages construits par l'homme ou, tout simplement, des pentes naturelles.

I.3. Éléments descriptifs d'un glissement de terrain [1]

La figure I-1 montre les éléments descriptifs d'un glissement de terrain :

- **Escarpement principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Couronne** : zone située au dessus de l'escarpement principal souvent peu affectée par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Élément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flan** : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement de terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement de terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps** : partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

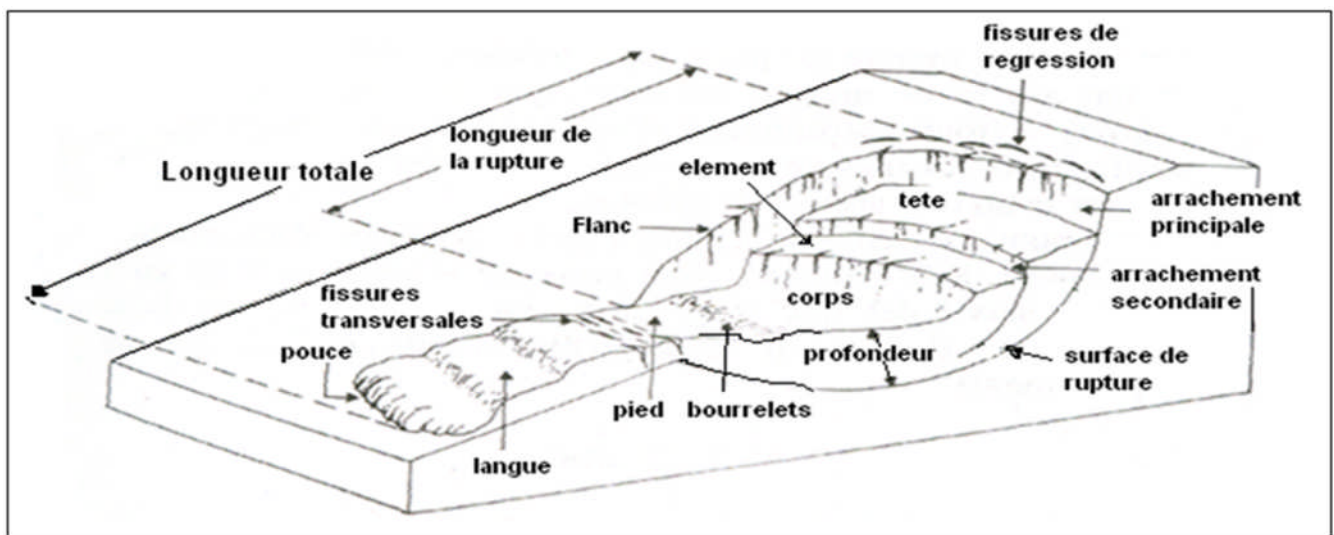


Figure I-1: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain [1].

I.4. Forme de la surface de rupture

Elle dépend beaucoup des caractéristiques du matériau, Dans les terrains plutôt rocheux, les surfaces de glissement seront liées aux surfaces de discontinuité.

Dans des terrains plus meubles et homogènes, les surfaces de rupture seront grossièrement des cercles en deux dimensions ou des ellipsoïdes en trois dimensions. Dans des terrains hétérogènes, les surfaces de rupture pourront être une combinaison de surfaces circulaires et planaires, mais cela pourra être une forme quelconque. La surface de rupture, d'une manière générale, passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles [2].

I.5. Classification des mouvements de terrain [3]

Préalablement à l'étude des mécanismes, il convient tout d'abord de procéder à une classification des mouvements des sols qui peuvent avoir des origines différentes et prendre des formes variées.

I.5.1. Pentés naturelles

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les mécanismes suivants peuvent être distingués :

1-glissement :

- glissement plan,
- glissement rotationnel simple,
- glissement rotationnel complexe,

2-écroulement ;

3-fluage et solifluxion ;

4-coulées boueuses.

I.5.2. Talus artificiels

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. Ils peuvent être classés comme suit en fonction des types d'ouvrages :

- 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,
- digues et barrages en terre.

I.6. Description des principaux types de mouvements

I.6.1. Glissements

Les glissements affectent les sols et sont fréquents dans les travaux de terrassement et de soutènement. Les vitesses de ruptures peuvent être très variables. La rupture est parfois précédée de signes précurseurs mais peut être également brutale.

I.6.1.1. Glissements plans [2]

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau (Figure I-2). Une telle couche est appelée couche savon.

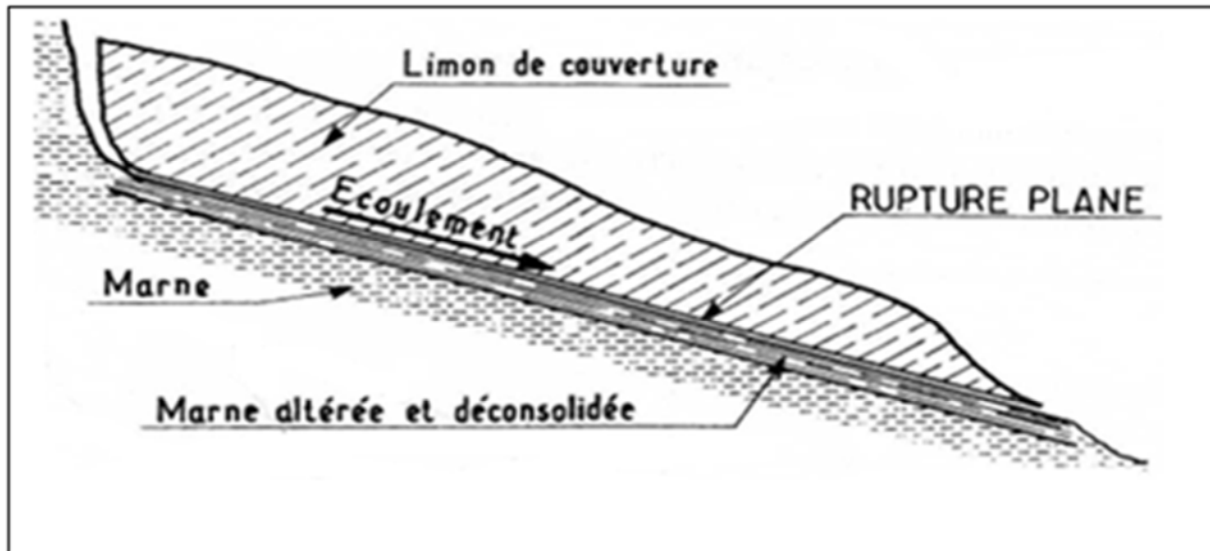


Figure I-2: Glissement plan [2].

I.6.1.2. Glissements rotationnels simples

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse du risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

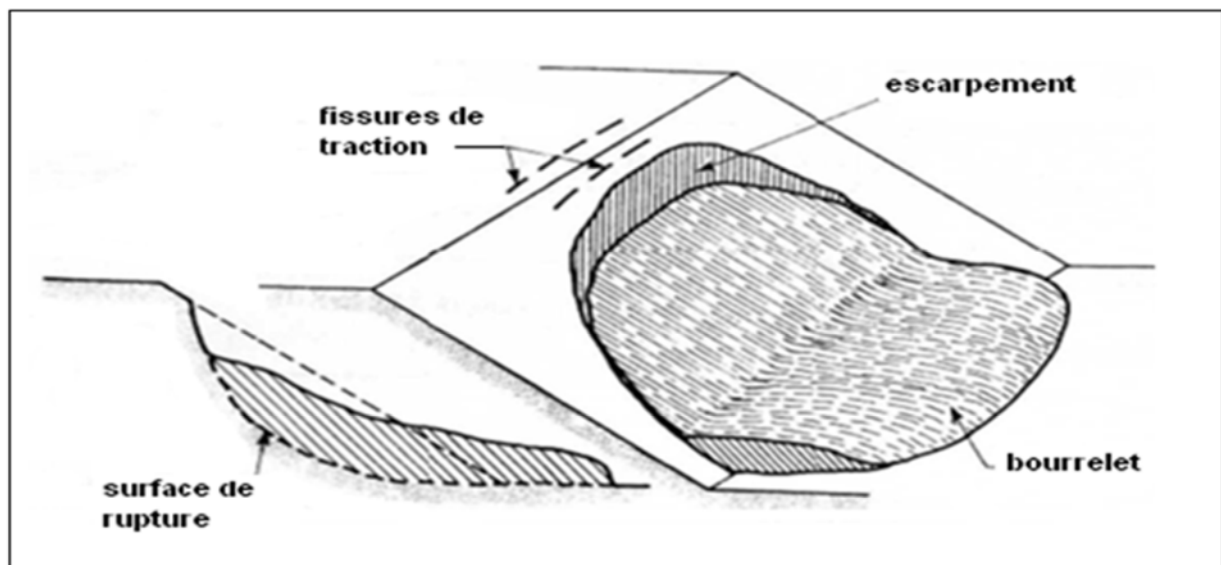


Figure I-3: Glissement rotationnel simple [2].

Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire.

I.6.1.3. Glissements rotationnels complexes

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont. (Figure I-4)

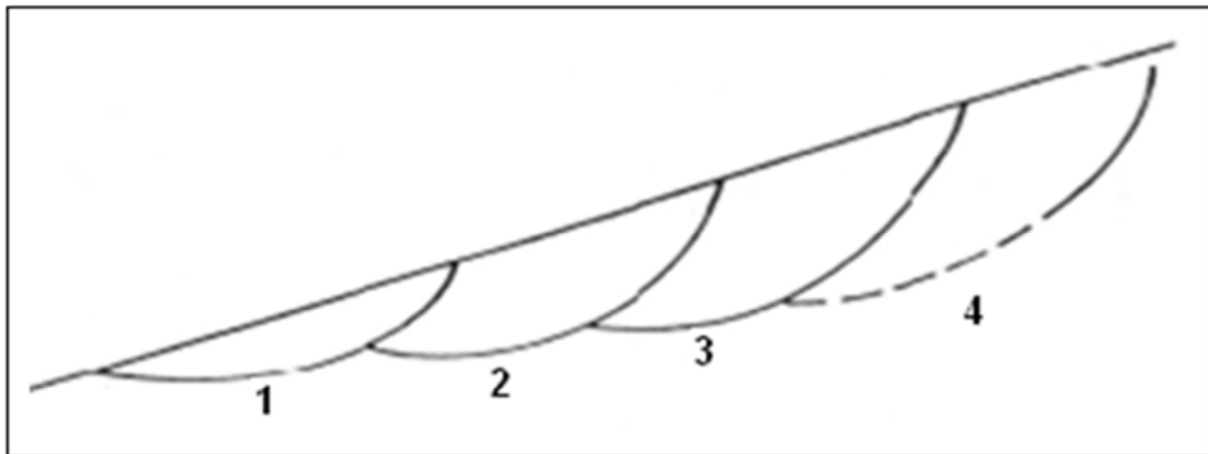


Figure I-4: Glissement rotationnel complexe [2].

I.6.2. Écroulements et chute de pierre

Les écroulements concernent les masses rocheuses ; ils sont spectaculaires et dangereux. Le traitement des écroulements relève de la mécanique des roches.

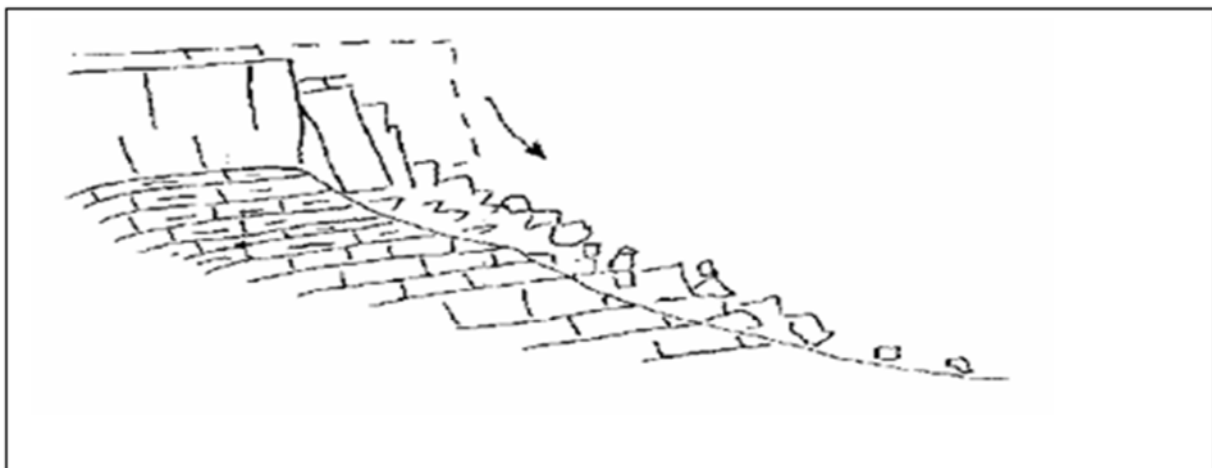


Figure I-5: Écroulement d'un massif rocheux [2].

I.6.3. Fluage et solifluxion [3]

I.6.3.1. Fluage

Les phénomènes de fluages correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture.

La figure (I-6) montre une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limité par une falaise. La marne flue sous le poids excessif de la falaise calcaire, risquant d'entraîner la fissuration du banc calcaire peu déformable, voir l'écroulement de la falaise.

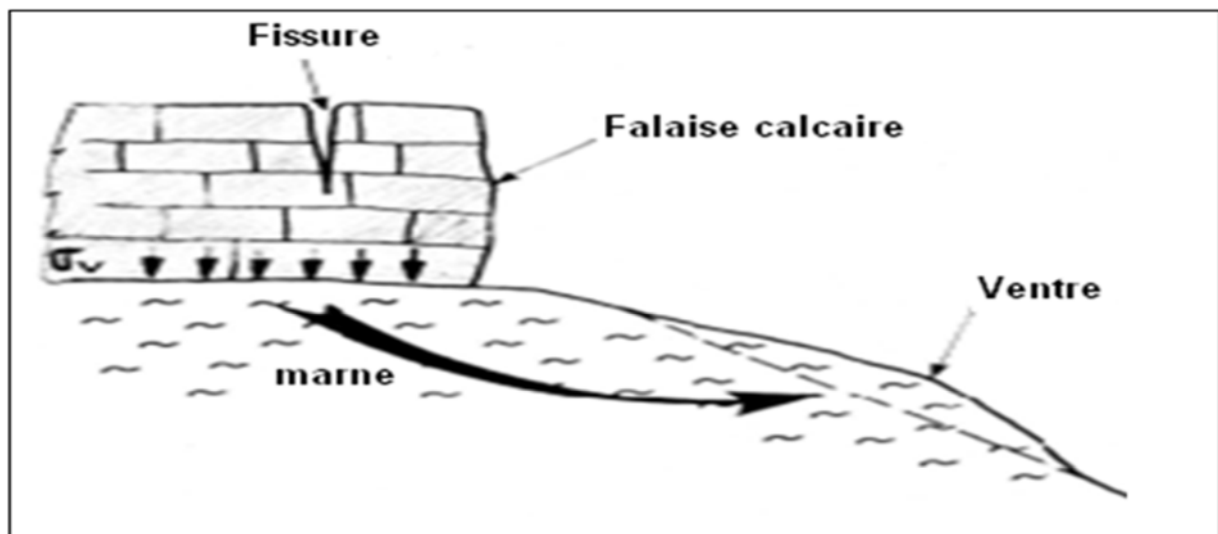


Figure I-6: Fluage [2].

I.6.3.2. Solifluxion

Les phénomènes de solifluxion représentent un cas particulier de fluage. C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses).

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres. La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables.

I.6.4. Les coulées boueuses

Les coulées sont des mouvements dont le comportement mécanique est plus proche de celui de matériaux transportés par l'eau, que des glissements. Souvent ce sont les matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées en présence d'une quantité importante d'eau

(liée à la présence d'une rivière, d'un torrent ou à des précipitations importantes). Les coulées sont caractérisées par :

- des matériaux meubles, hétérogènes à matrice argileuse ;
- un déclenchement du phénomène lié au dépassement d'une teneur en eau critique qui rend le matériau semi-fluide ;
- des distances de déplacement importantes et des vitesses qui peuvent être extrêmement élevées.

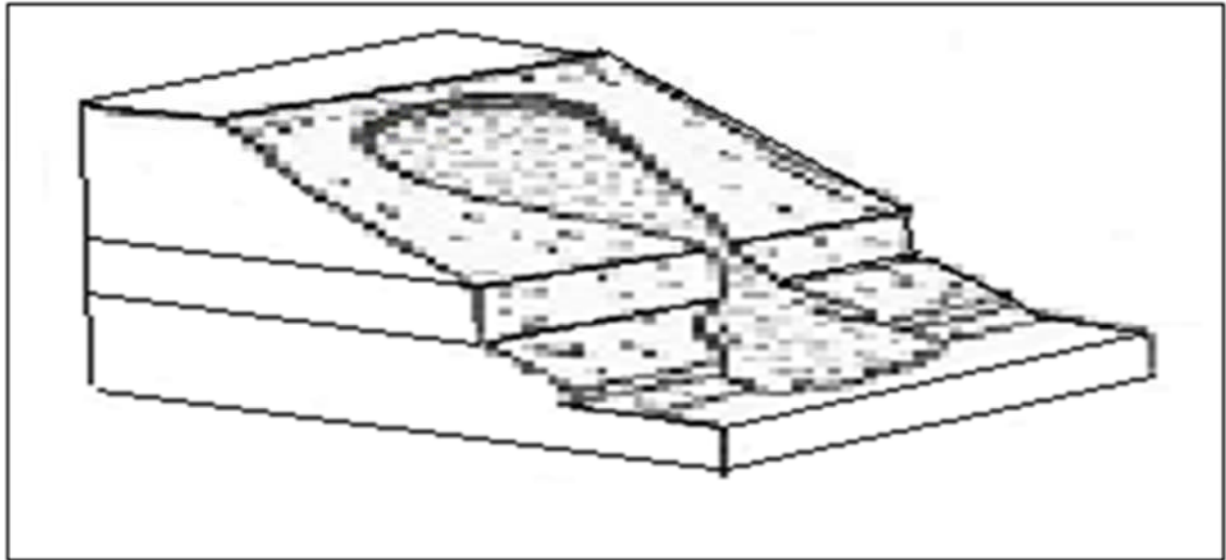


Figure I-7: Les coulées boueuses [4].

I.6.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue:

- les cercles de talus : se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;
- les cercles profonds : ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

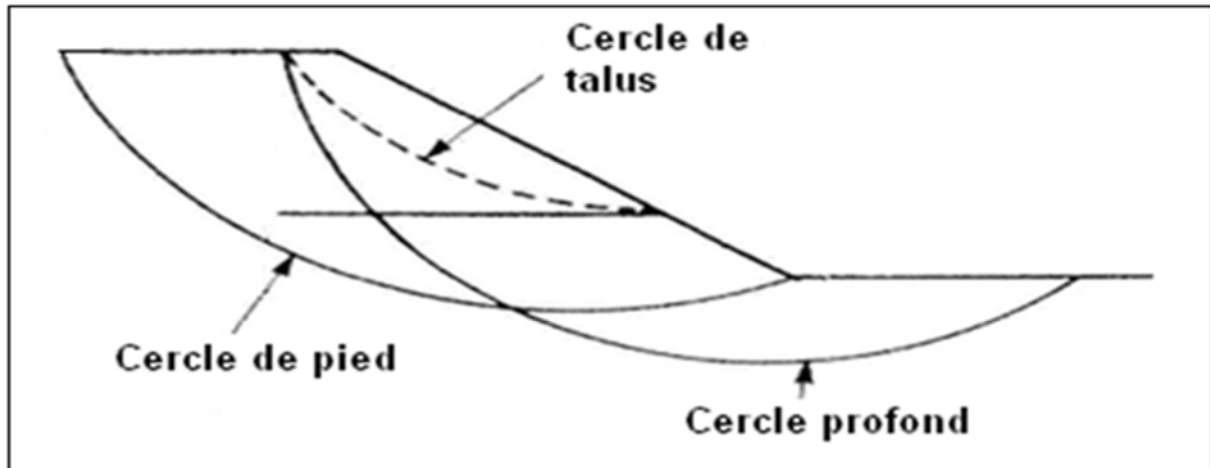


Figure I-8: Différents types de rupture circulaire [2].

I.6.6. Talus en remblais sur sol compressible

Lorsqu'un remblai en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe, les ruptures susceptibles de se produire sont profondes et interviennent rapidement. Si le sol mou est homogène, les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse (Figure I-9).

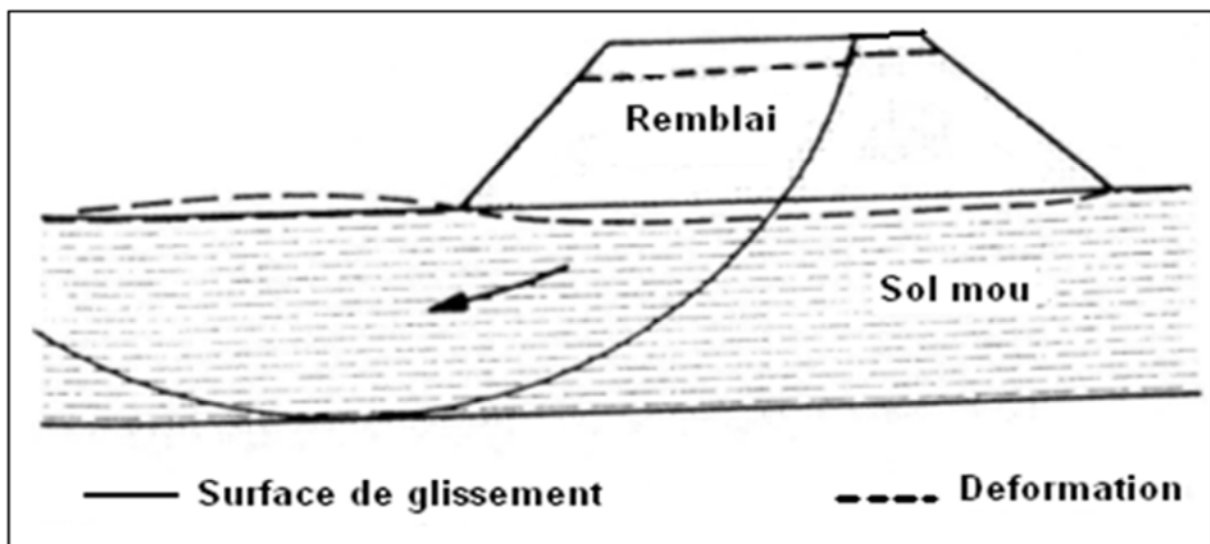


Figure I-9: Remblai sur sol mou [2].

Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai et un renflement latéral de la couche molle, cette déformation à volume constant s'ajoute alors au tassement dû à la consolidation du sol.

I.6.7. Digue et barrages en terre

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.

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité F_s le long des cercles de glissement supposés :

- pendant la construction et peu après la construction ;
- lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente) ;
- lors d'une vidange rapide.

I.6.8. Stabilité sous les soutènements

Pour ce type d'ouvrage, il faut s'assurer contre les risques de rupture circulaire profonde englobant l'ensemble des constructions.

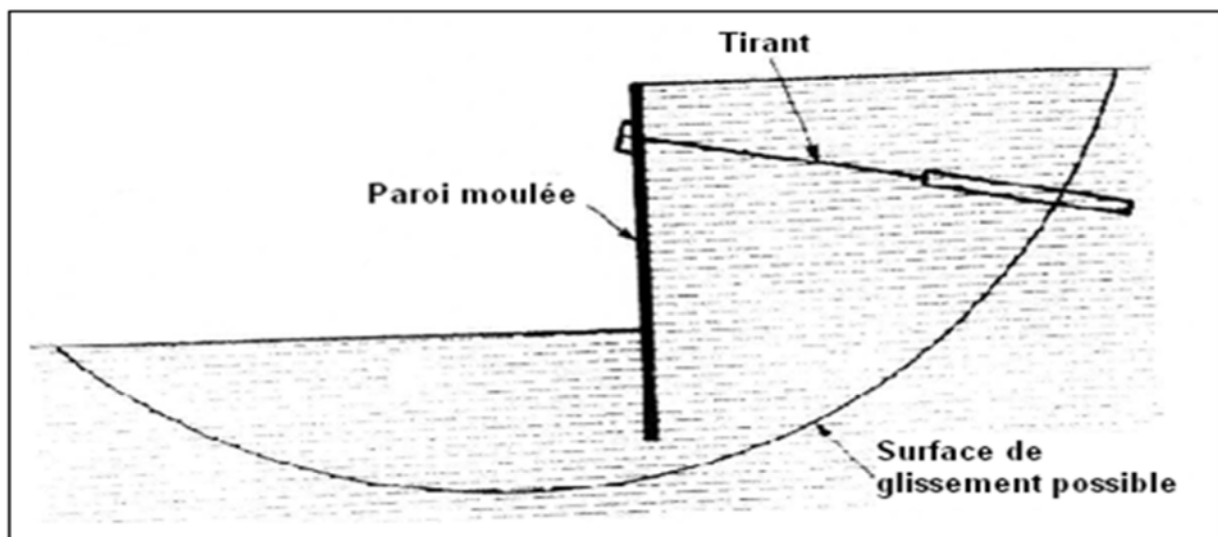


Figure I-10: Rupture circulaire sous un soutènement [2].

II.1. Introduction

Quelle que soit leur inclinaison, toutes les pentes (naturelle ou artificielle) tendent à se déplacer vers le bas, le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées, on cite : la nature de terrain (géologie, morphologie, caractéristiques physico-chimiques..) ; les actions de l'eau ; et même aussi l'action humaine.

On essayera dans ce chapitre d'éclairer les causes majeures qui conduisent au déclenchement des glissements de terrain, puis nous allons présenter les principales étapes d'étude d'un glissement.

II.2. Principales causes d'un glissement de Terrain

II.2.1. La géométrie de terrain

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. Une pente de talus trop importante, hauteur des remblais ou déblais trop forte augmente considérablement le risque de glissement.

La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif [5].

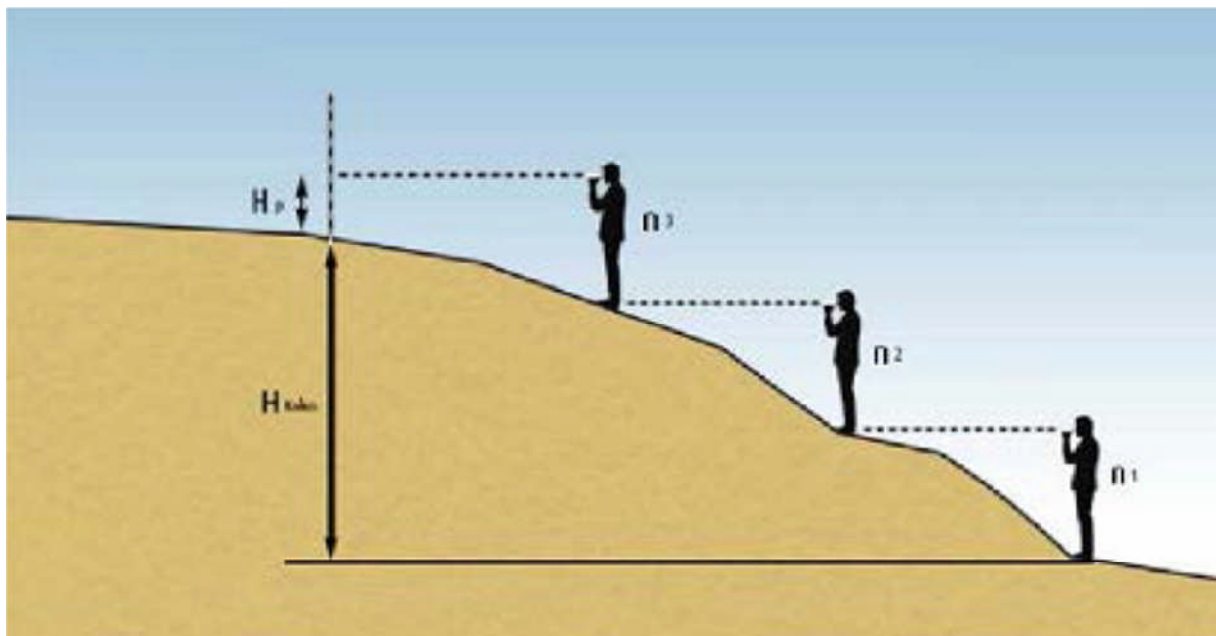


Figure II-1: Géométrie de terrain [5].

II.2.2. La résistance au cisaillement des sols ou des roches

La résistance au cisaillement joue un rôle essentiel dans la stabilité des pentes. Elle dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est en fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.).

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

- La résistance au cisaillement à court ou à long terme ;
- La résistance au cisaillement résiduelle.

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables, la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement : la valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné. Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic, dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés c' et φ' (valeur de pic) et c'_R et φ'_R (valeurs résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

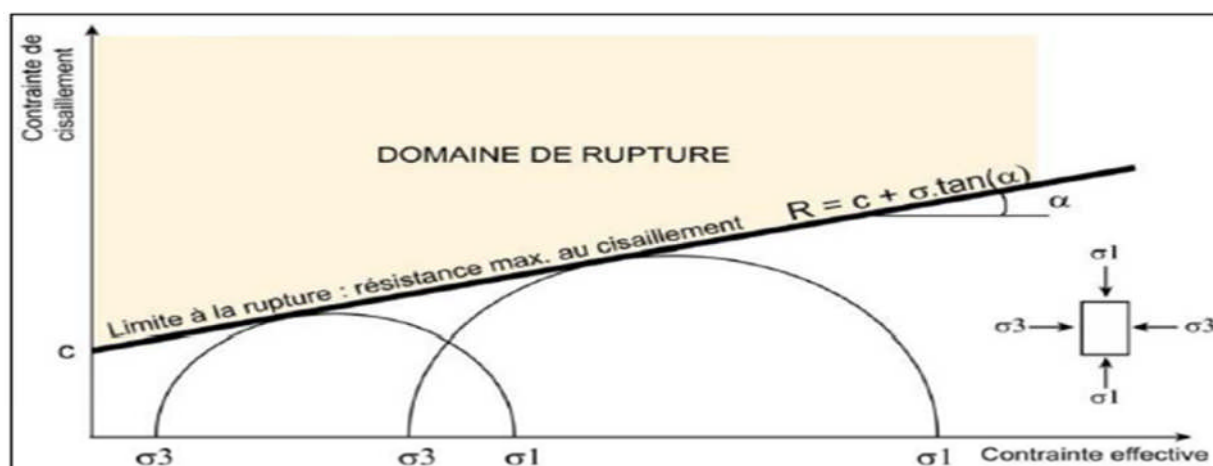


Figure II-2 : Résistance de cisaillement selon Mohr-Coulomb [6].

II.2.3. Les conditions hydrauliques

La connaissance des conditions hydrauliques les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilisées pour juger les conditions les plus défavorables.

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospector et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, et notamment de la présence d'accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes.

Certains éléments sont de première importance. Il s'agit :

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présente des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements ;
- De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptibles d'exister et il est alors intéressant de les drainer ; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement ;
- De l'évolution de la nappe au cours du temps.

II.2.4. Les facteurs extérieurs

II.2.4.1. Les conditions climatiques

Les précipitations, la neige, la variation de température et l'évapotranspiration sont aussi des facteurs prépondérants qui agissent sur l'état d'équilibre des versants. Ils conduisent à des changements de la géométrie des talus et de la teneur en eau.

II.2.4.2. Les séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être l'une des causes de glissements de terrain.

Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

II.2.5. Les facteurs anthropiques

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.

II.2.5.1. Les constructions sur pente

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de 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 [5].



Figure II-3: Construction sur pente [5].

II.2.5.2. 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. (Figure II-4)



Figure II-4: Déblai sur pente [6].

II.2.5.3. Modification de l'utilisation des sols

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

- 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.

II.3. Processus d'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. Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique, ceci est possible grâce aux moyens technologiques.

Le repérage des causes d'un glissement n'est généralement pas évident. On est parfois aidé dans cette recherche par la chronologie.

II.3.1. Repérage topographique de la zone instable

II.3.1.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle

Généralement, les cartes topographiques à petite échelle disponibles sont insuffisantes pour repérer un accident localisé. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grande échelle (1/1 000e ou 1/500e) du secteur dans le quel se situe la zone glissée, d'en tirer un plan en courbe de niveau, et des profils jalonnés [8].

II.3.1.1.a. Photo-interprétation et télédétection

Il s'agit de deux techniques voisines et complémentaires. La photo-interprétation représente une discipline très élaborée et très efficace pour l'interprétation des structures. La télédétection représente une technique nouvelle, extrêmement prometteuse et très puissante car elle permet le traitement informatique des données. Ces techniques permettent de délimiter la zone instable.

II.3.1.1.b. Le piquetage de site

Il doit concerner la zone glissée, et son environnement stable. Les piquets, ou les bornes scellées, disposés en quadrillage sont numérotés et repérés sur le plan topographique. Permettent de suivre l'évolution du glissement et de localiser exactement la zone en mouvement.

II.3.1.2. Repérage sur le terrain des traits caractéristiques d'un glissement

Les traits caractéristiques auxquels on doit porter attention lors de ce levé de terrain sont les suivants :

- Les arbres, les poteaux électrique et téléphonique verticaux ou penchés, droit ou tordus, constituent les repères les plus courants. Ils fournissent un certain cadrage de chronologique et de datation du phénomène.
- Les murs de construction ou soutènement, fournissent de bons repères par l'observation des dévers, des ventres, des fissures de bons repères ; il convient de poser des témoins sur les principales fissures.
- Les routes et les chemins peuvent révéler : des fissures ouvertes dans le revêtement ou des lacets vers l'aval.



Figure II-5: Repérage sur le terrain [6].

II.3.2. Etude géologique et géomorphologique du site

À partir des données propres de la région, il est possible de préciser le contexte géologique dans lequel se situe la zone glissée. La réalisation d'une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente peut permettre ensuite de formuler une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de glissement.

La forme géométrique du substratum rocheux peut jouer un rôle important dans la localisation des glissements. Mais le levé géologique ne représente que la première phase de l'étude géologique complète que suppose l'exécution de sondages et autres investigations profondes. Mais il faut souligner que c'est ce travail de base qui permet ensuite une implantation efficace des sondages et des essais géotechniques qui vas falloir réaliser.

II.3.3. Etude géotechnique et hydrologique [7].

Globalement ont pour but de révéler la présence de tout facteur environnemental lié au sol et au roché. Dans son ensemble, ces reconnaissances comprennent la planification, la recherche, ainsi que la cueillette et la communication des données relatives aux propriétés du sol, ces études ont pour but de :

- Déterminer la nature, la profondeur et la pression des diverses nappes d'eau souterraine (leur fonctionnement, sens des écoulements et la répartition des pressions interstitielles dans le sol) ;
- Mesurer les caractéristiques physiques ainsi que les propriétés mécaniques et hydrauliques du sol et en prélevant des échantillons ;
- Mesurer les propriétés mécaniques et hydrauliques en place en réalisant des essais sur le terrain.

II.3.4. Etude géophysique

Les méthodes (essais) géophysiques trouvent leur utilité à différents stades de l'étude géotechnique. Par exemple, elles permettent d'apprécier l'hétérogénéité d'un site et d'implanter judicieusement les sondages ou bien de traiter un problème bien spécifique comme la recherche de cavités.

En aucune manière les méthodes géophysiques ne peuvent se substituer totalement aux investigations par sondage. Dans certain cas, elles permettent une meilleure approche du programme de reconnaissance par une réduction du nombre de sondages et une profondeur d'investigation optimisée.

Il existe plusieurs méthodes utilisées dans l'étude géophysique entre autre : la méthode électrique et la méthode sismique [8].

II.3.4.1. Les méthodes électriques

La méthode consiste à faire passer dans le terrain un courant électrique au moyen de deux électrodes enfoncées dans le sol (**A** et **B**), Au moyen de deux autres électrodes (**M** et **N**) on mesure la différence de potentiel produit par le passage du courant.

La résistivité du sol ou de la roche dépend principalement des états de l'eau interstitielle qui changent considérablement pour n'importe quel matériau. Par conséquent, des valeurs de résistivité ne peuvent pas être directement interprétées en termes de type et de lithologie du sol.

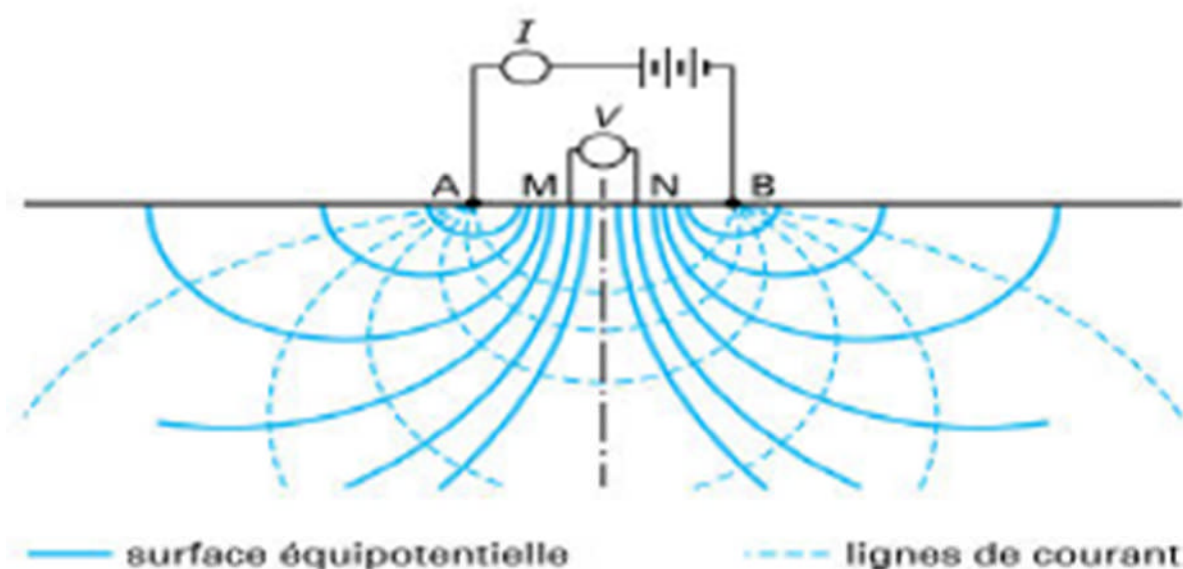


Figure II-6: La technique de prospection électrique [9].

II.3.4.2. Les méthodes sismiques

Il existe différentes techniques d'exploration sismique, telles que la prospection sismique réfraction, la prospection sismique réflexion et la prospection sismique directe. De toutes ces méthodes, la prospection sismique réfraction qui permet une mesure de la vitesse de propagation des ondes longitudinales dans le sol. Les types de matériaux sont déterminés à partir de corrélations avec les vitesses.

Le principe consiste à provoquer un ébranlement mécanique (choc ou explosion) qui se propage dans le sol avec des vitesses qui diffèrent d'un matériau à un autre suivant les terrains traversés. Cette vitesse des ondes est influencée essentiellement par trois paramètres : la porosité, le degré de saturation et la profondeur du sol. (Figure II-7)

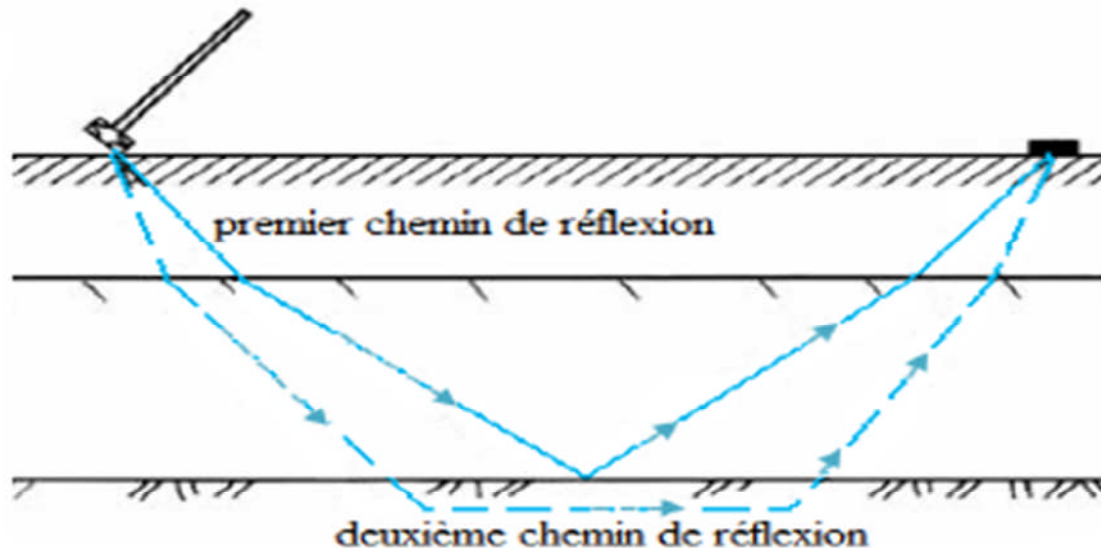


Figure II-7: La technique de prospection sismique [9].

II.6. Conclusion

Les glissements de terrain sont des événements soudains qui se réalisent à cause de l'empilage de plusieurs facteurs notamment (la pente, présence d'eau, nature du sol, etc....).

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique dans le but d'envisager des solutions adéquates au phénomène d'instabilité des terrains.

III.1. Introduction

Le calcul de la stabilité peut être effectué dans deux circonstances bien distinctes : avant ou après déclenchement de glissement. Dans le premier cas, le versant est apparemment stable, l'objectif du calcul de stabilité est alors de définir une surface de glissement qui aurait le plus de chance d'apparaître. Autrement dit, le calcul de stabilité permet à la fois d'apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture, de définir dans le site la zone la plus menacée par l'instabilité et d'examiner l'influence de certains travaux (terrassements, constructions etc.) sur la marge de sécurité qui a été définie pour le versant vierge. Cette étape de calcul apparaît donc très importante car elle permet de choisir les paramètres nécessaires pour l'ouvrage, afin de garantir la stabilité de l'ensemble (ouvrage et site). Contrairement au premier cas, et lorsque le glissement est déjà apparu sur le versant, le calcul de la stabilité s'effectue donc pour apprécier la marge de sécurité qui sépare l'état actuel du site de l'état d'équilibre. Dans ce deuxième cas, les valeurs des paramètres nécessaires à introduire dans le calcul sont en principe données par les investigations déjà exécutées sur site, ce sont donc des valeurs réelles telles que : La géométrie de la surface du glissement, les caractéristiques géotechniques du terrain surtout ceux sur la surface de glissement, les forces extérieures à prendre en compte...etc. Dans ce cas, le calcul de stabilité présente aussi un grand intérêt, car il permet de repérer les causes qui jouent un rôle décisif dans l'apparition du glissement et de définir les dispositifs confortatifs nécessaires pour limiter le risque.

III.2. Eléments de base du calcul

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessitent 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),
- l'importance du projet.

Deux types de calculs peuvent être réalisés.

III.2.1. Calculs à priori

On ne connaît pas, à 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 possibles 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_s . Dans des calculs à priori, l'ouvrage va être dimensionné avec un certain coefficient de sécurité qui sera en fonction de la situation.

III.2.2. Calculs à posteriori (après glissement)

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.

III.3. Les méthodes de calcul

Selon la forme de la surface de glissement adoptée, plusieurs méthodes de calcul de la stabilité ont été développées par les chercheurs et ceci pour estimer l'état d'équilibre du versant en se basant sur la valeur du coefficient de sécurité F_s . Le fait est que, l'application de ce coefficient à pour raison de se tenir éloigné de la rupture, autrement dit, il donne pour le talus une marge de sécurité qui le sépare de la rupture (déformation).

III.3.1. Méthode globale

Il est à noter que les premières indications sur la stabilité globale d'un massif homogène peuvent être données à partir de la méthode globale. Cette méthode nous permet aussi d'énumérer d'une manière générale toutes les forces qui peuvent entrer en jeu en sollicitant le corps en question. La méthode globale considère que le massif est homogène et isotrope, il est défini par les caractéristiques suivantes : La cohésion (C), l'angle de frottement (φ) et le poids volumique (γ). Si le milieu est aquifère la pression interstitielle U s'ajoute à ces paramètres [10]. Dans la figure (III-1), on étudie l'équilibre du massif en supposant que la rupture va se produire le long de la ligne AMB assimilée à un arc de cercle de centre O et de rayon r . Le mouvement du corps (1) se ramène donc à une rotation de centre O . Les forces susceptibles d'intervenir dans l'équilibre du corps (1) sont :

- Le poids W des terres, appliqué au centre de gravité G .
- Les forces de résistance au cisaillement mobilisées le long de la ligne de rupture AMB .
La résistance en un point M est la somme de :
- La résistance due à la cohésion c'' , portée par la tangente en M , en admettant que la valeur de c'' soit constante en tout point de AMB :

$$c'' = \frac{c}{F_s}$$

Avec :

F_s : le coefficient de sécurité recherché.

Les efforts transmis par l'eau de la nappe admettant pour résultante U appelée pression interstitielle.

L'équilibre du volume $ACBMA$ est vérifié si la somme géométrique des forces appliquées, et la somme de leurs moments par rapport au centre O sont nulles ; ceci se traduit par les deux équations respectives : $\vec{W} + \vec{U} + \vec{K}'' + \vec{R} = \vec{0}$ et $Wl - U_m - R_n - 2r^2 a_0 \frac{c}{F_s} = 0$.

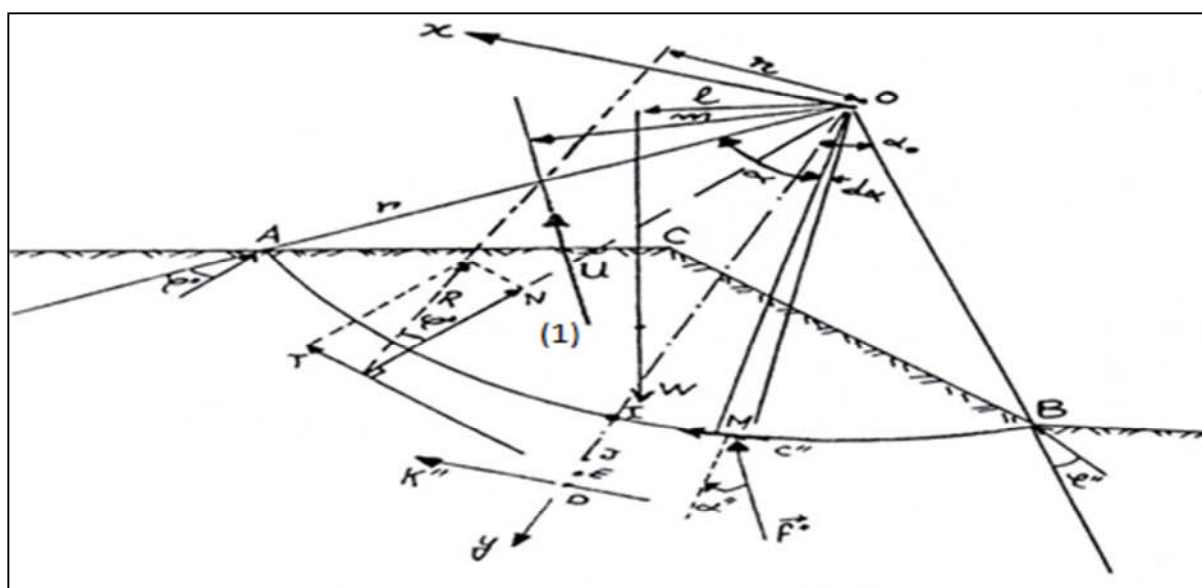


Figure III-1 : Différentes forces agissantes sur une masse en mouvement [10].

Dans ces équations, les forces sont parfaitement connues, il ne reste que le problème de la distribution des contraintes le long de la ligne AMB , ni donc sur l'intensité ou la direction de la force R , c'est bien là que réside la difficulté du problème. Les différentes méthodes misent au point pour le calcul de la stabilité diffèrent les unes des autres par la manière dont elles traitent cette difficulté.

III.3.2. Méthode des tranches

La méthode des tranches est une méthode suédoise due à Petterson (1916), elle a subi plusieurs adaptations au fil des années tel que son développement par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires, par Bishop en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par Nonveiller en 1965 [10]. La méthode des tranches consiste à diviser un volume instable en un certain nombre de tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent. En général, cette méthode peut prendre en compte un maximum de complexités : surface topographique de forme quelconque, surface de rupture non circulaire, hétérogénéité des terrains, forces extérieures quelconques (charge supplémentaire au talus etc.), écoulement des eaux souterraines. Elle peut être alors bien adaptée à l'étude des versants naturels qui sont généralement des cas complexes [10].

III.3.2.1. Méthode des tranches de Fellenius

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Considérons un talus constitué d'un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes : c_i , φ_i et γ_i .

Fellenius suppose que la ligne de glissement soit circulaire, on veut vérifier la stabilité de ce talus vis-à-vis du risque de glissement par le calcul de leur coefficient de sécurité. La méthode consiste à découper le volume du sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux (Figure III-2). Le découpage des couches se fait de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (points G et H) correspond à une limite entre deux tranches. Nous prenons comme exemple, l'étude d'équilibre de la tranche ($ABCD$), les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Le poids W ,
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB ,
- Les réactions sur les faces verticales AD et BC décomposées en réactions horizontales H_n et H_{n+1} en réactions verticales V_n et V_{n+1} , ce sont les forces inter tranches,
- Les pressions hydrauliques.

Par rapport au centre O du cercle de glissement, on définit :

- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W , de l'eau interstitielle et des surcharges éventuelles, qui tendent à provoquer le glissement,

- Les moments résistants, comme ceux des réactions s’opposant globalement au glissement de la tranche : moment de R_n, H_n, H_{n+1}, V_n et V_{n+1} (Figure III-3).

Le coefficient de sécurité est donné par le rapport :

$$F_s = \frac{\sum_{EF} \text{des moments résistants maximaux}}{\sum_{EF} \text{des moments moteur}} \quad (1)$$

En considérant la somme des moments sur tout l’arc EF , on constate que la somme des moments des forces inter-tranches est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l’arc AB est le poids W , qui est décomposé en deux forces, l’une normale à AB (N_n) et l’autre tangentielle (T_n).

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n , d’après la loi de coulomb, elle s’écrit :

$$(R_n)_t = c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i \quad (2)$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{m=n} R \cdot (c_i AB + N_n \tan \varphi_i) \quad (3)$$

Avec :

m : nombre total de tranches, c_i et φ_i : cohésion et angle de frottement de la couche dans laquelle est situé AB . L’expression du coefficient de sécurité F_s se réduit à :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} \quad (4)$$

En remplaçant AB, N_n et T_n dans la formule (4) on obtient :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \quad (5)$$

Dans le Cas de l’existence de la nappe [11] ; le coefficient F_s est donné par :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [c_i \frac{b}{\cos \alpha} + (w \cos \alpha - \frac{u \cdot b}{\cos \alpha}) \tan \varphi_i]}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \quad (6)$$

Avec : $u = Z_w \cdot \gamma_w$

u : Pression interstitielle,

Z_w : hauteur d'eau,

γ_w : poids volumique de l'eau.

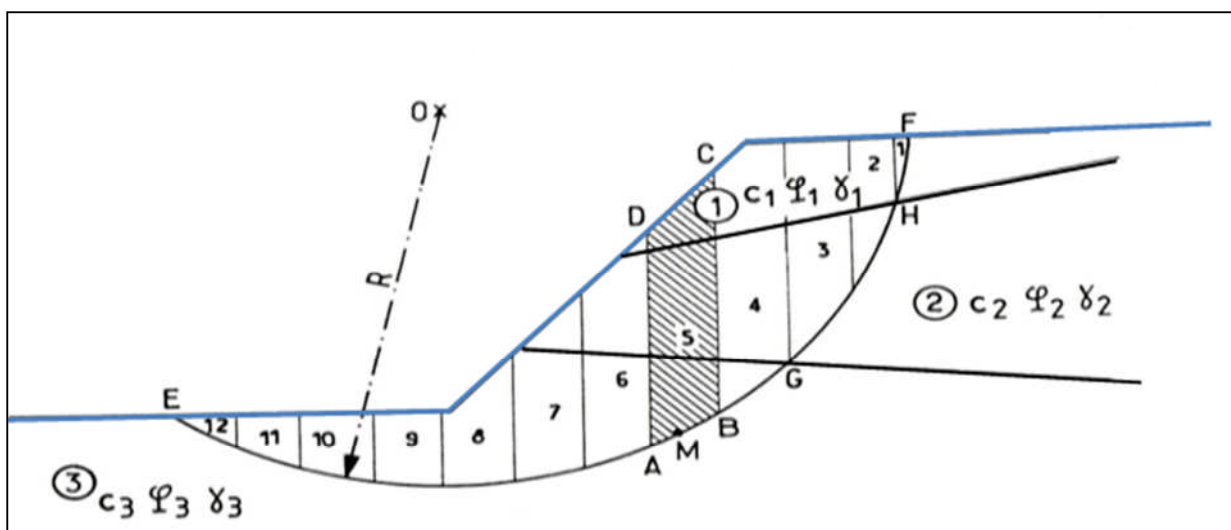
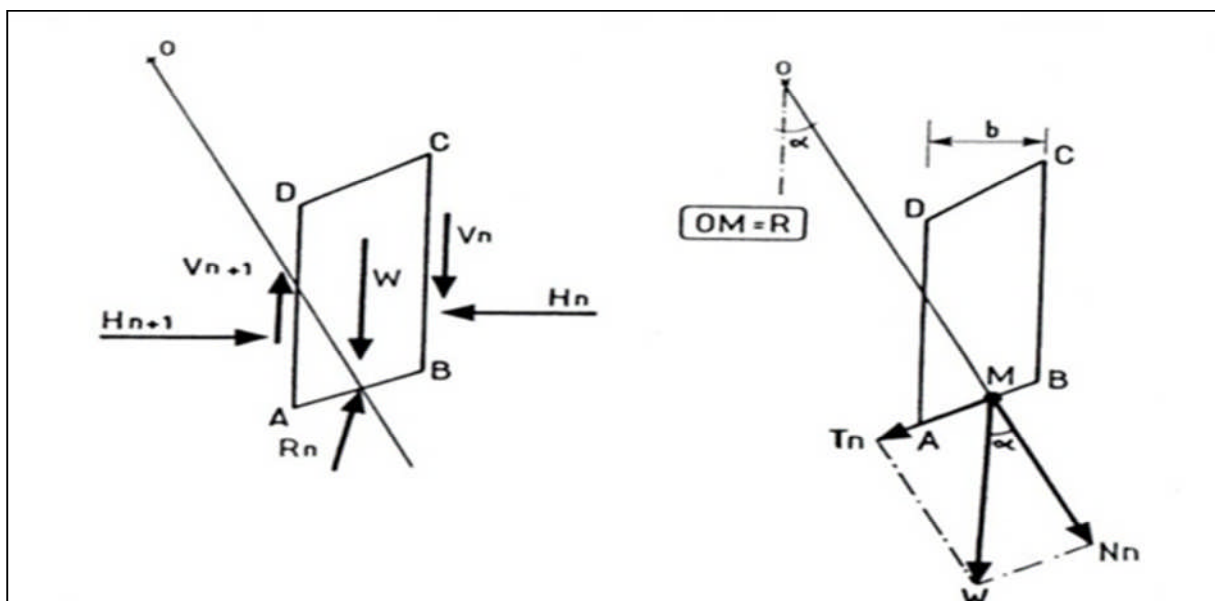


Figure III-2: Découpage en tranches d'un talus [1].



a) Décomposition complète

b) Hypothèse de Fellenius

Figure III-3: Forces agissant sur la tranche n [1].

III.3.2.2. Méthode des tranches de Bishop simplifiée

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius, et ceci en considérant que, pour toute tranche étudiée, $V_n - V_{n+1} = 0$ ce qui permet de considérer les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité F_s s'exprime par cette méthode comme suit :

$$F_s = \left(\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \right) \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - u_n \cdot b) \tan \varphi_i + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. La méthode simplifiée de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur. On a vu comment calculer le coefficient de sécurité F_s pour un cercle donné à priori. Pour connaître F_s réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F_s , c'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira [1].

III.3.3. Méthode des caractéristiques de contraintes

Dans ce type de méthode, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol étant en équilibre surabondant. On y traite en générale des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée à priori. Ce concept ignore d'ailleurs la notion du facteur de sécurité et nécessite le recours à l'ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre limite. Bien que cette approche, due à Sokolovski(1960) n'est pas bien développée, l'avenir est plutôt prometteur pour elle.

III.3.4 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tels que le Plaxis, Cesar Crisp et Geo-slope.

III.4. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

Dans le cas des sols fins, les études de stabilité doivent donc être effectuées 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** (non consolidé non drainé). 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** (consolidé drainé) ou éventuellement **CU** (consolidé non drainé) (c' et ϕ').

Le rôle de l'eau est donc essentielle dans la stabilité (ou l'instabilité des talus). Pour un calcul à 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.

III.5. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal F_S adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion non drainée C_u). Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles 1.1 à 1.2, mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui est souvent difficile en géotechnique. La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que $F_S = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop).

III.6. Conclusion

La stabilité des pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite, ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Le facteur de sécurité est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement et l'effort de cisaillement requis pour l'équilibre de la pente. Chaque méthode emploie les propriétés mécaniques et physiques de sol. Pour choisir une méthode de calcul, on doit exploiter les paramètres définis au préalable, dans le but d'apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture et d'identifier la zone instable.

IV.1. Introduction

Face à un problème de l'instabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la zone instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits mouvements), soit adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement. présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées ci-après [12].

IV.2. Terrassements

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

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente (reprofilage) ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

IV.2.1. Remblai de pied des talus

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage est également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement 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 justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant (Figure IV-1) [12].

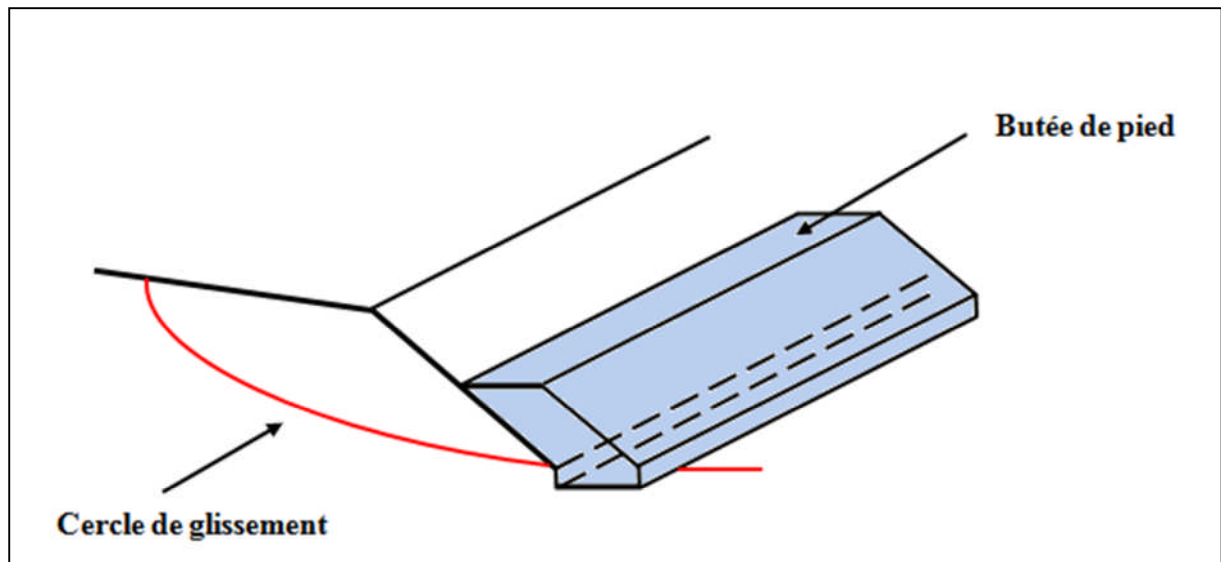


Figure IV-1: La butée de pied [12].

IV.2.2. Allègement en tête

L'allègement en tête d'un glissement consiste à 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 la géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alluvionnaire,...). (Figure IV-2)

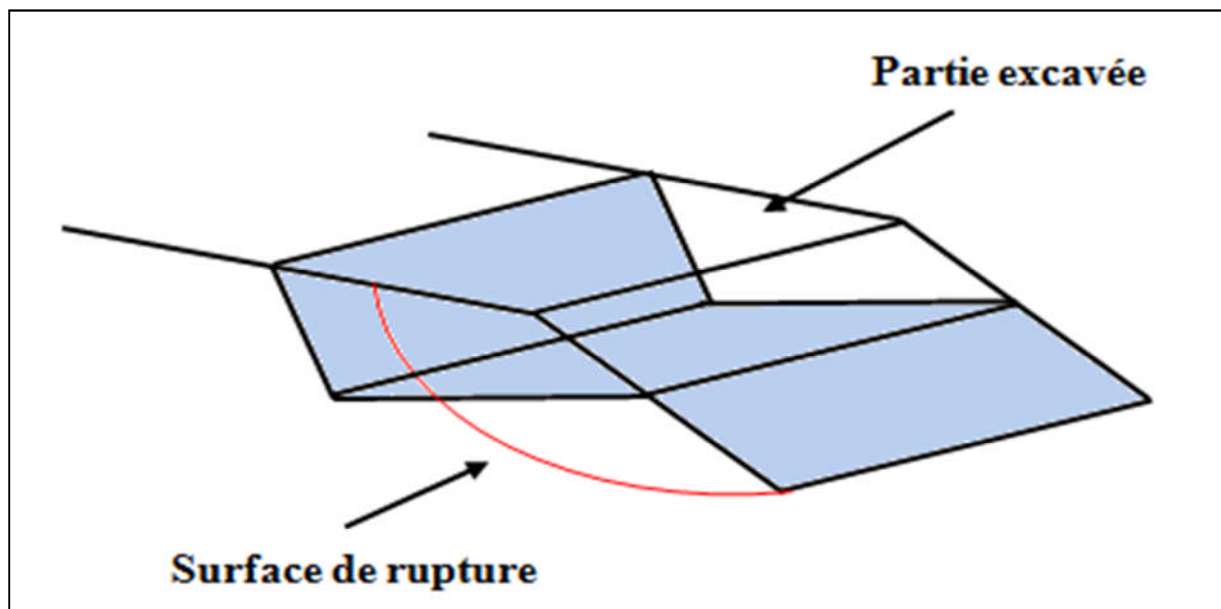


Figure IV-2: Allègement en tête [12].

IV.2.3. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut 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 (Figure IV-3) [12]

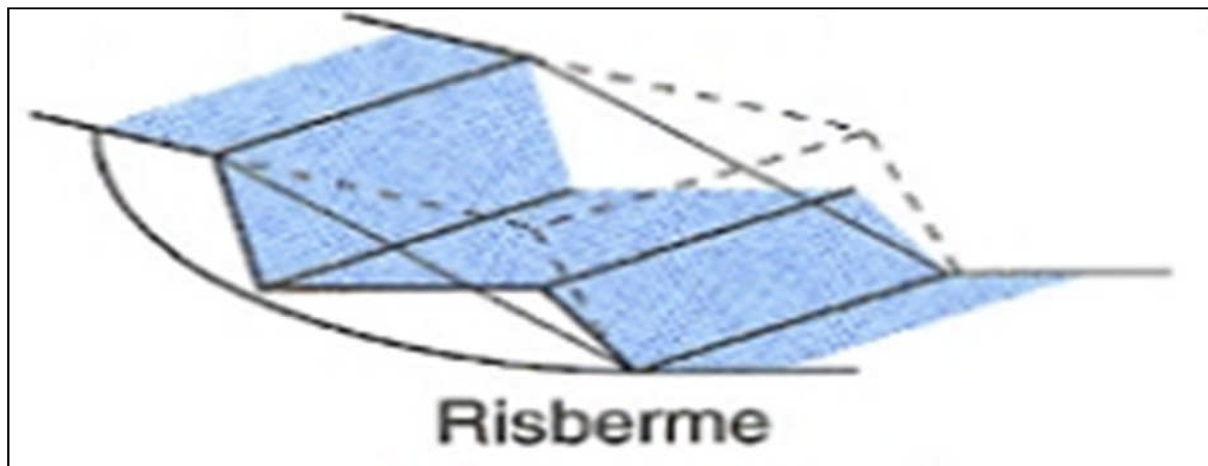


Figure IV-3 : Reprofilage [12].

IV.2.4 Substitution partielle des matériaux glissés

On peut limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation. Ils permettent de reporter les charges sur le substratum. La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur un massif de sol instable. (Figure IV-4)

Les contreforts sont des bèches discontinues pour assurer un exutoire, ces contreforts sont souvent reliés par des tranchées drainantes.

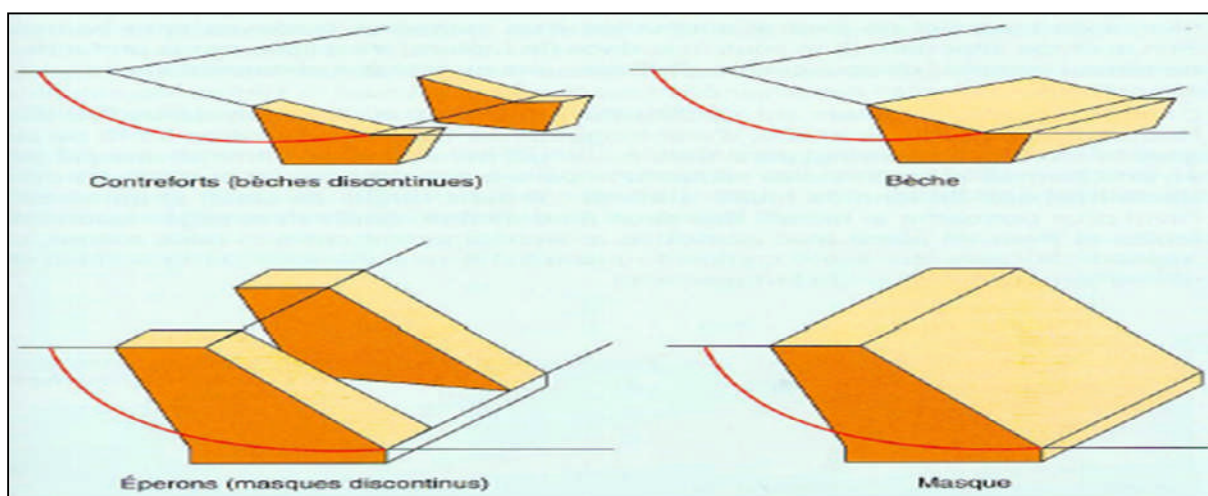


Figure IV-4 : Substitution partielle des matériaux glissés

IV.3. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Par conséquent on utilise couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles.

C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mise en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation du site en eau ;
- Expulser l'eau présente dans le massif instable.

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

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier, et 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 drains verticaux, et les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément avec d'autres techniques de stabilisation.

IV.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les inaltérations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux 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.

Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux...) et l'étanchement des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

IV.3.2. 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,...).

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de 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. (Figure IV-5)

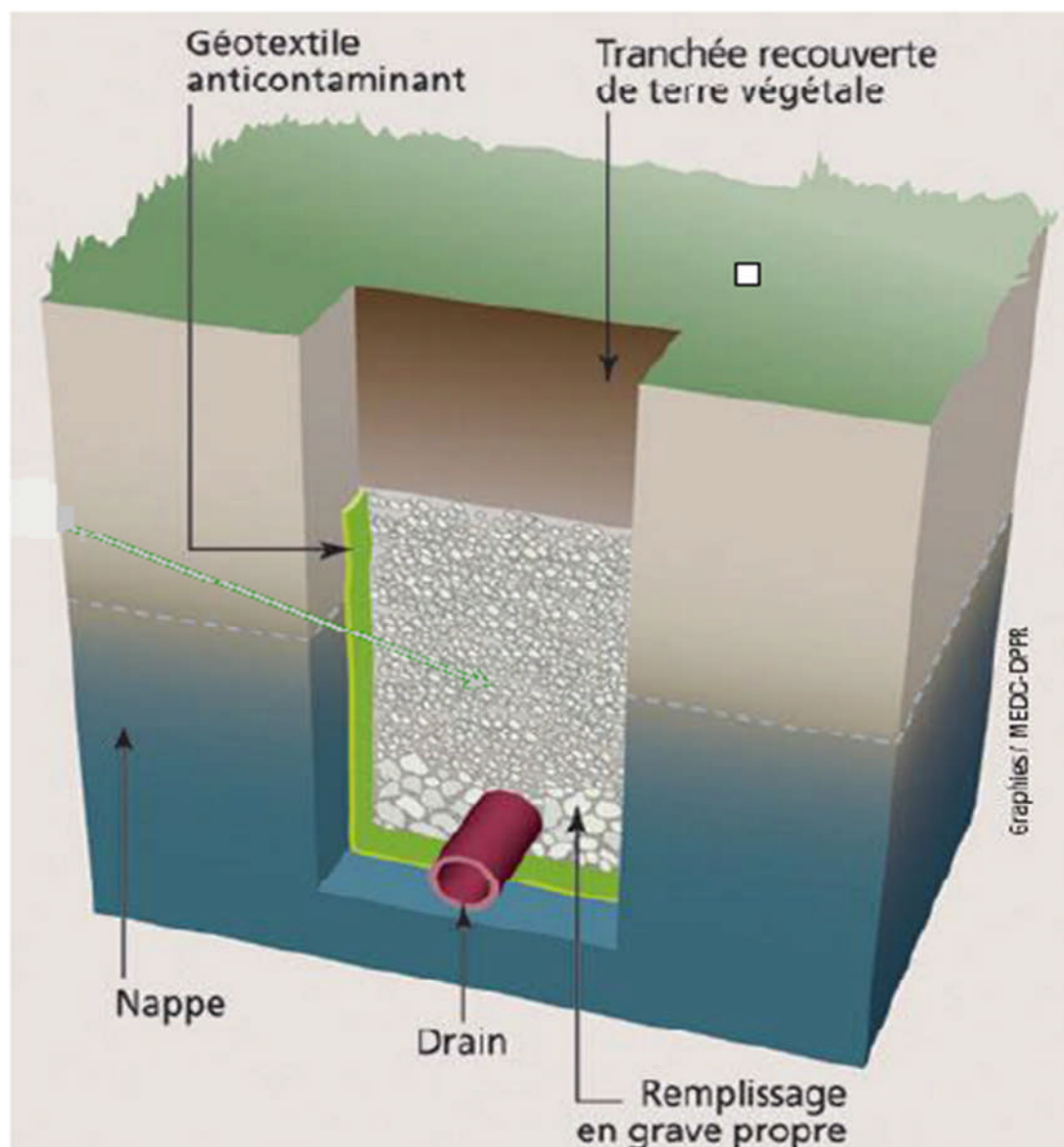


Figure IV-5: Coupe d'une tranchée drainante

IV.3.3. Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation empêchent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux (Figure IV-6) peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger les aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente par rapport à l'horizontale (2° à 5°) et à placer des tubes crépines.

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissements et dans de nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

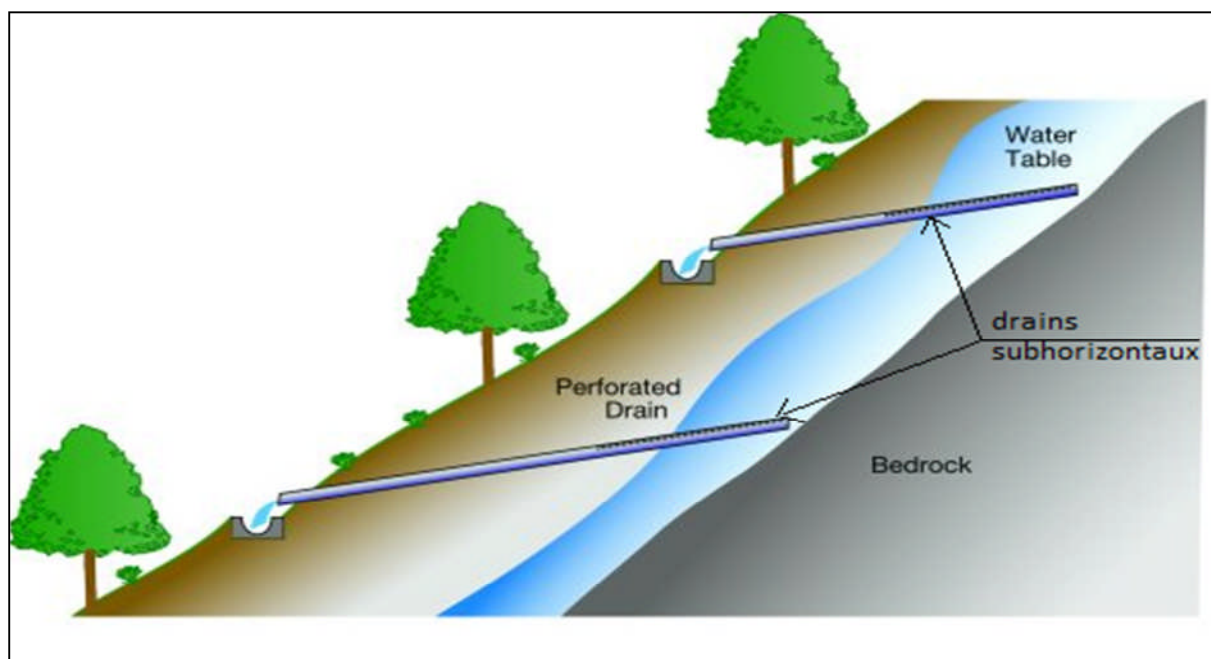


Figure IV-6 : Drains subhorizontaux [13].

IV.4. Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants des structures telles que :

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

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

IV.4.1. Ouvrages de soutènements

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des mouvements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le mouvement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement.

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

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

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

IV.4.2. 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 [14].

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

IV.4.3. Renforcement par inclusions

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

- Les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement,
- Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement (Figure IV-7).

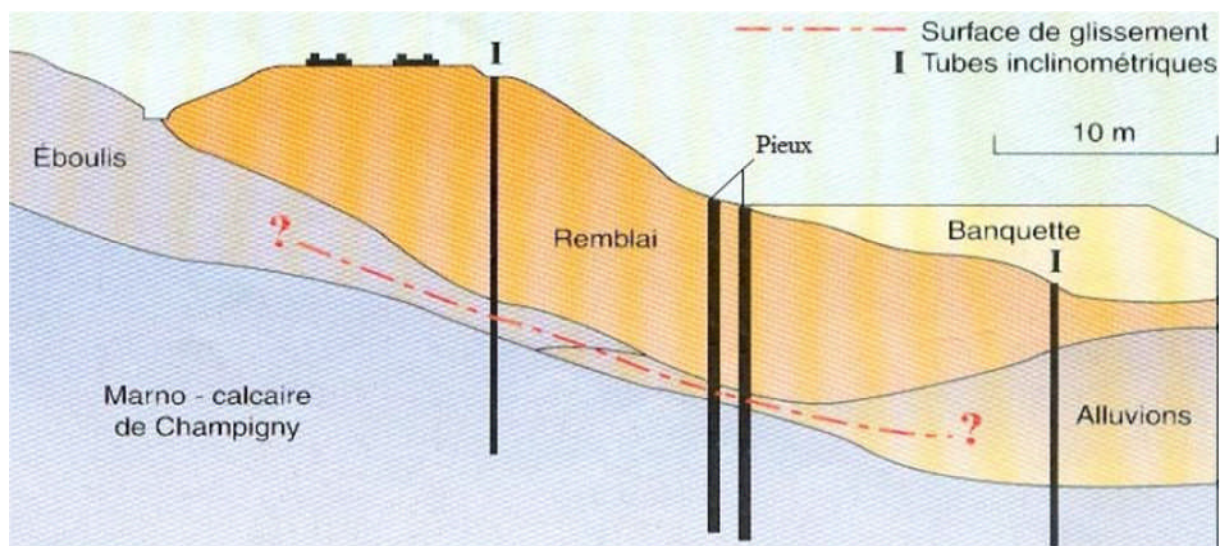


Figure IV-7 : Clouage par pieux [15].

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

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

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture. (Figure IV-8)

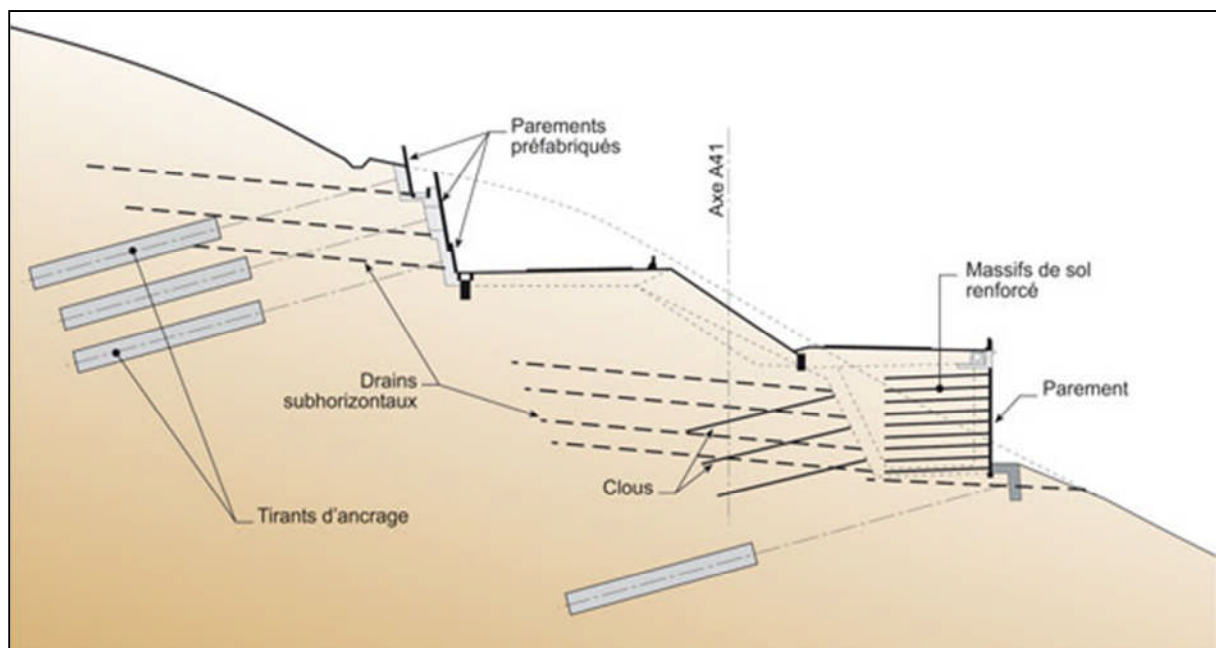


Figure IV-8: Clouage d'un glissement [6].

IV.5. Confortement et traitements complémentaires

IV.5.1. Les injections

On sait en effet que les fissures de cisaillements, de retrait ou de tractions jouent un rôle très négatif dans le développement d'un mouvement de terrain, en favorisant la pénétration des eaux dans la masse en équilibre limite. Toute fois l'efficacité d'une obturation suppose que la déformation de la masse ne recouvre pas immédiatement les fissures obturées, il est donc souhaitable, soit de pratiquer l'injection après une première phase de stabilisation (par drainage), soit de revenir à plusieurs reprises.

Dans un terrain occupé par une nappe aquifère, l'injection peut contribuer à réduire la perméabilité du milieu ce qui peut s'accompagner d'un accroissement dangereux de la charge suffisamment profonde, une injection peut par contre par un effet de barrage, détourner l'écoulement d'une nappe de la zone instable et donc améliorer son équilibre par suppression de la pression de courant.

IV.5.2. Le reboisement

Le reboisement représente un moyen économique et souvent efficace. En effet, le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs : D'une part, les racines jouent un rôle mécanique par augmentation de la résistance au cisaillement des sols (le rôle d'ancrage par les racines), d'autre part, la couverture végétale influe sur le bilan hydrique du versant en participant au drainage du terrain instable par évapotranspiration. En plus, la couverture végétale lutte contre l'érosion superficielle des sols.

IV.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons cité les différents types des systèmes de confortement et leurs applications suivant la cause et le type de glissement, les contraintes des sites, le risque et la faisabilité de la solution.

Les méthodes de confortement peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments rigides (soutènements...).

I.1. Introduction

Kherrata est située dans la wilaya de Bejaïa, à environ 60 km du chef-lieu, dans la zone sismique des rebords de la grande faille dite "sub-tellienne", une faille profonde affleurant des discontinuité, dont la géographie à l'œil nue démontre un contraste entre, au nord, des formations jurassiennes avec un relief très accentué, et au sud, un relief plissé étendu sous formes de mamelon, la composition stratigraphique et pédologique, calcaire à la base reposant sur des couches argileuse, ce qui rend non seulement la sismicité un facteur majeur, mais aussi des glissements de terrains très actifs, tel le glissement de terrain de Tamaleht, où un éboulement actif fait face depuis plus de deux décennies, et les formation de loupes de solifluxions tout au long des versants. Dans le présent travail, on s'intéresse au glissement qui a survenu sur la RN9 au PK 060 +000[16].

Cette étude a pour objet la détermination de :

- La nature et caractéristiques géotechniques des couches sous-jacents et du substratum,
- La géométrie des couches et du substratum,
- L'hydrologie et l'hydrogéologie du terrain,
- Les causes du glissement,
- Les moyens de confortement et recommandations.



Figure I-1 : Situation de la zone d'étude [16].

I.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. Il est localisé sur le flanc de la rive droite d'oued Agrioun. Voir (Figure I.1).

I.3. Géologie locale

La géologie du site est constituée essentiellement par :

➤ Des formations quaternaires :

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

➤ Des formations mésozoïques

- Campanien Supérieur et Maestrichtien Inférieur : IL est constitué par des faciés marneux composé de schistes et marnes schisteuses.

- Néocomien- Barrémien : il est constitué par des calcaires marneux et schistes.

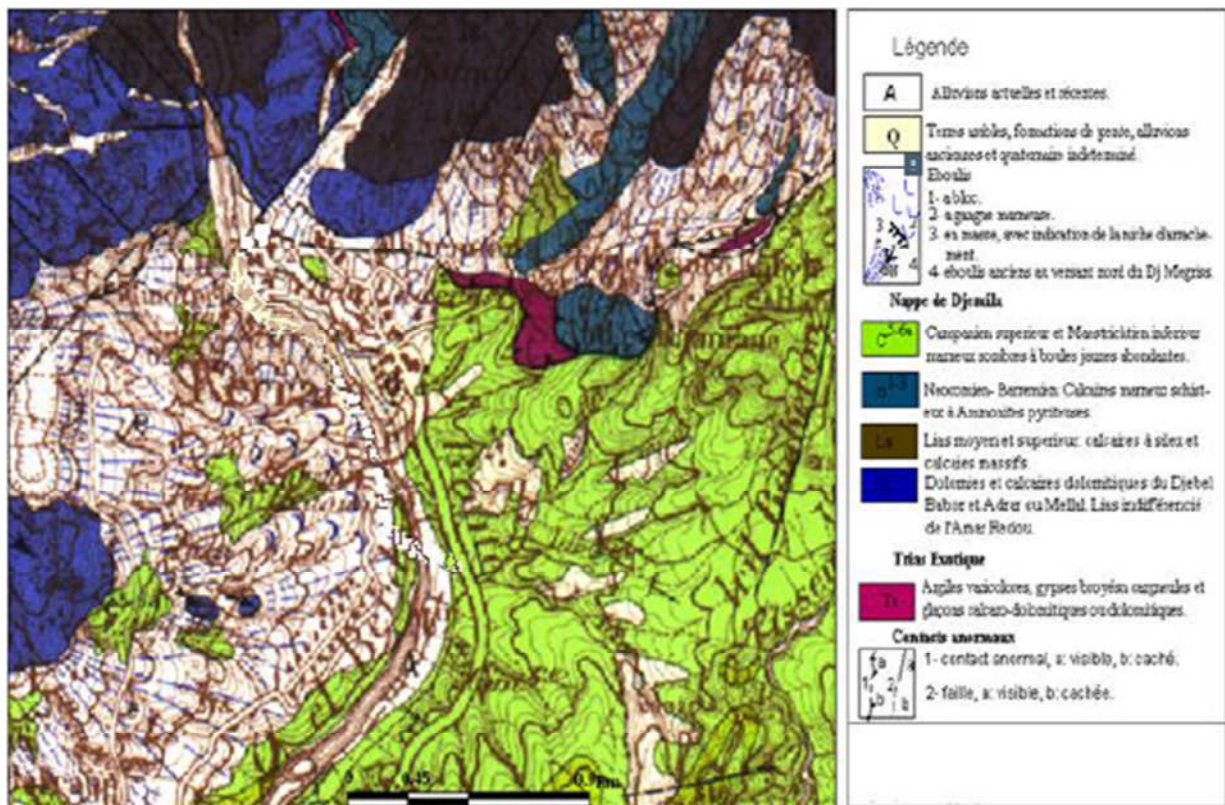


Figure I-2 : Carte géologique de la wilaya de Bejaia 1/500 000 [16].

I.4. Géomorphologie du site

La région est profondément découpée par de nombreux ravinements 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 mécaniques du sol.

I.5. 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 (hiver) et par une durée d'étiage en été et une autre partie s'infiltré à travers la couverture d'éboulis.

I.6. Description du 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 pied amont 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 des marnes schisteuses friables surmontées d'une épaisse couche de remblai qui peut atteindre 7 m d'épaisseur.

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 :

1. La zone supérieure :

- Cette zone située en amont de la RN09, est soumise aux phénomènes d'érosion et des ravinements 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 qui se trouvent dans cette zone ont subis une certaine inclinaison dans le sens du mouvement (Figure I-3).
- Les murs de soutènement ont subi un basculement, des fissures et des ruptures (Figure I-4)



Figure I.3 : Inclinaison des arbres dans le sens de mouvement [16].



Figure I-4 : Rupture du mur de soutènement [16].

2. 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. (Figure I.5.a).
- 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 I.5.b).



Figure I-5.a : Affaissement et fissures [16].



Figure I-5.b : Escarpement important de la couche de remblais [16].

3. 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 (Figure I.6.a et I.6.b) par deux ravins à écoulements d'eau temporaire sur les cotés 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 I.6.c).

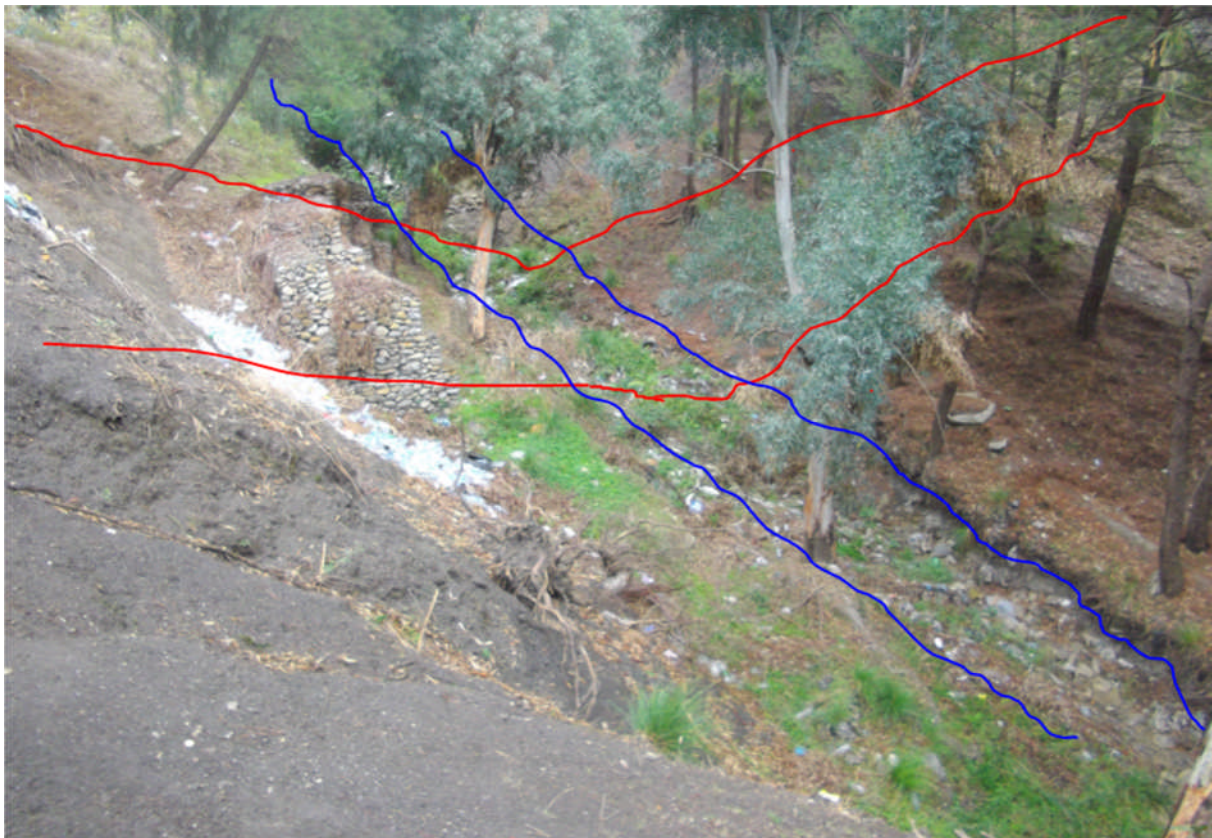


Figure I-6.a : Dièdre remarqué en aval de la RN9 [16].



Figure I-6.b : Création d'une ravine et rupture de mur de soutènement [16].



Figure I-6.c : Structure en gradin [16].

❖ D'autre mouvement de terrain observés

C'est un glissement qui s'est développé sur une couche importante de remblai hétérogène reposant sur des schistes altérés et marnes schisteuses en profondeur.

C'est un ancien glissement où se sont développés des phénomènes d'érosion (Figure I.7), et de ravinement provoquant le glissement de terrain, et apparition des bourrelets de glissement (Figure I.8).

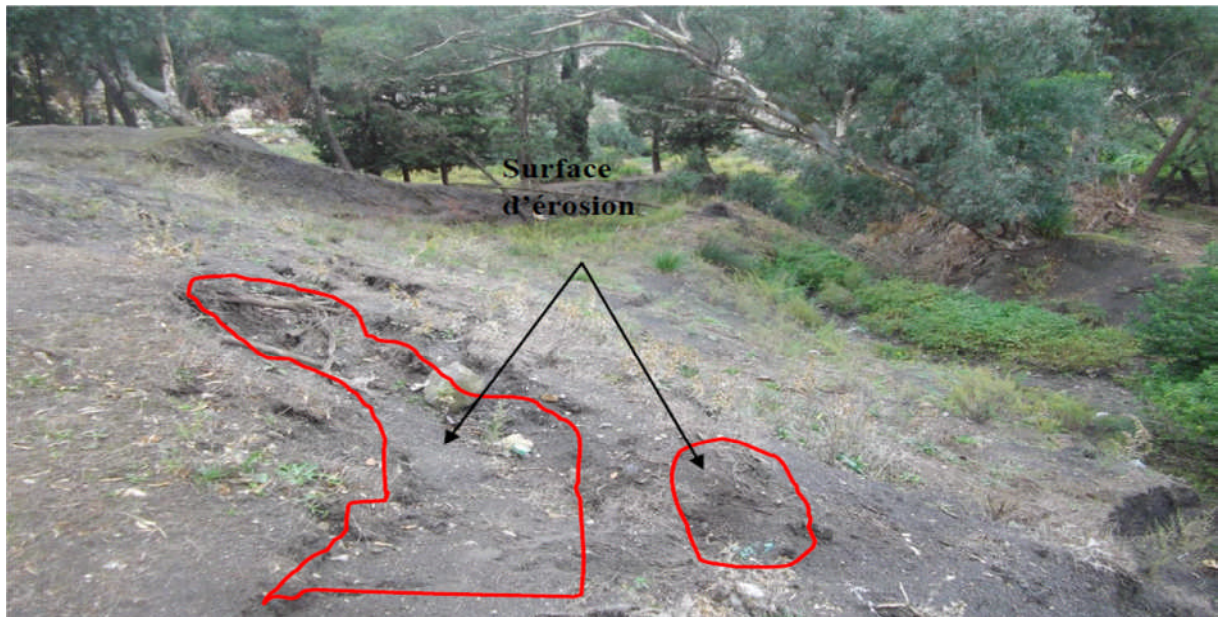


Figure I-7 : Erosion [16].



Figure I-8 : Bourrelet du glissement [16].

Apparition des fissures de traction sur le terrain qui contribuent à augmenter la perméabilité des terrains et l'infiltration des eaux de surface (Figure I.9).



Figure I-9 : Fissures de traction [16].

Ainsi d'une manière générale, le secteur d'étude est délimité en dièdre par deux ravins à écoulements d'eau temporaire sur les cotés Nord et Sud et à l'Ouest par l'oued Agrioun qui draine toutes les eaux.

Cette zone est soumise au phénomène d'affouillement provoquant des glissements rétrogressifs qui constitue une amorce du processus par le pied du versant puis progresse vers l'amont.

A cela s'ajoute les phénomènes d'érosion, sapement des berges de l'oued, lessivage des particules fines par la circulation des eaux et l'existence d'une couche importante de remblai. Tous ces phénomènes accentuent le mouvement.

II.1. Introduction

L'étude géotechnique se propose pour confirmer les résultats des études préliminaires, elle permet de mesurer et de déterminer les propriétés physiques et chimiques des sols, ainsi que leurs caractéristiques mécaniques d'après les résultats des essais in-situ et en laboratoire, et de déterminer les niveaux des nappes aquifères existantes et de permettre le choix de la meilleure solution à adopter au problème d'instabilité rencontré.

La campagne de reconnaissance du site concerné par le glissement a consisté à la réalisation de plusieurs sondages carottés, et des essais pressiométrique :

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

II.2.1. Sondages carottés

Le carottage est la désignation courante de tous les types de forages permettant la récupération d'une carotte.

Leur réalisation a pour but de mettre en évidence les différents termes lithologiques de la zone concernée par le mouvement de terrain, et la précision de son épaisseur et son étendue latérale, la profondeur d'investigation de ces sondages est de 30m.

La nature lithologique des différentes formations géologiques rencontrées, ainsi que leurs épaisseurs à partir des sondages N° (1, 4, 5,6) voir annexe N°1 est définie comme suit :

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.

Sondage 05 :

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.

II.2.2. Essais pressiométriques**II.2.2.1. Principe de l'essai**

L'essai pressiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un sondage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déterminées :

- Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite p_l qui caractérise la résistance à la rupture du sol.
- La pression du fluage p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

II.2.2.2. Appareillage

- La sonde comporte trois cellules; la cellule centrale sert à la mesure, les deux autres sont de garde et ont pour but de créer un champ de contrainte sur la hauteur de la cellule de mesure qui est remplie d'eau.
- Le contrôleur pression-volume comporte trois manomètres ou capteurs :
 - Le manomètre n° 1 indique la pression à la sortie de la réserve de gaz ;
 - Le manomètre n°2 indique la pression dans la tubulure reliée à la sonde de mesure ;
 - Le manomètre n°3 indique la pression dans la tubulure reliée aux cellules de garde.
- Le tube gradué de 0 à au moins 750 cm³ contient de l'eau. Il est relié à la sonde de mesure par une tubulure également remplie d'eau. En conséquence, toute variation de volume de la cellule centrale est lue sur la règle graduée (voir Figure II. 1).

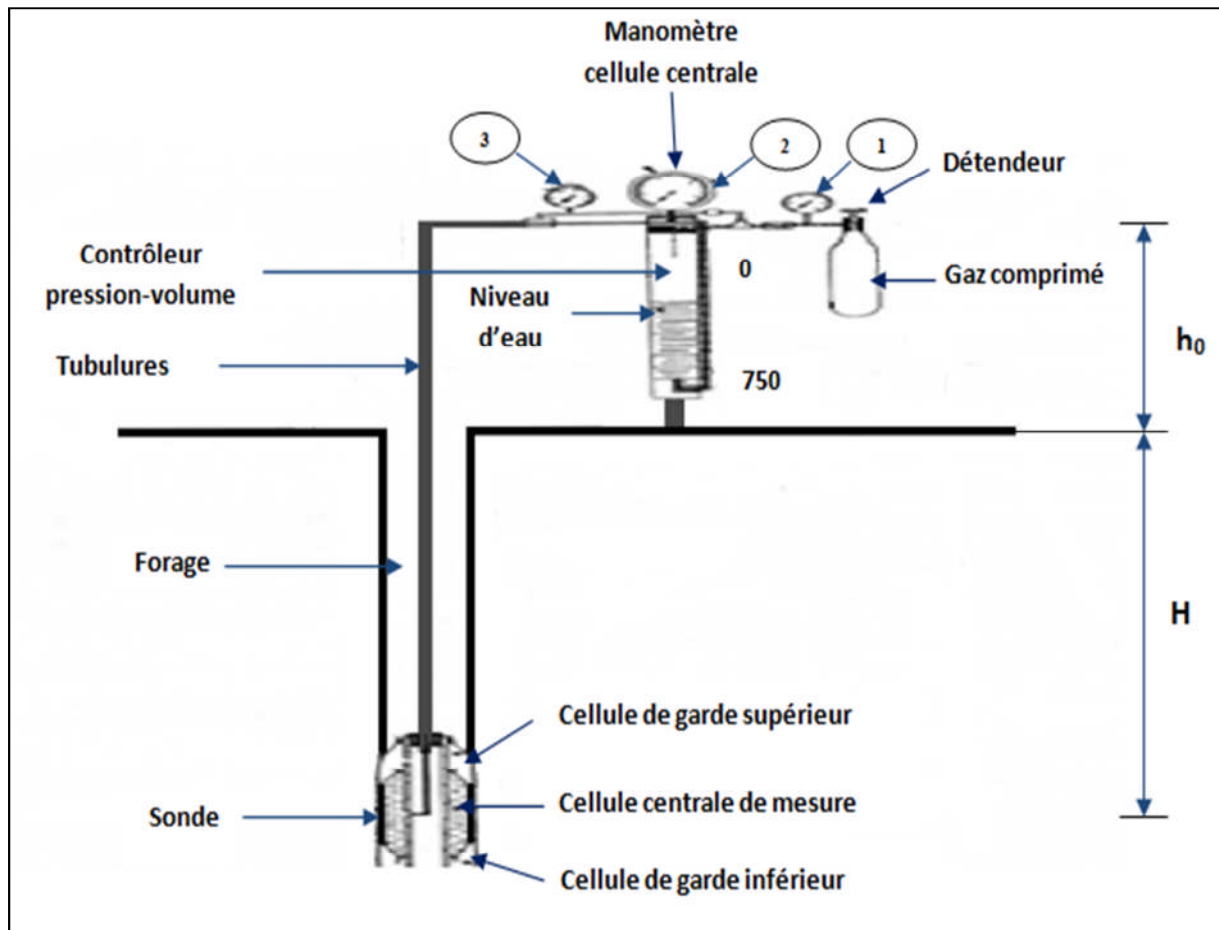


Figure II-1: Schéma du pressiomètre [2].

II.2.2.3. Réalisation de l'essai courbe brute

La sonde étant descendue dans le forage à une profondeur H , l'essai consiste à appliquer au sol une pression radiale croissante par palier successif. A chaque palier de chargement, les variations de volume au bout de 15,30 et 60 secondes sont mesurées avant de passer au palier suivant. La courbe brute est obtenue en reportant les mesures à 60 secondes en fonction de la pression (Figure II.2).

Avant d'introduire la sonde dans le forage, des étalonnages de sonde, décrits ci-après, sont effectués :

- La résistance propre de la sonde (inertie de la sonde) est obtenue en gonflant la sonde placée à l'air libre à côté du forage
- La constante de dilatation α de l'appareillage et des tubulures exprimées en cm^3/MPa traduit la déformabilité propre de l'appareillage et des tubulures. Elle est déterminée en gonflant la sonde sous forte pression après l'avoir placée dans un tube en acier parfaitement indéformable.

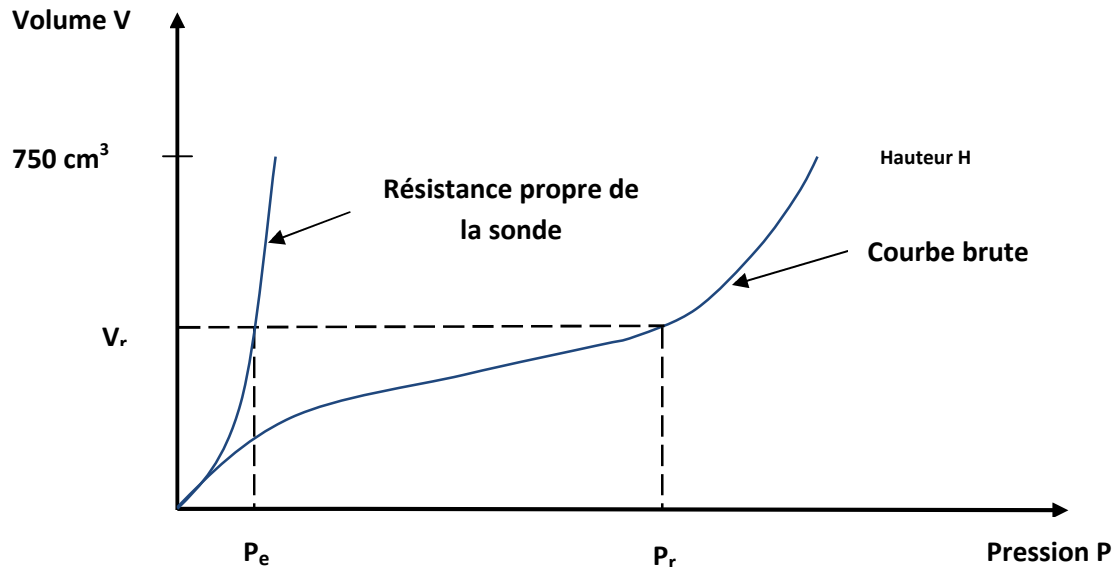


Figure II-2: Résultats bruts des mesures [2].

Pour un volume V_r mesuré, la pression réelle appliquée au sol à la profondeur H est :

$$P = P_r - P_e + (H + h_0)\gamma_w \quad (1)$$

Et le volume de la sonde après correction est :

$$V = V_r - a \cdot P_r \quad (2)$$

Avec P_r : Pression mesurée au manomètre,

P_e : Pression correspondant au volume V_r sur la courbe de résistance propre de la sonde.

H et h_0 : Définis sur la figure II.1.

P : Pression corrigée; c'est la contrainte radiale totale appliquée au sol.

V : Volume corrigé.

a : La constante de dilatation de l'appareillage en (cm^3/MPa).

II.2.2.4 Courbes corrigées

Les corrections correspondantes à l'application des formules (1) et (2) étant faites, deux courbes sont présentées sur un même diagramme (Figure II.3).

La courbe de fluage traduit les variations du volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe a l'allure indiquée sur la (Figure II.3) et permet de définir la pression de fluage p_f .

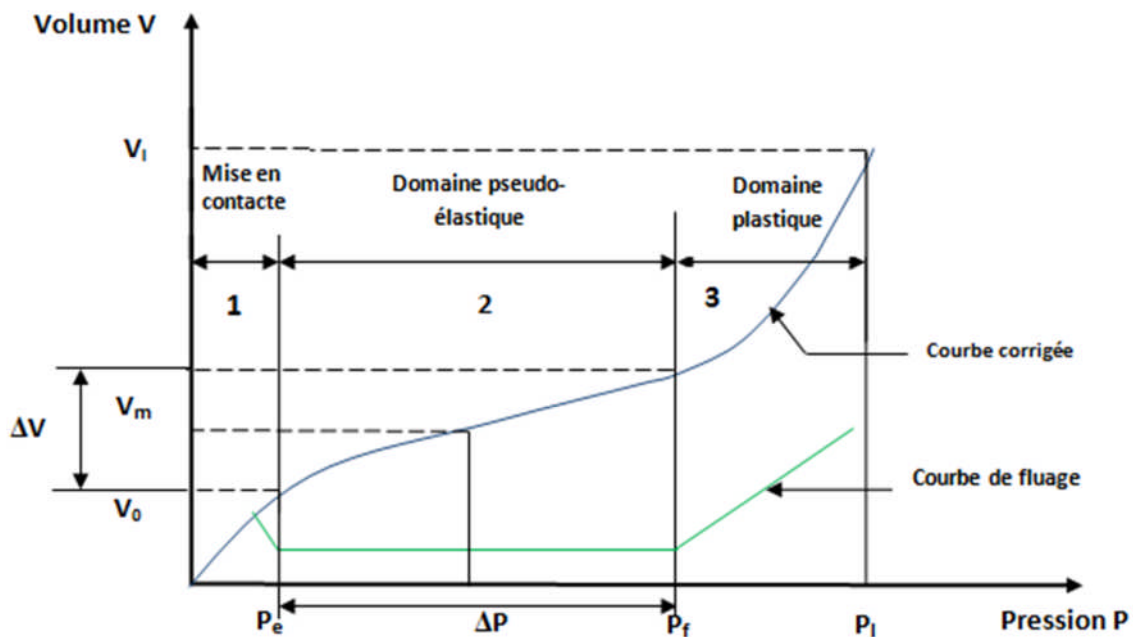


Figure II-3: Résultats corrigés [2].

La courbe corrigée donnant V en fonction de p délimite trois domaines :

- Le premier correspond à la mise en contact de la sonde sur la paroi du forage.
- Le second correspond au domaine pseudo-élastique. Dans ce domaine, la relation volume-pression est linéaire. Elle peut être représentée par le module pressiométrique Ménard E_M défini par la formule :

$$E_M = K \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

- Le troisième est le domaine plastique qui s'étend de P_f à P_1 .

La rupture se traduit par une branche asymptotique des courbes brutes ou corrigées. La pression limite est définie conventionnellement comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité.

K : est un coefficient qui dépend du type de la sonde utilisée et de la valeur du volume moyen V_m de la plage pseudo-élastique.

II.2.2.5. Résultats des essais pressiométriques

Les essais pressiométriques ont été réalisés conformément aux dispositions de la Norme NF P94-110, ils ont été effectués à chaque pas de 2 m, le long des profondeurs investiguées, les valeurs du module pressiométrique **E** et de pression limite **Pl** sont insérées dans les tableaux suivants : (voir annexe N°2).

Tableau N° II-1: (sondage N° 1)

Profondeur (m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Le rapport E/Pl
2	47.65	10.58	04.50
4	44.18	04.00	11.045
6	40.70	05.91	06.88
8	14.79	04.90	03.01
10	07.07	04.22	01.67
12	299.25	13.30	22.50
14	322.00	34.47	09.34
16	567.32	49.16	11.54
18	882.3	50.12	17.60
20	1023.22	49.67	20.60

Tableau N° II-2: (sondage N° 2)

Profondeur (m)	Module pressiométrique(E (bars))	Pression limite Pl (bars)	Le rapport E/Pl
6	49.49	08.29	05.56
8	45.12	06.42	07.02
10	620.93	33.54	18.51
12	741.12	33.41	22.12
14	855.22	40.48	21.12
16	1000.90	41.33	24.21
18	1861.34	20.10	92.60
20	1901.90	75.73	25.11

Tableau N° II-3: (sondage N° 3)

Profondeur (m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Le rapport (E/Pl)
2	88.58	06.30	14.06
4	36.16	05.80	06.23
6	63.40	05.40	11.74
8	378.25	41.83	09.04
10	423.07	60.74	06.74
12	521.77	52.55	09.92
14	788.68	69.67	11.32
16	799.38	78.38	10.19
18	865.20	87.10	09.93
20	1000.10	87.31	11.45

Tableau N°II-4: (sondage N° 4)

Profondeur (m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Le rapport (E/Pl)
8	78.21	04.82	16.22
10	26.71	01.99	13.42
12	28.35	02.17	13.06
14	34.35	03.37	10.19
16	50.90	22.70	02.24
18	184.49	29.01	06.35
20	312.12	35.05	08.90

Tableau N°II-5: (sondage N° 5)

Profondeur (m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Le rapport (E/Pl)
6	78.21	04.62	16.92
8	34.17	0.79	43.39
10	31.35	01.97	15.91
12	31.35	02.17	14.44
14	34.35	18.37	01.86
16	50.19	22.70	02.21
18	220.12	30.05	07.32
20	4096.54	51.42	79.66

❖ **Interprétation des résultats des essais pressiométrique :**

- pour les essais pressiométriques N°1 et 3 on a enregistré des valeurs faibles de pressions limites et de modules pressiométrique pour les six à huit premiers mètres puis deviennent moyennes à élevées le long de la profondeur investiguée.
- pour les essais pressiométriques N°2 et 4 on a enregistré des valeurs faibles de pressions limites et de modules pressiométrique sur les six premiers mètres puis deviennent élevées le long de la profondeur investiguée.
- Dans l'essai pressiométrique N°5 on a enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur les douze premiers mètres puis deviennent élevées le long de la profondeur investiguée.

II.2.3. Résultats des relevés piézométriques

Les relevés piézométriques permettent de définir la position de la nappe. Les relevés piézométriques effectués durant la dernière période pluviale ont montré un niveau d'eau peu variable, allant de 1 à 6 m de profondeur. Les relevés effectués sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau N°II-6: Résultats des essais relevés piézométriques.

Date	Désignation	Niveau de la nappe (m)
23/02/2013	SC07	1
	SC09	4
	SC10	5
03/04/2013	SC07	3
	SC09	6
	SC10	6.5

II.3. Les essais au laboratoire

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 :

- Mesure des densités ;
- Mesure des teneurs en eau et degré de saturation ;
- Analyses granulométriques ;
- Essais de cisaillement à la boîte de casagrande.
- Les limites d'Atterberg.

Leur but est de compléter et de confirmer l'identification du sol effectué sur le site. On définit les paramètres suivants :

II.3.1. Les essais d'identification physique

II.3.1.1. Poids volumiques

- **Poids volumique du sol humide (ou apparent) γ (γ_h) :**

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimée en (t/m^3).

- **Poids volumique du sol sec (γ_d) :**

C'est le rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée en (t/ m^3).

$$\gamma_d = W_s/V_t$$

Le poids volumique sec définit l'état dans lequel se trouve le matériau suivant la valeur de γ_d .

- **Poids volumique des grains du sol (γ_s):**

C'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol exprimée.

$$\gamma_s = W_s/V_s$$

Le tableau suivant récapitule la moyenne des résultats sur les différentes couches géologiques de la zone d'étude :

Tableau N°II.7: La moyenne des résultats sur les différentes couches d'étude.

Couche valeurs moyennes	Schistes friables et altérés	Argile marneuses	Marnes schisteuses
Le poids volumique humide (t/m^3).	2.31	2.11	2.29
Le poids volumique des grains (t/m^3).	2.17	1.85	2.25

II.3.1.2. Teneur en eau

La teneur en eau d'un matériau est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau W contenu par unité de poids de matériau sec exprimée en (%).

$$W = 100 * (W_w/W_s)$$

Les valeurs moyennes de notre essai sont représentées dans le tableau N°II.8.

II.3.1.3. Degré de saturation

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau. Dans l'état considéré, il dépend de la forme et de la taille des grains, ainsi que la saturation en eau du sol (c'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol).

$$S_R = V_w/V_v$$

Le tableau (N°II.8) donne les résultats des essais effectués :

Tableau N°II.8: Résultats de la teneur en eau et de degré de saturation.

Couche valeurs moyennes	Schistes friables et altérées	Argiles marneuses	Marnes schisteuses
La teneur en eau (W%)	7.675	13.975	5.87
Le degré de saturation (Sr%)	77.02	62.03	76.38

II.3.1.4. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer quantitativement la distribution des particules de sol par classes de diamètres. Le nombre et la grandeur des classes de diamètres dépendront de l'objectif pour suivi et éventuellement, de l'importance de l'échantillon dont on dispose, elle s'effectue par :

- **Sédimentométrie** : pour les grains les plus fins comme les argiles et les limons.
- **Tamissage** : pour les grains d'un diamètre supérieur à **80µm** .

Les résultats obtenus de l'essai effectué sur les échantillons prélevés des quatre (04) sondages carottés pris en compte pour notre étude sont représentés dans l'annexes N°3.

Le tableau (N°II.9) résume la moyenne des résultats pour les différentes couches géologiques de la zone étudiée.

Tableau N° II.9: Résultats de l'analyse granulométrique.

Couche valeurs moyennes		Schistes friables et altérées	Argiles marneuses	Marnes schisteuses
		Granularité % tamisat	2 mm	83.5
	80µm	44.85	51.23	33.48

II.3.1.5. Les limites d'Atterberg

Elles sont utilisées pour la détermination des états de consistance d'un sol. La consistance d'un sol varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide.

L'essai définit conventionnellement les limites entre ces états :

- **La limite de plasticité (W_P)** : caractérise la transition entre l'état solide et l'état plastique. Par définition la limite de plasticité est la teneur en eau au dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol des rouleaux de **3 mm** de diamètre sans qu'ils se rompent.
- **Limite de liquidité (W_L)** : La limite de liquidité (W_L) caractérise la transition entre l'état plastique et l'état liquide, elle se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande et elle est donnée par la formule suivante :

$$W_L = (N/25)^{0,121}$$

N : Nombre de coups nécessaires pour la fermeture de la rainure tracée sur l'argile étendue sur la coupelle.

- **Indice de plasticité I_P** : Il permet de définir le degré de plasticité d'un sol, il est donné par la formule suivante :

$$I_P = W_L - W_P$$

- **Indice de liquidité L_L** : Il est donné par la formule suivante :

$$I_L = (W - W_P) / (I_P)$$

- **Indice de consistance I_C** : Il s'agit d'un indicateur dérivé :

$$I_C = (W_L - W) / I_P$$

Avec W : la teneur en eau.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.10: Résultats des limites d'Atterberg.

Couche		Schistes friables et altérées	Argiles marneuses	Marnes schisteuses
valeurs moyennes				
Limite d'Atterberg	WL %	40.79	43.7	41.83
	WP %	26.52	25.49	25.99
	IP	24.27	18.22	15.84
	I_L	1.32	-0.63	-1.27
	I_C	2.32	1.63	2.27

I.3.2. Essais mécaniques

I.3.2.1. Essai de cisaillement

Les essais de cisaillements ont pour objet de déterminer la résistance des sols au cisaillement. Les trois essais les plus utilisés sont :

- L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande ;
- L'essai de compression triaxial ;
- L'essai de compression simple.

Les résultats obtenus au laboratoire par l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande, suivant la **NF P 94-071-1**, sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau N° II.11: Résultats des essais de cisaillement à la boîte.

Couche		Schistes friables et altérées	Argile marneuses	Marnes schisteuses
valeurs moyennes				
Cisaillement à la boîte	C _{uu} (bars)	0.12	0.16	0.30
	Φ_{uu} (°)	18	25	23

❖ Interprétation des résultats des essais de laboratoire

La classification du *LCPC* et l'abaque de Casagrande (voire annexes N°4) nous permet de classer le sol récupéré à partir des sondages carottés en se basant sur les courbes granulométriques données dans les annexes N°5:

- **Unité I : Schistes friables et altérées**

- Ces sols ont donné des densités humides moyennes à élevées et des teneurs en eau moyennes.
- Les résultats de l'analyse granulométrique indiquent un sol riche en particules fines car plus de 35% passe par le tamis 80 μ m et présente un sol à tendance sableuse car plus de 70% d'éléments passent par le tamis 2mm.
- L'indice de plasticité indique un sol moyennement argileux car IP se situe 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:

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

$$16^\circ \leq \varphi_{uu} \leq 23^\circ.$$

- **Unité II : Argiles marneuses à amas de marne:**

- Ces sols ont donné des densités humides moyennes et des teneurs en eau moyennes.
- Les analyses granulométriques indiquent que plus de 50% d'éléments passent par le tamis 80 μ m donc c'est un sol fin à propension sableux.
- L'indice de plasticité indique un sol moyennement argileux car IP se situe entre 12 et 25%.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles peu plastiques.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs suivantes:

$$0.21 \leq C_{uu} \leq 0.35 \text{ bars.}$$

$$10^\circ \leq \varphi_{uu} \leq 15^\circ.$$

- **Unités III : Marnes schisteuses:**

- Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau moyennes.
- Les analyses granulométriques 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 se situe 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 :

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

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

II.3.4. Analyse chimique

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés des sondages sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N° II-12: Résultats de l'analyse chimiques sommaire [16].

Désignation	Teneurs en anions de sulfate			
	% insoluble	% carbonate	% gypse	So ₄ ²⁻ mg / kg
SC1 (04.00- 04.40)	77.70	16.80	Néant	Néant
SC1 (07.50- 08.00)	68.60	22.40	Néant	Néant
SC2 (10.50- 11.00)	76.20	11.40	0.40	Néant
SC2 (14.00- 14.50)	34.39	69.77	Néant	Néant
SC2 (17.00- 17.50)	18.84	69.23	Néant	Néant

❖ Interprétation des résultats

Le taux de carbonate indique un sol marneux, qui n'est pas agressif pour les bétons de fondations de l'infrastructure.

III.1. Introduction

Le calcul de la stabilité d'un talus par les méthodes classiques se fait en cherchant la ligne de glissement la plus défavorable en tenant compte de la géométrie, des caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus.

Dans notre cas nous allons commencer par une analyse manuelle pour trois cercles supposés, et on calcule le coefficient de sécurité en appliquant la méthode des tranches de Fellenius ; puis nous allons faire une analyse à l'aide d'un logiciel de calcul Geoslope, en utilisant trois méthodes : Fellenius, Bishop et Janbu. Les coefficients de sécurité obtenus avec les trois méthodes seront comparés et interprétés.

III.2.1. Le principe de la méthode de Fellenius

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques c_i , φ_i , γ_i .

Soit un cercle de centre O et de rayon R dont on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement circulaire découpant le volume du sol intéressé à un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Réalisons le découpage de façon que l'intersection du cercle de rupture avec la limite d'une couche corresponde à une limite entre deux tranches (Figure III-1).

L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le sol à un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

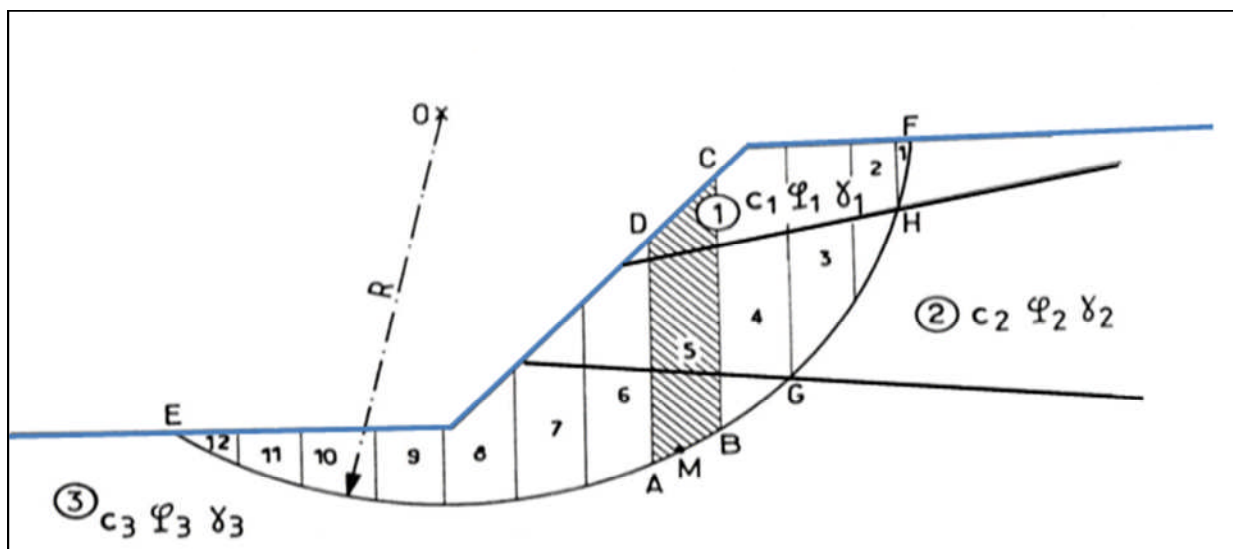


Figure III-1: Découpage en tranches d'un talus [10].

Le calcul de l'équilibre d'une tranche i (Figure III-2), dans le cas de l'hypothèse de Fellenius qui considère que les forces horizontales et verticales intertranches s'équilibrent, se traduit par l'équilibre des moments par rapport au centre O . Pour l'ensemble des tranches, l'équation est donné par :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i))}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

$$L_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

Avec :

n : nombre total de tranches ;

C_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche ;

b_i : La largeur de la tranche ;

α_i : Angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;

W_i : Le poids propre du sol de la tranche considéré.

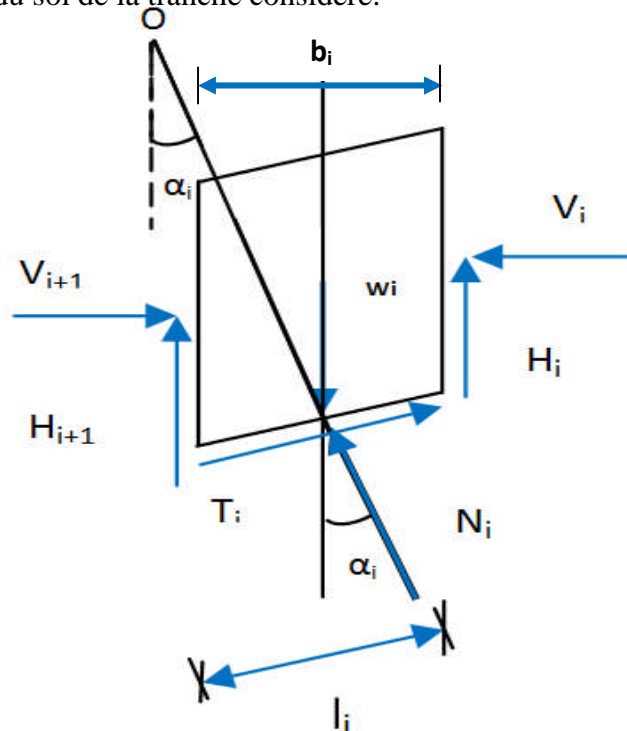


Figure III-2 : Le diagramme des forces agissant sur la tranche i [2].

III.2.2. Application

On considère trois cercles de glissement de même centre et de rayon différents, et on calcul leurs coefficients de sécurité à court terme.

• Le premier cas : (Figure III-3)

Pour calculer le coefficient de sécurité on utilise les paramètres suivants :

- la cohésion $C=2$ KPa ;
- l'angle de frottement interne $\varphi=15^\circ$;
- $\gamma_i=20$ Kn/m³.
- $b_i=5$ m et $l_i=\frac{b_i}{\cos\alpha_i}$;
- $R=37.12$ m ;
- Centre : [87.844, 61.099] m.

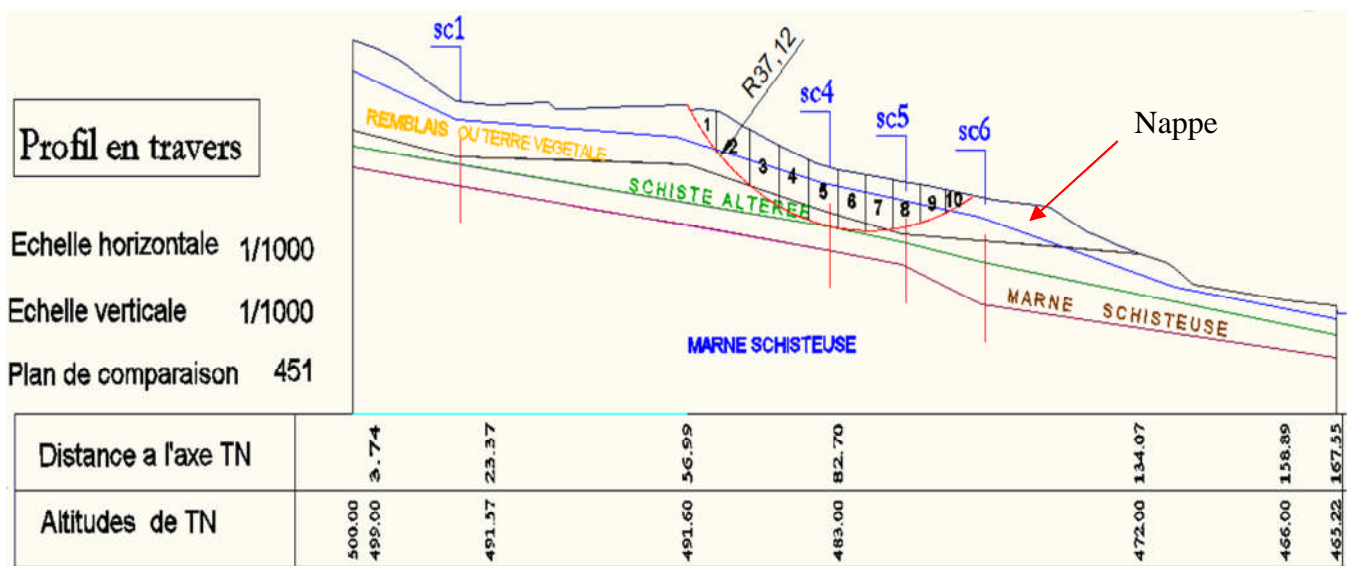


Figure III-3 : Cercle de glissement avec un rayon $R=37.12$ m

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau N° III-1 : Résultats du premier cas.

Tranche <i>i</i>	W_i (Kn)	\cos α_i	\sin α_i	U_i (Kn/m ²)	l_i (m)	$W_i \cdot \sin \alpha_i$	$[c_i l_i + (w_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi_i]$
1	244,08	0,62	0,76	0,5	14,084507	173,2968	58,22618208
2	553,7	0,77	0,62	2,1	14,4050633	337,757	124,202461
3	573,31	0,87	0,48	40,8	11,3636364	269,4557	82,33810073
4	570,06	0,94	0,32	51,6	10,5263158	176,7210	80,79100653
5	653,71	0,97	0,2	54,9	10,3092784	130,7434	101,5993862
6	507,02	0,99	0,08	52,8	10,1010101	40,56176	71,27513957
7	327,20	0,99	-0,03	46,9	6,90909091	-9,81615	49,00693064
8	428,2	0,98	-0,15	35,1	10,2040816	-64,23	72,74821714
9	346,6	0,95	-0,29	15,2	10,5263158	-100,514	75,33651579
10	154,2	0,9	-0,42	1,75	10,8	-64,764	44,4258
						889,2115	759,9497397

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=10} [c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^{n=10} W_i \cdot \sin \alpha_i} = \frac{759,9497397}{889,2115} = 0.854$$

- **Le deuxième cas :** (Figure III-4)

On garde les mêmes paramètres mécaniques et physiques du sol utilisés dans le premier cas, et on considère un cercle de glissement de rayon $R=35$ m, de centre (87.84, 61.10). la longueur de chaque tranche est de 5 m sauf la dernière qui de 3.56 m.

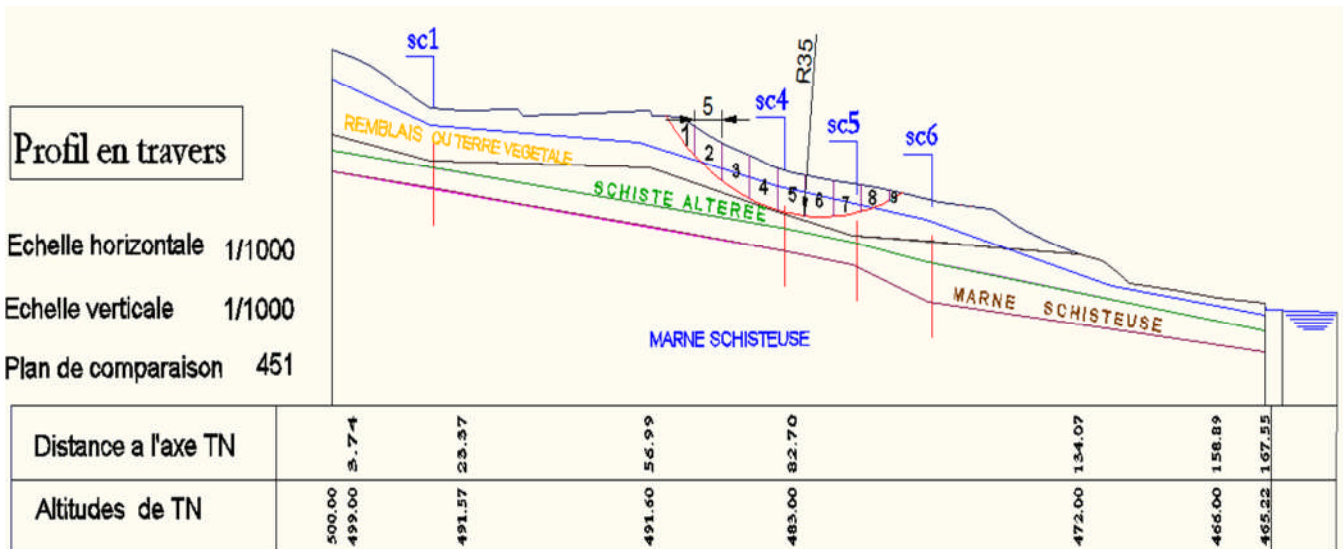


Figure III-4 : Cercle de glissement avec un rayon R=35 m.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N° III-2 : Résultats du deuxième cas.

Tranche i	Wi (Kn)	Cos αi	Sin αi	Ui (Kn/m²)	li (m)	Wi * sin αi	[ci.li + (wi . cos αi - ui . li). tan φi]
1	220,2	0,68	0,73	0	7,3529411	160,746	53,63724235
2	435,5	0,8	0,58	8,6	6,25	252,59	89,109
3	440,1	0,89	0,4	23,5	5,6179775	198,045	78,74925236
4	401,8	0,95	0,3	31,5	5,2631578	120,54	66,66565263
5	386,5	0,98	0,15	33	5,1020408	57,975	64,97509796
6	373,9	0,99	-0,02	28,6	5,0505050	-7,478	68,78731455
7	334,1	0,99	-0,12	17	5,0505050	-40,092	73,77511778
8	239,4	0,96	-0,27	4,7	5,2083333	-64,638	63,80632333
9	33,6	0,9	-0,42	0	2,7111111	-14,112	13,28462222
						663,576	572,7896232

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=9} [c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^{n=9} W_i \cdot \sin \alpha_i} = \frac{572,7896232}{663,576} = 0.863$$

• Troisième cas : (Figure III.5)

Dans ce troisième cas on prend le rayon R=33.8 m et on garde la même longueur des tranches, sauf la dernière qui est de 3.55 m.

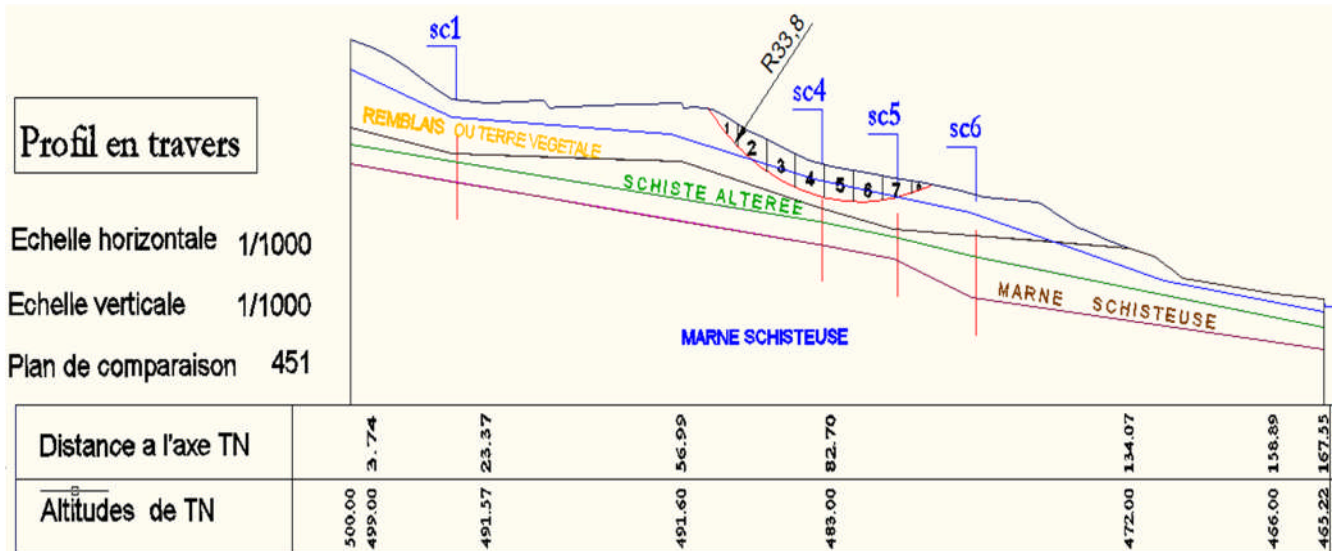


Figure N°III-5 : Cercle de glissement avec un rayon R=33.8 m

Tableau N°III-3 : Résultats du troisième cas.

Tranche i	Wi (Kn)	Cos α _i	Sin α _i	U _i (Kn/m ²)	l _i (m)	W _i *sinα _i	[c _i l _i + (w _i .cos α _i -u _i .l _i).tanφ _i]
1	160	0,7	0,7	0	7,14285714	112	43,40571429
2	355,27	0,84	0,52	4,4	5,95238095	184,7404	82,6862061
3	370	0,92	0,37	14	5,43478261	136,9	79,6616087
4	345,12	0,96	0,27	20,4	5,20833333	93,1824	69,001327
5	323,5	0,99	0,1	20,2	5,05050505	32,35	66,91031414
6	304,1	0,99	-0,01	13,5	5,05050505	-3,041	70,64907737
7	243,1	0,98	-0,19	4,15	5,10204082	-46,189	66,64085959
8	61,6	0,95	-0,3	0	3,74736842	-18,48	22,70993684
						491,462	501,665044

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=8} [c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^{n=8} W_i \cdot \sin \alpha_i} = \frac{501,665044}{491,462} = 1.02$$

III.3. Détermination du coefficient de sécurité avec GEOSLOPE

III.3.1. Présentation du logiciel

SLOPE/W est un logiciel basé sur la théorie de l'équilibre limite, il donne la surface de rupture potentielle et calcule le 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 modéliser des types hétérogènes de sol, des stratigraphies complexes avec un comportement 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...etc.

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 calcul **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 N° III-4: 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 γ (KN/m³), c (KN/m²), φ (°). - 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.

III.3.2. Application au glissement étudié

On fait entrer les paramètres géotechniques de chaque couche (Tableau N° III-5), et les coordonnées de la nappe (Tableau N° III-6). On modélise le terrain suivant un profil qui coupe la zone du glissement au milieu et suivant le sens du mouvement.

Tableau III-5 : Les paramètres géotechnique de chaque couche.

Couches	couleur	γ kN/m ³	c kpa	φ (°)
Remblais		20	2	15
Schistes altérées friables et humides		23.1	12	18
Marnes schisteuses		21.1	16	23
Marnes schisteuses déjaugée		22.9	30	25

Tableau III-6 : Les coordonnées de la nappe.

X(m)	0.028	17.30	56.66	80.21	98.62	109.33	141.49	170.69
Y(m)	45.082	38.39	36.54	30.13	27.68	26.02	16.16	12.32

➤ La figure III.6 montre le profil transversal du talus avant glissement.

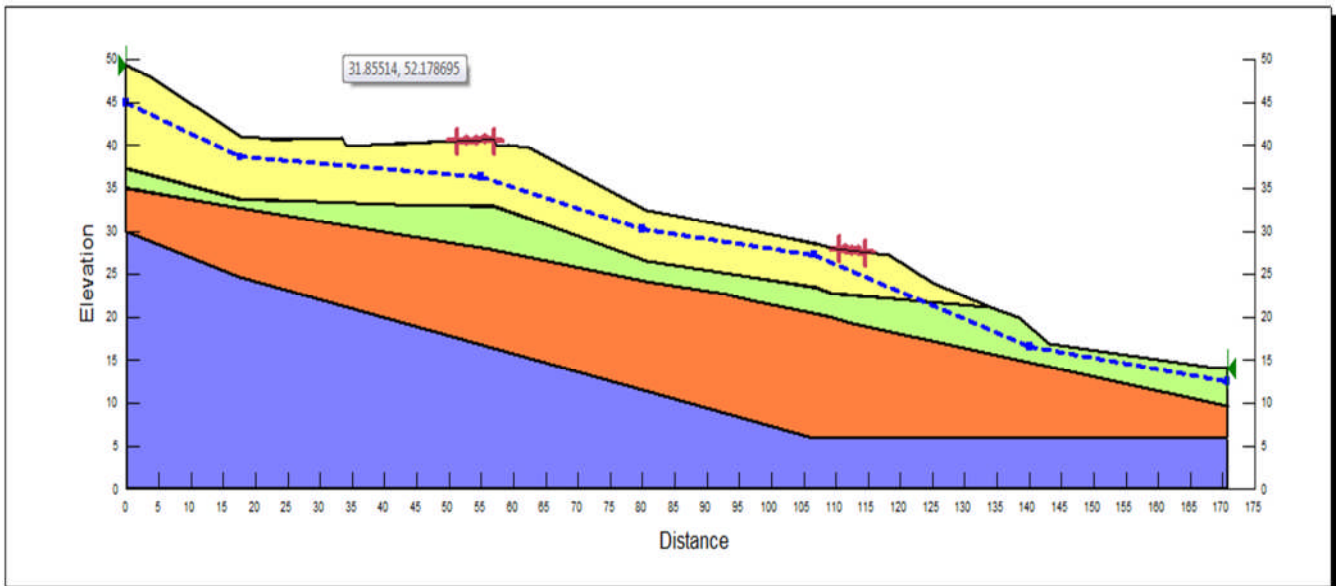


Figure III-6 : Talus modélisé avant glissement.

➤ Les cercles de glissement obtenus pour les trois méthodes choisies sont montrés sur les Figures III.7, III.8 et III.9.

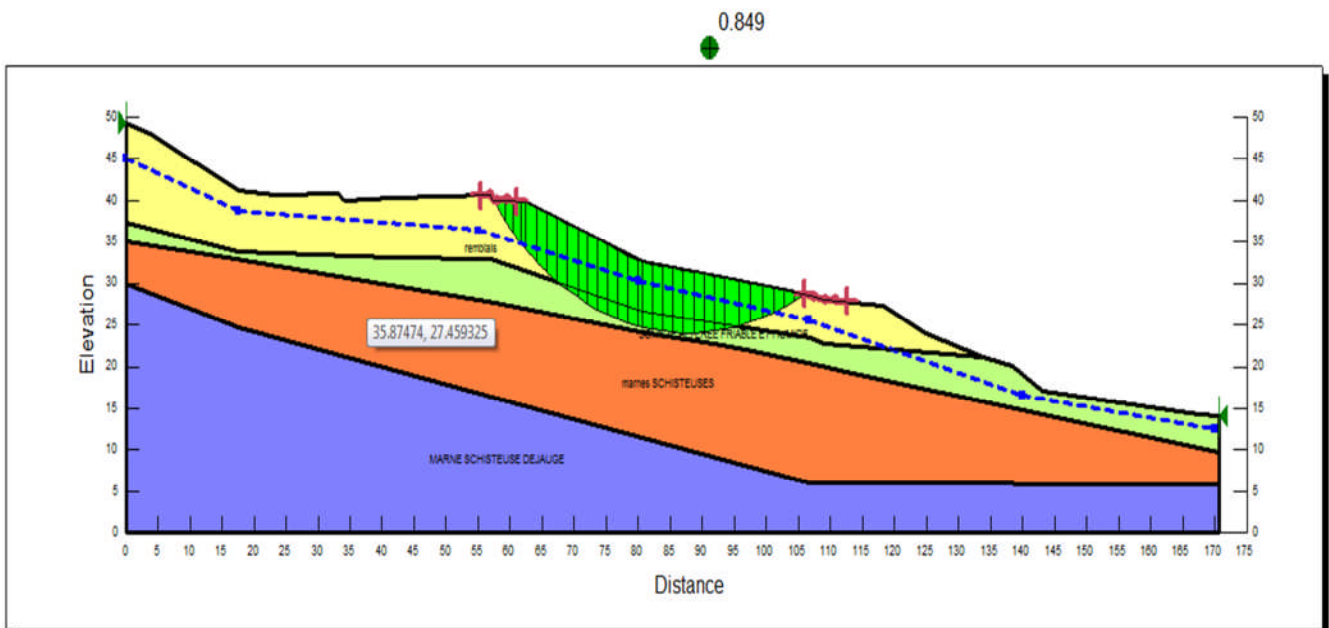


Figure III-7 : Talus modélisé après glissement, méthode Ordinaire.

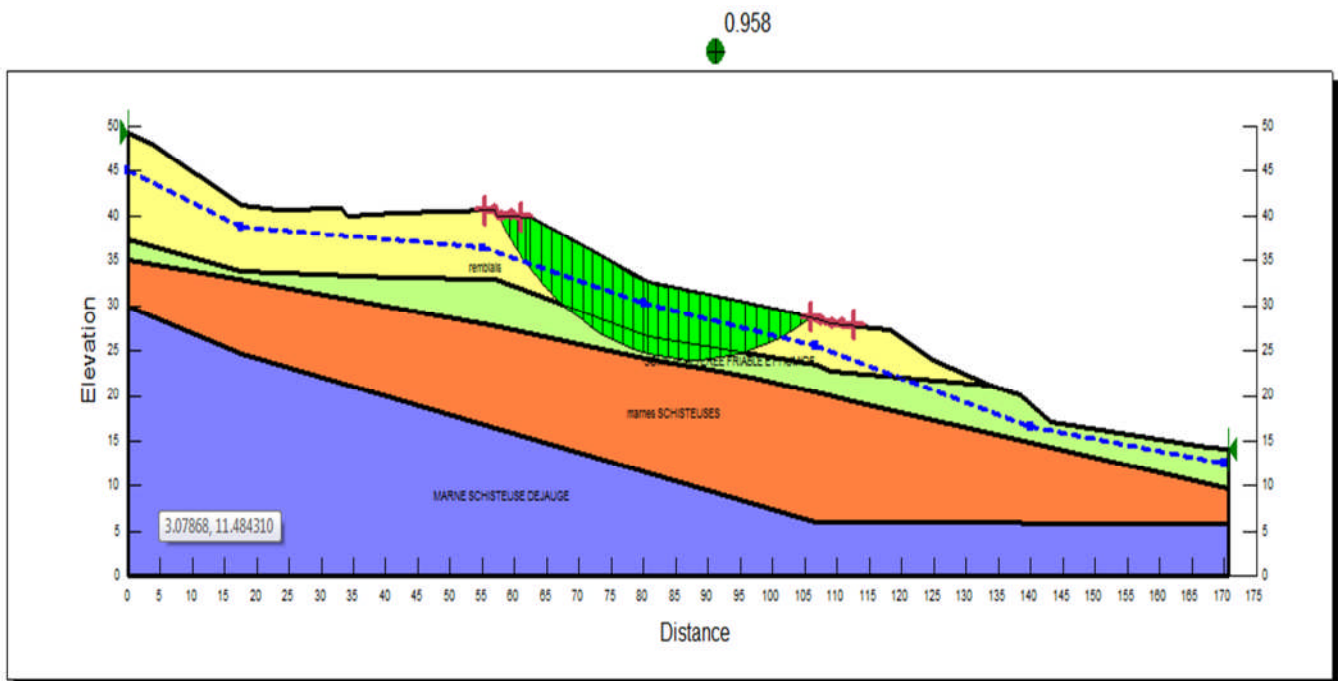


Figure III-8 : Talus modélisé après glissement, méthode de Bishop

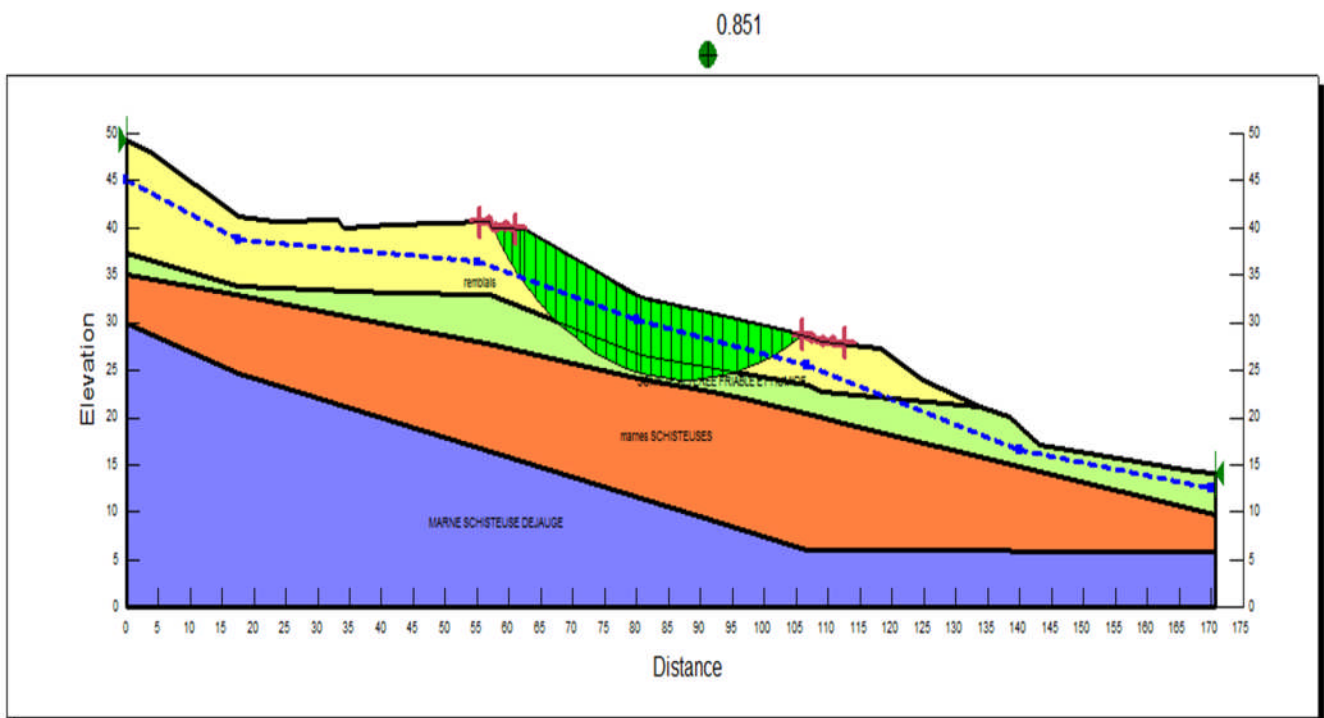


Figure III-9 : Talus modélisé après glissement, méthode de Janbu.

- Les valeurs minimales du coefficient de sécurité correspondant aux cercles critiques pour les trois méthodes (ordinaire (Fellenius), Bishop et Janbu) sont résumées dans le Tableau ci après.

Tableau N° III-7 : Résultats obtenus pour les trois méthodes.

Méthodes	coefficient de sécurité
Ordinaire	0.849
Bishop	0.958
Janbu	0.851

III.4. Conclusion

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, nous avons calculé plusieurs cercles de rupture en vue de la recherche du coefficient de sécurité le plus défavorable.

Dans notre cas, après avoir analysé manuellement trois surfaces de rupture, le cercle le plus défavorable donne un coefficient de sécurité minimum de 0.854 et qu'on peut 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 cercles 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 trois méthodes différentes, toutes basées sur la méthode des tranches, qui sont : méthode Ordinaire, méthode de Bishop, et méthode de Janbu, Plus exactement, le coefficient le plus faible a été donné par la méthode Ordinaire, et sa valeur est de 0.849.

De même le calcul avec la méthode de Fellenius et le logiciel Geoslope donnent des coefficients de sécurité à l'état du terrain avec des valeurs très proches, cela est dû aux hypothèses et aux simplifications appropriées à chaque méthode.

IV.1. Introduction

Cette partie est très importante dans notre projet parce que notre but final est de trouver une solution pour stabiliser le glissement.

La méthode de confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site, de sujétions liées à la technique employée et des impératifs technico-économiques.

Pour parer au glissement de Kherata et limiter les désordres, les solutions confortatives présentées ci-après ont été envisagées.

IV.2. Réalisation des Pieux forés

Le clouage des pentes consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant, in situ le groupe de pieux verticaux ou des inclusions perpendiculaires à la surface du glissement.

L'efficacité de la technique s'appuie d'une part sur le transfert des efforts créés par la masse instable vers le substratum, d'autre part sur un renforcement global de la masse par effet de groupe dû à la densité des pieux.

IV.2.1. Caractéristiques des pieux

On a choisi des pieux forés avec les caractéristiques suivantes:

Diamètre : ($D = 1 \text{ m.}$)

Matériau : béton armé.

Module d'élasticité : $E_p = 3,2.10^6 \text{ t/m}^2$.

IV.2.2. Calcul de l'effort de clouage R_0

Pour le calcul du confortement par pieux on adopte le profil représenté dans la (Figure III.3) de la partie pratique.

Soit R_0 l'effort que doit reprendre le pieu. Selon le DTR B.C 2.33.2 On admet une augmentation du coefficient de sécurité F de 30 % pour le confortement, en tenant compte de R_0 dans la formule du coefficient de sécurité.

(R_0 : Donne un moment stabilisant).

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi] + R_0}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

On a: $F_s = F_0 + \frac{R_0}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$.

Avec: $F_0 = \frac{[\sum_{i=1}^n C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$.

D'où $R_0 = (F_s - F_0) \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$

Au moment de glissement $F_0 = 1$

$$R_0 = (F_s - F_0) \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$R_0 = (1,3 - 1) \cdot 98,92$$

D'où $R_0 = 29.67 \text{ t}$

IV.2.3. Calcul de l'effort horizontal T_0

L'angle que fait l'effort de clouage avec l'horizontale est $\beta = 10^\circ$, $a = 24.48 \text{ m}$ et $R_0 = 29.67 \text{ t}$ (Figure IV.1).

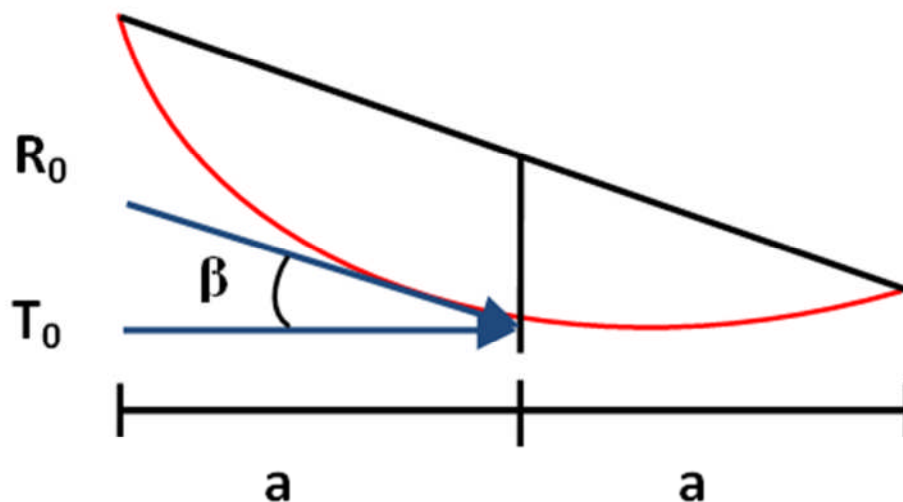


Figure IV-1: Inclinaison de l'effort de clouage

$$\text{On a: } T_0 = R_0 \cdot \cos \beta = 29.67 \cos 10^\circ$$

$$\text{D'où: } T_0 = 29.21 \text{ t}$$

IV.2.4. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu [2]

IV.2.4.1. Calcul du coefficient de réaction linéique K_f

$$K_f = \frac{12 \cdot E_m}{1,33 \cdot \left(\frac{B_0}{B}\right) \cdot \left(\frac{2,65}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \geq B_0 \quad [2]$$

Avec E_m : module pressiométrique,

B_0 : Diamètre de référence, $B_0 = 0,6 \text{ m}$

B : Diamètre du pieu,

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (Tableau N° IV.1).

a) Détermination de α

La valeur du coefficient rhéologique de la couche des schistes altérés selon le (Tableau N°IV.1) donne $\alpha = 2/3$.

Tableau N° IV-1: Facteur rhéologique α pour divers types de roches [17].

Type de roches	Très peu fracturée	Normale	Très fracturée	Très altérée
α	2/3	1/2	1/3	2/3

b) calcul du module pressiométrique E_m

$$E_m = \sqrt[n]{E_m i}$$

$$E_m = \sqrt[4]{47.65 * 44.18 * 40.70 * 14.79}$$

$$E_m = 33.55 \text{ bars}$$

$$E_m = 335.5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{D'où: } K_f = \frac{12.335,5}{1,33 \cdot \left(\frac{0,6}{1}\right) \cdot \left(\frac{2,65 \cdot 1}{0,6}\right)^{\frac{2}{3}} + \frac{2}{3}}$$

$$K_f = 1430,28 \text{ t/m}^2$$

IV.2.4.2. Inertie du pieu

$$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{\pi \cdot 1^4}{64}$$

$$I = 0,04906 \text{ m}^4$$

IV.2.4.3. Calcul de la longueur du transfert l_0

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I}{K_f}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 3,2 \cdot 10^6 \cdot 0,049}{1430,28}}$$

$$l_0 = 4,57 \text{ m}$$

IV.2.4.4. Calcul du moment maximal M_{max}

L'effort tranchant le long du pieu est :

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

Avec :

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

Le moment fléchissant dans le pieu est donné par :

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

Avec :

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

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

Donc :

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

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

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

$$z = 3,58 \text{ m}$$

Donc :

$$C^* = 0,32$$

$$M_{max} = 29,21 \cdot 4,57 \cdot 0,32$$

$$\text{D'où : } M_{max} = 42,72 \text{ t.m}$$

IV.2.4.5. Diagramme des moments

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

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

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{z}{l_0} = 0 \Rightarrow z = 0 \\ \frac{z}{l_0} = \pi \Rightarrow z = 14,3 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau N°IV-2: Variation du moment en fonction de la profondeur

Z(m)	Mz (t.m)
0	0
1.79	34.70
3.58	42.72
5.38	37.37
14.35	0
16.14	-2.67

Le diagramme des moments est donné par la figure suivante :

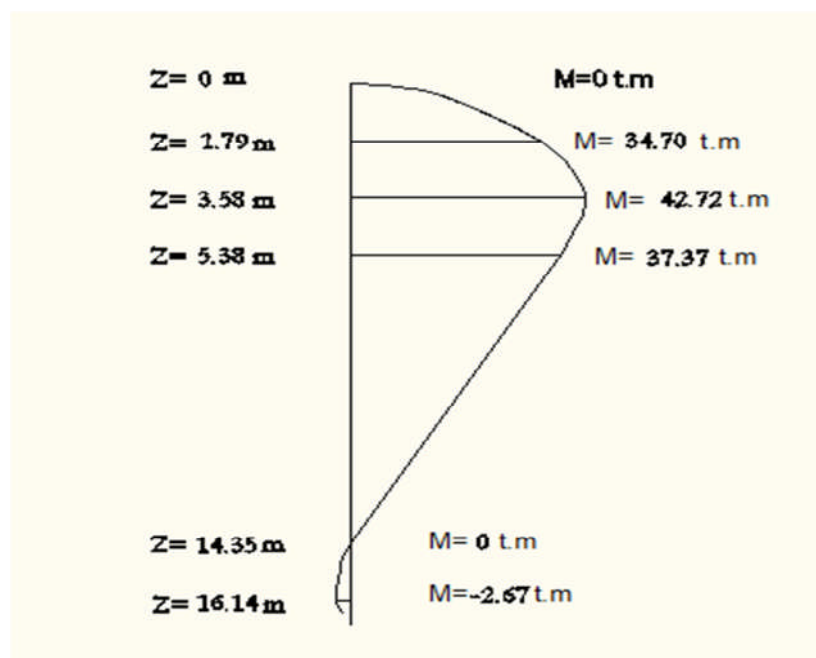
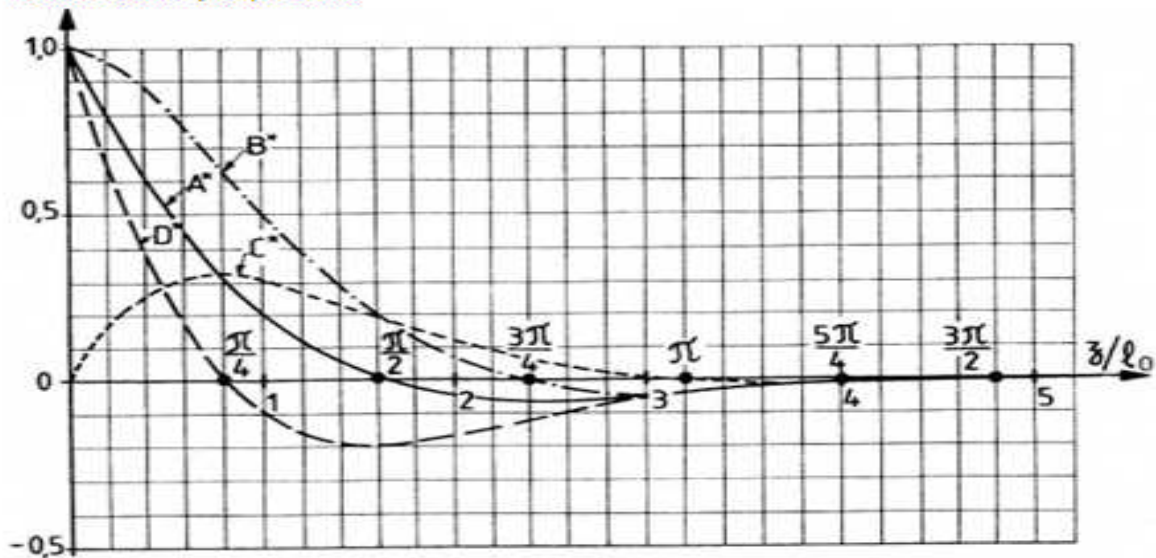


Figure IV-2: Diagramme des moments

Valeur de A^* , B^* , C^* et D^* Figure IV-3: Valeur des fonctions A^* , B^* , C^* et D^* [2].

IV.2.4.6. Calcul du déplacement maximal

Le déplacement du pieu est :

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

Avec

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

Y_{max} est donné pour : $\frac{z}{l_0} = 0$

Donc : $A^* = 1$

$$Y_{max} = \frac{2 \cdot 29.21}{1430.4,54} \cdot 1$$

$$Y_{max} = \mathbf{0.0089m}$$

IV.2.5. Ferrailage des pieux

Selon le DTR B.C 2.33.2 on doit ferrailer les pieux sur toute leur longueur dans le cas où ils sont soumis à la flexion simple.

- $A_{\min}=25\text{cm}^2$;
- 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 35 cm ;
- L'enrobage requis est généralement de l'ordre de 7 cm .

En introduisant la valeur de M_{max} calculée précédemment 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 $A_s = 24,04\text{ cm}^2$, donc on prend la section minimale des armatures $A_{\min}=25\text{cm}^2$

- On prend $13\text{ HA } \varnothing 16 = 26.13\text{ cm}^2$;
- On choisit des cerces de diamètre : $\varnothing = 10\text{ mm}$;
- L'écartement entre les cerces : $St = 35\text{ cm}$;
- L'enrobage $e=0.07\text{m}$

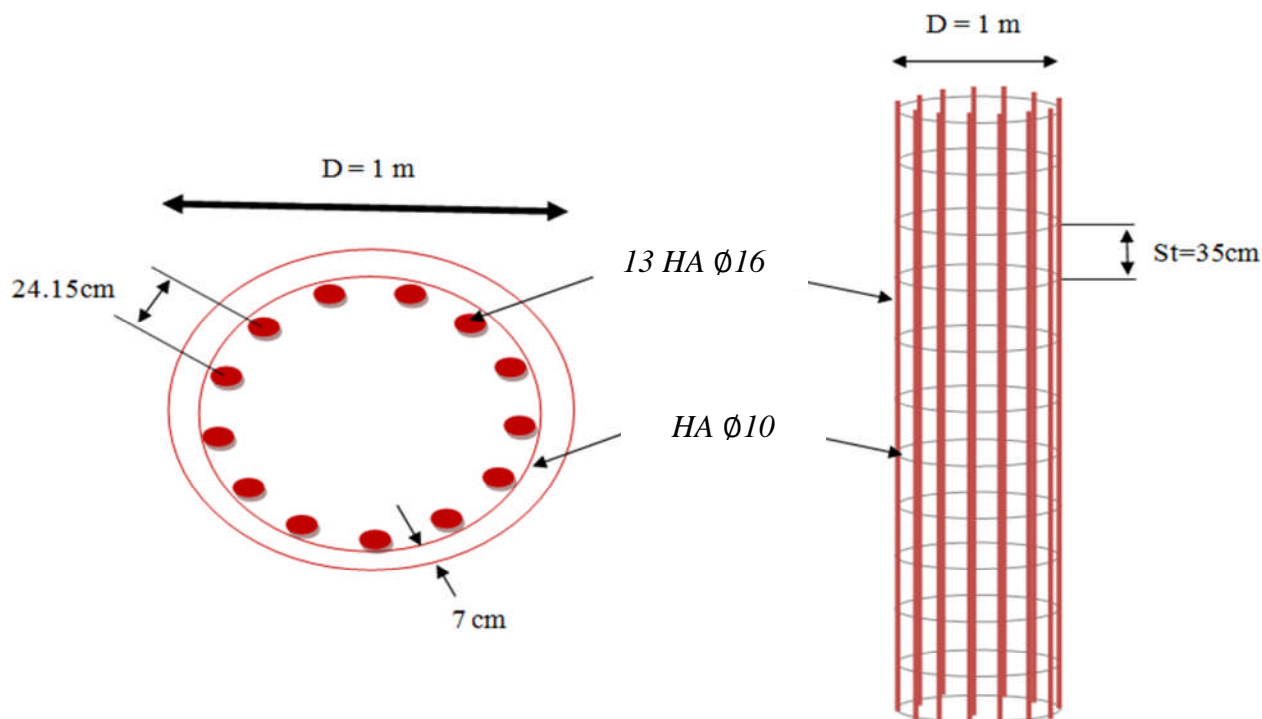


Figure IV-4: Schéma de ferrailage du pieu

IV.2.6. Niveau d'ancrage

La ligne de rupture de glissement est à 8 m de profondeur, donc d'après le DTR B.C 2.33.2, on opte pour un ancrage de 4 à 5 fois le diamètre du pieu, ce qui donne un ancrage de 5 m.

IV.2.7. Disposition des pieux

Le dispositif de stabilisation mis en place est composé de deux rangées de pieux en béton armé de 1m de diamètre, et de 13 m de longueur, disposés en quinconce avec un entre axe de trois fois le diamètre d'après le DTR B.C 2.33.2, (voir annexe 4).

IV.3. Rabattement de la nappe phréatique :

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe.

Dans notre projet, nous avons proposé un système de drainage qui se compose de tranchées drainantes, elles sont de 6 m de profondeur parallèles aux courbes de niveaux. Au fond de cette tranchée un drain constitué de PVC perforé plus un gravier 15/25 le tout enveloppé dans un géotextile de filtration, cette tranchée sera placée du côté amont de la chaussée (figure IV-5).

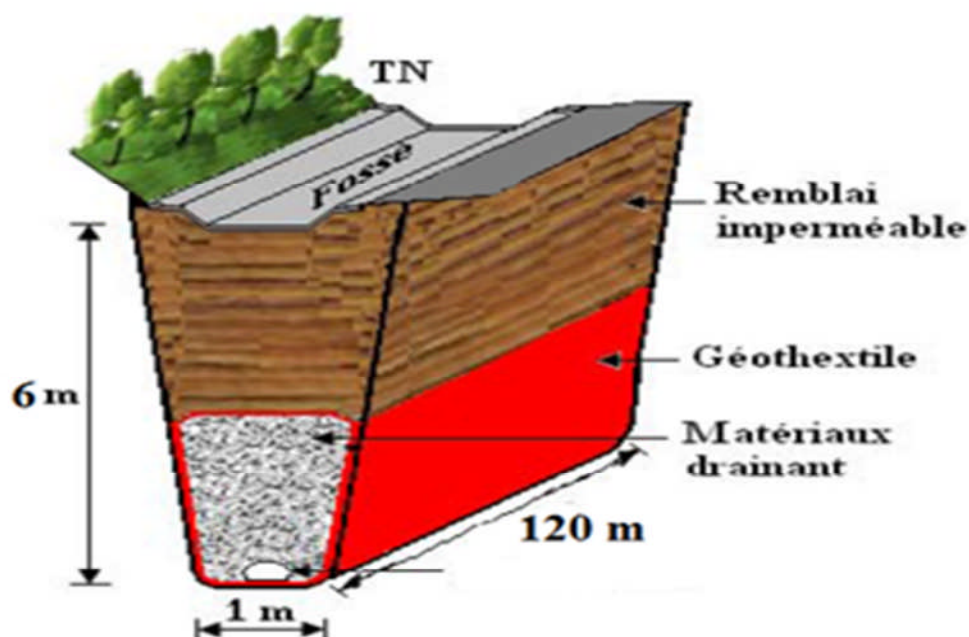


Figure IV-5 : Tranchée drainante

IV.4. Confortement par substitution partiel du terrain glissé

Il s’agit de remplacer le terrain susceptible de glisser au niveau du pied du talus, par un autre remblai de bonne qualité (TVO) avec les caractéristiques suivantes : $\gamma = 23 \text{ Kn/m}^3$, $c = 15 \text{ kPa}$ et $\varphi = 35^\circ$.

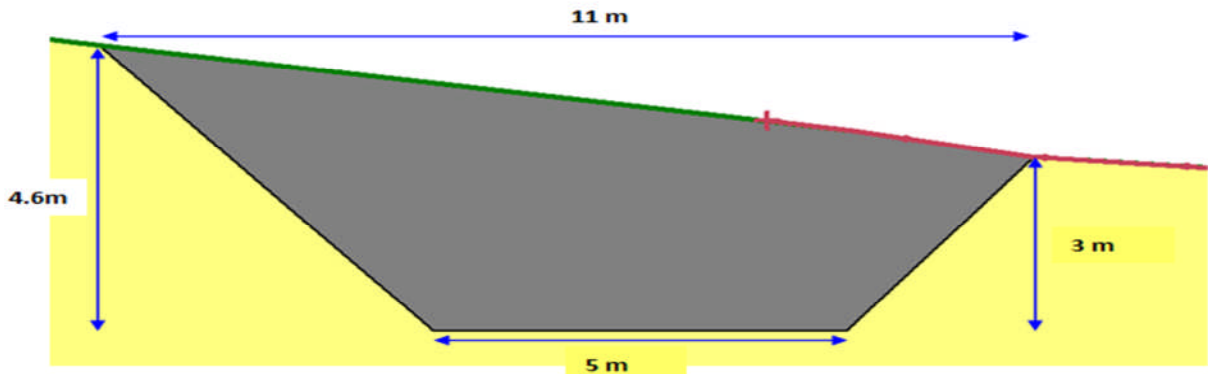


Figure IV-6 : Dimensions des banquettes

Les dimensions de la partie à substituer sont déterminées après avoir testé plusieurs valeurs de façon à avoir un coefficient de sécurité supérieur à 1,5.

IV.5 Modélisation des différents confortements proposés par le logiciel Geo-slope

Pour choisir le confortement le plus adéquat, on calcul le coefficient de sécurité avec la méthode ordinaire en combinant les différents types de confortement proposés. Les résultats sont présentés ci après pour les différents cas.

➤ **Modélisation du talus avant rabattement de la nappe (Figure IV-7)**

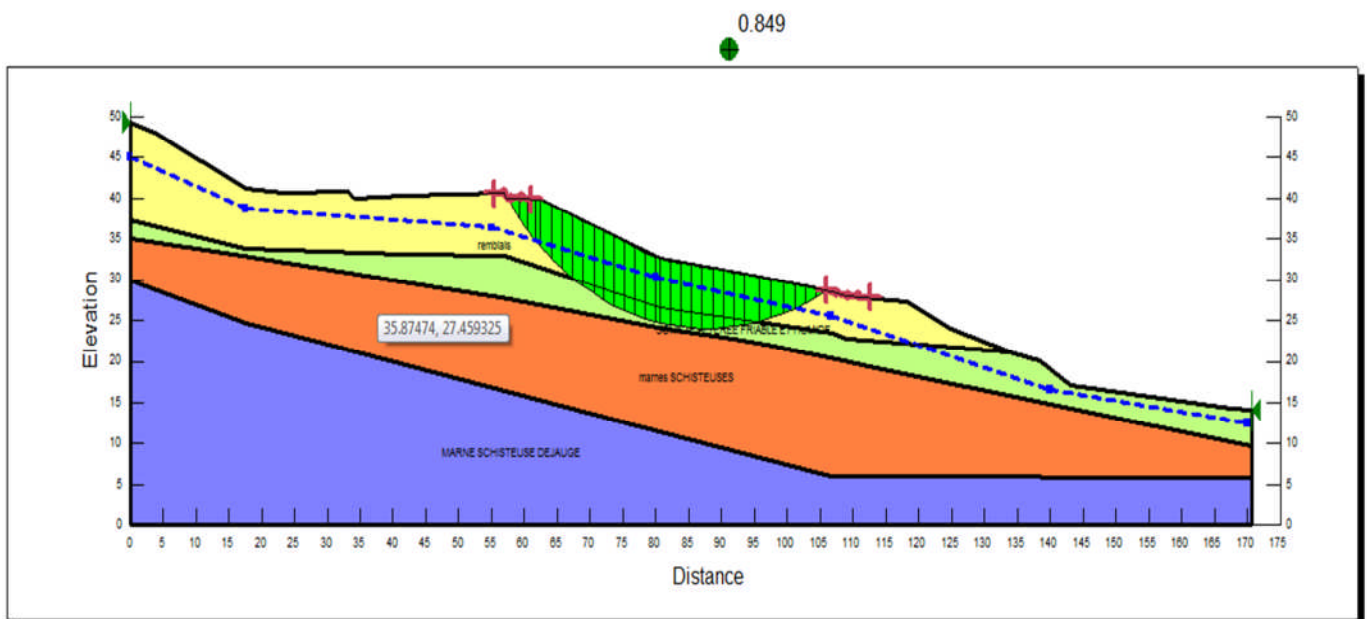


Figure IV-7: Talus modélisé avant le rabattement de la nappe (ordinaire)

➤ **Modélisation du talus après rabattement de la nappe (Figure IV-8)**

Après rabattement de la nappe de 1 m, on a obtenu un coefficient de sécurité qui est égal à 1.03 avec un gain de 21.30 %.

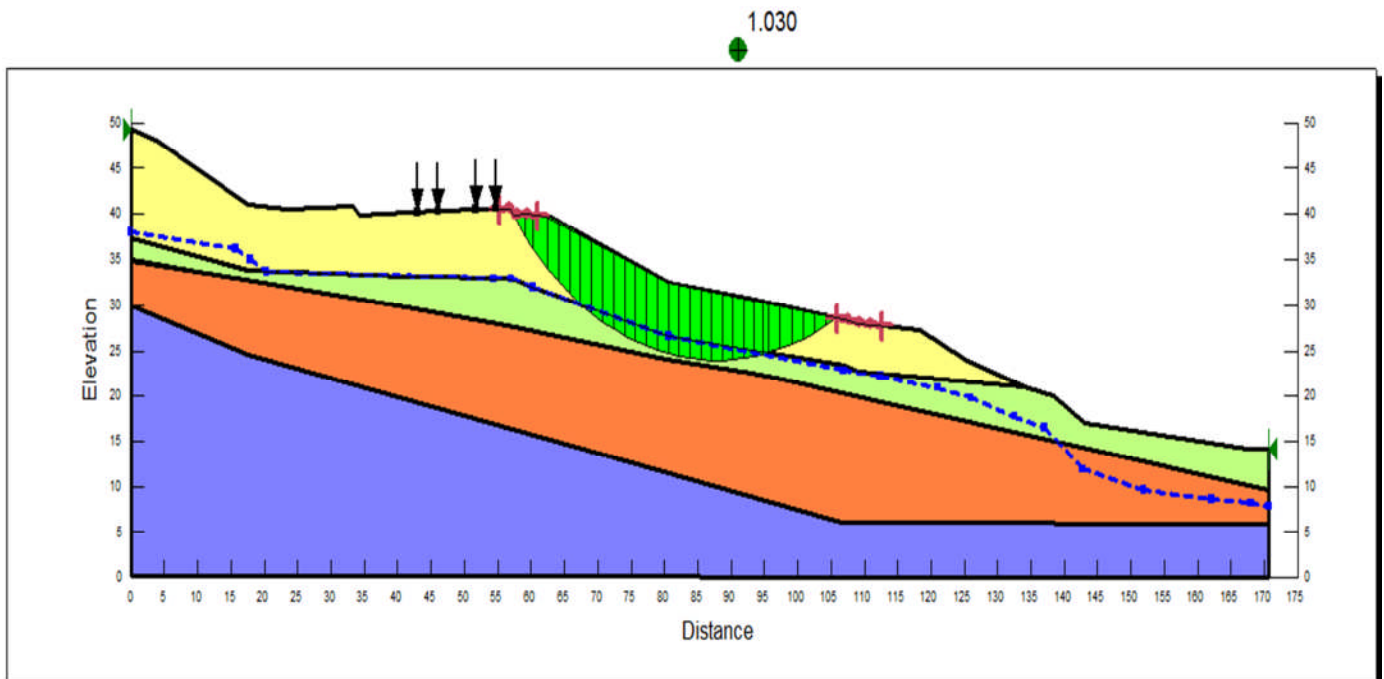


Figure IV-8 : Talus modélisé après rabattement de la nappe (ordinaire)

➤ **Modélisation du talus par pieux sans rabattement de la nappe (Figure IV-9)**

En introduisant le diamètre ($D=1$ m), l'ancrage ($D_e=5$ m) et l'effort ($T_0=29,21$ t) (paragraphe IV.2.3).

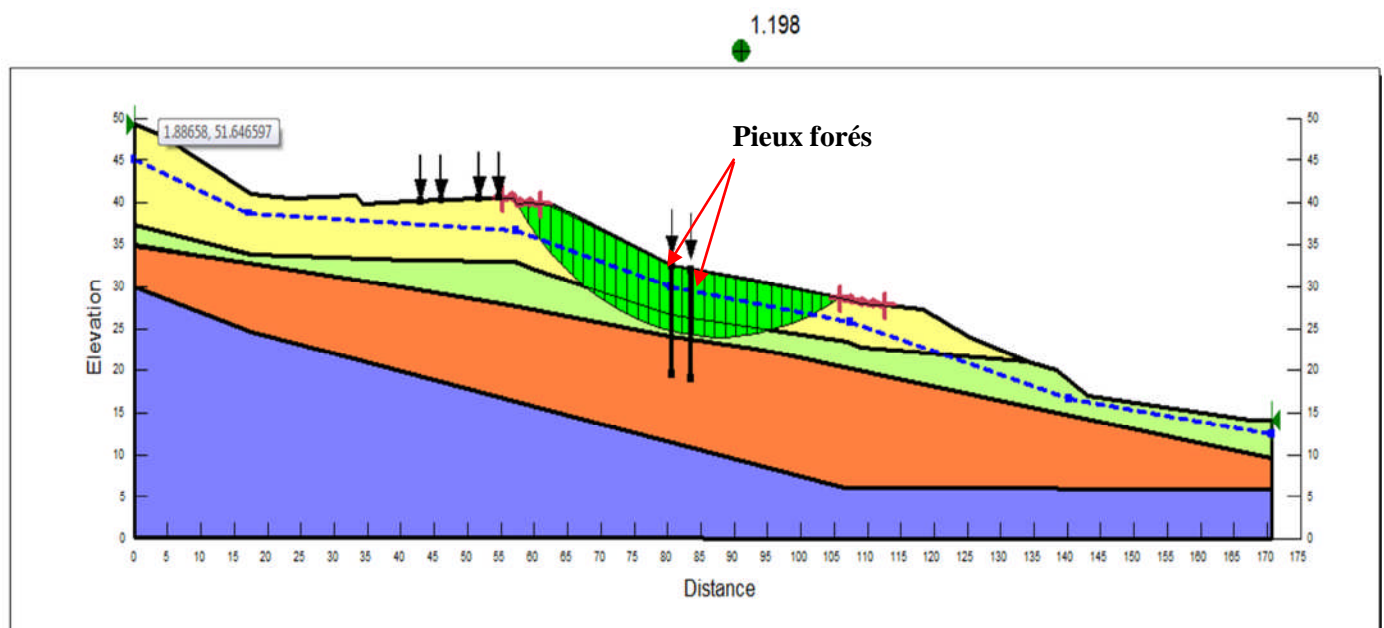


Figure IV-9: Talus modélisé par pieux sans rabattement de la nappe (ordinaire)

Le renforcement par pieux sans rabattement de la nappe a donné un coefficient qui est égal à 1.198 avec un gain de 41.10 %.

➤ **Modélisation du talus par pieux avec rabattement de la nappe (Figure IV-10)**

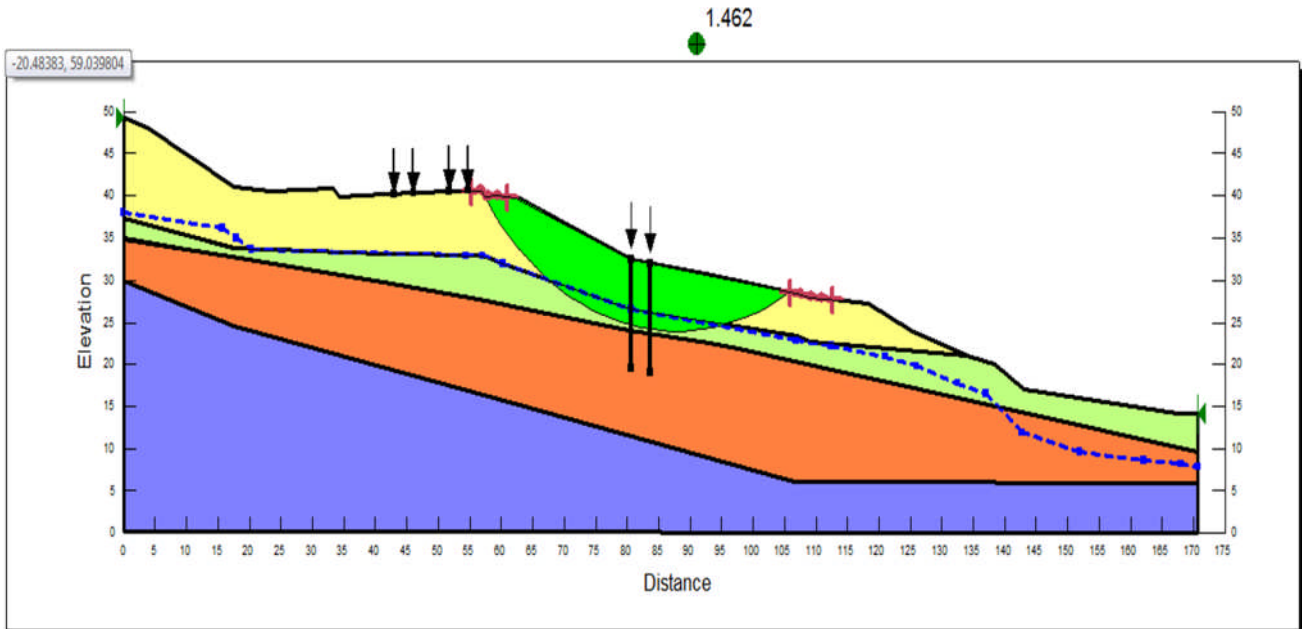


Figure IV-10: Talus modélisé par pieux avec rabattement de la nappe

Le renforcement par pieux avec rabattement de la nappe de 1 m, a donné un coefficient qui est égal à 1.462 avec un gain de 72.2 %.

➤ **Modélisation par pieux plus la substitution partielle du terrain glissé (Figure IV-11)**

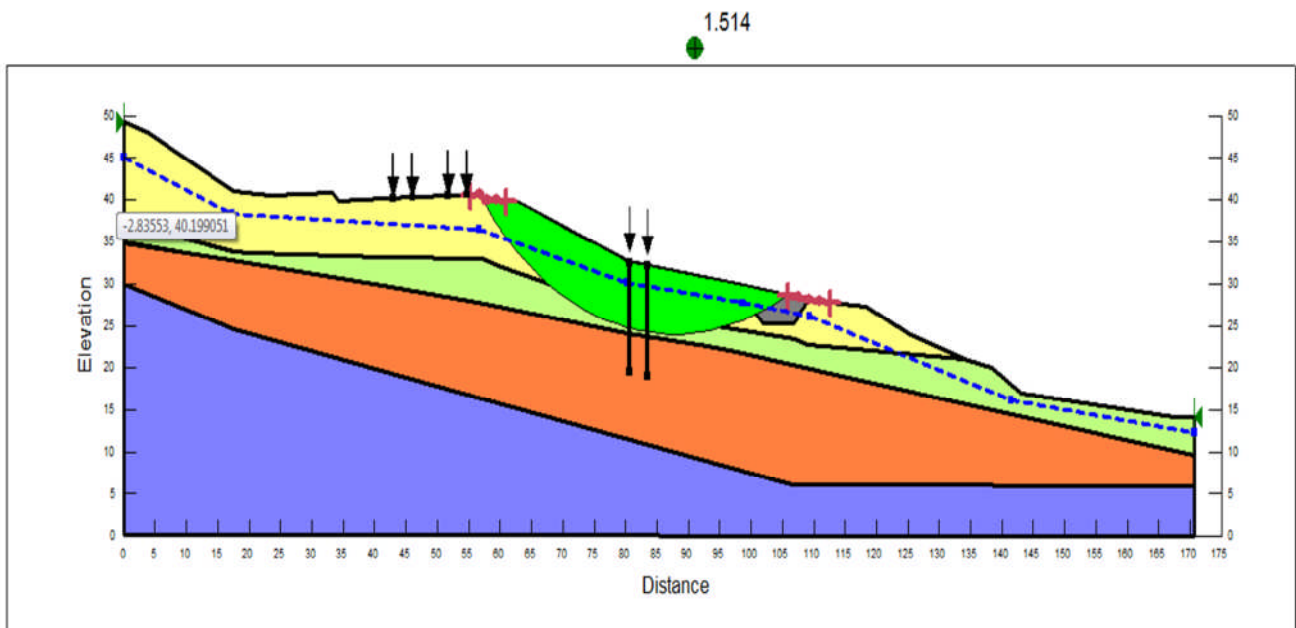


Figure IV-11: Talus modélisé par pieux plus la substitution partielle (ordinaire)

Le renforcement par pieux avec la substitution partielle a donné un coefficient qui est égal à 1.514 avec un gain de 77.8 %.

IV.6. Conclusion

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.

Après avoir présenté deux différents modes de confortement de glissement, Nous avons remarqué que sur le plan technique ces modes sont efficaces à des degrés plus ou moins différents, le confortement par pieux plus le rabattement de la nappe, et par pieux plus substitution partielle, présentent un gain appréciable en terme du coefficient de sécurité d'environ 75%.

Vue l'importance du glissement de la RN9 on a remarqué qu'une seule méthode de confortement n'est pas suffisante, de ce fait notre choix de la méthode de stabilisation s'oriente, plutôt, vers un confortement par pieux plus substitution partielle du terrain glissé. Ce choix est motivé d'une part, par le gain considérable dans le coefficient de sécurité et d'autre part, par la possibilité d'exécution sur le terrain.

Conclusion générale

Lors de l'étude de la stabilité d'un glissement, ce qui compte, c'est la cause du glissement afin de pouvoir lutter efficacement contre elle. Mais il est important de connaître la géologie du site, le comportement du sol, les variations des niveaux des eaux, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir orienter les idées et proposer des hypothèses et des modèles de calcul adéquats.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité d'un glissement de terrain au niveau d'une section de la RN9, au PK 060+000, en plein centre ville de Kherrata.

En ce qui concerne la méthodologie, on a analysé le mouvement du terrain, afin de localiser les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse est menée à l'aide d'un calcul manuel avec la méthode de Fellenius et un calcul par le logiciel « Géoslope », en utilisant les méthodes des tranches Fellenius, Bishop et Janbu. Elle a permis de localiser la surface du glissement critique qui s'étend de l'accotement de la route jusqu'au pied du talus sur une profondeur de 8 m.

Dans notre projet nous avons proposé la mise en place des pieux forés plus le rabattement de la nappe ou bien substitution partielle plus la mise en place des pieux forés comme solutions confortatives adéquates. Les deux modes étudiées présentent un confortement fiable puisque le facteur de sécurité est augmenté de plus de 75%.

On remarque que la réalisation d'une substitution partielle plus la mise en place des pieux forés donne un coefficient de sécurité plus important ($F_s = 1.51$).

Liste des figures

Partie théorique

Figure I-1: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain. [1].....	3
Figure I-2: Glissement plan [2].	5
Figure I-3: Glissement rotationnel simple.[2].....	5
Figure I-4: Glissement rotationnel complexe [2].	6
Figure I-5: Eroulement d'un massif rocheux [2].	6
Figure I-6: Fluage [2].	7
Figure I-7: Les coulées boueuses [4].....	8
Figure I-8: Différents types de rupture circulaire [2].	9
Figure I-9: Remblai sur sol mou [2].	9
Figure I-10: Rupture circulaire sous un soutènement [2].	10
Figure II-1: Géométrie de terrain. [5].....	11
Figure II-2 : Résistance de cisaillement selon Mohr-Coulomb [6].....	12
Figure II-3: Construction sur pente [5].	14
Figure II-4: Déblai sur pente.	15
Figure II-5: Repérage sur le terrain [6]	16
Figure II-6: La technique de prospection électrique. [9].....	18
Figure II-7: La technique de prospection sismique. [9]	19
Figure III-1: Différentes forces agissantes sur une masse en mouvement [10]	22
Figure III-2: Découpage en tranches d'un talus [2]	25
Figure III-3: Force agissant sur la tranche n [2].....	25
Figure IV-1: La butée de pied [4].....	30
Figure IV-2: Reprofilage [4]	30
Figure IV-3: Coupe d'une tranchée drainante.....	32
Figure IV-4 : Drains subhorizontaux	33
Figure IV-5: Clouage d'un glissement.....	35

Partie pratique


Figure I-1 : Situation de la zone d'étude [16]	40
Figure I-2 Carte géologique de la wilaya de Bejaia 1/500 000 [16]	41
Figure I.3 : Inclinaison des arbres dans le sens de mouvement [16]	43
Figure I-4 : Rupture du mur de soutènement [16].....	43
Figure I-5.a : Affaissement et fissures [16].....	44
Figure I-5.b : Escarpement important de la couche de remblais [16]	44
Figure I-6.a : Dièdre remarqué en aval de la RN9 [16].....	45

Figure I-6.b : Création d'une ravine et rupture de mur de soutènement [16].	46
Figure I-6.c : Structure en gradin [16].	46
Figure I-7 : érosion [16]	47
Figure I-8 : Bourelet du glissement [16].	47
Figure I-9 : Fissures de traction [16].	48
Figure II-1: Schéma du pressiomètre [2].	51
Figure II-2: Résultats bruts des mesures [2].	50
Figure II-3: Résultats corrigés [2]	53
Figure III-1: Découpage en tranches d'un talus [10].	65
Figure III-2 : Le diagramme des forces agissant sur la tranche i [2]	66
Figure III-3 : Cercle de glissement avec un rayon $R=37.12$ m	67
Figure III-4 : Cercle de glissement avec un rayon $R=35$ m	69
Figure III-5 : Cercle de glissement avec un rayon $R=33.8$ m	70
Figure III-6 : Talus modélisé avant glissement.	73
Figure III-7 : Talus modélisé après glissement, méthode Ordinaire.	73
Figure III-8 : Talus modélisé après glissement, méthode de Bishop	74
Figure III-9 : Talus modélisé après glissement, méthode de Janbu.	74
Figure IV-1: Inclinaison de l'effort de clouage.	77
Figure IV-2: Diagramme des moments	80
Figure IV-3: Valeur des fonctions A^* , B^* , C^* et D^* [2]	81
Figure IV-4: Schéma de ferrailage du pieu	82
Figure IV-5 : Tranchée drainante	83
Figure IV-6 : Dimension des banquettes	84
Figure IV-7: Talus modélisé avant le rabattement de la nappe.	84
Figure IV-8 : Talus modélisé après rabattement de la nappe.	85
Figure IV-9: Talus modélisé par pieux sans rabattement de la nappe.	85
Figure IV-10: Talus modélisé par pieux avec rabattement de la nappe.	86
Figure IV-11: Talus modélisé par pieux plus la substitution partielle.	86


Liste des tableaux

Tableau II-1: (sondage n° 1)	54
Tableau II-2: (sondage n° 2)	55
Tableau II-3: (sondage n° 3)	55
Tableau II-4: (sondage n° 4)	56
Tableau II-5: (sondage n° 5)	56
Tableau II-6 : Résultats des essais relevés piézométriques.....	57
Tableau N°II.7 : La moyenne des résultats sur les différentes couches d'étude.....	58
Tableau N°II.8 : Résultats de la teneur en eau et de degré de saturation.....	59
Tableau N° II.9 : Résultats de l'analyse granulométrique.	60
Tableau N°II.10: Résultats des limites d'Atterberg.....	61
Tableau N°II.11 : Résultats des essais de cisaillement à la boîte.	61
Tableau II-12: Résultats de l'analyse chimiques sommaire [16].....	63
Tableau III-1 : Résultats du premier cas.	68
Tableau III-2 : Résultats du deuxième cas.	69
Tableau III-3 : Résultats du troisième cas.....	70
Tableau III-4: Les données et les résultats du logiciel.....	72
Tableau III-5 : Les paramètres géotechnique de chaque couche.	72
Tableau III-6 : Les coordonnées de la nappe.	72
Tableau III-7 : Résultats obtenus pour les trois méthodes.	75
Tableau IV-1: Facteur rhéologique α pour divers types de roches [17].....	78
Tableau IV-2: La variation du moment en fonction de la profondeur	80


Annexe N°1

 محرر الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء والطرق والاشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX 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 DE FORAGE Sondage : 01					
Projet : Etude géologique et Géotechnique du site de glissement Endroit : KHERRATA					Dossier N° : .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 : 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"/>									
Echelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	R.G.D	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE		
1.0											REMBLAI				
2.0															
3.0															
4.0															
5.0															
6.0															
7.0	-7.20														
8.0	-7.20										SCHISTES ALTERES FRIABLES ET HUMIDE				
9.0	-8.20														
10.0	-8.20										MARNES SCHISTEUSES MOYENNEMENT COMPACTE				
11.0	-11.00										Fin du forage à une profondeur de 11 m.				
12.0	11.00														
13.0															
14.0															
15.0															
16.0															
17.0															
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :			
										CF : Carottier fermé TB : Tête à paroi fixe PS : Tête à paroi fixe CR : Tête carottier TO : Tête ouvert		AG : Analyse granulométrique G : Géométrie L : Unités d'Allenberg (V/L/P) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AG : Analyse chimique		C IS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Rectus à l'embranchement	
Préparé par :					Vérifié par :					17/12/2012		Page : 1 de 1			

Annexe N°1

	<p style="font-size: small;">مختبر الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS</p> <p>BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</p> <p style="font-size: x-small;">SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009</p> <p style="font-size: x-small;">Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<h2 style="margin: 0;">RAPPORT DE FORAGE</h2> <p style="margin: 5px 0 0 0;">Sondage : 04</p>															
<p>Projet : Etude géologique et Géotechnique du site de glissement</p> <p>Endroit : KHERRATA</p>		<p>Dossier N° : .EG.2012</p> <p>Client : BET TECHNIC CONSEIL</p>															
<p>Date début : 26.10.2012 Date fin : 27.10.2012 Profondeur forée (m) : 11 Niveau d'eau (m) :</p>		<p>Coordonnées GPS: X : Y : Z :</p> <p>Boue de forage : Type forage : Foreuse :</p>															
		<p>Etat des échantillons :</p> <p>Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/></p>															
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE				
			25 50 75 100														
1.0											REMBLAI ET TERRE VEGETALE						
2.0																	
3.0																	
4.0																	
5.0																	
6.0	-6.00	6.00									SCHISTE ALTEREES FRIABLES ET HUMIDE						
7.0																	
8.0	-8.00	8.00									MARNES SCHISTEUSES MOYENNEMENT COMPACTE						
9.0																	
10.0																	
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 :		ABREVIATIONS :			
												<p>CF : Carottier facile TM : Tête à paroi lisse PS : Tête à position fixe CR : Tête carottier TO : Tête ouvert</p>		<p>AG : Analyse granulométrique G : Géométrie L : Unités d'Analyse (V.L.P.) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G_s, G_w) AC : Analyse chimique</p>		<p>CR : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Total Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Retenue à l'emboisement</p>	
Préparé par :						Vérifié par :						17/12/2012		Page : 1 de 1			

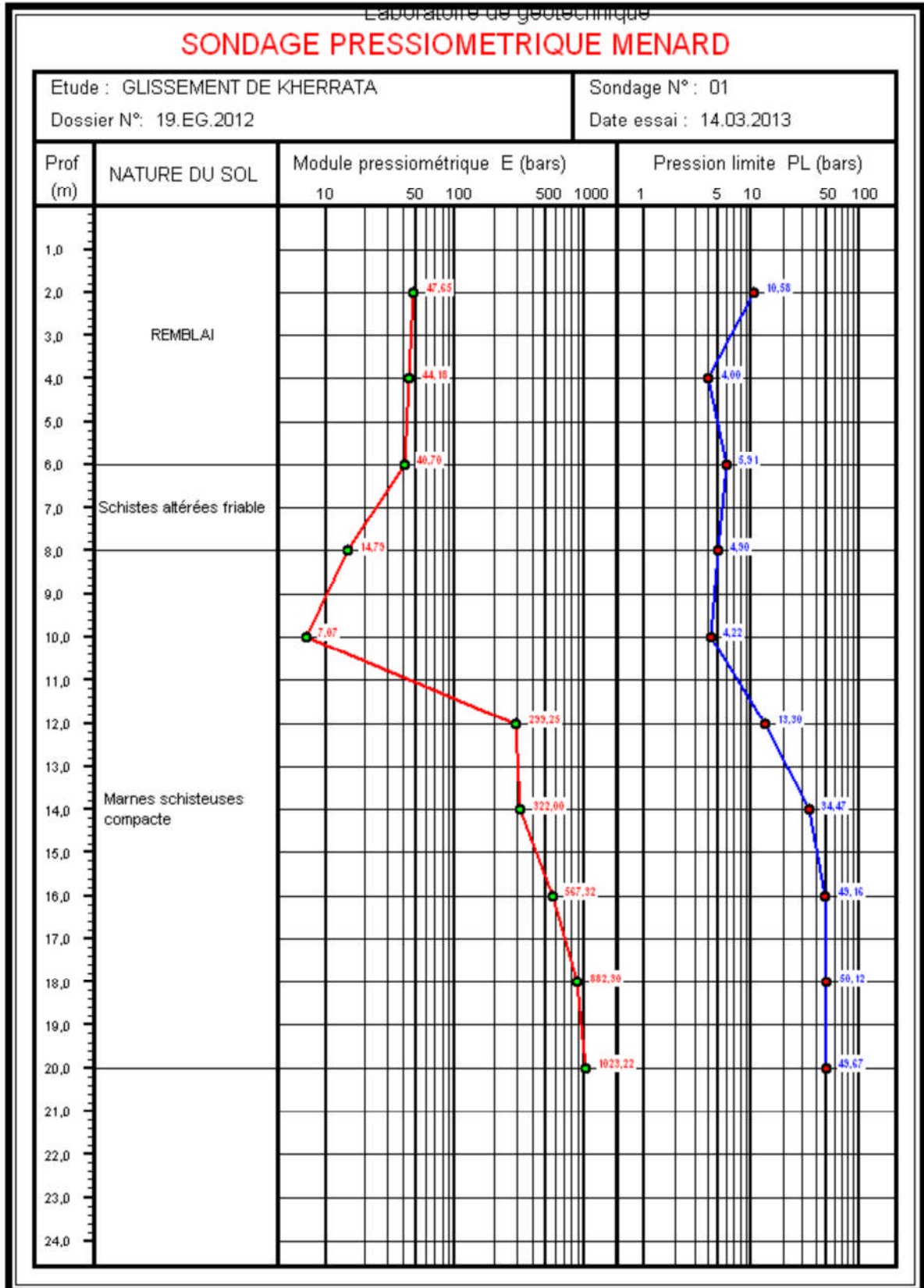
Annexe N°1

 محرر الصومام للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء، الطرقات و الأشغال العمومية 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 16 / Telfax 034 24 06 91										RAPPORT DE FORAGE Sondage : 05			
Projet : Etude géologique et Géotechnique du site de glissement Endroit : KHERRATA					Dossier II° : .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 type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>							
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RGD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
1.0										REMBLAI			
6.0	-7.50 -8.00									SCHISTE ALTERÉES FRIABLE ET HUMIDE			
9.0	-9.00									MARNES SCHISTEUSES MOYENNEMENT COMPACTE			
11.0	-11.00									Fin du forage à une profondeur de 11 m.			
12.0	11.00												
13.0													
14.0													
15.0													
16.0													
17.0													
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier à cône TM : Tube à paroi mince PS : Tube à paroi épaisse CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique G : Sédimentométrie L : Unités d'Atterberg (LL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (d _s , G _s) AC : Analyse chimique CID : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai œdométrique GL : Gonflement libre R : Retiré à l'enfoncement	
Préparé par :				Vérifié par :				17/12/2012		Page : 1 de 1			

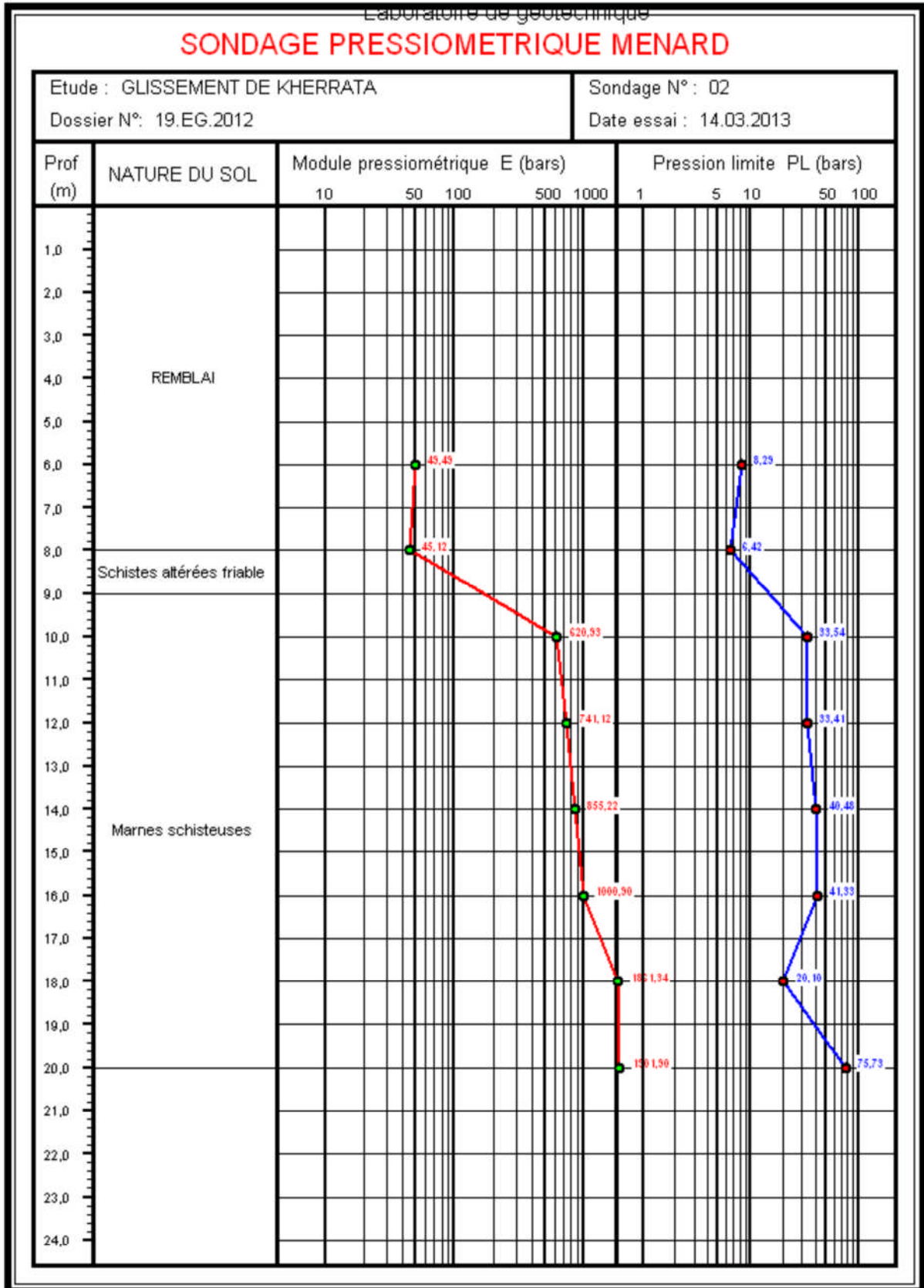
Annexe N°1

محرر الصومام للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء والطرق والأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS <small>SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009</small> <small>Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia</small> <small>Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</small>										RAPPORT DE FORAGE			
Projet : Etude géologique et Géotechnique du site de glissement							Dossier N° : .EG.2012						
Endroit : KHERRATA							Client : BET TECHNIC CONSEIL						
Date début : 29.10.2012 Date fin : 30.10.2012		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"/>							
Profondeur forée (m) : 14 Niveau d'eau (m) :													
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RGD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 9.0 10.0 11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0	-5.00 5.00 -9.20 9.20 -14.00 14.00	25 50 75 100								REMBLAI			
										SCHISTES ALTERÉES FRIABLES ET HUMIDES			
										MARNES SCHISTEUSES MOYENNEMENT COMPACTE			
										Fin du forage à une profondeur de 14 m.			
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carotte froids TM : Tube à paroi mince PS : Tube à paroi épaisse CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédiments L : Unités d'Allenberg (V/LIP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G _s , G _w) AC : Analyse chimique CD : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par :				Vérifié par :				17/12/2012		Page : 1 de 1			

Annexe N°2

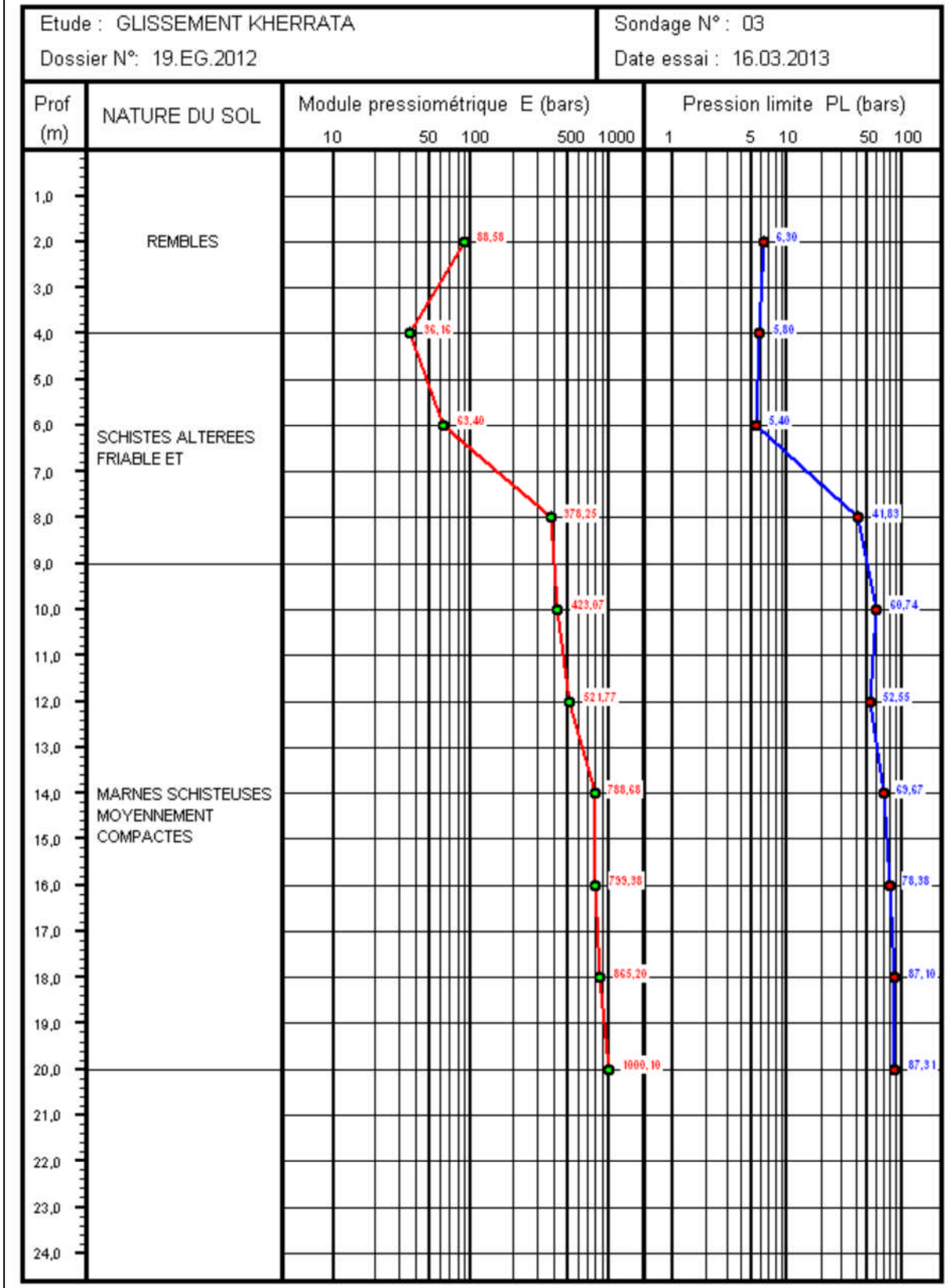


Annexe N°2

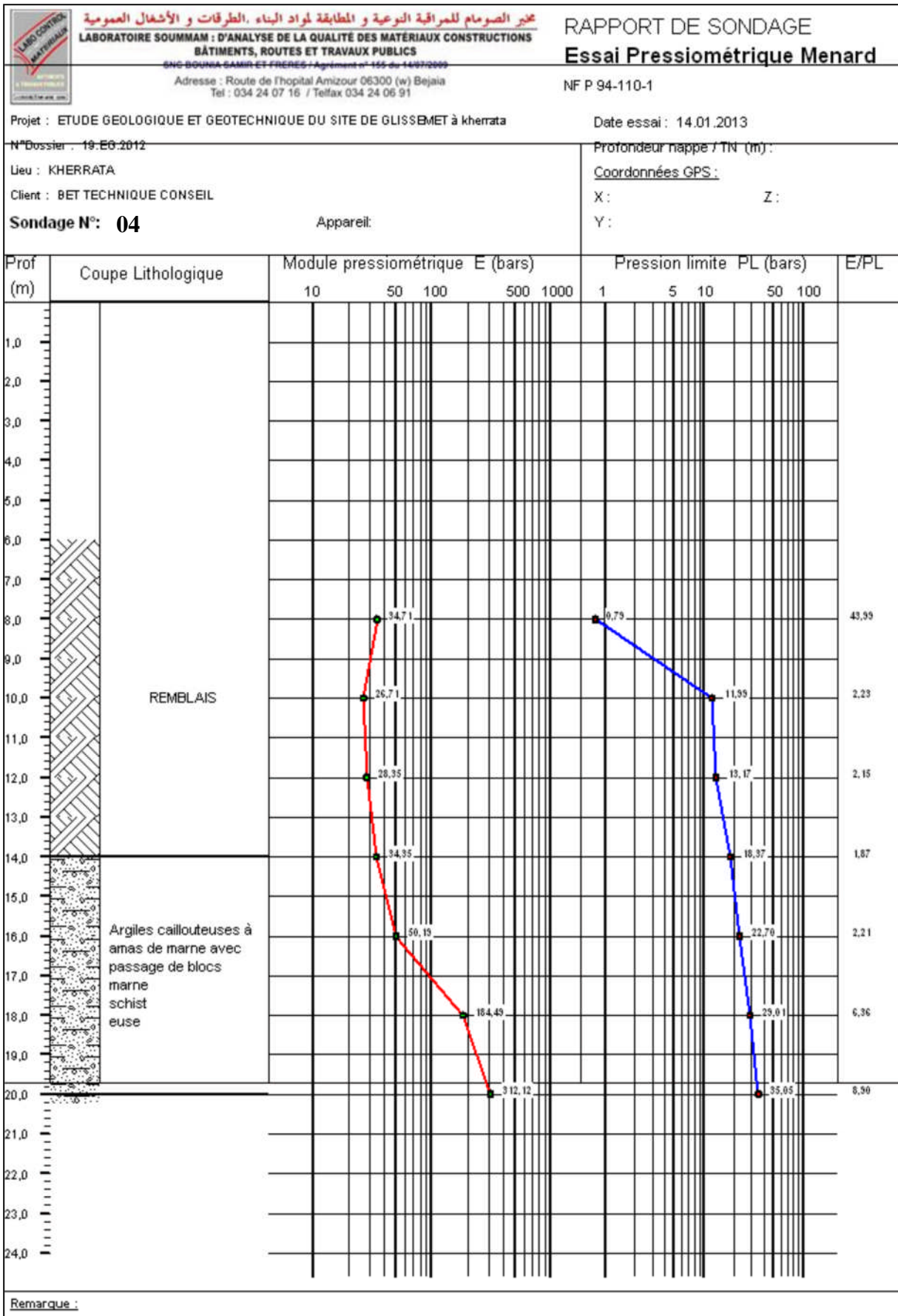


Annexe N°2

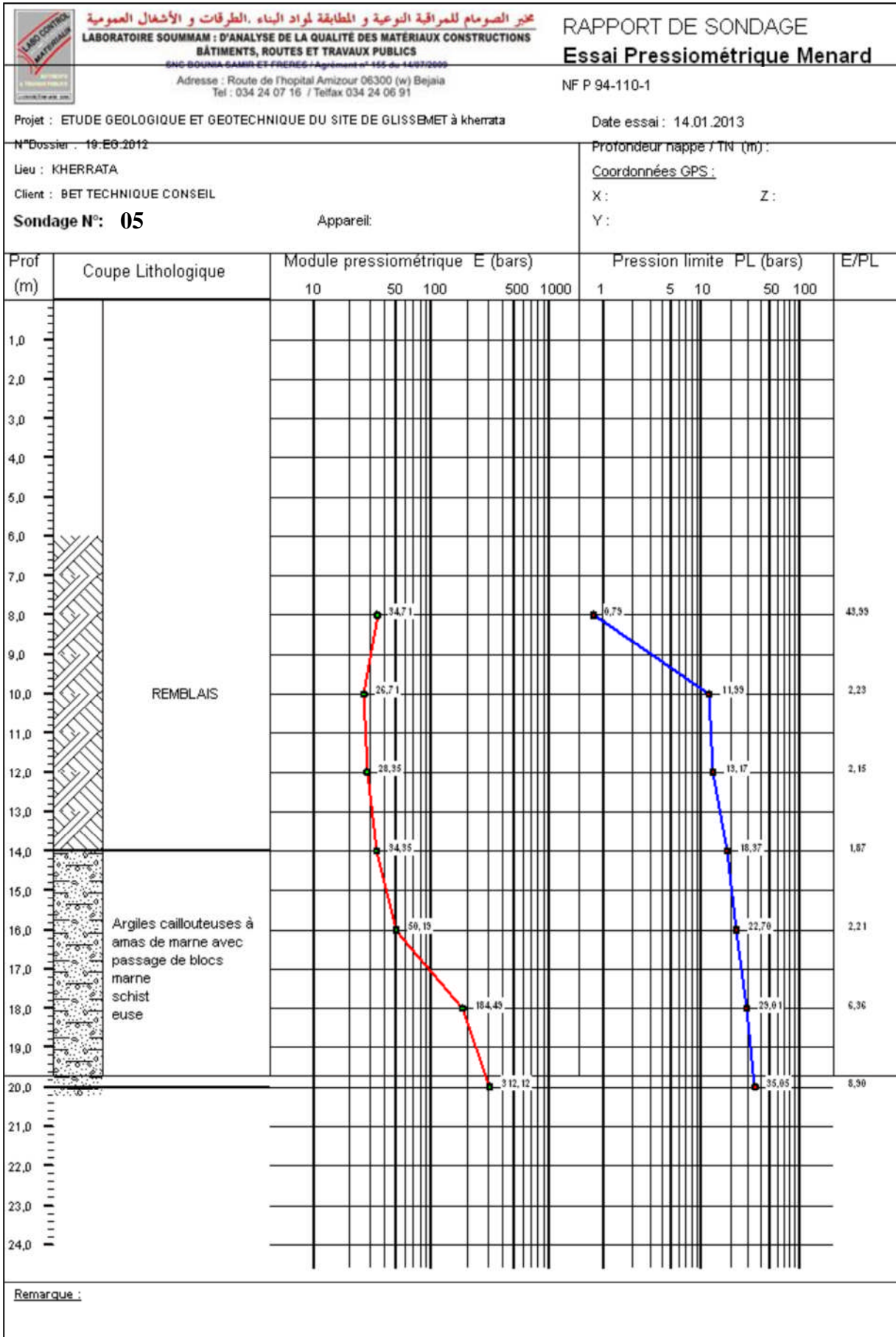
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD




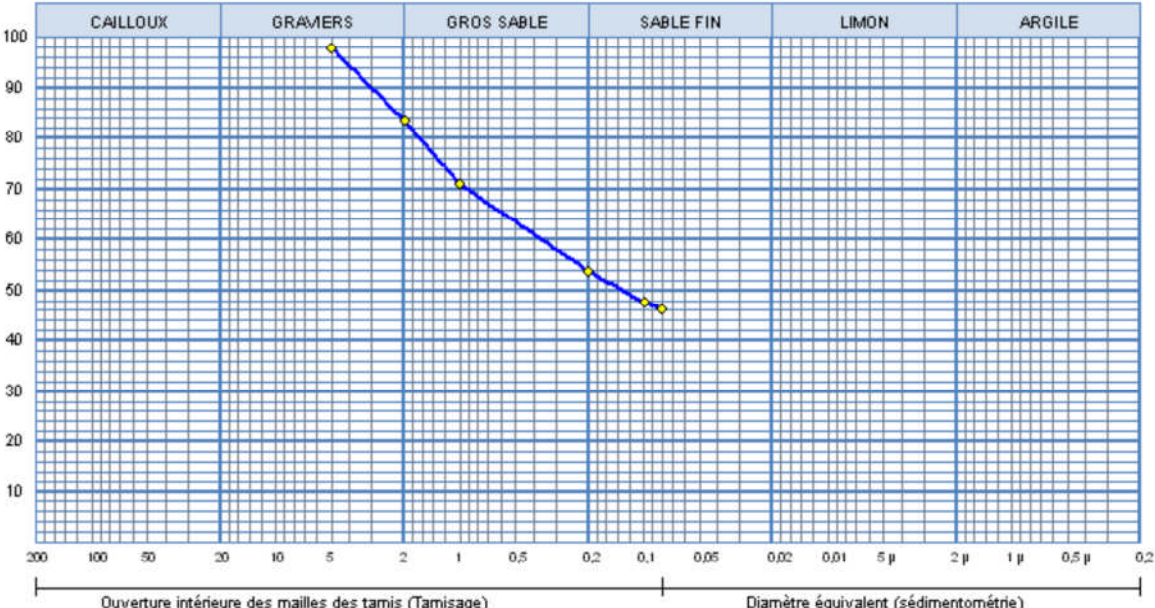
Annexe N°2




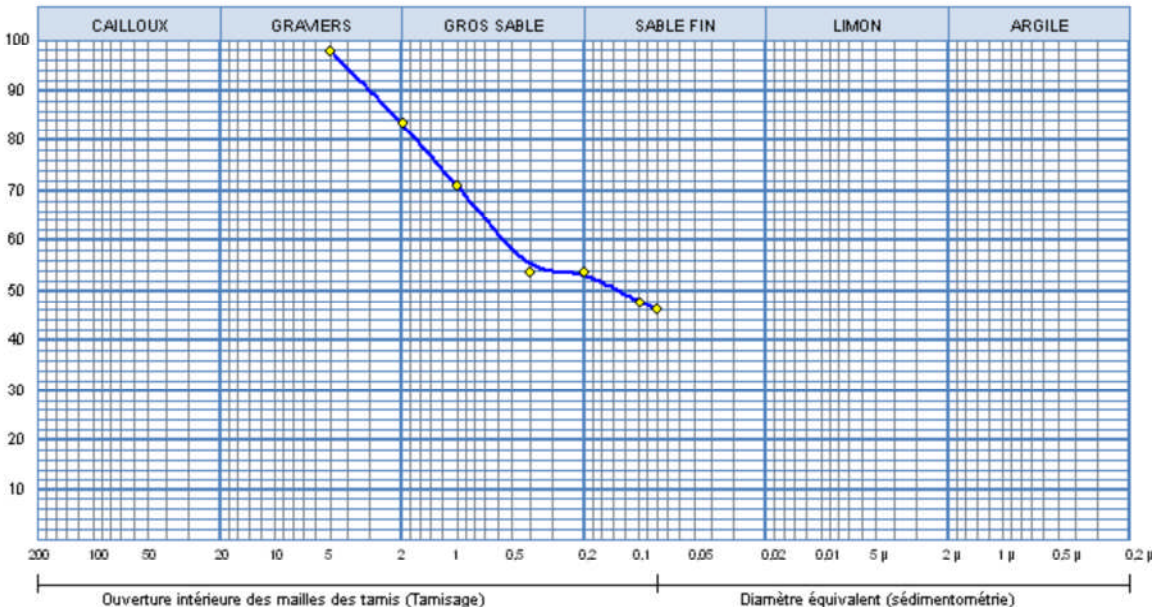
Annexe N°2




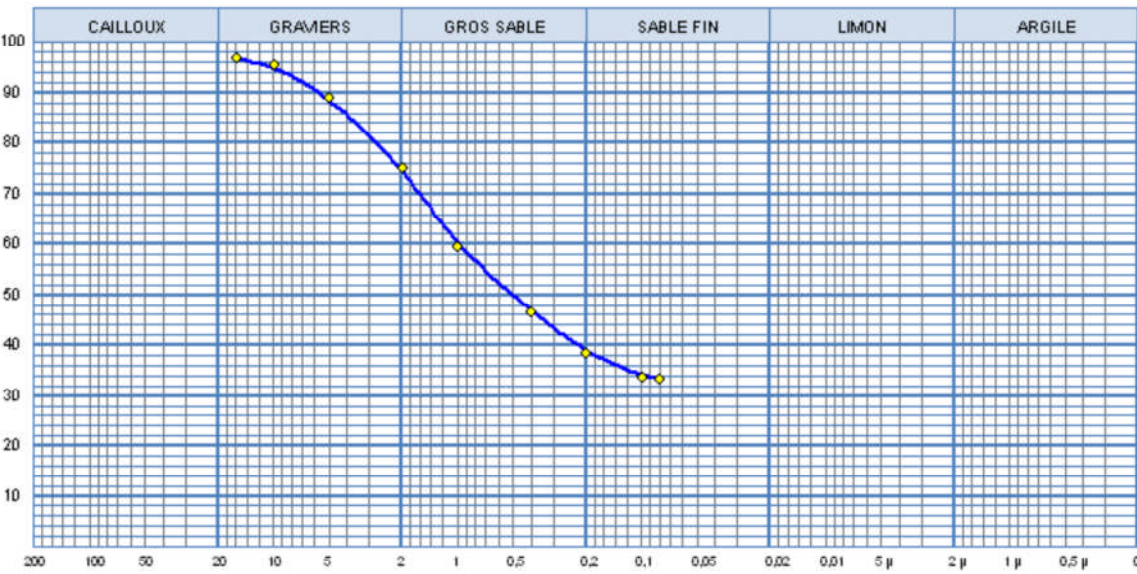
Annexe N°3

	<p style="font-size: small; margin: 0;">مركز الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية</p> <p style="font-size: x-small; margin: 0;">LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX 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</p>	<p style="font-size: large; margin: 0;">RAPPORT D'ESSAI</p> <p style="font-size: large; margin: 0;">ANALYSE GRANULOMETRIQUE</p> <p style="font-size: small; margin: 0;">HF P 94-056 / HF P 94-057</p>																																																																
<p>Client : BET TECHNIQUE CONSEIL</p> <p>Projet : GLISSEMENT KHERRATA</p> <p>Endroit : KHERRTA</p>	<p>N° Projet : 19.EG.2012</p>																																																																	
<p>Sondage n° : SC01 ◆ Sondage: SC01 : 7,2/7.8</p> <p>Profondeur : 7,2/7.8</p> <p>Matériaux : Schistes altérées friables et humides</p> <p>Provenance :</p> <p>Date essais : 11.12.2012</p>																																																																		
																																																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: x-small;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisat (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisat (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>5,00</td><td>97,96</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>2,00</td><td>83,50</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1,00</td><td>70,96</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,20</td><td>53,78</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,10</td><td>47,58</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,08</td><td>46,35</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>	Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)	5,00	97,96			2,00	83,50			1,00	70,96			0,20	53,78			0,10	47,58			0,08	46,35			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: x-small;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 μ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificat^e</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>◆</td> <td>46,35 %</td> <td>37 %</td> <td>25,24 %</td> <td>11,76 %</td> <td>SL</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ^e	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	◆	46,35 %	37 %	25,24 %	11,76 %	SL																		
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)																																																															
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 ^e																																																													
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)																																																														
◆	46,35 %	37 %	25,24 %	11,76 %	SL																																																													
<p>Remarque :</p>																																																																		
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																																																																

Annexe N°3

	<p>مختبر الصوامع للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء، الطرق والأشغال العمومية</p> <p>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 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE IIF P 94-056 / IIF P 94-057</p>																																																																	
<p>Client : BET TECHNIQUE CONSEIL</p> <p>Projet : GLISSEMENT KHERRATA</p> <p>Endroit : KHERRTA</p>		<p>N° Projet : 19.EG.2012</p>																																																																	
<p>Sondage n° : SC04 —◆— Sondage: SC04 : 6.2/7</p> <p>Profondeur : 6.2/7</p> <p>Matériaux : Schistes altérées friable et humide</p> <p>Provenance :</p> <p>Date essais : 11.12.2012</p>																																																																			
																																																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisat (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisat (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>5,00</td><td>97,96</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>2,00</td><td>83,50</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1,00</td><td>70,96</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,20</td><td>53,78</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,10</td><td>47,58</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,08</td><td>46,35</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)	5,00	97,96			2,00	83,50			1,00	70,96			0,20	53,78			0,10	47,58			0,08	46,35			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 μ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificat*</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—◆—</td> <td>46,35 %</td> <td>44 %</td> <td>26,40 %</td> <td>17,6 %</td> <td>SA</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat*	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	—◆—	46,35 %	44 %	26,40 %	17,6 %	SA																		
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)																																																																
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 %	44 %	26,40 %	17,6 %	SA																																																														
<p>Remarque :</p>																																																																			
Préparé par :	Approuvé par :	Date :																																																																	

Annexe N°3

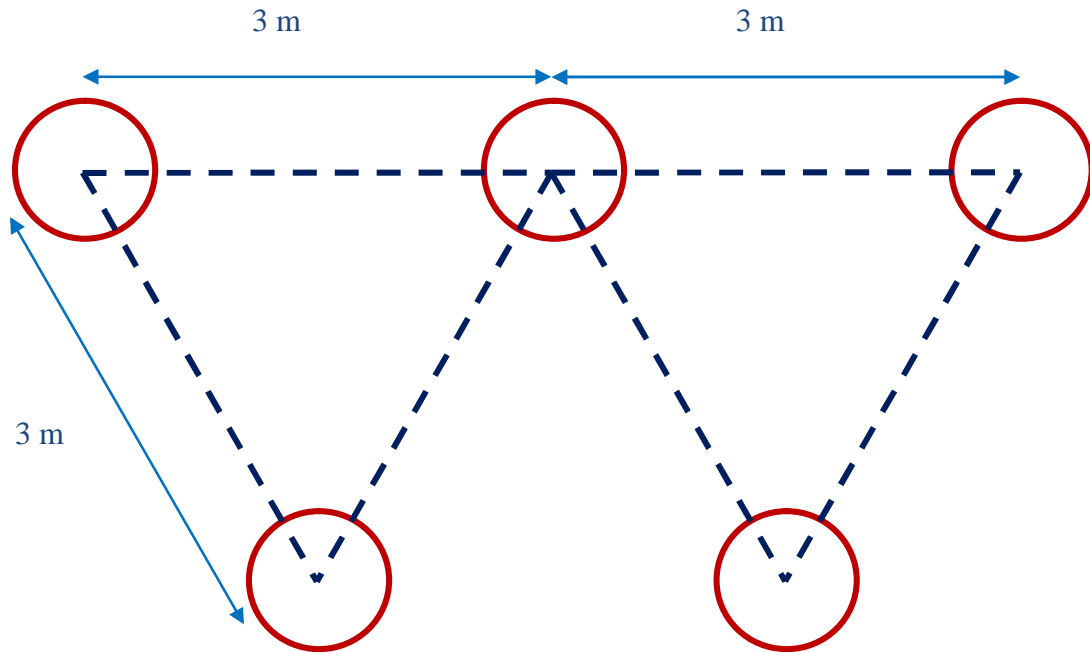
	<p>مخبر الصوامع للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء، الطرق والاشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS</p> <p>BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</p> <p>SNC BOUINA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009</p> <p>Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI</p> <p>ANALYSE GRANULOMETRIQUE</p> <p>HF P 94-056 / HF P 94-057</p>																																																																													
<p>Client : BET TECHNIQUE CONSEIL</p> <p>Projet : GLISSEMENT KHERRATA</p> <p>Endroit : KHERRTA</p>		<p>N° Projet : 19.EG.2012</p>																																																																													
<p>Sondage n° : SC05 —●— Sondage: SC05 : 8.5/9.1</p> <p>Profondeur : 8.5/9.1</p> <p>Matériaux : Marnes schisteuses moyennement compactes</p> <p>Provenance :</p> <p>Date essais : 12.12.2012</p>																																																																															
																																																																															
<p>— — Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage) — — Diamètre équivalent (sédimentométrie) —</p>																																																																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisat (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisat (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>16,00</td><td>96,76</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>10,00</td><td>95,39</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>5,00</td><td>89,21</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>2,00</td><td>75,14</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1,00</td><td>59,62</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,40</td><td>46,82</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,20</td><td>38,64</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,10</td><td>33,86</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,08</td><td>33,48</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)	16,00	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			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 μ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificat⁴</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—●—</td> <td>33,48 %</td> <td>44 %</td> <td>27,94 %</td> <td>16,06 %</td> <td>SL</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ⁴	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	—●—	33,48 %	44 %	27,94 %	16,06 %	SL																		
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																													
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)																																																																												
16,00	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 ⁴																																																																										
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)																																																																											
—●—	33,48 %	44 %	27,94 %	16,06 %	SL																																																																										
<p>Remarque :</p>																																																																															
<p>Préparé par :</p>		<p>Approuvé par :</p>																																																																													
		<p>Date :</p>																																																																													

Annexe N°4

Disposition des pieux en quinconce:

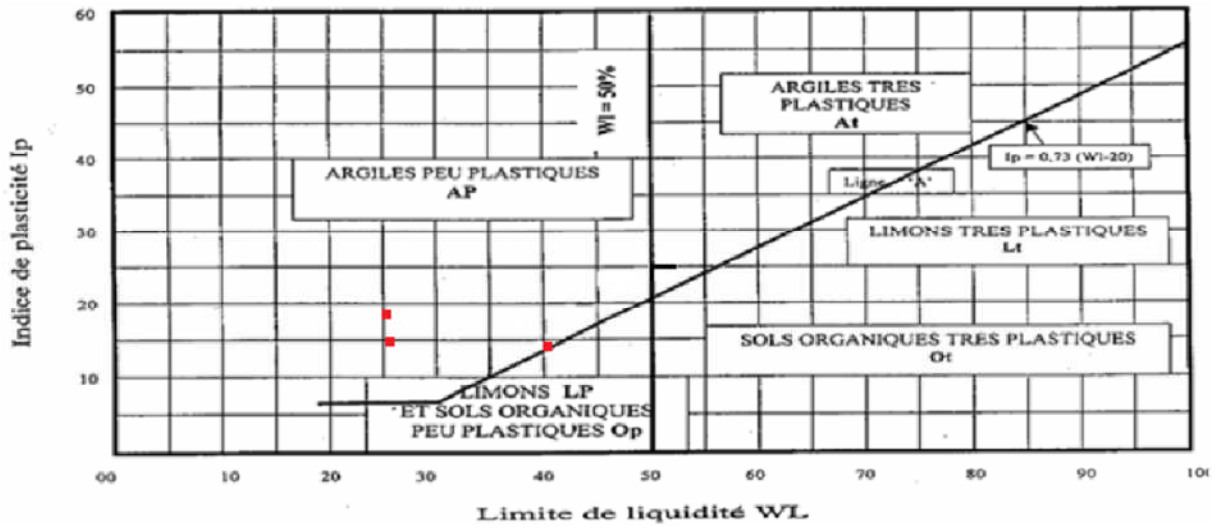
Distance entre axes = 3 m ;

Rayon $R = 0.5$ m.



Annexe N°5

L'abaque de Casagrande



Références bibliographiques

- [1] **CHIBANI Mounia**. « Effet de l'instabilité du terrain sur le bâti cas de l'université Mentouri de Constantine ». Mémoire de magister. Université de Constantine. (119 pages).
- [2] **Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert**, (1997). Fondations et ouvrages en terre. Ed Eyrolles. Paris.
- [3] **Filliat, G**, (1981). La pratique des sols et des fondations. Ed. Moniteur. Paris, pp. 555-626.
- [4] **V. Merriam-Soukatchoff, J.P.Piguet** : éléments de géotechnique. (Édition 2003)
- [5] **BOUKHARI Adnane & LAGHOUAG Sid Ali**. « Etude d'un Glissement de terrain sur le CW8 Reliant la ville de Médéa à l'Université » PFE. ENTP. 2008. (93pages).
- [6] **ELKHIR Ahmed** « Etude numérique et comparative de la stabilité et du confortement d'un glissement de terrain». Thèse magister Ecole Nationale Polytechnique. 2012
- [7] **REIFFSTECK Ph**. « Mécanique des Sols Avancée. Stabilité des pentes ». LCPC div. MSRGI sec. CSOG. France. (46p).
- [8] **HAMADOU Noureddine**. « Risques liés aux mouvements de terrain dans le Tell Constantinois : Cas du glissement de Douar Souadek (Zighoud Youcef) ». Mémoire de Magister. Université de Batna.2011 (201p).
- [9] **DURVILEE JEAN-LOUIS & SEVE GILLES**. « Essais in situ». Techniques de l'ingénieur.
- [10] **Coster,j.,et Sanglerat,G**,(1981).cours pratique de mécanique des sols Tome 1- Plasticité et calcul des tassements.Ed Duond.Paris.
- [11] **Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert**, (2003). Fondations et ouvrages en terre. Ed Eyrolles. Paris.
- [12] Technique de l'ingénieur. Stabilité des pentes. C 254.
- [13] www.sigra.com
- [14] **CEBTP. (2004)**. Protection contre les risques naturels - Ancrages passifs en montagne : conception, réalisation, contrôle. Guide tech.
- [15] Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées(LCPC).
- [16] Documents de Laboratoire SOUMMAM (Analyse de la qualité des matériaux de constructions bâtiments, routes et travaux publics).

- [17] (Fascicule 62 [1992]).
- [18] : DTR B.C 2.33.2.