

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

Projet de Fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de master II
En génie civil.
Option : Géotechnique

Thème

Etude d'un Glissement de Terrain
Cas d'un versant de barbacha,
Wilaya de Bejaia.

Présenté par :

Mr. TAFTAF A/Hamid

Mr. YOUSFI khoudir

Encadré par :

Mr. KHEFFACHE Toufik

Soutenu le 01 juillet 2017

Devant le jury composé de :

Président : Mr. SADAoui Omar Université de BEJAIA.
Examinatrice : Mme. BOUCHE Leila Université de BEJAIA.

Promotion 2016-2017

Remerciements

*Avant tout, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir
Donné la santé, la volonté et la force pour mener à la finalité de ce
Modeste travail.*

*Nous adressons notre gratitude à notre encadreur
Mr. KHEFFACHE Toufik Pournous avoir fourni une aide précieuse,
nous avoir dirigé et accompagné pendant cette période de travail.*

*A vous monsieur les membres de jury pour avoir bien
Voulu examiner ce modeste travail.*

*Nous exprimons tous nos remerciements à tous les
Enseignants qui nous ont éclairé le chemin par leur savoir et
Expériences. Ainsi À tous les membres du département de Génie
Civile l'université de Bejaia*

*Sans oublier tous ceux qui ont contribué de près ou de
loin à l'élaboration de ce travail.*

Dédicaces

Je dédie mon travail :

A mes chers parents qui m'ont beaucoup aidés et qui se sont sacrifiés pour mon bien et qui m'ont encouragés et soutenu au long de ma vie et durant mon cursus, que dieu vous préserve et vous procure la santé et la longue vie.

A mes chers frères : Riad et Hafid

A ma adorable sœur : Ghania

En leurs souhaitant un avenir bien meilleur, plein de bonheur et de succès.

A ma famille sans exception qui mesouhaite un avenir prospère surtout ma chère grand-mère, sans oublier mes chers amis : Karima, Lilia et Mouloud et mes camarades de la promotion de génie civil.

Enfin, à toutes les personnes qui m'ont apportés de l'aide.

A /Hamid.

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....	1
Chapitre I: généralités sur les mouvements de terrain	
I.1 Introduction	2
I.2 Définition du glissement du terrain.....	2
I.3 Caractéristique d'un glissement de terrain	2
I.4 Les mouvements de terrain et les différents types de glissement.....	3
I.4.1 Les mouvements rapides.....	3
I.4.2 Les mouvements long.....	5
I.4.3 Types de glissement	8
I.4.3.1 Glissement plan	8
I.4.3.2 Glissement rotationnelle simple	8
I.4.3.3 Glissement rotationnel complexe	9
I.5 Les cause d'un glissement de terrain	10
I.6 Les différents types des talus	10
I.6.1 Les pentes naturelles	10
I.6.2 Talus artificiels.....	10
I.6.3 Digue et barrage en terre	10
I.7 Principaux facteurs influencent la stabilité des talus	10
I.8 Quelques exemples des glissements de terrain en Algérie	12
I.8.1 Glissement sur la route nationale N°24 au PK 231+100.....	12
I.8.2 Glissement d'OUED GHIR.....	13
I.8.3 Glissement de Terrain à Beni Maouche.....	15
I.8.4 Traitement d'un glissement de terrain sur la RN 12 – Wilaya de Bejaïa.....	16
I.8.5 glissements de terrain de notre site étudié à Ouendadja commune Berbacha wilaya de Bejaïa.....	18
I.9.Observation sur les cas pathologiques.....	22
I.10 Techniques et moyens de confortement	23
I.10.1 Généralités	23
I.10.2 Les différentes techniques	23
I.10.2.1 La modification géométrique	23
I.10.2.2 La substitution	25

Table des matières

I.10.2.3	Le drainage.....	25
I.10.2.4	La végétalisation	28
I.10.2.5	Les éléments résistants.....	28
I.10.2.5.1	Les ouvrage de soutènement	28
I.10.2.5.2	Les tirants d’encrage	30
I.10.2.5.3	Le clouage	31
I.10.2.5.4	Les géotextiles	31
I.11	Conclusion	32
Chapitre II: Reconnaissance générale et étude géotechnique du site		
II.1	Introduction	33
II.2	Présentation de la wilaya de Bejaia et la commune de BARBACHA	33
II.2.1	Présentation de la wilaya de Bejaia	33
II.2.2	Situation géographique de BARABACHA	34
II.2.3	La densité, la population et la superficie de BARBACHA.....	34
II.2.4	Les données climatiques.....	35
II.2.4.1	Le climat.....	35
II.2.4.2	Les précipitations.....	35
II.3	Reconnaissance du site	36
II.3.1	Situation du Zone d’étude	36
II.3.2	Morphologie du site et leur environnement immédiat.....	37
II.3.3	Reconnaissances géologique de la région	37
II.3.4	connaissance géomorphologiques	39
II.3.4.1	Caractéristiques géomorphologiques régionale.....	39
II.3.4.2	Géomorphologie du site	40
II.3.5	Hydrogéologie du site	40
II.3.6	Récapitulatif et pathologie du glissement.....	40
II.4	Etude géotechnique.....	41
II.4.1	Les moyens de reconnaissance.....	41
II.4.1.1	Essais in-situ	42
II.4.1.1.1	Les sondages carottés	42
II.4.1.1.2	Essais pressiométrique.....	42
II.4.1.2	Essais au laboratoire.....	49
II.4.1.2.1	Les essais d’identification.....	49
II.5	Conclusion.....	63

Chapitre III: Etude stabilité

III.1	Introduction.....	64
III.2	Méthodes de Calcul de stabilité.....	64
III.2.1.	Notion de facteur de sécurité.....	64
III.2.2	Méthodes d'équilibre limite	66
III.2.3	Méthode des tranches.....	67
III.2.3.1	Méthode des tranches de Fellenius ou méthode Suédoise (rupture circulaire).....	67
III.2.3.2.	La méthode de Bishop.....	70
III.3	Quelques méthodes de calcul de stabilité des pentes.....	72
III.4	Application pratique.....	73
III.4.1	Le premier cas.....	73
III.4.2.	Le deuxième cas.....	74
III.4.3	Le troisième cas	75
III.4.4	Analyse des résultats	76
III.5	Analyse du glissement par le logiciel Géoslope.....	76
III.5.1	Présentation du logiciel.....	76
III.5.2	Application au glissement étudié.....	77
III.5.3	Modélisation du talus étudié.....	78
III.5.4	Les résultats obtenus.....	80
III.6	Conclusion.....	80

Chapitre V: Etude de confortement

IV.1	Introduction	81
IV.2	Techniques de stabilisation.....	81
IV.2.1	L'analyse de glissement avec un mur en gabion associé à un reprofilage.....	81
IV.2.2.	L'analyse de glissement avec un mur en béton armé associé à un reprofilage.....	85
IV.2.3.	L'analyse de glissement avec un mur en béton armé sur pieux associé à un reprofilage.....	89
IV.2.3.1.	Dimensionnement du mur de soutènement en béton armé.....	91
IV.2.3.1.1.	Pré dimensionnement du mur de soutènement.....	91
IV.2.3.1.2.	Détermination des forces de poussée.....	92
IV.2.3.1.3.	Calcul des efforts internes.....	95
IV.2.3.1.4.	Excentricité de N par rapport à au centre de gravité (G)	95
IV.2.3.1.5.	Détermination de la Capacité portante du micro pieux à partir du préssiométrique L.MENARD.....	96

Table des matières

IV.2.3.2. Vérification	98
IV.2.3.3. Ferrailage du mur.....	100
IV.3. Conclusion	104
Conclusion générale.....	105
Références bibliographiques	

Liste des figures

Figure 1 : Illustration d'un glissement de terrain [1]	3
Figure 2 : Exemple chute de roche [2].....	4
Figure 3 : Exemple de coulée [26]	4
Figure 4 : Effondrement des cavités souterraines [4]	5
Figure 5 : Exemple de fluage [3].....	6
Figure 6 : Les affaissements [5]	6
Figure 7 : Glissements de terrain de notre site étudié à Ouendadja commune Berbacha	7
Figure 8 : glissement plan [3].....	8
Figure 9 : Glissement rotationnelle simple [3]	9
Figure 10 : Glissement rotationnel composée [3]	9
Figure 11 : Affaissement coté aval de la RN24 [8]	12
Figure 12 :(a) Coulée boueuses localisée (b) Phénomène d'érosion et de ravinement [8]	14
Figure 13 : Un talus cédé lors des terrassements [8]	15
Figure 14 : Effondrement de toute une maison [8]	16
Figure 15 : Glissement coté aval de la RN 12 [11]	17
Figure 16 : Eroulement des terrains sous la pente	18
Figure 17 : Fissures longitudinales	18
Figure 18 : Détériorations complète des caniveaux	19
Figure 19 : Vue d'ensemble du site du glissement	19
Figure 20 : Rupture du talus.....	20
Figure 21 : Fissure de dessiccation	20
Figure 22 : Eboulis de pente	21
Figure 23 : Phénomène d'affaissement	21
Figure 24 : Affaissement longitudinale	22
Figure 25 : Chargement au pied d'un talus [7].....	24
Figure 26 : Les différents procédés de modification géométrique. [9]	24
Figure 27 : Tranchées drainantes [9].....	26
Figure 28 : Eperons drainantes. [9]	26
Figure 29 : Les drains subhorizontaux. [9]	27
Figure 30 : L'implantation des plantes dans un talus. [10]	28
Figure 31 : Mur de soutènement [10].....	29

Liste des figures

Figure 32: Paroi de palplanche. [9].....	29
Figure 33: principe de la technique terre armée. [9].....	30
Figure 34: Un versant stabilisé par clouage[7].....	31
Figure 35: L'utilisation du géotextile en jouant double rôle le drainage et le renforcement du talus [10]	32
Figure 36: Situation géographique de la ville de Bejaia	33
Figure 37 : Situation administrative de la commune de BARBACHA.....	34
Figure 38: Variation des températures moyennes mensuelles.....	35
Figure 39: Variation des précipitations moyennes mensuelles.....	36
Figure 40: Situation de la zone d'étude.....	36
Figure 41 : vues ariennes (satellites) de la zone d'étude montrant les reliefs en pentes.....	37
Figure 42: Carte géologique D'AMIZOUR.....	38
Figure 43: Log litho stratigraphique de l'unité de Barbacha.....	39
Figure 44: cours d'eaux superficiels.....	40
Figure 45 : Relation entre limites d'Atterberg et comportement mécanique [20].....	53
Figure 46 : Abaque de plasticité de casagrande classification L.C.P.C. des sols fins. [22]....	56
Figure 47: Valeur de bleu des sols [24].....	57
Figure 48: Exemple de courbes granulométriques de quelques types de sols [25].....	58
Figure 49: Détermination les caractéristiques C et ϕ [3]	60
Figure 50 : profile géotechnique de sol étudié.....	62
Figure 51: Schéma illustrant le découpage en tranches d'un talus.....	67
Figure 52: Forces agissant sur la tranche n.....	68
Figure 53: cercle de rupture R 43, 02 m.....	73
Figure 54 : cercle de rupture R 45, 17 m.....	74
Figure 55: cercle de rupture R 48, 05 m.....	75
Figure 56 : Modélisation du talus avant le glissement.....	78
Figure 57 : modélisation du talus après glissement avec FELLENIUS.....	79
Figure 58: modélisation du talus après glissement avec bishop.....	79
Figure 59: Talus modélisé par un mur gabion plus reprofilage.....	85
Figure 60: Talus analysé après la mise du mur en gabion plus reprofilage.....	85
Figure 61: les dimensions du mur.....	86
Figure 62: Talus modélisé par un mur de soutènement.....	88

Liste des figures

Figure 63: Talus analysé après la mise du mur en béton armé plus reprofilage.....	89
Figure 64: mur de soutènement posé sur micro pieux.....	90
Figure 65: disposition du micro pieux.....	90
Figure 66: Schéma du mur de soutènement.....	91
Figure 67: Force horizontal appliqué sur le mur et micro pieux.....	92
Figure 68: Efforts normaux N (P).....	94
Figure 69: Excentricité de N total.....	95
Figure 70: Essai pressiométrique L.MENARD SP 02.....	96
Figure 71 : disposition des micro-pieux sur un palier.....	98
Figure 72 : Schéma de ferrailage du voile.....	102
Figure 73: coffrage et ferrailage des micros pieux.....	103
Figure 74: Talus modélisé par un mur de soutènement sur pieu.....	103
Figure 75 : Talus analysé après la mise du mur en béton armé plus reprofilage.....	104

Liste des tableaux

Tableau 1: Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés [6]	7
Tableau 2: Résultat d'essai pressiométrique 01.....	43
Tableau 3 : Résultat d'essai pressiométrique 02.....	44
Tableau 4: Résultat d'essai pressiométrique 03.....	45
Tableau 5 : Résultat d'essai pressiométrique SP4.....	46
Tableau 6 : Résultat d'essai pressiométrique 05.....	47
Tableau 7: Classification des sols d'après L. Ménard [15].....	47
Tableau 8 : valeurs de rapport (Em/PL) [15]	48
Tableau 9: Classification selon la profondeur des SP 01, SP 02 , SP 05.....	48
Tableau 10: Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau [18].....	50
Tableau 11: les résultats de la teneur en eau (W%).....	50
Tableau 12: Echelle de saturation [19].....	51
Tableau 13 : Classification des sols selon <i>yhetyd</i> [15].	52
Tableau 14: les résultats <i>yh</i> et <i>yd</i> de sol étudié.	52
Tableau 15: Classification des sols suivant l'indice de plasticité. [21].....	54
Tableau 16: Estimation du gonflement des sols suivant l'indice de plasticité. [22].....	54
Tableau 17: Résultats des essais de limites d'Atterberg et estimation de gonflement potentiel du sol.	55
Tableau 18 : le type de sol suivant Valeur du bleu de méthylène: « VBS ».....	57
Tableau 19 : Echelle de granulométrie selon <i>CU</i> [19]	58
Tableau 20: Résultat des essais de cisaillement.....	60
Tableau 21: Caractéristiques physico-mécaniques des sols (Sondage N°01).....	61
Tableau 22 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols (Sondage N°02).....	62
Tableau 23: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]	65
Tableau 24 : facteur de sécurité F_s recommandés selon les risques liés à l'ouvrage.....	66
Tableau 25 : Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite.....	72
Tableau 26 : calcul le facteur de sécurité par méthode fellenius.....	74
Tableau 27 : calcul le facteur de sécurité par méthode fellenius.	75
Tableau 28 : calcul le facteur de sécurité par méthode fellenius.....	78
Tableau 29 : Caractéristiques des couches.....	80

Liste des tableaux

Tableau 30: valeurs du coefficient de sécurité.....	82
Tableau 31: Pré dimensionnement du mur de soutènement.....	91
Tableau 32 : Eléments et distances qui les séparent de G.....	95

Introduction générale

Chapitre I

Généralité sur les mouvements de terrain

Chapitre II

Reconnaissance
générale et étude
géotechnique du site

Chapitre III

Etude de la stabilité

Chapitre IV

Etude du confortement

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Introduction générale

Introduction générale

Les terrains de la couche terrestre sont des éléments dynamiques en perpétuel mouvement, ces mouvements se transforment en phénomène engendrant annuellement des dommages importants ainsi que des atteintes au niveau économique.

A l'ère contemporaine, les phénomènes naturels des terrains font l'objet de nombreuses études liées à la géotechnique et la géologie du globe afin d'apporter un remède à ce type de phénomène ainsi qu'aux différentes déformations du sol. Parmi les phénomènes les plus exposés ; les glissements du terrain.

Les glissements du terrain désignent un type de mouvement de masse résultant de déplacement d'une masse de terre sur une pente sous forme d'un plan de glissement, la consistance et la physionomie se conserve après la mise en mouvement.

Notre projet consiste à étudier et analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé dans la commune de Barbacha (Wilaya de Bejaia). De ce fait notre travail se divise en quatre chapitres répartis comme suit .

Dans le premier Chapitre on a étudié les généralités sur les mouvements de terrain, établi en faisant recours à plusieurs références bibliographiques ainsi que plusieurs travaux de recherches effectués sur le phénomène du glissement des terrains, sa typologie, ses principales causes et les différentes caractéristiques liées à ce phénomène, ainsi que quelques cas pathologiques, et enfin les différents systèmes de confortements.

Le deuxième chapitre traite une étude de reconnaissance à travers la présentation du site, ses différentes particularités géologiques et géotechniques qui nous permettent d'entamer la phase analytique à base de données fiables.

Le troisième chapitre consiste à la mise en application de la phase analytique à travers deux étape ; la première étape consiste aux différents calculs manuels des surfaces de rupture leurs coefficients de sécurité, puis la deuxième étape présente la vérification des résultats en faisant recours au logiciel de calcul sur l'analyse limite « Géoslope ».

Le dernier chapitre est consacré à l'étude des différentes possibilités de Confortement du glissement étudié afin de choisir la meilleure solution technique et économique.

Enfin, on achève notre travail par une conclusion générale qui résume les points les plus Importants étudiés dans ce mémoire.

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

I.1 Introduction

Dans cette partie, on va traiter les connaissances sur les glissements de terrain et comment classer les types de mouvement de terrain qui se divisent en deux grandes familles, ensuite nous présentons quelques probabilités qui produisent le glissement, nous présentons les méthodologies ou processus d'étude d'un glissement, et à la fin nous terminons par donner les principales techniques de confortement.

I.2 Définition du glissement du terrain

Les glissements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origines diverses sont des phénomènes naturels. Ils sont provoqués le plus souvent par la présence et /ou les écoulements des eaux dans le sol.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (coulée de boues, affaissements, éboulement rocheux...etc.) et par leur dimension. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour).

I.3 Caractéristiques d'un glissement de terrain

Dans sa partie amont, le glissement se manifeste par des niches d'arrachement ou crevasses, principales et latérales, avec brusque rupture de pente (pente concave), et dans sa partie aval, par un bourrelet de pied à pente convexe. La poussée exercée par le bourrelet de pied se marque fréquemment par un tracé anormal des cours d'eau en aval, et par une surface topographique bosselée (ondulations, dissémination de blocs de forte taille,...).

Des manifestations telles que fissuration des bâtiments, arbres couchés ou inclinés, déformation du réseau routier traversant le glissement sont aussi des critères d'identification de mouvements actifs. Selon le stade d'évolution du glissement, la désorganisation plus ou moins importante de la masse glissée et l'importance du couvert végétal peuvent rendre difficile la perception du glissement sur le terrain.

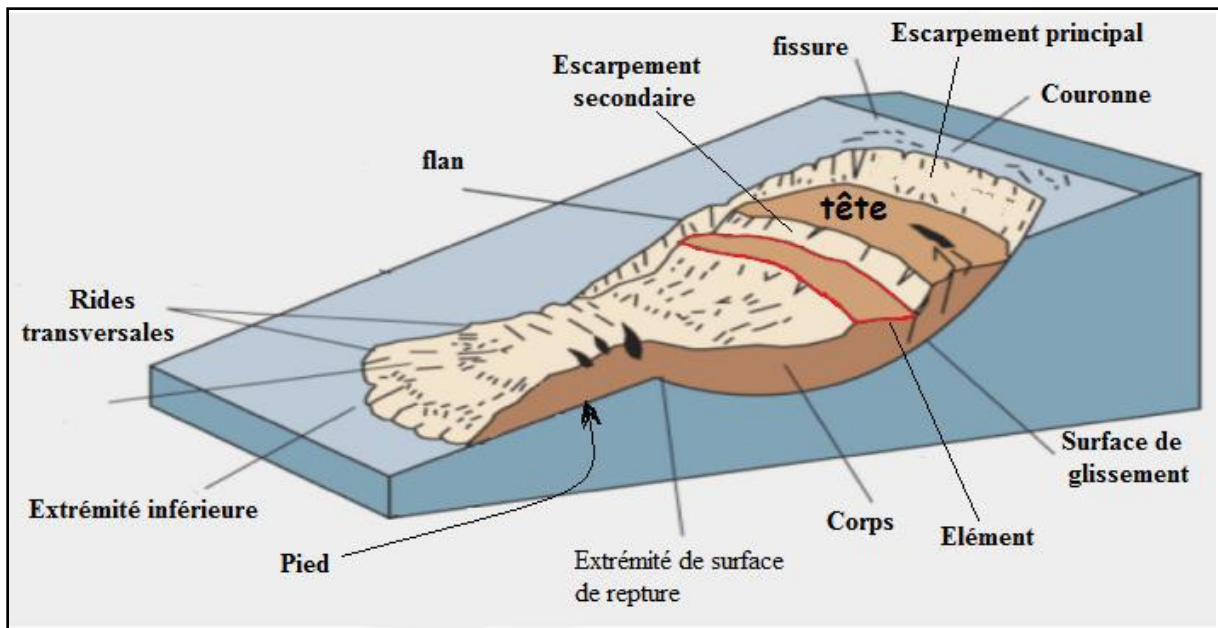


Figure1 : Illustration d'un glissement de terrain[1]

I.4 Les mouvements de terrain et les différents types de glissement

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

I.4.1 Les mouvements rapides

a) Les écoulements et les chutes des blocs

Ce sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines, etc. sont des chutes soudaines de masse rocheuses et de blocs. Le mouvement s'effectue par chute rebond et roulement. Le terme écoulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant.

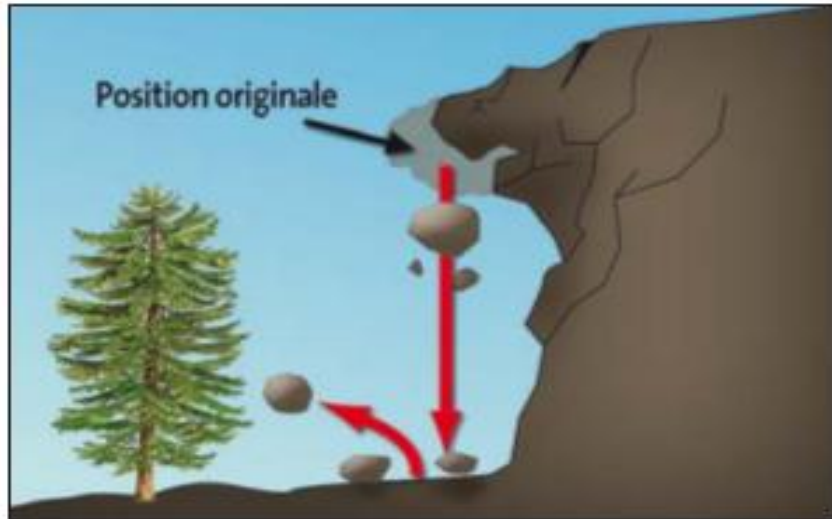


Figure2: Exemple chute de roche [2]

b) Les coulées :

Les coulées sont en générale des événements rapides et de forte intensité, avec une fluidisation des matériaux glissés au niveau de la coulée. Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse. On distingue plusieurs types de coulées telles que : Coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne (figure 3), coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été).



Figure 3 : Exemple de coulée [26]

c) Les effondrements

Déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières).



Figure 4 : Effondrement des cavités souterraines [4]

I.4.2 Les mouvements longs

La déformation de ces masses est progressive, présente souvent des phases d'évolution lentes parfois accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale.

a) Le fluage

Est une déformation lente et irréversible d'un terrain qui subit des contraintes continues, se produit généralement au sein de formation de grande épaisseur supportant une surcharge, due à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique). Dans l'exemple de la figure 5, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire, ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise.

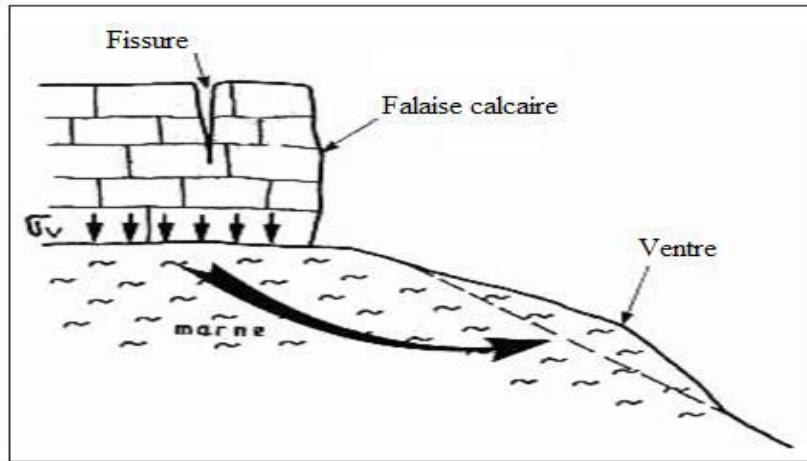


Figure 5 : Exemple de fluage [3]

b) Les affaissements

Sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde, sans rupture apparente ou bien par une évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels. Les cavités peuvent être :

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses, etc...
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...).



Figure 6 : Les affaissements [5]

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

c) Les glissements de terrain

Il s'agit d'un déplacement généralement lent sur une pente, le long d'une surface de rupture (surface de cisaillement) identifiable, d'un volume du sol par rapport au reste du massif selon une surface de glissement quelconque dont la morphologie ;



Figure 7: Glissements de terrain, de notre site étudié à Ouendadja commune Berbacha wilaya de Bejaia.

Une compilation des différents types de mouvements de terrain et donnée dans le tableau 1 :

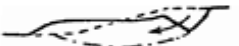


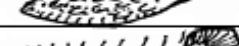

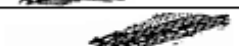


Classes	Types	Schéma	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesse moyenne
GLISSEMENTS DE TERRAIN <i>(sens strict)</i>	GLISSEMENT CIRCULAIRE (toupe)		roches peu cohérentes - marnes - alluvions - moraines	plutôt faible	quelques cm & quelques m par jour discontinu (saisons)
	GLISSEMENT PLAN				
	GLISSEMENT DE NIVEAU D'ALTÉRATION		altérites		quelques m par jour discontinu (saisons)
COULÉES	COULÉE DE SOLIFLUXION		roches meubles	plutôt fort	plusieurs m par seconde variable (selon fluidité)
	COULÉE DE BOUE				
ÉCROULEMENTS	ÉCROULEMENT DE SURPLOMB		roches cohérentes stratifiées ou non		déclenchement très rapide chute en quelques secondes
	ÉCROULEMENT D'AVAL PENDAGE				
FAUCHAGE				variable selon le stade	très lent quelques cm par an

Tableau1: Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés [6].

I.4.3 Types de glissement

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

Le glissement est un phénomène géologique regroupant un ensemble de déplacements, ces déplacements peuvent être lents ou rapides d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture à une profondeur variée, on peut distinguer trois types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnels simples.
- Glissement rotationnelles complexes (composés).

I.4.3.1 Glissement plan

Ils se produisent soit sur une couche plane dont les caractéristiques sont médiocres, soit dans le manteau d'altération, soit dans une couverture d'éboulis. Ces glissements sont contrôlés par la structure géologique du versant et la surface de moindre résistance mécanique.

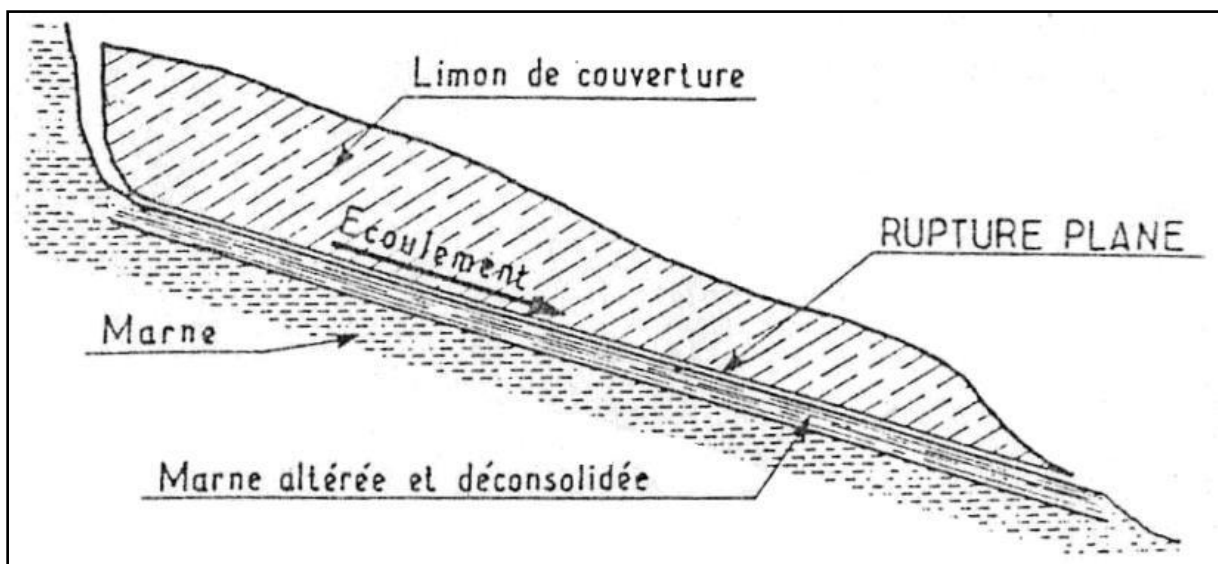


Figure 8 : glissement plan [3]

I.4.3.2 Glissement rotationnelle simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Dans un tel glissement on distingue : Au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

glissement, et à la base un bourrelet formé par des matière glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle ; d'où le nom de glissement circulaire.

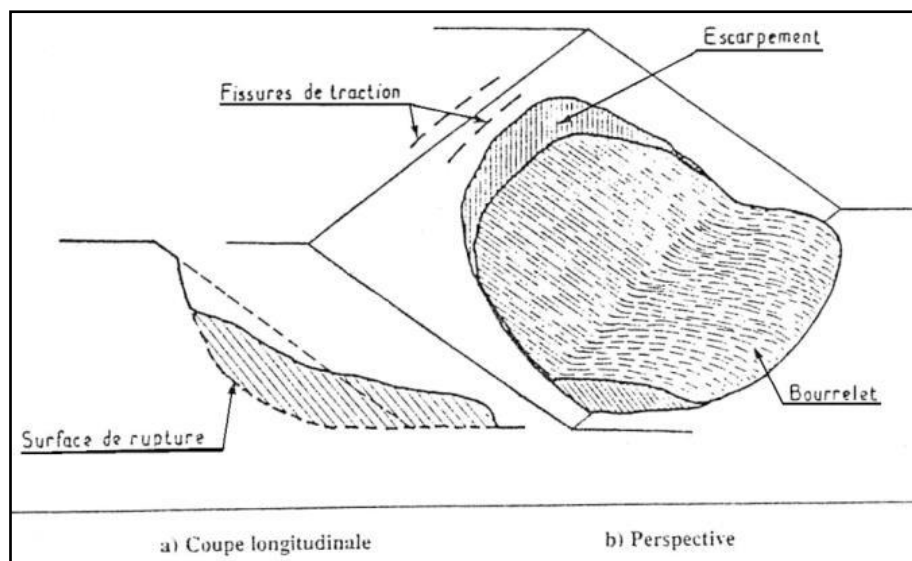


Figure 9 : Glissement rotationnelle simple [3]

I.4.3.3 Glissement rotationnel complexe

Ce type de glissement est rare, il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, due souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.

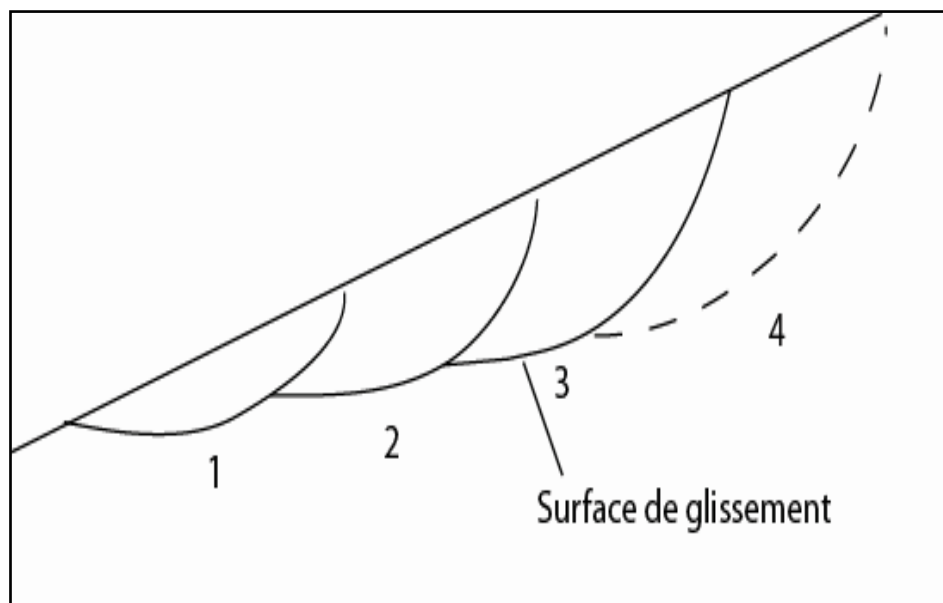


Figure 10: Glissement rotationnel composée [3]

I.5 Les causes d'un glissement de terrain

Plusieurs facteurs contribuent au déclenchement de glissements de terrain, les plus importants :

- La nature des terrains : Les terrains argileux sont prédisposés aux glissements ;
- L'action de l'eau : L'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement de terrains.
- Les causes mécaniques externes : Citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied de talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines...).

I.6 Les différents types des talus

I.6.1 Les pentes naturelles

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

I.6.2 Talus artificiels

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

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

I.6.3 Digue et barrage en terre

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue. Pour les travaux de prévention actifs contre les glissements de terrain, la stabilisation et le drainage des zones instables. Ces actions peuvent être ponctuelles (soutènement, substitution, végétation).

I.7 Principaux facteurs influençant la stabilité des talus

L'angle de pente maximal que peut admettre un talus dépend d'un certain nombre de facteurs dont les principaux sont :

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

- La hauteur du gradin.
- La nature des terrains.
- L'eau souterraine.
- La méthode et les phases d'exploitation.
- Les facteurs d'ordre géométrique (concavité du bord du talus).

a) La hauteur du gradin

La hauteur du gradin influe considérablement sur la valeur du coefficient de sécurité et donc sur la stabilité des talus. Plus la hauteur du gradin est grande, plus son angle de pente sera faible.

b) La nature des terrains

La nature des terrains est un paramètre très important dont il faut tenir compte dans une étude de stabilité. Il s'agit principalement d'étudier la structure du massif et des caractéristiques physiques et mécaniques du terrain.

En ce qui concerne la structure du massif, L'étude des discontinuités du massif (fractures, plans de stratification, failles, fissuration) a une influence primordiale sur le calcul du coefficient de sécurité.

En ce qui concerne les caractéristiques physiques et mécaniques, le paramètre physique pris en compte lors du calcul de la stabilité du talus est le poids volumique des terrains en place. Les caractéristiques mécaniques du terrain les plus importantes sont sa résistance au cisaillement qui nous permet de mesurer les caractéristiques de cisaillement (cohésion et angle de frottement interne).

c) Eaux souterraines

L'eau joue un rôle très important dans la stabilité des talus. D'une manière générale, la présence d'eau dans un terrain abaisse le coefficient de sécurité.

d) Les phases et les méthodes d'exploitation :

La modification de l'état des contraintes dans un massif rocheux suite aux travaux d'exploitation peut entraîner une diminution de la résistance au cisaillement qui peut conduire

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

à des ruptures. Les calculs de stabilité des gradins doivent aussi tenir compte des surcharges ponctuelles dues aux engins d'exploitation.

e) La géométrie

La concavité ou la convexité des bords de talus a une influence sur la valeur réelle du coefficient de sécurité. Dans le cas où le bord de fosse est concave, la valeur de F_s est sous-estimée. Dans le cas contraire (bord convexe), elle est surestimée par rapport à la réalité.

I.8 Quelques exemples des glissements de terrain en Algérie

Le problème des glissements de terrain est couramment rencontré en Algérie et ce depuis fort longtemps. On rappelle :

I.8.1 Glissement sur la route nationale N°24 au PK 231+100

Glissement de Terrain survenu sur la route nationale N°24 au PK 231+100 dans la localité de Toudja (W) de Bejaia.



Figure 11 : Affaissement coté aval de la RN24 [8]

Ce glissement de terrain s'est développé sur un versant de pente élevée constitué par des éboulis à matrices argileuses reposant sur des grés intercalés avec des petites.

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

Plusieurs signes d'instabilité, qui se sont manifestés par le développement de fissures et érosion sur le versant, affaissement sur la route qui a engendré des affaissements de la chaussée avec des rejets de 10cm.

Des fissures dont l'ouverture a pu atteindre 10 à 40cm de largeur, sont apparues sur la plateforme de la route RN24 au PK231+100 et sur la surface des remblais. Ces dernières ont contribué à augmenter la perméabilité des terrains et l'infiltration des eaux.

CAUSES D'INSTABILITES

Les facteurs qui ont engendré la rupture sont dus à la jonction de plusieurs facteurs :

- ◆ Ruissellements et infiltrations des eaux de pluies conduisant à un lessivage des particules argileuses et favorisant les phénomènes d'altération et d'érosion.
- ◆ Nature sensible de terrains
- ◆ Faible résistance d'ensemble héritée en partie de la fracturation lors des phases tectoniques néogènes et quaternaires.
- ◆ Pentes abruptes
- ◆ Action anthropique par accentuation des pentes de stabilités précaire
- ◆ Peu d'entretien accordé au réseau d'assainissement.
- ◆ La présence d'une couverture quaternaire (nappe d'éboulis) sur un substratum imperméable est un facteur indubitable de genèse de mouvement.
- ◆ Surcharges dues au trafic
- ◆ Pendage des couches de grés qui favorisent le glissement
- ◆ La sismicité de la région qui contribue à la déstabilisation du versant
- ◆ Erosion marine par l'action des vagues déferlantes

I.8.2 Glissement d'OUED GHIR

Située au pied du versant et présente une pente faible à moyenne de l'ordre 25°, elle est limitée au Sud par le chemin de wilaya n°43 et à l'Est par la zone de glissement.



(a)

(b)

Figure 12 : (a)Coulée boueuses localisée(b) Phénomène d'érosion et de ravinement [8]

Sur le côté amont de la zone du glissement, on a observé un cheminement hydrologique dense avec des venues d'eau directement sur le corps du glissement, ce qui a provoqué des désordres de type ravinement et érosions.

Les chutes de pluie enregistrées durant cette dernière période ont engendré des coulées boueuses sur certains endroits.

Ces coulées localisées au sein du glissement constituent des mouvements de terrains qui s'assimilent à des problèmes de transport par l'eau qu'à des problèmes de glissement.

Ce phénomène se déclenche lorsque les matériaux dépassent une teneur en eau critique le rendant semi-fluide.

CAUSES DU GLISSEMENT :

Les premières observations du site et de sa géomorphologie montrent que les causes des désordres sont principalement dues aux :

- ◆ Chemins hydrologiques denses et infiltrations des eaux pluviales conduisent à un lessivage des particules argileuses et favorisent les phénomènes d'altération et d'érosion.
- ◆ Hauteur importante du talus.

- ◆ Pente raide.
- ◆ Nature argilo- marneuse du terrain.
- ◆ L'action de l'eau dans les marnes argileuses et dans le substrat altéré a engendré des pressions interstitielles supérieures à la résistance au cisaillement, permettant le développement des forces motrices nécessaires au déplacement.
- ◆ Les matériaux argilo-marneux du versant présentent des caractéristiques physiques défavorables à la présence d'eau, car ils ont une faible résistance, sont compressibles et sensibles au gonflement.
- ◆ Action anthropique, les travaux de terrassement, ont dérangé l'équilibre précaire du versant.
- ◆ Variation des teneurs en eau favorisées par des conditions hydro-climatiques très contrastent.

I.8.3. Glissement de Terrain à Beni Maouche



Figure 13 : Un talus cédé lors des terrassements [8]

La faible stabilité des pentes naturelles, fait que le talus terrassé cède aussitôt après excavation, dans un mouvement plus rapide, par suite une action gravitaire.



Figure 14: Effondrement de toute une maison [8]

Une maison complètement disparue suite aux mouvements gravitaires et qui, ont été accélérés par les terrassements du coté aval.

Les causes de ces instabilités de terrain sont liées à la conjugaison de plusieurs facteurs :

- ◆ La présence d'une nappe d'eau sub-affleurant constatée par le niveau d'eau à 0.5m et à 2m de profondeur selon les saisons.
- ◆ L'intensité des pluies en cette période hivernale et la stagnation des eaux ont contribué à l'alimentation des nappes aquifère et à la déstabilisation du versant.
- ◆ Les travaux de terrassements, qui accélèrent le mouvement. C'est dans ce point qu'apparaisse l'intervention de l'Homme dans la déstabilisation du versant.
- ◆ Le phénomène d'érosion et de ruissèlement observé sur le versant.
- ◆ La fragilité des terrains peu consolidés (ayant subi une faible diagénèse), vis-à-vis des phénomènes géodynamiques externes: érosion et altération.
- ◆ La nature lithologique du terrain marnes schisteuses inter stratifiés avec des argilites.
- ◆ Le versant présentant des pentes moyennes
- ◆ L'absence de dispositifs de drainage
- ◆ Infiltration et ruissellements diffus des eaux pluviales
- ◆ Ces sols sont très sensibles en présence d'eau.

I.8.4. Traitement d'un glissement de terrain sur la RN 12 – Willaya de Bejaïa

La zone de glissement culmine à environ 550 m d'altitude et est située sur un versant Escarpé (figure 15). Il concerne une section de la RN 12. Les premiers mouvements de terrain ont été remarqués en contre bas de l'accotement en décembre 2004. Au cours de l'année 2006, L'affaissement a atteint la chaussée avec apparition d'un second point d'affaissement qui a engendré un tassement d'environ 30 cm de la chaussée.

Les données géologiques de la région indiquent que la majeure partie des formations rencontrées appartiennent au domaine des Flysch. Du point de vue lithologie, on retrouve globalement, depuis la surface les formations suivantes :

- ◆ Éboulis de pente à dominance limono argileuse (couvertures) ;
- ◆ Schistes et marnes schisteuses altérés en surface;
- ◆ Comblement des dépressions par des dépôts érosifs hétérogènes parfois cimentés.



Figure 15 : Glissement coté aval de la RN 12[11]

CAUSES DU GLISSEMENT

- ◆ Le phénomène d'érosion et de ruissellement observé sur le versant
- ◆ Infiltration et ruissellements diffus des eaux pluviales
- ◆ Pente raide
- ◆ La nature lithologique du terrain éboulis à dominance limono argileuse et des Schistes et marnes schisteuses altérés

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

I.8.5. glissements de terrain de notre site étudié à Ouendadja commune Berbacha Wilaya de Bejaia

Le site est localisé sur un versant d'une pente raide, le secteur d'étude est subdivisé en deux zones :

Zone 1 coté aval de la route, affecté par des fissures longitudinales, dégradations complète des caniveaux des eaux pluviales,



Figure 16 : Eroulement des terrains sous la pente



Figure 17 : Fissures longitudinales



Figure 18 : Détérioration complète des caniveaux.

Zone 2 coté amont de la route, affectée par des déformations importantes de type affaissement, rupture du talus, fissures longitudinales.



Figure 19 : Vue d'ensemble du site du glissement.



Figure 20 : Rupture du talus

Ces sols présentent des fentes de dessiccation, montrant leurs sensibilités aux phénomènes de retrait et de gonflement.



Figure 21 : Fissure de dessiccation



Figure 22 : Eboulis de pente, de notre site étudié à Ouendadja commune Berbacha W Bejaia.



Figure 23 : Phénomène d'affaissement, de notre site étudié à Ouendadja commune Berbacha W Bejaia.

Ce mouvement est causé par la suppression de la butée de pied (affouillement de talus dû à l'érosion naturel).



Figure 24 : Affaissement longitudinale, de notre site étudié à Ouendadja commune Berbacha
Wilaya de Bejaia.

Les causes d'instabilité sont dues à plusieurs facteurs à savoir :

- ◆ Le phénomène d'érosion et de ruissèlement observé sur le versant
- ◆ Infiltration et ruissellements diffus des eaux pluviales
- ◆ Pente raide
- ◆ La nature lithologique du terrain à dominance argileuse et des Schistes et marnes schisteuses altérés

I.9.Observation sur les cas pathologiques

L'analyse pathologique des cas précédents nous a permis de constater que la plus part des instabilités sont liées aux facteurs suivants :

- ◆ L'eau d'origine diverses,
- ◆ La pente raide,
- ◆ Hauteur des talus,
- ◆ Les aménagements intensifs,
- ◆ La nature des sols défavorables.

I.10 Techniques et moyens de confortement

I.10.1 Généralités

Le confortement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- ◆ Coté résistance : La méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- ◆ Coté économique : Le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il ya des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en général on utilise ce qui est disponible et moins coûteux.
- ◆ Coté technologique : La méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

I.10.2 Les différentes techniques

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être regroupées en trois catégories :

I.10.2.1 La modification géométrique

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème. On peut citer :

- ◆ Le déchargement en tête :

Le déchargement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure, il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent et, 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.

- ◆ Le chargement en pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique fréquemment utilisée, généralement efficace, agit de deux manières. L'ouvrage également appelé banquettes, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices, et d'autre part il permet de contenir le

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

déplacement de la masse instable. Il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

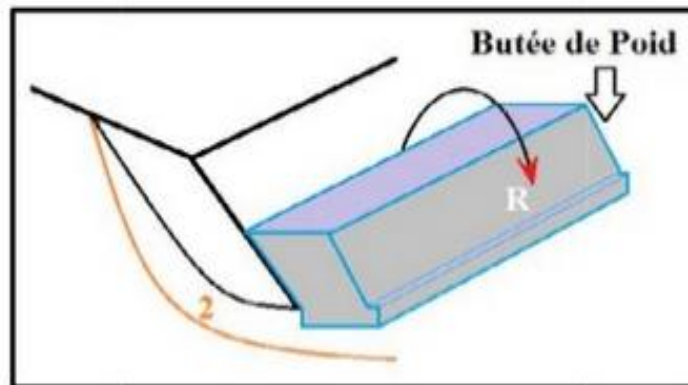


Figure 25 : Chargement au pied d'un talus [7]

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur la base.

◆ Le reprofilage

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à un adoucissement de la pente moyenne, ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, il est de pratique courante. 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 complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

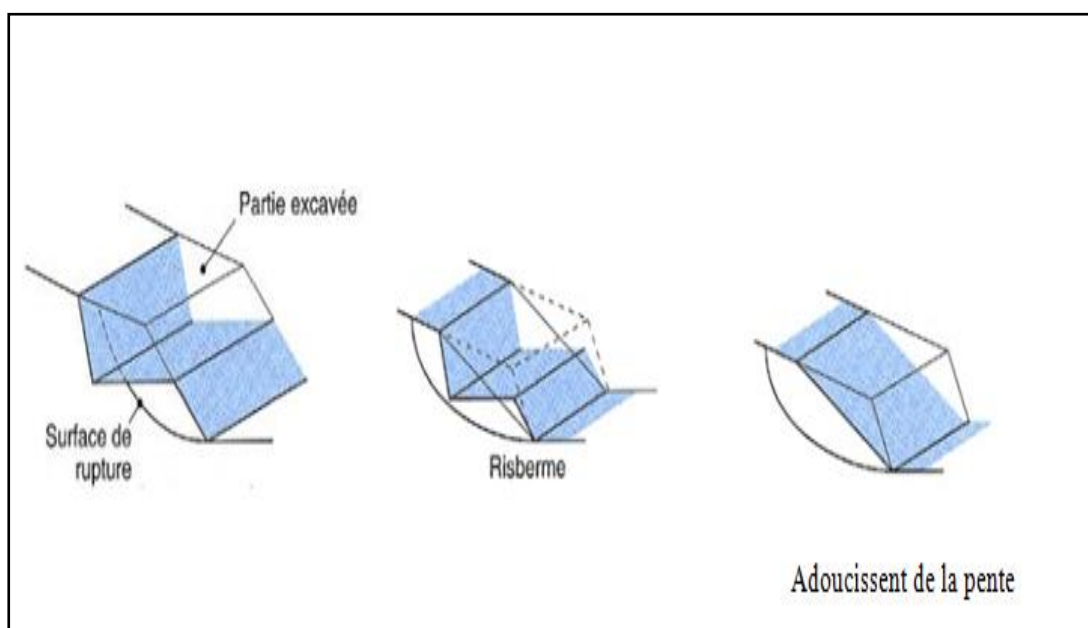


Figure 26 : Les différents procédés de modification géométrique. [9]

I.10.2.2 La substitution

Substituer totalement ou partiellement 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 est important 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 de matériau en place.

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

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

I.10.2.3 Le drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant, peut être la cause principale de glissement, et le drainage est recommandé dans la majorité des cas. L'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilité, l'efficacité d'un système de drainage est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains.

Les méthodes de drainage et consiste en général à :

- ✓ Capturer les eaux de surface.
- ✓ Éviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables.
- ✓ Diminuer les pressions interstitielles en profondeur en abaissant la nappe.
- ✓ Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

◆ Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe, elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles ,etc...). Ils permettent de traiter des zones de mouvement peu profondes ou peut étendues, c'est à-dire avec des volumes mise en jeu relativement raisonnables.

Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, de la profondeur et de largeur dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. On met des tubes en P.V.C et on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant (voir la figure 27)

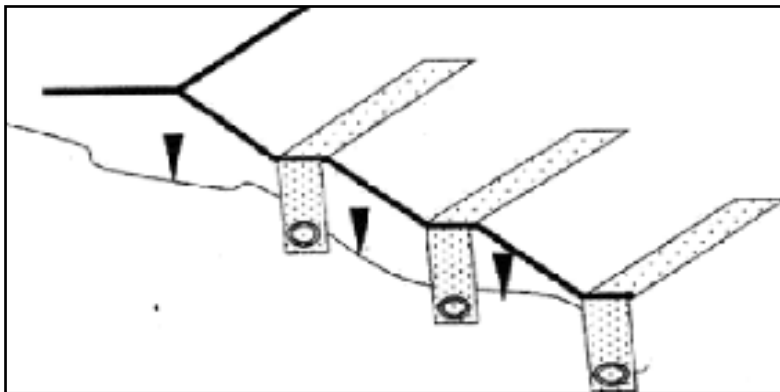


Figure 27: Tranchées drainantes [9]

◆ Les masques et éperons drainants

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

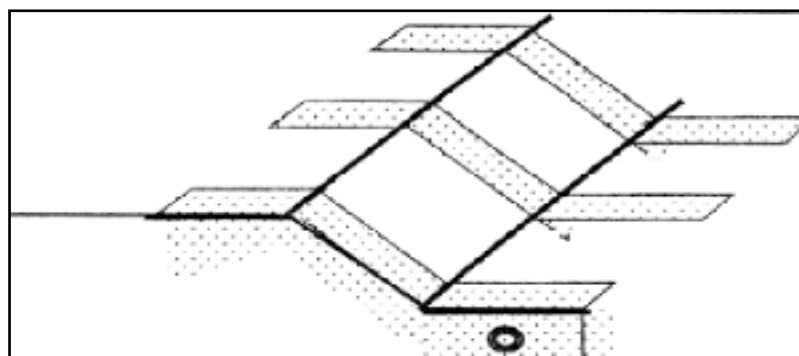


Figure 28 :Eperons drainantes. [9]

◆ Les drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, l'installation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés. Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain. Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux), le rayon d'action de chaque drain est faible.

La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulaire trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

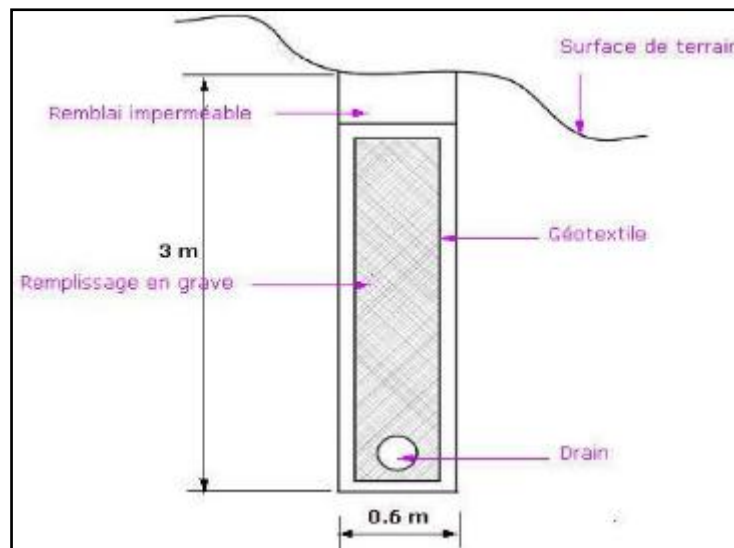


Figure 29: Les drains subhorizontaux. [9]

◆ Les drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (exemple : terrain silteux ou argileux), la technique consiste à réaliser des forages drainants équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être affectés en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

I.10.2.4 La végétalisation

La végétalisation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement.



Figure 30: L'implantation des plantes dans un talus. [10]

I.10.2.5 Les éléments résistants

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations, elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

I.10.2.5.1 Les ouvrages de soutènement

Il existe plusieurs types d'ouvrages destinés à résister à la poussée des terres on distingue : les ouvrages rigides (murs en béton armé, en béton...) et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches).

a) Les murs de soutènement

L'effet d'un mur de soutènement ne peut être que limité, l'extension d'un glissement de terrain, il est incapable d'arrêter un glissement de terrain de grande profondeur. Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leurs rigidités, il existe deux types d'ouvrages :

- Les murs poids.
- Les murs souples.

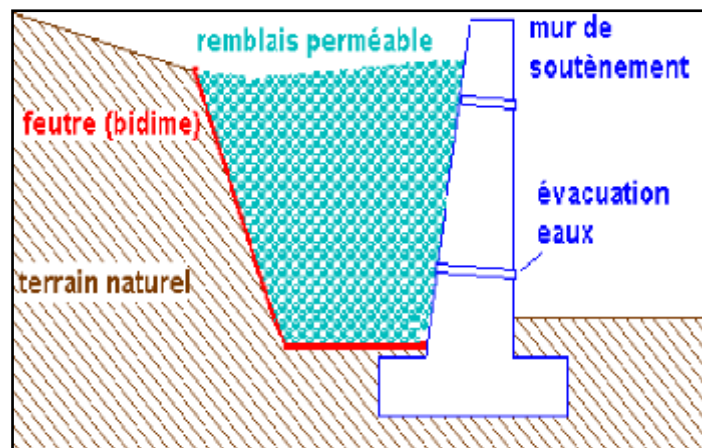


Figure 31: Mur de soutènement [10]

b) Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles. Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à se tenir. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution.

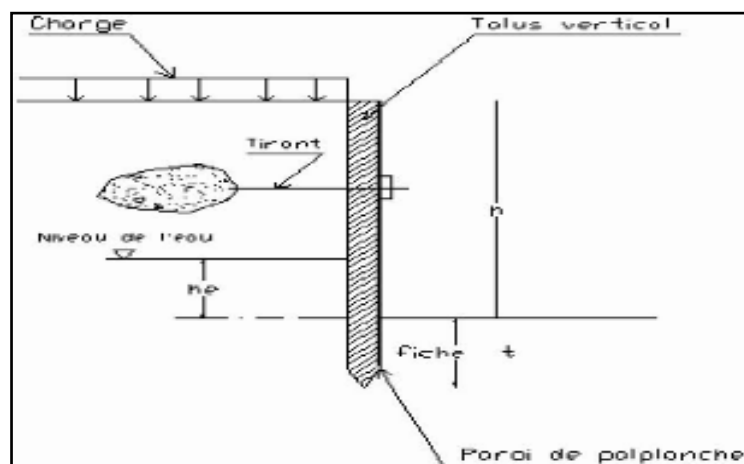


Figure 32: Paroi de palplanche. [9]

c) La terre armée

La terre armée fut mise au point par H.VIDAL en 1963. Cette technique de renforcement de remblais consiste en association de trois éléments principaux à savoir :

- Un sol : Plus ou moins frottant consistant la majeure partie du remblai et devient posséder un certain nombre de caractéristiques.
- Des inclusions : horizontales et linéaires appelées « armatures » qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- Un parement : Anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée.

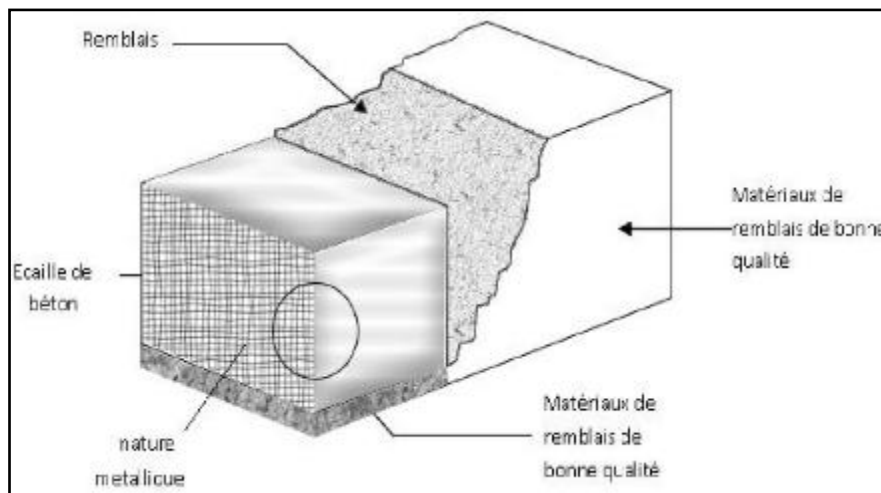


Figure 33: principe de la technique terre armée. [9]

I.10.2.5.2 Les tirants d'encrage

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effective 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 quelque ou petit massif 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.

I.10.2.5.3 Le clouage :

Les armatures généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique sert à transférer les efforts de déstabilisation (poids de masse qui glisse) vers la partie stable de sol par un mécanisme d'accrochage. Il résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.



Figure 34: Un versant stabilisé par clouage [7].

I.10.2.5.4 Les géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leur domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations...etc.

Les principales fonctions des géotextiles sont :

- La séparation : éviter l'interpénétration des sols nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales)
- La filtration : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- Le drainage : assurer le passage de l'eau dans le plan la nappe.
- Le renforcement : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

- La protection : protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant.
- La lutte contre l'érosion : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent.



Figure 35: L'utilisation du géotextile en jouant double rôle le drainage et le renforcement du talus

[10]

I.11 Conclusion

On a classé les différents mouvements de terrain selon leur vitesse de déplacement, et nous avons présenté les différents types de glissement qui existent dans la nature.

La connaissance les différentes formes et phénomènes d'instabilités des versants, aident à mieux les comprendre et avoir une vision élargie de ce phénomène (géométrie, formes de l'instabilité, différentes caractéristiques ...etc.)

Les cas pathologiques étudiés montrent qu'il y a plusieurs facteurs qui peuvent être à l'origine des glissements de terrain. La comparaison entre ces différents cas nous permet d'avoir une idée sur les causes de ce phénomène qui sont principalement l'infiltration d'eau, la pente, les formations lithologique du sol argileux.

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

II.1 Introduction

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

Ce chapitre est basé sur la collecte des données spécifiques au site concerné à savoir les données géologique, hydrogéologique, hydrologique, climatique, sismique et les reconnaissances géotechniques du glissement de terrain survenu sur chemin de KHELIL a OUENDADJA commune de BARBACHA, pour cerner son influence immédiate sur l'environnement et son évolution dans le temps.

II.2 Présentation de la wilaya de Bejaia et la commune de BARBACHA

II.2.1 Présentation de la wilaya de Bejaia

Située au centre de la façade méditerranéenne de l'Afrique du nord (à 250km à l'est d'Alger),

La ville de Bejaia est délimitée par:

- ◆ La wilaya de Tizi-Ouzou à l'Ouest.
- ◆ La wilaya de Bouira au Sud-ouest.
- ◆ La wilaya de Bordj Bou Arreridj au Sud.
- ◆ La wilaya de Sétif au Sud-est.
- ◆ La wilaya de Jijel à l'Est.



Figure N°36: Situation géographique de la ville de Bejaia

II.2.2 Situation géographique de BARABACHA

La commune BARABACHA est située à 10 km sud-est de la commune D'AMIZOUR et est délimitée par :

- ◆ La commune Feraoun à l'Ouest.
- ◆ La commune de BeniMouhliou Sud-ouest.
- ◆ La commune de Bouselam au Sud.
- ◆ La commune d'Amizour au nord.
- ◆ La Commune de Kendira à l'Est.

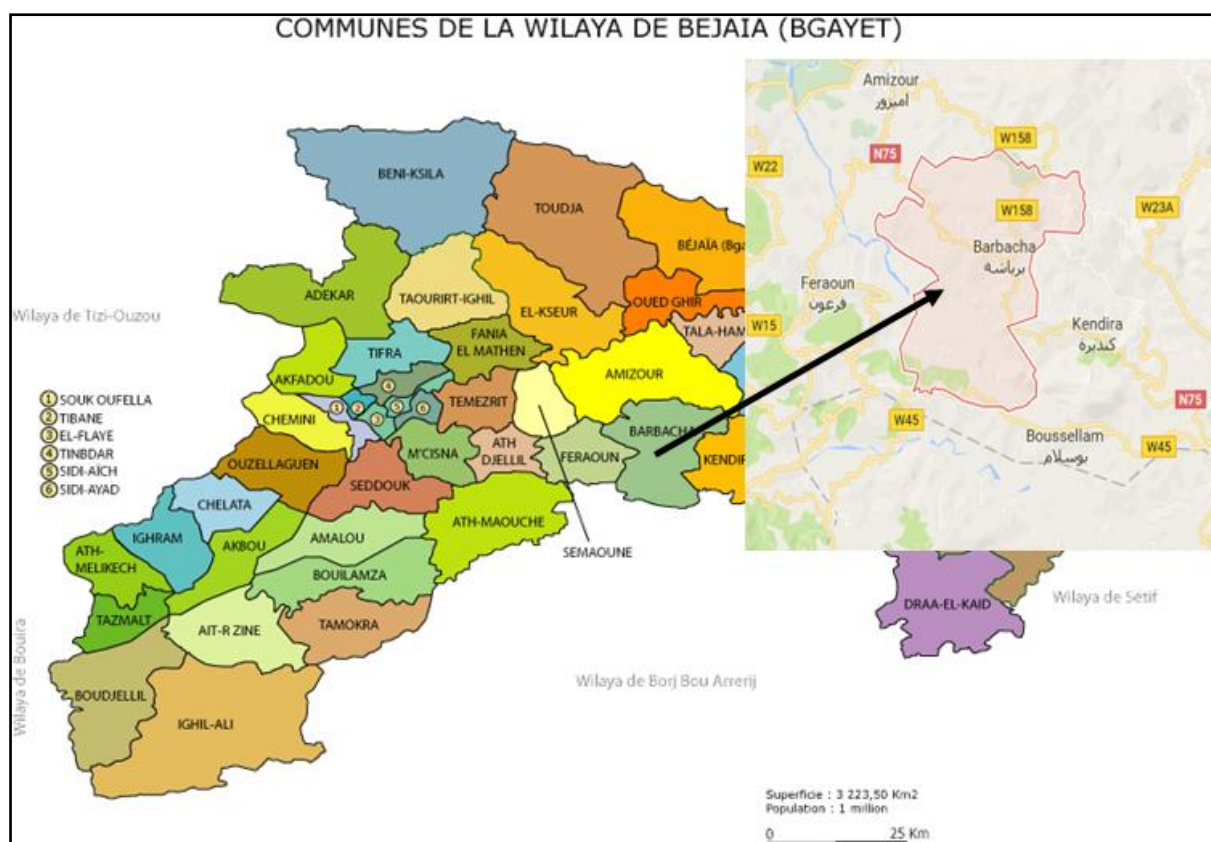


Figure N°37 : Situation administrative de la commune de BARBACHA.

II.2.3 La densité, la population et la superficie de BARBACHA

La ville s'étend sur 83,8 km² et compte 16901 habitants depuis le dernier recensement de la population en juillet 2013. La densité de population est de 201,8 habitants par km² sur la ville.

II.2.4 Les données climatiques

II.2.4.1 Le climat

Cet espace ayant un climat méditerranéen froid avec des pluies hivernales très violentes accompagnées avec des nuages et responsables d'une vigoureuse érosion.

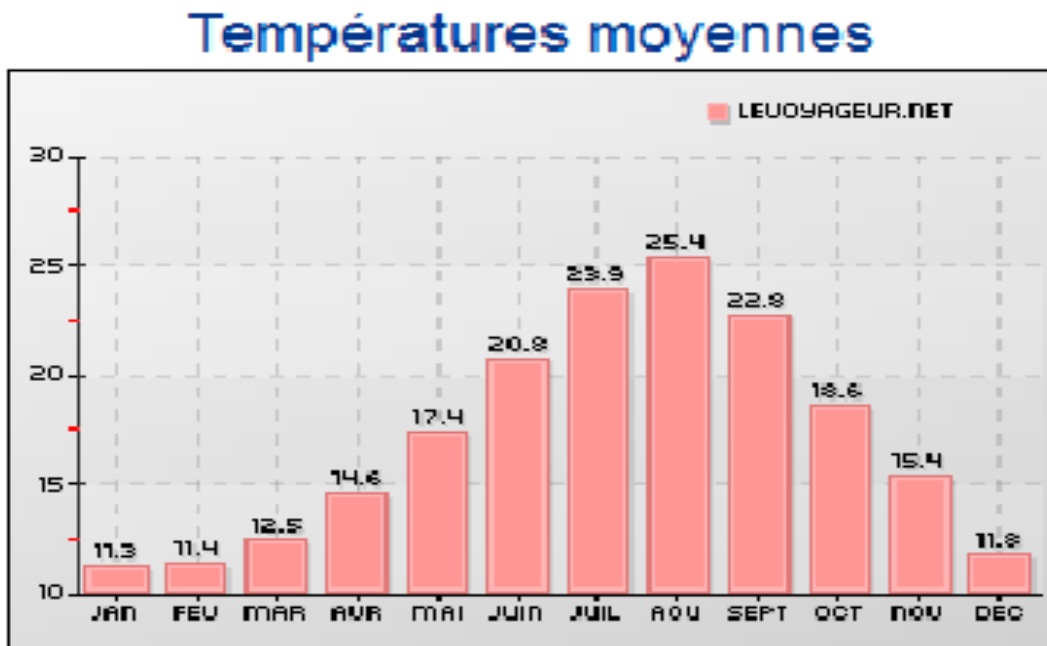


Figure N° 38: Variation des températures moyennes mensuelles.

La saison des pluies va de novembre à avril. Bejaia est considérée comme l'une des régions les plus arrosées d'Algérie. La zone montagneuse connaît des gelées fréquentes, tout le long de la saison hivernale.

II.2.4.2 Les précipitations

La moyenne des précipitations pour la wilaya se situe entre 670 et 1000 mm de pluie par an, soit 72 jours de pluie, d'où l'existence d'un réseau hydrographique important, dont les principaux oueds sont : Oued Soummam, Oued Djemaa, Oued AGRIOUN, Oued BOUSSELEM.

En été, les précipitations BARBACHA sont pratiquement nulles. Les moyennes annuelles des précipitations sont de l'ordre de 400 mm dont une partie alimente la ressource en eau souterraine.

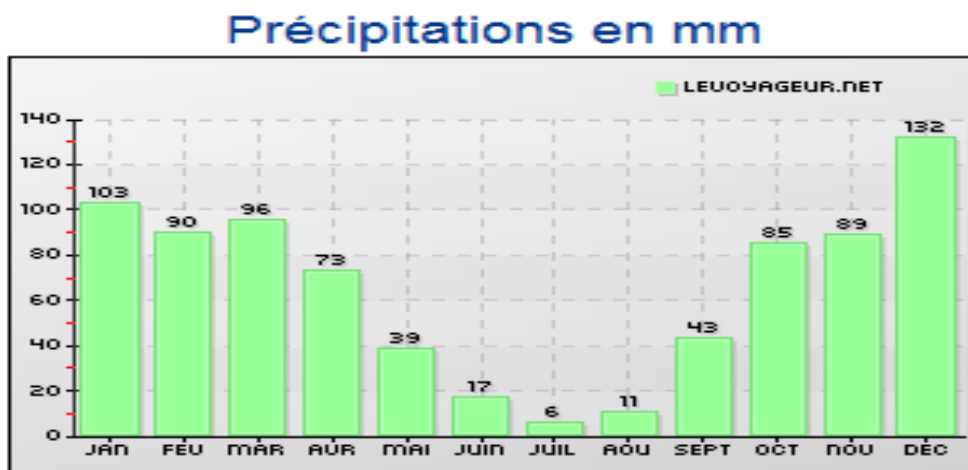


Figure N° 39: Variation des précipitations moyennes mensuelles.

II.3 Reconnaissance du site

II.3.1 Situation du Zone d'étude

Le glissement du terrain de survenu le chemin communal reliant KHALIL et

OUENDADJA à BARBACHA (W) Bejaia. Ce glissement s'étend sur une longueur de 94,94m et de largeur 45m, soit une superficie environs 4272 ,3m². Il est limité au nord par le chemin communal Khalil



Figure N° 40: Situation de la zone d'étude

II.3.2 Morphologie du site et leur environnement immédiat

Le site du glissement est situé à l'espace communal de BARBACHA notamment la région du projet est caractérisée par un relief très incliné dans un milieu montagneux (la montée locale de Khalil). Le terrain objet de cette étude est situé au niveau du chemin communal reliant KHALIL et OUENDADJA, situé au Village OUENDADJA- KHELLIL.

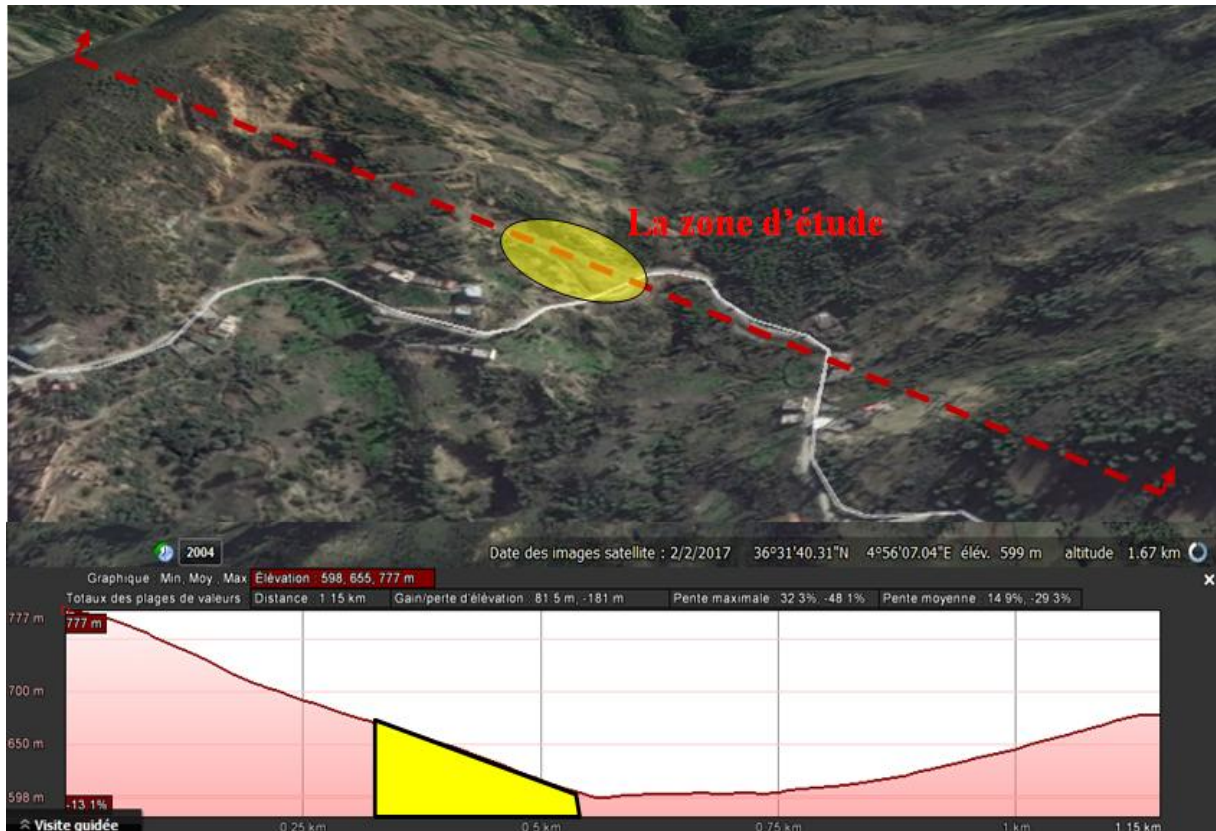


Figure N° 41 : vues ariennes (satellites) de la zone d'étude montrant les reliefs en pentes.

II.3.3 Reconnaissances géologique de la région

Suite à la visite effectuée sur site et après consultation sur la carte géologique de la zone d'étude, on a constaté que la géologie de la région est constituée essentiellement par des sols sédimentaires de formation récente dominés par :

- Complexe albo-berrémien et schistes noires.
- Keuper résédimenté tantôt dans les dépôts cénomaniens tantôt dans les formations du sénonien inférieur.

Afin de vérifier cette lithologie et d'examiner la capacité portante du sol, nous avons réalisé des essais in-situ et au laboratoire.

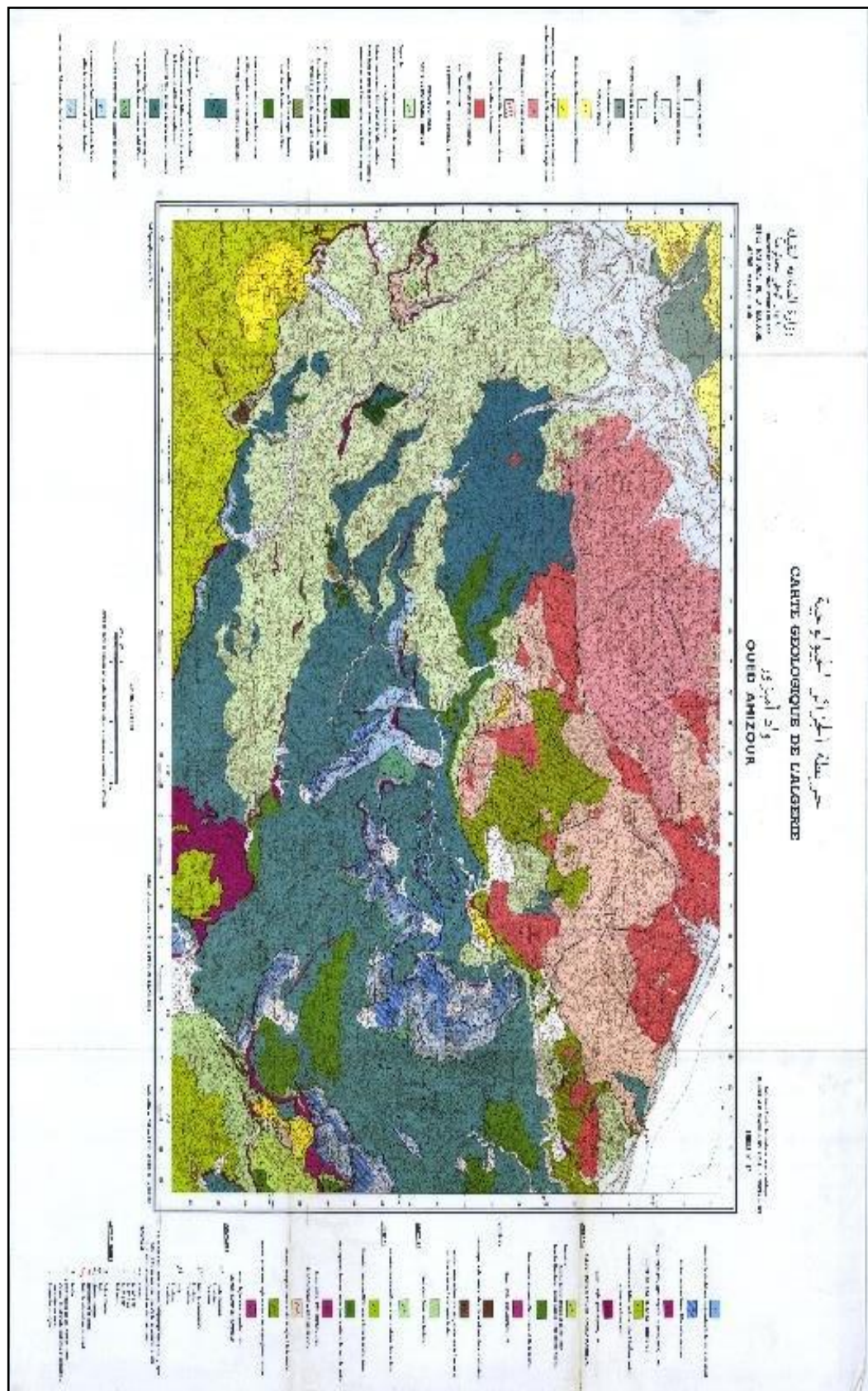


Figure N°42: Carte géologique D'AMIZOUR. [27]

II.3.4 Reconnaissance géomorphologiques :

II.3.4.1 Caractéristiques géomorphologiques régionale :

Le domaine tellien des Babors, édifice tectonique complexe, est constitué d'unités charriées, préalablement plissées et écaillées. Du point de vue de leur position structurale, Obert (1984) [3], classe ces unités en quatre catégories qui sont du nord vers le sud : Unités Baboriennes internes (unité de Brek-Gouraya et Barbacha). Unités Baboriennes médianes (unité de Béni Abdallah-Draa-El-Arbaa- Erraguene). Unités Baboriennes externes (Unité de Béni-Ouartilane). Unités Bibaniques (Unité Bouhamza et zone bibanique). La phase miocène est reconnue comme une phase très importante dans la région. Au Langhien a eu lieu la phase paroxysmale responsable des charriages des nappes. Cette phase a été précédée par une période de tectonisation où les flyschs ont glissé par-dessus le domaine kabyle. En outre, Leikine (1971), distingue trois phases tectoniques dans le Miocène : Une phase aquitanienne et anté- burdigalienne supérieure qui a engendré des failles inverses à plongement nord. Une phase burdigalienne supérieure engendrant une famille de failles inverses à plongement nord ou nord-ouest et des décrochements NE-SW. Une phase tardive post-helvétienne qui a plus au moins décollé le Miocène de son substratum. Les Babors sont affectés par un accident NE-SW, décrochant, qui reprend le contact chevauchant de l'unité BrekGouraya ; de jeu senestre et à vergence Ouest. (D. Obert, 1981). [13]

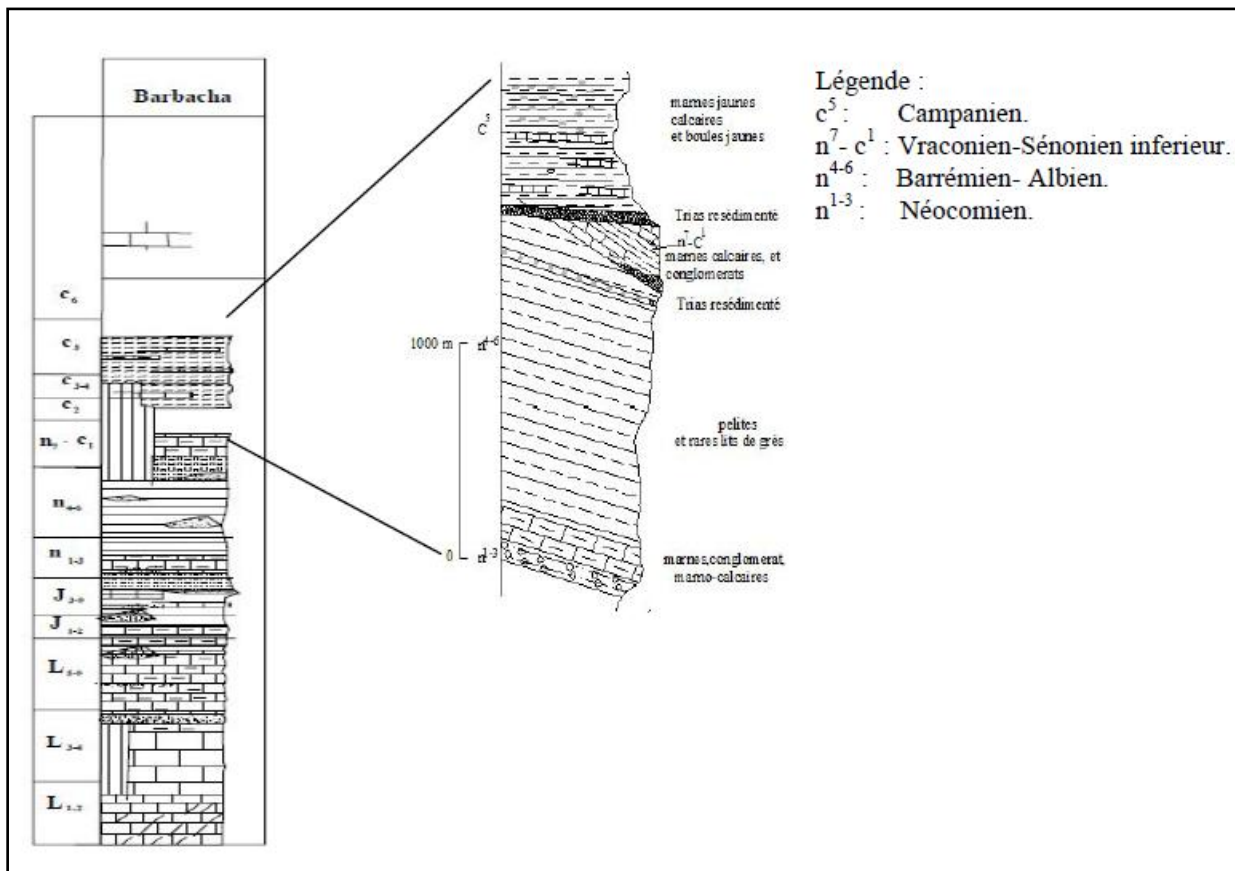


Figure N° 43: Log litho stratigraphique de l'unité de Barbacha.[13]

II.3.4.1 Géomorphologie du site

La zone d'étude est profondément découpée par de nombreux ravinements et du fait de la prédominance de fortes pentes développée dans des roches sédimentaires et métamorphiques, le secteur d'étude est exposé aux phénomènes d'érosion et de glissements de terrain. Sur le plan topographique la région de notre étude se caractérise par un relief montagneux et accidenté. L'importance du réseau hydrographique dans la zone, ainsi que la morphologie du terrain, favorisent la convergence des eaux souterraines et les eaux ruissellement, cela est à l'origine de la diminution des caractéristiques du sol.

II.3.5 Hydrogéologie du site

La géographie de la région du projet à une morphologie montagneuse de grande altitude et très accidentée accompagné par plusieurs ruisseaux qui acheminent les eaux pluviales et des sources naturels vers le versant d'oued Soummam.

Suite à la visite de reconnaissance hydrogéologique du terrain effectué par les ingénieurs, il a été constaté que le site domine deux (02) cours d'eaux superficiels d'un fort débit et d'une considérable vitesse de ruissellement.

L'examen visuel du talus n°02 montre aussi l'existence de plusieurs sources d'eaux en surface et parfois des endroits totalement saturés par les eaux souterraines.

A cet effet, il est rappelé que cette étude repose sur une reconnaissance par points dont sa densité ne permet pas de lever la totalité des aléas et anomalies géologiques, toujours possibles en milieu naturel.



Figure N° 44: cours d'eaux superficiels

II.3.6 Récapitulatif et pathologie du glissement

Pour bien choisir une méthode de confortement convenable, d'une part avec les caractéristiques géométriques, mécanique du terrain et avec le cout économique vis-à-vis l'importance de ce chemin, le bureau d'étude doit analyser tous les paramètres pour avoir une vision plus claire sur les causes qui sont l'origine de l'instabilité du verseau, à partir de ces

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

résultats ils devrai choisir un confortement adéquat en ce qui concerne les conditions, les contraintes le risque et la faisabilité de la solution.

Le sous-sol du terrain est formé essentiellement par un substratum rocheux incliné de schiste induré (ARDOISE), surmonté par une matrice épaisseen schiste argileux.

II.4 Etude géotechnique

La géotechnique étudie les caractéristiques des terrains en vue de leur utilisation comme matériaux ou support de construction. Globalement l'étude géotechnique a pour le but de révéler la présence de tout facteur environnemental lié au sol et roc. Dans son ensemble, ces reconnaissances comprennent la planification, la recherche, ainsi que la cueillette et la communication des données relatives aux propriétés du sol. Ses objectifs sont les suivantes :

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

II.4.1 Les moyens de reconnaissance

Dans le but de déterminer la nature de sols, et les caractéristiques physico-mécaniques de chaque type de sol, le laboratoire LCCTP agence de Bejaia a organisé une compagnie d'investigation comprenant :

- ◆ Cinq (05) sondages carottés poussés jusqu'au bon sol qui nous ont permis d'établir une coupe géologique des sols rencontrés et d'effectuer les essais en laboratoire.

La foreuse utilisée est une FORDIA EUROPE 4500/ ANNEE 2014.

- ◆ Cinq (05) sondages pressiométrique effectué à l'aide d'un Pressiomètre Menard dans un forage destructif à la tarière qui a permis de déterminer le module de déformation et la pression limite à la rupture et d'un pas de 1.5 m.

Pour notre étude nous avons pris trois sondages carottés (**SC01, SC02, SC05**) qui sont sur le même alignement, ils couvrent la surface de glissement et nous donne un profile qui représentatif des déférente couches du sol.

II.4.1.1 Essais in-situ

On exécute des essais *in situ* ponctuellement sur le sol ou par l'intermédiaire de forages généralement rapides pour mesurer de nombreux paramètres et données géo mécaniques, généralement spécifiques des problèmes que l'on se pose et des appareils utilisés.

II.4.1.1.1 Les sondages carottés

Nous avons exploité trois (03) sondages carottés profonds de 14.5 m à 25 m, ces derniers ont été implantés de manière à couvrir toute la superficie du site en vue de mettre en évidence les différentes couches constituant le terrain et de déterminer leurs épaisseurs. Voir Annexe 1.

Interprétation des sondages

Les coupes établies à partir des échantillons récupérés à différentes profondeurs des sondages (**01, 02, 05**) montrent que le terrain instable est constitué par la lithologie suivante :

Sondage N°01 :

0,00 --- 4,00 m : Remblais formé d'argile, schiste et bloc rocheux.

4,00--- 8,00m: Argile schisteuse brunâtre à trace de marne verdâtre lâche.

8,00 --- 19,0 m: Schiste argileux feuilleté, parfois graveleux, compacte brunâtre à grisâtre.

19,0 --- 22,0 m: Schiste induré très dure (Ardoise) grisante à noirâtre.

Sondage N°02 :

0,0 --- 7,00 m: Remblais des argiles, des schistes argileux, graviers, et des blocs rocheux de nature grès de grande dimension.

7,00 --- 16,0 m: Argile schisteuse brunâtre à verdâtre lâche et plastique.

16,0 --- 17,0 m: Roche dure de nature grès.

17,0 --- 25,0 m : Schiste argileuse feuilleté grisâtre très dense.

Sondage N°05 :

0,00 ---1,50 m : Remblais des argiles, des schistes, graviers et blocs rocheux.

1,50 ---12,0 m: Argile schisteuse, graveleuse, lâche de couleur brunâtre à passage des blocs rocheux.

12,0 --- 14,50 m: Roche dure de nature grès conglomératique.

II.4.1.1.2 Essais pressiométrique

Cinq (05) sondages pressiométriques ont été effectués sur le site OUENDADJA à l'aide d'un Pressiomètre MENARD par L.C.C.T.P, conformément aux normes NFP94-110.

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Les valeurs du module pressiométrique, et de la pression limite obtenus sur les tableaux (1.2.3.4.5) sont représentées en fonction de la profondeur. (Voir Annexe 2)

But de l'essai:

Le but de l'essai est de définir trois paramètres, à savoir :

- Le module pressiométrique E_M .
- La pression limite P_l .
- La pression de fluage P_f .

Sondage pressiométrique N° 01

Profondeur (m)	Module de déformation E_M (MPa)	Pression limite P_l (MPa)	P_0 (MPa)	Pression limite nette $P_l^*=P_l-P_0$	E_M/P_l
1.5	4.02	0.61	0.02	0.59	7
3	5.12	0.65	0.04	0.61	8
4.5	6.63	0.83	0.06	0.77	8
6	16.46	2.43	0.08	2.35	7
7.5	22.41	1.78	0.11	1.67	13
9	11.46	0.72	0.13	0.59	16
10.5	47.29	4.87	0.10	4.77	10
12	60.53	4.91	0.11	4.80	12
13.5	98.34	4.98	0.12	4.86	20
15	64.34	4.95	0.14	4.81	13
16.5	77.19	4.76	0.15	4.61	16
18	96.38	4.99	0.16	4.83	19
19.5	141.43	5.05	0.18	4.87	28
21	154.52	5.07	0.19	4.88	30
22.5	149.85	5.09	0.20	4.89	29
24	129.13	5.09	0.22	4.87	25

Tableau N° 2: Résultat d'essai pressiométrique 01

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Sondage pressiométrique N° 02

Frondeurs (m)	Module de déformation E_M (MPa)	Pression limite P_1 (MPa)	P_0 (MPa)	Pression limite nette $P_1^*=P_1-P_0$	E_M/P_1
1.5	2.72	0.12	0.02	0.10	23
3	10.73	1.05	0.04	10.46	10
4.5	7.41	1.05	0.06	0.99	7
6	4.26	0.31	0.08	0.23	14
7.5	22.41	1.78	0.11	1.67	13
9	11.46	0.72	0.13	0.59	16
10.5	20.09	1.57	0.10	1.47	13
12	6.49	1.55	0.11	1.44	4
13.5	12.02	1.74	0.12	1.62	7
15	11.05	1.66	0.14	1.52	7
16.5	74.76	4.76	0.15	4.61	16
18	96.38	4.99	0.16	4.83	19
19.5	145.93	5.05	0.18	4.87	29
21	144.97	5.07	0.19	4.88	29
22.5	138.95	5.09	0.20	4.89	27
24	126.99	5.09	0.22	4.87	25

Tableau N° 3 : Résultat d'essai pressiométrique 02

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Sondage pressiométrique N° 03

Profondeur (m)	Module de déformation E_M (MPa)	Pression limite P_1 (MPa)	P_0 (MPa)	Pression limite nette $P_1^*=P_1-P_0$	E_M/P_1
1.5	12.70	0.88	0.02	0.86	14
3	3.68	0.66	0.04	0.62	6
4.5	97.58	4.82	0.06	4.76	20
6	65.39	4.85	0.08	4.77	13
7.5	72.17	4.86	0.11	4.75	15
9	54.06	4.92	0.13	4.79	11
10.5	47.29	4.87	0.10	4.77	10
12	69.65	4.93	0.11	4.88	14
13.5	76.84	4.92	0.12	4.80	16
15	103.99	4.98	0.14	4.84	21
16.5	129.55	4.78	0.15	4.63	27
18	112.08	5.01	0.16	4.85	22

Tableau N°4: Résultat d'essai pressiométrique 03

Sondage pressiométrique N° 04

Profondeur (m)	Module de déformation E_M (MPa)	Pression limite P_1 (MPa)	P_0 (MPa)	Pression limite nette $P_1^*=P_1-P_0$	E_M/P_1
1.5	3.54	0.35	0.02	0.33	10
3	2.35	0.20	0.04	0.16	12
4.5	4.22	0.36	0.06	0.30	12
6	2.59	0.31	0.08	0.23	8
7.5	159.05	4.72	0.07	4.65	34
9	158.52	4.95	0.08	4.87	32
10.5	96.78	4.96	0.10	4.86	20
12	142.00	4.98	0.11	4.87	29
13.5	122.84	5.00	0.12	4.88	25
15	110.15	5.00	0.14	4.86	22
16.5	121.35	5.02	0.15	4.87	24
18	138.30	4.92	0.16	4.76	28
19.5	192.55	5.05	0.18	4.87	38
21	173.45	5.07	0.19	4.88	34
22.5	195.16	5.09	0.20	4.89	38

Tableau N° 5 : Résultat d'essai pressiométrique04

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Sondage pressiométrique N° 05

Frondeurs (m)	Module de déformation E_M (MPa)	Pression limite P_l (MPa)	P_0 (MPa)	Pression limite nette $P_l^*=P_l-P_0$	E_M/P_l
1.5	4.92	0.84	0.02	0.82	6
3	9.26	1.09	0.04	1.05	9
4.5	9.28	0.84	0.06	0.78	11
6	5.43	0.79	0.08	0.71	7
7.5	9.38	1.19	0.11	1.08	8
9	9.39	1.61	0.13	1.48	6
10.5	11.80	1.71	0.10	1.61	7
12	206.65	4.99	0.11	4.88	41
13.5	142.99	5.01	0.12	4.89	29

Tableau N°6 : Résultat d'essai pressiométrique 05

Rapporte ($\frac{E_M}{P_l-P_0}$)	Nature du sol
$\frac{E_M}{P_l-P_0} < 5$	argile remaniée et triturée
$5 < \frac{E_M}{P_l-P_0} < 8$	argiles sous-consolidée ou légèrement remaniée
$8 < \frac{E_M}{P_l-P_0} < 12$	argile normalement consolidée
$12 < \frac{E_M}{P_l-P_0} < 15$	argile légèrement surconsolidée
$\frac{E_M}{P_l-P_0} > 15$	Argile fortement surconsolidée

Tableau N°7: Classification des sols d'après L. Ménard [15]

Le rapport E_M/P_l est d'ailleurs une caractéristique du type de sol étudié. On trouve des valeurs élevées de ce rapport (12 à 30) pour les sols surconsolidés tandis que les faibles valeurs (5 à 8) se rencontrent plutôt dans les terrains alluvionnaires. Statiquement, ce rapport varie entre 8 et 12 pour les sols courants.

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Le tableau au-dessous indique les ordres de grandeur du rapport E_M/P_1 pour différents type de sol et dans différente cas. Cette valeur permet de se rendre compte si l'essai a été réalisé dans un terrain en place ou dont un terrain remanié, a moins, toutefois, qu'un remaniement accidentel se soit produit lors d'une des différentes phases de l'essai.

Une valeur inférieure à 4 ou 6, indique généralement un remaniement.

Nature type	argile	limon	Sable	Sable et gravier
Surconsolidé	> 15	> 14	> 12	>10
normalement consolidée	8-15	8-14	7-12	6-10
sous- consolidée	5-8	5-8	4 -7	3-6
Altéré ou remanié	< 5	< 5	< 4	< 3

Tableau N°8 : valeurs de rapport (E_M/P_1) [15]

Interprétations des résultats des essais pressiométrique

La classification selon L.Ménard, selon le Rapport $(\frac{E_M}{P_1^*})$. et la moyenne arithmétique

de chaque couche, $P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{11}^* \cdot P_{12}^* \cdots \cdots P_{1n}^*}$.

Z(m)	SP01		SP02		SP05		
	$(\frac{E_M}{P_1^*})$	CLASSIFICATION	$(\frac{E_M}{P_1^*})$	CLASSIFICATION	$(\frac{E_M}{P_1^*})$	CLASSIFICATION	
1.5	7	NC	27	SR	6	SC	
3	9		11		9	NC	
4.5	9		7		12		
6	7	NC	19	NC	8		
7.5	13		13		9		
9	19	SR	19	SR	6		
10.5	10		14		7		
12	13		5		42		
13.5	20		7		29		SR
15	13		7				
16.5	17		16				
18	20	20	SR				
19.5	29	30	SR				
21	32	30					
22.5	31	28					
24	27	27					

Tableau N°9: Classification selon la profondeur des SP 01, SP02, SP 05.

NC : normalement consolidée.

SC : sous-consolidée.

SR : Surconsolidé.

II.4.1.2 Essais au laboratoire

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif, Il s'agit[15]

- ✓ Mesure de la teneur en eau.
- ✓ Degré de saturation.
- ✓ Détermination de la densité humide et sèche.
- ✓ Limites d'Atterberg.
- ✓ Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.
- ✓ Essai triaxial.
- ✓ Essai de compressibilité à l'odomètre
- ✓ Analyse granulométrique.

Ces essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

1-les essais d'identification et classification de sol.

2-les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols.

II.4.1.2.1 Les essais d'identification

Il est habituel de caractériser les sols à l'aide d'essais relativement simples. Ces essais sont appelés « essais d'identification », ils nous permettent de déterminer la nature du sol, sa structure et ses propriétés physico-chimiques avec précision. [3]

A/Teneur en eau

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_s de ses éléments secs. Il s'agit de la teneur en eau et des densités (densité humide et densité sèche). La connaissance de ces caractéristiques permet de déduire l'ensemble des paramètres des caractéristiques physiques des sols. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C.[16]

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

Avec :

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

W_s : Poids des grains solides dans l'échantillon. [17]

La teneur en eau est le paramètre le plus important dont sa variation modifie toutes les propriétés physiques du sol. Connaissant la valeur de la teneur en eau on peut avoir l'état dans lequel le sol se trouve, à titre d'exemple le tableau 10 donne une par classification adoptée FAER en fonction de ce paramètre :

Selon la teneur en eau du sol naturel on le classe comme résumé (Tableau 10).

W (%)	Etat
01 –25 %	Légèrement humide
25 –50 %	Humide
50 –75 %	Mouillé
75 –90 %	Détrempé
100 %	Saturé

Tableau N°10: Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau [18].

Les valeurs obtenues des teneurs en eau sont présentées:

N° Sondage	Profondeur(m)	Teneur en eau (W%)
SC01	05,00-05,20	26,21
	06,00-06,30	30,20
SC02	10,00-10,20	29,67
	13,40-13,60	24,41
SC03	06,50-06,80	25,92
	08,30-08,60	12,23
SC04	07,00-07,25	11,28
	09,00-09,30	12,75

Tableau N°11: les résultats de la teneur en eau (W%).

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus dans sondages (SC01, SC02) on remarque que la teneur en eau (W) est comprise entre 24,41 à 30,20 % ; le sol des différentes formations est humide.

B/ Degré de saturation

C'est le rapport du volume occupé par l'eau au volume total des vides

$$S_r = V_W / V_V$$

Le degré de saturation permet de classer le sol comme indiqué sur (Tab. 12).

S_r	Etat du sol
0	Sec
1 – 25	Peu humide
25 – 50	Humide
50 – 75	Très humide
100	Saturé

Tableau N°12: Echelle de saturation[19].

C/ Les densités

Les résultats obtenus à partir des essais au laboratoire ont permis d'obtenir les caractéristiques physiques de sol décrit par un ensemble de paramètres sous plusieurs formes (densité sèche, densité humide, et densité déjaugée)

La densité humide γ_h

C'est le poids volumique (spécifique) total ou humide

$$\gamma_h = W/V$$

Avec :

W : poids de l'échantillon humide.

V : volume total.

La densité sèche γ_d

C'est le poids des grains solides.

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

$$\gamma_d = W_s / V$$

Avec :

W_s : Poids des grains solides.

V : volume total.

Le tableau ci-après donne une classification du sol selon ces deux paramètres

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

Tableau N°13 : Classification des sols selon γ_h et γ_d [15].

Les valeurs obtenues des densités sèches et humides sont présentée :

N sondage	Profondeur (Mètre)	Densité humide (γ_h) K/m ³	Densité sèche (γ_d) K/m ³
SC 1	05,00-05,20	18,3	14,5
	06,00-06,30	19,4	14,9
SC2	10,00-10,20	20,1	15,5
	13,40-13,60	21,4	17,2
SC3	06,50-06,80	20,4	16,2
	08,30-08,60	21,1	18,8
SC4	07,00-07,25	21,7	19,5
	09,00-09,30	22,1	19,6

Tableau N°14: les résultats γ_h et γ_d desol étudié.

D'après les résultats obtenues la classification de γ_h et γ_d on a constaté que le sol est une argile.

D/ Les limites d'Atterberg

Compte tenu de leur structure, les argiles ont la propriété d'absorber une quantité d'eau très importante, ou au contraire, de se dessécher, ceux-ci sont en fonction des conditions

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

auxquelles elles sont soumises. Quel que soit la nature des argiles,celles-ci malaxées avec une quantité d'eau, se transforment en boue (argile à un comportement liquide). Au contraire, si les argiles sont suffisamment desséchées, les grains sont très serrés, et les liaisons deviennent Très intenses (les argiles ont un comportement solide). Entre ces deux états extrêmes, l'argile est malléable (les argiles ont un comportement plastique).

Les limites d'Atterberg sont donc des teneurs en eau, pour les obtenir, les essais s'effectuent sur la fraction du matériau passant au tamis de 0,40mm (400 μ m).

♦**Limite de liquidité W_L** : qui sépare l'état plastique de l'état liquide. Elle se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande.

♦**Limite de plasticité W_P** : qui sépare l'état solide avec retrait de l'état plastique. La limite de plasticité et la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner

Avec le sol des rouleaux de 3mm de diamètre sans qu'ils se trompent.

♦**Limite de retrait W_S** : se situe entre un état solide sans retrait et un état solide avec retrait.

C'est la teneur en eau juste suffisante pour remplir les vides du sol au moment où il atteint par

Séchage son volume minimal.

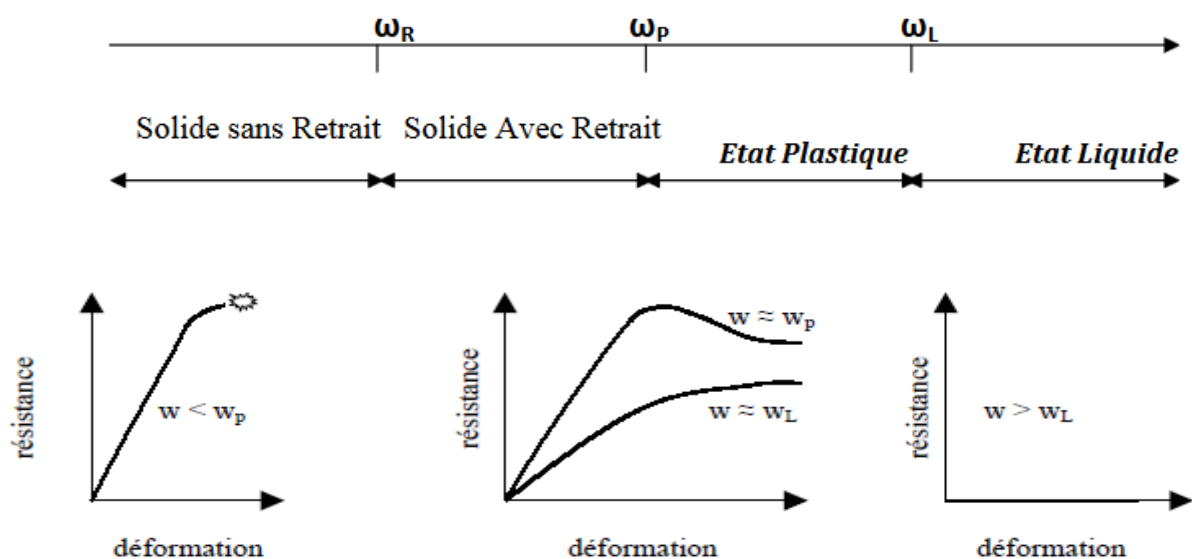


Figure N° 45 : Relation entre limites d'Atterberg et comportement mécanique. [20]

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Indice de plasticité

Il donne l'étendue du domaine de plasticité $I_p = W_L - W_P$

-La plasticité d'un sol (ou faculté de devenir très déformable en absorbant de l'eau)

-Est appréciée par la couple de valeur (I_p, W_L) qui dépend de la nature des minéraux argileux contenue dans le sol et de leur quantité.

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

Tableau N°15: Classification des sols suivant l'indice de plasticité. [21]

Estimation du gonflement des sols :

Selon les valeurs de l'indice de plasticité I_p , on peut évaluer le gonflement possible des sols. Généralement les sols gonflants ont un très grand indice de plasticité.

Gonflement potentiel	I_p (%)
Faible	0 - 15
Moyen	15 - 25
Élève	25 - 55
Très élève	>55

Tableau N°16: Estimation du gonflement des sols suivant l'indice de plasticité. [22]

Indice de consistance et indice de liquidité

Cette grandeur caractérise l'aptitude du sol à supporter des charges. Elle dépend de la consistance du sol, c'est à dire. De la teneur en eau naturelle comparée aux limites d'Atterberg.

$$I_c = (W_L - W) / I_p [3]$$

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Il est généralement voisin de 0 pour les argiles récentes quaternaires (vases) et proche de 1 pour les argiles géologiquement en place.

Complément est appelé indice de liquidité et donne une indication de l'influence du remaniement sur sa consistance.

Les classifications du sol les plus utilisées et les plus récentes sont celles qui tiennent compte de plusieurs paramètres en même temps, comme la classification LCPC (laboratoire centrale des ponts et chaussées) des sols grenus et le diagramme de plasticité de Casagrande.

Les résultats des essais des limites d'Atterberg effectués au niveau de KHELIL et OUENDADJA sont récapitulés dans le Tableau 17. (voir Annexe 3) .

N° Sondage	Profondeur (m)	W _L (%)	W _P (%)	I _p	Degrés plasticité de sol	Potentiel de gonflement
SC01	04,50-05,00	66,5	36,75	29,75	Sol plastique	Elevé
	07,00-07,50	63,84	35,12	28,72		
SC02	08,00-08,50	58,48	27,32	31,16	Sol plastique	Elevé
	12,00-12,50	55,62	32,05	33,57		
SC03	06,00-06,50	48,35	24,17	24,18	Sol plastique	Moyen
	07,00-07,50	47,57	25,11	22,46		
SC04	10,00-10,50	43,19	25,34	17,85	Sol plastique	Moyen
	15,00-15,50	42,87	23,21	19,66		

Tableau N°17: Résultats des essais de limites d'Atterberg et estimation de gonflement potentiel du sol.

Interprétations des résultats

La classification donnée par LCPC (laboratoire centrale des ponts et chaussées) indique que les formations en place sont plastiques dont les valeurs de I_p varient de 17.85 à 33.57%.

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 et en-dessus de la droite A ; ce qui nous indique

que les formations en place sont des argiles (peu plastiques AP à très plastiques AT) à limons (très plastique LT).

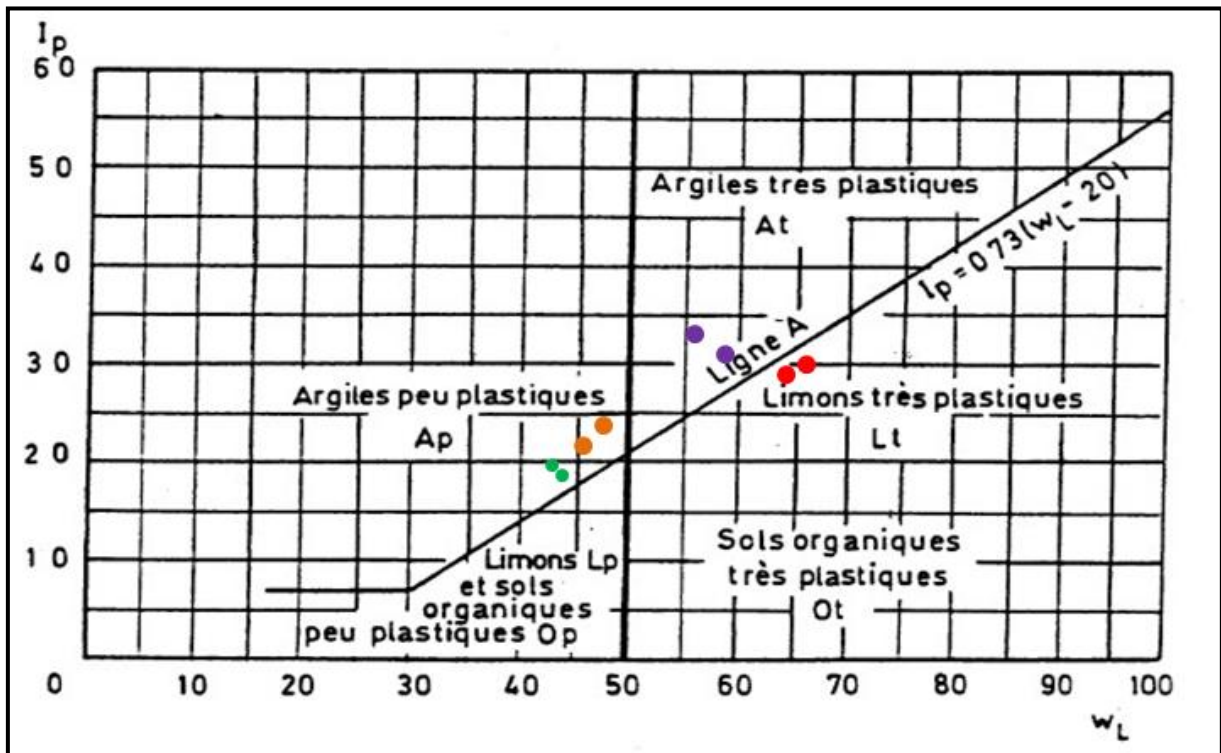


Figure N° 46: Abaque de plasticité de casagrande classification L.C.P.C. des sols fins. [22]

E/Valeur du bleu de méthylène: « VBS »

L'essai au bleu de méthylène permet d'évaluer la surface spécifique d'échange (ou surface active suivant la fraction de sol utilisée pour l'essai) d'un matériau argileux.

L'essai a donc pour objet de mesurer la capacité d'adsorption du bleu de méthylène, c'est-à-dire la quantité de ce colorant nécessaire pour recouvrir d'une couche mono-élémentaire les surfaces externes et internes de toutes les particules argileuses présentes dans 100 g de sol.

La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de matériau.

Pour les matériaux dont le D_{\max} est inférieur à 5mm : $VBS = \frac{B}{m_0} \times 100$

- m_0 : masse sèche de la prise d'essai
- B : masse de bleu introduite (solution à 10 g/l = V. 0,01)

Pour les matériaux dont le D_{\max} est inférieur à 5mm : $VBS = \frac{B}{m_0} \times C \times 100$

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

C étant la proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau.

Ordre de grandeur



Figure N° 47: Valeur de bleu des sols[24]

Valeur de bleu des sols

N°Sondage	Prof mètre	VBS (%)	Type de sol
S1	04,00-04,20	2,87	Sol limoneux argileux
	06,00-06,20	3,76	
S3	01,50-01,70	3,90	Sol limoneux argileux
	04,00-04,20	4,17	

Tableau N°18le type de sol suivant Valeur du bleu de méthylène: « VBS ».

Interprétations des résultats

D'après les résultats obtenus, on remarque que la valeur bleu mesurable de sol étudié est varié de 2,87 à 4,17%.et d'après échelle « VBS ». Nous avons trouvé que ces valeurs se situent dans intervalle de «2,5% à 6% » qui indique c'est un sol limoneuxargileux.

F/Analyse granulométrique

C'est l'étude au laboratoire de la répartition des grains d'un sol selon leurs dimensions. L'essai se fait en suivant un mode opératoire bien précis. Pour les sols grossiers (supérieur à 80 μ m), on effectue un tamisage tandis que pour les particules très fines l'essai se fait par sédimentométrie. En général, l'interprétation des résultats se fait en dressant la courbe du tamisât cumulé en fonction du diamètre des grains (Figure 29). Dans ce contexte, on introduit des coefficients permettant la description de la répartition granulométrique: le coefficient de courbure C_c et le coefficient d'uniformité C_u .

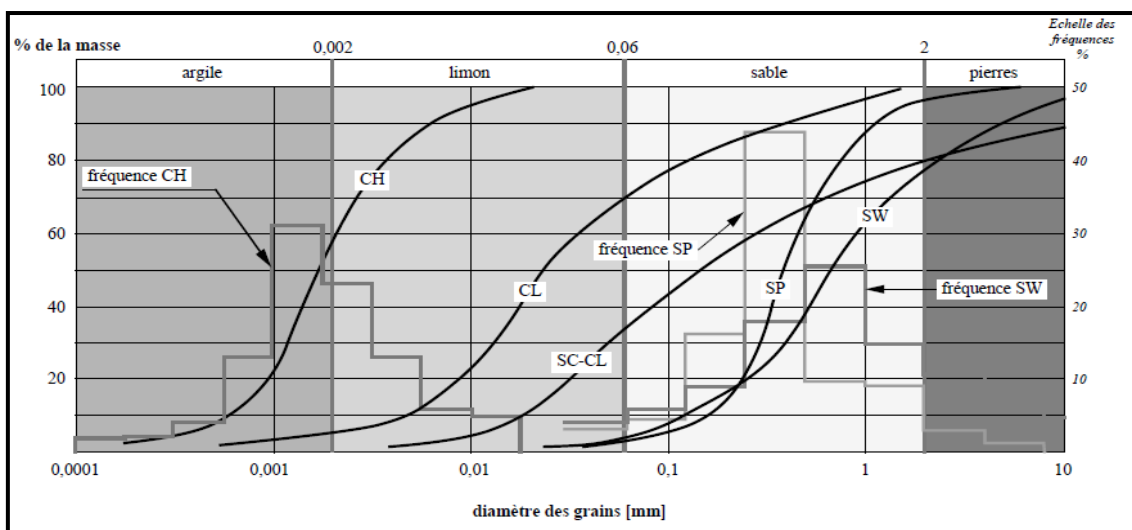


Figure N° 48 : Exemple de courbes granulométriques de quelques types de sol.[25]

Coefficient d'uniformité C_u

Il est défini par :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Il sert à la description de la granulométrie (Tableau 19). D_x est par définition le diamètre du tamis dont le tamisât cumulé est égal à x %.

C_u	Granulométrie
1	A une seule grosseur
1-2	Très uniforme
2-5	Uniforme
5-20	Peu uniforme
>20	Très étalée

Tableau N°19: Echelle de granulométrie selon C_u . [19]

Coefficient de courbure C_c

Il est défini par :
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10}D_{60}}$$

On considère que lorsque C_u est supérieur à 4 pour les graviers, et supérieur à 6 pour les sables, alors $1 < C_c < 3$ donne une granulométrie bien étalée.

b-Essais mécaniques

Ils ont pour but la détermination des caractéristiques mécaniques principalement la cohésion, l'angle de frottement interne, contrainte de préconsolidation, indices de compression et de gonflement et capacité portante. Les essais associés sont à titre d'exemple, essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, essai triaxial et essai œnométrique

A / Essai de cisaillement

La conception des différents ouvrages (fondations, talus, soutènement) est influencée par la résistance au cisaillement des terrains. Cette conception doit conduire à éviter la rupture ou les déformations trop importantes lorsque les ouvrages sont soumis à des charges maximales. Il est donc important de connaître la résistance ultime ou limite des terrains et nous décrirons plus particulièrement les essais appliqués aux sols.

Les essais de cisaillement ont pour le but de déterminer la cohésion C , l'angle de frottement ϕ et éventuellement loi de comportement du matériau, mais la détermination de C et ϕ dépendent de l'essai qui est effectué. Il existe plusieurs types d'appareils pour les essais :

- Boîte de Casagrande.
- Appareil triaxial.

L'essai de cisaillement direct permet d'obtenir les valeurs de C' et ϕ' .

C' : cohésion effective du sol.

ϕ' : Angle de frottement interne effectif.

U : pression interstitielle.

L'échantillon de sol est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent coulisser horizontalement l'une sur l'autre. Un dispositif de piston permet l'application d'une force N sur le sol. L'essai consiste à déplacer à vitesse constante l'une des demi-boîtes par rapport à l'autre en appliquant une force T mesurée à l'aide d'un dynamomètre.

Les courbes efforts de cisaillement T en fonction du déplacement de la boîte sont établies pour différentes valeurs de contraintes verticales.

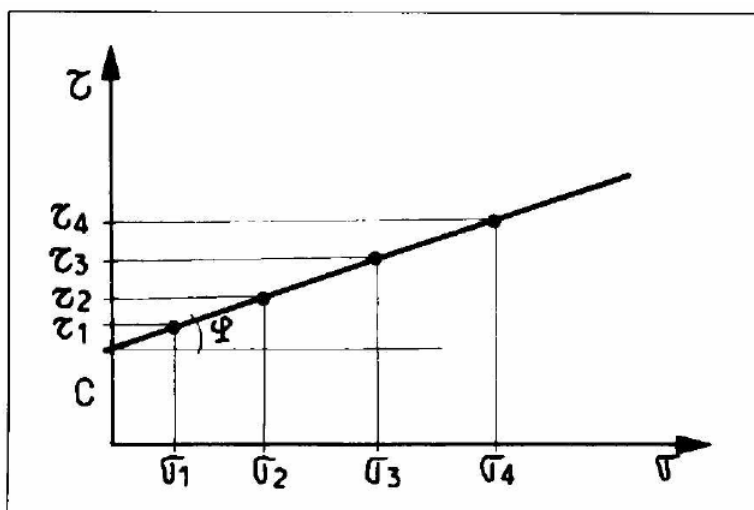


Figure N° 49: Détermination des caractéristiques C et ϕ [3]

-Quatre essais de cisaillement rectiligne (UU) sur les échantillons intacts prélevés au niveau des différents sondages, dont les résultats obtenus sont les suivants:

N°Sondage	Profondeur (m)	L'angle de frottement (ϕ_{uu}°)	Cohésion C_{uu} (bars)
SC01	4,40 - 4,60	17	0.12
	9,00 - 9,40	11	0.14
SC04	6,00 - 06,40	14	0.02
	11,00 - 11,50	12	0.14

Tableau N°20: Résultat des essais de cisaillement

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Sondage N°01

Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols obtenues à partir des essais en laboratoire sont récapitulées dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	Essais	Résultats	Classification
04,00-04,20	VBS(%)	2,87	Sol limoneux argileux
04,40-04,60	Cisaillement (KPa)	$\varphi=15$ C=10	Faible caractéristiques mécanique
04,50-05,00	Les limites d'Atterberg(%)	$I_p=29,75$ $W_l=66,34$ $W_p=36,75$	Sol plastique Gonflement Elevé
05,00-05,20	W (%)	W=26,21	Humide
	γ (KN/m ³)	$\gamma_h = 18,3$	Argile
		$\gamma_h = 18,3$	Argile
6,00-6,30	VBS (%)	VBS=3,76	Sols limoneux argileux
	W (%)	W=30,20	Humide
	γ (%)	$\gamma_h=19,4$ $\gamma_d=14,9$	Argile
7,00-7,50	Les limites d'Atterberg (%)	$I_p=29,75$ $W_l=66,5$ $W_p=35,12$	Sol plastique Gonflement Elevé
9,00-9,40	Cisaillement (KPa)	$\varphi = 12$ C =2	Faible caractéristiques mécanique

Tableau N°21: Caractéristiques physico-mécaniques des sols (Sondage N°01).

Chapitre II: reconnaissance générale et étude géotechnique du site

Sondage N°02

Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols obtenues à partir des essais aulaboratoire sont récapitulées dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	Essais	Résultats	classification
08-8,5	Les limites d'Atterberg (%)	$I_p=31,16$	Sol plastique Gonflement Elevé
		$W_l=58,48$	
		27,32	
10-10,20	W (%)	29,67	Humide
	γ (KN/m ³)	$\gamma_h = 20,1$ $\gamma_d = 15,5$	Argile
12-12,50	Les limites d'Atterberg (%)	$I_p=33,16$	Sol plastique Gonflement Elevé
		$W_l=58,48$	
		$W_p=32,5$	
13,40-13,60	W (%)	W=24,41	L'égerment humide
	γ (KN/m ³)	$\gamma_h = 21,4$	Argile
		$\gamma_d = 17,2$	

Tableau N°22: Caractéristiques physico-mécaniques des sols (Sondage N°02)

Profil géotechnique

Les carottes des trois sondages réaliser nous a permet d'établir le profile géotechnique suivant :

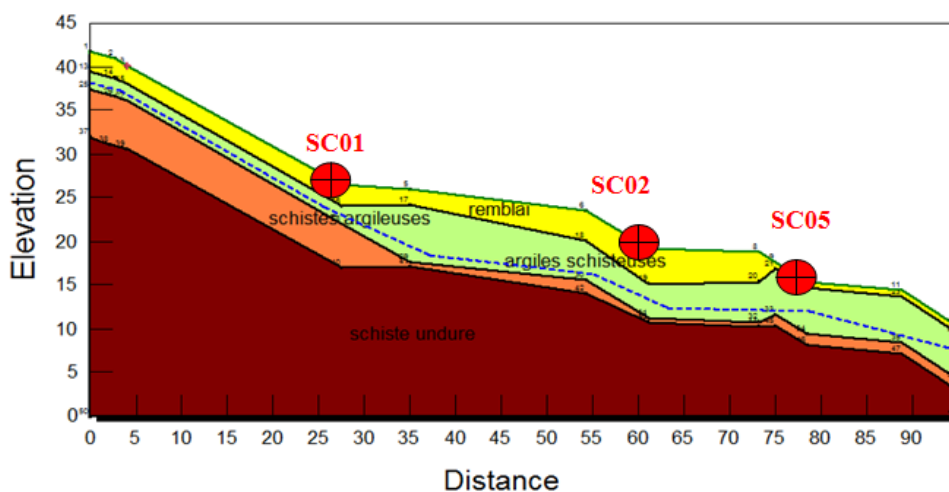


Figure N° 50 : profile géotechnique de sol.

II.5 Conclusion

Ce chapitre, réservé à la reconnaissance générale du site (géologique, hydrologique, climatique, sismique ...) et géotechnique du glissement de terrain étudié, nous a permis de connaître les éléments essentiels pour le calcul manuel et numérique de la Stabilité, dans le but de cerner les problèmes de stabilité du talus et les risque du site étudiier.

Les investigations géotechniques (essais in situ et essais de laboratoire) effectuer au niveau de l'aire d'étude du glissement de terrain du versant du OUENDADJA a BARBACHA, nous permet de conclure que le sol formé par:

- ✓ Un remblai d'argile de 0.00 à 7.00 m d'épaisseur
- ✓ Des argiles (peu plastique à très plastique) à limon très plastique d'après abaque de casagrande.
- ✓ Selon les résultats obtenus par l'essai des limites d'Atterberg, le sol de glissement de terrain étudié est plastique avec un potentiel de gonflement moyen à élever.

Et d'après l'essai de valeur bleu de méthylène on constate que la nature du sol est limoneux –argileux. La cause du glissement étudié est due, particulièrement, à la nature du sol et à la présence d'eau dans cette zone.

III.1. Introduction

Globalement l'identification de la stabilité des pentes s'établit à travers une approche du critère Mohr-coulomb basée sur plasticité du sol.

A la première contemporaine, la modalisation des différents paramètres de l'étude liés à la stabilité est devenue de plus en plus praticable en faisant recours aux applications informatisées.

En effet, ces logiciels informatiques permettent la description du comportement de sol à travers les équations d'équilibre limite et les différents procédés des éléments composants du sol

Ce chapitre consiste à développer le logiciel de calcul GEO-SLOPE, conçu par Géo-slope international, mis en application dans un cas local OUENDAJA (BARBACHA) afin de déterminer les valeurs de stabilité de glissement en prenant en compte morphologie réel du terrain et les caractéristiques retenues du sol.

Pour mener à bien notre étude on a fait appel à la méthode Fellenius, procédé manuel à travers lequel on a pu faire une étude comparative entre le facteur de sécurité et d'obtenir une ligne de rupture approximative, les résultats obtenus de notre cas est un glissement circulaire.

III.2. Méthodes de Calcul de stabilité

Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol

Selon la forme de la surface de glissement adoptée, le régime hydraulique et les caractéristiques géotechniques de sol, plusieurs méthodes de calcul de la Stabilité ont été développées par les chercheurs et ceci pour estimer l'état d'équilibre du versant en se basant sur la valeur du coefficient de sécurité F_s . Le fait, est que, l'application de ce coefficient 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.

Dans cette partie, nous présenterons d'abord la problématique liée à la notion de coefficient de Sécurité ainsi qu'au choix de la méthode de calcul. Ensuite, nous aborderons les méthodes de calcul de la stabilité des pentes basées sur la notion d'équilibre limite, car les logiciels de calculs, que nous utiliserons par la suite, sont conçus à partir de cette notion d'équilibre limite.

III.2.1. Notion de facteur de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s .

Chapitre III : Etude de la stabilité

Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$FS = Q_{max} / Q$$

Q: cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (force H, force V, moment M).

Q_{max}: valeur maximale de Q.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions de ce coefficient de sécurité. Ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau suivant :

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{max} / \tau$
Rapport des forces	$F = E_{résist} / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{résist} / M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H / H _{max}

Tableau N°23: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité.

Il faut tout d'abord noter que la notion de coefficient de sécurité est mal définie, car si la ligne de glissement potentielle reste à l'état d'équilibre élastique, il est difficile de préciser les contraintes qui y règnent et donc les efforts de cisaillement réellement mobilisables puisque ces efforts dépendent, dans les sols à angle de frottement interne, de la composante normale des contraintes. Il vaut mieux attacher au coefficient de sécurité une valeur probabilistique.

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation et conséquence que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommage matériels. De manière classique dans les études de stabilité des pentes, le rapport peut 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 glissement).

Le facteur de sécurité minimal F_S adopté est assez généralement de 1.4 à 1.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel).

Facture de sécurité globale		Risques humaine		
		Négligeable	Moyens	Elèves
Risque économiques	Négligeable	1.1	1.2	1.4
	Moyens	1.2	1.3	1.4
	Elèves	1.4	1.4	1.5

Tableau N°24 : facteur de sécurité F_s recommandes selon les risque lies à l'ouvrage.

III.2.2 Méthodes d'équilibre limite

Les méthodes à l'équilibre limite sont les méthodes les plus couramment employées. Elles sont basées sur hypothèse que l'équilibre statique du volume étudié est assuré.

On définit les conditions d'équilibre limite et on utilise un coefficient desécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- ✓ La surface critique ;
- ✓ Les contraintes normale et tangentielle le long de cette surface ;
- ✓ Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Les méthodes d'équilibre limite peuvent être classées en deux catégories :

- ✓ Les méthodes de stabilité globale :

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

D'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ , c , ϕ , et par la pression μ de l'aquifère.

D'un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal. Les méthodes des tranches :

Le principe est de couper verticalement le volume étudié en un certain nombre de tranches.

Les terrains sont rarement homogènes et isotrope, et l'utilisation de la méthode globale est donc limitée.

Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées surtout utilisée pour le sol hétérogène

III.2.3. Méthode des tranches

La méthode des tranches est une méthode suédoise due à Peterson (1916), qui a subi plusieurs adaptations au fil des ans tel que son développement par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires, par Bishop en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par Nonveiller en 1965.

Ces méthodes consistent à diviser un volume instable en un certain nombre de tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent.

En général, cette méthode peut prendre en compte un maximum de complexités : surface topographique de forme quelconque, surface de rupture non circulaire, hétérogénéité des terrains, forces extérieures quelconques (charge supplémentaire au talus...etc.), écoulement des eaux souterraines. Elle peut être alors bien adaptée à l'étude des versants naturels qui sont généralement des cas complexes.

III.2.3.1 Méthode des tranches de Fellenius ou méthode Suédoise (rupture circulaire)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en (n) tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes : C_i , ϕ_i , γ_i . La stabilité est étudiée en considérant le problème plan, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unitée dans le sens perpendiculaire à la Figure (51).

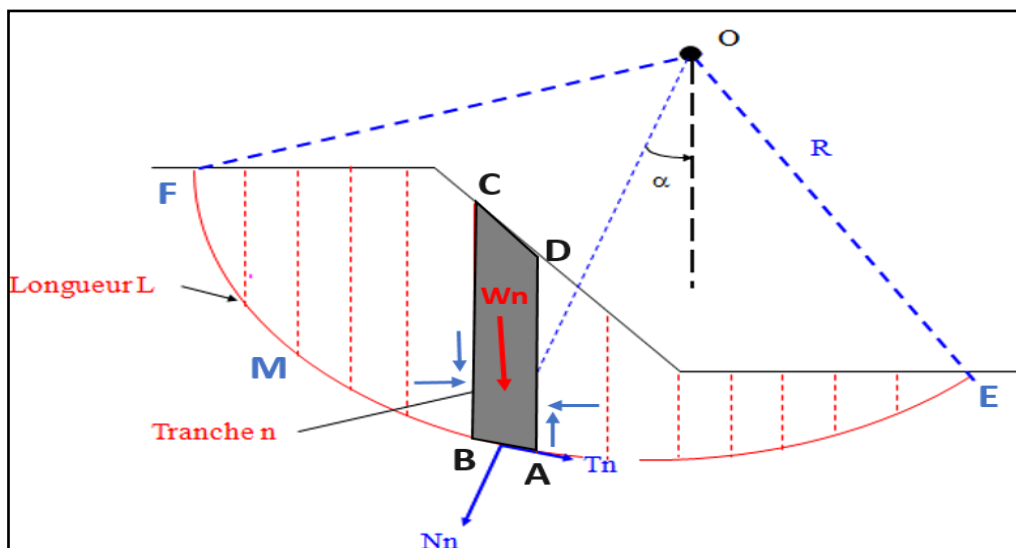


Figure 51: Schéma illustrant le découpage en tranches d'un talus.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche "ABCD".

◆ **Etude de la tranche (détermination du coefficient de sécurité) :**

a. Absence de la nappe :

Les forces qui agissent sur cette tranche sont les suivantes :

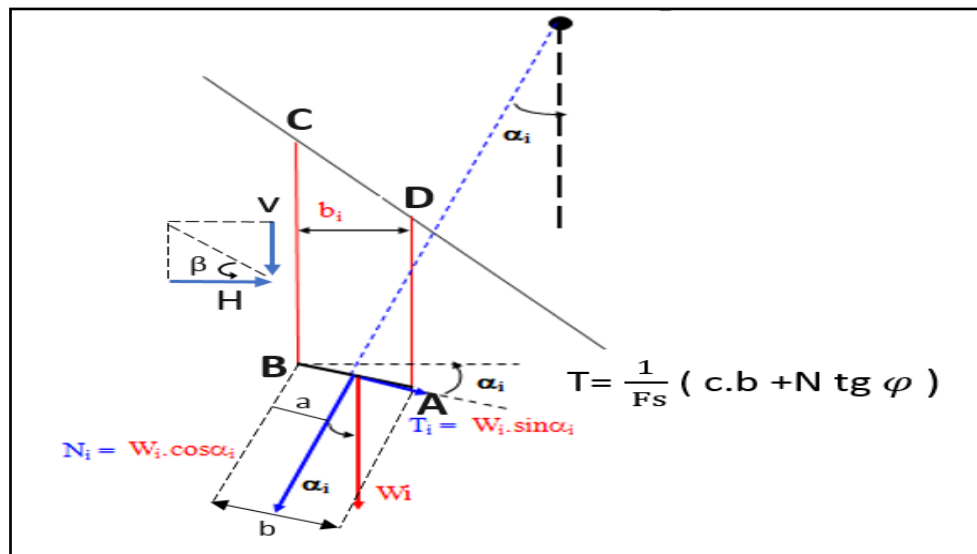


Figure 52: Forces agissant sur la tranche n.

- ◆ W : poids de la tranche ABCD se décompose en une force normale "N" et une force tangentielle "T".
- ◆ Rn (force résistante) : la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB; elle est aussi la résistance du sol due à sa cohésion et son angle de frottement interne.
- ◆ Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H et en réactions verticales V. Il s'agit de forces internes au massif étudié.
- ◆ Les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre "O" :

- ✓ **Les moments moteurs** : comme celui du poids des terres W (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement ;
- ✓ **Les moments résistants** : comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

Chapitre III : Etude de la stabilité

La surface de rupture étant limitée par les points E et F, le coefficient de sécurité global FS est défini par le quotient:

$$F_s = \frac{\sum \text{des moments résistants}}{\sum \text{des moments moteurs}}$$

Considérons la somme des moments pour l'arc EF, sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W, à l'exception des forces internes. Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit :

$$(R_n)_t = C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i$$

La somme des moments pour toutes les tranches sera :

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

Avec :

m: nombre total de tranche, R : rayon du cercle de glissement

C_i, φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB.

Par ailleurs, le moment moteur est dû à T_n et égal à $T_n \times R$, d'où:

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

Sachant que : $N = W \cdot \cos \alpha$

$$T = W \cdot \sin \alpha$$

$$L = \widehat{ab} = \frac{b}{\cos \alpha}$$

La formule F_s devient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n \left(C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha} + W \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i \right)}{\sum_1^n W \cdot \sin \alpha_i}$$

Remarque :

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

b : largeur de la tranche.

L : longueur développée de la surface de rupture.

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

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

b. Présence de la nappe :

La prise en compte des écoulements est assez délicate. La méthode des tranches de Fellenius est appliquée en utilisant la loi de Coulomb :

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

Détermination de la pression interstitielle (u) :

La valeur de la pression de l'eau : $u = H_w \cdot \gamma_w$

H_w : la hauteur de l'eau.

γ_w : le poids volumique de l'eau.

Dans ce cas, le poids devient :

$$W = \gamma_d \cdot V_1 + \gamma_{sat} \cdot V_2$$

V_1, V_2 : les volumes des tranches situées respectivement au-dessus et au-dessous de la surface libre de la nappe.

γ_d : Poids volumique du sol sec.

γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé.

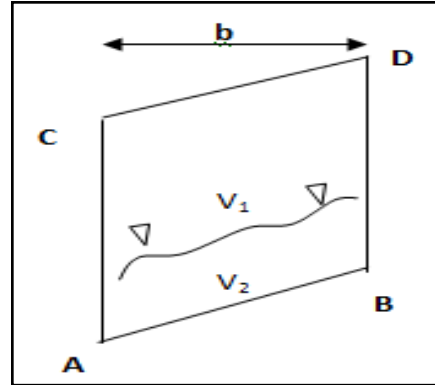
γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

La formule devient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha_i} + \left(W \cdot \cos \alpha_i - \frac{u \cdot b}{\cos \alpha_i} \right) \tan \varphi_i}{\sum_1^n W \cdot \sin \alpha_i}$$

III.2.3.2. La méthode de Bishop :

Cette méthode est basée sur la division du talus en tranches égales, comme dans le cas de la méthode de Fellenius, mais en introduisant les forces inter-tranches. Deux cas peuvent se présenter:



a. Absence de la nappe :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (C_i \cdot b + W_i \cdot \tan \varphi_i) \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i \left(1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F} \right)}}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

b. Présence de la nappe :

$$F_s = \frac{\sum_1^n [C_i \cdot b + (W_i - u \cdot b_i) \tan \varphi_i] \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i \left(1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F} \right)}}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

F: coefficient de sécurité au glissement calculé par la méthode de Fellenius.

On prend pour première valeur le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius; ce type de calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

III.3. Quelques méthodes de calcul de stabilité des pentes

Les méthodes	Les hypothèses	Les équations d'équilibre	Les inconnus recherchés
une Pente infinie	-Etendue infinie. -La surface de rupture est parallèle à la surface de la base de la pente.	- Σ forces perpendiculaire à la pente - Σ forces parallèles à la pente.	-Le coefficient de sécurité -La force normale (N) à la base
Fellenius	-La surface de rupture est circulaire. -Les forces sur les côtes des tranches sont négligées.	- Σ moment par rapport au centre du cercle de glissement.	-Le coefficient de sécurité
Bishop simplifiée	-La surface de rupture est circulaire ; -Les forces sur les côtes des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches)	- Σ moment par rapport au centre du cercle de glissement. - Σ des forces dont le sens Vertical.	-Le coefficient de sécurité -La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
spencer	-Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Moment de n'importe quel point sélectionné. Vertical. - Σ des forces dans le Sens vertical. - Σ des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. -L'inclinaison des forces inter-tranche (θ). -Résultantes des forces inter-tranche (z). -Emplacement des forces latérales (ligne de poussées)
Morgenstern et Price	-Les forces inter tranche de cisaillement sont liées au forces normale par : $T = \lambda \cdot f(x) \cdot E$. -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	- Σ moment des n'importe quel point sélectionné. - Σ des forces dans le sens vertical. - Σ des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité -La force normale (N) à la base -Le coefficient (λ). -Les forces inter tranche horizontal.

Tableau N°25 : Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibre et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite.

III.4 Application pratique :

Pour connaître le coefficient de sécurité réel ; il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F_s (facteur de sécurité) ; C'est en effet le long de cette surface de glissement la rupture se produira.

Il n'y a pas de méthode précise pour définir le cercle de glissement. La méthode souvent utilisée consiste à calculer le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles en quadrillant les surfaces de ruptures.

En général, il y a infinité de possibilités, car :

- Pour un cercle donné, on peut faire varier le rayon du cercle.
- La position du centre peut varier horizontalement et verticalement.

Nous avons programmé les formules de Fellenius sur une feuille d'Excel et nous avons obtenu ces résultats :

Formule de Fellenius :

$$F_s = \frac{\sum_1^n C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha_i} + \left(W \cdot \cos \alpha_i - \frac{u \cdot b}{\cos \alpha_i} \right) \tan \varphi_i}{\sum_1^n W \cdot \sin \alpha_i}$$

III.4.1. Le premier cas :

Les paramètres qu'on a pris sont : (b=3m, R=43,02, centre (46,10 ; 61,34)).

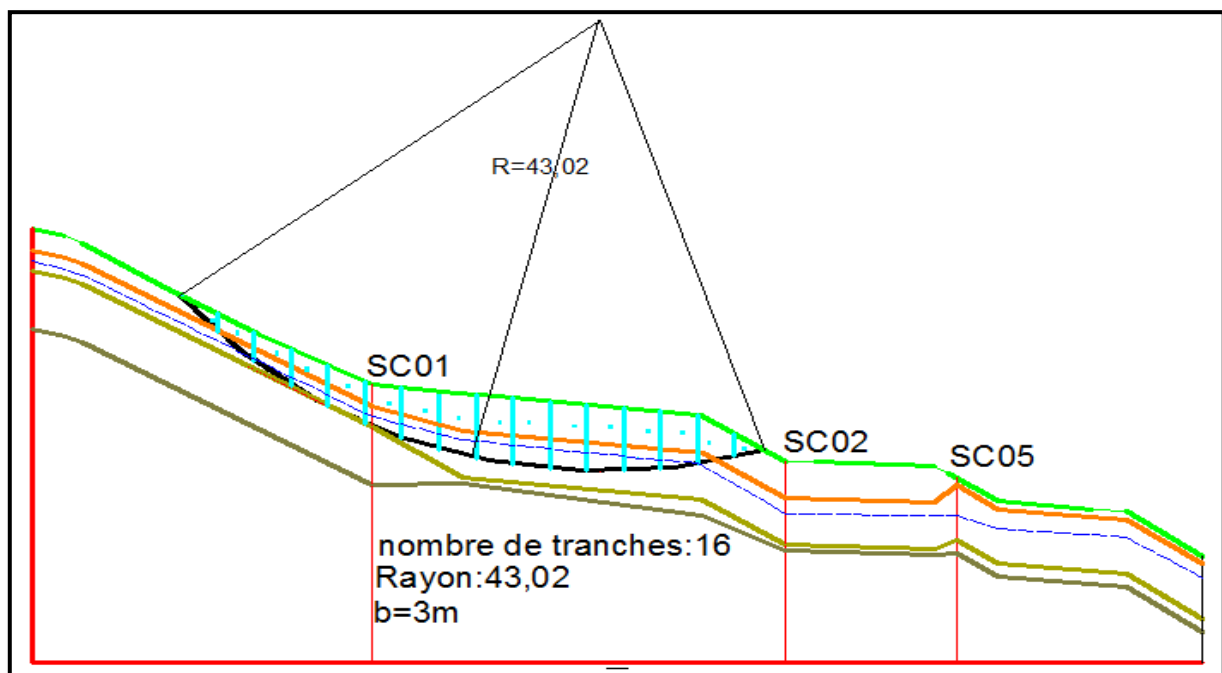


Figure53: cercle de rupture R 43, 02 m

Tableau : Résultats du 1^{er} cas :

tranche	bi	li	Ui	wi	ai	C	sin(ai)	cos(ai)	tan(φi)	w*cos(ai)	w*sin(ai)	C*L+(Wi cos(ai)-Ui Li)tan(φi)
1	3	4,31866962	0	496,04	46	12	0,7193398	0,69465837	0,3249197	344,578338	356,821315	163,7843244
2	3	3,97503898	0	1255,04	41	2	0,656059029	0,75470958	0,19438031	947,190712	823,380324	192,0653013
3	3	3,70820393	4,7	1564,2	36	2	0,587785252	0,809016994	0,19438031	1265,46438	919,413692	250,0099972
4	3	3,49990019	9,2	1771,54	31	10	0,515038075	0,857167301	0,249328	1518,50616	912,410551	405,5769773
5	3	3,33780582	10,3	1885,05	26	10	0,438371147	0,898794046	0,249328	1694,27172	826,35153	447,2356946
6	3	3,23560423	10,4	2038,63	22	2	0,374606593	0,927183855	0,19438031	1890,18482	763,68424	367,3449658
7	3	3,15438667	13,7	2435,19	18	2	0,309016994	0,951056516	0,19438031	2316,00332	752,515095	448,0940503
8	3	3,09184089	15	2749,08	14	2	0,241921896	0,970295726	0,19438031	2667,42058	665,062645	515,662823
9	3	3,04627984	16,7	2920,06	10	2	0,173648178	0,984807753	0,19438031	2875,69773	507,063098	555,1828881
10	3	3,01652484	19,4	2987,27	6	2	0,104528463	0,994521895	0,19438031	2970,90542	312,254742	572,1433153
11	3	3,00182863	18,1	2984,24	2	2	0,034899497	0,999390827	0,19438031	2982,42208	104,148474	575,166499
12	3	3,00411704	15,6	1263,86	-3	2	-0,052335956	0,998629535	0,19438031	1262,12792	-66,1453217	242,2315674
13	3	3,01652484	9,7	2838,02	-6	2	-0,104528463	0,994521895	0,19438031	2822,47303	-296,653869	548,9786053
14	3	3,02252948	4,2	2711,5	-7	2	-0,121869343	0,992546152	0,19438031	2691,28889	-330,448725	526,7110405
15	3	3,04627984	0	1978,09	-10	12	-0,173648178	0,984807753	0,3249197	1948,03837	-343,491724	669,5113929
16	2,37	2,4425543	0	485,26	-14	12	-0,241921896	0,970295726	0,3249197	470,845704	-117,395019	182,2976948
											5788,97105	6661,997137
												1,150808509

Tableau N° 26 : calcul le facteur de sécurité par méthode fellenuis.

III.4.2. Le deuxième cas :

Les paramètres qu'on a pris sont : ($b_i=3m$, $R=47,17m$, centre (45,33 ; 62,67))

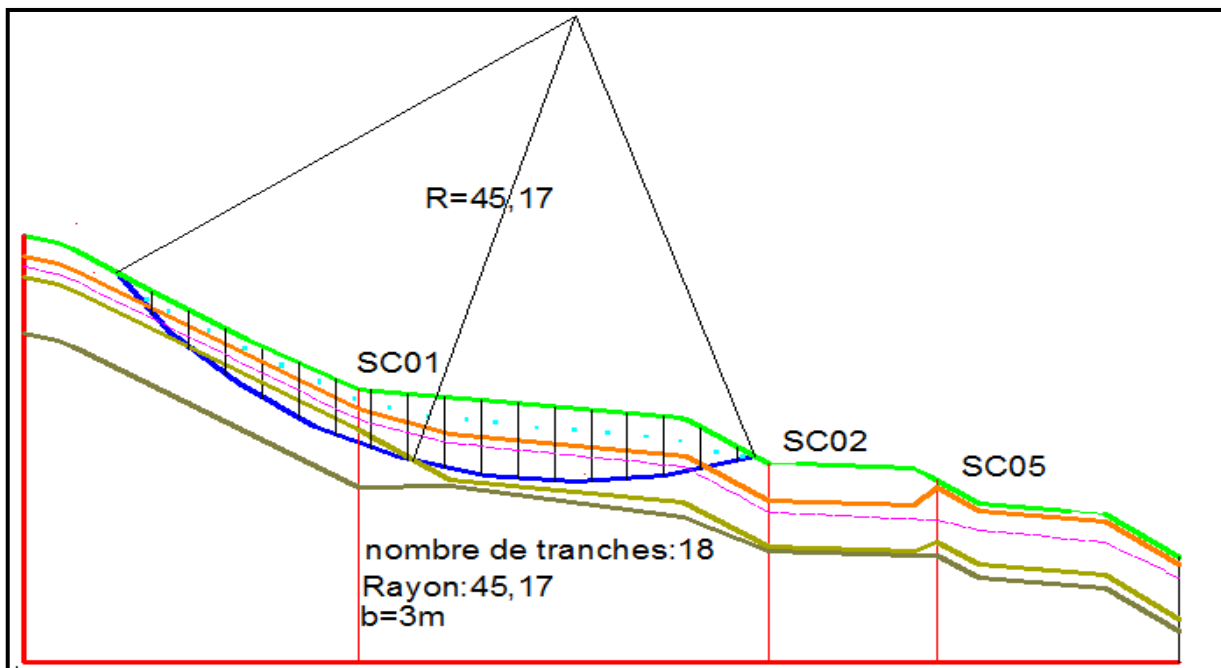


Figure 54 : cercle de rupture R 45, 17 m

Chapitre III : Etude de la stabilité

Tableau : Résultats du 2^{ème} cas

tranche	bi	li	Ui	wi	ai	C	sin(ai)	cos(ai)	tan(Φi)	w* cos(ai)	w*sin(ai)	C*L+(Wi cos(ai)-Ui Li)tan(Φi)
1	3	4,57275926	0	634,55	49	12	0,75470958	0,656059029	0,3249197	416,302257	478,900964	190,137914
2	3	4,10198238	3,51	1508,64	43	2	0,68199836	0,731353702	0,19438031	1103,34945	1028,89001	219,8746921
3	3	3,75640697	15,8	1820,34	37	10	0,601815023	0,79863551	0,249328	1453,78816	1095,50796	385,2362456
4	3	3,49990019	23,1	2042,04	31	10	0,515038075	0,857167301	0,249328	1750,36991	1051,72835	451,2576428
5	3	3,39771015	26,6	2181,94	28	10	0,469471563	0,882947593	0,249328	1926,53867	1024,35878	491,7831027
6	3	3,31013376	26,7	2304,91	25	10	0,422618262	0,906307787	0,249328	2088,95788	974,097058	531,9012828
7	3	3,19253332	23,9	2347,21	20	10	0,342020143	0,939692621	0,249328	2205,65592	802,793101	562,8330056
8	3	3,12089831	25,6	2606,15	16	10	0,275637356	0,961261696	0,249328	2505,19217	718,352295	635,9034833
9	3	3,05615008	26	2907	11	2	0,190808995	0,981627183	0,19438031	2853,59022	554,68175	545,3486094
10	3	3,03739538	26,3	3128,93	9	2	0,156434465	0,987688341	0,19438031	3090,40768	489,472491	591,2614117
11	3	3,01145951	27,4	3196,55	5	2	0,087155743	0,996194698	0,19438031	3184,38616	278,597689	608,9657906
12	3	3,00045698	27,7	3207,26	1	2	0,017452406	0,999847695	0,19438031	3206,77152	55,9744051	613,1786889
13	3	3,00045698	25,2	3170,6	-1	2	-0,017452406	0,999847695	0,19438031	3170,1171	-55,3345999	607,5118665
14	3	3,01145951	21	3085,37	-5	2	-0,087155743	0,996194698	0,19438031	3073,62924	-268,907714	591,183183
15	3	3,02252948	14,7	2752,16	-7	2	-0,121869343	0,992546152	0,19438031	2731,64582	-335,403932	528,3866701
16	3	3,06702178	6,3	2704,24	-12	2	-0,207911691	0,978147601	0,19438031	2645,14587	-562,243111	516,5424526
17	3	3,10582854	0	1544,41	-15	12	-0,258819045	0,965925826	0,3249197	1491,78551	-399,722721	521,9804357
18	1,38	1,44305462	0	175,75	-17	12	-0,292371705	0,956304756	0,3249197	168,070561	-51,3843271	71,92609107
											6880,35844	8665,212569
												1,259412956

Tableau N° 27 : calcul le facteur de sécurité par méthode fellenuis.

III.4.3 Letroisième cas :

Les paramètres qu'on a pris sont : (b_i=3m, R=48,05m, centre (45,56 ; 65,09))

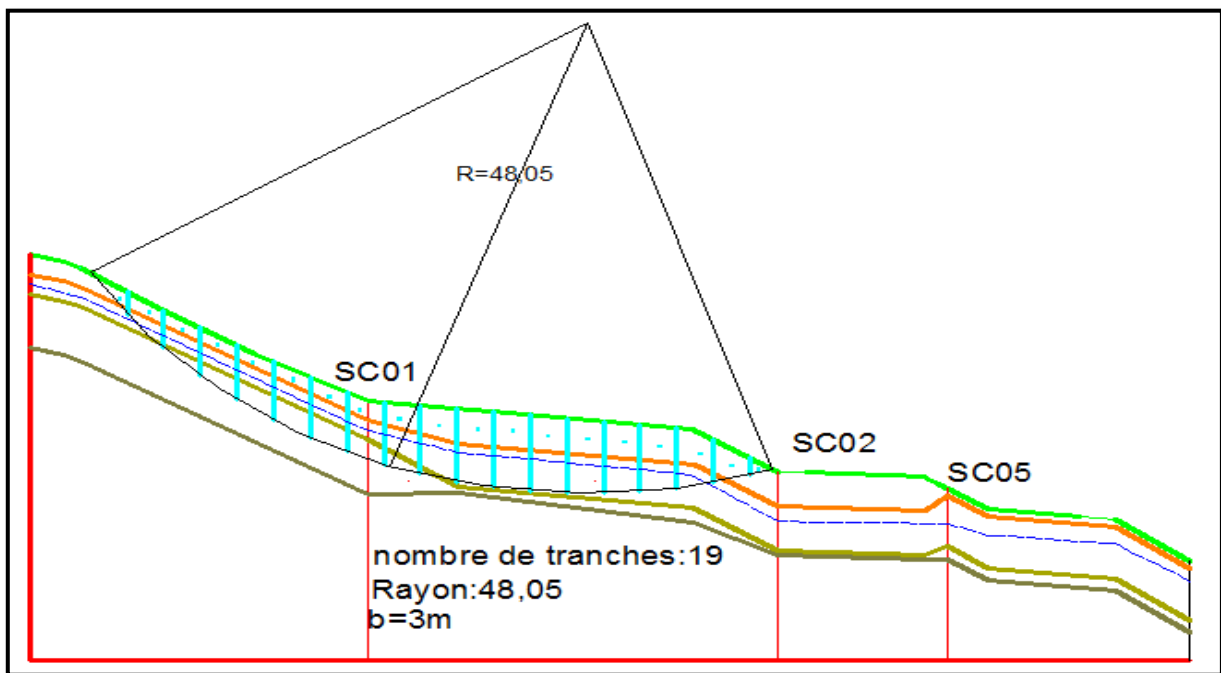


Figure 55: cercle de rupture R 48, 05 m

Chapitre III : Etude de la stabilité

Tableau : Résultats du 3^{ème} cas

tranche	bi	li	Ui	wi	ai	C	sin(ai)	cos(ai)	tan(Phi)	w*cos(ai)	w*sin(ai)	C*L+(Wi cos(ai)-Ui Li)tan(Phi)
1	3	4,87280774	0	705,43	52	12	0,788010754	0,615661475	0,3249197	434,306075	555,886426	199,5882906
2	3	4,31866962	4,6	1629,7	46	2	0,7193398	0,69465837	0,19438031	1132,08475	1172,30807	224,8307863
3	3	3,97503898	18,7	1959,54	41	10	0,656059029	0,75470958	0,249328	1478,88361	1285,57391	389,9441314
4	3	3,75640697	27,8	2198,36	37	10	0,601815023	0,79863551	0,249328	1755,68836	1323,00607	449,269489
5	3	3,53753521	32,9	2350,41	32	10	0,529919264	0,848048096	0,249328	1993,26073	1245,52754	503,3330512
6	3	3,39771015	34,6	2468,58	28	10	0,469471563	0,882947593	0,249328	2179,62677	1158,92811	548,1078984
7	3	3,28390884	33,5	2513,88	24	10	0,406736643	0,913545458	0,249328	2296,54366	1022,48711	578,0029219
8	3	3,23560423	39,7	2541,19	22	10	0,374606593	0,927183855	0,249328	2356,15034	951,946529	587,7832492
9	3	3,13707527	31,2	2795,23	17	10	0,292371705	0,956304756	0,249328	2673,09174	817,24616	673,4439642
10	3	3,07891232	31	3067,28	13	10	0,224951054	0,974370065	0,249328	2988,66581	689,98787	752,1497705
11	3	3,03739538	31,2	3246,42	9	2	0,156434465	0,987688341	0,19438031	3206,45118	507,851976	610,9249755
12	3	3,01652484	32,7	3311,17	6	2	0,104528463	0,994521895	0,19438031	3293,03106	346,111512	626,9597019
13	3	3,00182863	32,1	3315,56	2	2	0,034899497	0,999390827	0,19438031	3313,54025	115,711375	631,3604018
14	3	3,00182863	29,6	3276,93	-2	2	-0,034899497	0,999390827	0,19438031	3274,93378	-114,363208	625,3148056
15	3	3,01145951	25,3	3193,34	-5	2	-0,087155743	0,996194698	0,19438031	3181,18838	-278,31792	609,5734779
16	3	3,02948272	19,1	3065,3	-8	2	-0,139173101	0,990268069	0,19438031	3035,46871	-426,607306	584,8468607
17	3	3,04627984	12,9	2852,93	-10	2	-0,173648178	0,984807753	0,19438031	2809,58758	-495,406096	544,5824976
18	3	3,12089831	0	1763,79	-16	12	-0,275637356	0,961261696	0,3249197	1695,46377	-486,166412	588,3403517
19	1,88	1,97674898	0	309,32	-18	12	-0,309016994	0,951056516	0,3249197	294,180802	-95,5851367	119,3061245
											10373,2842	8595,433776
												0,828612577

Tableau N° 27 : calcul le facteur de sécurité par méthode fellenuis.

III.4.4 Analyse des résultats :

Le calcul manuel pour les trois cercles de rupture donne des coefficients de sécurité de **1.15 ; 1.25 ; 0.82**, Respectivement, En se basant sur la valeur du coefficient de sécurité **0.82**, On peut conclure que le talus est en équilibre instable.

III.5 Analyse du glissement par le logiciel Géoslope :

III.5.1Présentation du logiciel

Le logiciel Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique qui analyse la stabilité desterrains et détermine la surface de rupture potentielle, il utilise la méthode des tranches baséesur l'analyse limite et donne un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiéssuivant plusieurs méthodes. Pour notre cas, on utilise les deux méthodes :

Ordinaire(Fellenius) et Bishop qui considèrent le terrain comme un solide rigide plastique.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- **SLOPE/W**:Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel

Par les méthodes d'analyses classiques et aussi par la méthode des éléments finis maisà l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.

- **SEEP/W**: Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).
- **SIGMA/W**: Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformations (Par la méthode des éléments finis).
- **QUAKE/W**: Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
- **TEMP/W**: Permet d'analyser les problèmes Géothermique du sol (Par la méthode des éléments finis) et autres logiciels.

Parmi ces programmes on s'intéresse à SLOPE/W.

L'interface du logiciel

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants:

- **File**: Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- **Edit**: permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- **Set**: définit les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.

III.5.2 Application au glissement étudié :

Logiciel géoslope nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre de calculé ou faire une étude complète et suffisante, ainsi donnée des résultats plus proche à la réalité et raisonnable, et Qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Les paramètres géotechniques d'entrée de chaque couche sont :

- ◆ Le poids volumique: γ (KN/m³),
 - ◆ La cohésion: C (kN/m²),
 - ◆ L'angle de frottement: ϕ (°).
-
- ✓ Les coordonnées x_i, y_i de chaque couche en m.
 - ✓ Les coordonnées de la nappe x_i, y_i en m.
 - ✓ Une surcharge est appliquée au niveau de la chaussée

Après l'obtention des coefficients de sécurité (Fs), on choisit la valeur minimale de ces derniers, cette valeur permet de déterminer le cercle de glissement.

Pour le calcul de coefficient de sécurité, nous avons utilisé les caractéristiques géotechniques représentées dans le tableau (29).

Chapitre III : Etude de la stabilité

Sondage	Couleur	Cohésion C' (KN/m ²)	Angle de frottement interne ϕ' (degré)	Poids volumique saturé γ_{sat} (KN/m ³)
Remblai		10	15	19
Argile schisteuse		2	10	18
Schiste argileuse		10	12	20
Schete undure		40	12	17

Tableau N° 28 : Caractéristiques des couches

III.5.3 Modélisation du talus étudié

Les résultats d'analyse par Géo-Slope se résument dans les figures suivantes :

Figure 57 représente le talus étudié avant l'analyse par le logiciel et le profil nous l'avons à partir du Covadis 10.1 (profil en long)

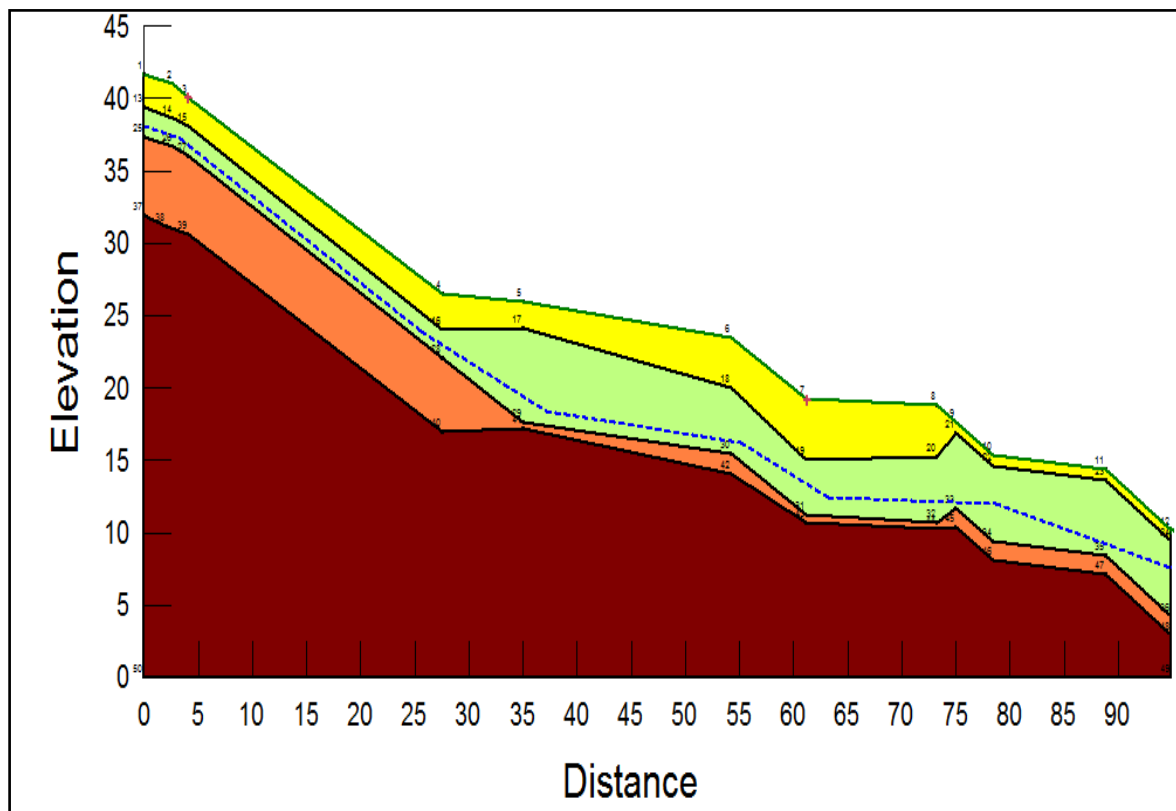


Figure 56 : Modélisation du talus avant le glissement

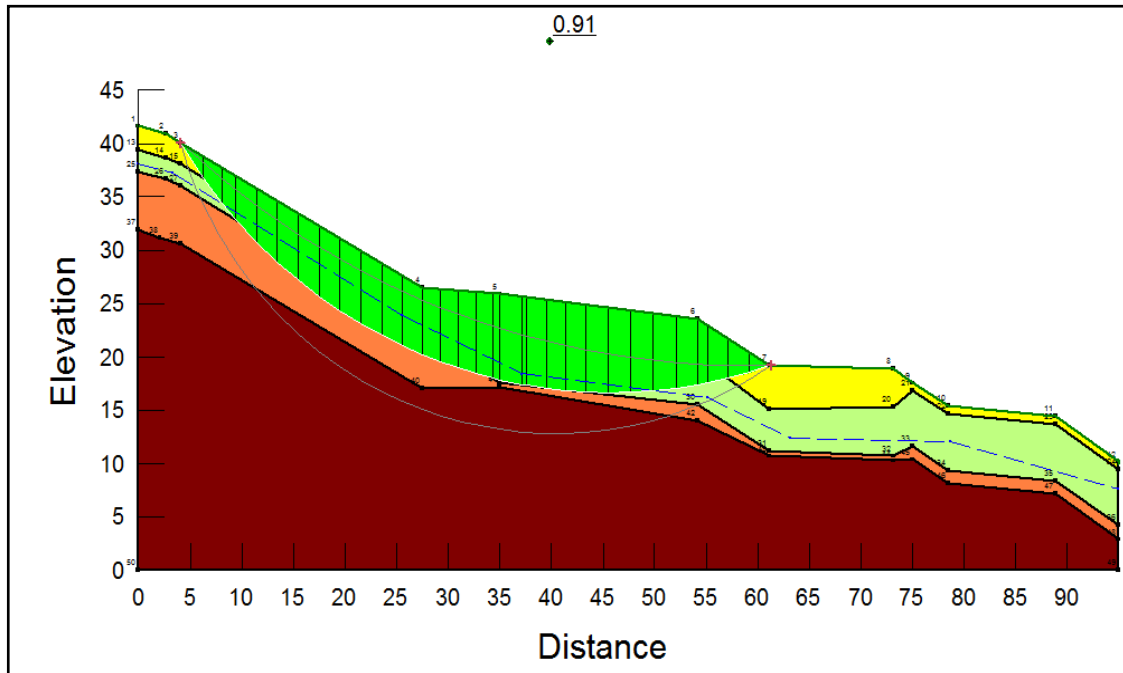


Figure 57 : modélisation du talus après glissement avec FELLENIUS

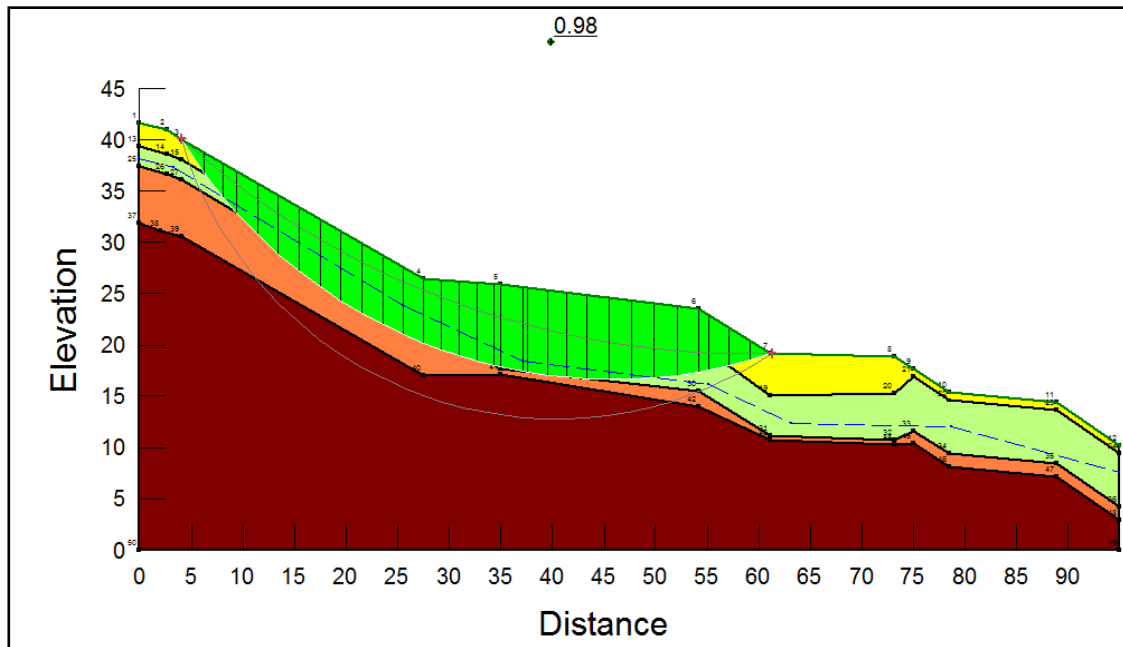


Figure 58: modélisation du talus après glissement avec bishop

III.5.4 Les résultats obtenus

- Coefficient de sécurité

Les valeurs minimales du coefficient de sécurité données par le logiciel de Géo-Slope pour les deux méthodes d'équilibre limite sont mentionnées dans le tableau suivant :

Méthodes	Coefficient de sécurité
Fellenius	0,91
Bishop	0,98

Tableau29: valeurs du coefficient de sécurité

III.6. Conclusion

Le talus pourra être considéré comme stable pour la surface de glissement considérée si le coefficient de sécurité vaut au moins 1,5 [2].

Le calcul s'effectue par tâtonnements, pour diverses courbes supposées de glissement afin de rechercher la courbe qui correspondra à une valeur minimale du coefficient de sécurité, c'est selon cette courbe que la rupture par cisaillement sera la plus probable et c'est la valeur minimale du coefficient de sécurité, correspondant à cette courbe qui doit être supérieur ou égale à 1,5.

Nous avons calculé le coefficient de sécurité par la méthode des tranches, car cette méthode est particulièrement conseillée pour les talus hétérogènes ou pour étudier les talus en présence de l'eau. En variant le rayon du cercle de rupture, on cherche le coefficient de sécurité le plus probable.

Le calcul manuel avec la méthode de Fellenius donne un coefficient de sécurité de 1,15 pour R1, et 1,25 pour R2, et 0,82 pour R3, alors que le calcul avec Geo-Slope donne 0,91 pour Fellenius et 0,98 pour Bishop.

On constate un léger écart entre les valeurs du coefficient de sécurité calculées par les deux méthodes et qui est due aux erreurs de calcul de la surface et aux forces internes qui sont négligées par Fellenius.

IV.1. Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre étude parce que notre objectif final est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour une meilleure stabilité de pente. Alors, on se basant sur l'analyse du glissement effectué au chapitre III (analyse manuelle et par logiciel), nous tentons dans cette partie de trouver des méthodes et de concevoir des ouvrages dans le but est de stabiliser la zone affectée par le Glissement au niveau du « chemin communal Khalil à BARABACHA » Donc le choix de la technique de stabilisation devra être le fruit d'un accord entre trois Aspects qui sont : Analyse des paramètres techniques du site, La connaissance des techniques de stabilisation, Les impératifs technico-économiques. Les résultats de ces calculs de la stabilité permettent de remédier la zone de glissement, donc de classer et choisir parmi les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants). Le drainage est particulièrement mis en œuvre, l'eau jouant en règle générale un rôle moteur déterminant.

Dans cette partie nous avons proposé trois solutions de confortement (mur en gabion, mur de soutènement avec un reprofilage et un mur sur pieux).

IV.2. Techniques de stabilisation

Il existe plusieurs techniques pour stabiliser les glissements de terrain, dans notre cas nous avons étudié les solutions suivantes :

1ère solution : mur en gabion avec un reprofilage

2ème solution : mur de soutènement avec un reprofilage

3ème solution : un mur de soutènement en béton armé sur des micropieux.

Pour chaque cas nous calculons le coefficient de sécurité, et après on fait ressortir le gain en pourcentage de chaque coefficient de sécurité et pour les différents cas étudiés

IV.2.1. L'analyse de glissement avec un mur en gabion associé à un reprofilage

Les gabions sont des structures modulaires constitués par des éléments parallélépipédiques en grillage d'aciers à mailles hexagonales, double torsion et en fil galvanisé de diamètre 3mm, remplis en pierres, ils se comportent comme un bloc, tout en conservant un certain caractère de flexibilité.

Chapitre IV : Etude de confortement

a. Les dimensions des gabions sont les suivantes :

Longueur 5,00m ;

Largeur 1.00m ;

Hauteur 5,00m ;

Poids spécifique apparent 1,42 t/m³.

a.1. Cas des charges :

Poussée des terres

La poussée des terres est caractérisée par :

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3 .$$

$$c = 10 .$$

$$\varphi = 15^\circ .$$

$$K_a = 0,58 .$$

Surcharge due au poids des gabions :

Le poids volumique du gabion est de $\gamma = 1,5 \text{ t/m}^3$.

a.2. Combinaison fondamentale :

Poids propre + poussée des terres + poussée due aux poids des gabions.

a.3. Critères de stabilité :

a.3.1. La stabilité au renversement :

$$m = \frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.5$$

M_{STAB} : Moment stabilisateur ;

M_{RENV} : Moment de renversement.

a.3.2. La stabilité au Glissement :

$$m' = \frac{N}{T} \cdot f \geq 1.5$$

f : Coefficient de frottement entre la fondation et le sol ;

N : Composante normale de la résultante ;

T : Composante tangentielle de la résultante.

a.3.3. Vérification des Pressions sur le sol :

$$\sigma = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

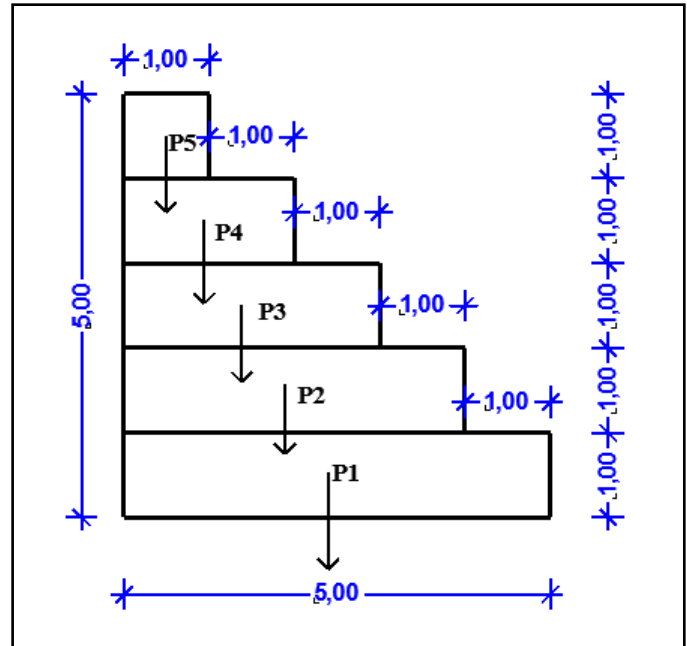
e : Excentricité de la résultante ;
B : Largeur de la fondation.

a.4. Calcul de stabilité :

Poids du gabion :

$$\begin{aligned} P_1 &= 5 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 7.5 \text{ t} \\ P_2 &= 4 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 6 \text{ t} \\ P_3 &= 3 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 4.5 \text{ t} \\ P_4 &= 2 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 3 \text{ t} \\ P_5 &= 1 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ t} \end{aligned}$$

$$P = \sum_{i=1}^5 P_i = 22,5 \text{ t}$$



$$P \cdot X_G = P_1 \times 2.5 + P_2 \times 3 + P_3 \times 3.5 + P_4 \times 4 + P_5 \cdot 4.5 = 71.25 \text{ t}$$

$$X_G = 71,25 / 22,5 = 3,16 \text{ m.}$$

Poussée des terres

$$F_{\text{terre}} = \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma_{\text{sol}} \cdot H^2 = 0.5 \times 0.58 \times 1.9 \times 5^2 = 13.77 \text{ t/ml.}$$

a. La stabilité au renversement : RG

$$M_{\text{RENV}} = \text{Moment renversant} = F \cdot H/3 = 22.95 \text{ t.m ;}$$

$$M_{\text{STAB}} = \text{Moment stabilisant} = P \cdot X_G = 71,25 \text{ t.m ;}$$

$$M_{\text{STAB}} / M_{\text{RENV}} = 71,25 / 22.95 = 3 > 1,5 \quad \text{OK.}$$

b. La stabilité au Glissement :

$$V = \text{effort vertical} = 22.5 \text{ t ;}$$

$$H = \text{effort horizontal des poussées des terres} = 22.95 \text{ t ;}$$

$$\alpha = 45^\circ \text{ (angle de frottement entre la fondation et le sol) ;}$$

$$FG = V/H \cdot \tan \alpha = 0.98 > 1,5 \text{ c'est ne pas vérifier.}$$

Remarque :

D'après les résultats de stabilité du mur, nous avons remarqué que ce dernier est instable.

Chapitre IV : Etude de confortement

Vis-à-vis de la stabilité, pour redimensionnée le mur avec les nouvelles dimensions nous avons préféré arrêté les calculs car la profondeur de la couche de remblai est très importante, il faut mieux dépasser cette couche et ancre la fondation dans le bon sol.

c. Vérification des Pressions sur le sol :

$$\sigma = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$e = \frac{B}{2} - \left(1 + \frac{Mst - Mrenv}{N} \right).$$

$$e = 2.68 \text{ m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 4.21 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = -9.97 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma = \left(\frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} \right) = 0.66 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{ref}} = N/AB \cdot (1 + 3e_0/B) = 3.162 \text{ t/m}^2 = 0,31 \text{ bar} < 1 \text{ bar.}$$

$$q_l = 0,5\gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + (q_0 + \gamma_2) \cdot N_q \cdot S_q + C \cdot N_c \cdot S_c$$

$$N_q = 3,92 \quad N_c = 10,89 \quad N_\gamma = 1,12$$

$$q_l = 361,25 \text{ kpa}$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_l}{3} \Rightarrow \frac{361,25}{3} = 1,20 \text{ bars}$$

Un chargement en pied (ou gabionnage) de 70m de largeur et de 5m de hauteur ayant pour rôle de contre balance des moments moteurs. Le gabion est modélisé comme une couche ayant des caractéristiques suivantes :

$$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$C = 0$$

$$\phi = 30^\circ$$

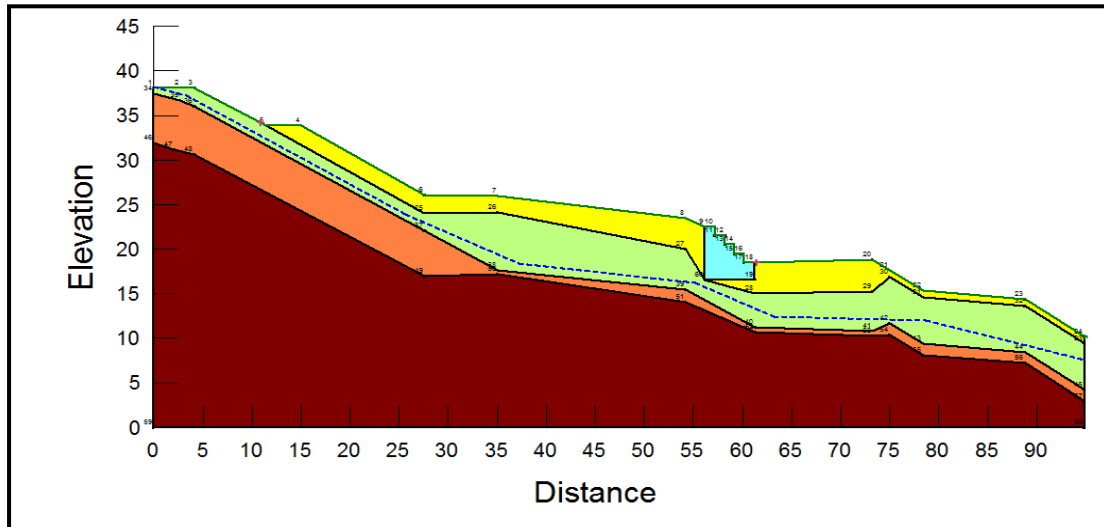


Figure N°59 : Talus modélisé par un mur gabion plus reprofilage

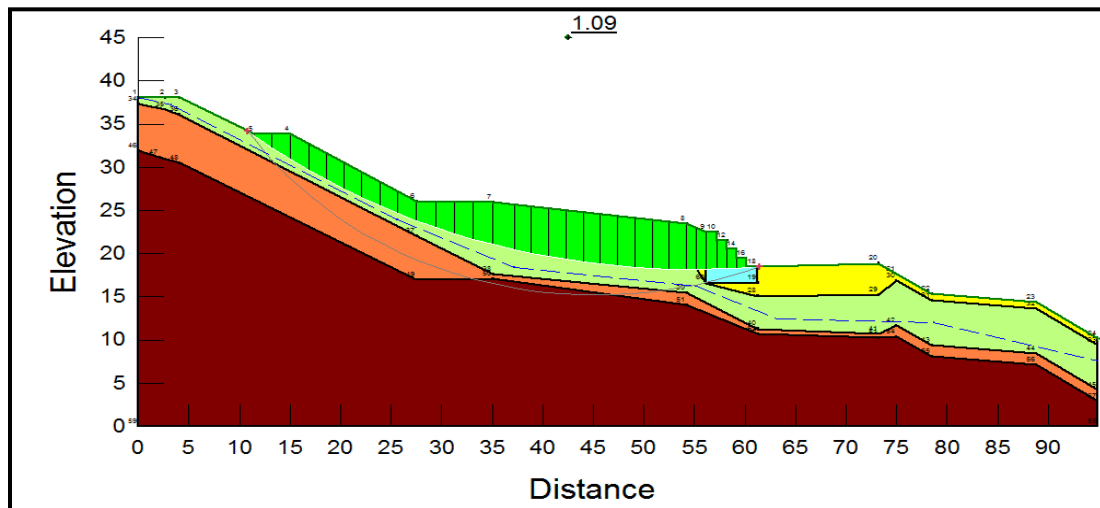


Figure N°60: Talus analysé après la mise du mur en gabion plus reprofilage

Après le confortement par le mur en gabion plus un reprofilage pour diminuer la pente le coefficient de sécurité qui était égale à 0.91 devient 1.09, le gain est de 18%.

IV.2.2.L'analyse de glissement avec un mur en béton armé associé à un reprofilage

La position du centre rotation ne permet pas de contre balancer les efforts moteurs par action s mécaniques tel que le chargement en pied, pour ce fait nous proposons un confortement par un mur de soutènement t en béton armé.

Chapitre IV : Etude de confortement

$$H_t = 1 + 6 + 2,6 + \tan 10^\circ = 7,45 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 0,8 \text{ à } 1 \text{ bar pour } D = 2 \text{ m}$$

$$\alpha = 10^\circ$$

$$K_a = 0,58$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_t^2 \cdot K_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 0,58 \cdot 7,45^2$$

$$P_a = 305,81 \text{ KN/m}$$

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos \alpha = 305,81 \cdot \cos 10^\circ$$

$$P_{ah} = 301,17 \text{ KN/m}$$

$$P_{av} = P_a \cdot \sin \alpha, \quad P_{av} = 53,10 \text{ KN/m}$$

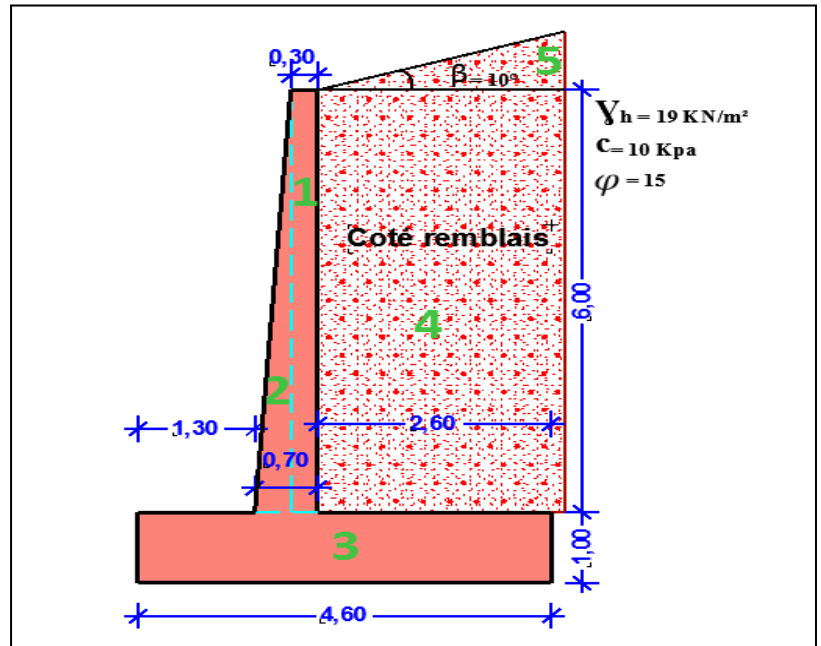


figure N° 61 : les dimensions du mur

Tableau des calculs des poids et des moments

N° section	Surface (m ²)	Poids P _v (KN)	Bras de levier (d/a) (m)	Moment (M _{s/a}) (KN.m)
1	1.8	45	1.85	83.25
2	1.2	30	1.43	42.9
3	4.6	115	2.3	264.5
4	15.6	296.4	3.3	978.12
5	0.6	11.4	3.73	42.56
/	/	P _{av} =53.10	4.6	244.26
Total	/	550.10	/	1655.55

Le Moment stabilisateur : $M_{St} = 1655.55 \text{ KN.m}$

Le Moment renversant M_R : $M_R = P_{ah} \cdot H_t / 3 = 301,17 \cdot 7,45 / 3$

$$M_R = 747.90 \text{ KN.m}$$

Le Moment renversement à Elu

$$\text{ELU} : M_{Ru} = 1,35 \cdot 747.90$$

$$M_{Ru} = 1009.6 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude de confortement

$$\text{ELS : } M_{R_s}=747,90 \text{ KN.m}$$

Point d'application de la résultante verticale au niveau de la semelle

$$d_{0/a}=M_{St}/P_{T_v}=1655,5/550,90$$

$$d_{0/a}=3\text{m}$$

$$\text{on a } M_G=747,90-550,90 \cdot 0,7$$

$$M_G=362,27\text{KN.m}$$

Soit une excentricité de $e_0=3-4,6/2$

$$e_0=0,7\text{m}$$

Excentricité de P_{T_v} par rapport à G

$$e=M_G / P_{T_v}=362,27/550,90$$

$$e=0,65 \text{ m}=65\text{cm}$$

Vérification de la stabilité :

$$\sigma_{\text{Ren}}=N_G/B(1\pm 6e/B)=(550,90/4,6)(1\pm(6\cdot 0,65)/4,6)=119,76\cdot(1\pm 0,84)$$

$$\sigma_1=221,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2=18,22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{my}}=(3\sigma_1+\sigma_2)/4=(3\cdot 221,25+18,22)/4$$

$$\sigma_{\text{my}}=170,47 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\text{my}}=170,47=1,70 \text{ bar} \geq 1,5 \text{ bars}$ Donc la contrainte admissible est vérifiée

Chapitre IV : Etude de confortement

Stabilité au renversement à ELU.

$$F_S = M_S / M_{Ru} = 1655,55 / 1009,66$$

$F_S = 1,63 > 1,5$ La stabilité au renversement rideau est vérifiée

Stabilité au glissement de la semelle à l'ELS

$$P_{ah} = 301,17 \text{ KN} ; C = 10 ; \text{tg}\psi = ? ; \psi = 2/3\phi$$

$$P_{Tv} \cdot \text{tg}\psi + CB = 550,9 \cdot 0,17 + 10 \cdot 4,6$$

$$P_{Tv} = 139,65 \text{ KN/m}^2$$

$$(P_{Tv} \cdot \text{tg}\psi + CB) / P_{ah} = 139,65 / 301,17 = 0,46 \leq 1,5$$

La résistance au glissement de la semelle n'est pas vérifiée.

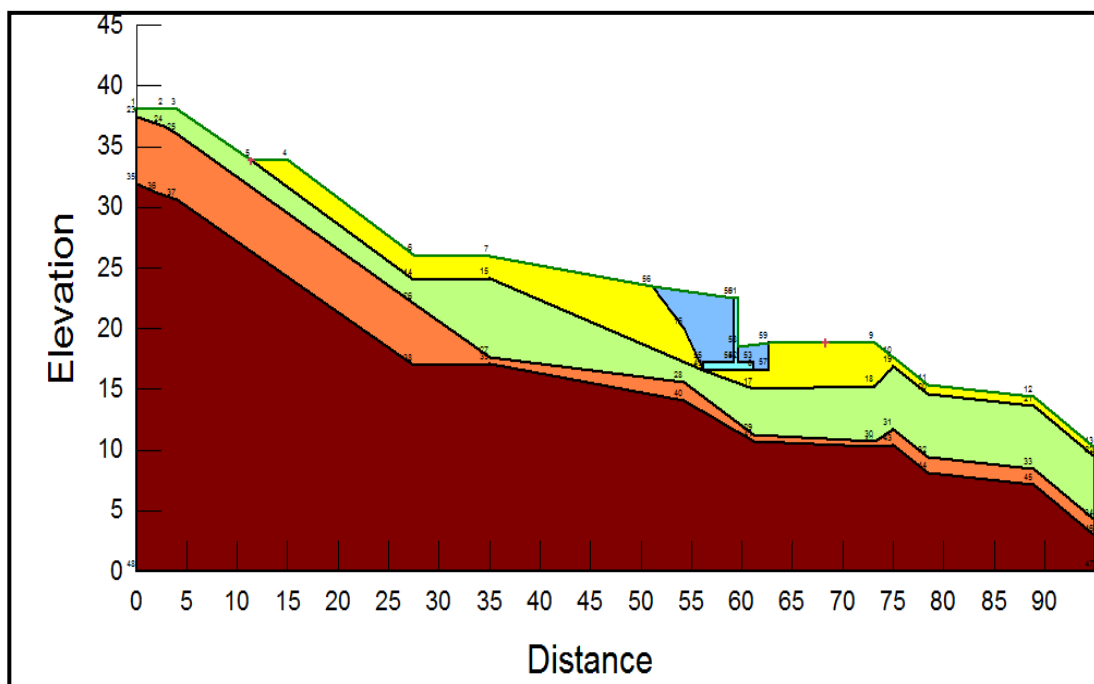


Figure N° 62: Talus modélisé par un mur de soutènement.

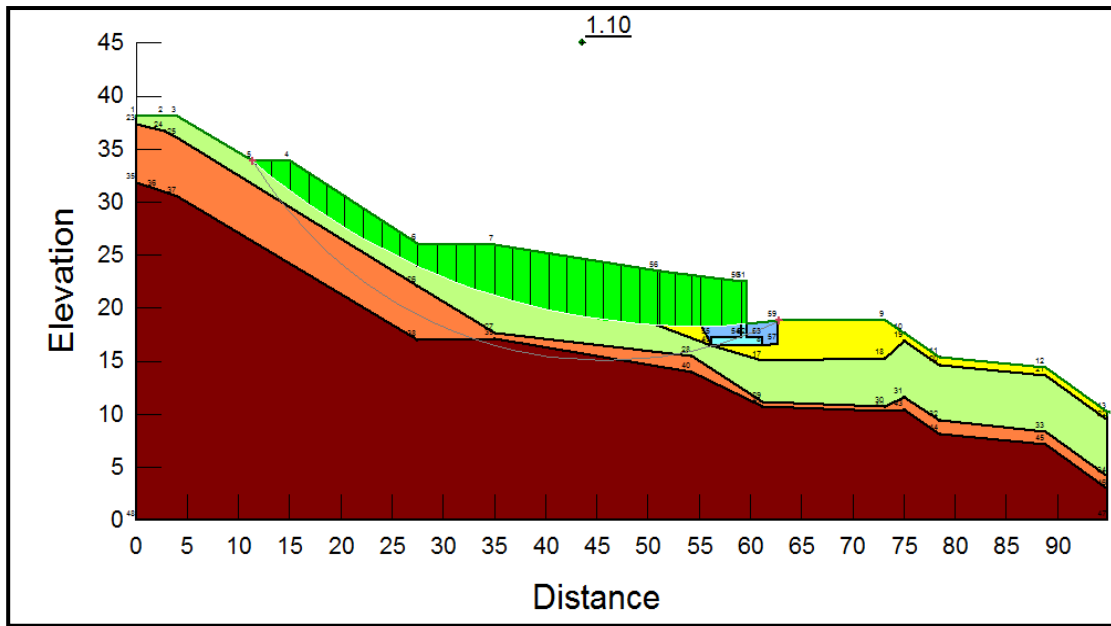


Figure N° 63: Talus analysé après la mise du mur en béton armé plus reprofilage.

Après le confortement par le mur en béton armé associé à un reprofilage pour diminuer la pente le coefficient de sécurité qui était égale à 0.91 devient 1.10, le gain est de 19%.

IV.2.3.L'analyse de glissement avec un mur en béton armé sur pieux associé à un reprofilage

Stabilisation du glissement par un mur de soutènement en béton armé posé sur cinq rangées de micro pieux forés sans refoulement de diamètre de 20 cm disposé en quinconce et de longueur de 15 m espacés de **1, 3** m comme nous le montre la figure ci-dessous.

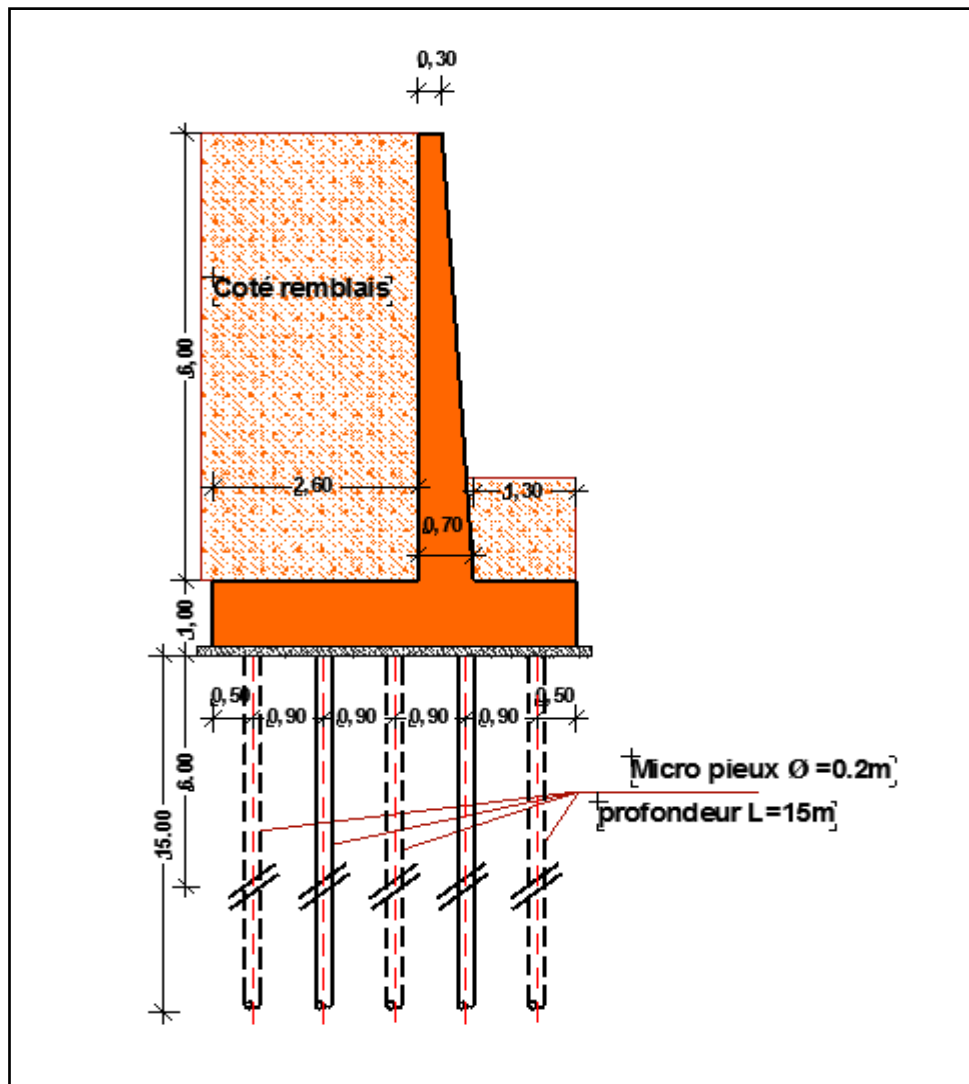


Figure N°64: mur de soutènement posé sur micro pieux.

Schéma de la disposition des micro pieu sur une longueur de 70m, qui compose de 5 palier espacé d'un joins de 5cm chaque 14m et d'une largeur de 4,6m.

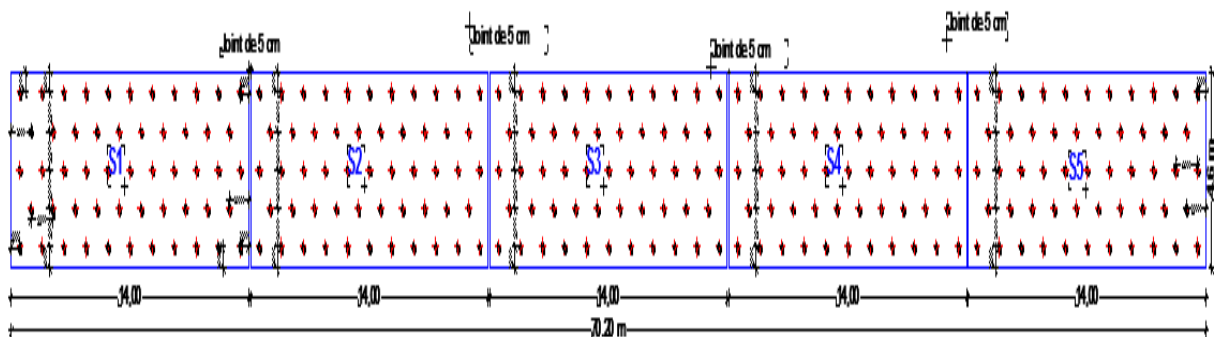


Figure N°65: disposition du micro pieux.

IV.2.3.1. Dimensionnement du mur de soutènement en béton armé

IV.2.3.1.1. Pré dimensionnement du mur de soutènement

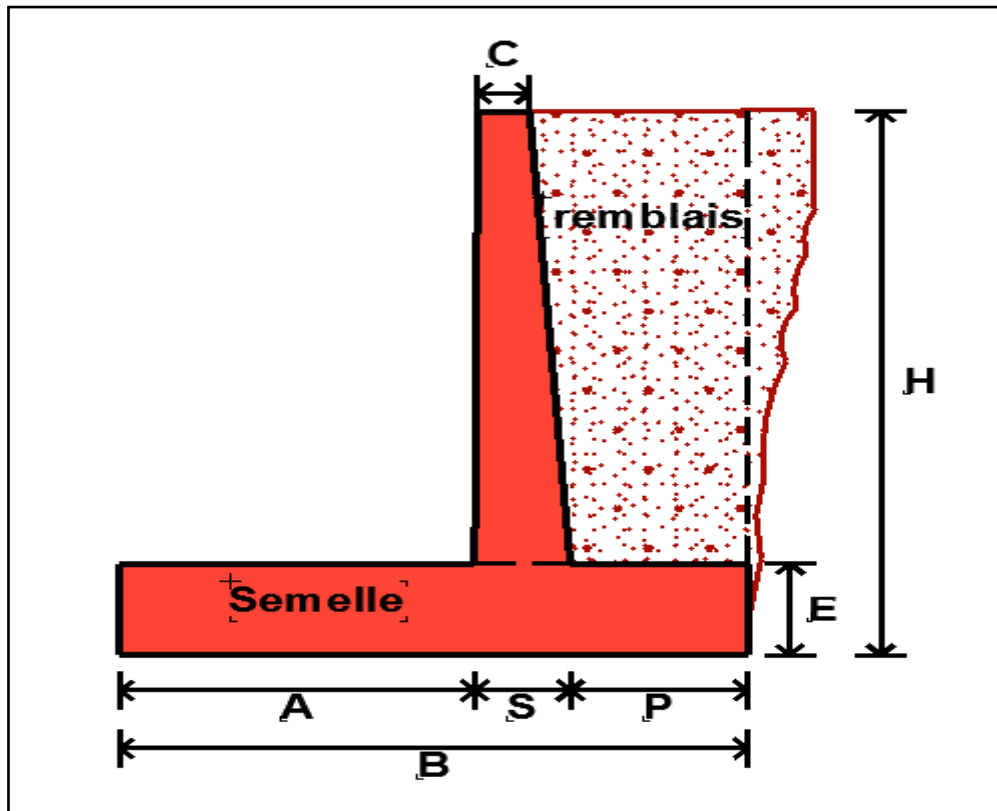


Figure N°66: Schéma du mur de soutènement.

Dimension :

Dimension	H	E	C	B	A	S	P
Valeurs (m)	7	1	0.3	4.6	1.3	0.7	2.6

Tableau N°31: Redimensionnement du mur de soutènement.

IV.2.3.1.2. Détermination des forces de poussée

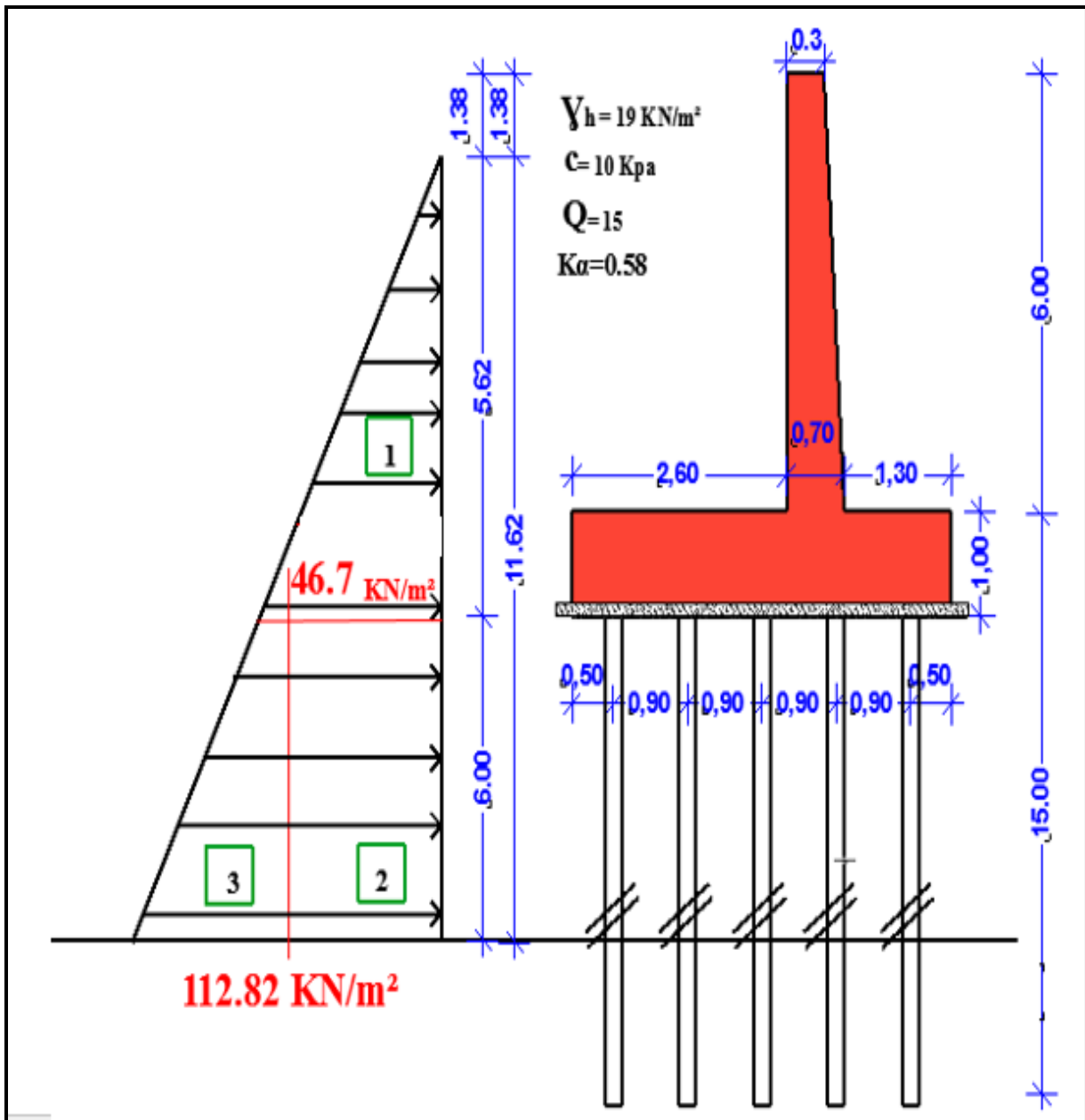


Figure N°67: Force horizontal appliqué sur le mur et micro pieux.

Calcul du coefficient de poussée des terres par la méthode de HAVARD

$$K_a = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) * \cos(\lambda - \beta)}}\right)^2}$$

En utilisant la formule donnée par Coulomb, on obtient :

$$k_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,58$$

Ou bien de tableau Caquot et Kerisel

$$\beta = 15$$

$$\delta = 0 \text{ à } \frac{2}{3}\varphi$$

$\varphi < 30^\circ$ tres rigoureux

$$\delta = \frac{1}{3}\varphi$$

$$\delta = 0$$

$$K_a = 0,58 ; \gamma_h = 19 \text{ kn/m}^3$$

❖ Calcul des contraintes horizontales

$$\sigma_{ah}(z) = k_a \cdot \gamma \cdot z - 2\sqrt{k_a} \cdot c = 11,02z - 15,23$$

$$\sigma_{ah}(z) = 0 \Leftrightarrow z_0 = \frac{15,23}{11,02} = 1,38 \text{ m}$$

$$\sigma_{ah}(0) = -15,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ah}(5,62) = 0,58 \cdot 19 \cdot 5,62 - 2\sqrt{0,58} \cdot 10 = 46,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ah}(11,62) = 0,58 \cdot 19 \cdot 11,62 - 2\sqrt{0,58} \cdot 10 = 112,82 \text{ kN/m}^2$$

❖ Calcul des forces horizontales :

$$F = \frac{1}{2} \sigma_{ah} \cdot z$$

$$F_1 = 0,5 \cdot 46,70 \cdot 5,62 = 131,227 \text{ KN/m}$$

$$F_2 = 46,70 \cdot 6 = 280,2 \text{ KN/m}$$

$$F_3 = 0,5 \cdot (112,82 - 46,7) \cdot 6 = 198,36 \text{ KN/m}$$

IV.2.3.1.3. Calcul des efforts internes :

❖ Calcul de l'effort normal N :

$$\text{On a } \gamma = \frac{P}{V} \Rightarrow p = \gamma \cdot v$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$V_1 = 2,6 \cdot 6 \cdot 14 = 218,4 \text{ m}^3$$

$$P_1 = 4149,6 \text{ KN}$$

$$V_2 = 1,4,6 \cdot 14 = 64,4 \text{ m}^3$$

$$P_2 = 1610 \text{ KN}$$

$$V_3 = 0,3 \cdot 6 \cdot 14 = 12,6 \text{ m}^3$$

$$P_3 = 630 \text{ KN}$$

$$V_4 = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 6 \cdot 14 = 16,80 \text{ m}^3$$

$$P_4 = 420 \text{ KN}$$

$$P_T = N_T = 6809,6 \text{ KN}$$

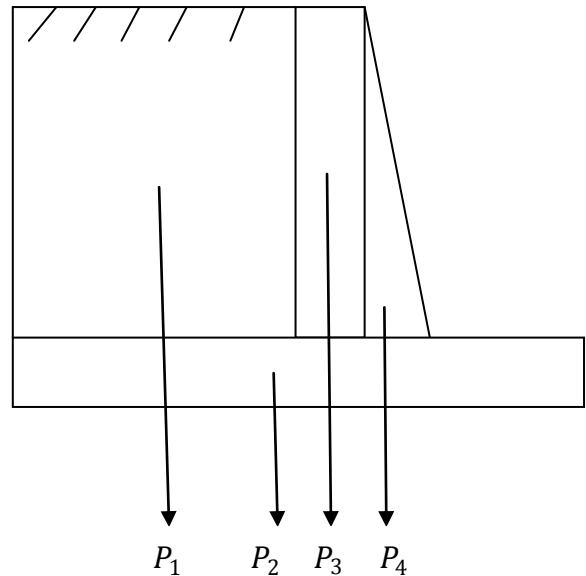


Figure N 68: Efforts normaux N (P)

$$N_{PIEU} = \frac{N_T}{53} = 128,48 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant T :**

$$T = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ah}(11,62) \cdot 11,62 = \frac{1}{2} \cdot 112,82 \cdot 11,62 = 655,48 \text{ KN}$$

$$T_{PIEU} = 655,48 \cdot \frac{14}{53} = 173,14 \text{ KN}$$

❖ **Calcul du moment fléchissant M**

$$M = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^3 \cdot d_0 = \frac{1}{6} \cdot 0,58 \cdot 19 \cdot 11,62^3 \cdot 14 = 40343,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{PIEU} = \frac{M}{53} = 761,20 \text{ KN.m/ml}$$

IV.2.3.1.4. Excentricité de N par rapport à au centre de gravité (G) :

N° Elément	Distance / G(m)	P Elément(KN)
1	1	4149,6
2	0	1610
3	0,45	630
4	0,73	420

Tableau N°32 : Eléments et distances qui les séparent de G.

$$N_T \cdot y = \sum N_i \cdot y_i$$

$$N_T \cdot y = (-420 \cdot 0,73) + (-630 \cdot 0,45) + (4149,6 \cdot 1)$$

$$N_T \cdot y = 3559,5 \Rightarrow y = \frac{N_T}{3559,5} = \frac{3559,5}{6809,6}$$

$$y = 0,522 \text{ m}$$

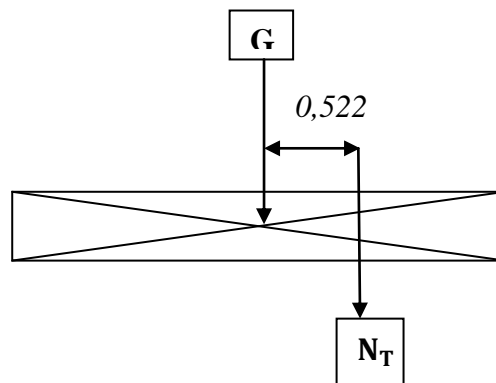


Figure N°69: Excentricité de N total.

Chapitre IV : Etude de confortement

IV.2.3.1.5. Détermination de la Capacité portante du micro pieux à partir du Pressiomètre L.MENARD:

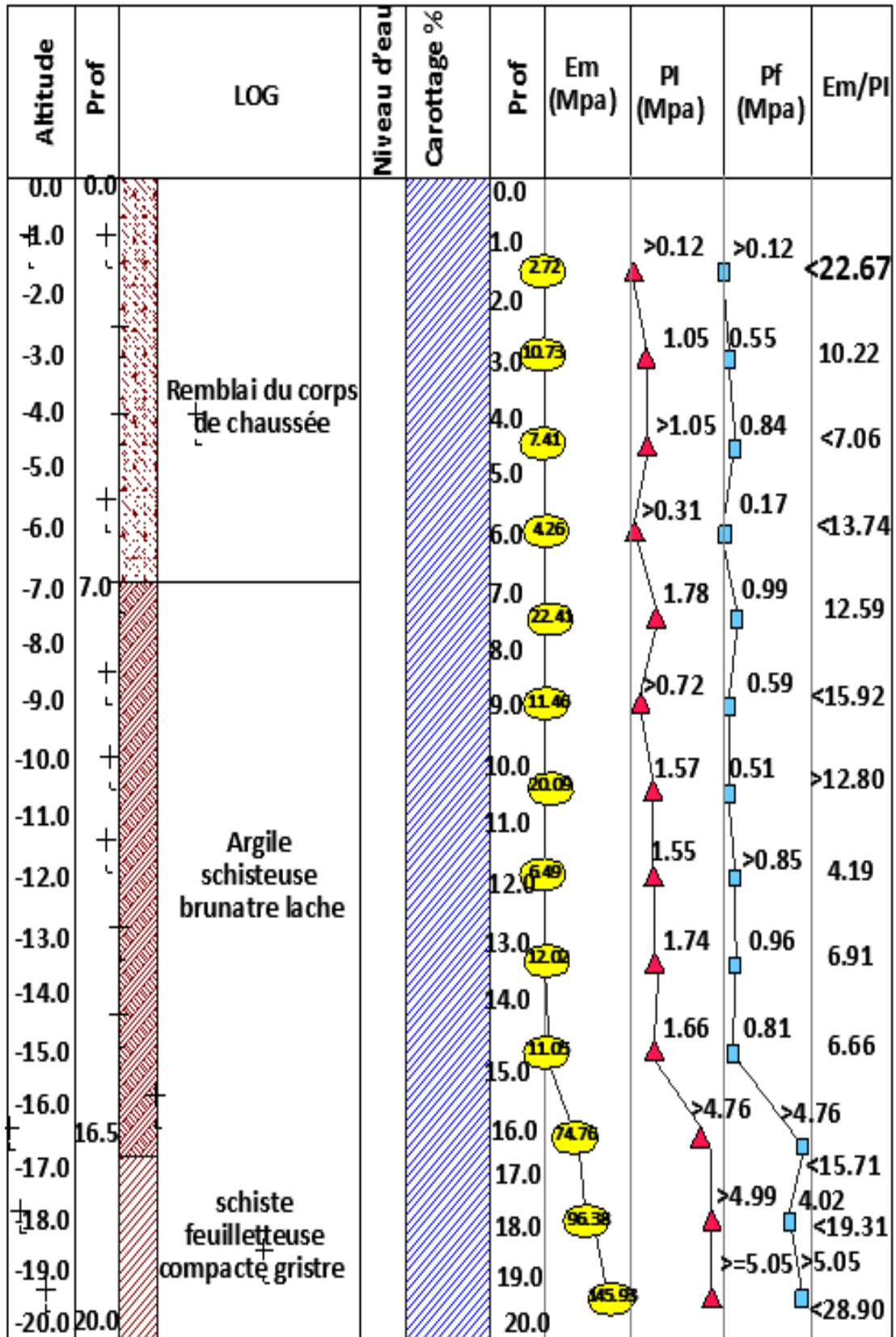


Figure N°70 : essai pressiométrique L.MENARD SP 02

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$$

Avec :

Q_l : charge limite

Q_p : La résistance limite du sol sous la pointe du pieu

Q_s : La résistance due au frottement latéral du pieu

$$Q_{pl} = A_p \cdot K_p \cdot P_{le}^*$$

Avec :

A_p : Section de pointe

K_p : facteur de portance

P_{le}^* : Résistance moyenne de pointe équivalente au pénétromètre statique

$$a = \text{Max} \left(\frac{B}{2} ; 0,5 \right) = \text{Max} (0,10 ; 0,5 \text{ m})$$

$$b = \text{Min} (h ; a) = 0,5 \text{ m} \Rightarrow b + 3a = 2 \text{ m}$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2} \int_{14,5}^{16,5} [0,5(1,55 + 1,51) \cdot 0,5 + 0,5(1,51 + 4,61) \cdot 1,5] dz = 2,677 \text{ MPa} = 2677 \text{ KPa}$$

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 0,10^2}{4} = 0,00785 \text{ m}^2$$

$K_p = 1,2$ argile de classe B, pieu mis en œuvre sans refoulement.

$$Q_{pl} = 0,00785 \cdot 1,2 \cdot 2677 = 25,4 \text{ KN}$$

$$Q_{sl} = q_s \cdot p \cdot h$$

Avec

q_s : frottement latéral unitaire à cote z

p : périmètre du pieu

h : hauteur de l'ancrage

Chapitre IV : Etude de confortement

Les lois $q_s=f(p_l)$ sont données par les courbes de frottement latéraux Q1 à Q7 et le choix de la courbe est lié à la nature lithologique de chaque couche traversée par le pieu ainsi que le type de pieu.

$$q_s = 0,04\text{MPa} = 40\text{KN} \text{ (courbe } Q_1)$$

$$Q_{sl} = \pi \cdot 0,20 \cdot 40 \cdot 15 = 376,8\text{KN}$$

$$Q_l = 100,86\text{KN} + 376,8 = 477,66\text{KN}$$

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1,5} = 301,63\text{KN}$$

La figure 72 montre la disposition des micro-pieux dans un seul palier

Dans notre cas on a 05 paliers de même dimension et même disposition de micro pieux , donc les vérifications on les fait sur un palier .

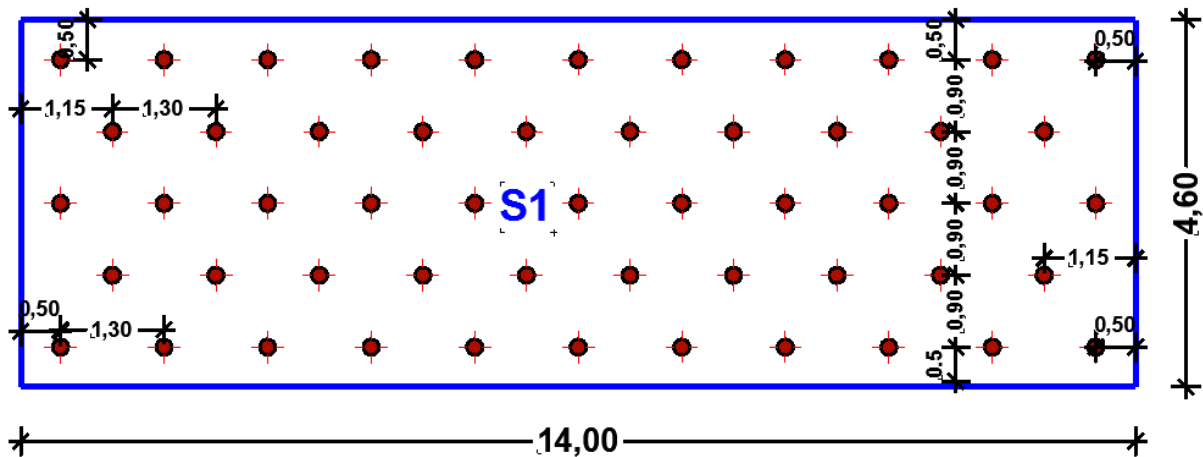


Figure N°71 : disposition des micro-pieux sur un palier.

IV.2.3.2.Vérification

Le moment par rapport à la base de la semelle se traduit en effort normal appliqué sur le micro pieux.

Les deux rangées de côté remblais subissent une traction (travail à l'arrachement) et les deux autre lignées travail en compression.

Chapitre IV : Etude de confortement

La première rangée de micro pieu est à 1,80 m du centre de gravité de la semelle et la deuxième ligne est à 0,90m, La disposition des micro pieux est symétrique par rapport au centre de gravité de la semelle, donc on a les deux autre lignes respectivement a :

-0,90m et -1,80m.

❖ Calcul de N appliqué sur les micros pieux :

On calcul pour les deux rangées aux extrémités

$$N_{pieu} = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum y_i^2} y_i$$

Avec :

N : effort normal sur in micro pieu

n : nombre de micro pieux

M : Moment sur un seul micro pieu

$$N_{pieu} = 128,48 - \frac{761,20}{71,28} \cdot 1,80 = \mathbf{109,25 \text{ KN}} \text{ (TRACTION) (arrachement)}$$

Donc pas d'arrachement

$$N_{pieu} = 128,48 + \frac{761,20}{71,28} \cdot 1,80 = \mathbf{147,70 \text{ KN}} \text{ (COMPRESSION)}$$

A'ELU

$$N_u = 1,35 \cdot 147,7 = \mathbf{199,39 \text{ KN}}$$

➤ Situation fondamentale :

$$N_u \leq \frac{Ql}{1,4} = 341,18 \text{ kN}$$

199,39 KN < 341,18KN Vérifié

➤ Situation accidentelle :

$$N_u \leq \frac{Q_l}{1,25} = 382,12 \text{ kN}$$

199,39 KN < 382,12KN Vérifié

A l'ELS

$$N_s = 147,7 \text{ KN}$$

Charge de fluage :

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1,5} = 301,63 \text{ KN}$$

➤ Combinaison rares :

$$N_s \leq \frac{Q_c}{1,10} = 274,20 \text{ KN}$$

147,7 KN < 274,20KN Vérifié

➤ Combinaison quasi permanente :

$$N_s \leq \frac{Q_c}{1,40} = 215,25 \text{ KN}$$

147,63 < 215,25 Verifié

IV.2.3.3. Ferrailage du mur

En se basant sur les hypothèses suivantes :

- ❖ Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- ❖ Acier : fe400
- ❖ Fissuration très préjudiciables ;
- ❖ Calcul suivant BAEL 91 mod.99 ;
- ❖ Enrobage $c = 5 \text{ cm}$.
- ❖ Fc28= 250 bars, Fe= E 400

Et en effectuant un calcul à l'ELU conformément au BAEL 91 en utilisant le logiciel ROBOT EXPERT « Mur de soutènement » de béton armé ainsi que la vérification à l'ELS ; on trouve le ferrailage de notre mur qui est reparti comme suit :

a) Rideau

$$\text{ELU : } M_u(3\text{m}) = 1,35 \cdot K_a \cdot \gamma_{hx} \cdot H^3 = 66,94 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude de confortement

Pour $b=100\text{cm}$, $h=50\text{cm}$, $d_1=d_2= 5\text{cm}$

$$A_u = 4,47\text{cm}^2$$

Base du voile : $M_u(6\text{m}) = 1,35 \times K_a \cdot \gamma_{hx} \cdot H^3 = 535,573 \text{ KN.m}$

Pour $b=100\text{cm}$, $h=70\text{cm}$, $d_1=d_2= 5\text{cm}$

$$A_u = 24,79\text{cm}^2$$

➤ **Voile (amont) : T 20 espacé de 10cm**

Voile (aval) : T 12 espacé de 15 cm

b) **Semelle**

$f_{c28} = 250 \text{ bars}$, $f_e = 400\text{MPa}$

$N_T = 6809,6\text{KN}$

$N_u = 1.35 * 6809,6 = 9192,96\text{KN/m}$

$$F_a = \frac{N * d_p}{4d} \left(1 - \frac{b}{2d_p}\right)$$

avec:

N : Effort normal /mètre.

d_p : Entre axe des micro pieux.

b : Largeur du mur

$$F_a = \frac{9192,96 * 0,9}{4 * 0,95} \left(1 - \frac{0,50}{2 * 0,9}\right) = 1567,64 \text{ kN}$$

$$A_{SU} = \frac{F_a}{\sigma_a} = \frac{1589,41 * 1,15}{400 * 10^3} = 45,04\text{cm}^2$$

$$A_{SU} = 45,04\text{cm}^2$$

➤ **Semelle supérieure : T 14 espacé de 15 cm**

➤ **Semelle inférieure : T 14 espacé de 15 cm**

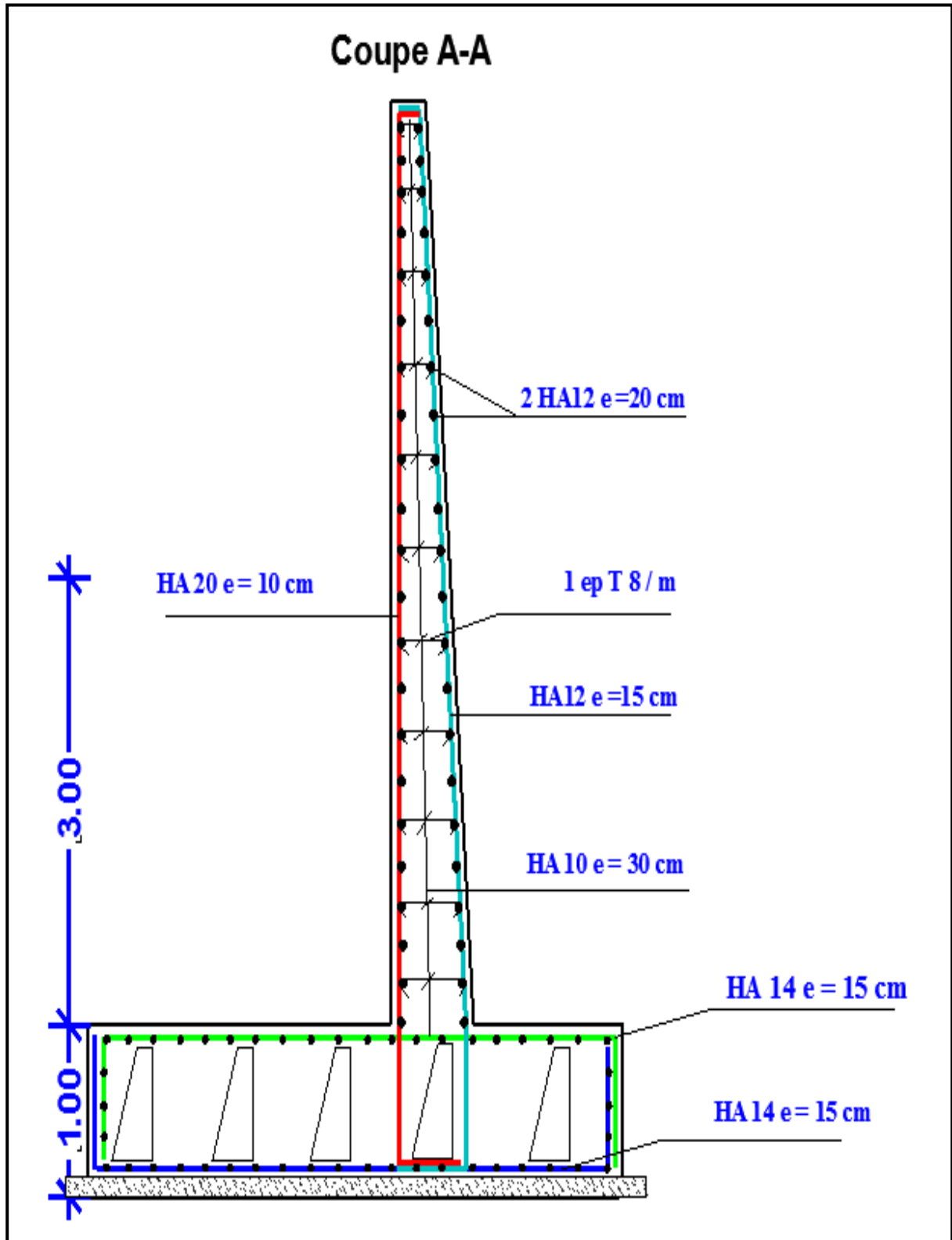


Figure N°72: Schéma de ferrailage du voile

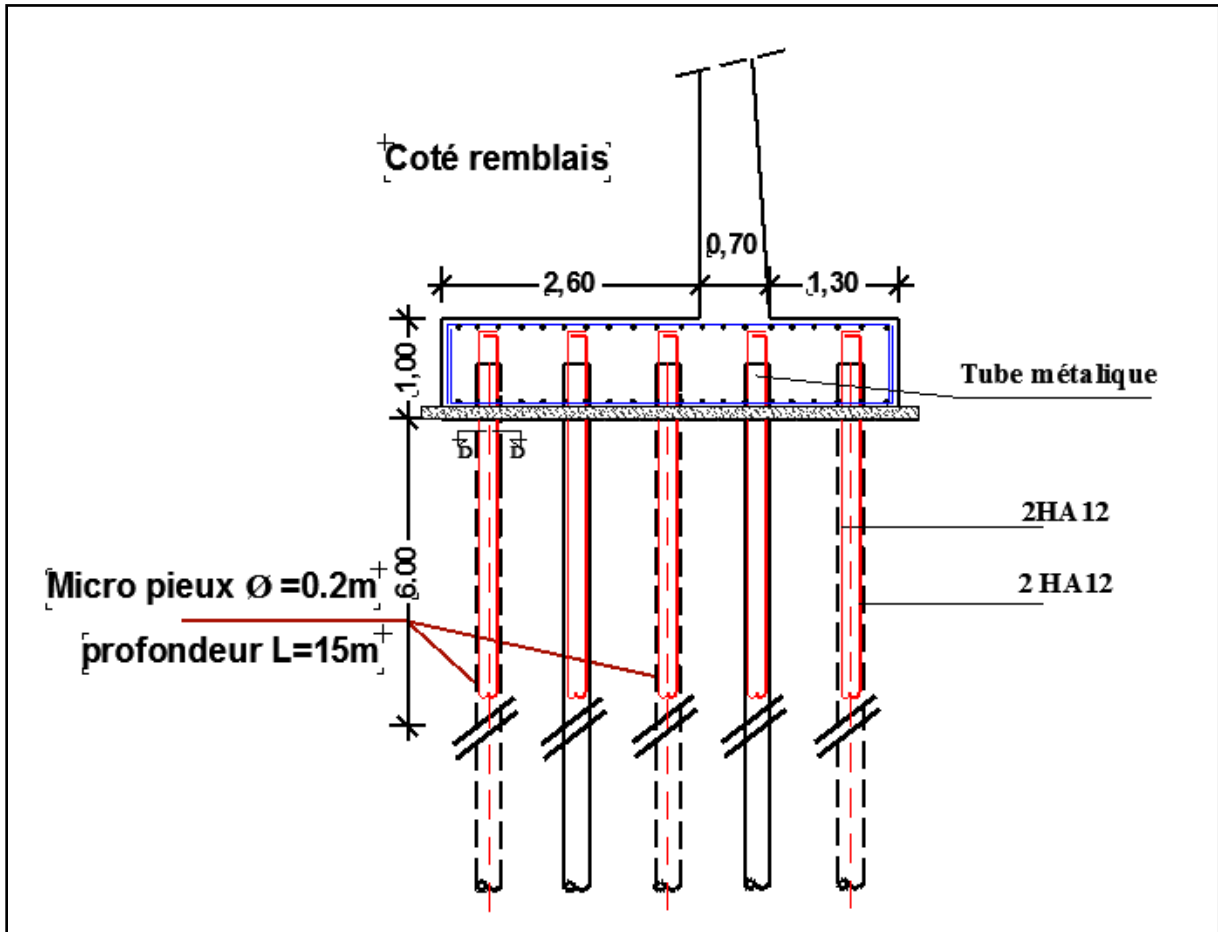
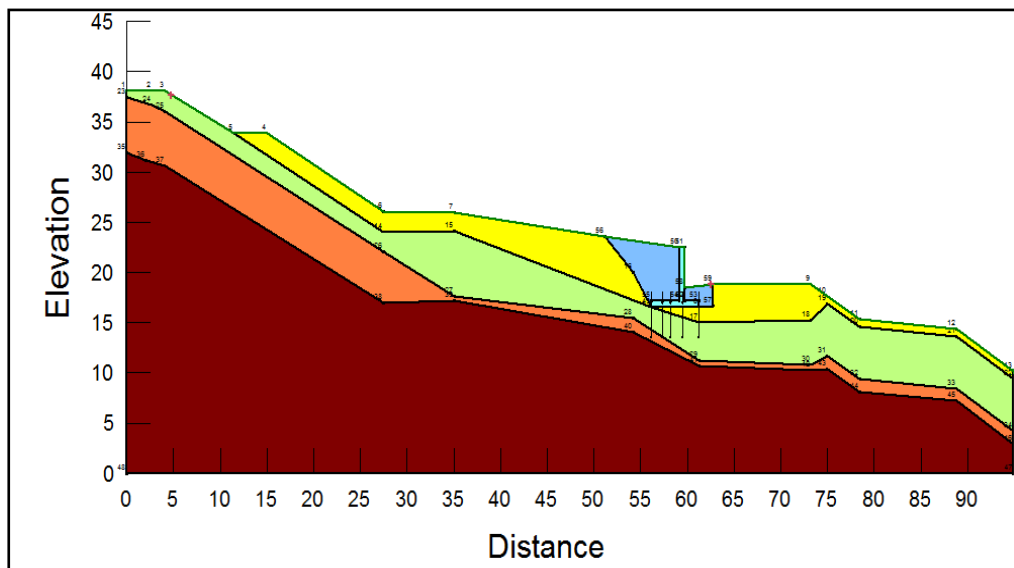


Figure N°73 : coffrage et ferrailage des micros pieux.



FigureN° 74 : Talus modélisé par un mur de soutènement sur pieu

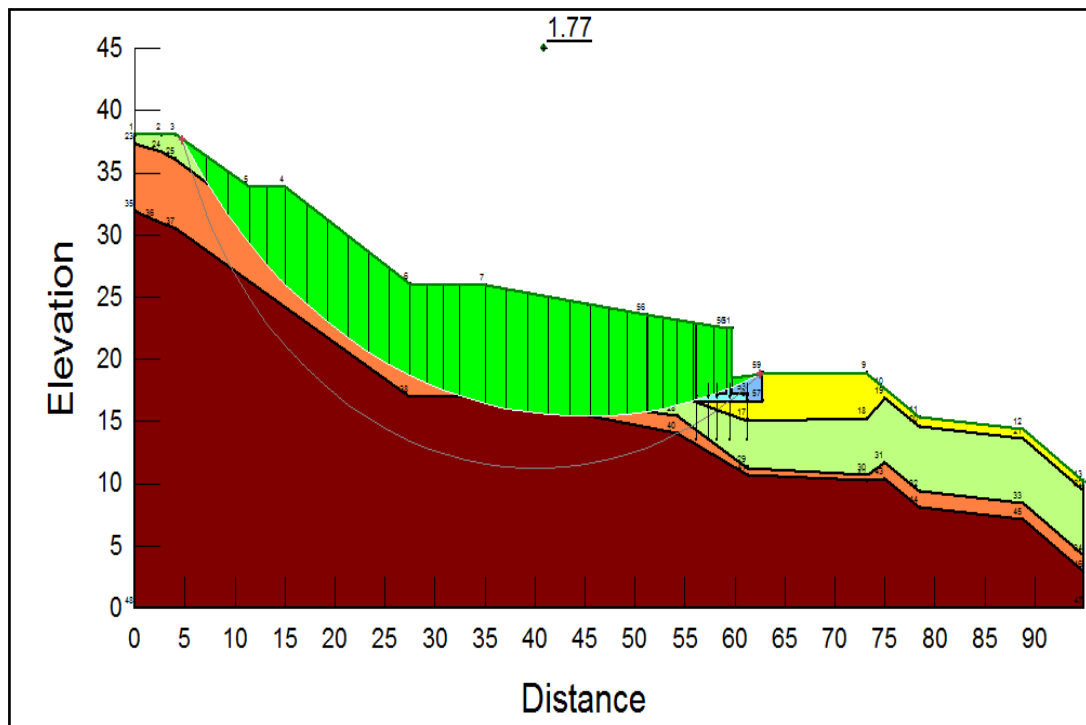


Figure N°75 : Talus analysé après la mise du mur en béton armé plus reprofilage.

Après le confortement par le mur en béton armé sur pieux plus un reprofilage pour diminuer la pente le coefficient de sécurité qui était égale à 0.91 ne devient 1.77, le gain est de 94%.

IV.3.Conclusion

Nous avons proposé plusieurs méthodes de confortement pour stabiliser la zone infectée par le glissement.

Après avoir testé les deux premières méthodes avec le reprofilage nous avons remarqué sur le plan technique que ces modes sont efficaces à des degrés plus au moins différents. vu l'ampleur de glissement et la profondeur de la couche du remblai qui est de 7 m ainsi ça mauvaise portance estimée par le laboratoire entre 0.8 à 1 bars selon la profondeur donc nous avons poché vers les fondations profondes pour dépasser cette couche et ancré notre fondation dans le bon sol.

Conclusion générale :

L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité l'étude de la stabilité et du confortement du glissement de terrain survenu au niveau de la route reliant entre Khelil et Ouandadja de la commune de Barbacha.

En ce qui concerne la méthodologie adoptée, on a analysé les mouvements de terrain, afin de localiser les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse est menée à l'aide d'un calcul numérique par le logiciel « Géo-Slope ». Elle a permis de localiser la surface de glissement critique.

A partir de cette analyse, trois modes de stabilisation ont été étudiés (gabionnage, mur de soutènement, mur de sur les mécro-pieux avec un reprofilage adopté pour les trois solutions) et chaque technique de confortement est associée à un coefficient de sécurité qui témoigne de son degré d'efficacité.

Il est à préciser que lors de l'étude de la stabilité et du confortement d'un glissement de terrain, ce qui compte le plus, c'est la connaissance des causes du glissement afin de pouvoir lutter efficacement contre elles. En outre, il est important de connaître la géologie, les caractéristiques géométriques et géotechniques du site étudié, les variations des niveaux d'eau, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir mener à bien l'analyse de la stabilité et enfin définir le meilleur moyen de confortement rationnel pour le cas étudié.

En outre, on rappelle que le choix final de la solution confortative devra être le fruit d'un compromis entre les trois aspects suivants :

- ◆ L'analyse des paramètres techniques du site.
- ◆ La connaissance et la maîtrise des techniques de stabilisation retenues.
- ◆ Les impératifs technico-économiques.

Enfin, le choix du confortement est porté sur mur sur microporeux vu l'ampleur de glissement et l'importance de cette axe pour les habitants de la région.

Références

Références bibliographiques :

[3]:Hubert,B,et Philipponnat, G, (2003). Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles.Paris.

[6] : Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après Campy M, Macaire J.J. 2003

[8] : Rapport de sol laboratoire soummam dossier N 02/EG/2012(douc

[11] : magistère en génie civil étude des glissement routières au nor de l'algerie 15 decembre201

[12]: monographies des Wilaya algériennes, monographies-Algérie. Blogspot.com

[13] : Obert, 1981, Leikine (1971)

[14]: HAMMADI .Y, « cartographie géotechnique des risques de Glissement(CRG) et desrisques d'inondation(CRI) de la ville de Bejaia » Thèse Magister, univ. A .MIRA.de Bejaia. 2011

[15]: Costet, J., et Sanglerat, G, (1981). Cours pratique de mécanique des sols Tome 1 – Plasticité et calcul des tassements. Ed. Dunod. Paris.

[16] : ZIAM.K , BOUKHEDICHE.A, «Étude d'un Glissement de Terrain sur EX RN01 et CW 51 AU PK 0+400 A Médéa(Ouazra) » Projet de Fin d'Études, Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics. 2010

[17]: Habib, P.(1997).Génie Géotechnique-Application de la mécanique des sols et des roches. Ed. Ellipses AUPELF/UREF. Paris.

[18]: FAER. Sites expérimentaux de remblais sur sols mous et suivi d'ouvrages réels. Fiche d'Action Elémentaire de recherche n°06.16.

[19]:Berga, A (2003). Eléments de Mécanique des Sols.

[20]:V.MERRIEN,D.AMITRANO ,J.P.PIGUET.(2003).Eléments de géotechnique .Ecole des Mines de nancy .

Références

[21]:Bouafia,A.(2000). mécanique des sols appliquée .institut de Génie Civil, Université de Blida .

[22]:CHETTAH, W « investigation des propriétés minéralogique et géomécaniques des terrains en mouvement dans la ville de Mila Nord-Est d'Algérie » Thèse Magister, univ HADJ LAKHDARBATNA, 2009.

[23]:Aoun, (2002).Problèmes géologiques et géotechniques dans le bassin de Mila : leur impact sur les ouvrages d'Art. Thèse magi. Univ. Tébessa.

[24]:HAMADOU N. « Risques liés aux mouvements de terrain dans le Tell_Constantinois : Cas du glissement de Douar Souadek (Zighoud Youcef) ». Mémoire de_Magister. Université de Batna.2011.

[25]: Dysli,M. .(1997).Géologie appliquée a l'ingénierie et a l'environnement ,mécanique des sols

Références Webographies :

[1]: www.fr.123rf.com.

[2]: www.observatoire-regionale-risques-pac.fr.

[4]:<https://www.google.dz/search?q=affaissement+a+alger+ben+aknoune>.

[5] : <http://ici.radio-canada.ca/nouvelle/800563/forages-saskatoon-affaissement-glissement-terrain-travaux>.

[7] : <https://www.slideshare.net/OussamaBouamra/analyse-et-modlisation-des-glissements-de-terrains-parc-dounya>.

[9] : www.memento de maire .fr.

[10] :www.memoironline.com.

[26] :<http://WWW.irma-grenoble.com/photos/diaporama-photototheque.php>.

Annexes

Annexe N°01

Essai lithologique.
Sondage N° : SC1.

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+N2)	ROD	Tubage	Type carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION
		25	50	75	100									
1.5	4.00												Remblais formé d'argile, schiste et bloc rocheux.	
3.0														
4.5	8.00												Argile schisteuse brunâtre à trace de marne verdâtre lâche.	
6.0														
7.5													Schiste argileux feuilleté, par fois graveleux, compacte brunâtre à grisâtre.	
9.0														
10.5	19.0												Schiste induré très dure (Ardoise) grisante à noirâtre.	
12.0														
13.5	22.0												Fin de sondage à une profondeur de 22,00m	
15.0														
16.5														
18.0														
19.5														
21.0														
22.5														
24.0														
25.5														



Annexe N°01

Essai lithologique.
Sondage N° : SC2.

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Type carotier	Etat	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION
		U	50	75	100									
1.5														Remblais des argiles, des schistes argileux, graviers, et des blocs rocheux de nature grès de grande dimension.
3.0														
4.5														
6.0	7.00													
7.5														Argile schisteuse brunâtre à verdâtre lâche et plastique.
9.0														
10.5														
12.0														
13.5														Roche dur de nature grès.
15.0	16.0													
16.5	17.0													Schiste argileuse feuilleté grisâtre très dense.
18.0														
19.5														
21.0														
22.5														Fin de sondage à une profondeur de 25,00 m
24.0	25.0													
25.5														



Annexe N°01

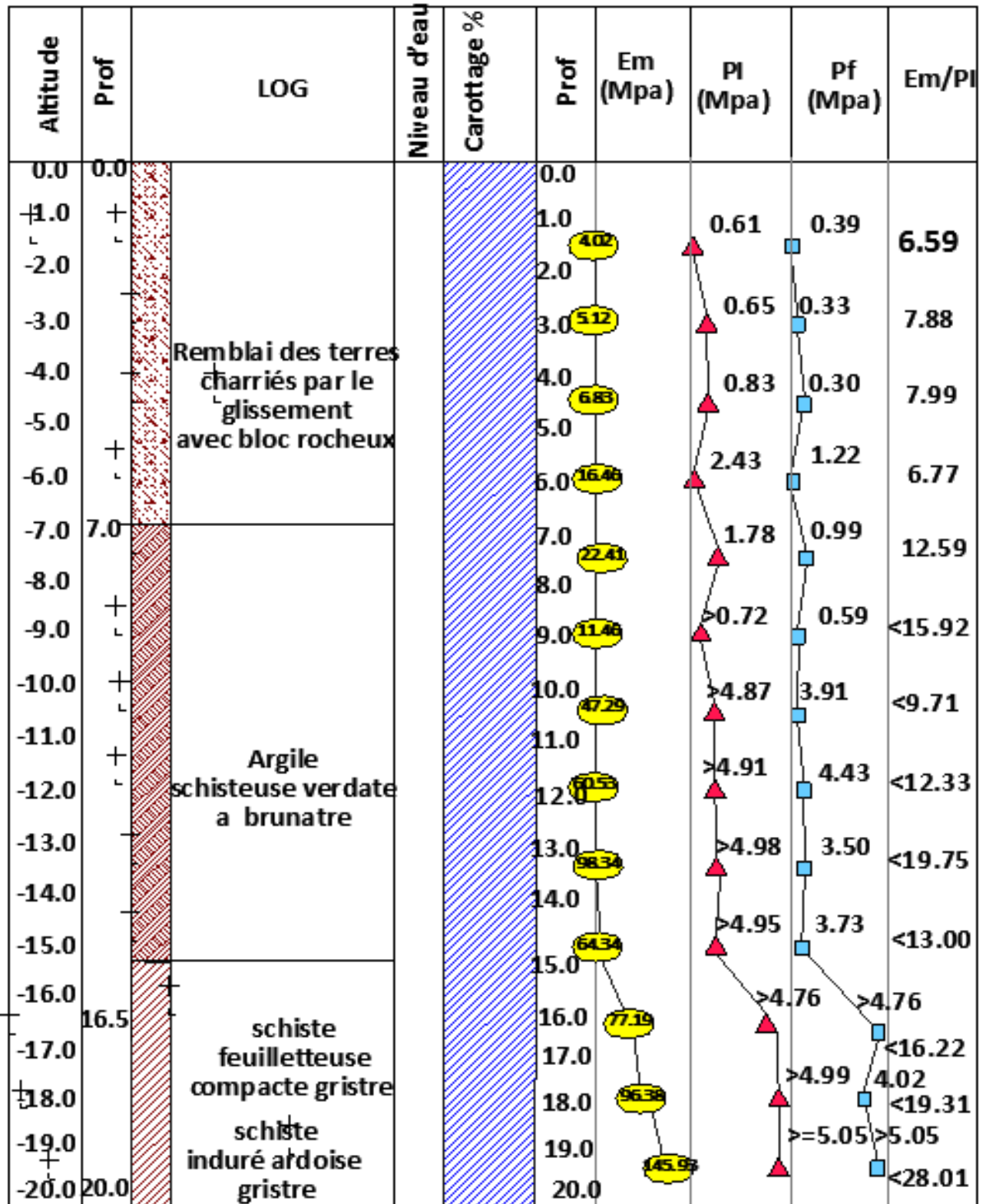
Essai lithologique.
Sondage N° : SC5.

Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Type carottier	Etat	profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		1.50									[Symbol]	Remblais des argiles, des schistes, graviers et blocs rocheux.	
											[Symbol]	Argile schisteuse, graveleuse, lâche de couleur brunâtre à passage des blocs rocheux.	
		12.0									[Symbol]	Roche dur de nature grès conglomératique.	
		14.5									[Symbol]	Fin de sondage à une profondeur de 14,50 m	



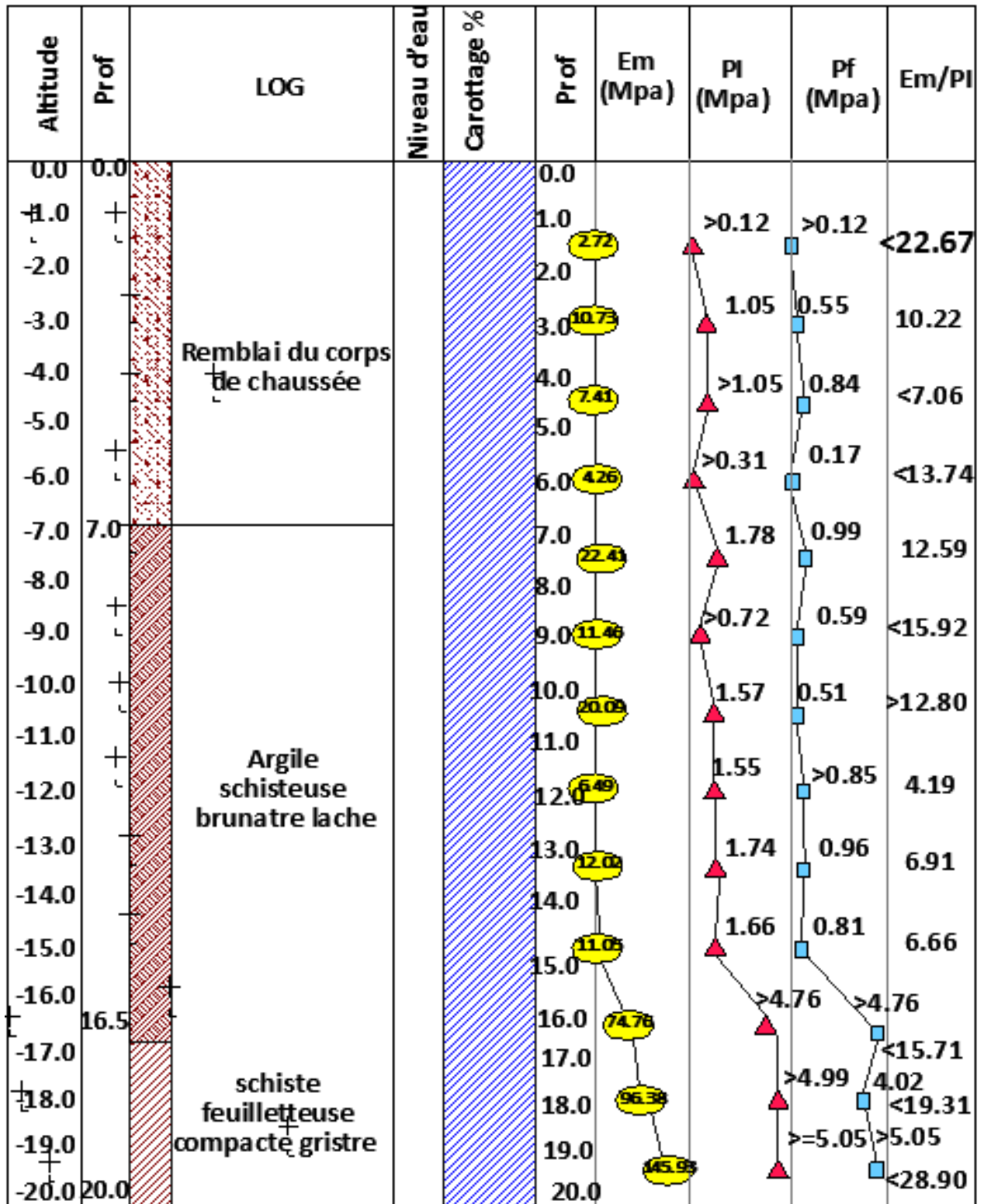
Annexe N°02

Essai préssiométrique.
Sondage N° : SP1.



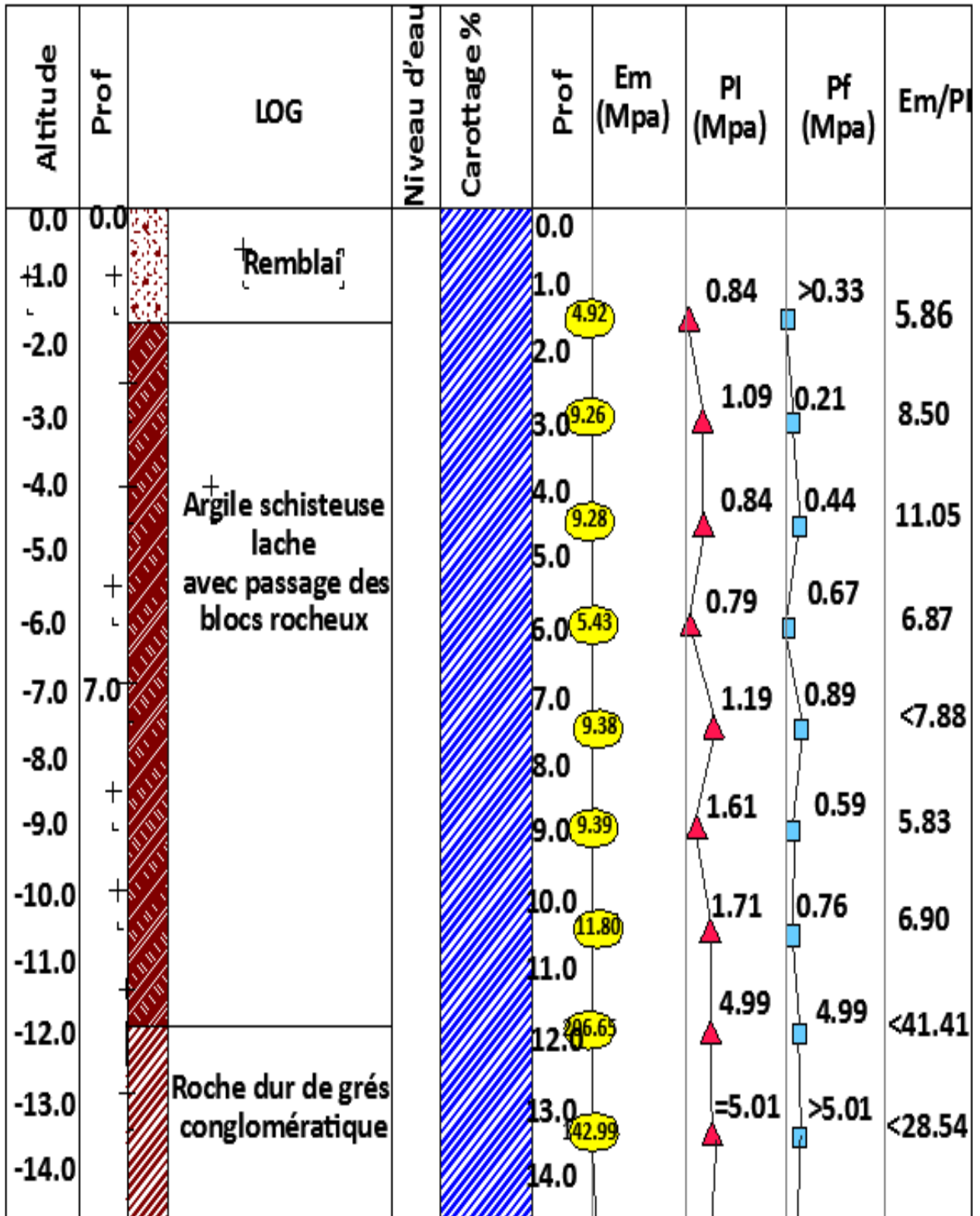
Annexe N°02

Essai préssiométrique .
Sondage N° : SP2.



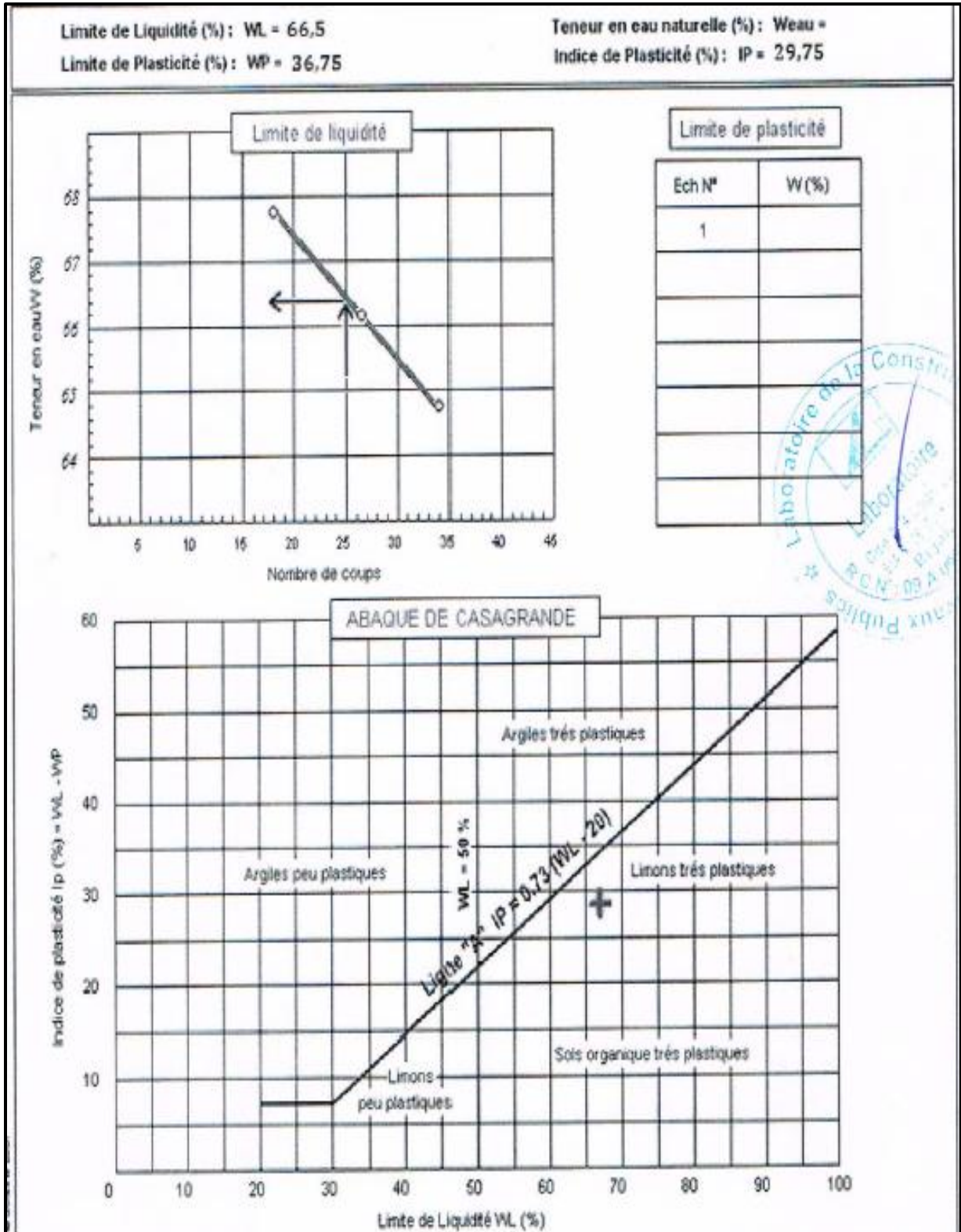
Annexe N°02

Essai préssiométrique .
Sondage N° : SP5.



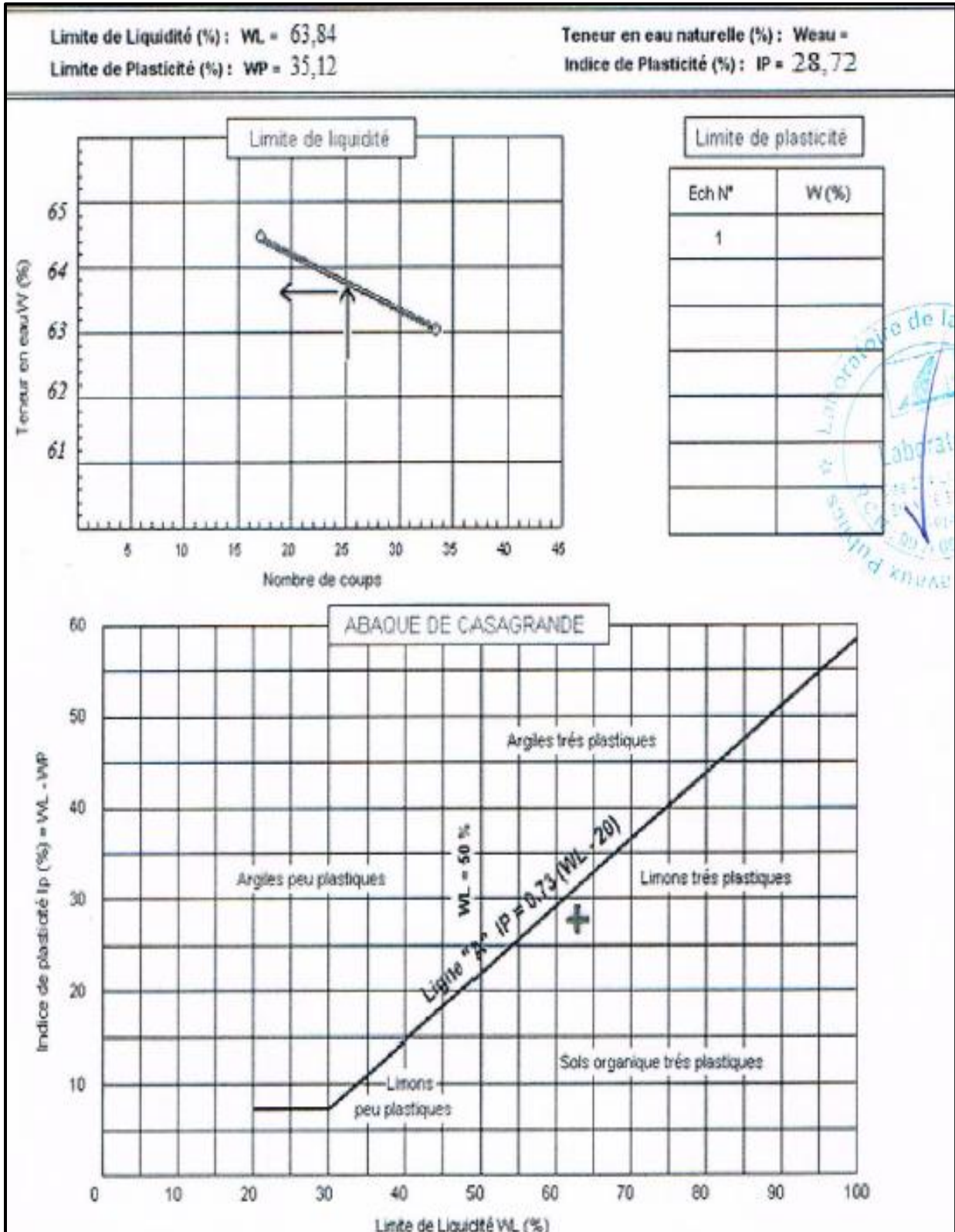
Annexe N°03

Essais d'identification
Sondage N° : 01.



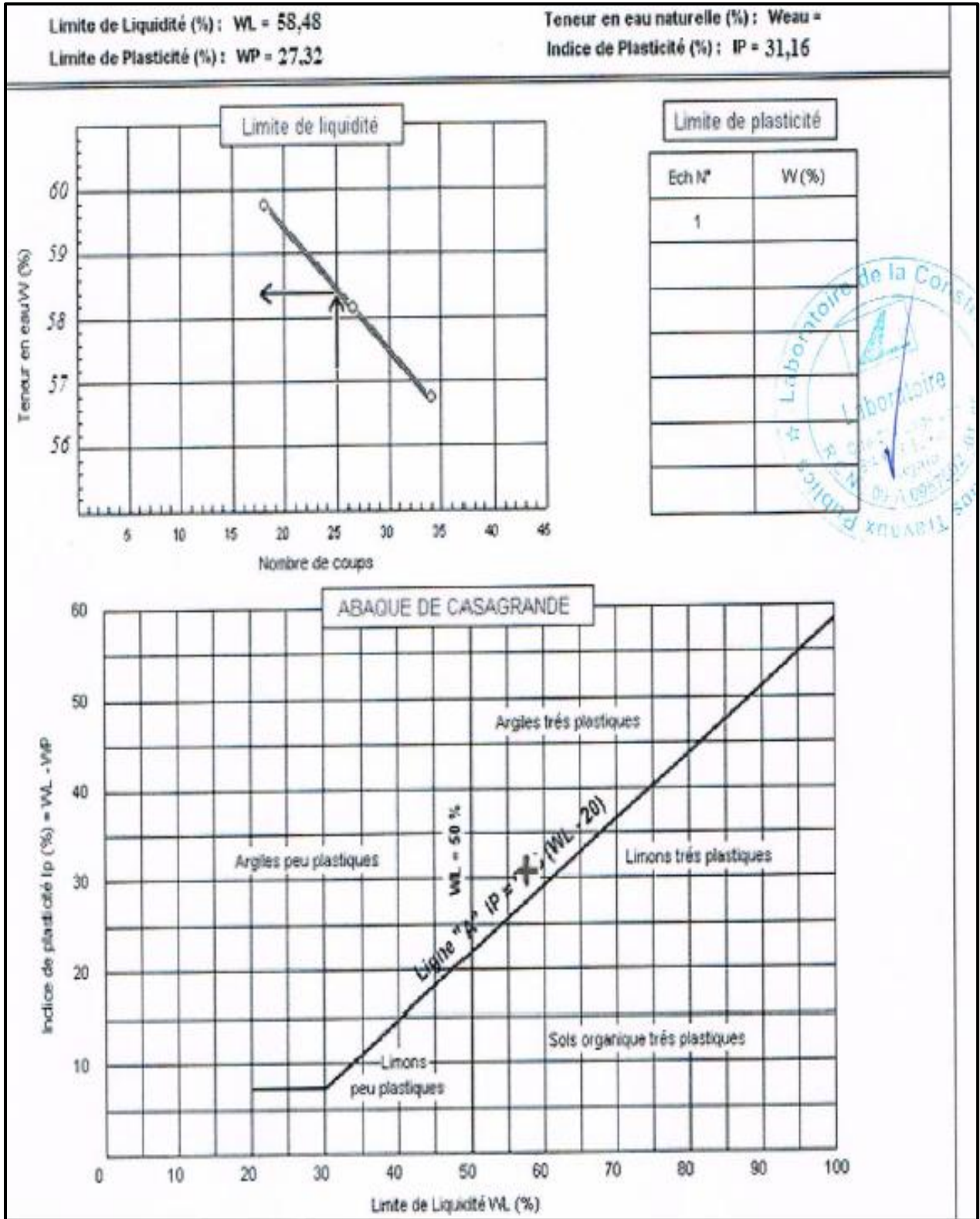
Annexe N°03

Essais d'identification
Sondage N° : 01.



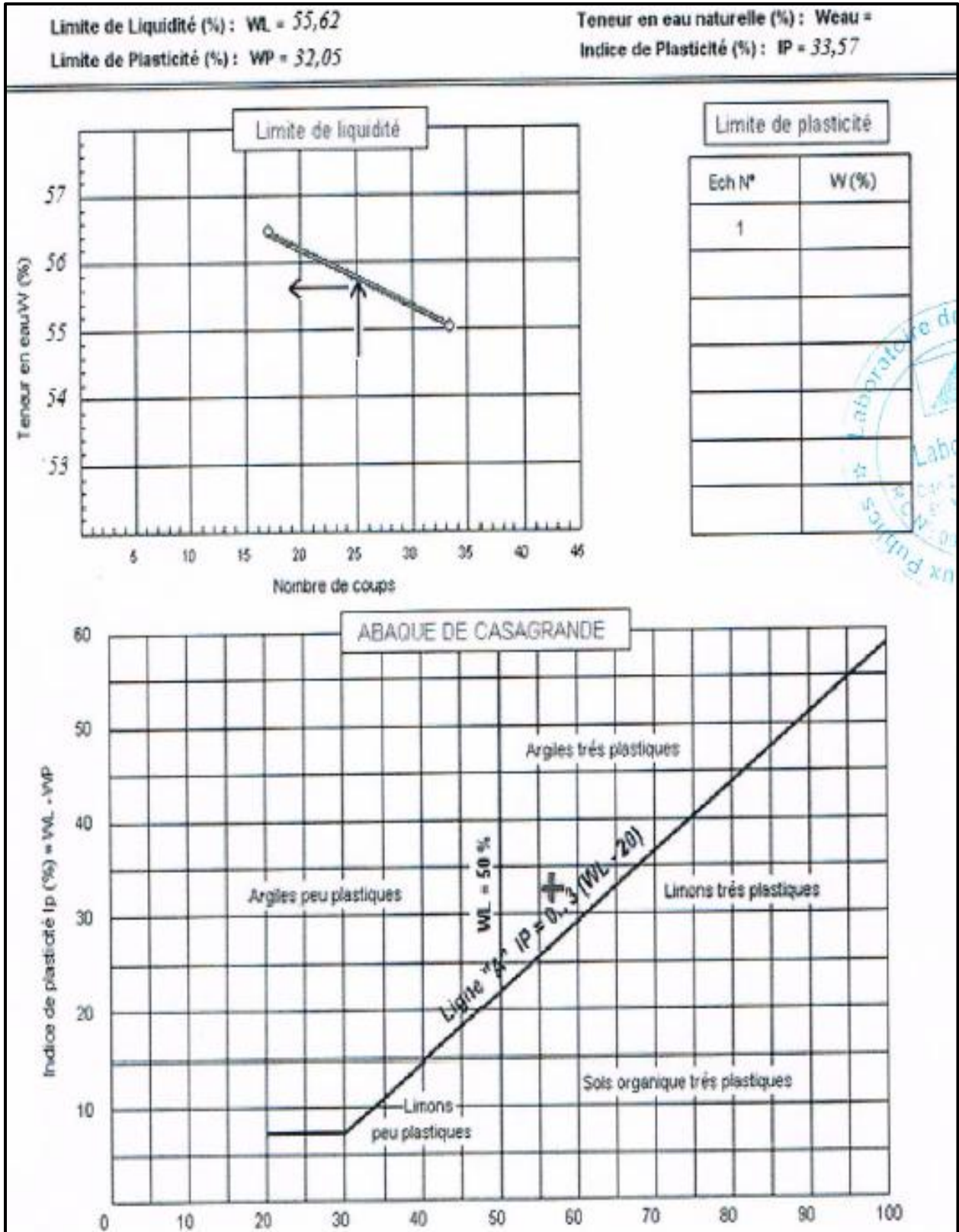
Annexe N°03

Essais d'identification
Sondage N° : 02.



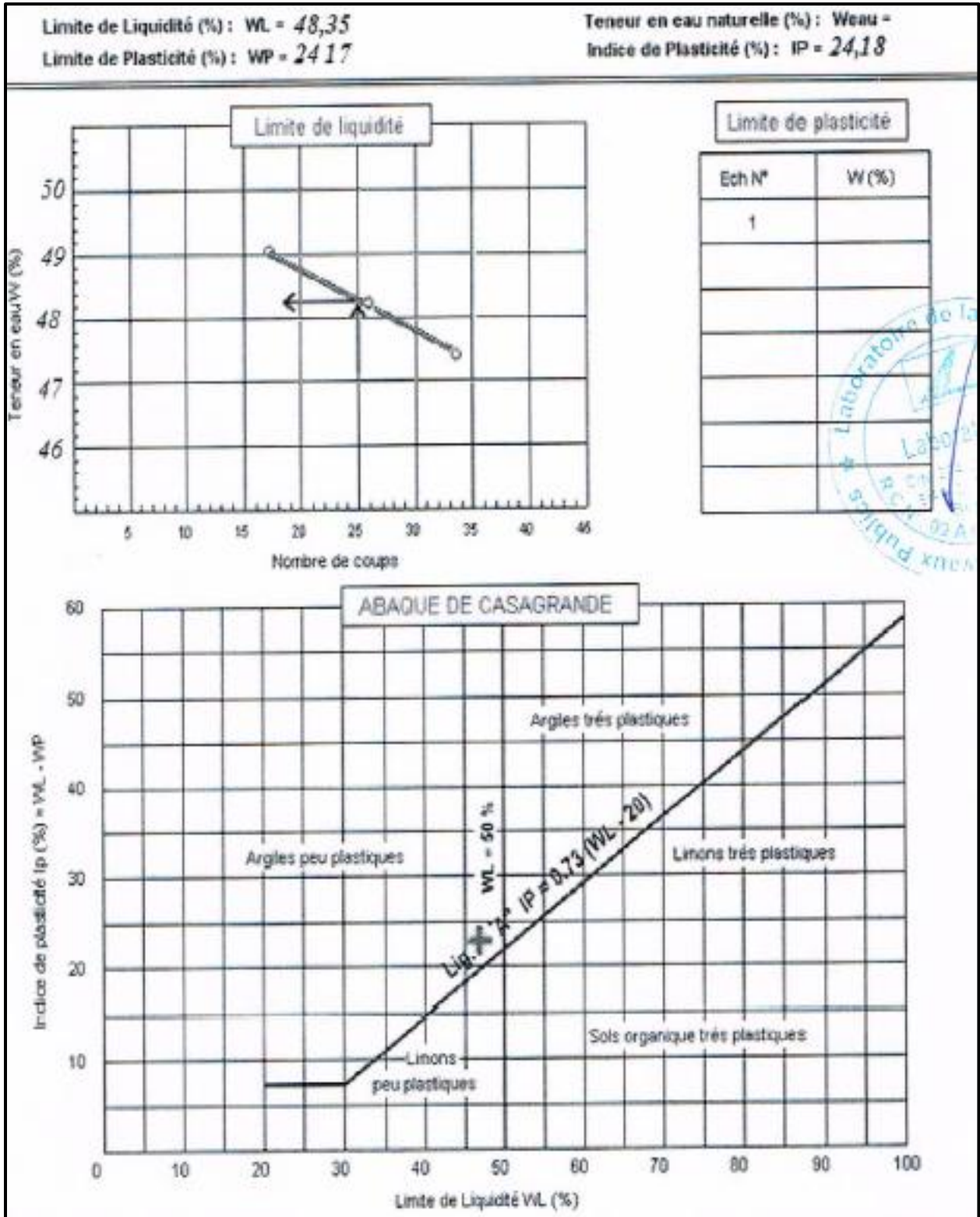
Annexe N°03

Essais d'identification
Sondage N° : 02.



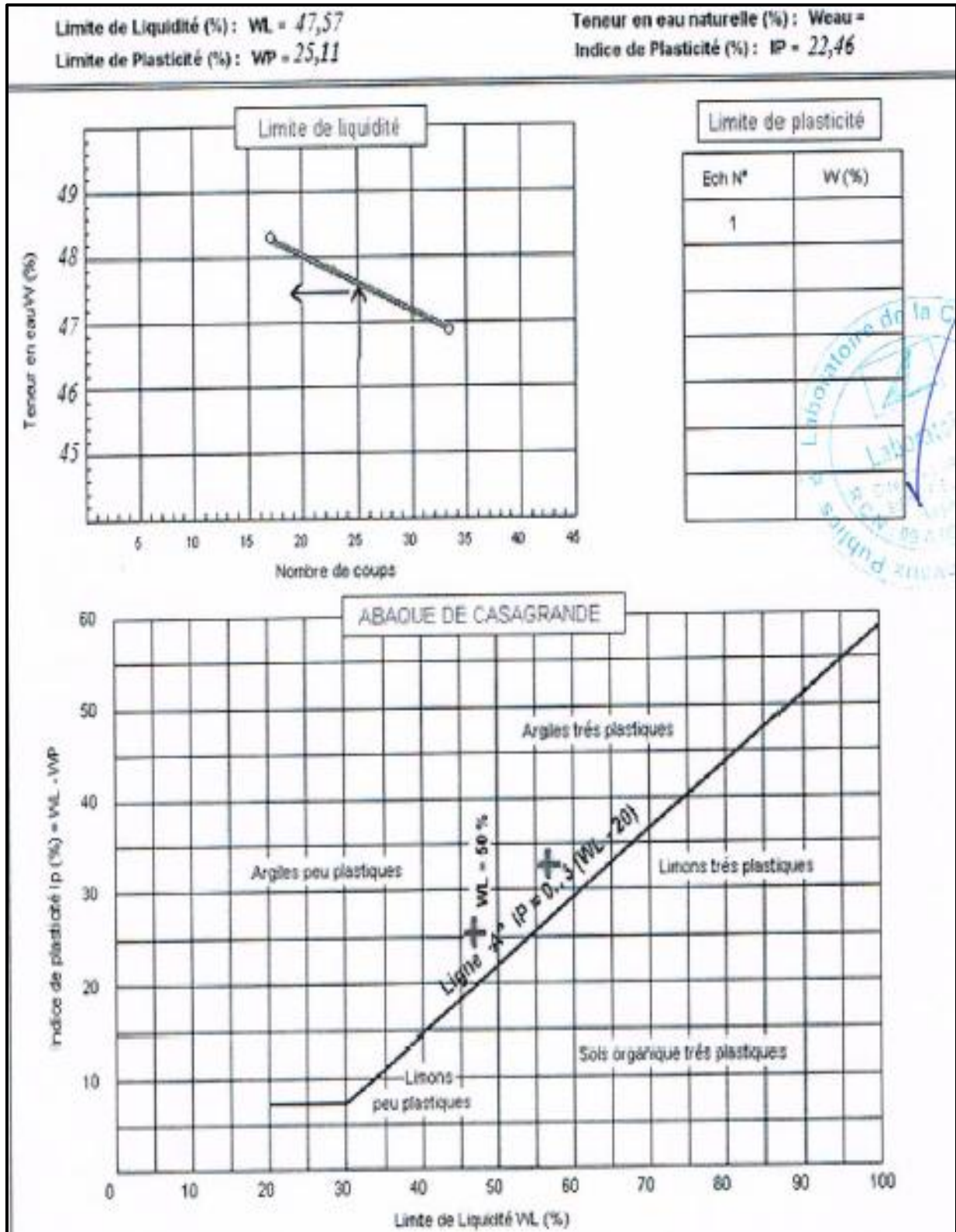
Annexe N°03

Essais d'identification
Sondage N° : 03.



Annexe N°03

Essais d'identification
Sondage N° : 03.



Résumé

Ce travail de recherche constitue l'étude de la stabilisation du phénomène du glissement de terrain localisée sur le chemin Khelil , dans les hauteurs de la commune de Barbacha wilaya de Bejaia .

Afin de mener à bien cette étude on a fait recours aux différentes notions liées au glissement de terrain, son origine ainsi que ses caractéristiques distinctes d'autres phénomènes de terrain.

Ensuite on a procédé à une étude analytique de ce glissement à travers le logiciel de calcul qui nommé « Géo-Slope » afin d'obtenir les résultats des surfaces de rupture et leurs coefficients de sécurité.

En finalité de ce travail on a opté à l'étude des différentes techniques de confortement qui présentent une solution pour la stabilité des terrains tout en faisant une étude comparative entre ces techniques afin de déceler la solution la plus performante.

Mots clés : Glissement de terrain ; Géo-Slope ; coefficient de sécurité.

Abstract

This research is the study of the stabilization of the phenomenon of the landslide located on the Khelil road, in the heights of the municipality of Barbacha wilaya of Bejaia.

In order to carry out this study, the different notions related to the landslide, its origin and its distinct features of other terrain phenomena have been used.

An analytical study of this slip was then carried out using the calculation software called "Geo-Slope" in order to obtain the results of the fracture surfaces and their safety coefficients. In this work, we have studied the different reinforcement techniques which present a solution for the stability of the terrains while making a comparative study between these techniques in order to detect the most efficient solution

Keywords: Landslide; Geo-Slope ; safety coefficient.