



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A.MIRA-BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

**Etude de confortement du glissement de terrain
CW35 IFIGHA Bejaia**

Présenté par :

M^r: Habib ABDOUNE

M^r: Mokrane YAHIA CHERIF

Encadré par:

M^{re}: H. BENDADOUCHE

Soutenu le 24 juin 2015, devant un jury composé de :

M^r: KHEFACHE Toufik

M^r: LAZIZI Salah

Président

Examineur

2014-2015

Remerciements

Avant d'entamer la présentation de notre travail, nous tenons à remercier le dieu qui nous a donné la force et le courage à réaliser ce modeste travail.

Tout travail de recherche n'est jamais totalement l'œuvre d'une seule personne. A cet effet, nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance et nos remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail en l'occurrence notre famille qui n'a cessé de nous encourager.

C'est un agréable plaisir pour nous d'exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de P.F.E particulièrement à :

*Monsieur **BENDADOUCHE HOCINE**, maitre de conférences à l'université. A. Mira de Bejaia, et promoteur de thème pour nous avoir guidés tout au long de ce travail.*

*Monsieur **KHEFACHE TOUFIK**, maitre de conférences à, université de Bejaia.*

*M^{elle} **DJ. BOUAYAD** enseignante à l'université de Bejaia.*

Nos vifs remerciements vont également aux membres de jurys, pour l'intérêt qu'ils ont manifesté pour ce travail en participant aux jurys d'évaluation.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et nos amis qui nous ont soutenus et nous ont encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes très chers parents qui m'ont tant soutenu et encouragé pour
réaliser ce mémoire, que dieu le tout puissant les protèges et les
gardes.*

Mes frères et mes sœurs;

Mes oncles et mes tantes, cousins et cousines ;

Toute la famille YAHIA CHERIF;

Tous mes adorables amis je cite :

Madjid, Hocine, Belkacem, Larbi, Halim

Toute notre promotion Géotechnique 2015;

*Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
travail.*

MOKRANE

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont tant sacrifié pour moi ;

Mes frères et mes sœurs;

Mes oncles et mes tantes, cousins et cousines ;

Tous mes amis(es) ;

Toute notre promotion Géotechnique2015;

*Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
travail.*

HABIB

Sommair	i
Liste des figures	ii
Liste des tableaux	v
Introduction générale	1

Partie I

Chapitre I: Généralités sur les glissements de terrain

I.1 Introduction :	2
I.2 Les Glissements de terrains	2
I.2.1 Les glissements plans	3
I.2.2 Les glissements rotationnels ou circulaires	3
I.2.2.1 Glissement rotationnel simple	4
I.2.2.2 Glissement rotationnel complexe	4
I.3 Les Chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses	4
I.4 Les Coulées boueuses	5
I.5 Fluage:.....	5
I.6 Principales causes d'un glissement de terrain	6
I.6.1 Les facteurs prédisposition (passifs)	6
I.6.2 Facteurs préparatoires et déclenchants (actifs)	9
I.7 Processus d'étude des glissements de terrains	9
I.7.1 Repérage topographique d'une zone instabl	10
I.7.2 Géologie du site	10
I.7.2.1 Etude hydrogéologique	10
I.7.3 Etude géotechnique	11
I.8 Quelques cas pathologiques observés	12
I.8.1 Glissement de la mosquée de Sidi Ouali (Bejaia)	12
I.8.2 Le Glissement de Tizi (Bejaia)	13
I.8.3 Le Glissement de Belouizdad (Alger)	13
I.8.4 Exemple du glissement à Boudraa Salah (ALGER)	14
I.9 Les Méthodes de confortement des mouvements de terrains	14
I.9.1 Les terrassement	14
I.9.2 Dispositifs de drainage de surface.....	17
I.9.3 Introduire les éléments résistants	18
I.9.3.1 Murs de soutènements	18

I.9.3.2 Les murs en gabions	19
I.9.3.3 Tirants d'ancrages	19
I.9.3.4 Clous et micro pieux	20
I.10 Les différentes méthodes de calcul d'un glissement de terrain	21
I.10.1 Coefficient de sécurité	21
I.10.2 Choix de la méthode et du coefficient de sécurité	22
I.10.3 Méthodes de calcul	23
I.10.4 Méthodes basées sur l'équilibre limite	23
I.10.5 Méthode globale	23
I.10.6 Méthodes des tranches	27
I.10.6.1 Méthode détaillée de Bishop	27
I.10.6.2 Méthode de Bishop simplifiée	27
I.10.6.3 Méthode de Fellenius	28
I.10.6.4 Méthode Simplifiée de Janbu et Al. (1956)	30
I.10.6.5 Méthode Des Perturbations	31
I.11 Conclusion	31

Chapitre II : Reconnaissance du site et étude géotechnique

II.1 Introduction	32
II.2. Le cadre géographique de la zone d'étude.....	32
II.2.1 La situation géographique.....	32
II.2.2 Climat.....	33
II.2.2.1 pluviométrie.....	33
II.2.2.2 Les températures.....	33
II.2.3 Présentation et description du site	34
II.3 Etude géotechnique.....	35
II.3.1 Les moyens de reconnaissances.....	35
II.3.2 Essais in-situ	36
II.3.2.1 Les sondages carottés.....	36
II.3.2.2 Essai préssiométrique	37
II.3.2.3 Essais pénétrométriques	39
II.3.3 Les essais de laboratoire	41
II.3.3.1 Les essais d'identification	41
II.3.3.2 Essais mécaniques	47
II.4 Conclusion	48

Partie II

Chapitre III : Etude de stabilité

III.1 Introduction	49
III.2 Calcule manuel :	49
III.2.1Méthode globale	49
III.2.2 Méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire.....	54
III.3 Calcul du coefficient de sécurité avec logiciel TALREN	57
III.3.1 Présentation générale.....	57
III.3.1.1 Présentation de l'étude	57
III.3.2 Définition de la géométrie.....	58
III.4 Conclusion.....	59

Chapitre IV : Etude de confortement

IV.1 Introduction	60
IV.2 Renforcement du talus par des pieux	60
IV.2.1 Définition d'un pieu	60
IV.2.2 Principaux type de pieux	60
IV.3 Calcul de l'ouvrage (pieux forés sans refoulement)	60
IV.3.1 Calcul de l'effort de clouage (L'effort que doit reprendre le pieu).....	61
IV.3.2 Calcul de l'effort horizontal T_0	61
IV.4 Calcul des sollicitations maximales dans le pieu	62
IV.5 Ferrailage des pieux selon le DTR.BC.2.33.2	64
IV.6 Disposition du pieux	65
IV.7 Deuxième type de confortement	65
IV.7.1 Mur de soutènement (partie avale de CW35).....	65
IV.7.1.1 Prédimensionnement du mur de soutènement.....	66
IV.7.2 Vérification vis-à-vis le renversement	66
IV.7.3Vérification vis-à-vis du glissement	67
IV.7.4Vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation.....	68
IV.8 Ferrailage de mur de soutènement et de la semelle filante	69

IV.9 Cnclusion	70
Chapitre V : Modélisation du problème	
V.1 Introduction	71
V.2 Présentation du logiciel	71
V.3 Les modèles des matériaux	71
V.4 Type de comportement des matériaux	72
V.5 Etapes de modélisation	72
V.6 Modélisation du talus	73
V.6.1 Modélisation du glissement de BOUHAMZA	74
V.6.2 Interprétation des résultat	76
V.6.3 Evaluation des déplacement du pieux	76
V.6.4 Résultats de coefficient de sécurité	76
V.7 Conclusion	77
Conclusion général	78

Liste des figures

Figure 1: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [1].....	2
Figure 2: Glissement plan [2].....	3
Figure 3: Glissement circulaire [12].....	3
Figure 4: Glissement rotationnel simple [2].....	4
Figure 5: Glissement rotationnel complexe [2].....	4
Figure 6: Les chutes de blocs	5
Figure 7: Coullée boueuse [17]	5
Figure 8: Le phénomène de fluage	6
Figure 9: Suppression de la butée de pied.....	8
Figure 10: glissement de la mosquée de sidi ouali[14]	12
Figure 11:Glissement de Tizi (quartier de Bejaia) - Basculement d'une habitation [14].	13
Figure 12: Fissures causées par le Glissement de terrain à Belouizdad. 2002	13
Figure 13: Constructions ayant subi des basculements	14
Figure 14: Calcul de stabilité d'une butée de pied [1].....	15
Figure 15: Allègement en tête [1]	15
Figure 16: Reprofilage [1].....	15
Figure17: Substitution partielle [1].	16
Figure18:Coupe type d'une tranchée drainante [1].....	17
Figure 19: Construction par couches [18] Vue de l'ouvrage achevé [18].....	18
Figure 20:Mur de soutènement [15].....	19
Figure 21: Mur en gabions [19].....	19
Figure 22: Schéma de confortation par tirants d'ancrages [15].	20
Figure 23: Exemple de clouage d'un glissement [14].....	21
Figure 24: Forces en présence (cas d'un barrage) 'Méthode globale'	24
Figure 25: Evaluation de la pression interstitielle[8]	24
Figure 26: Action des surcharges sur un talus.....	25
Figure 27: Méthode globale : forces de cohésion.	25
Figure 28: Forces agissants sur la tranche n [2].	27
Figure 29: Découpage en tranches d'un talus [2]	28
Figure 30: Les composantes du poids W. [2]	29

Figure 31: Cercle profond .	30
Figure 32: Situation géographique.	32
Figure 33: Les moyennes mensuelles des précipitations de la station de Bejaïa- aéroport	33
Figure 34: Glissement de Bouhamza	34
Figure 35: Rejet d'une rupture du talus amont du glissement de Bouhamza	35
Figure 36: Implantation d'un point de sondage carotté.	36
Figure 37: Implantation d'un point de sondage pénétrométrique	39
Figure 38: Exemple de courbe granulométrique [20].	42
Figure 39: Abaque de casagrande [20].	46
Figure 40: Abaque permet de tracer le cercle de rupture passant par le pied du talus.	49
Figure 41 : Profil N°01	49
Figure 42: Position du centre de gravité (GDG) du massif.	50
Figure 43: Détermination de R_N	51
Figure 44 : Profil N°02	52
Figure 45: Position du centre de gravité (GDG) du massif.	53
Figure 46: Détermination de R_N après la première itération.	53
Figure 47: La masse du talus découpé en tranche	54
Figure 48: Equilibre générale	54
Figure 49: Cercle de rupture $R=60m$.	55
Figure 50: Cercle de rupture $R= 59 m$.	56
Figure 51: Description général du projet.	57
Figure 52: Définition des points	58
Figure 53 : Profil N°1	58
Figure 54: Profil N°2	59
Figure 55: l'inclinaison de l'effort de clouage	61
Figure 56: Diagramme des moments	64
Figure 57: Schéma de ferrailage du pieu	65
Figure 58: Disposition des pieux	66
Figure 59: Forces appliquées sur le mur	66
Figure 60: Ferrailage du mur de soutènement	69
Figure 61: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	72
Figure 62 modélisation du talus instable	74
Figure 63: Modèle avec un confortement	74
Figure 64: Déformation du maillage après confortement par un mur de soutènement	75

Figure 65: déplacement horizontale de mur de soutènement au côté avale	75
Figure 66 : Les déplacements Harizontales du pieu.....	76
Figure 67 : Coefficient de sécurité donné par logiciel	77

Liste des tableaux

Tableau 1 : Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité [9].....	22
Tableau 2: Facteurs de sécurité F_S recommandés selon les risques liés à l'ouvrage [9].....	22
Tableau 3 : Les forces agissantes et leur moment par rapport à O.....	26
Tableau 4 : Résultats d'essai préssiométrique 01.....	38
Tableau 5: Résultats d'essai préssiométrique 02.....	38
Tableau 6: Résultats d'essai préssiométrique 03.....	39
Tableau 7: Résultats des essais pénétrométriques.....	40
Tableau 8: Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau [22].....	43
Tableau 9: Les valeurs de la teneur en eau.....	43
Tableau 10: Résultats de S_r	44
Tableau 11: Classification des sols selon γ_h et γ_d [6].	45
Tableau 12 : Résultats de γ_h et γ_d	45
Tableau 13: Résultats des essais des limites d'Atterberg.....	46
Tableau 14: Résultats de l'essai de cisaillement.....	47
Tableau 15: Résultats des essais au laboratoire.....	47
Tableau 16: Position du centre de gravité (C.D.G.) du massif.....	50
Tableau 17: Position du centre de gravité (C.D.G.) du massif.....	52
Tableau 18 : Résultats du profil géotechnique N1.....	55
Tableau 19 : Résultats du profil géotechnique N2.....	56
Tableau 20 : Les paramètres physiques et mécaniques du site étudié.....	58
Tableau 21: Facteur rhéologique α pour divers types de sols [2].....	62
Tableau 22: Variations des moments en fonction de la profondeur.....	63
Tableau 23: Différentes forces qui agissent sur le mur.....	67
Tableau 24: Les sections de ferrailage obtenu par logiciel.....	69
Tableau 25: les paramètres des couches de sol.....	73
Tableau 26: Paramètre utilisés pour les éléments de confortement.....	73

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel « forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple » ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux,...etc. Trois familles principales de phénomènes, à l'origine de déplacements importants de matériaux sur les talus et versants, peuvent être distinguées, les glissements en terrain meuble, les éboulements en terrain rocheux, les coulées boueuses ou coulées de débris.

Les volumes de sol mise en jeux sont très variables, ils dépendent de la profondeur du champ de glissement, allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. Ainsi l'extension des glissements de terrain peut varier du simple glissement de talus très localisé, au mouvement de grande ampleur concernant l'ensemble du versant. De ce fait les géologues, géomorphologues, et plus récemment, les géotechniciens ont tenté par divers moyens, de comprendre les mécanismes et le processus qui génèrent les glissements de terrain et plus largement, les mouvements de terrain.

Ce présent travail porte sur l'étude d'instabilité d'un glissement de terrain au lieu-dit IFIGHA CW35 commune de Bouhamza. Il s'agit d'une rupture profonde d'un versant schisteux suite aux travaux de modernisation du CW35. De ce fait notre travail se divise en deux grandes parties : La première partie présente des généralités sur les glissements de terrain et leurs principales causes, les méthodes d'analyses ainsi que les techniques de confortement, suivi d'une reconnaissance de site et étude géotechnique pour mieux comprendre le phénomène d'instabilité.

La deuxième partie est développée dans le troisième, quatrième et le cinquième chapitre permet de faire d'une part, l'analyse de l'ensemble des données géotechniques acquises sur les sols en mouvement par les différentes méthodes de calcul soit manuel (méthode globale et la méthode des tranches), soit par le logiciel TALREN dans le but de déterminer la surface de rupture et calculer le coefficient de sécurité. Pour stabiliser le versant on procède aux moyens de confortement adéquats, ce qui a été fait dans le quatrième chapitre. Le dernier chapitre contient une analyse du projet avec le logiciel Plaxis V8.2, qui nous permet d'obtenir les déplacements et le coefficient de sécurité après le confortement. Enfin notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points les plus importants de notre mémoire.

Chapitre I :
Généralité sur les glissements
de terrains

I.1 Introduction

Les phénomènes des glissements de terrains sont considérés comme un danger naturel, ils sont produits dans toutes les régions du monde. Dans ce cas-là, les sols qui nous entourent engendrent une descente de masse de matériaux tels que des roches, de la terre, des déchets miniers ou des débris sur un versant, généralement causés par de fortes pluies, des tremblements de terre et aussi par les activités humaines. C'est pour cela, il faut se rendre compte de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver la bonne solution de protection.

Ce premier chapitre traite des connaissances sur les glissements de terrains. Nous abordons en premier lieu les différents types de glissements (plan et rotationnel), ensuite les principales causes d'un glissement de terrains. Puis, on traite la méthodologie et l'étude d'un glissement, et enfin nous terminons par les méthodes de calcul de stabilité après avoir passé par les principales techniques de confortement.

I.2 Les Glissements de terrains

Ils consistent à une descente en masse de matériaux vers l'aval, le long d'une surface de rupture plane, circulaire ou complexe. Ils se produisent généralement dans des sols peu cohérents (marnes, argiles), une non cohérence causée par la présence de l'eau (les fortes pluies), des tremblements de terre, des éruptions volcaniques (et/ou) diverses activités anthropiques, ils se produisent sans avertissement et surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine.

Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure suivante :

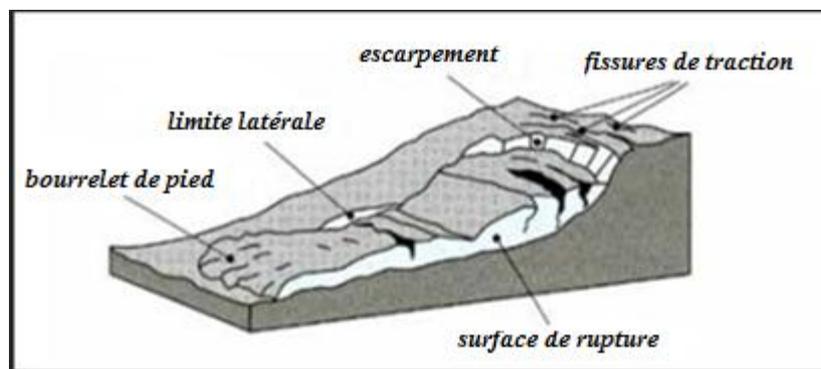


Figure 1: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [1].

- **Escarpement** : Surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface du glissement.
- **Bourrelet de Pied** : Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Surface de rupture** : C'est la surface qui sépare la masse glissante des terrains en place.
- **Fissures de traction** : Rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

Deux grandes catégories de glissement sont définies selon la forme de surface de la rupture :

- les glissements plans,
- les glissements rotationnels (circulaires).

I.2.1 Les glissements plans

Mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique), il se produit surtout en milieu rocheux. 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.

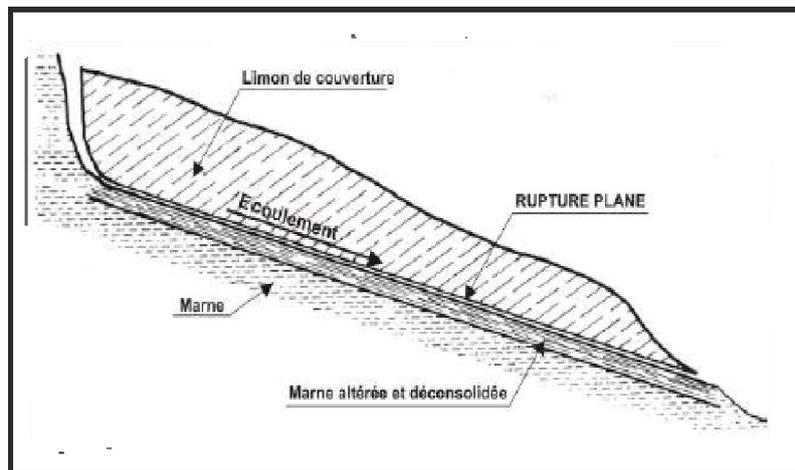


Figure 2: Glissement plan [2].

I.2.2 Les glissements rotationnels ou circulaires

Surface de glissement plus ou moins circulaire, mouvement caractérisé en générale par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontale plus ou moins marqué. Le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles (argileux et silteux), dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisés. La majorité des glissements observés se rattache assez correctement à cette catégorie.



Figure 3: Glissement circulaire [12]

On spécifie deux classes de glissements rotationnels :

I.2.2.1 Glissement rotationnel simple

La surface de rupture à une forme simple et sa ligne prend souvent la forme d'un cercle. Le calcul pour l'analyse de risque de rupture se fait par la méthode classique. Ce type de glissement comprend: un entête des fissures de traction, un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement et à la base, un bourrelet formé par des matières glissées.

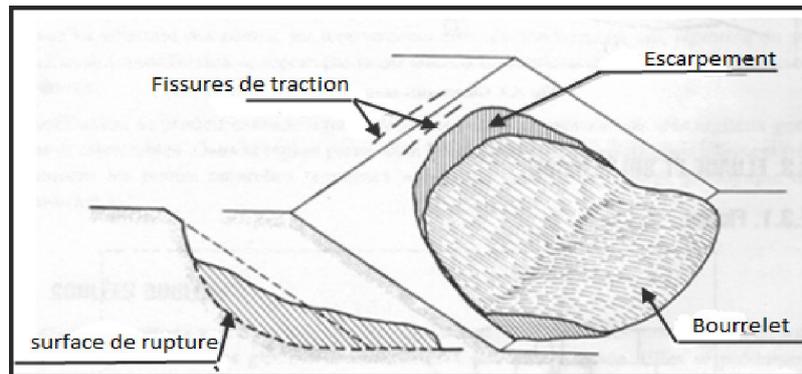


Figure 4: Glissement rotationnel simple [2].

I.2.2.2 Glissement rotationnel complexe

Plusieurs glissements emboîtés les uns dans les autres orientés de la base vers l'amont de la pente, qui conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, sont appelés des glissements rotationnels complexes.

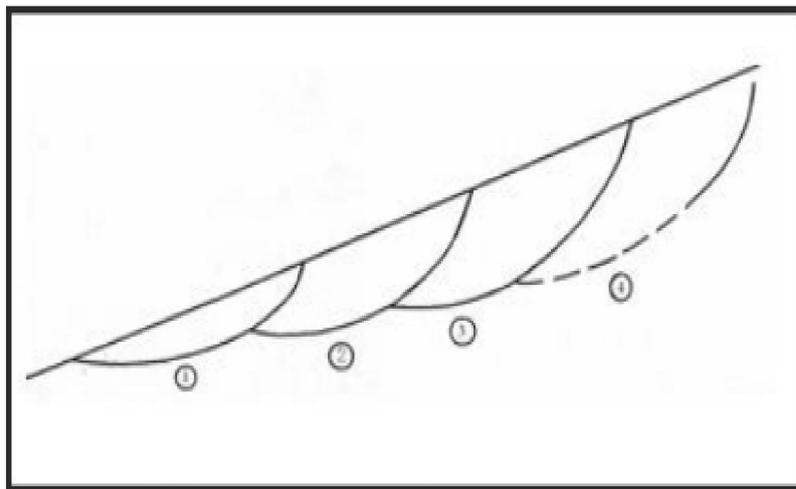


Figure 5: Glissement rotationnel complexe [2].

I.3 Les Chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses

Les mouvements dus à partir d'une falaise ou d'un escarpement rocheux, sont brutaux et rapides. Ils peuvent développer leurs effets sur de grandes distances.

Dans le cas des éboulements en grande masse, l'interaction des blocs entre eux augmente la distance parcourue. On rencontre, en zone de montagne, de très nombreuses chutes de blocs et les traces laissées par ces derniers sont bien visibles dans le paysage.



Figure 6: Eroulement de terrain à AOKAS (Bejaïa) sur la RN9.

I.4 Les Coulées boueuses

Lorsque les matériaux meubles d'un versant sont détremés par des pluies abondantes ou la fonte des neiges, les matériaux n'adhèrent plus à la pente et glissent en masse. 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 avec des vitesses qui peuvent être extrêmement élevées.



Figure 7: Coullée boueuse. Lemieux, vallée de la rivière Nation sude, Ontario, 20 juin 1993 [17].

I.5 Fluage

Les phénomènes de fluage 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 ou la rupture.

La figure 8 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.

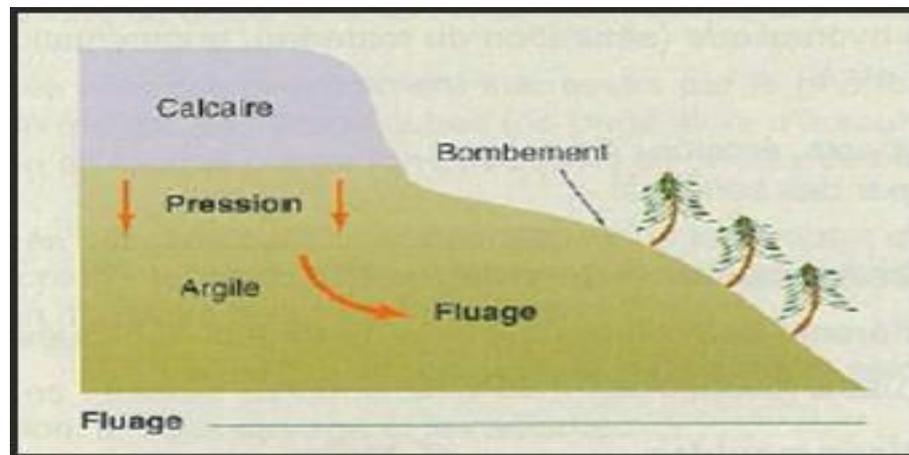


Figure 8: Le phénomène de fluage

I.6 Principales causes d'un glissement de terrain

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses ou désagrégées, (et/ou) de terrains meubles et d'eaux, sous l'effet de la gravité. Ils peuvent se produire sous forme de processus brutaux (chute de pierres et de blocs, éboulements, écroulements, glissements soudains, coulées boueuses, effondrements) ou lents et progressifs (fluage, glissement lent permanent). L'intervention de plusieurs facteurs soit passifs (géologique, pente, hydrologie, climatique et l'activité humaine) ou actifs (les précipitations, la sismicité, le climat et le rôle de l'eau) nous amène face à ces phénomènes.

I.6.1 Les facteurs morphologiques

- ✓ La nature des terrains, qui constitue le versant, est considérée parmi les facteurs d'instabilité permanente imposée par la géologie.

Les terrains vulnérables aux glissements: par leurs natures propres, certains terrains sont prédisposés au glissement, il s'agit :

- des terrains à granulométrie fine (silts et limons)
- des argiles, surtout celles constituées par la montmorillonite.

La très grande majorité des glissements apparait dans des terrains argileux, ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argiles pour que ce matériau impose son comportement.

Toutefois, les glissements peuvent (exceptionnellement) se produire dans des milieux pulvérulents grossiers, par exemple, dans les terrils constitués par des déchets d'extraction minière. Il reste que ces ruptures correspondent pratiquement toujours, soit à une anomalie localisée du milieu (poche fine ou argileuse), soit à une fouille en pied de talus.

- ✓ La pente du versant : le glissement de terrain dépend de la pente d'un talus, celui-là est l'un des paramètres qui conditionnent la stabilité de ces phénomènes. On remarque que suivant la forte pente, les glissements sont plus importants et à faible pente, ils sont moins importants. Pour un talus en déblai de hauteur et de caractéristiques géotechniques données, il existe une pente limite au-delà de laquelle la rupture est inévitable, cette pente limite est définie par le risque de glissement de masses de terrains.
- ✓ Hydrologie : un terrain offrira plus ou moins de résistance au glissement en fonction de sa sensibilité à l'eau et cette dernière s'actionne avec plusieurs formes :

- Action rhéologique :

Pour beaucoup de sols, surtout pour les sols fins argileux, l'apport d'eau entraîne :

-Une réduction de résistance au cisaillement du milieu,

-Une réduction des caractéristiques mécaniques: la valeur de l'angle de frottement d'un milieu pulvérulent n'est pratiquement pas modifiée par l'accroissement de la teneur en eau. Par contre, pour les milieux argileux, cet accroissement induit systématiquement une réduction des caractéristiques " c " et " φ " et de la résistance au cisaillement, d'où l'apparition du glissement.

-Une réduction de la consistance : lorsque la teneur en eau du milieu se rapproche de la limite de liquidité " W_L ", celui-ci passe de l'état plastique à l'état liquide (écoulement).

Chimiquement, une eau peut par action électrolytique modifier la structure de certaines argiles.

- Effet de la pression interstitielle :

La pression interstitielle peut trouver son origine :

-Dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable.

-Dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain.

-Dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un choc sur un milieu saturé (vibration, séisme).

- Pression de courant :

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

- ✓ La nature et l'importance du couvert végétal :
Ils conditionnent la stabilité, le déclenchement et la propagation des phénomènes de glissements. Le couvert végétal a un rôle soit positif (renforcement de la cohésion des sols par le système racinaire) ou négatif (effet de levier sous l'effet du vent, infiltrations d'eau).
- ✓ Le contexte climatique : soit les précipitations pluriannuelles et leur répartition, aussi les variations de l'isotherme (température).
- ✓ Activités humaines : La présence de l'homme dans un espace se traduit par des remaniements de terrain et une modification des conditions d'équilibres des versants, ce qui peut contribuer à les déstabiliser. Voici quelques exemples :

- **Suppression de la butée de pied d'un versant**

Au plan mécanique, le phénomène est simple. Si ' \vec{B} ' est la butée de pied [figure(9)] fournie par le coin de terrain (b), l'élimination de ce coin réduit la valeur $(B \times d)$, le couple stabilisateur qui agit sur la masse de terre (M) en équilibre limite sur le cercle de glissement (c).

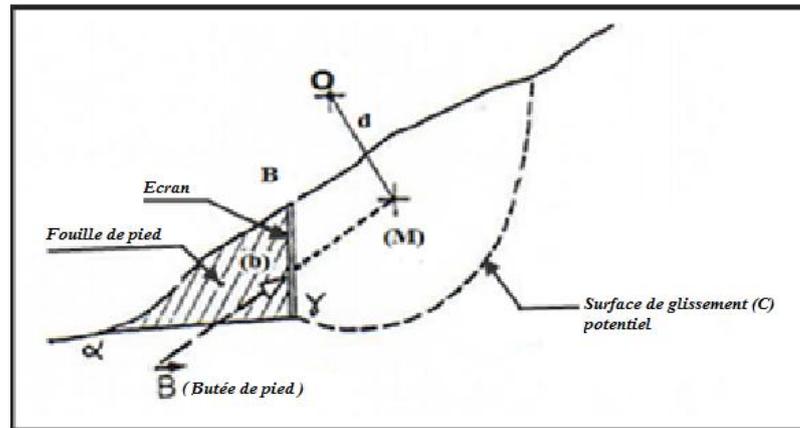


Figure 9: Suppression de la butée de pied

En plus de cette action mécanique, l'entaille du coin (b) favorise le drainage des eaux qui s'écoulent dans le versant. Nous avons vu qu'il en résulte une pression de courant dont le couple moteur s'ajoute au précédent ; également la concentration des filets liquides dans la zone de l'entaille favorise l'érosion interne du terrain par entraînement des fines, d'où, il résulte un ameublissement et un affaiblissement du pied de versant.

La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

- **Par terrassement :** le phénomène décrit dans la [figure (9)] pose souvent sur les chantiers un grand problème de sécurité. En effet, et contrairement à ce qu'on croit communément, la rupture associée à la suppression d'une butée de pied ne prévient pas toujours, surtout en périodes pluvieuses. Lorsque les terrassements sont effectués en périodes sèches, le glissement n'apparaît en général qu'aux premières pluies faisant suite aux travaux ; la rupture peut être brutale. Dans certains versants où la stabilité est précaire, la simple ouverture d'une petite tranchée de canalisation suffit à déclencher un glissement de grande ampleur.
- **Par affouillement ou érosion régressive :** dans les vallées, il arrive qu'en période de crue, la rivière affouille ses berges dans les boucles concaves. Cette érosion entraîne une suppression de la butée de pied, elle est à l'origine de glissements de grande ampleur dans les régions montagneuses. Ces glissements sont d'ailleurs souvent endémiques et évolutifs. Par ailleurs, les fortes pluies, qui sont à l'origine d'une crue, détrempe également les terrains du site lui-même et donc les rendent dans le même temps plus vulnérables au glissement.
- **Implantation de surcharge sur un versant :** La mise en place d'infrastructures peut donc mener à la réactivation d'un glissement ancien ou bien accélérer les processus de déstabilisation en cours, voir déclencher un glissement dans une zone initialement stable mais fragile.
- **L'effet de déboisement :** Le déboisement d'un versant entraîne fréquemment, et dans un délai généralement court, l'apparition de glissements de terrains. Le risque associé au déboisement

est grandement accru lorsque celui-ci accompagné d'un dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur et favorise la pénétration des eaux dans la masse.

1.6.2 Facteurs préparatoires et déclenchants (actifs)

- ✓ Les précipitations : l'augmentation de la teneur en eau d'un terrain est généralement liée aux conditions météorologiques, cette augmentation est causée généralement par des précipitations qui jouent un rôle important dans le développement des mouvements de terrain. Plus souvent, les infiltrations diminuent la force de cohésion et la force de frottement en raison de la poussée verticale. Lorsque la quantité d'eau qui pénètre dans la pente est supérieure à la quantité qui s'en écoule, une pression interstitielle se formant peut déclencher un glissement de terrain.
- ✓ La sismicité/vibrations : les secousses qui sont liées soit aux séismes, soit aux activités humaines (explosion, passage d'un train, machine vibrante, battage de pieux, engin de terrassement,...) peuvent entraîner un remaniement des matériaux. Les tremblements de terre sont souvent à l'origine de glissements de terrains, comme d'ailleurs d'éboulements rocheux. L'effet d'un séisme peut être d'ordre purement mécanique (apparition d'une surface de cisaillement par dépassement de la résistance du milieu). Nous avons vu également que dans les milieux meubles saturés, un séisme comme toute vibration donne aussi naissance à une pression interstitielle qui peut entraîner la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu. Lorsqu'on recherche les causes d'un mouvement de terrain, il est toujours nécessaire de vérifier l'état de la sismicité régionale ou regarder la chronologie de l'accident.
- ✓ Rôle de l'eau : l'eau joue un rôle central dans les processus de glissement, lorsque l'eau s'infiltré dans le sol, elle prend la place qu'occupait l'air dans les interstices, les fissures et les cavités. L'eau étant plus lourde que l'air, le terrain peut se retrouver surchargée, ce qui joue en faveur de la gravité au détriment de la force de cohésion.
- ✓ Le climat : les principaux facteurs climatiques sont :
 - L'altération qui est due aux changements climatiques brusques, la température élevée, la pluie, le vent...etc.
 - L'augmentation des pressions interstitielles par infiltrations d'eaux.
 - L'accumulation des précipitations qui fragilisent les substratums.
 - L'intensité des eaux de pluie qui vont s'infiltrer dans le sol engendrant l'augmentation du niveau de la nappe : l'augmentation du niveau de la nappe induira une augmentation de la contrainte de cisaillement dans le sol qui provoquera le glissement du terrain.

1.7 Processus d'étude des glissements de terrains

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 stabilité d'un versant avant apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles.

Il faut d'abord remarquer que l'approche géologique, purement naturaliste et descriptive, est nécessaire mais insuffisante pour une analyse mécanique du phénomène qui permettra la définition des travaux confortatifs à mettre en œuvre sur un site instable. De même façon, une approche top mécanique «mise en équation» d'un versant naturel de structure géologique nécessairement complexe et, a priori inconnue, représente une approche naïve qui ne conduit à rien.

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique : ceci est possible grâce notamment aux moyens technologiques dont on dispose actuellement.

I.7.1 Repérage topographique d'une zone instable

Etablissement d'un plan topographique à grande échelle

Vue à l'insuffisance des cartes topographiques à petite échelle, il est indispensable d'entreprendre un levé topographique à grande échelle, afin de repérer la zone glissée, d'en tirer du plan en courbes de niveau, et des profils jalonnées. Les levés géométriques périodiquement réalisés, permettent de suivre l'évolution des glissements.

Repérage des éléments caractéristiques du glissement à grande échelle

Les éléments auxquels on doit prêter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- Les arbres, inclinés, droits ou tordus constituent les repères de courants souvent les seuls dans les zones non urbanisées.
- Les poteaux électriques ou téléphoniques verticaux ou inclinés.
- Les murs de soutènement ou de construction, fournissent par l'observation des divers, des ventres et des fissures, de bon repères.
- L'existence de failles de plis et d'autres indices géologiques.
- Les routes et les chemins de fer dont l'état de détérioration témoigne d'un mouvement actif du terrain.

I.7.2 Géologie du site

A partir des données fournies par la carte géologique de la région, il est possible de tirer des renseignements utiles sur la lithologie et sur l'agencement structural (orientation et pendage des couches et des discontinuités). Elle donne encore des indications sur les circulations d'eaux souterraines en milieu poreux et fissuré, sur la base des coordonnées cartographiques, on peut reconstituer la structure tridimensionnelle des unités géologiques et évaluer le contexte de formation de possibles mouvements de terrain. Les différents phénomènes d'instabilité de pente, comme les glissements ou les éboulements généralisés sur une carte géologique au 1/25000 par leur périmètre.

I.7.2.1 Etude hydrogéologique

L'investigation hydrogéologique des terrains repose sur la définition préalable d'un schéma supposé réaliste du fonctionnement des aquifères du versant. Ces derniers tiennent compte des caractéristiques géométriques des unités géologiques, des conditions d'écoulement des eaux souterraines, des conditions hydrologiques et météorologiques. Elle a pour but de connaître la répétition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps, et de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eaux et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et établir l'inventaire hydrogéologique.

Pour une étude hydrogéologique, les techniques utilisées généralement sont :

- Le repérage des niveaux d'eau dans les puits.
- Le recueil des données météorologiques.
- Les mesures de débit de sources.

- La piézométrie.

I.7.3 Etude géotechnique

Une étude géotechnique consiste à définir toutes les caractéristiques mécaniques d'un sol à partir d'essai in-situ et au laboratoire.

Cette étude a pour but de :

- Fournir une définition géologique précise du site étudié.
- Notamment de mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pendages.
- De définir la forme géométrique de la masse en mouvement, et donc la position de la surface de glissement.
- De mesurer les caractéristiques mécaniques des divers terrains concernés.
- De repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

Ces moyens d'investigation sont :

- Les sondages et les prélèvements d'échantillons.
- Valorisation des sondages.
- Les essais géotechniques :
 - Les essais au laboratoire.
 - Les essais in-situ.
- La prospection géophysique.
- Synthèse des informations disponibles.
- Calculs de stabilité.

Sondage et prélèvement d'échantillons

Les sondages sont la partie la plus importante d'une reconnaissance. Leur nombre et leur implantation ne seront recommandés qu'après l'étude géotechnique effectuée au préalable. Leur nature dépend du but à atteindre, on s'efforce néanmoins d'implanter des sondages à périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la zone et également dans la zone stable immédiate. Le prélèvement d'échantillons peut se faire à la tarière pour la mesure des propriétés physico-chimiques des sols et au carottier pour sa mesure des caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols.

Cependant la modification des contraintes initiales aux moments du prélèvement des sols en place peut introduire une certaine destruction des carottes, et on peut penser que pour certains (en particulier des sols faiblement sur-consolidés) même les meilleures conditions de prélèvement entraînent un certain remaniement.

Valorisation des Sondages

On doit s'efforcer à valoriser les sondages carottés, qui sont des essais onéreux, par les techniques complémentaires suivantes :

- Reconnaissance diagraphique au moyen des sondes descendues dans les trous de forages qui permettent parfois de faire apparaître les surfaces de glissement.
- Essai préssiométrique avec concentration au voisinage de la surface de rupture lorsqu'on a une première idée sur celle-ci.
- Mise en place des tubes piézométriques dans les sondages verticaux.
- Mise en place d'un certain nombre de forages verticaux de tubes déformables permettant de suivre l'évolution du glissement et de repérer avec précision la surface de glissement.

I.8 Quelques cas pathologiques observés

Nous allons présenter quelques exemples sur les glissements de terrain, pour avoir plus une idée sur les facteurs et les causes qui provoquent ces phénomènes dans notre pays.

I.8.1 Glissement de la mosquée de Sidi Ouali (Bejaia)

La mosquée de Sidi Ouali est située au sommet du glissement de terrain, au nord de la ville de Bejaia sur le flanc sud du Djebel Gouraya.



1:Photo montrant les fissures de traction [14]



2: Photo montrant l'escarpement [14]

Figure 10: glissement de la mosquée de sidi ouali

Le glissement a commencé à se manifester par des fissures transversales parallèles à la façade de la mosquée, et cela au mois de janvier 1998. Le glissement s'accélérait pendant les périodes pluvieuses par l'ouverture de fissures et l'augmentation de la hauteur du glissement qui atteint actuellement 7 à 9 mètres.

On note que le talus de rejet est constitué en totalité de remblai provenant des terrassements des terrains voisinant. Le glissement s'est produit sur une pente très accentuée de l'ordre de 45° environ et de direction Ouest-Est. Ce glissement s'étend sur une longueur de 60m et d'environ 35m de largeur, soit une superficie de 2100 m^2 .

Les désordres causés par le glissement ont été représentés par le départ du remblai en grande masse et des fissures en diagonale sur le mur de la mosquée Sud-est.

La géologie du site de Sidi Ouali est caractérisée par un dépôt de matériaux d'apport provenant des terrassements des terrains avoisinants sur des formations de sénonien marno-schisteux stratifié. Le plan de stratification est de direction Nord 330° Est avec un pendage de 60° vers l'Est. Ces mesures ont été prises sur le talus de la piste du flanc droit du glissement. Il ressort que la direction des couches est presque perpendiculaire au sens du mouvement.

I.8.2 Le Glissement de Tizi (Bejaia)

Situé sur le djebel Sidi Boudraham, le sol avec des pentes supérieures à 20% est composé d'éboulis de pente plaqué contre un substratum de compacité plus forte. Ces éboulis ont des caractéristiques mécaniques très médiocres. En outre, des circulations d'eaux d'origines diverses.



Figure 11: Glissement de Tizi (quartier de Bejaia) - Basculement d'une habitation [14].

I.8.3 Le Glissement de Belouizdad (Alger)

Les limites du glissement de Belouizdad ont été déterminées sur la base des dégradations constatées dans le bâti. Cependant, certains indices de terrain, telle que la fissuration des talus et la morphologie des formations argileuses, ont contribué à une meilleure identification des zones instables. Ces limites s'étendent sur une longueur d'environ 1000 m, entre le boulevard Bélouizdad et Oued Rhumel, et une largeur allant de 200 à 300 m.

La dénivelée entre l'escarpement de la tête du glissement (bien visible sur la rue Bélouizdad) et sa base est de l'ordre de 210 m.



Figure 12: Fissures causées par le Glissement de terrain à Belouizdad. 2002 [15].

I.8.4 Exemple du glissement à Boudraa Salah (ALGER)

La cité EL BIR se trouve dans une zone exposée à des risques évidents de mouvements de sols et de sous-sols aggravés par l'intervention anthropique anarchique, désordres et dégâts causés aux structures, superstructures et aux façades des constructions par des mouvements de sols et de sous-sols.



Figure 13: Constructions ayant subi des basculements [15].

I.9 Les Méthodes de confortement des mouvements de terrains

Dans cette partie, on présentera les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement pour un glissement de terrain. Ils dépendent du type d'instabilité, de la cinétique des phénomènes, des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et de son évolution dans le temps.

Les techniques d'intervention disponibles se regroupent en trois grandes familles :

- Les terrassements,
- Les drainages,
- Les Renforcements.

I.9.1 Les terrassements

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

- Butée de pied simple,
- Les actions sur la géométrie de la pente : Purge et reprofilage,
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

❖ Butée de pied simple

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette ou butée, agit par contre-balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité au reversement, au glissement de l'ouvrage et la stabilité globale du site. La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications [figure (14)].

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques du glissement en amont,
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements, par exemple à l'aval.

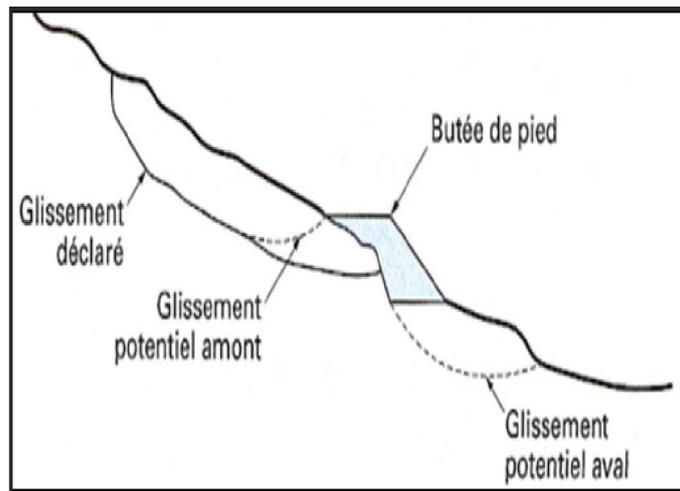


Figure 14: Calcul de stabilité d'une butée de pied [1]

❖ Allègement en tête

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

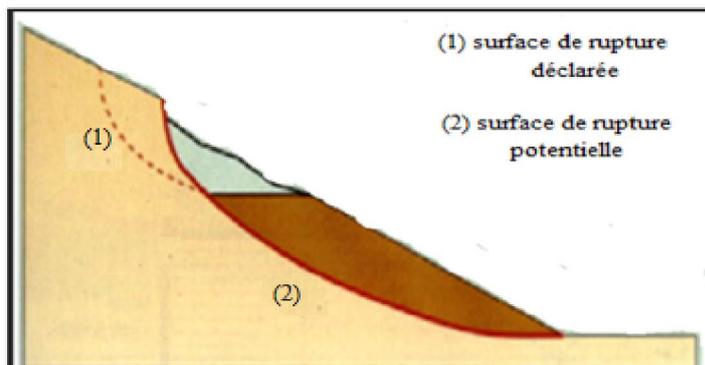


Figure 15: Allègement en tête [1]

❖ Reprofilage

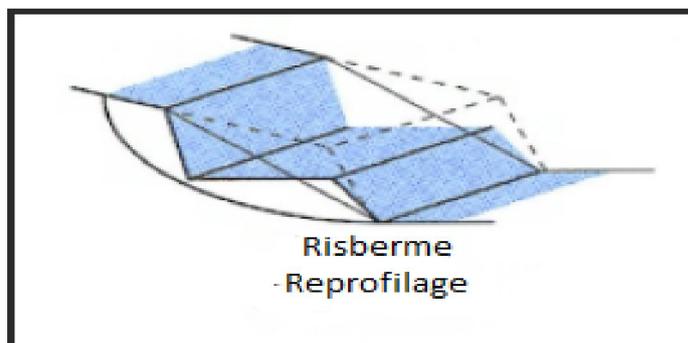


Figure 16: Reprofilage [1].

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par réétalonnage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement, de pratique courante, est particulièrement bien adapté aux talus de déblais. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

❖ Purge

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

❖ Substitution totale ou partielle

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

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

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

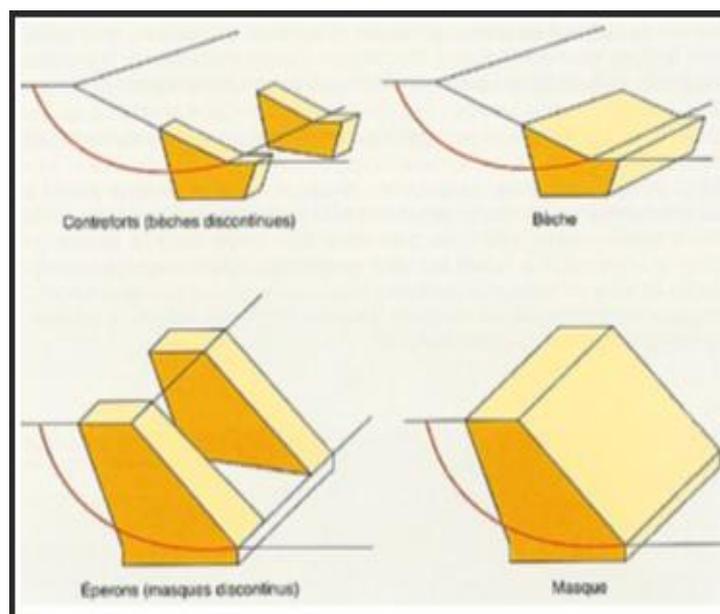


Figure 17: Substitution partielle [1].

I.9.2 Dispositifs de drainage de surface

- Drains subhorizontaux,
- Tranchées drainantes,
- Les géotextiles.

Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

-Eviter l'alimentation en eau du site,

-Expulser l'eau dans le massif du sol instable afin de réduire les pressions interstitielles.

✓ Drains subhorizontaux

Des forages légèrement inclinés vers l'aval, équipés d'un drain collectent l'eau dans le massif et l'évacuent par gravité vers l'exutoire aménagé. L'objectif est d'abaisser le niveau piézométrique pour diminuer, ou annuler les pressions interstitielles. Le forage subhorizontal, d'un diamètre de l'ordre de 80 à 150 mm, est équipé d'un tube permettant la collecte des eaux en évitant l'entraînement des particules solides du sol.

La filtration se fait par un crépinage spécifique sur le tube. Soit par un filtre géosynthétique entourant le tube, la pente de forage est légère (2 à 5%) vers l'aval. Ces tubes sont généralement en PVC, parfois en acier lorsque des grandes déformations sont susceptibles de se produire.

✓ Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau. Le choix de l'implantation dans le sens de la plus grande pente ou en parallèle aux lignes de niveau, dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité de la tranchée. L'effet stabilisateur, dans le cas des tranchées drainantes entraîne la diminution des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. La profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre.



Figure18: Coupe type d'une tranchée drainante [1]

✓ Les Géotextiles

L'utilisation des géotextiles dans le développement des remblais a été utilisée plus tardivement, cependant l'aspect de cette dernière donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextiles s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés des sols meubles. Les géotextiles sont définis comme des produits textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes. Ils sont utilisés au contact du sol ou d'autres géomatériaux dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

Les géotextiles sont largement étendus à tous types d'ouvrages de génie civil, car c'est facile à mettre en œuvre et assez peu coûteux.

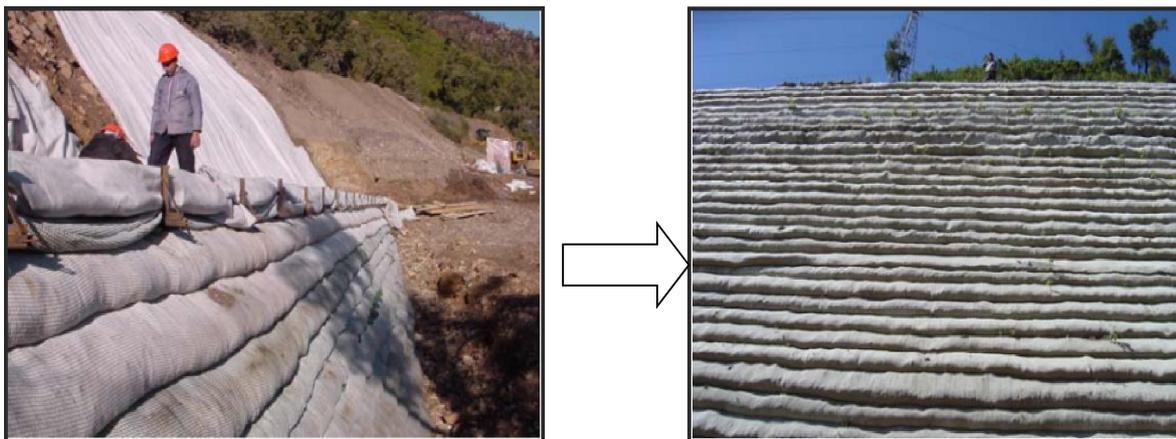


Figure 19: Construction par couches [18]

Vue de l'ouvrage achevé [18]

I.9.3 Introduire les éléments résistants

- Ouvrage de soutènements,
- Tirants d'ancrage,
- Clous et micro-pieux.

I.9.3.1 Murs de soutènements

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, puisqu'ils ne permettent pas le déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. Pour les ouvrages souples, il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

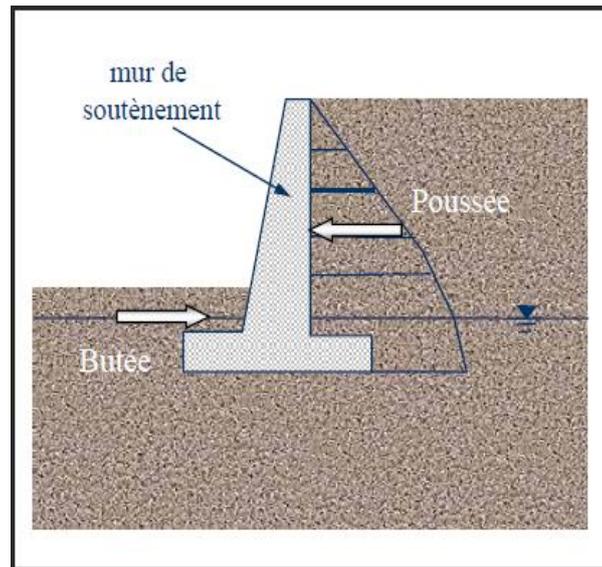


Figure 20: Mur de soutènement [15].

I.9.3.2 Les murs en gabions

Les murs gabions sont utilisés comme des soutènements, ils servent grâce à leurs capacités drainantes à stabiliser des pentes éboulées. Ils sont relativement faciles à mettre en œuvre. Les gabions peuvent être constitués par tissage de fils métalliques (mailles hexagonales double torsion) ou par soudage de fils avec des mailles carrées ou rectangulaires.



Figure 21: Mur en gabions [19].

I.9.3.3 Tirants d'ancrages

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

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

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



Figure 22: Schéma de confortation par tirants d'ancrages [15].

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 se faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques classes dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants [13].

I.9.3.4 Clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

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

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite P_{qs} où P est le périmètre du clou et q_s le

frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais préssiométrique; là encore, on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

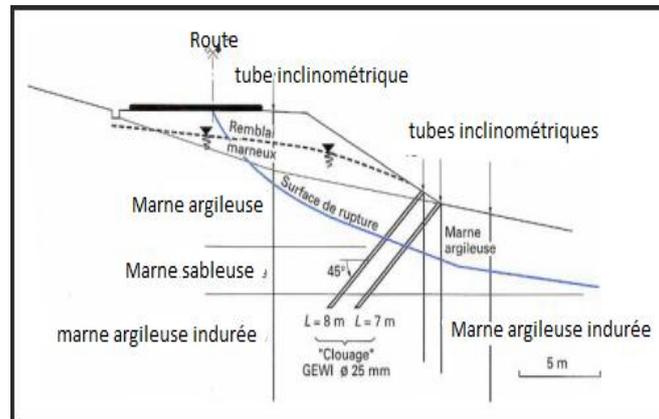


Figure 23: Exemple de clouage d'un glissement [14]

I.10 Les différentes méthodes de calcul d'un glissement de terrain

Un glissement de terrain est caractérisé par un déplacement de masse de terrain plus ou moins brutal sous l'action de la pesanteur et se résume à une étude de stabilité de pentes. Ce déplacement se produit en un lieu, si de nombreux facteurs d'instabilités (facteurs permanents et variables) peuvent être réunis pour générer des mécanismes de rupture.

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la stabilité des terrains plus ou moins efficaces. Un mouvement de terrains présente différentes phases, différents mécanismes de rupture et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être décrits par le programme de calcul (il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique du site). L'étude d'un glissement et nécessite, donc de savoir si le problème va dépendre de ce choix, si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps de leur acquisition vont être très importants. Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres: les moyens disponibles et le comportement global de la pente [5].

I.10.1 Coefficient de sécurité

Le coefficient est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis la rupture.

✓ Calcul du coefficient de sécurité

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. L'étude d'un talus comporte une reconnaissance du site, le choix des caractéristiques mécaniques des sols (c et φ), un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité (F_S) par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement

pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit par différentes façons montrées au tableau ci-dessous :

Tableau 1 : Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité [9]

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_S = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F_S = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F_S = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	par exemple : H / H_{\max}

Ces rapports peuvent avoir l'une des valeurs suivantes :

- $F_S = 1$: les terrains sont en équilibre critique;
- $F_S > 1$: les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement);
- $F_S < 1$: les terrains sont instables (il y a un glissement).

Dans le cas des ouvrages importants où la stabilité doit être assurée à tout prix, la recommandation exige une valeur de facteur de sécurité minimale généralement de 1,4 à 1,5. Le tableau (2) donne les différentes valeurs de F_S requises pour certains ouvrages en fonction des risques.

Tableau 2: Facteurs de sécurité F_S recommandés selon les risques liés à l'ouvrage [9].

Facteur de sécurité globale		Risques humains		
		Négligeable	Moyen	Elevé
Risques économiques	Négligeable	1.1	1.2	1.4
	Moyen	1.2	1.3	1.4
	Elevé	1.4	1.4	1.5

I.10.2 Choix de la méthode et du coefficient de sécurité

Le choix de la méthode de confortement et le coefficient de sécurité basé sur plusieurs critères :

- La forme de la surface de glissement;
- La rupture le long d'une surface plane;
- La rupture circulaire;
- La rupture le long d'une surface de forme quelconque.

Pour les ruptures planes, les calculs sont très simples, les formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilités.

En ce qui concerne les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et des F_s que l'on évalue sont donc différents (ex : méthodes de Fellenius ou méthode de Bishop).

La méthode de Fellenius donne généralement des F_s plus faibles que la méthode de Bishop, les écarts peuvent atteindre 10 %.

- Pour les ruptures selon une surface quelconque, c'est la méthode des perturbations qui est la plus performante.

I.10.3 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 . Ce coefficient a 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.

I.10.4 Méthodes basées sur l'équilibre limite

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites équilibre limites ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois [4] :

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

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

- Etude l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; CAQUOT ; de BIAREZ...)
- Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices, c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISCHOP...).

I.10.5 Méthode globale

La méthode globale tel que elle est représenté sur la [figure(24)] suppose en principe un milieu homogène et isotrope défini par (γ, φ, c , et u), quand on est en présence d'une nappe aquifère. Le calcul est effectué en admettant que le massif est en équilibre limite. Ce dernier est considéré comme un solide indéformable. L'hypothèse consiste à assimiler la ligne de glissement MA à un arc de cercle de centre O.

a) Forces qui agissent sur le massif

- Le poids \vec{W} ,
- La résultante \vec{c} des forces de cohésion,
- La résultante \vec{f} des forces de frottement,
- Une pression interstitielle \vec{U} ,
- Les surcharges éventuelles.

L'intensité de u ne dépend que de la hauteur de charge, d'où : $U_p = \gamma_w \cdot (Z_M - Z_P)$

Z_M : charge hydraulique,

Z_P : cote par rapport à un plan de référence,

La figure précédente [figure (25)] montre comment évaluer la pression interstitielle.

Les surcharges

Il peut s'agir d'une route, d'une aire de stockage (p) ou de convois (p). Lorsque les surcharges sont placées en partie haute ou à mi-pente, elles modifient la stabilité du massif et créent en général un moment favorable à la rupture.

Selon la position des surcharges par rapport à l'axe Oz, elles créent un moment moteur ou stabilisateur.

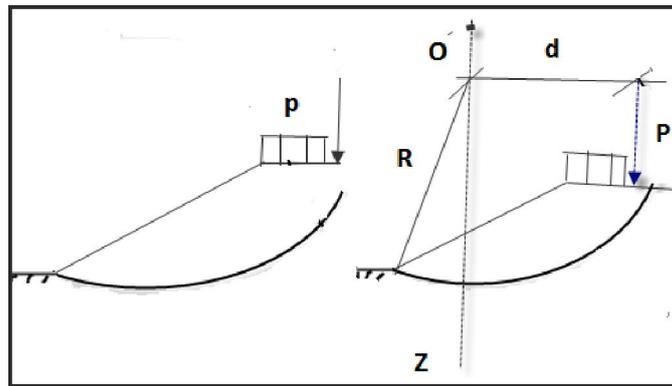


Figure 26: Action des surcharges sur un talus.

b) Moments des forces par rapport à O

Le massif étant en équilibre, on écrit que l'ensemble de ces forces a une résultante nulle et un moment nul par rapport à O.

Bras de levier de la résultante \vec{C} des forces de cohésion

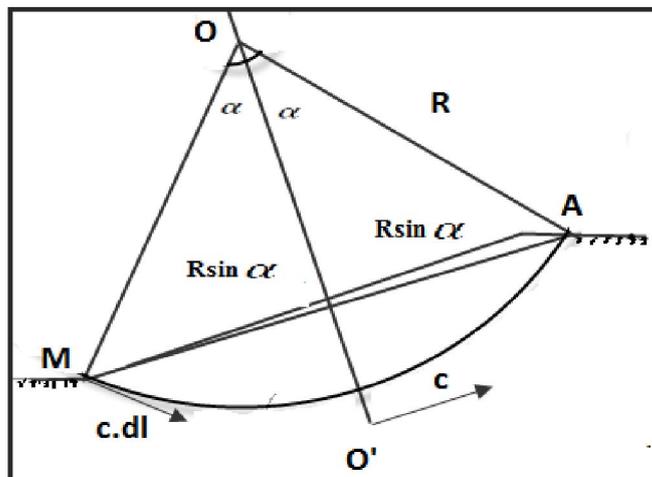


Figure 27: Méthode globale : forces de cohésion.

Le moment de la force de cohésion \vec{C} par rapport à O vaut :

$$M/O = C.OO' = c \cdot \text{corde } \widehat{MA}.OO' = c \cdot 2.R \sin \alpha .OO'$$

Il vaut également par définition: $R \cdot \sum cdl = R \cdot c \cdot L = R \cdot c \cdot 2.R \cdot \alpha$

Avec L : longueur de l'arc \widehat{MA} , $\widehat{MA} = 2.R \cdot \alpha$ tel que (α en radiant)

D'où :

$$c \cdot 2.R \sin \alpha .OO' = R \cdot c \cdot 2.R \cdot \alpha$$

On déduit :

$$OO' = \frac{R \cdot c \cdot 2.R \cdot \alpha}{c \cdot 2.R \sin \alpha} = R \frac{\alpha}{\sin \alpha}$$

Tableau 3 : Les forces agissantes et leurs moments par rapport à O.

Forces agissantes			Bras de levier	Moment
Symbole	Nature	Expression		
W	Poids	W	OH	W.OH
C	Cohésion	$c \cdot 2.R \cdot \sin \alpha$	$R \frac{\alpha}{\sin \alpha}$	$2 \cdot c' \cdot \alpha R^2$
F	Frottement	$R_N \cdot \text{tg } \varphi$	R	$R_N \cdot \text{tg } \varphi' \cdot R$
U	Pression interstitielle	$\gamma_w \cdot (Z_M - Z_P)$	0	0

L'équilibre des forces donne :

$$\vec{W} + \vec{C} + \vec{F} + \vec{U} = \vec{0}$$

$$C = \frac{C' \cdot 2.R \cdot \sin \alpha}{F} \quad (1) \quad \Rightarrow \vec{W} + \frac{C' \cdot 2.R \cdot \sin \alpha}{F} + \vec{R}_N + \vec{R}_T + \vec{U} = \vec{0}$$

$$\vec{F} = \vec{R}_N + \vec{R}_T$$

L'équilibre des moments par rapport au point O à partir du tableau 3 s'écrit donc :

$$W.OH - \frac{2 \cdot c' \cdot \alpha R \cdot R}{F} - \frac{R_N \cdot \text{tg } \varphi' \cdot R}{F} = 0 \quad (2)$$

On se fixe une valeur de F arbitraire (F=1 par exemple) et on procède aux étapes suivantes :

- Calcul de C (F=F₁=1) = C₂
- Tracé du polygone des forces N⁰1($\vec{W} + \vec{C}$) et on tire la valeur de R_{N1}
- Calcul de F=F₂ à partir de l'équation (2),

Si F₁ est différent de F₂, on poursuit le processus :

- Calcul de C (F=F₂) = C₂
- Tracé du polygone des forces N⁰2 et on tire la valeur de R_{N2}
- Calcul de F = F₃ à partir de l'équation (2)

I.10.6 Méthodes des tranches

I.10.6.1 Méthode détaillée de Bishop

Les composantes : $V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1}$ des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (fig.28) et influencent la réaction R_n .

En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée *méthode détaillée*, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_S en tenant compte de ces sollicitations.

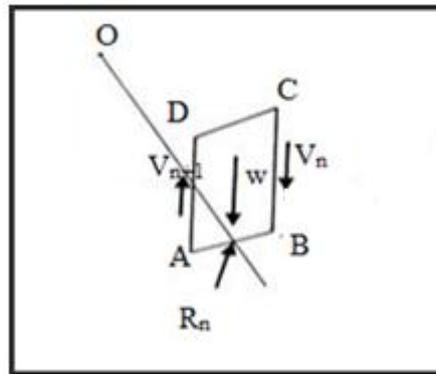


Figure 28: Forces agissants sur la tranche n [2].

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_S = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \sin \alpha} \sum_{i=1}^n \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - U] b [\tan \phi'_i + c'_i \cdot b]}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi'_i}{F_S}} \quad (1)$$

Pour déterminer F_S , il faut :

- procéder par itérations successives, puis F_S [figure (28)] aux deux membres de l'équation,
- définir $V_n - V_{n+1}$.

Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple, admettre que le long des plans verticaux, les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer $V_n - V_{n+1}$ est alors possible. Toutefois, le calcul est très difficile et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur. Cette méthode est développée dans les références [11] et [6].

I.10.6.2 Méthode de Bishop simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée, l'équation (1) devient alors :

$$F_S = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \sin \alpha} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(W - U_i \cdot b) \tan \phi'_i + c'_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi'_i}{F_S}} \quad (2)$$

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.

Le résultat est rapidement convergent. Évidemment, ce type de calcul se prête bien au traitement par ordinateur.

I.10.6.3 Méthode de Fellenius

- On suppose que la ligne de glissement est circulaire, mais on néglige totalement les efforts inter tranches.
- Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques c_i ; φ_i et γ_i
- Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement,
- La méthode consiste tous d'abord, à découper le volume de sol intéressé (compris dans l'arc) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux [voir la figure (29)].
- C'est la méthode fondamentale pour l'analyse de stabilité des talus.
- 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 sur la figure) correspond à une limite entre deux tranches.

Nous allons étudier l'équilibre de l'une de ces tranches (ABCD) comme elle est indiquée sur la figure.

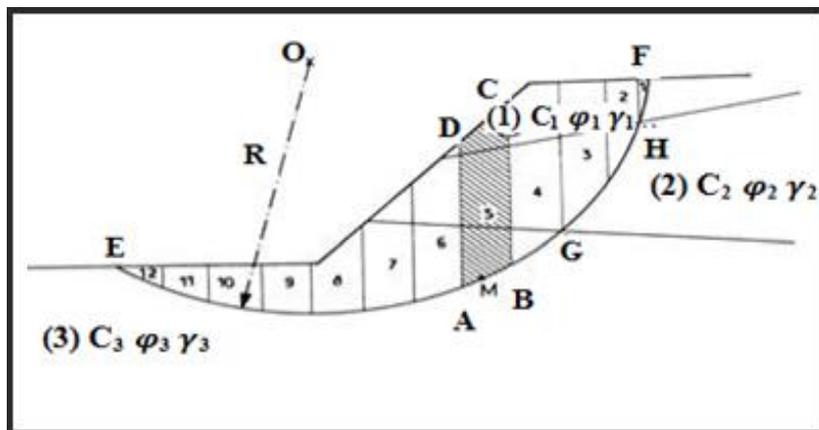


Figure 29: Découpage en tranches d'un talus [2]

Les forces agissant sur cette tranche sont :

- Le poids W ,
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB,
- La réaction 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 tend à provoquer les glissements,

- ✓ Les moments résistants, comme ceux des réactions supposant globalement au glissement de la tranche : moment de R_n, H_n, H_{n+1}, V_n et V_{n+1} .

Considérons la somme des moments pour tout l'arc EF, on voit que la somme des moments des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche (n-1), le moment des forces $-V_n$ et $-H_n$ s'oppose à celui de V_n et H_n , pour la tranche (n+1), le moment des forces $-V_{n+1}$ et $-H_{n+1}$ s'oppose à celui de V_{n+1} et H_{n+1} .

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force qui agit sur l'arc (AB) est le poids W , à l'exception des forces internes. Dans ce cas : $W = -R_n$

Décomposons le poids W de la tranche n en une force normale N_i à AB, et une force T_i tangentielle à AB

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_i .

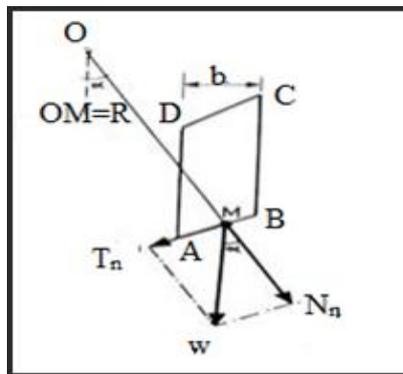


Figure 30: Les composantes du poid W. [2]

D'après la loi de Coulomb, celle-ci s'écrit : $(R_i)_t = c_i \cdot AB + N_i \cdot \text{tg}\varphi_i$

La somme des moments pour toutes les tranches est : $\sum_1^n R \cdot (c_i \cdot AB + N_i \cdot \text{tg}\varphi_i)$

Avec i : nombre total des tranches,

c_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB. D'autre part, le moment moteur est du à T_i et est égal à $T_i \times R$, d'où :

$$F_S = \frac{\sum_1^n (C_i \cdot AB + N_i \cdot \text{tg}\varphi_i)}{\sum_1^n T_i} \quad (3)$$

tel que : $N_i = W_i \cos \alpha_i$; $T_i = W_i \sin \alpha_i$

Remarques :

1. Si le sol est homogène, $c = \text{Cte}$ et $\varphi = \text{Cte}$, donc, la formule (3) devient (4) :

$$F_S = \frac{C \cdot AB + \text{tg} \varphi \sum N_i}{\sum T_i} \quad (4)$$

2. Lorsque les cercles sont profonds, c'est-à-dire, lorsque la ligne de rupture dépasse l'aplomb du centre du cercle vers le coté aval [figure(31)], le massif de sol situé coté aval a un effet stabilisateur. En effet, les composantes tangentielles T du poids W de la tranche sont orientées en sens inverse des moments moteurs. Dans les formules (3) et (4), T devra être compté

algébriquement de façon positive pour les tranches qui sont actives et négative pour les tranches passives.

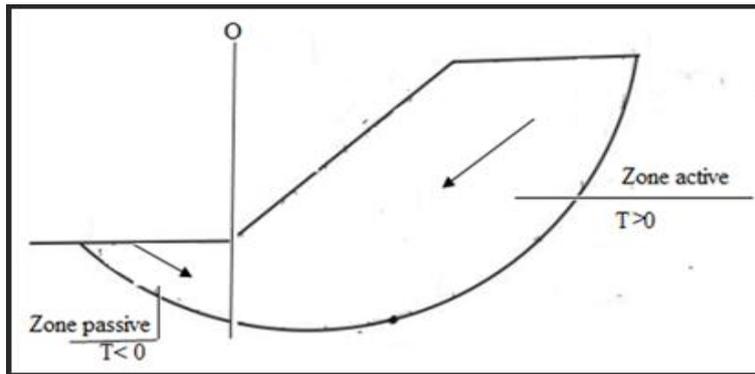


Figure 31: Cercle profond .

3. Affectons les caractéristiques mécaniques c_i et $\tan\phi_i$ de chaque couche du coefficient de sécurité

minimal recherché F_{sa} : $c_i^* = \frac{c_i}{F_{sa}}$ $\tan\phi_i^* = \frac{\tan\phi_i}{F_{sa}}$

La condition de stabilité du talus pour tous les cercles de rupture possible, déduite de la formule (3), devient alors :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i^* \cdot AB + N_i \cdot \tan\phi_i^*)}{\sum_{i=1}^n T_i} > 1,5$$

Autrement dit, le coefficient de sécurité peut être appliqué directement sur les caractéristiques mécaniques.

4. Avec les notations définies sur la [figure (31)], la formule (3) peut s'écrire :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i \cdot \frac{b}{\cos\alpha_i} + W \cos\alpha_i \cdot \tan\phi_i)}{\sum_{i=1}^n W \sin\alpha_i}$$

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

b : la largeur des tranches;

α : L'angle vertical orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

-La hauteur de tranche pour le calcul du poids W .

Cette dernière formule est très pratique pour l'élaboration de programmes de calcul.

I.10.6.4 Méthode Simplifiée de Janbu et Al. (1956)

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes:

-Elle suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire),

-Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments. Il obtient la formule du coefficient de sécurité suivante :

$$F_s = \frac{\sum [c'L + (N - UL)\tan\phi'] / \cos\alpha}{\sum W \sin\alpha}$$

Le coefficient de sécurité obtenu est par la suite corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol

Le coefficient de sécurité est alors égal à : $F'_s = f_0 \cdot F_s$

I.10.6.5 Méthode Des Perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et Al (1974) et développée par Faure (1985). Cette technique permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Le massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque est alors en équilibre sous l'effet de son poids propre et de la réaction du sol sous-jacent.

Dans cette méthode, on fait l'hypothèse que la contrainte normale σ sur la surface de rupture est donnée par une « perturbation » de la contrainte de Fellenius σ_f . La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme étant le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème, qui sont le coefficient de sécurité F et les deux autres paramètres qui modifient la contrainte approchée (λ et u). Par ailleurs, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions ou pour le développement de méthodes en déplacements.

I.11 Conclusion

D'après de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrains sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène, il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides.

Ces phénomènes d'instabilité de terrains se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol, lequel est soumis soit à des variations naturelles telles: le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol,...etc. où anthropiques comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux...etc. Pour cela, on a présenté les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Toutes ces méthodes nous amènent au calcul du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour l'évaluation de stabilité des pentes.

Les techniques de confortement des glissements de terrains sont très nombreuses. Elles doivent être adoptées aux conditions du site, et les différences engendrées par le glissement. L'application des techniques de confortement se fait suivant la cause et le type de glissement, les contraintes du site, le risque et la faisabilité de la solution. Le confortement peut se faire soit par une action géométrique, l'action sur les conditions hydrauliques et l'action sur les caractéristiques du sol...etc.

Chapitre II :
Reconnaissance du site et étude
géotechnique

Chapitre II : Reconnaissance du site et étude géotechnique

II.1 Introduction

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un glissement de terrain. La reconnaissance des sols est une étude in situ et en laboratoire, qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place. Son but est de donner les éléments nécessaires pour les études de tous travaux de génie Civil dans notre cas la modernisation des travaux de CW35 sur 40 Km lot n° 01 PK60+000 au PK 79+000. Plusieurs essais ont été faits dans le but de reconnaissance géologiques et géotechniques du glissement de Terrain survenu sur le chemin de wilaya n° 35, dans la localité de BOUHAMZA wilaya de Bejaia. Pour cela, un programme d'investigation a été réalisé par le laboratoire. Ce programme a fait l'objet des essais suivants :

- Essais d'identification (Analyses minéralogiques, granulométrie, plasticité...).
- Essais in situ (sondages carottés, préssiomètre et le pénétromètre dynamique lourd).

II.2. Le cadre géographique de la zone d'étude

II.2.1. La situation géographique

Le secteur d'étude est situé à 110 Km du chef-lieu de la wilaya de Bejaia. Le site de glissement est localisé sur le talus amont du chemin de wilaya n°35, il est situé dans la localité de Bouhamza, sur un versant de pente moyenne à élever et présentant une topographie irrégulière.

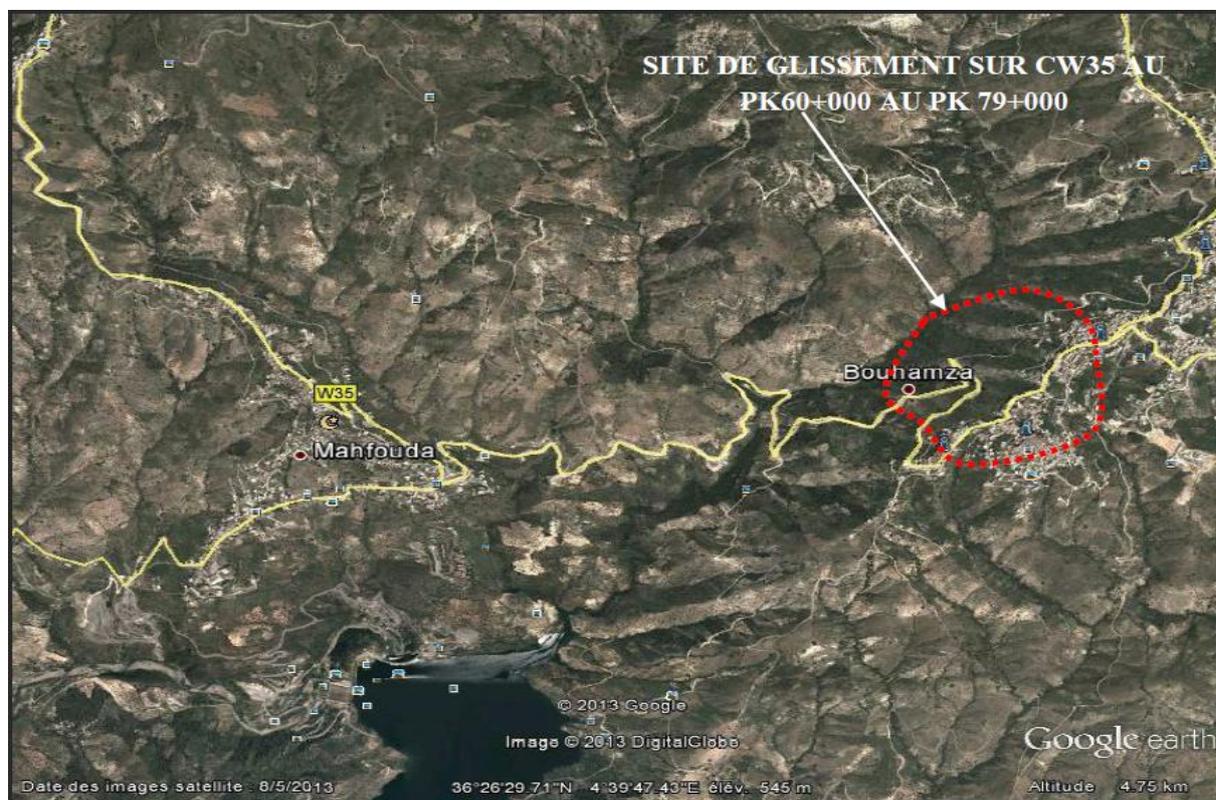


Figure 32: Situation géographique.

II.2.2 Climat

De nombreux glissements de terrain dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les fortes précipitations ayant suivies des températures estivales élevées.

La région de Bejaïa se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations en hiver.

II.2.2.1 pluviométrie

L'eau est facteur essentielle dans le déclenchement des glissements de terrain, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation est atteint.

Les données recueillies auprès du service météorologique de Bejaïa pendant une période de 10 ans (2000-2009), ont démontré que la région est marquée par une pluviométrie annuelle de 781.4 mm, avec un maximum moyen de 135.7 mm au mois de janvier. Tant dit que le minimum est 2.2 mm enregistré en juillet. En effet, on constate d'une manière générale que pour l'ensemble des données obtenues par la station de Bejaia, les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver ; du septembre jusque au mois de mai. Par ailleurs, les mois de juin, juillet et aout représentent les mois secs.

L'histogramme de la figure (33) montre l'existence de deux périodes climatiques au cours de l'année :

- **Une période humide** : qui s'étend entre le mois de septembre et Mai. On remarquera que dans notre région d'étude, la période humide se prolonge pratiquement jusqu' au mois de Mai avec 40,3 mm de pluies concentrées sur 8 jours.
- **Une période sèche** : qui s'étend du mois de juin au moins d'aout, avec un minimum de 2,2 mm en juillet. C'est la période qui favorise la décohesion et la fissuration des sols argileux.

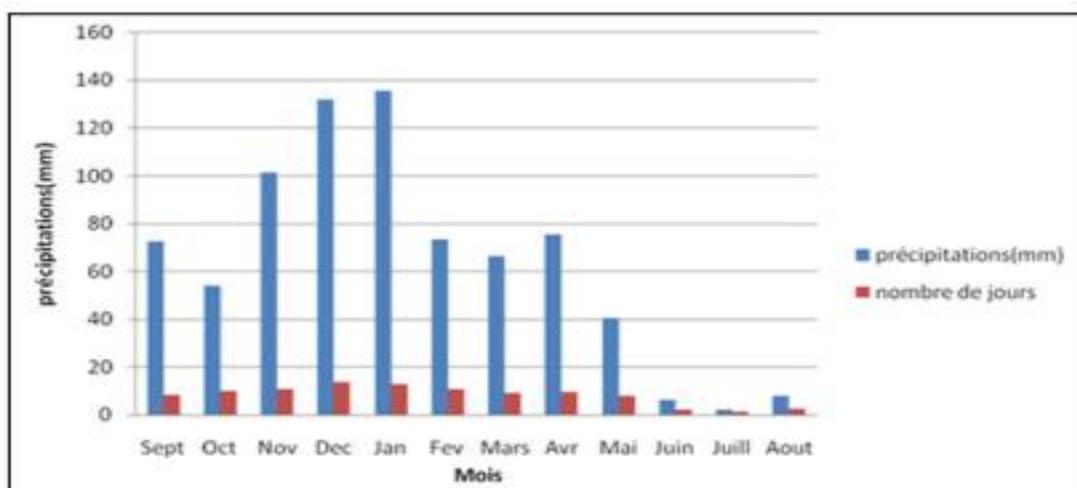


Figure 33: Les moyennes mensuelles des précipitations de la station de Bejaïa aéroport (2000-2009).

II.2.2.2 Les températures

La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de 18°C. Les mois de juin, juillet et aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 35°C) ; cette augmentation des températures entraîne une évaporation sur des sols argileux, fini par donner naissance à des fontes de retraits dont

l'importance est en fonction du degré de température atteint. Lors de premières pluies les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fontes de retraits, ce qui favorise la manifestation des glissements de terrains, une fois la saturation des sols atteinte.

En automne les précipitations arrivent après la période de sécheresse assez longue, dans les zones argileuses, l'évaporation a produits les fontes de retraits plus au moins importantes. Donc, lors des précipitations, le volume de l'eau tombé généralement engloutie dans les fontes de retraits on assiste rapidement à une recharge des réserves en eau et probablement à la saturation des niveaux inférieurs.

II.2.3 Présentation et description du site

Le site est localisé sur un versant traversé dans sa partie aval par le cw35 avec des talus abrupts en amont. C'est un glissement de moyenne ampleur qui s'est manifesté sur une longueur de 300 m est une largeur de 70 m.

Le versant est caractérisé par une forte instabilité de sol à cause d'une part de la lithologie du terrain, de sa morphologie est d'autre part des précipitations qui les affectent. Le talus est caractérisé par des désordres de type escarpements principal et latéral, des fissures de traction et rupture de talus. Ces fissures contribuent à augmenter la perméabilité du terrain et l'infiltration des eaux, en développant des pressions interstitielles importantes et en agissant sur les propriétés physico-mécaniques du sol. La suppression de la butée a généré un glissement fortement rétrogressif qui a affecté le talus et une immense bande terrain de versant. Le site est affecté par un glissement superficiel ayant affecté la couverture quaternaire constituée par une couverture végétale et une couche schisteuse reposant sur le substratum marneux qui est altéré en surface et dure en profondeur.

Dans l'état actuel, la superficie active du glissement s'étend sur environ 4000 m², depuis la route cw35 Jusqu'à la piste desservant la zone d'habitation située à l'amont. Une dizaine d'habitation privées type RDC à R+3 se trouvent menacées par l'évolution du glissement vers l'amont. Les lignes de rupture potentielle sont à proximité de la piste dont on dénote des rejets de 2 à 4m. D'après le diagnostic des lieux et les sondages carottés, l'assise de la chaussée est stable. Le bas de talus n'a subi aucun déplacement apparent.



Figure 34: Glissement de Bouhamza



Figure 35: Rejet d'une rupture de talus amont du glissement de Bouhamza.

II.3 Etude géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Elles permettent aussi d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistre. Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique : essais in-situ et essais en laboratoire.

Afin de caractériser les différentes formations et comprendre le comportement géotechnique des sols instables dans le site étudié ; BOUHAMZA ; et donc pour mieux cerner le problème et aboutir aux solutions adéquates, une reconnaissance géotechnique de ces formations impliquées par le glissement, s'avère nécessaire. Pour cela, un programme d'investigation a été réalisé. Ce programme a fait l'objet des essais suivants :

- Essais d'identification (Analyses minéralogiques, granulométrie, plasticité...).
- Essais in situ (sondages carottés, préssiomètre et le pénétromètre dynamique lourd).

II.3.1 Les moyens de reconnaissances

Dans le but de déterminer la nature des sols, et les caractéristiques physico-mécaniques de chaque type de sol, plusieurs essais ont été faites afin de caractériser les différentes formations et comprendre le comportement géotechnique des sols instables dans le site étudié.

- Neuf (09) essais au pénétromètre dynamique lourd du type Borro.
- Quatre (04) sondages carottés de 06 à 10m de profondeur implantés sur toute la zone.
- Trois (03) sondages préssiométriques de 10 à 12m de profondeur avec réalisation des essais à chaque pas de 2m.

II.3.2 Essais in-situ

Les essais en place (ou « in situ ») les plus courants sont les essais réalisés au pénétromètre (statique ou dynamique compris l'essai de pénétration dite SPT) et l'essai préssiomètre.

On peut arbitrairement subdiviser les essais en place en deux grandes familles : les essais qui donnent une caractéristique du sol à la limite (si l'on veut à la rupture) et les essais qui donnent en plus une relation contraintes-déformations.

Les pénétromètres statiques et dynamiques appartiennent à la première famille. Ils sont enfoncés dans le terrain soit à la vitesse imposée soit sous l'effet de choc répétés. Le sol sous la pointe est constamment dans état limite puisque la pointe de l'appareil le poinçon. Par contre, le préssiomètre de Ménard appartient à la deuxième famille, car il sollicite le terrain depuis son état au repos jusqu'à une valeur limite [7].

II.3.2.1 Les sondages carottés

Les sondages carottés permettent de reconnaître les formations des couches par extraction des échantillons intacts et romaniés servant à l'identification visuelle des sols et à l'étude de leurs propriétés mécaniques. Ils ont pour le but de compléter la connaissance géologique des sous-sols, visualiser l'homogénéité et le pendage des couches et déterminer la nature des sous-sols.

Les quatre sondages carottés de profondeur varie de 6m à 10m sont implantés d'une manière à couvrir tout la superficie du site en vue de mettre en évidence les différentes couches constituant le terrain et de déterminer leur épaisseur.



Figure 36: Implantation d'un point de sondage carotté au côté amont du glissement.

Les sondages carottés montrent que le sous-sol du site est constitué de :

Sondage N°01

0.00 – 1.00 m : Remblai,

1.00 – 3.00 m : Schistes altérés et friables,

3.00 – 6.00 m : Marnes schisteuses associées à des argiles graveleuses et caillouteuses.

Sondage N°02

0.00 – 0.30 m : Remblais,

0.30 – 1.20 m : Schistes altérés et friables,

1.20 – 3.00 m : Marnes schisteuses intercalées avec des argiles,

3.00 – 8.00 m : Marnes schisteuses à marnes compactes.

Sondage N°03

0.00 – 0.20 m : Remblais,

0.20 – 4.10 m : Schistes altérés et friables,

4.10 – 8.00 m : Marnes schisteuses de couleur grisâtre intercalées avec des argiles,

8.00 – 1.00 m : Marnes à marno- calcaire oxydées très compactes.

Sondage N°04

0.00 – 0.10 m : Remblais,

0.10 – 2.00 m : Marnes schisteuses altérées et friables intercalées avec des argiles,

2.00 – 6.00 m : Marnes schisteuses moyennement compactes à compactes à filonnets de calcite.

II.3.2.2 Essai préssiométrique

L'essai préssiométrique est un test de charge effectué sur le site dans un trou de forage, une sonde cylindrique gonflable est fixée à la profondeur de l'essai dans un forage creusé dans un sol. La méthode repose sur les caractéristiques des matériaux, le préssiomètre utilise une unité de commande hydraulique pour charger et contrôler la réponse de la matière testée.

Les données recueillies déterminent la contrainte-déformation (ou volume / pression) des sols et des roches avec la profondeur, les données d'essai préssiométrique est utilisé pour déterminer la pression limite P_l qui est utilisé pour calculer la capacité portante et un module préssiométrique E_M qui est utilisé pour évaluer et différencier les plans de fondation spécifique et la pression de fluage P_F qui est définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Trois sondages préssiométriques de 10 et 13m de profondeur ont été implantés à proximité des points de sondages carottés afin d'établir une corrélation entre les résultats des essais préssiométriques

et la lithologie de terrain. Les essais préssiométriques ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme NFP94-110. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivantes :

- Module préssiométrique E_M ;
- Pression de fluage P_f ;
- Pression limite P_l .

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

Les valeurs de pressions limites et modules préssiométriques sont insérées dans les tableaux suivants :

Sondage préssiométrique N°01

Tableau 4 : Résultats d'essai préssiométrique 01

Profondeur (m)	Module de déformation E (bar)	Pression limite Pl (bar)	E/Pl
2	124.66	5.74	21.7
4	193.71	9.33	20.8
6	1317.78	31.12	42.3
8	3291.92	45.35	72.6
10	3302.92	52.00	63.5
12	3391.92	57.75	58.7

Sondage préssiométrique N°02

Tableau 5: Résultats d'essai préssiométrique 02

Profondeur (m)	Module de déformation E (bar)	Pression limite Pl (bar)	E/Pl
2	187.21	5.78	32.4
4	175.28	10.03	17.5
6	1709.04	29.24	58.4
8	1802.19	37.98	47.5
10	1813.86	45.55	39.8

Sondage préssiométrique N°03**Tableau 6:** Résultats d'essai préssiométrique 03

Profondeur (m)	Module de déformation E (bar)	Pression limite P _l (bar)	E/P _l
2	94.63	4.83	19.6
4	97.17	7.2	13.5
6	703.52	29.57	23.8
8	1635.44	40.33	40.6
10	1835.44	46.53	39.4
12	2494.17	56.00	44.6

Les essais préssiométriques ont enregistré des valeurs de pression limite faible sur les premiers mètres puis devient élevée le long des profondeurs investiguées.

D'après les résultats obtenus par les essais préssiométriques, on constate que les valeurs de E_m et P_l augmentent à partir de 6m de profondeur, ce qui montre l'amélioration de la résistance à partir de cette limite.

II.3.2.3 Essais pénétrométriques

L'essai au pénétromètre dynamique peut se réaliser dans tous les sols fin et grenus. Cet essai est un moyen de reconnaissance géotechnique qui teste le terrain en place en fournit tant que tel une caractéristique de sol, l'essai consiste à déterminer le nombre de coups nécessaire pour enfoncer la tige dans le sol à chaque 20cm à l'aide d'un marteau normalisé

**Figure 37:** Implantation d'un point de sondage pénétrométrique au côté amont du glissement.

Les essais P1, P2, P3, P5, P6, P7, P8, P9 ont été poussés jusqu' aux refus. Ces derniers ont été obtenus à 4.6 ; 7.6 ; 2.4 ; 2.4 ; 3.6 ; 4.2 ; 7.6 et 4.8m de profondeur

Par contre l'essai P4 a été poussé jusqu' à 8m de profondeur sans obtenir le refus.

II.3.2.3.1 Interprétation des résultats

L'analyse des pénétrographes P1, P2, P3, P5, P6, P7, P8 et P9 a donné des résistances faibles à moyennes sur les premières mètres, puis elles augmentent progressivement avec la profondeur investiguée ($R_{p_{moy}} > 60$ bar).

L'analyse de pénétrographe P4 a donné les résistances de pointe élevée sur les premiers mètres, puis devienne moyenne sur le reste des profondeurs investiguées, avec des pics et des chutes de R_p dû essentiellement à la présence de cailloutis et de couche molle argileuse.

Tableau 7: Résultats des essais pénétrométriques

N° d'essai	Profondeur	Résistance à la pointe moyenne (R_p) en bars	Refus (m)
P1	0 –0.80m	60	4.60
	0.8 –2.6m	>180	
	2.6 –3.0m	<180	
	3.0 –4.0m	180	
	4.0 –4.6m	>240	
P2	0 –1.00m	180	7.6
	1.0 –4.4m	>180	
P3	0 –0.80m	180	2.40
	0.8 –1.4m	120	
	1.4–2.4m	>240	
P4	0 –1.80m	>180	Sans Refus
	1.8 –2.4m	300	
	2.4 –3.4m	180	
	3.4 –4.2m	240	
	4.2 –5.2m	<120	
	5.2 –6.0m	180	
	>6m	<240	
P5	0 –1.0m	60	2.40
	1.0 –2.4m	>240	

P6	0.0 –0.6m	24	3.60
	0.6 – 1.8m	>60	
	1.8 –2.4m	180	
	2.4 –3.6m	>300	
P7	0.0 –1,6m	<60	4.20
	1,60 –4.2m	>120	
P8	0.0 –1.8m	>60	7.60
	1.8 – 3.6m	<60	
	3.6 –6.2m	>60	
	6.2 –7.6m	>84	
P9	0.0 - 0.4m	>60	4.80

II.3.3 Les essais de laboratoire

Les essais de laboratoire se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinés de sondages. Le rôle de ces essais est tout d'abord d'identifier le matériau du point de vue physico-chimique puis de déterminer ses caractéristiques mécaniques et son comportement lorsque il sera dans les conditions mécaniques réelles imposées par l'ouvrage.

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

- Analyses granulométriques,
- Mesure des teneurs en eau et degré de saturation,
- Mesure des densités,
- Limites d'Atterberg,
- Essai de cisaillement à la boîte de casagrande,

II.3.3.1 Les essais d'identification

Les essais d'identifications permettant avant tout de connaître la nature de sol rencontrés, ils donnent par ailleurs des renseignements sur les propriétés physiques et mécaniques.

L'analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions des grains de différentes tailles de sol. Elle s'effectue par :

- Tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à $80\mu\text{m}$ (NF P94-56).
- Sédimentométrie pour les grains les plus fins.

Les résultats sont exprimés sous forme d'une « courbe granulométrique » cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ces propriétés.

Elle notamment utilisé pour la classification des sols grenues, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

Le coefficient d'uniformité (coefficient de Hazen) et de courbure :

$$C_U = D_{60} / D_{10} \quad , \quad C_c = D_{30}^2 / D_{60} D_{10}$$

$C_U > 5$, la granulométrie est dit étalée (continue).

$C_U < 2$ la granulométrie est dite étroite (uniforme).

Pour un sol bien gradué : $C_U > 5$ et $1 < C_c < 3$.

D_{60} représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 60 % du poids des grains, de même pour D_{10} et D_{30} . [2]

Interprétation des résultats granulométriques

Les coupes de sondage carotté montrent que le sous-sol du site est constitué par la formation argilo-graveleuse. Ceci a été démontré par l'analyse granulométrique car moins de 50% des éléments passant au tamis 80µm.

La [figure (38)] montre la courbe granulométrique de sondage carotté N°2, profondeur (2 – 2.6m) Selon cette courbe on voit que le pourcentage du sol fin est petit.

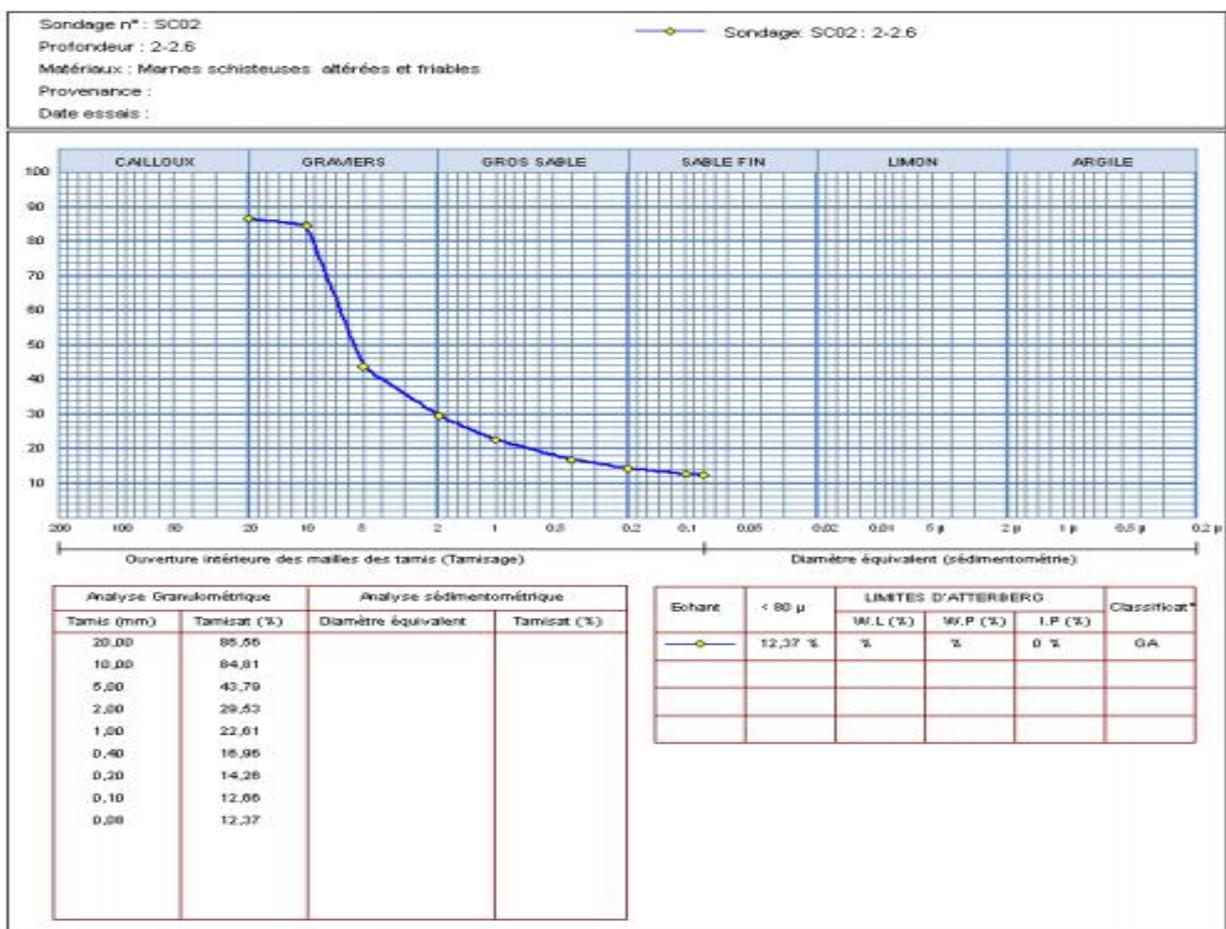


Figure 38: Exemple de courbe granulométrique [20].

La teneur en eau

La perte d'eau d'un échantillon de sol est provoquée par l'étuvage. Les masses humides et sèche sont mesurés par pesage, l'échantillon pesé puis placé dans un étuve à 105° pendant 24h une fois la dessiccation est réalisée l'échantillon est pesé à nouveau, les deux pesées donnent par différence la masse d'eau libérée [21].

$$W(\%) = W_w / W_s \cdot 100$$

Avec :

W_w : poids de l'eau dans l'échantillon.

W_s : poids des grains solides dans l'échantillon.

La teneur en eau est le paramètre le plus important, sa variation modifie toutes les propriétés physiques du sol. Connaissant la valeur de la teneur en eau on peut avoir l'état dans laquelle le sol se trouve, à titre d'exemple le tableau 8 donne une classification de sol en fonction de ce paramètre [22].

Tableau 8: Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau [22].

W	Etat
01 – 25 %	Légèrement humide
25 – 50 %	Humide
50 – 75 %	Mouillé
75 – 90 %	Détrompé
100 %	Saturé

Les valeurs obtenues de teneur en eau sont présentées dans le Tableau suivant:

Tableau 9: Les valeurs de la teneur en eau

N° de Sondage carotté	Profondeur (m)	Teneur en eau (W) %
02	2.0 – 2.6 m	12.73
	6.4 – 4.7 m	6.56
03	2.0 – 2.4 m	17.29
	4.6 – 5.0 m	20.18
	9.6 – 10 m	4.14
04	1.1 – 1.6 m	8.45
	5.3 – 5.7 m	9.68

Interprétation

Le tableau 9 montre que le sol est légèrement humide.

Degré de saturation

Le degré de saturation S_r peut prendre toute valeur dans l'intervalle $[0,1]$. En réalité, S_r n'atteint jamais ces deux valeurs extrêmes. Le degré de saturation est donné par la relation suivante : $S_r = V_w / V_v$

Le tableau 10 montre que le pourcentage de degré de saturation varie entre 25% et 99% pour les trois sondages.

Tableau 10: Résultats de S_r

N ° de Sondage	Profondeur (m)	Degré de saturation S_r (%)	Etat de saturation
02	2.0 – 2.6 m	90.79	Entièrement saturé
	6.4 – 6.7 m	21.78	Légèrement saturé
03	2.0 – 2.4 m	99.66	Saturé
	4.6 – 5.0 m	99.63	
	9.6 – 10 m	26.48	Légèrement saturé
04	1.1 – 1.6 m	18.51	Légèrement saturé
	5.3 – 5.7 m	25.34	

Les densités

L'essai de la densité permet d'obtenir les caractéristiques physiques du sol sous plusieurs formes (densité humide, densité sèche, densité apparente et densité des jaugée).

- **La densité humide γ_h**

C'est la masse volumique du sol à l'état humide : $\gamma_h = W / V$

Avec :

W : masse de l'échantillon humide

V : volume total.

- **La densité sèche γ_d**

C'est la masse volumique du sol à l'état sec : $\gamma_d = W_s / V$

Avec :

W_s : masse des grains solides

V : volume total.

Le tableau suivant donne une classification du sol selon ces deux paramètres

Tableau 11: Classification des sols selon γ_h et γ_d [6].

Nature du sol	γ_h	γ_d
Sable	17 à 20 KN/m ³	14 à 18 KN/m ³
Argile	16 à 22 KN/m ³	10 à 20 KN/m ³
Tourbe	13 à 17 KN/m ³	03 à 10 KN/m ³

On constate que le sol est une argile selon la classification de γ_h et γ_d , voir le tableau 12.

Tableau 12: Résultats de γ_h et γ_d

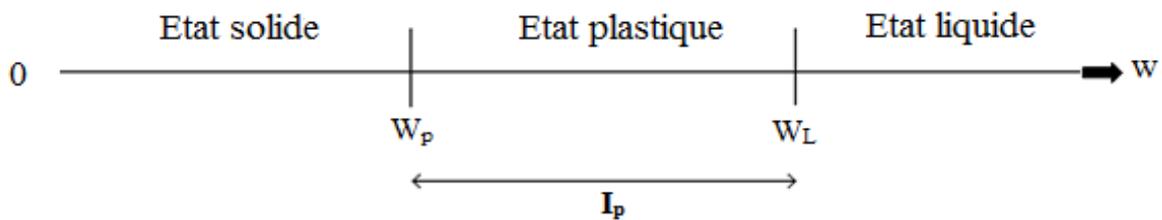
N° de sondage	Profondeur (m)	Densité humide γ_h (KN/m ³)	Densité sèche γ_d (KN/m ³)
02	2.0 – 2.6 m	22.2	19.6
	6.4 – 4.7 m	24.7	14.9
03	2.0 – 2.4 m	21.6	18.4
	4.6 – 5.0 m	22.7	18.8
	9.6 – 10 m	22.9	19.00
04	1.1 – 1.6 m	22.4	12.1
	5.3 – 5.7 m	22.2	13.3

Les limites d'Atterberg

Cet essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance. On définit des limites d'Atterberg pour qualifier ces différents états :

- La limite de liquidité W_L : caractérise la transition entre un état plastique et un état liquide. C'est la teneur en eau pondérale, exprimé en pourcentage, au-dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide visqueux sous l'influence de son propre poids.
- La limite plasticité W_P : caractérise la transition entre un état solide et un état plastique ; cette limite indique la teneur en eau pondérale, en pourcentage.

- La limite de retrait W_R : est la teneur en eau entre un état solide sans retrait et un état solide avec retrait.



Les limites d’Atterberg nous aideront aussi à calculer d’autres paramètres très importants pour la classification des sols.

Indice de plasticité I_p

Il permet de mesurer l’étendue du domaine de plasticité d’un sol [6].

$$I_p = W_L - W_P$$

Tableau 13: Résultats des essais des limites d’Atterberg

N° Sondage	Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	I_p (%)
02	2 – 2.6	39.33	23.48	15.85
03	2 – 2.4	38.88	23.54	15.34

Interprétations des résultats :

Après l’exécution des essais de limite d’Atterberg, nous avons reporté les valeurs trouvées de chaque couple (W_L et I_p) sur l’abaque de plasticité de casagrande, nous avons trouvé que ces couples se situent au-dessus de la droite A ; ce qui nous indique que les formations en place sont des argiles peu plastiques (AP).

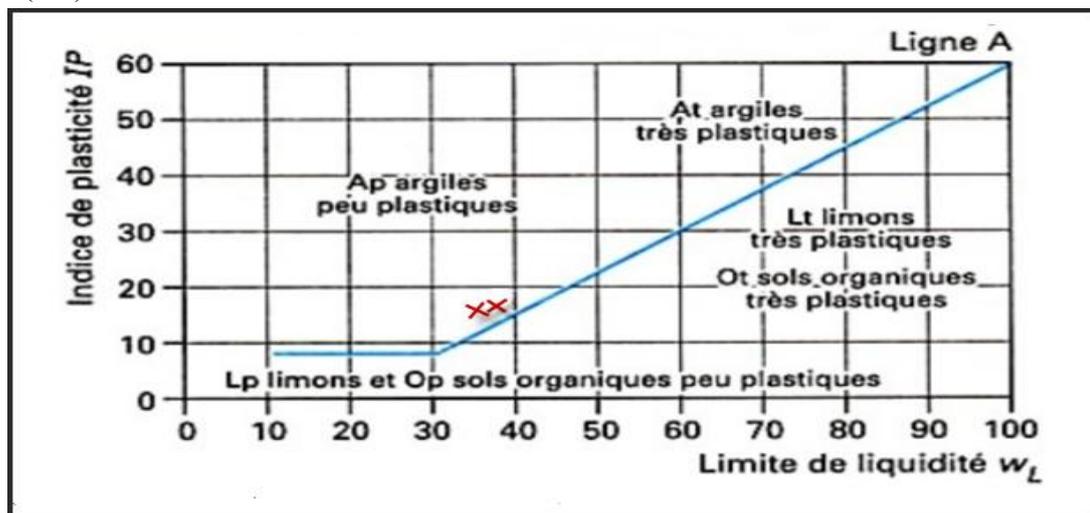


Figure 39: Abaque de casagrande [20].

D'après l'abaque on tire

Sondage N°2 (2.0 – 2.6m), $W_L = 39.33$; $I_p = 15.85$,

Sondage N°3 (2 – 2.4m), $W_L = 38.88$; $I_p = 15.34$,

II.3.3.2 Essais mécaniques

Essai de cisaillement

L'essai de cisaillement de la boîte, permet d'obtenir les caractéristiques intrinsèques du sol à la rupture (c_{uu} et φ_{uu}). Pour les mesurer on applique une contrainte verticale sur un échantillon et on cisaille horizontalement. Pour cet essai le plan de rupture est imposé, le champ des contraintes est quelconque, ceci est la principale différence entre l'essai à la boîte et l'essai triaxial. Le cisaillement rectiligne donne donc à la rupture un couple de valeur (σ_N, σ_T) qui définit un point de la courbe intrinsèque tangent au cercle de Mohr-Colomb.

L'angle de frottement interne φ du sol est l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses tandis que la cohésion 'c' est l'ordonnée à l'axe l'origine [3].

Tableau 14: Résultats de l'essai de cisaillement

N° Sondage	Profondeur (m)	Cohésion C_{UU} (bars)	Angle de frottement φ_{UU} (°)
02	2 – 2.6 m	0.13	16

Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols obtenus à partir des essais in-situ et de laboratoire sont récapitulées dans le [tableau(15)].

Tableau 15: Résultats des essais au laboratoire

		SC02 2 – 2.60m	SC02 6.4– 6.7m	SC03 2. – 2.4m	SC03 4.6 – 5m	SC03 9.6 – 10m	SC04 1.1– 1.6m	SC04 5.3– 5.7m
Teneur en eau w_n (%)		12.73	6.50	17.29	20.18	4.14	8.45	9.68
Densité sèche γ_d (t/m³)		1.96	1.49	1.84	1.88	1.90	1.21	1.33
Densité humide γ_h (t/m³)		2.22	2.47	2.16	2.27	2.69	2.24	2.62
Degré de saturation (Sr %)		90.79	21.78	99.66	124.63	26.48	18.51	25.34
Granularité % Tamisat	2mm	29.53	-	-	-	-	-	-
	80μ	12.37	-	-	-	-	-	-
Limite d'Atterberg	W_L %	39.33	-	38.88	-	-	-	-
	W_P %	23.48	-	23.54	-	-	-	-
	I_p	15.85	-	15.34	-	-	-	-

Cisaillement A la boîte	C_{UU} bars	0.13	-	-	-	-	-	-
		16	-	-	-	-	-	-

Interprétation :

Les coupes de sondages carottées montrent que le sous-sol du site est constitué par les formations suivantes :

❖ **Formation argilo-graveleuse :**

- Les analyses granulométrique indiquent des sols grenus car moins de 50% des éléments passent au tamis 80 μ
- Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau moyennes ;
- 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 :

$$C_{UU} = 0.13 \text{ bars.}$$

$$\varphi_{UU} = 16^\circ$$

❖ **Formation marneuses :**

Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau faibles à moyennes.

II.4 Conclusion

Les problèmes de stabilité de pentes sont perçus différemment selon les caractéristiques géologiques, géomorphologiques et climatiques. Dans notre site c'est-à-dire le glissement du FIGHA commune de Bouhamza, les facteurs conduisent à la rupture et les mécanismes de rupture sont très variables. L'exploitation des résultats des reconnaissances géotechniques, nous a permis de définir l'évolution de la lithologie, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols en profondeur et de définir la localisation et la morphologie de la surface considérées stable (substratum), et par la suite la délimitation des masses en mouvements dans le but de cerner les problèmes de stabilité du talus, coefficient de stabilité, degrés de risques, et la vulnérabilité du site.

Chapitre III :

Etude de stabilité

Chapitre III : Etude de stabilité

III.1 Introduction

En générale, le calcul de stabilité des pontes se fait par : des logiciels qui utilisent à la fois la formulation d'équilibre limite et les éléments finis, en introduisent la géométrie réelle du terrain et les paramètres du sol. Un autre calcul se fait manuellement par des méthodes classiques, supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composé de toutes les tranches, afin de comparer le facteur de sécurité et d'approcher la ligne de rupture probable.

III.2 Calcule manuel

III.2.1 Méthode globale

Il est à noter que les premières indications sur la stabilité globale d'un massif homogène peuvent être données à partir de la méthode globale. Cette méthode nous permet aussi d'énumérer d'une manière générale toutes les forces qui peuvent entrer en jeu en sollicitant le Corps en question.

La méthode globale consiste à ce que le massif soit homogène et isotrope et il est défini par les caractéristiques suivantes : c , φ et γ , si le milieu est aquifère la pression interstitielle U se rajoute à ces paramètres.

- **Profil géotechnique N 1** (Extrait à partir du levé topographique)

1. Localisation du cercle de glissement

L'utilisation de l'abaque a permis de localiser un cercle de glissement de rayon 60 m ; passant par le pied du talus.

Les paramètres trouvés sont $\beta_0 = 28.5^\circ$, $\alpha_0 = 38^\circ$, $\beta = 31^\circ$

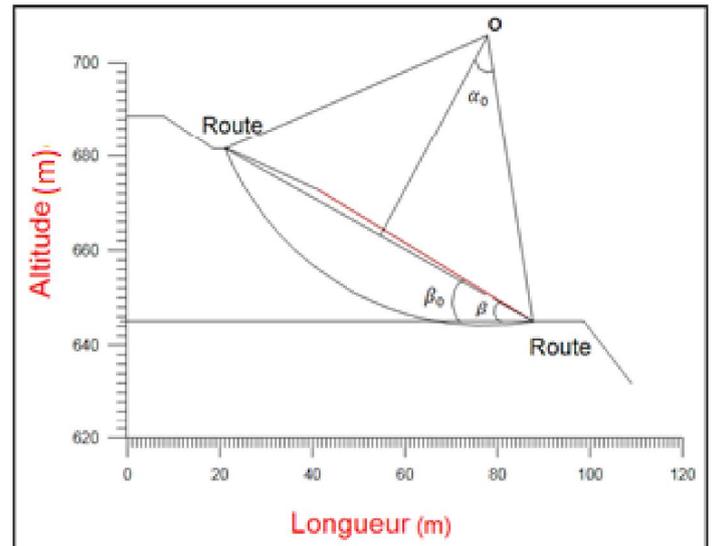
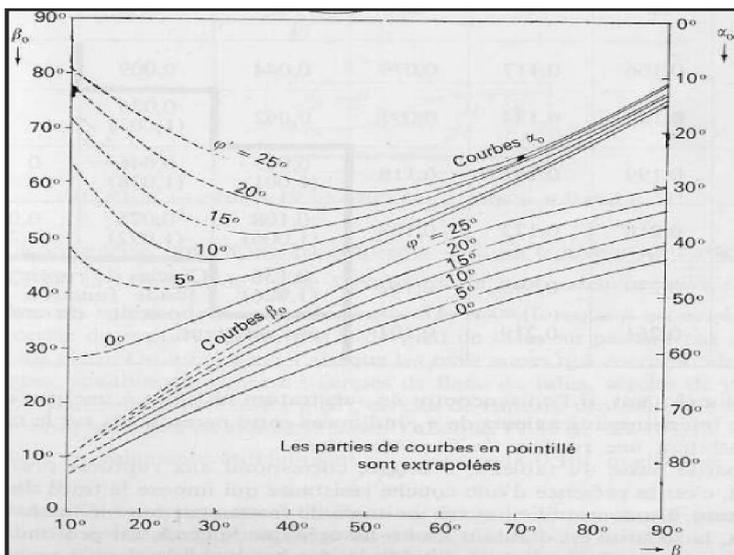


Figure 40: Abaque permet de tracer le cercle de rupture
Passant par le pied de talus [6].

Figure 41: Profil N1

2. Détermination de la position du centre de gravité (C.D.G.) du massif

La détermination de la position du centre de gravité (C.D.G.) de G_2 (triangle) et de G_1 (segment de cercle) permet de calculer la position du centre de gravité globale G voire la [figure (42)].

Détermination de la position du cercle de gravité (C.D.G.) du segment de cercle

$$\alpha = 38^\circ = 0.663 \text{ Rad}$$

$$R = 60 \text{ m}$$

$$OG_1 = \frac{2R}{3} \cdot \frac{\sin^3 \alpha}{\theta - \sin \alpha \cdot \cos \alpha} = 52.41 \text{ m}$$

On en déduit :

$$Y_1 = R \cdot \cos \alpha - OG_1 = 60 \cos 38^\circ - 52.41 = -5.12 \text{ m}$$

Tableau 16: Position du centre de gravité (C.D.G.) du massif

Élément de surface	Surface S_i (m ²)	x_i (m)	$S_i \cdot x_i$	Y_i (m)	$S_i \cdot Y_i$
1. Segment de cercle	641.08	0	0	-5.12m	3282.32
2. Triangle	70	0.66	46.2	8.77	613.9
		$\sum S_i \cdot x_i = 46.2$		$\sum S_i \cdot Y_i = 4025.1$	
	$\sum S_i = 711.08$	$X_G = 0.06$		$Y_G = -5.66$	

On détermine la position du centre de gravité globale à partir de la position de G .

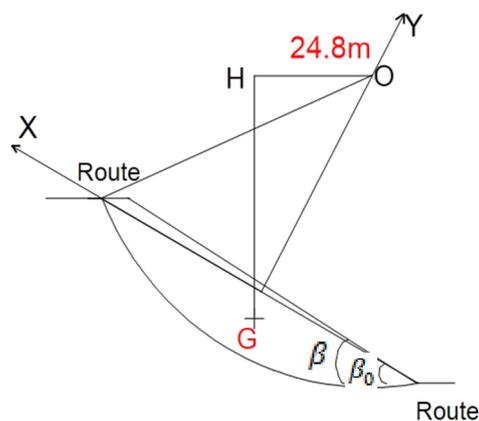


Figure 42: Position du centre de gravité (GDG) du massif

Le bras de levier du poids du massif par rapport à O est égal à 24.8m.

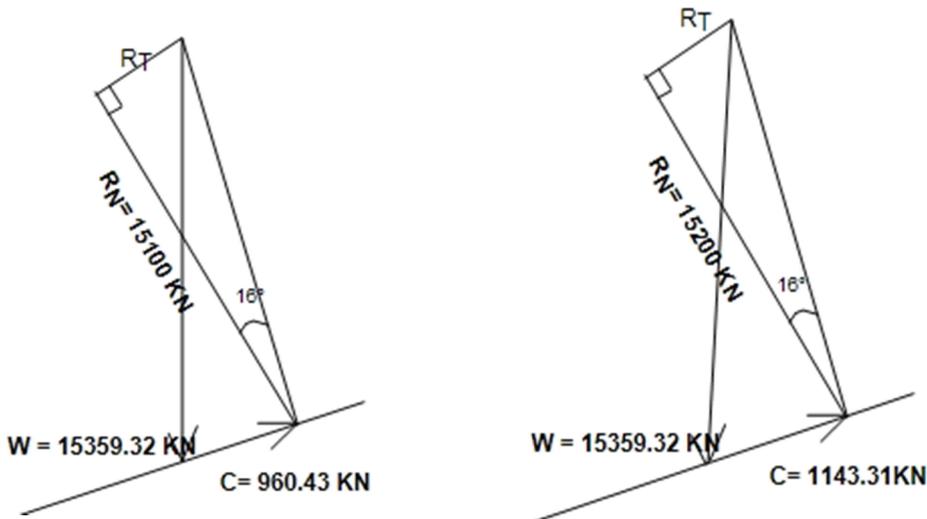
$$W = 15359.33 \text{ KN}$$

$$c = 13 \text{ KPa}$$

R = 60m
 $\alpha = 38^\circ$

Valeur de C

En prenant pour $F = 1$, on obtient : $C = \frac{2.c.R.\sin \alpha}{F} = 960.43 \text{ KN}$



a) Détermination de R_N b) Détermination de R_N : 1^{er} itération

Figure 43: Détermination de R_N 1^{er} itération

Le polygone des forces donne une valeur de R_N égale à 15100 KN

$$F = \frac{R.\tan \varphi.R_N + 2.c.\alpha.R^2}{W.OH} \quad (1)$$

Si on reporte cette valeur ($R_N=15100 \text{ KN}$) dans l'équation (1), on obtient $F= 0.84$. En prenant $F=0.84$, on recalcule C comme suit :

$$C = \frac{2.c.R.\sin \alpha}{F} = 1143.31 \text{ KN} \quad (2)$$

On retrace ensuite le polygone des forces avec la nouvelle valeur de $C = 1143.37 \text{ KN}$

Le deuxième diagramme des forces conduit à $R_N = 15200 \text{ KN}$. Si on reporte cette valeur dans l'équation (1), on obtient finalement $F = 0.85$. Les deux valeurs de F ($F= 0.84$, $F = 0.849$) sont très proche. On retiendra donc la valeur de $F = 0.84$

- **Profil géotechnique N2** (Extrait à partir du lovée topographique).

En suivre les mêmes démarches que le premier profil et en trouve :

Les paramètres $\beta_0 = 27.5^\circ$ $\alpha_0 = 39^\circ$ $\beta = 28,5^\circ$

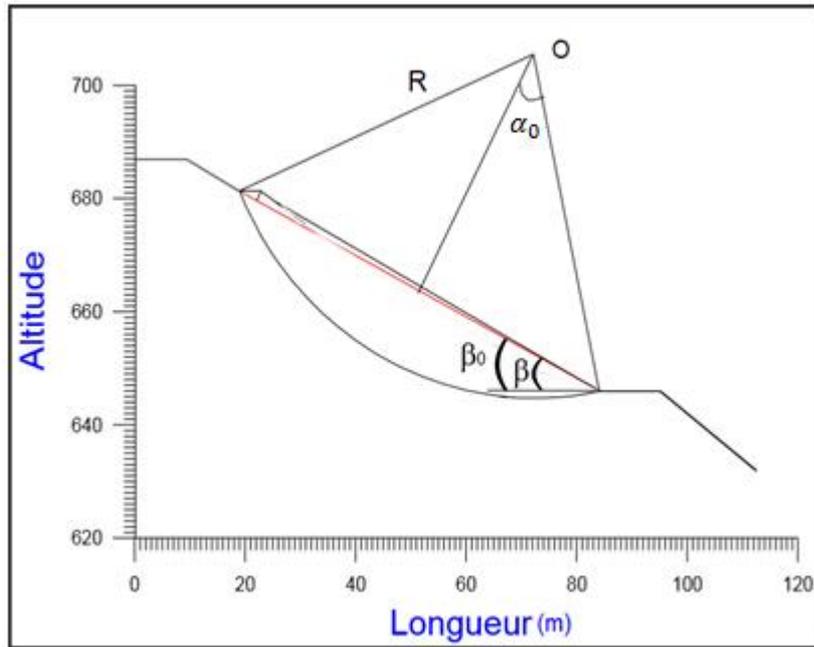


Figure 44: Profil N2

Détermination de la position du centre de gravité (C.D.G.) du massif

$$\alpha_0 = 39^\circ = 0.68 \text{ Rad}$$

$$R = 59 \text{ m}$$

$$OG_1 = \frac{2R}{3} \cdot \frac{\sin^3 \alpha}{\theta - \sin \alpha \cdot \cos \alpha} = 51.41 \text{ m}$$

On déduit :

$$Y_1 = R \cdot \cos \alpha - OG_1 = 59 \cdot \cos 39^\circ - 55.41 = -5.55 \text{ m}$$

Tableau 17: Position du centre de gravité (C.D.G.) du massif

Élément de surface	Surface S_i (m ²)	x_i (m)	$S_i \cdot x_i$	Y_i (m)	$S_i \cdot Y_i$
1. Segment de cercle	666.98	0	0	-5.55m	-3282.32
2. Triangle	68	0.66	41.91	9.84	669.12
		$\sum S_i \cdot x_i = 41.91$		$\sum S_i \cdot Y_i = 3951.44$	
	$\sum S_i = 734.98$	$X_G = 0.057$		$Y_G = -5.37$	

On détermine la position du centre de gravité globale à partir de la position de G dans le tableau précédant. Le bras de levier OH du poids du massif par rapport à O est égal à 22.7m.

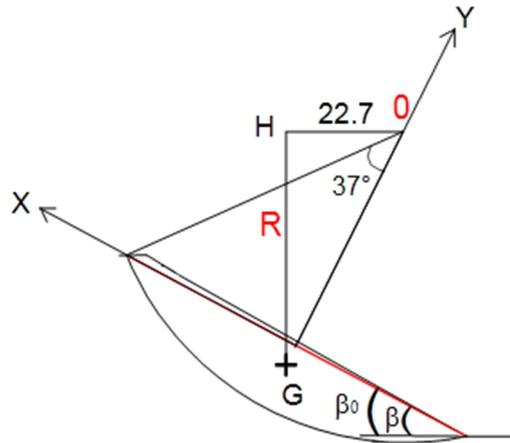


Figure 45: Position du centre de gravité (GDG) du massif

$W = 15875.56\text{KN}$ $c = 13 \text{ KPa}$ $R = 59 \text{ m}$ $\alpha_0 = 39^\circ$

Valeur de C

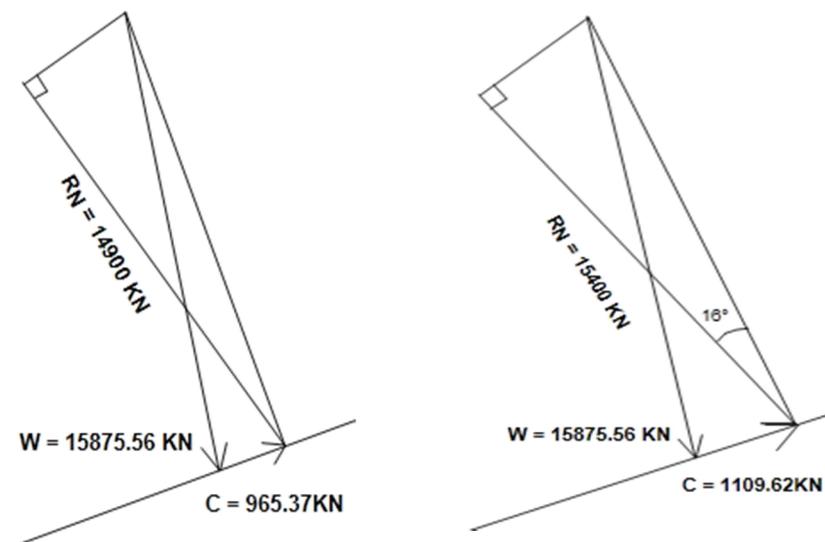


Figure 46: Détermination de R_N après la première itération

On prenant pour valeur $F = 1$, on obtient : $C = \frac{2 \cdot c \cdot R \cdot \sin \alpha}{F} = 965.37 \text{ KN}$

Le polygone des forces dans la figures 47 donne une valeur de R_N égale à 14900 KN

$$F = \frac{R \cdot \tan \varphi \cdot R_N + 2 \cdot c \cdot \alpha \cdot R^2}{W \cdot OH} \quad (3)$$

Si on reporte cette valeur ($R_N = 14900 \text{ KN}$) dans l'équation (3), on obtient $F = 0.87$. En prenant

$$F = 0.87, \text{ on recalcul } C \text{ comme suit } C = \frac{2 \cdot c \cdot R \cdot \sin \alpha}{F} = 1109.62 \text{ KN} \quad (4)$$

On retrace ensuite le polygone des forces avec la nouvelle valeur de $C = 1109.62 \text{ KN}$

Le deuxième diagramme des forces conduit à $R_N = 15400 \text{ KN}$. Si on reporte cette valeur dans l'équation (3), on obtient finalement $F = 0.88$. Les deux valeurs de F ($F = 0.87$, $F = 0.88$) sont les mêmes. On retiendra donc la valeur de $F = 0.87$

III.2.2 Méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranche. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

Les figures ci-dessous montrent les différentes forces qui s'exercent sur la $n^{ième}$ tranche d'une masse de sol divisé en n tranches.

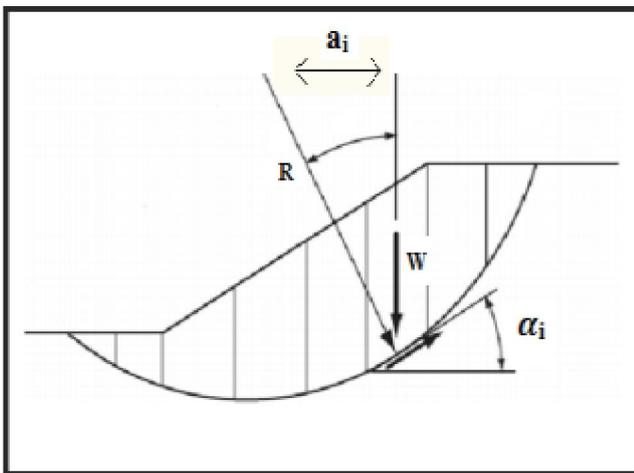


Figure 47: La masse du talus découpé en tranche

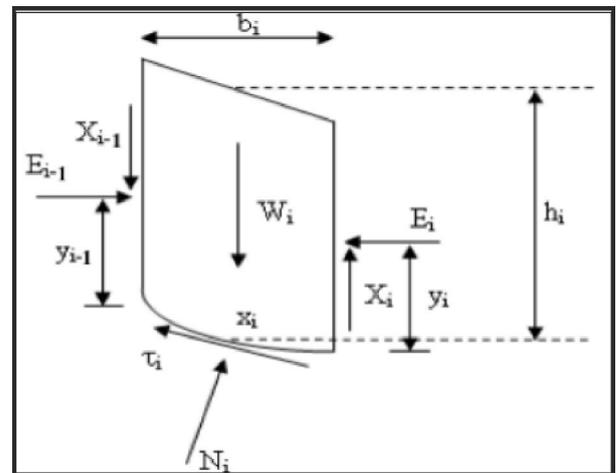


Figure 48: Equilibre générale

Ou :

W_i : est le poids de la tranche

a_i : bras de levier

R : rayon du cercle

α_i : l'inclinaison entre la base de la base de la tranche et l'horizontale

b_i : la base de la tranche

Dans notre étude nous avons utilisé la méthode des tranches de FELLENIUS. La simplicité de la méthode permis de calculé des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Pour cette méthode les forces inter- tranches sont ignorées. Alors avant de faire l'analyse par logiciel, on commence par le calcul manuel en considérant deux cercles de ruptures et en calcul leurs coefficients de sécurité.

Profil géotechnique N1

Les paramètres à prendre en considération sont :

$R = 60\text{m}$ $O (77,69 ; 704,89)$ $b = 6\text{m}$

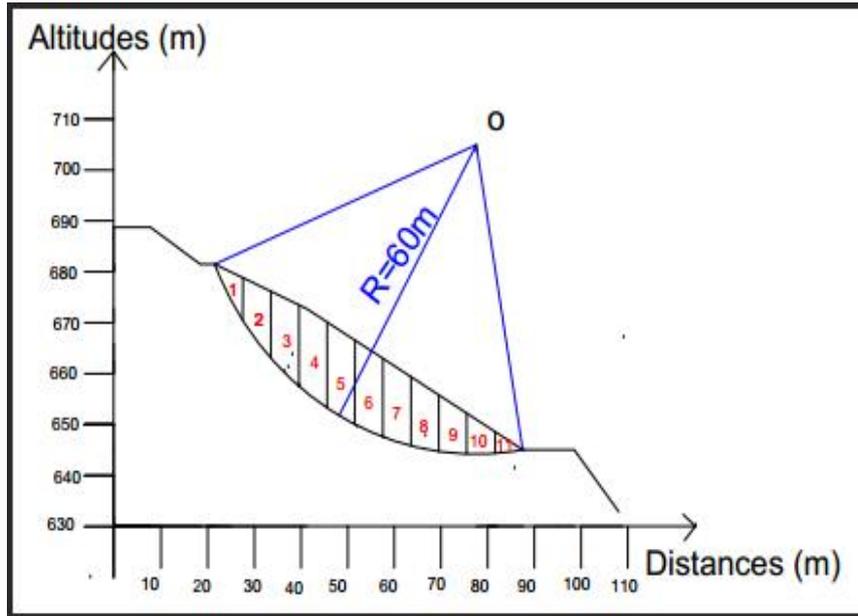


Figure 49: Cercle de rupture R=60m

Tableau 18: Résultats du profil géotechnique N1

N° de la tranche	W _i (KN)	α _i (degré)	b _i (m)	L _i (m)	C _i (KPa)	φ _i (degré)	W _i cos α _i (KN)	W _i sin α _i (KN)
1	540	61	5	12,46	13	16	261,79	472,29
2	1393,2	51	5	9,6	13	16	876,76	1082,71
3	1890	43	5	8,19	13	16	1288,97	1288,97
4	2140,56	35	5	7,41	13	16	1753,44	1227,77
5	2136,02	29	5	6,72	13	16	1868,20	1035,56
6	2078,56	22	5	6,52	13	16	1927,21	778,64
7	1882,87	16	5	6,27	13	16	1809,48	518,98
8	1587,6	10	5	6,06	13	16	1563,99	275,68
9	1209,6	5	5	5,98	13	16	1204,99	105,42
10	745,2	-1	5	6,08	13	16	745,08	-13
11	280	-7	5	5,98	13	16	278,70	-34,22
Σ				81,27			13578,55	6738,8

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=11} [C_i \cdot l_i + (w_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \text{tg } \varphi_i)]}{\sum_{i=1}^{n=11} w_i \cdot \sin \alpha_i} = \frac{4950,09}{6738,8} = 0,73$$

Profil N2: les paramètres à prendre en considération sont :

$$R=59\text{m} \quad 0(73,39 ; 704,01) \quad b= 5\text{m}$$

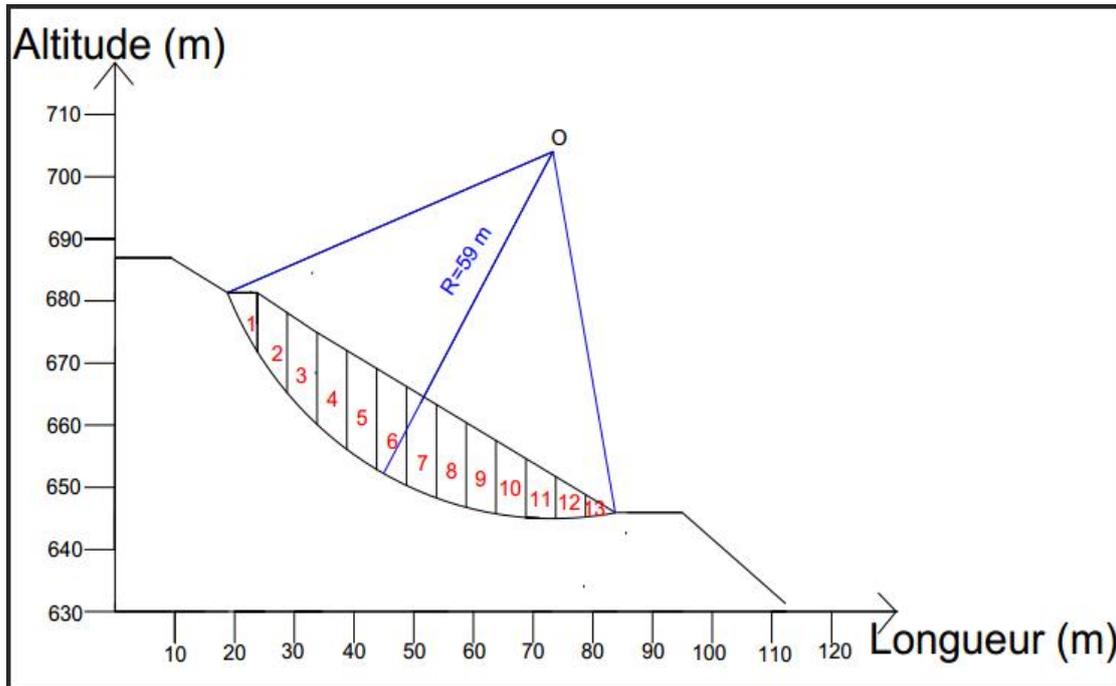


Figure 50: Cercle de rupture R= 59 m

Tableau 19 : Résultats du profil géotechnique N2

N° de la tranche	W_i (KN)	α_i°	b_i (m)	L_i (m)	C_i (kpa)	φ_i	$w_i \cos\alpha_i$ (KN)	$W_i \sin\alpha_i$ (KN)
1	518,4	62	5	10,72	13	16	243,37	457,72
2	799,2	53	5	8,30	13	16	480,97	638,26
3	1494,72	45	5	7,13	13	16	1056,92	1056,92
4	1588,8	39	5	6,42	13	16	1234,72	999,86
5	1736,64	33	5	5,95	13	16	1456,46	945,84
6	1736,64	27	5	5,62	13	16	1560,88	788,41
7	1671,84	22	5	5,38	13	16	1550,10	626,28
8	1542,24	17	5	5,22	13	16	1474,85	450,90
9	1372,46	11	5	5,10	13	16	1347,04	261,87
10	1147,82	6	5	5,03	13	16	1141,53	119,97
11	806,76	2	5	4,52	13	16	808,26	28,15
12	559,44	-3	5	5,06	13	16	558,67	-29,27
13	194,4	-8	5	5,01	13	16	19,25	-27,06
Σ				79,46			13233,02	6317,86

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=13} [C_i \cdot l_i + (w_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \text{tg } \varphi_i)]}{\sum_{i=1}^{n=13} w_i \cdot \sin \alpha_i} = \frac{4827,48}{6317,86} = 0,76$$

Interprétation des résultats :

On remarque que la valeur de F ($F=0,76$) est < 1 .

Les valeurs injectés c et φ dans ce calcul sont inférieure à celles, qui ont déclenché le glissement $F= 0,999$.

Pour retrouver les valeurs réelles de c et φ avant que le glissement se déclenche on cale la valeur de F ($F=1$) et on recalcule c et φ .

On Obtient : $C = 0,36$ bars $\varphi = 16^\circ$

$F_s = 1,01$ pour le profil géotechnique N1

$F_s = 1,03$ pour le profil géotechnique N2

III.3 Calcul du coefficient de sécurité avec logiciel TALREN

III.3.1 Présentation générale

La méthode du calcul à la rupture proposée dans Talren 4 représente une approche cinématique par l'extérieur de la charge de rupture des ouvrages géotechniques. Cette approche est développée dans le cadre de la théorie générale du calcul à la rupture qui a été formalisée par J. Salençon.

III.3.1.1 Présentation de l'étude

- Lancer TALREN en utilisant le menu [Démarrer] de Windows ou en cliquant sur l'icône située sur le bureau Windows ;
- Sélectionner le menu [Fichier] puis l'option [Nouveau] ou cliquer sur l'icône de la barre de boutons.
- Sélectionner ensuite le menu [Données] puis [Description générale]. Compléter la fenêtre avec les informations demandées de calcul et pondérations par défaut : il s'agit de choix qui seront ensuite retenus comme valeurs par défaut lors de la définition des situations (mais éventuellement modifiables pour chaque situation individuellement). Par exemple, si vous définissez un projet avec plusieurs phases et plusieurs situations, et que vous souhaitez effectuer tous les calculs avec la même méthode de calcul et le même jeu de pondérations, définissez ces paramètres comme valeurs par défaut dans l'écran de définition générale : ils seront ensuite repris par défaut pour toutes les situations définies.

Description générale du projet	
Numéro d'affaire	12
Titre du calcul	Calcul du coefficient de sécurité
Lieu	BOUHAMZA
	PROFIL N°1
Commentaires	
Xmin	0.00 m
Xmax	108.90 m
Ymax	688.72 m
Système d'unités	kN,MPa,kN/m3
γ_w	10 kN/m3
Méthode de calcul par défaut pour le projet	Fellenius
Pondérations par défaut	Traditionnel/Sit. définitive
	Assistant Jeu de coefficients
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Annuler"/> <input type="button" value="Aide"/>	

Figure 51: Description général du projet

Tableau 20: Les paramètres physiques et mécaniques du site étudié

Nature de sol	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	c (KPA)	φ (degré)
Schistes altérées	21	36	16

III.3.2 Définition de la géométrie

Les coordonnées des points définissant la géométrie du talus ainsi que les limites des couches sont définies sur la Figure suivante. Pour représenter cette géométrie dans le logiciel, nous avons plusieurs possibilités : dessin à la souris, saisie des coordonnées directement dans l'écran principal, ou utilisation de la boîte de dialogue de définition de la géométrie.

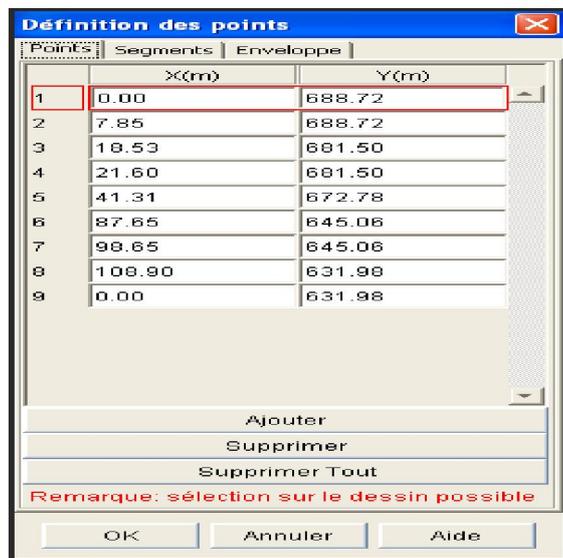


Figure 52: Définition des points

Après avoir accordé les points entre eux avec des segments et remplir tous les coordonnées on procède à la phase suivante calcule : On Clique sur le premier signe de la somme et en va avoir le profil N°1 (les différents cercles et les différents coefficients de sécurité).

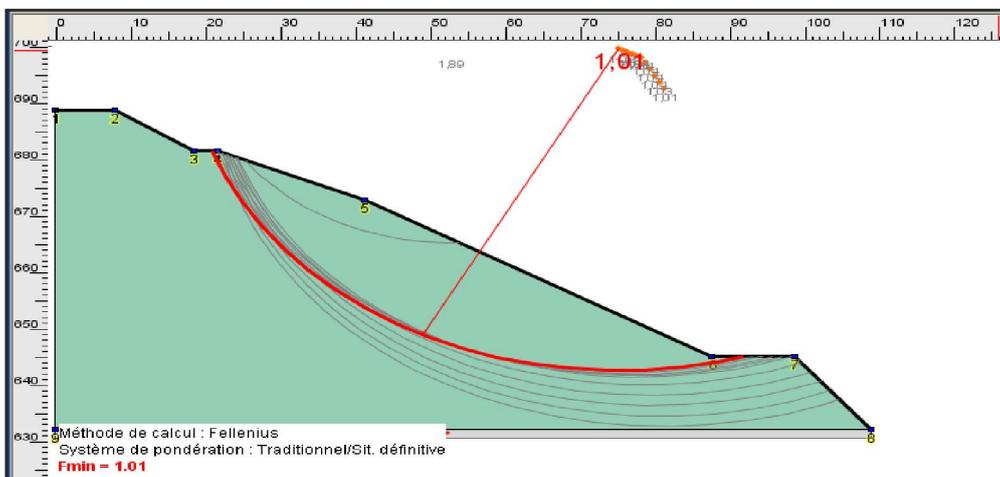


Figure 53 : Profil N°1

En suivre les mêmes démarches avec le profil N°2

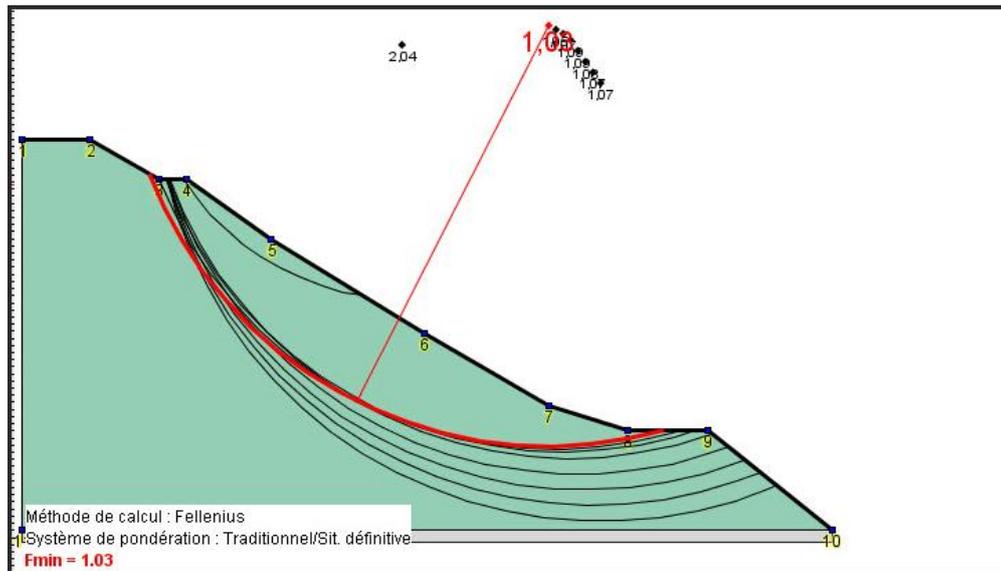


Figure 54 : Profil N°2

Les valeurs minimales du coefficient de sécurité données par le logiciel pour les profils 1 et 2 avec la méthode de Fellenius et une cohésion de 36 KPa sont respectivement 1.01 ; 1.03

III.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé le coefficient de sécurité F_s par un calcul manuel et par le logiciel, afin de comparer entre les deux. Le calcul avec la méthode des tranches donne des coefficients de sécurité pour les deux profils géotechnique N1 et N2 respectivement 1.01 et 1.03, alors que le logiciel TALREN donne les mêmes valeurs pour Fellenius.

On constate un léger écart entre les valeurs de coefficient de sécurité calculées par la méthode globale et la méthode des tranches, et qui est due aux erreurs de calcul de la surface et aux efforts internes qui sont négligées par Fellenius.

Chapitre IV :

Etude de confortement

IV. Etude de confortement

IV.1 Introduction

Il existe plusieurs solutions pour améliorer la stabilité d'un talus instable, Ces solutions peut être regrouper en quatre familles : celles qui agissent sur la géométrie du terrain, celles qui agissent sur les conditions hydrauliques, celles qui agissent sur les caractéristiques mécaniques et celles qui améliorent les caractéristiques du sol. Le choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain dépend des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et de son évolution dans le temps.

IV.2 Renforcement des talus par des pieux

IV.2.1 Définition d'un pieu

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles [10].

Le clouage de glissement par des pieux avec leurs inerties importantes d'où les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux à trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tient compte des caractéristiques du site. Si cette technique à trouver tant d'applications dans le renforcement des talus, c'est parce qu'elle est rapide à mettre en œuvre et quelle n'affecte pas la géométrie du site.

IV.2.2 Principaux type de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mise en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisées par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

- **Pieux battus**

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécuté en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

- **Pieux forés**

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité les parois de forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu et bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusque à la base du pieu.

IV.3 Calcul de l'ouvrage (pieux forés sans refoulement)

La stabilisation du talus peut être assurée par des pieux en béton armé, ancré à 1/3 de leur hauteur dans le substratum et implantés en quinconce au tiers central du talus.

IV.3.1 Calcul de l'effort de clouage R_0 : (L'effort que doit reprendre le pieu)

Pour le confortement, en tenant compte dans la formule du coefficient de sécurité. (R_0 donne un moment stabilisant). On admet une augmentation du coefficient de sécurité pour le confortement.

Pour le calcul du confortement par pieux on adopte les résultats de calcul de la méthode de Fellenius.

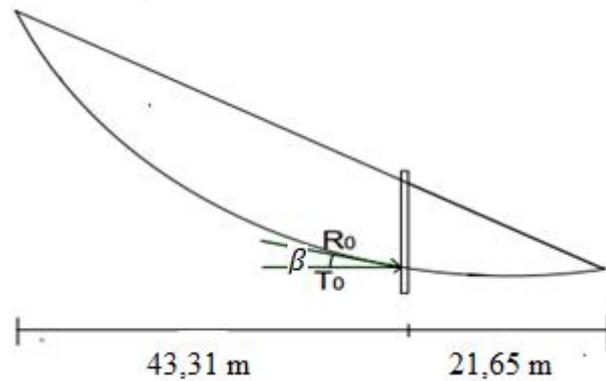


Figure 55 : l'inclinaison de l'effort de clouage

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^{13} [C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi] + R_0}{\sum_{i=1}^{13} W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$F_S = F_0 + \frac{R_0}{\sum_{i=1}^{13} W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Avec :

$$F_0 = \frac{\sum_{i=1}^{13} [C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi]}{\sum_{i=1}^{13} W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Au moment du glissement $F_0 = 0.99$

On augmente le coefficient de sécurité F_0 d'un pourcentage de 40%.

$$R_0 = (F_S - F_0) \cdot \sum_{i=1}^{13} W_i \cdot \sin \theta_i$$

$$R_0 = (1.41 - 1.01) \cdot 6738.8 = 269.55 \text{ t}$$

R_0 : est l'effort de clouage

IV.3.2 Calcul de l'effort horizontal T_0

On a $T_0 = R_0 \cdot \cos \beta = 269.55 \cdot \cos 11^\circ = 264,6 \text{ t}$

IV.4 Calcul des sollicitations maximales dans le pieu

❖ Calcul du coefficient de réaction linéique K_f

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

Avec :

E_m : module préssiométrique, $E_{m \text{ harmonique}} = 168,06$ bars

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

B : Diamètre du pieu

α : Facteur rhéologique dépendant de la nature du sol.

$$\text{D'où : } K_f = 4461,76 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Détermination de α

$$\checkmark \alpha = 1$$

Tableau 21: Facteur rhéologique α pour divers types de sols [2]

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

❖ Niveau d'ancrage

La ligne de rupture de glissement est à 12 m de profondeur, donc d'après le DTR B .C 2.33.2 [23]. On opte pour un ancrage de 4 à 5 fois le diamètre du pieu ($\emptyset = 80$ cm), ce qui donne un ancrage de 4 m.

❖ Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi.D^2}{64} = 0.02 \text{ m}^4$$

❖ **Calcul de la longueur élastique ou de transfert l_0**

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E_p.I}{K_f}} = 2,75 \text{ m}$$

avec : $E_p = 3,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

❖ **Calcul du moment maximal M_{\max}**

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

Avec :

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

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

Avec : $c^* = e^{-z/l_0} \cdot (\sin \frac{z}{l_0})$

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

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

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

$$\Rightarrow z = l_0 \cdot \frac{\pi}{4} \quad \text{D'où } z = 2,16 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 234,68 \text{ t.m}$$

Diagramme des moments

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

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

$$\frac{z}{l_0} = \pi \Rightarrow z = 8,63 \text{ m}$$

Tableau 22: Variations des moments en fonction de la profondeur

Profondeur Z (m)	Moment (t. m)
0	0
2,75	234,6
4,32	113,00
8,63	0
16	-5,9

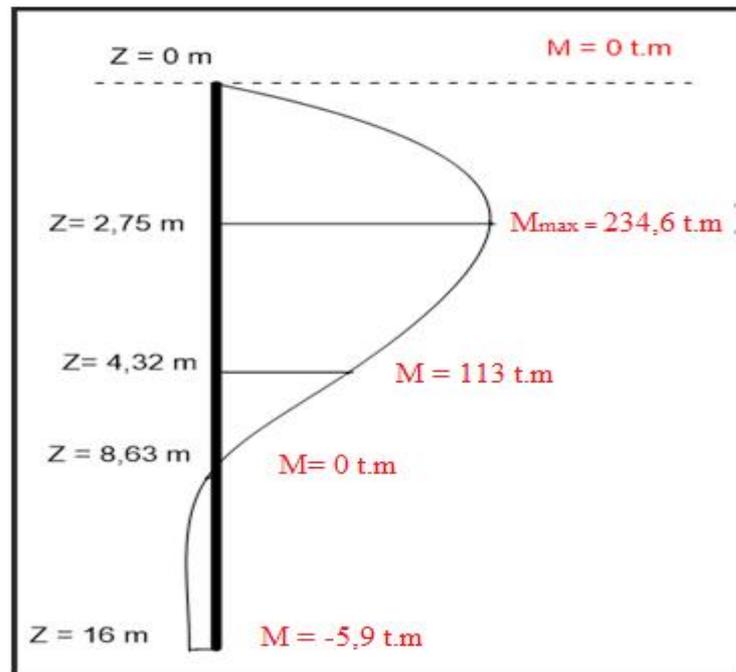


Figure 56 : Diagramme des moments

❖ Calcul du déplacement maximal

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

Avec :

$$A^* = e^{-z/l_0} \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) = 0,32$$

$$Y_{\max} \text{ est donné pour } \frac{z}{l_0} = \frac{\pi}{4}$$

$$Y_{\max} = \frac{2 \cdot 264,6}{4461,76 \cdot 2,75} \cdot 0,32$$

$$Y_{\max} = 0,0138 \text{ m}$$

IV.5 Ferrailage des pieux selon le DTR.BC.2.33.2

Le pieu est sollicité par un effort tranchant (T) et un moment fléchissant (M_{\max}). Pour cela on doit ferrailer à la flexion déviée composée

Pour les armatures longitudinales, le diamètre est compris entre 16 mm et 40 mm .

- Le diamètre des armatures transversales est en fonction de celui des armatures longitudinales

$$8\text{mm} < \varnothing_t < 16\text{mm}$$

- L'escarpement des serces est inférieur ou égale à 0,35 m
- L'enrobage requis est généralement de 7 cm

On introduire les valeurs de M_{\max} et T trouvé précédemment dans le logiciel expert robot qui permet de calculer les sections d'acier selon le règlement BAEL mod.99 à (ELS).

$$A_S = 50,5 \text{ cm}^2$$

$$\phi_1 = 16 \text{ HA } 20 = 50,27 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = 6,7 \text{ mm} \text{ on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Tel que :

ϕ_1 : diamètre des armatures longitudinales,

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

L'écartement entre les serces on prend $S_t = 0,25 \text{ m}$

L'enrobage $e = 0,07 \text{ m}$

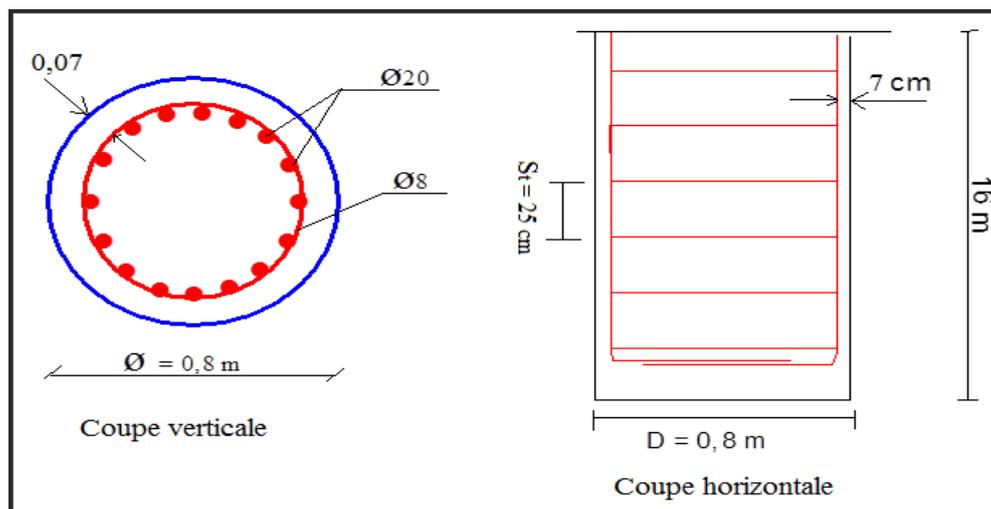


Figure 57: Schéma de ferrailage du pieu

IV.6 Disposition des pieux

Le dispositif de stabilisation mis en place avec deux rangées de pieux d'un diamètre de 0,8m disposé en quinconce en béton armé de 16 m de longueur espacés de 2 m ce que signifie trois fois le diamètre entre axes [23]. Figure 60

IV.7 Deuxième type de confortement

IV.7.1 Mur de soutènement (partie avale de CW35)

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions horizontales dites « poussées des terres ». Un ouvrage de soutènement doit être alors conçu de manière à résister à cette poussée

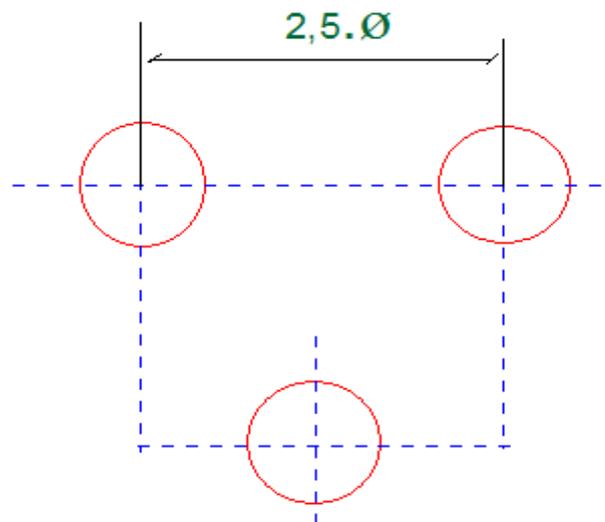


Figure 58 : Disposition des pieux

IV.7.1.1 Pré dimensionnement du mur de soutènement

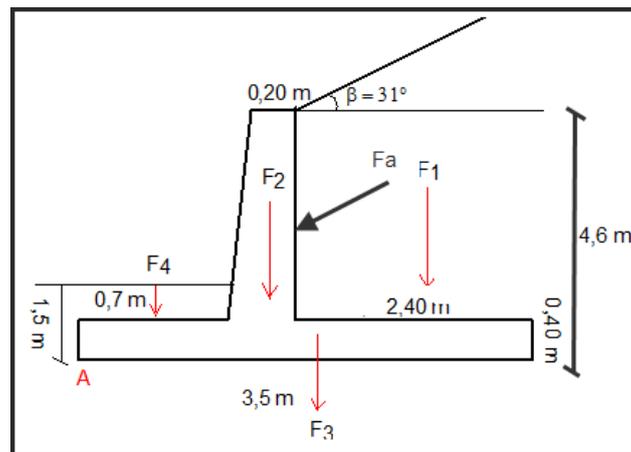


Figure 59 : Forces appliquées sur le mur

Pour qu'un mur de soutènement soit stable, il ne doit ni glisser, ni se renverser, ni poinçonner le sol de fondation, pour cela il faut faire plusieurs vérifications :

IV.7.2 Vérification vis-à-vis le renversement

$$F_{ah} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \cos \beta$$

Avec:

K_a : coefficient de poussée des terres

γ : masse volumique de sol

H : hauteur totale du mur

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$K_a = 0,54$

$F_{ah} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 24 \cdot (4,6)^2 \cdot \cos(31^\circ)$

$F_{ah} = 117,53 \text{ KN/ml}$

$M_r = \frac{1}{3} \cdot H \cdot F_{ah} = 180,21 \text{ kN.m}$

$M_{ru} = 243,29 \text{ KN.m}$

Avec :

F_{ah} : Force de poussée horizontale

M_r : Moment de renversement

Pour s'assurer qu'un mur ne basculera pas autour du point aval le plus éloigné sous la semelle (pointA), il faut connaître la valeur des moments résistants (stabilisateurs) et des moments moteurs (de renversement) par rapport au point(A). On calcule le coefficient de sécurité F_s :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{momens moteurs}} > 1.5$$

Tableau 23: Différentes forces qui agissent sur le mur

Force en (KN)	Distance en (m)	Moment (KN.m)
$F_1 = 181,44$	2,3	417,31
$F_2 = 31,5$	0,9	28,35
$F_3 = 35$	1,75	61,25
$F_4 = 19,25$	0,35	6,73

$\sum \text{moments résistants} = 513,67 \text{ KN/m}$

$\sum \text{momens moteurs (ELU)} = 243,29 \text{ KN/m}$

$F_s = \frac{513,63}{243,29} = 2,11$

$F_s = 2,11 > 1,5$ la stabilité vis à vis le renversement est vérifié.

IV.7.3 Vérification vis-à-vis du glissement

La poussée active est la seule force qui tend à faire glisser un mur de soutènement sur sa base et pour que notre mur soit stable au glissement il faut vérifiée la condition suivant :

$$H_u \leq \frac{N_u \tan \varphi}{\gamma_{g1}} + \frac{c \cdot B}{\gamma_{g2}}$$

Avec : H_u et N_u : composantes horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation,

B : la largeur de la fondation,

φ et c : angle de frottement interne et cohésion du sol,

$$\gamma_{g1} = 1,2 \text{ et } \gamma_{g2} = 1,5$$

$$H_u = 1,35 \cdot F_{ah} = 117,53 \cdot 1,35 = 158,66 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow H_u 158,66 \text{ KN} < 197,05 \text{ KN} \quad \text{la stabilité vis à vis le glissement est vérifié.}$$

IV.7.4 Vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation

La résultante des forces doit se situer à l'intérieur du noyau central de façon que la pression entre la semelle et le sol soit positif en amont ; en aval, cette pression de contact ne doit pas être supérieure à la capacité portante admissible du sol. Pour déterminer le lieu de passage de cette résultante, on doit calculer le moment total autour du point (A) :

L'excentricité de la force par rapport au point A est :

$$M_{su} = 1,35 \cdot 513,63 = 693,40 \text{ KN.m}$$

$$M_s = d \cdot \sum F_i \Rightarrow d = \frac{M_s}{\sum F_i} = \frac{513,63}{267,19} = 1,92 \text{ m}$$

L'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle est

$$e = d - \frac{B}{2} = 0,17 \text{ m}$$

$$M_{résultant} = M_{moteurs} - e \cdot \sum F_v$$

$$\Rightarrow M_{résultant} = 180,21 - (0,17 \cdot 267,19) = 134,78 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{résultant}}{\sum F_i} = 0,51 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,58 \text{ m}$$

On calcule alors les contraintes à l'aval et à l'amont de la semelle σ_{\max} et σ_{\min}

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{B} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) = 191,37 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{B} \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right) = 14,42 \text{ Kpa}$$

$$Q_{\text{réf}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1,47 \text{ bars} < 2,2 \text{ bars} \quad (\text{donnée dans le rapport de sol}).$$

La stabilité vis-à-vis la portance du sol de fondation est vérifié.

IV.8 Ferrailage de mur de soutènement et de la semelle filante

Pour ferrailer le mur et la semelle on a utilisé le logiciel expert robot. Les résultats donnés par logiciel sont insérées dans le tableau suivant :

Tableau 24: Les sections de ferrailage de mur de soutènement obtenu par expert robot

Position	Section d'acier théorique [cm ² /m]	Barres		Espacement [cm]	Surface réelle [cm ² /m]
voile r droite	20,05	16,0	tous les	10,00	20,11
voile r droite (h/3)	8,08	16	tous les	10,00	8,70
voile f droite (h/2)	4,30	12,0	tous les	25,00	3,77
semelle gauche (-)	4,44	12,0	tous les	25,00	4,52
semelle droite (+)	15,95	16,0	tous les	12,00	16,08
semelle droite (-)	4,50	12,0	tous les	25,00	4,52
semelle gauche (+)	0,00	12,0	tous les	6,00	18,85

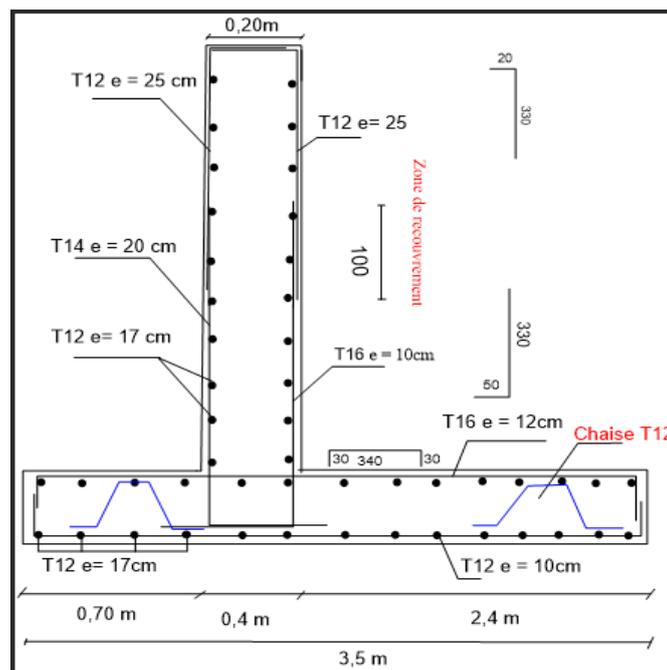


Figure 60 : Schéma de ferrailage du mur de soutènement

IV.9 Conclusion

Au long de ce chapitre nous avons adopté une technique basée sur le dimensionnement du pieu et le mur de soutènement. Après avoir calculé les efforts qui s'appliquent soit sur le pieu (T), soit sur le mur de soutènement (F_{ah}) on a choisi un confortement qui se porte sur des pieux forées en béton armé disposées se forme quinconce à $2/3$ de la longueur de la zone glissé, afin de stabiliser le côté amont du versant, plus un mur de soutènement encré dans la couche résistante au côté avale.

Chapitre V :

Modélisation du problème

V.1 Introduction

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou le volume occupés par chaque matériau (sol, eau, béton, métal, géosynthétique, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact.

Le progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de prévoir les déformations et les désordres qui peuvent nuire à l'ouvrage, et prévoir une solution au problème. Parmi ces programmes les plus utilisés on trouve *Plaxis*, qui un logiciel d'éléments finis nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement, il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type de l'ouvrage.

V.2 Présentation du logiciel

PLAXIS est un programme d'éléments fins en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'application géotechnique. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. L'interface d'utilisation de *PLAXIS* se compose de quatre sous programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

V.3 Les modèles des matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles sont les suivants :

- **Modèle élastique linéaire**

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope : $\sigma = E \cdot \varepsilon$

Le modèle comporte deux paramètres de rigidité, le module d'Young E , et le coefficient de poisson ν .

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$K = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Avec :

G : le module de cisaillement,

E_{oed} : le module œdométrique.

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structure béton ou métal en interaction avec le sol.

Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

- **Modèle de Mohr-Coulomb**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance Ψ .

Ce modèle est régit par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sable) et des sols fins à long terme (argile et limon). Dans le plan de Mohr-Coulomb la droite intrinsèque est représentée par :

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

Ou :

σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement,

c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

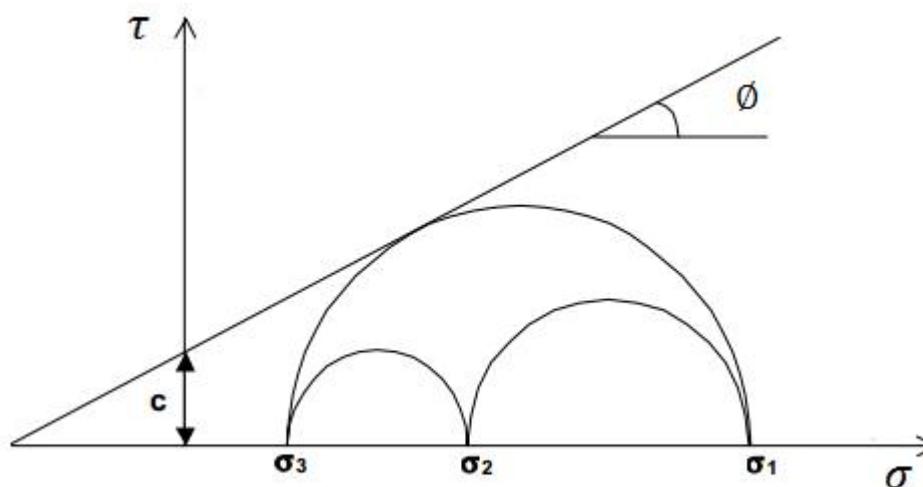


Figure 61 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

V.4 Type de comportement des matériaux :

En principe dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide, une caractéristique importante des sols et présence d'eau interstitielle ; les pressions interstitielle influencent significativement la réponse du sol :

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte imperméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

V.5 Etapes de modélisation

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes (input, calculations, output, et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

La définition de la géométrie du modèle, des matériaux et des types de chargement se font dans le sous-programme '**Input**'.

Le sous-programme '**calculations**' permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.

La visualisation des résultats est donnée par le sous-programme '**output**' qui nous les donne sous différentes formes (maillage déformé, une carte de iso-valeurs etc..).

Le sous-programme '**curves**' permet d'avoir les courbes de déformations d'un point choisis.

V.6 Modélisation du talus

Pour tracer la géométrie du talus on a besoin d'introduire les paramètres obtenus dans les essais au laboratoire et les essais in-situ.

Tableau 25: les paramètres des couches de sol

Mohr-coulomb		TVO	Schistes altérés	Schistes dur
Paramètre	Unités			
γ_{unsat}	KN/m ³	18	21,6	24
γ_{sat}	KN/m ³	18	21,6	24
E_{ref}	KN/m ²	3,000E+4	1,94E+4	3,329E+5
ν	/	0,33	0,33	0,33
C_{ref}	KN/m ²	5	36	80
φ	[°]	25	16	25

Tableau 26: Paramètre utilisés pour les éléments de confortement

Elément	EA [KN/m]	EI [KN m ² /m]	d [m]	W [KNm/m]	ν
Pieu	1,208E+6	6,439E+4	0,799	25	0,20
Ecran	4,010E+6	5,500E+4	0,406	25	0,20
semelle	4,48E+6	5,97E+4	0,4	25	0,20

Avec :

EA : la rigidité axiale

EI : rigidité flexionnelle

W : point de l'élément

ν : Module de poisson du béton

V.6.1 Modélisation du glissement de BOUHAMZA

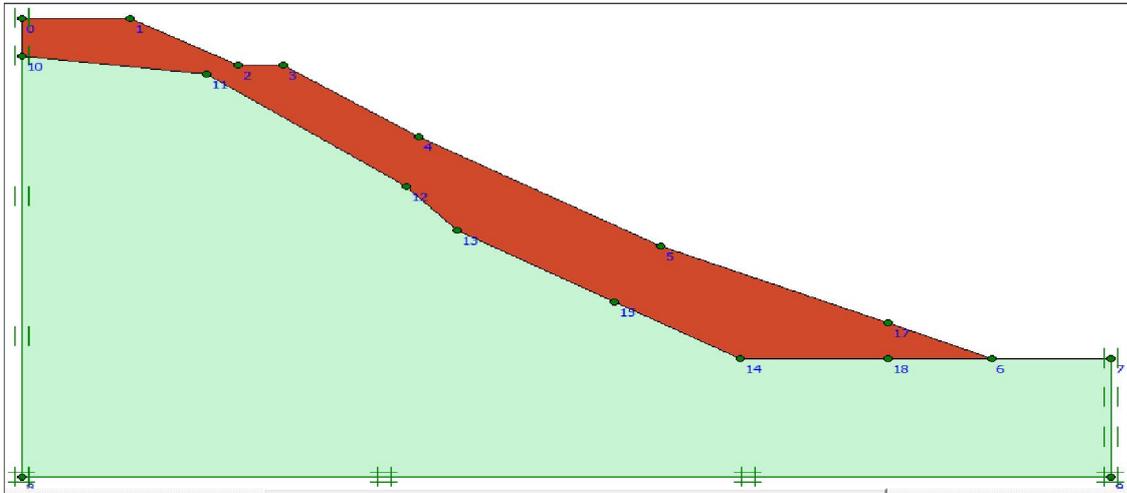


Figure 62: modélisation du talus instable

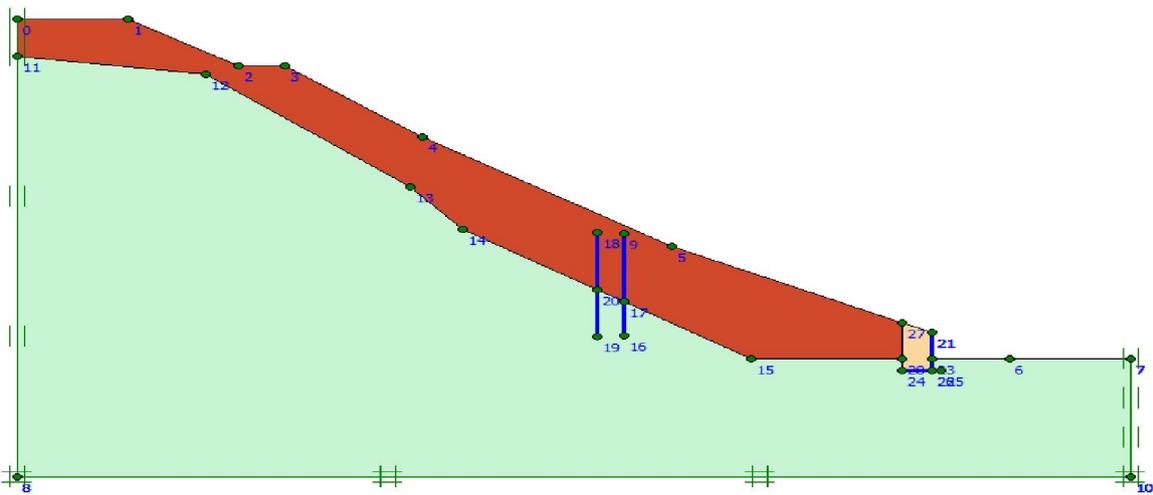


Figure 63: Modèle avec un confortement

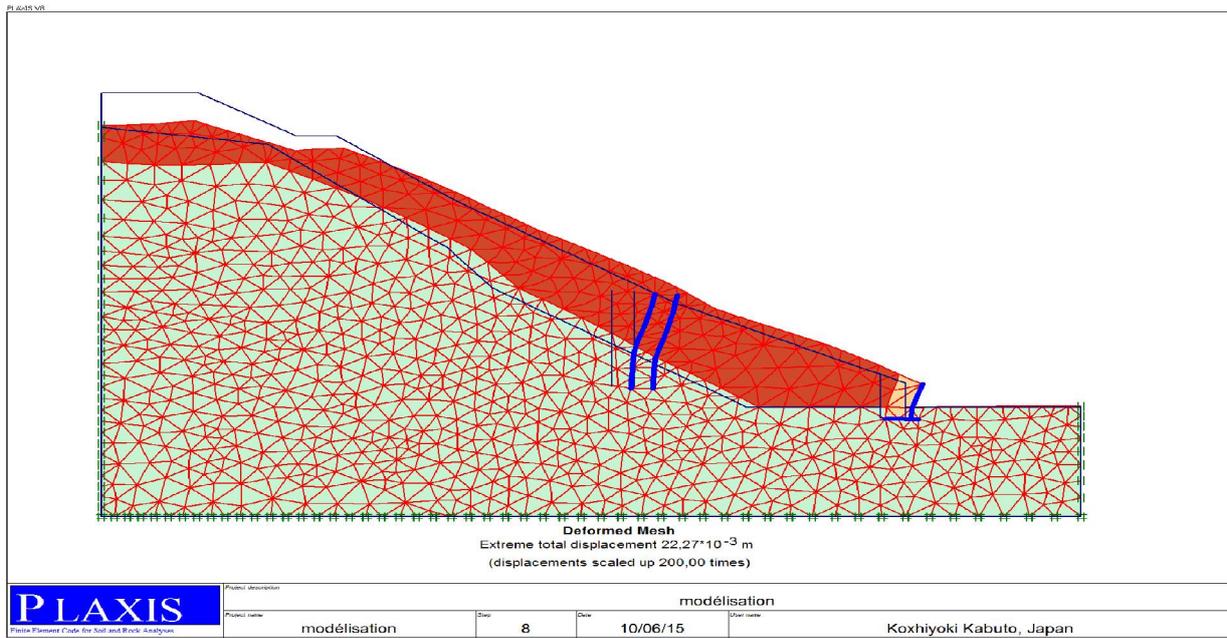


Figure 64: Déformation du maillage après confortement par un mur de soutènement

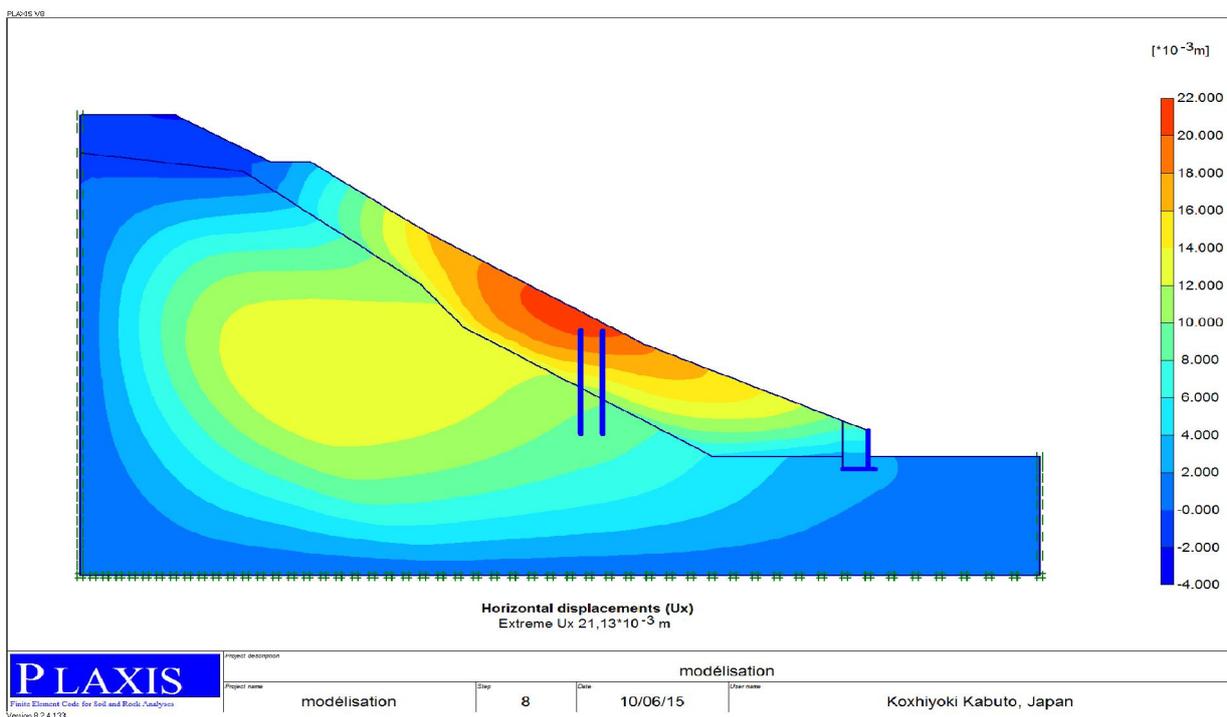


Figure 65: déplacement horizontale de mur de soutènement au côté aval

V.6.2 Interprétation des résultat

La figure ci dessus montre le champ de déplacement de sol après le confortement. On constate que les déplacements horizontales et verticales maximales de la masse est très petite en amont au il ya le clouage en pieux $2,12 \cdot 10^{-3}$ m et $2,2 \cdot 10^{-3}$ m en coté avale.

V.6.3 Evaluation des déplacements du pieu :

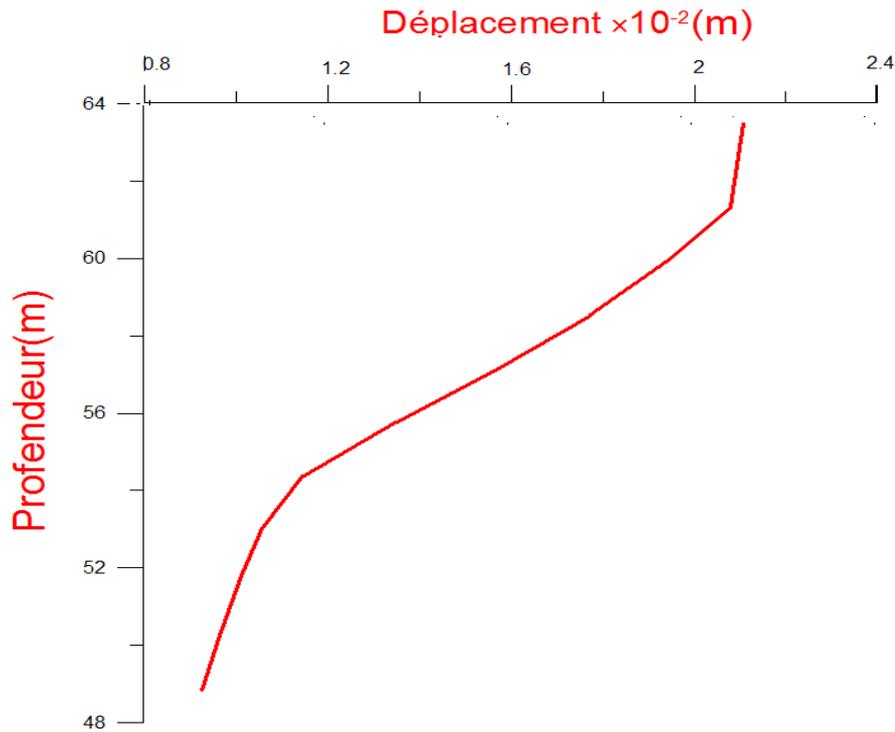


Figure 66: Les déplacements Horizontales du pieu

- **Analyse et discussion :**

La figure précédente représente les déplacements horizontales en fonction de la profondeur du pieu, on constate que le déplacement maximale est en tête du pieu par contre il est presque nul au (niveau d'ancrage).

V.6.4 Résultats de coefficient de sécurité :

Après le confortement de talus par pieux et un mur de soutènement le coefficient de sécurité augmente jusqu'à 1,71 ce qui montre que le versant est en équilibre stable.

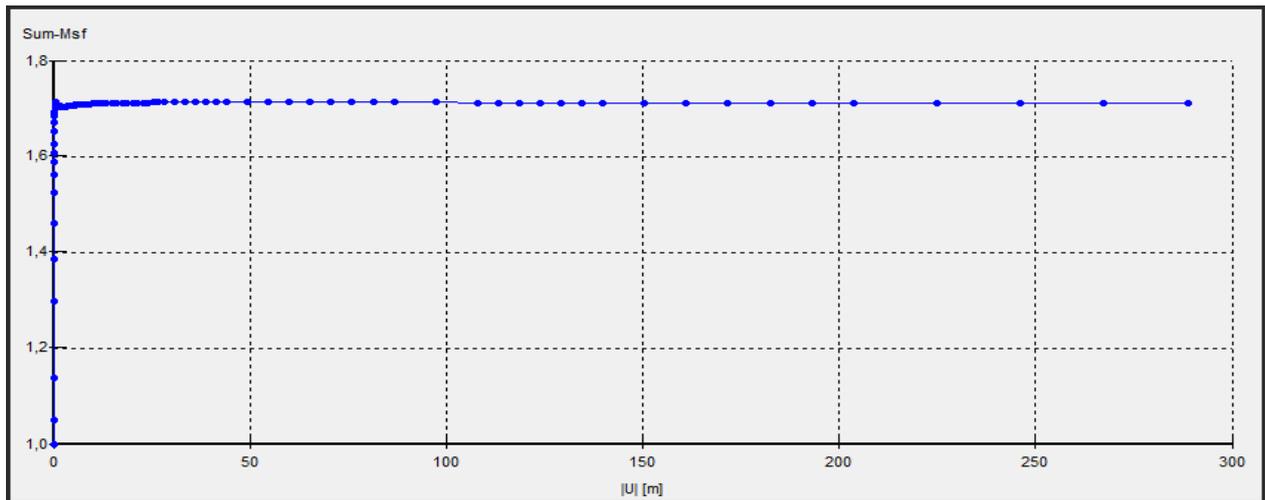


Figure 67: Coefficient de sécurité donner par logiciel.

V.7 Conclusion

Le but de ce chapitre est de faire un modèle similaire aux problèmes exposés dans le troisième et le quatrième chapitre. Pour cela on a fait appel au logiciel Plaxis, ce dernier est un logiciel de prévision basé sur des méthodes numériques élargies (méthode des éléments finis), qui permet de calculer les déplacements. À la vue de l'étude faite on a trouvé un déplacement de 2,2 cm pour le pieu ce résultat est proche au calcul manuel, et pour le mur de soutènement on a obtenu un déplacement de 2,1 cm. Le coefficient de sécurité F_s qui correspond au modèle après le confortement est égale à 1,71. D'après les résultats obtenus on conclut que la technique de stabilité des talus renforcés par pieux peut permettre de résoudre d'une façon permanente la stabilité du glissement de terrain de Bouhamza.

Conclusion générale

Les annexes

Références bibliographiques

Conclusion générale

L'étude qui a été faite, a pour but d'étudier et d'analyser la stabilité d'un talus situé dans la commune de Bouhamza (IFGHA). il s'agit d'un glissement semi profond qui s'est manifesté sur une longueur de 300 mètre et une largeur de 70 mètre et qui menace le CW35 du côté aval et l'habitation à l'amont. Ce site en général présente une couverture de manteau d'altération constitué par des argiles graveleuses à caillouteuses, des marnes schisteuses altérées reposant sur des marnes à marno calcaire compacte. Ces terrains sont soumis aux phénomènes d'altération et d'érosion induisant la rupture du talus.

L'analyse du problème a permis d'obtenir un coefficient de sécurité très faible (< 1) ce que veut dire que le versant est instable, le talus nécessite des travaux de confortement afin de le stabiliser et minimiser au maximum les déplacements. La proposition du moyen de traitement et le choix de confortement est porté sur des pieux forés en béton armé, disposés se forme quinconce à 2/3 de la longueur de la zone glissée avec un espacement de 2 mètre entre les pieux pour stabiliser la partie amont du versant et un mur de soutènement de hauteur de 4,60m dans la partie avale de CW35. Pour qu'on s'assure plus de la fiabilité du confortement posé, on a élaboré notre modèle sur le logiciel PALXIS. Les résultats de modélisation trouvées sont satisfaisantes, dont le coefficient de sécurité ($F_s = 1,71$) après le confortement est supérieure à la valeur limite (1,4) d'une part, les déplacements validés sont acceptables d'une autre part ($U = 2,12 \cdot 10^{-3}$ m pour les pieux et $U = 2,2 \cdot 10^{-3}$ m en côté avale), ce qui signifie que le talus est devenu stable.

Les différents problèmes rencontrés au cours du projet ont été axés principalement sur le manque des données et quelques documentations telles que le levé topographique, le plan d'implantation des sondages carottés et les données de laboratoire. Enfin, nous espérons avoir contribué, même partiellement à résoudre le problème de la stabilité du site, et qu'il sera un point de départ à notre vie professionnelle.

Référence bibliographiques

- [1]: DURVILLE, J-L et SEVE, G. glissement en terrains meubles. Stabilité des pentes, technique de l'ingénieur.
- [2]: PHILIPPONNAT G et HUBERT B, 1997. Fondations et ouvrages en terre. Ed Eyrolles. Paris.
- [3] : Mhidi Cours mécanique des sols, 3^{ème} année Géotechnique , 2013. Université de Bejaia.
- [4]: GUEYE I, 1993. « Résistance au cisaillement des sols non saturés et stabilité des pentes». Thèse de doctorat, école polytechnique fédérale de Laus.
- [5]: FAURE R.M, 2000. Méthodes de calcul en stabilité des pentes. Cours mécanique des sols. ENTPE. France.
- [6]: COSTET J. et G. SANGLERAT ,1981.Cours pratique de mécanique des sols. 2^{ème} édition. Dunod.
- [7] : Document de laboratoire SOUMMAM (Analyse de la calité des matériaux de constructions bâtiments, routes et travaux publics). Amizour. Béjaia.
- [8]: BENDAOUCHE. Hocine et LAZIZI S, 2013. Glissement de terrain et confortements. Pages bleus. Internationales
- [9]: CSTC (centre scientifique et technique de la construction), 2005. Stabilité des talus. Rapport final.
- [10] : Sadaoui.O,2015. Cours dimensionnement des fondation profondes, Master 1GT. Université de Bejaia.
- [11]: L'HERMINIER R, 1967. Cours de mécanique des sols et des chaussées. S.D.T.B.T.P, Eyrolles.
- [12]: www.ccma.vic.gov.au/soilhealth/photos.htm
- [13]: CFMS – Tirants d'ancrage : recommandations TA 95.150 p., Eyrolles ,1995.
- [14]: HAMMADI. Y, 2011. « Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements (CRG) et des Risques d'Inondations (CRI) de la ville de Bejaia ». Thèse Magister, université. A MIRA.de Bejaia.
- [15] : AHMED. A, 2012. Etude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN12. Mémoire d'ingénieur, Ecole nationale Polytechnique, El-Harrach.
- [17] : BENKECHKACHE. Imane, 2012. « Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de constantine ». Thèse Magister, université. Mentouri. de constantine.
- [18] : Société Algérienne des grandes constructions (SAGC), traitement d'un glissement de terrain et reconstruction de la chaussée avec un remblai renforcé par géosynthétique dans la willaya de Bejaia.

[19] : SAMUEL AMAR et JEAN-FRANCOI JEZEQUEL. Propriétés mécanique des sols déterminées en place. Technique de l'ingénieur.

[20] : NF P 94-410-1. Essais pour déterminer les propriétés physique des roches.

[21] : Mehidi. Cours mécanique des sols, 3^{ème} année mécanique des sols I . Université de Bejaia.

[22] : FAER. Sites expérimentaux de remblais sur sols mous et suivi d'ouvrages réels. Fiche d'action élémentaire de recherche n°06.16.

[23] : DTR BC.2. 33.2. «Méthode de calcul des fondations profondes ».

Annexe 01

 LABORATOIRE SOUMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNA 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 : SC01												
Projet : TRAVAUX DE MODERNISATION DE CW35 SUR 40KMS Endroit : CW35		Dossier N° : 001.EG.2013 Client : DTP												
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 6 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)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RGD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
	0.5		25 50 75 100									Remblais		
	-1.00	1.00										marnes schisteuses associées avec des argiles graveleuses à caillouteuses		
	1.50													
	2.00													
	2.50													
	3.00													
	3.50													
	4.00													
	4.50													
	5.00													
	5.50													
	6.00	-6.00										Fin du forage à une profondeur de 6 m.		
	6.50	6.00												
	7.00													
	7.50													
	8.00													
	8.50													
REMARQUES :											TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier facile TM : Tête spiraloïde PG : Tête spiraloïde CR : Tête carottier TO : Tête ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique G : Geléventométrie L : Usure d'Atterberg (LL, PL) W : Teneur en eau P _v : Poids volumique (d _s , G _s) AC : Analyse chimique C10 : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai œdométrique OL : Gonflement libre R : Réta à l'emboulement	
Préparé par :					Vérifié par :					01/05/2009		Page : 1 de 1		

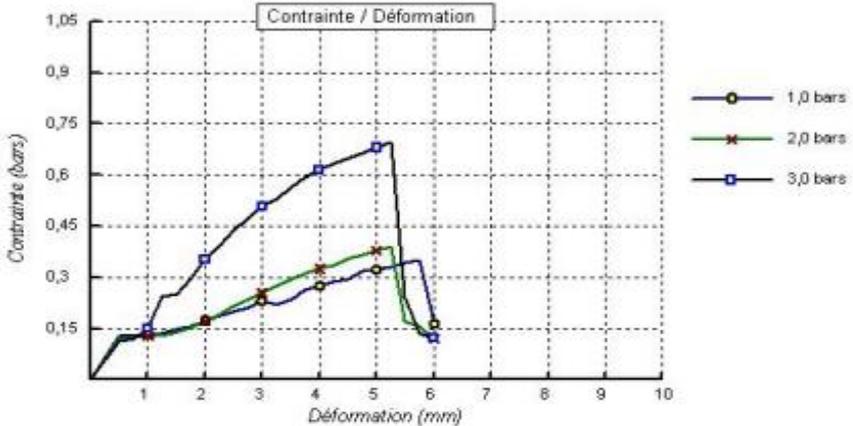
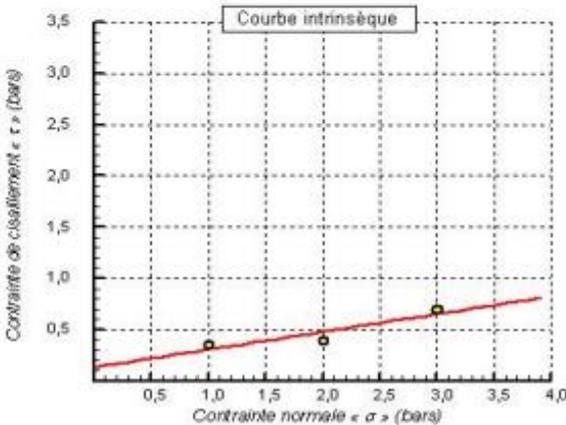
Annexe 01

 مختبر الصوامع للمعالجة التوعية و الطائفة نواد البناء، الطرقات و الأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAN : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC SOUMMA SAHBI ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2008 Adresse : Route de l'hôpital Amicour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 18 / Telfax 034 24 06 91		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC02									
Projet : TRAVAUX DE MODERNISATION DE CW35 SUR 4KMS Endroit : CW35		Dossier IF : 001EG.2013 Client : DTP									
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 8 Niveau d'eau (m) :	Coordonnées GPS : X : Y : Z :	Boue de forage : Type forage : Foreuse :	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>								
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carrotier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0.00	0.00									Rembais	
0.30	0.30									schistes friables	
1.00	1.20									marnes à marno-schisteuses altérées et friables	
2.00	3.00									Marnes schisteuses moyennement compactes	
3.00	8.00									Fin du forage à une profondeur de 8 m.	
4.00											
5.00											
6.00											
7.00											
8.00											
9.00											
10.00											
11.00											
12.00											
13.00											
14.00											
15.00											
16.00											
17.00											
REMARQUES :									TYPE D'ÉCHANTILLON : CF : Carrotier à air TB : Tête à piston PS : Tête à piston de CR : Tête carotte TO : Tête ouvert	ABRÉVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Solénovalent L : Limites d'Atterberg (LL, PL) W : Teneur en eau P _v : Poids volumique (d _s , d _w) AC : Analyse chimique	CD : Classification de Casagrande TH : Classification de Terzaghi Rc : Résistance à la compression OEd : Essai oedométrique DL : Gonflement libre R : Ratio à l'encrassement
Préparé par :			Vérifié par :			01/05/2008		Page : 1 de 1			

Annexe 01

 مختبر الصوامع للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء والطرق والأعمال العمومية LABORATOIRE SOUMMAN : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC SOUMNA SAMR 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 : SC03				
Projet : TRAVAUX DE MODERNISATION DE CW35 SUR 400MS Endroit : CW35		Dossier IF : 001.EG.2013 Client : DTP				
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 10 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) PRO.D Tubage Carottier État Profondeur Échantillon Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	15	30				
0.00					Remblais	
1.00					schistes intercalées avec des pèlles	
2.00						
3.00						
4.00					marnes à marno-schisteuses moyennement compactes de couleur grisâtres	
4.10						
5.00						
6.00					marnes à marno-calcaires oxydées	
7.00						
8.00						
9.00					Fin du forage à une profondeur de 10 m.	
10.00						
10.30						
11.00						
12.00						
13.00						
14.00						
15.00						
16.00						
17.00						
REMARQUES :				TYPE D'ÉCHANTILLON : CF : Carotte Field TB : Tube à piston fixe PD : Tube à piston fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABRÉVIATIONS : AG : Analyse granulométrique G : Détermination L : Limite d'ouvrabilité (LL, LP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G, G _s) AC : Analyse chimique	CD : Classification TR : Classification PC : Résistance à la compression OES : Essai oedométrique GL : Gonflement F : Béton à renforcement
Réparé par :		Vérifié par :		04/05/2008	Page : 1 de 1	

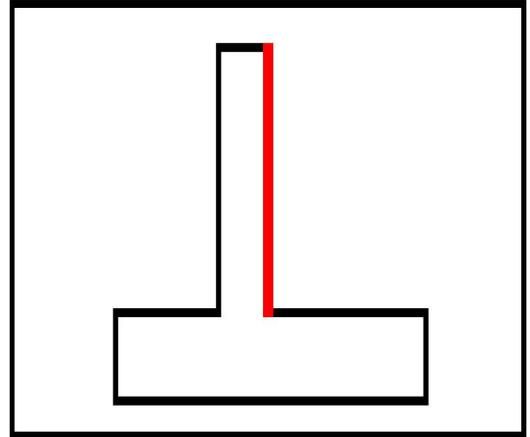
Annexe 03

 <p style="font-size: small;"> عبد الصمدان للمراقبة والتقييم LABORATOIRE SOUMMAN : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUVA SAMR 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>	<h2 style="margin: 0;">RAPPORT D'ESSAI</h2> <h3 style="margin: 0;">ESSAI DE CISAILLEMENT</h3> <p style="margin: 0;">NF P 94-071-1</p>
Client : DTP Projet : TRAVAUX DE MODERNISATION DE CW35 SUR 40KMS Endroit : CW35	N° Projet : 001.EG.2013
Sondage n° : SC02 Profondeur : 2-2.6 Nature : Marnes à marnes schisteuses altérées et friables Date essais :	Type d'essai : UU Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
	
 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> <p>Cohésion : 0.13bars</p> <p>Frottement : 16 degrés</p> </div> <p style="font-size: small; margin-top: 5px;"> $\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,35$ $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,39$ $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 0,70$ </p>	
Remarque :	
Préparé par :	Approuvé par : Date :

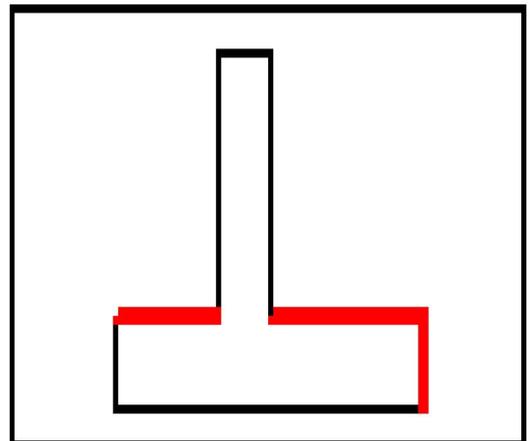
Annexe 04

Ferrailage du mur de soutènement

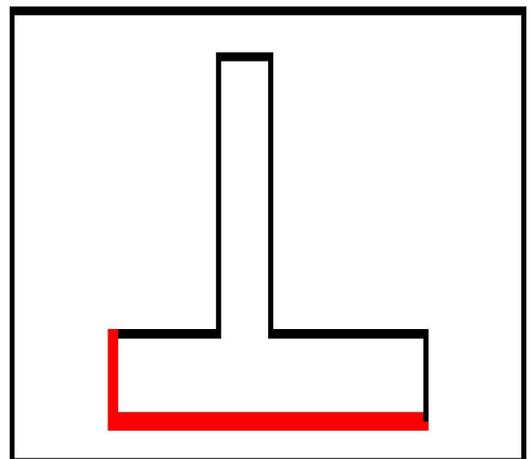
- Type:
- Barres: 16,0
- Espacement: 10,00 (cm)
- nombre: 10
- longueur: 430,00 (cm)



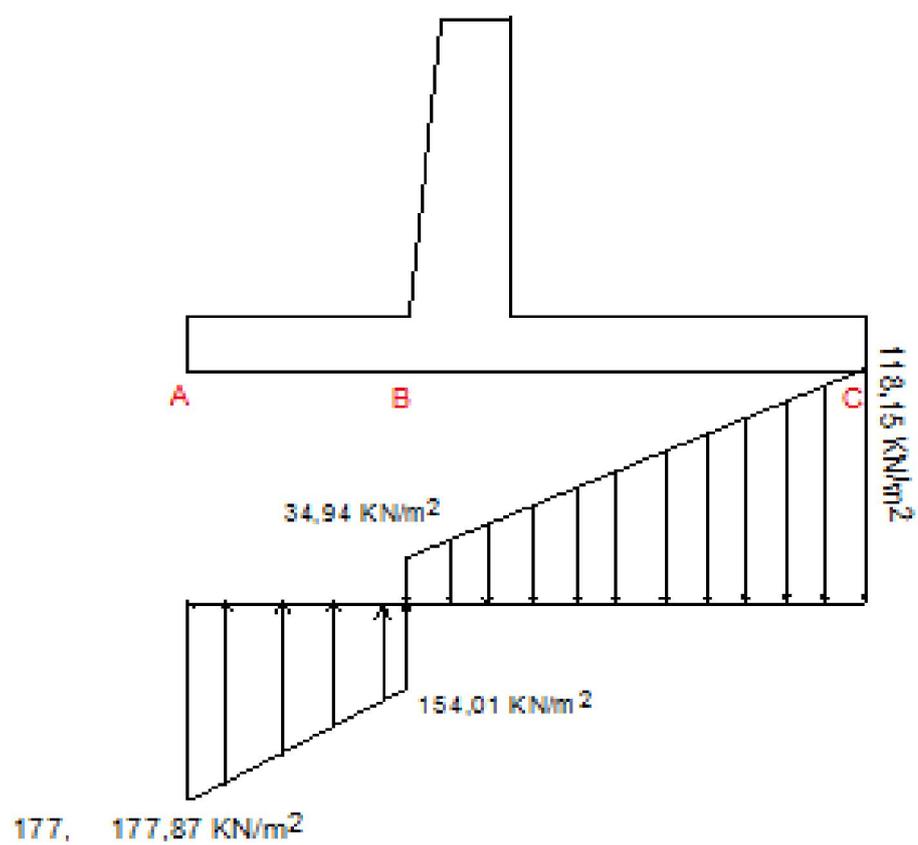
- Type:
- Barres: 16,0
- Espacement: 12,00 (cm)
- nombre: 8
- longueur: 380,80 (cm)



- Type:
- Barres: 12,0
- Espacement: 6,00 (cm)
- nombre: 16
- longueur: 380,00 (cm)



Annexe 05



Répartition des contraintes sous la semelle