



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tebessi – Tébessa

معهد المناجم

Institut des mines

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

Département des mines et de la géotechnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

**Analyse de la stabilité d'un talus autoroutier "cas
PK 7+380-7+880 Khemis Miliana et Hanacha"**

Présenté et soutenu par

TAHAR KOUADRI Amine

BELHAMRA Said

Devant le jury :

	Grade	Etablissement
Président : Ali HAMDANE	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur : Dounia AMRANI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineurs : Faouzi MEBROUK	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2018-2019

Année universitaire : 2018-2019

Tébessa le :

Lettre de soutenabilité

Nom et prénom des étudiants :

1 : Tahar Kouadri Amine

2 : Belhamra Said

Niveau : Master 2

Option : Géotechnique

Thème: Analyse de la stabilité d'un talus autoroutier "cas PK 7+380-7+880 Khemis Miliana et Hanacha"

Nom et prénom de l'encadreur : Amrani Dounia

Chapitre réalisés	Signature de l'encadreur
Chapitre I : Généralité sur les glissements des terrains	
Chapitre II : Les méthodes de calculs la stabilité	
Chapitre III : Etude Géologique, hydrogéologique, géotechnique	
Chapitre IV : Calculs analytique de la stabilité de pente (Cas d'étude)	
Chapitre V : Calculs numérique de la stabilité de pente (Cas d'étude)	

Remerciément

*Je remercie en premier Dieu pour tout. le tout
puissant,
pour m'avoir donnée la force et la patience.
Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifié
Leur vie pour notre bien, mes soeurs et mes frères
Pour leurs soutiens.
J'adresse mes vifs remerciements à mon encadreur
Mme. Amrani. Dounia
Pour m'avoir constamment guidé tout long de ce projet et
pour ces
conseils précieux.
Je remercie également le président et les membres de
Jury d'avoir accepté d'examiner notre travail*

Amine & Said

Merci

Dédicaces

«Je dédie ce modeste travail :

*A mes chers parents ‘**Tahar**’ et ‘**Zineb**’, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs encouragements tout au long de mes études,*

*A mes chères sœurs ‘**Soltana, Saadia, Ghada**’ pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,*

*A mes chers frères, ‘**Aboubaker, Zakaria**’, pour leur soutien et leurs encouragements,*

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

*A mon binom **Said Belhamra***

*À tous les amis et mes Proches et à tous personne ayant contribué à ce travail De **près** ou de **loin**. »*

Tahar Kouadri Amine



DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- Mon très cher grand père.
- Ma très chère mère et mon très cher père.
- Ma sœur et mes frères.
- mes oncles et tantes.
- mon binôme et sa famille.
- tous mes amis.
- toute la section Géotechnique.

SAID



Résumé :

Les glissements de terrain sont des phénomènes très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères. Très répandu à la Wilaya de Ain- Defla ce phénomène peut engendrer beaucoup de dommage sur la Route entre L'échangeur RN18 Khemis miliana et l'échangeur Hanacha.

Ce travail a pour objectif de réaliser une étude de stabilité d'un phénomène de glissement.

On a débuté notre étude par des généralités sur les glissements des terrains en suite une analyse de la stabilité par les méthodes classiques et une analyse numérique de la pente avec code de calcul, PLAXIS .2D V8.2 dans le but et de déterminer le coefficient de sécurité dans différentes situations avec différents types de confortement.

Mots Clés : Glissement ; coefficient de sécurité, confortement, PLAXIS V8.2.

Summary:

Landslides are very dangerous phenomena that depend on several parameters and widespread in the Wilaya of Ain-Defla this phenomenon can cause a lot of damage on the RN18 exchanger Khemis miliana and the Hanacha exchanger.

This work aims to perform a stability study of a slip phenomenon. To that end, we began our study with generalities about landslides in following a stability analysis by conventional methods and numerical analysis of the slope with code from computer icons, PLAXIS.2D V8.2 to determine the safety factor in different situations with different types of reinforcement.

Keywords:

Landslides, safety factor, reinforcement, PLAXIS.V8.2

ملخص:

لانهيارات الأرضية هي ظاهرة خطيرة للغاية تعتمد على العديد من المعايير. هذه الظاهرة منتشرة على نطاق واسع في ولاية عين الدفلى ، ويمكن أن تسبب الكثير من الضرر على الطريق الوطني الرابط بين خميس مليانة و حناشة

و يهدف هذا العمل إلى تحقيق الدراسة الجيوتقنية لهذه الظاهرة. تحقيقا لهذه الغاية ، بدأنا دراستنا مع العموميات حول الشرائح الأرضية في أعقاب تحليل الاستقرار من خلال الطرق التقليدية و التحليل العددي مع رمز من رموز الكمبيوتر PLAXIS. V8.2 , لتحديد عامل الامان في حالات مختلفة مع أنواع مختلفة من التعزيزات

كلمات البحث:

التعزيزات, عامل السلامة, الأرضية, الانهيارات



Sommaire

	Page
Titre	
Table des matières	
Résumé	
Table des matières	
Liste des Figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	
Introduction générale	1
Chapitre I : Généralité sur les glissements des terrains	2
I .Introduction	2
I .2. Les mouvements des terrains	2
✓ Les mouvements lents	2
✓ Les mouvements rapides	2
I .3. Classification des mouvements des terrains	3
1) Les mouvements lents et continus	3
2) Les mouvements rapides et discontinus	4
I .3.1. Les mouvements lents et continus	4
a) Les affaissements	4
b) Les tassements	5
c) Le fluage des terrains	5
d) Les solifluxions	6
e) Les glissements de terrain	6
f) Les phénomènes de retrait et de gonflement	7
I .3.2. Les mouvements rapides et discontinus	8
a) Les effondrements	8
b) Les chutes de pierres ou de blocs	9

c) Les éboulements ou écroulements	9
d) Les laves torrentielles	10
e) Les coulées boueuses	10
I.4. Le processus du glissement de terrain	11
I.4.1. Caractérisation des glissements	11
1. Glissement plan	11
2. Glissement circulaire ou rotationnel	11
3. Glissement quelconque	12
I.4.2. La classification du glissement de terrain	12
a) Glissement superficiel	13
b) Glissement profond	13
I.5. Causes des glissements de terrain	13
➤ Les facteurs permanents	14
➤ Les facteurs dynamiques et déclenchant	14
I.5.1. Les facteurs permanents	14
a. La géologie et géomorphologie	14
b. La pente	14
c. La couverture végétale	14
I.5.2. Les facteurs dynamiques et de déclenchement	15
a. Le climat	15
b. L'action anthropique	15
c. Le séisme	15
I.6. Exemples réels des glissements des terrains	15
I.6.1. Glissements de terrain survenus en Algérie	15

a) Le glissement de Constantine	15
b) Le glissement de Bejaia	16
I.6.2. Glissements de terrain survenus dans le monde	17
a) Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France	18
b) Glissement Au sud du Mexique	18
I.7. Conclusion	19
Chapitre II : Les méthodes de calcules la stabilité	20
II .1 Introduction	20
II.2 Notion de coefficient de sécurité	20
II.3 Études de la stabilité des pentes	22
II.3.1 Méthodes Analytiques	22
➤ Cas des ruptures planes	22
➤ Cas des ruptures circulaires	23
1) La méthode de Fellenius	24
2) La méthode de Bishop	24
➤ Cas des ruptures quelconques	24
❖ Les méthodes de calcules incluent	24
II.3.1.1 Méthodes à l'équilibre limite	25
II .3.1.1.1Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite	25
➤ Pour une tranche	27
• En projetant verticalement toutes les forces	27
• En projetant horizontalement toutes les forces	27
➤ Equilibre global des moments	28
➤ Equilibre global des forces	28

II.3.1.2 Méthode de Fellenius [1927]	29
➤ Hypothèses	29
II.3.1.3 Méthode simplifiée de BISHOP [1955]	29
➤ Hypothèses	29
II.3.1.4 Méthode simplifiée de JANBU [1956]	31
➤ Hypothèses	31
II.3.1.5 Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970]	31
➤ Hypothèses	31
II .3.1.6 :Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]	32
➤ Hypothèses	32
II.3.1.7 : Méthodes globales	33
➤ Les hypothèses utilisées	33
II .3.1.8 : Methode de l'analyse limite	33
• Pente sans renforcements « cas défavorable »	34
II.3.2 : Méthodes Numériques	34
II.3.2.1 : La méthode basée sur les éléments finis	35
II.3.2.2 : La méthode basée sur les différences finies	35
II.4 : Choix de La méthode	36
II.5: Conclusion	36
Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique	37
III.1. Introduction	37
III.2. Situation géographique de point de glissement	37
III.3. Limites géographique de Djendel	38
III.4. Présentation du point « PK7 Djendel»	38

III.5. La géologie générale	39
➤ Le Miocène	39
III.6. La géologie locale (site de Djendel)	39
➤ Le Quartenaire	40
➤ Le Miocène	40
➤ Le Plio-Quartenaire	41
III.7. L'hydrologique et l'hydrogéologique	42
III.7.1 Eaux superficielles	44
➤ La première des zones	44
➤ La deuxième des zones	44
III.7.2. Eaux souterraines	44
III.7.3. Réservoir Alluvial	45
➤ Aquifère du Miocène	47
III.8. Climat	47
III.8.1. La pluviométrie	48
III.9 Sismicité	48
III.10. Reconnaissance géotechnique du site d'étude	51
III.10.1. Les sondages carottés	52
III.10.2. Essais d'identifications au laboratoire	53
❖ Essais d'identification physiques	53
➤ La teneur en eau naturelle W	53
➤ Analyse granulométrique	53
➤ Limites d'Atterberg	55
➤ Indices de plasticité et de Consistance	56

• L'indice de plasticité I_p	56
• Indice de consistance I_c	56
❖ Essais d'identification mécanique	58
➤ Essai triaxiale	58
III.10.3. Les essais in situ	59
❖ Essai de pénétration standard (SPT)	59
III.10.4. Classification des soles	59
❖ La classification L.C.P	59
➤ Les Sols grenus	60
➤ Sols fins	60
❖ Classification selon les règles parasismiques Algérienne RPA 1999 versions 2003	61
➤ Par les essais mécaniques	61
➤ Par les essais in situ	61
III.11. Conclusion	62
Chapitre IV : Méthodes analytique	63
IV. Méthodes analytique	63
IV.1. Calcul par la méthode de Fellenius	63
IV.1.1. A court terme: La pente est 26°	63
➤ Pour un sol sec	63
➤ Pour un sol saturé	64
VI.1.2 Calcul à long terme	65
➤ Pour un sol sec	65
➤ Pour un sol saturé	66
IV.2. Calcul par la méthode de Bishop	66

IV.2.1. A court terme	66
➤ Pour un sol sec	67
➤ Pour un sol saturé	67
IV.2.2.A long terme	68
➤ Pour un sol sec	68
➤ Pour un sol saturé	68
IV.3. Conclusion	69
Chapitre V : Modélisation numérique du glissement de terrain	71
V.1. Introduction	71
V.2.Présentation du logiciel PLAXIS	71
V.3. Le code PLAXIS	72
V.4. Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS	76
V.4.1 Définition des données	76
V.4.2 La géométrie de modèle	76
V.4.3 Les conditions aux limites	77
V.4.4 Caractéristiques des matériaux	77
V.4.5 Génération du Maillage	78
V.4.6 Conditions initiales	78
a. Conditions hydrauliques	78
b. Contraintes initiales	79
V.4.7 Procédure de calcul	79
V.4.8 Les résultats de la modélisation	80
➤ À long terme (La pente est 26°)	80
✓ Dans le cas d'un sol sec	80

✓ La valeur de coefficient de sécurité FS	81
➤ Dans le cas de sol saturé	81
• Les déformations de cisaillement	82
V.4.9 Les résultats de la modélisation	83
➤ A cours terme	83
✓ Dans le cas d'un sol sec	83
✓ La valeur de coefficient de sécurité FS	84
➤ Dans le cas de sol saturé	84
• Les déformations de cisaillement	85
V.4.10 Mise en place d'un système de conformement	87
❖ Renforcement par des ancrages	87
➤ Les résultats de la déformer des éléments	87
➤ Les résultats des déplacements horizontaux	89
❖ Renforcement par des pieux et géotextile	89
➤ Les résultats de la déformer des éléments	89
➤ Les résultats des déplacements horizontaux	90
V.5 Conclusion	91
Conclusions générales	92

Titre	Page
LISTES DES FIGURES	
Figure I.1 : Mouvements de terrain	3
Figure I.2 : Les affaissements	5
Figure I.3 : Tassement de Mexico	5
Figure I.4 : Schéma de fluage	6
Figure I.5 : Schéma de la solifluxion	6
Figure I.6 : Glissement de terrain	7
Figure I.7 : Les phénomènes de retrait et de gonflement	8
Figure I.8 : Effondrement	8
Figure I.9 : Chute de pierres	9
Figure I.10 : Éboulement ou écoulement	9
Figure I.11 : Laves torrentielles	10
Figure I.12 : Coulée boueuse	10
Figure I.13 : Différents types de ruptures circulaires	11
Figure I.14 : Les types de glissements de terrain	12
Figure I.15 : Principaux sites de glissements à Constantine Ville	16
Figure I.16 : Route affecté par le glissement	17
Figure I.17 : Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France	18
Figure I.18 : Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz	19
Figure II.1: État des contraintes le long de la courbe de rupture	21
Figure II.2: Surface de rupture potentielle	22
Figure II.3: Schéma type d'une rupture plane	23
Figure II.4: Schéma type d'une rupture circulaire	23
Figure II.5: Exemple d'une rupture circulaire	26
Figure II.6: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius	29

Figure II.7 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée	30
Figure II.8: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée	32
Figure II.9: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer	33
Figure III.1: Présentation générale de la zone d'étude.	37
Figure III.2 : Image satellitaire de la zone d'étude.	38
Figure III.3 : Coupe géologique à travers le bassin du Haut Chelif	39
Figure III.4 : Affleurements de grès du Miocène au niveau de l'autoroute Est-Ouest	41
Figure III.5 : Coupe géologique nord-ouest – sud-est, au travers du massif du Gountas.	41
Figure III.6 : Situation des sources.	42
Figure III.7 : Une Source séchée (Sidi Abed).	43
Figure III.8 : Stagnation des eaux.	43
Figure III.9 : Carte des aquifères de la zone centre ouest Algérie	45
Figure III.10 : Carte piézométrique du haut Chelif en avril 2005 avec le tracé de la 4ème rocade.	46
Figure III.11: Colonne stratigraphique du bassin du Chelif.	46
Figure III.12 : Profil de variation des précipitations mensuelle 2016.	48
Figure III.13 Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99.	51
Figure III.14 : Sondage.	52
Figure III.15 : Le tamisage.	54
Figure III.16 : Limites d'Atterberg.	55
Figure III.17 : Schématisation de l'essai de triaxial.	58

Figure III.18: L'abaque de Casagrande.	61
Figure.IV.1 : discrétisation par tranche de la pente	63
Figure V.1: Définition du module d'Young E.	74
Figure V.2: Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élasto-plastiques type Mohr-Coulomb	75
Figure V.3 : La géométrie de modèle.	77
Figure V.4 : Le maillage du modèle.	78
Figure V.5 : Les conditions hydrauliques et la distribution des contraintes effectives.	78
Figure V.6: La distribution des contraintes totales.	79
Figure V.7 : Les procédures de calculs.	80
Figure V.8 : Les déformations de cisaillement	81
Figure V.9 : La valeur de FS	81
Figure V.10 : Les mailles déformées	82
Figure V.11 : Les déformations de cisaillement	82
Figure V.12 : La valeur de FS.	83
Figure V.13 : Les déformations de cisaillement.	84
Figure V.14 : La valeur de FS.	84
Figure V.15 : Les mailles déformées	85
Figure V.16 : Les déformations de cisaillement	85
Figure V.17 : La valeur de FS	86
Figure V.18 : La géométrie de modèle	87
Figure V.19: La déformer pour la 1ère variante.	87
Figure V.20: La déformer pour la 1ère variante.	88

Figure V.21 : Les coefficients de sécurités.	88
Figure V.22: La géométrie de modèle	89
Figure V.23: Les mailles déformées	89
Figure V.24: Les déformations pour la 1ère variante	90
Figure V.25 : Les coefficients de sécurités.	90

Titre	Page
LISTE DES TABLEAUX	
Tableau I.1. Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (Office fédéral de L'environnement Division Prévention des dangers ; 2009)	12
Tableau I.2. Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement)	13
Tableau III.1 : Températures moyennes mensuelles de l'air	47
Tableau III.2: Les principaux séismes survenus depuis 1673 à 1989.	49
Tableau III.3 : Coefficient d'accélération (A).	51
Tableau III.4 : Lithologie des sondages carottés.	53
Tableau III.5 : Classification d'un sol selon l'indice de plasticité Ip.	56
Tableau III.6: Etat du sol en fonction de l'indice de consistance.	56
Tableau III.7: Caractéristiques géotechniques des couches de sols.	57
Tableau III.8 : Résultat des Essais mécaniques.	59
Tableau III.9: Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° BH-42	59
Tableau III.10 : La classification des sols grenus.	60
Tableau IV.1: les résultats de calcul par la méthode de Fellenuis	64
Tableau IV.2: les résultats de calcul par la méthode de Fellenuis	64
Tableau IV.3: les résultats de calcul par la méthode de Fellenuis	65
Tableau IV.4: les résultats de calcul par la méthode de Fellenuis	66
Tableau IV.5 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop	67
Tableau IV.6: les résultats de calcul par la méthode de Bisho	67
Tableau IV.7: les résultats de calcul par la méthode de Bishop	68
Tableau IV.8 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop	68
Tableau IV.9 : résultats de calcul par la méthode de Fellenuis	69
Tableau IV.10 : résultats de calcul par la méthode de Bishop	69
Tableaux V.1: Les caractéristiques des sols.	77



***Introduction
générale***

Introduction générale

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment durant les constructions des ouvrages routiers. En outre, certaines pentes naturelles sont devenues instables, provoquant des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme....) où est la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation.


Ce travail est basé sur l'étude de la stabilité d'une pente (par différentes approches à savoir analytiques et numériques) de la zone PK 7+380-7+880 situé a Djendel wilaya de Ain-defla ou le versant naturel se trouve dans un état critique marqué par des dégradations observées et de proposées les méthodes et les moyens les plus adéquats de conformément.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en cinq chapitres :

- ✓ Le premier chapitre présente des généralités sur les mouvements de terrain ses types et les causes qui peuvent engendrées l'instabilité d'un versant, avec quelques exemples à travers le monde en générale et en Algérie en particulier.
- ✓ Dans le deuxième chapitre, nous présentons les méthodes classiques d'étude de stabilités avec quelques notions sur le coefficient de sécurité FS.
- ✓ Le troisième chapitre est consacré à l'étude géologique régionale et locale, présentation hydrogéologique et hydrologique afin de cerner l'eau et ses origines, une reconnaissance géotechnique détaillée du site in-situ et au laboratoire et l'analyse des résultats obtenus.
- ✓ Dans le quatrième, une application numérique en utilisant les deux fameuses méthodes classiques de Bishop et Fellenius.
- ✓ Dans le cinquième chapitre on a introduire une approche nous permettant de donner un modèle de ce glissement en utilisant la méthode des éléments finis par le code PALXIS, afin de comparer les résultats :
 - De calcul manuel au calcul par logiciel.
 - De proposer des solutions de confortement.
 - De choisir la solution la plus adéquate.

Finalement, une conclusion générale est présentée avec les recommandations.

Introduction générale



Chapitre I
Généralités sur
les glissements
des terrains

I.1. Introduction

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande masse qui pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions.

Ces mouvements résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils provoquent mondialement la mort de 800 à 1 000 personnes par an, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers.

L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types de mouvement de terrain (les écoulements, les coulées, le fluage et les glissements) selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principaux facteurs qui peuvent mobiliser ces glissements et de citer en dernier lieu des différentes cas de glissement observés au monde et on Algérie.

I.2. Les mouvements des terrains :

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

✓ **Les mouvements lents:** Entraîne une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

✓ **Les mouvements rapides:** Se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau. [1]



Figure I.1 : Mouvements de terrain [2].

I.3. Classification des mouvements des terrains:

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années.

Chaque auteur selon sa formation et sa nationalité propose une classification en se basant sur des critères tels que :

- ✓ La nature de la roche ;
- ✓ La cinématique du mouvement ;
- ✓ La vitesse du mouvement ;
- ✓ La morphologie et le type de surface de rupture ;
- ✓ La cause de la rupture ;
- ✓ L'âge de la rupture.

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements :

1) Les mouvements lents et continus :

- a) Les affaissements ;
- b) Les tassements ;
- c) Le fluage du terrain ;
- d) Les solifluxions ;

- e) Les glissements de terrain ;
- f) Les phénomènes de retrait et de gonflement.

2) Les mouvements rapides et discontinus :

- a) Les effondrements ;
- b) Les chutes de pierres ou de blocs ;
- c) Les éboulements ou écroulements ;
- d) Les laves torrentielles ;
- e) Les coulées boueuses.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

- ✓ Les mouvements lents ;
- ✓ Les mouvements rapides.

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme, leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes, les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public.

I .3.1. Les mouvements lents et continus :

Ce sont de mouvements pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

a) Les affaissements :

Évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amortie par le comportement souple des terrains superficiels. Ces cavités peuvent être :

- ✓ Des vides naturels par dissolution des roches solubles, calcaires, gypses.
- ✓ Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- ✓ Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon). [3]

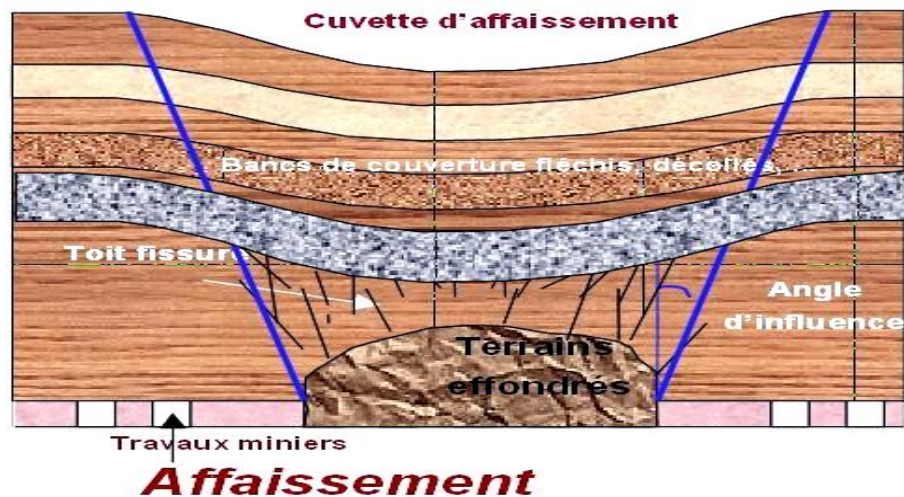


Figure I .2 : Les affaissements [4].

b) Les tassements :

Diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

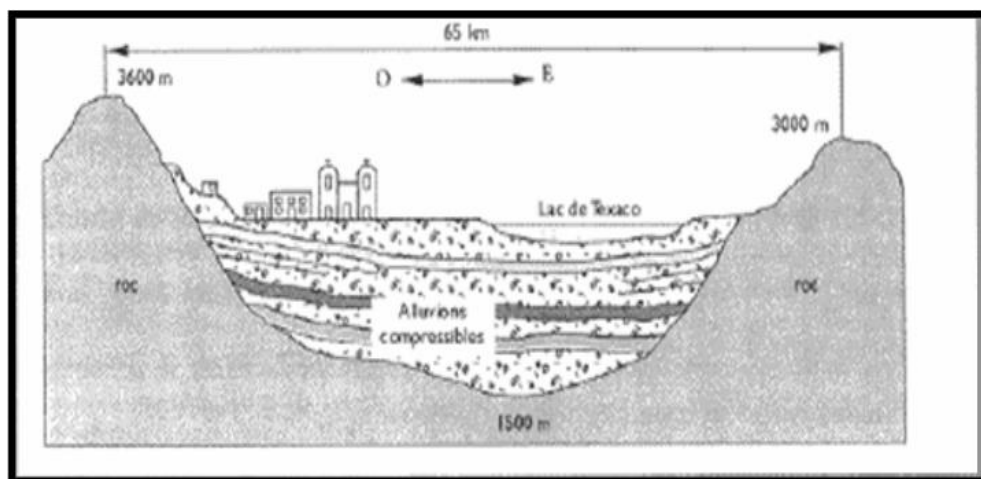


Figure I .3 : Tassement de Mexico [5].

c) Le fluage des terrains :

Ce sont des mouvements lents, de faible amplitude, qui se développent dans une zone dont les contours sont généralement difficiles à définir, tant en extension qu'en profondeur.



Figure I .4 : Schéma de fluage [6]

d) Les solifluxions :

C'est un cas particulier de fluage, c'est un phénomène superficiel provoqué par les variations de volumes au cours des saisons. La solifluxion se repère par la présence d'ondulation dans le sol et inclinaison des arbres.

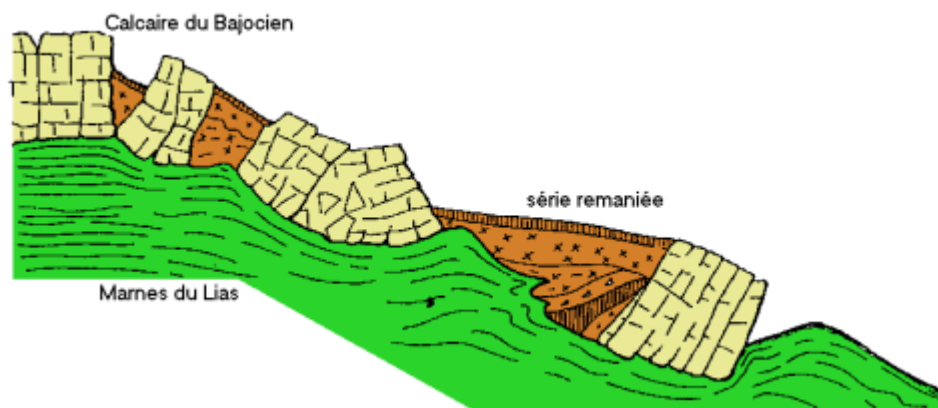


Figure I .5 : Schéma de la solifluxion [6].

e) Les glissements de terrain :

Le glissement de terrain est un phénomène géologique qui correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture. Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids excède la résistance du sol le long de la surface de rupture.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- ✓ Glissement plan ;
- ✓ Glissement rotationnels (Circulaire) ;
- ✓ Glissement rotationnels (complexes).

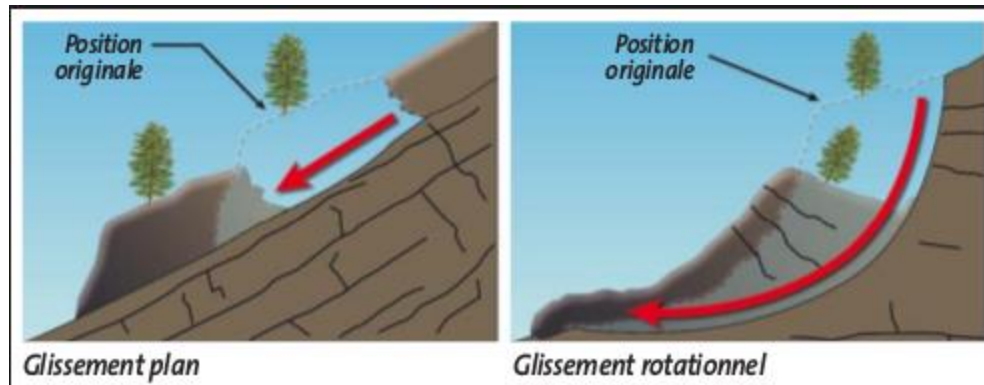


Figure I .6 : Glissement de terrain [7].

f) Les phénomènes de retrait et de gonflement :

Le phénomène de retrait et de gonflement des argiles constitue une source assez importante de détériorations sur l'habitat individuel. La présence d'argile dans un sol constitue un risque puisque la particularité de cette matière réside dans sa capacité de variation de volume selon sa teneur en eau. Autrement dit, en période de sécheresse, l'argile aura tendance à se rétracter plus ou moins fortement selon l'ampleur de la sécheresse. Dans ce cas-ci un phénomène de retrait sera constaté et peut aboutir sur plusieurs types de désordres : fissuration de la structure, décollements, ruptures de canalisation. À l'inverse, en cas de période de forte humidité, l'argile va se saturer en eau et ainsi augmenter en volume, Cela va avoir pour effet de gonfler les sols. Les conséquences de ce phénomène peuvent être lourdes : fissuration de la structure, décollements des dallages, ruptures de canalisation, effondrement.

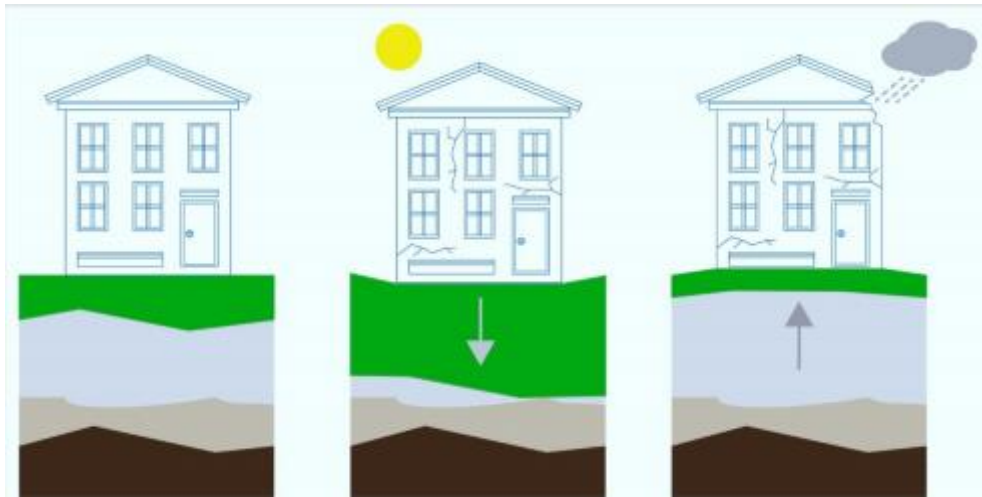


Figure I.7 : Les phénomènes de retrait et de gonflement [8].

I.3.2. Les mouvements rapides et discontinus :

Les mouvements rapides peuvent être divisés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

✓ Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

a) **Les effondrements** : L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire.



Figure I.8 : Effondrement [9].

b) Les chutes de pierres ou de blocs :

Provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.

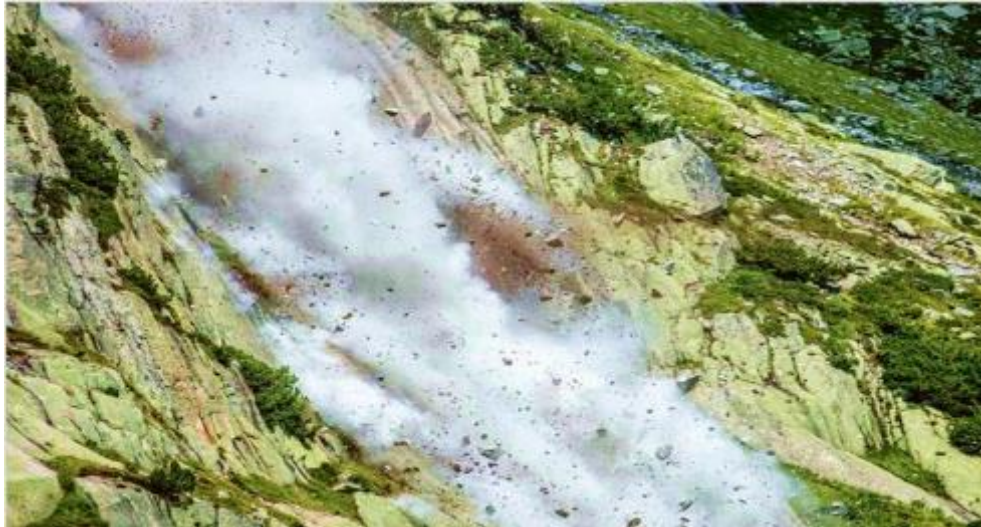


Figure I .9 : Chute de pierres [10]

c) Les éboulements ou écroulements :

Ce sont des chutes libres de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très fort, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement.



Figure I .10 : Éboulement ou écroulement [11].

✓ Le second groupe (propagation en état remanié) comprend:

d) Les laves torrentielles :

Qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne.



Figure I .11 : Laves torrentielles [12].

e) Les coulées boueuses :

Qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements.



Figure I .12 : Coulée boueuse [13].

I.4. Le processus du glissement de terrain :

I.4.1. Caractérisation des glissements :

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

1. Glissement plan :

Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

2. Glissement circulaire ou rotationnel :

Lors d'un glissement circulaire, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type circulaire sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.

Différentes formes de glissements rotationnels :

La (Figure I .13) présente les trois types de rupture circulaire affectant les talus routiers (cercle de talus, cercle de pied et cercle profond).

Les cercles de pied sont les plus courants, les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied et du talus est de mauvaise qualité.

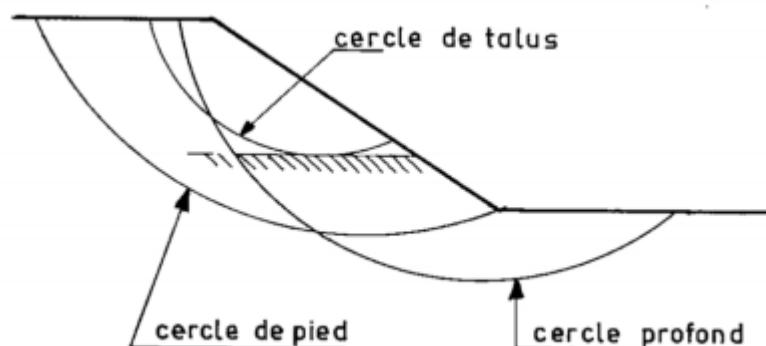


Figure I .13 : Différents types de ruptures circulaires.

3. Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

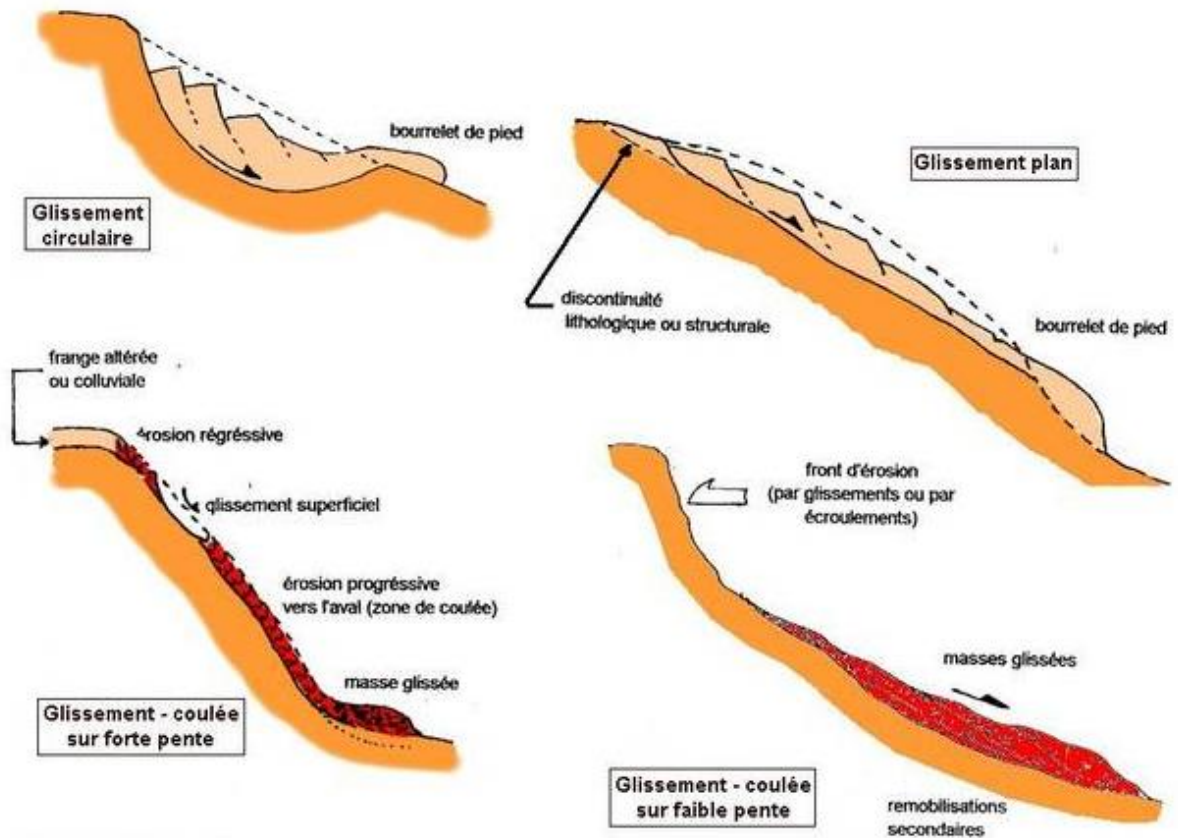


Figure I.14 : Les types de glissements de terrain [14].

I.4.2. La classification du glissement de terrain :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement [15].

Tableau I.1. Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (Office fédéral de L'environnement Division Prévention des dangers ; 2009) [15]

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0-2m
Semi-profonde	2-10m
Profonde	10-30m
Très profonde	10-30m

Tableau I .2. Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) [15]

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

a) Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface, la profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple) Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moments entrer dans une phase rapide (rupture soudaine). [16]

b) Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance. [16]

I .5. Cause des glissements de terrain

Au cœur du processus de formation d'un mouvement de terrain, le passage de l'état de stabilité de la masse de sol à l'état d'instabilité relève de causes nombreuses et variées. Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction, etc. D'autres causes sont considérées comme internes, telles que

l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol, le développement de l'altération de la roche...etc. [17].

Les principaux facteurs qui sont à l'origine du mouvement et de son évolution sont les suivants :

- **Les facteurs permanents**
 - La morphologie;
 - La nature lithologique;
 - La pente et le dénivelé;
 - La couverture végétale.

- **Les facteurs dynamiques et déclenchant**
 - Le climat;
 - L'action anthropique;
 - Le séisme.

I .5.1. Les facteurs permanents

a. La géologie et géomorphologie

La lithologie constitue le matériau originel du sol et présente une sensibilité à l'altération différenciée selon sa composition minéralogique, sa structure primaire (schistosité, stratification, taille des grains, etc.) et secondaire (fissuration par des diaclases ou des failles). La lithologie peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue [18].

b. La pente

Elle est le résultat d'une longue histoire morphologique, sa connaissance est nécessaire pour comprendre le sens de la dynamique actuelle. Le rôle de la pente dans la genèse des mouvements de terrains s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la structure et la présence d'eau. La raideur de cette pente joue donc un rôle capital dans la distribution géographique des de terrains. La topographie exerce une influence très grande sur l'intensité des ruissellements et de l'érosion [17].

c. La couverture végétale

D'un côté les racines des arbres peuvent contribuer à la stabilité des pentes par l'absorption d'une part de l'eau souterraine, d'un autre côté les racines ont une énorme

force d'écartement qui provoque un élargissement des fissures. Les mesures géotechniques mentionnées sous les points particuliers ont le but d'enregistrer et de quantifier les causes de la déstabilisation les plus possibles.

I .5.2. Les facteurs dynamiques et de déclenchement

a. Le climat

Les mouvements de terrain sont intimement liés à une pluviométrie particulièrement importante. Il est difficile de connaître avec précision le seuil pluviométrique à partir duquel les risques de mouvements sont les plus grands. Une averse brutale de forte intensité mais de durée réduite, exerce le plus souvent un effet érosif par ruissellement, alors qu'une averse de plus longue durée sur un horizon superficiel moyennement perméable provoque un fluage de couches superficielles. Ces mouvements sont déclenchés fréquemment, notamment par des surplus de la pluviométrie. Le facteur climat est souvent assimilé aux variations de la température, le vent, l'eau de surface et souterraines, la pluie, la neige...etc.

b. L'action anthropique

L'homme, par ses nombreuses interventions lors de travaux d'aménagement, intervient surtout dans la modification morphologique du massif rocheux et des conditions hydrauliques initiales. L'action anthropique peut être distinguée:

- Par l'activité humaine: surexploitation;
- Par l'urbanisation.

c. Le séisme

Les séismes sont souvent à l'origine du déclenchement des glissements de terrains. Ils peuvent intervenir en modifiant temporairement le champ gravitaire appliqué au versant. Les vibrations entraînent l'apparition d'une force proportionnelle en module du poids du volume du sol considéré et dont la direction varie selon le type de vibration. Dans tous les cas, la répartition des contraintes se trouve temporairement modifiée et les contraintes de cisaillement augmentent.

I .6. Exemples réels des glissements des terrains

I .6. 1. Glissements de terrain survenus en Algérie

a) Le glissement de Constantine :

Le premier glissement de terrain à Constantine remonte à l'année 1972. Les glissements affectent plusieurs quartiers de la ville (Belouizdad, l'avenue Kitouni, Kaidi Abdellah, Bellevue, CILOC, Boussouf, Zaouch, Boudraa Salah, Benchergui, Bardo,

Place Krikri, chemin forestier, le pont de Sidi Rached et même l'université Mentouri), soit 120 ha de sa superficie, et menacent près de 15000 habitations abritant une population estimée à 100 000 habitants. Ces glissements ont des causes aussi bien anthropiques que physiques. L'urbanisation parfois anarchique sur les versants à la limite de la stabilité, les spécificités du sol, les déperditions hydriques dues essentiellement à la vétusté du réseau d'alimentation en eau potable est à l'origine du phénomène.

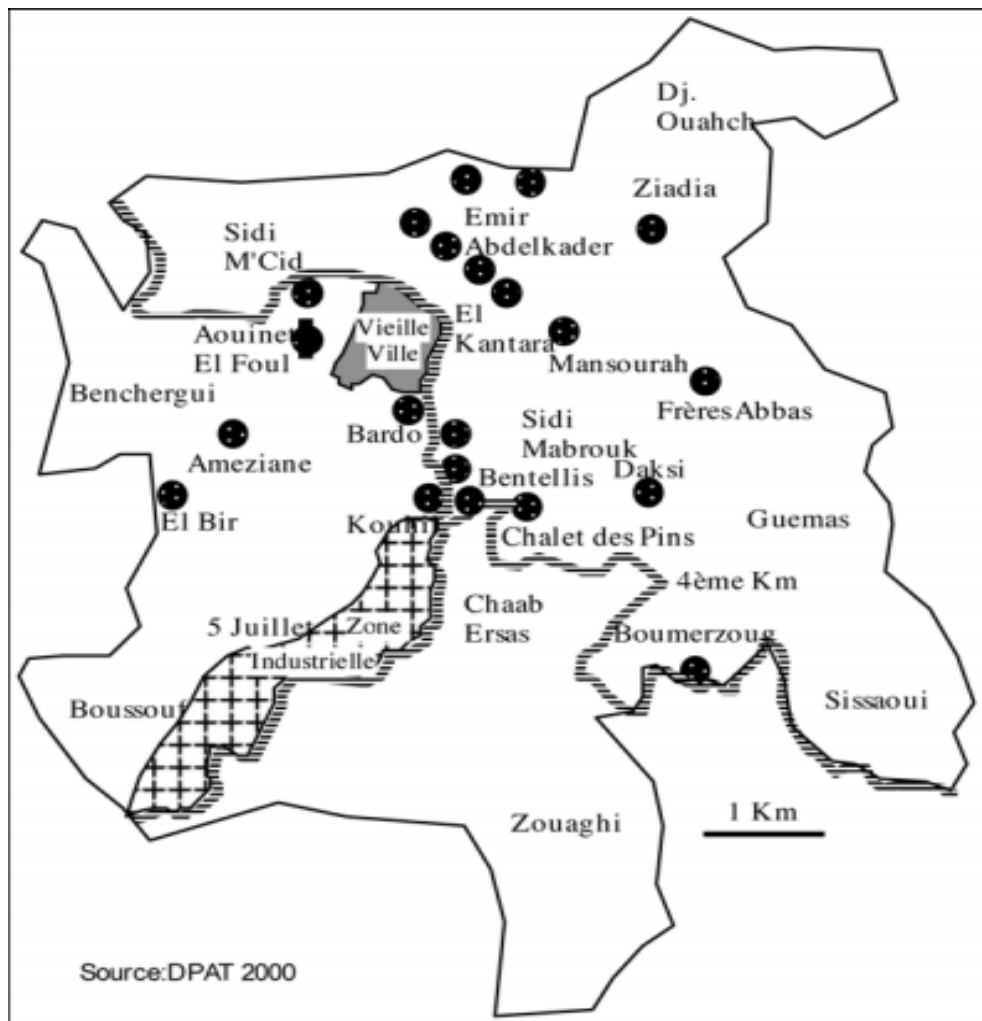


Figure I .15: Principaux sites de glissements à Constantine Ville.

b) Le glissement de Bejaia

Comme le montre la figure (I.16), le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain, compte tenu de la forte pluviométrie affectant la région de Bejaia.

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai- remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et de grès.

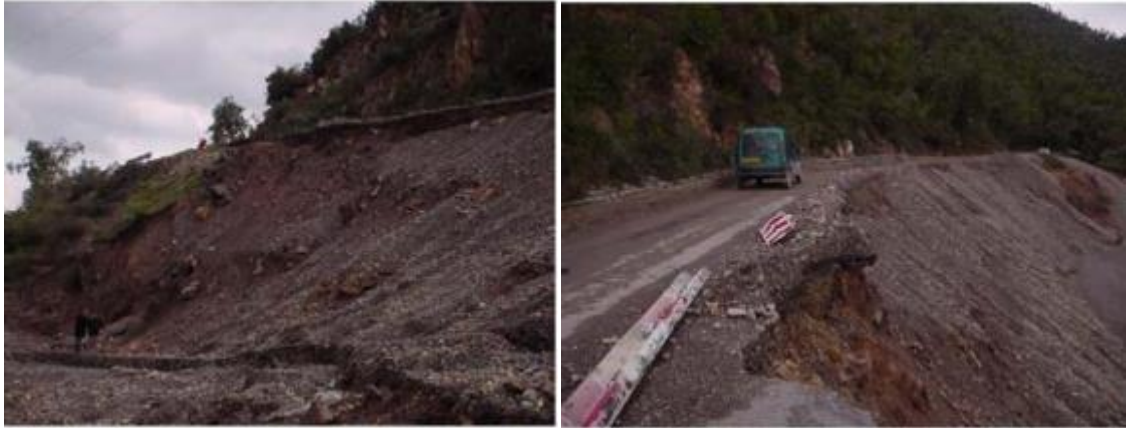


Figure I.16 : Route affecté par le glissement

I.6.2. Glissements de terrain survenus dans le monde :

- 1943, France, par une pluie abondante, un énorme glissement de terrain provenant du lieu-dit Vallonet, emportant au passage de nombreuses maisons, a bloqué l'écoulement du Brevon, donnant ainsi naissance au lac en même temps qu'il engloutissait des habitations, dont les ruines sont visibles en s'approchant du lac.
- Le 4 mai 1971, le village de Saint-Jean-Vianney au Québec est emporté dans la boue de la rivière Saguenay [19].
- 5 mai 1998, Italie : une coulée de boue due à de fortes pluies tue 137 personnes à Sarno dans le sud du pays.
- 15 décembre 1999, Venezuela : tragédie de Vargas, des pluies torrentielles provoquent des glissements de terrains dans les favelas de la banlieue de Caracas avec un lourd bilan d'au moins 15.000morts.
- 17 février 2006, Philippines : Une coulée de boue traverse un village dans l'est du Pays faisant 1106morts.
- 6 septembre 2008 : Égypte : Un gigantesque glissement de terrain dans une bidon ville à l'est du Caire fait 69morts.
- 8 août 2010, Au moins 96 personnes ont été tuées et 2.000 sont portées disparues après des glissements de terrain en Chine.

a) Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France :

Le glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes, France) particulièrement surveillé depuis 1970, par le Centre d'études techniques de l'Équipement (CETE) d'Aix-en-Provence, atteint une hauteur de plus de 650 mètres faisant de lui le plus grand glissement actif d'Europe (Figure I.17).

L'écoulement, amorcé depuis quelques années est dû à une masse instable de l'ordre de 50 millions de m³, qui glisse de 1 à 10 m par an. Spectaculaire et très connu dans la région, ce glissement est susceptible de barrer la vallée de la Tinée provoquant alors l'inondation en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et éventuellement la destruction des villages avoisinants.



Figure I.17 : Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France. [20]

b) Glissement Au sud du Mexique

Un glissement a provoqué la disparition de 145 personnes et a enseveli plus de 300 maisons Le mardi 28-09-2010 dans le sud-est du Mexique. Les habitations touchées ont été recouvertes par la boue et les pierres qui se sont précipités à l'aube sur la localité de Santa Maria Tlahuitoltepec. Un pan de colline s'est effondré, sur une largeur de 200 mètres, a déclaré à la télévision le gouverneur de l'état d'Oaxaca, Ulises Ruiz



Figure I .18 : Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz [20]

I.7. Conclusion

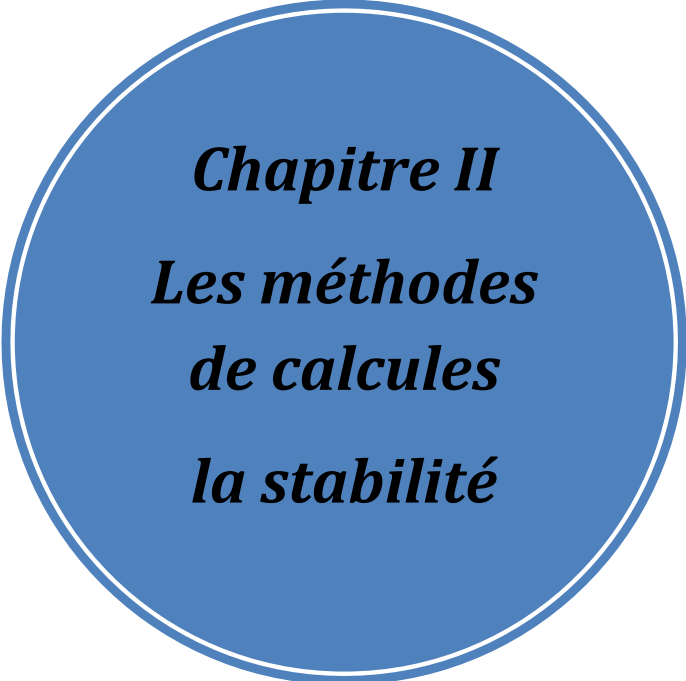
A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, les glissements des terrains sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé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

Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels :

- ✓ le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol...etc.
- ✓ où anthropique comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux...etc.

Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique,

En fin on peut mentionner que les constructions des ouvrages peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité des terrains qui cause les risques du glissement des terrains.



Chapitre II
Les méthodes
de calculs
la stabilité

II .1 Introduction

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...).

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

Depuis Fellenius (1927), de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus ou moins sophistiquées et plus ou moins efficaces, en relation avec le développement des techniques, des recherches, des calculateurs électroniques, et de l'analyse numérique. [21]

II.2 Notion de coefficient de sécurité

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{\max} à la contrainte de cisaillement τ_s exerçant réellement sur la surface :

$$F_{local} = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \dots\dots\dots (II.1)$$

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F = 1$, il y a rupture locale.

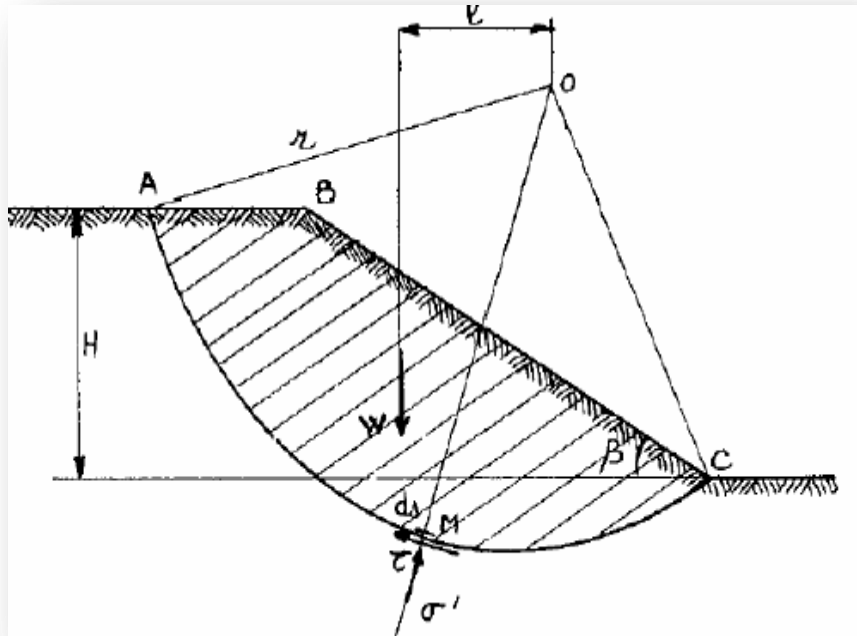


Figure II.1: État des contraintes le long de la courbe de rupture

La définition de ce coefficient de sécurité global se heurte à deux difficultés : on ne sait pas évaluer, sauf cas particuliers simples ou appel à modélisation complexe, la répartition des contraintes le long de la surface de rupture et, si l'on possède une telle évaluation, on constate en général que le coefficient de sécurité n'est pas constant le long de la surface de rupture.

Les méthodes présentées ci-après reposent sur différentes estimations approchées des contraintes τ_{\max} d'une part et de τ d'autre part. La résistance au cisaillement (τ_{\max}) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale σ' selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb : $\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan \phi'$. Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales σ' .

$$F = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{F} \dots \dots \dots (II.2)$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire), c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. On verra que, généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas est recherché. [22]

II.3 Études de la stabilité des pentes

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

- Les méthodes analytiques ;
- Les méthodes numériques.

II.3.1 Méthodes Analytiques

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

- ✓ Des ruptures planes ;
- ✓ Des ruptures circulaires ;
- ✓ Des ruptures quelconques.

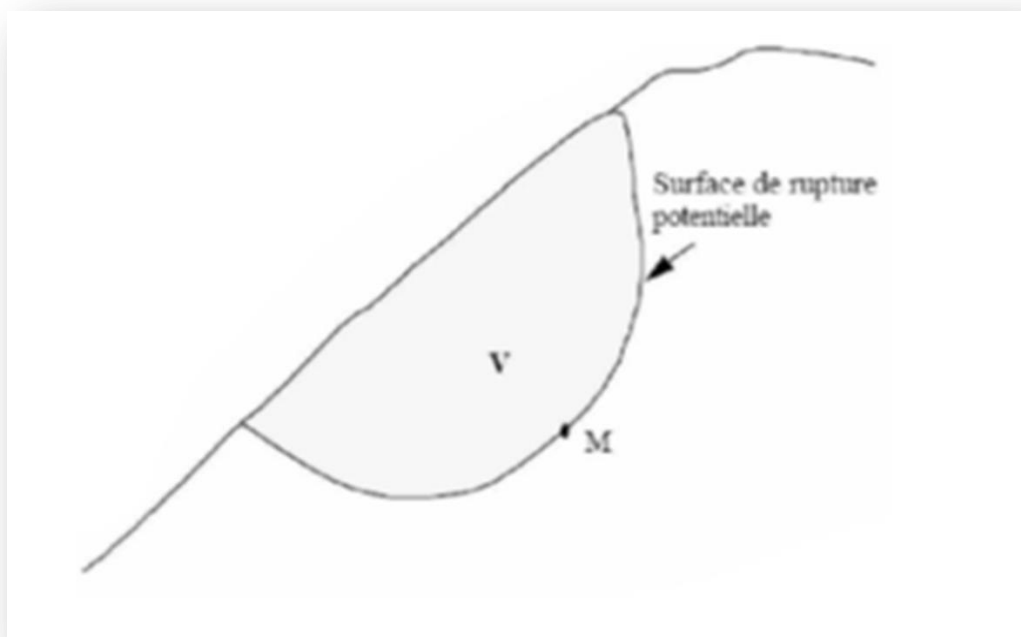


Figure II.2: Surface de rupture potentielle.

➤ Cas des ruptures planes

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain (figure II.3).

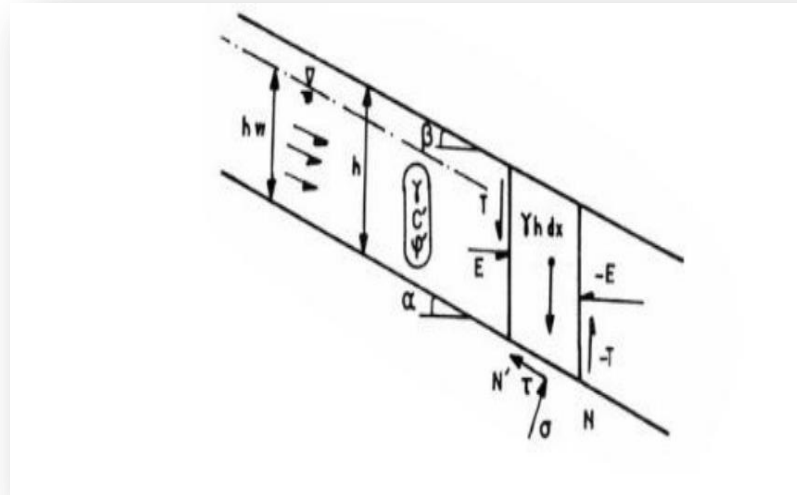


Figure II.3: Schéma type d'une rupture plane [23]

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$Fs = \frac{C' L + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi'}{W \sin \alpha} \dots \dots \dots (II.3)$$

Dans laquelle, **L** désigne la longueur du talus ; **α** sa pente ; **W** le poids des terres en

mouvement ; **U** la résultante des pressions interstitielles éventuelles ; **C'** la cohésion effective et **φ'** l'angle de frottement interne effectif. [24]

➤ **Cas des ruptures circulaires:**

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène (Figure II.4).

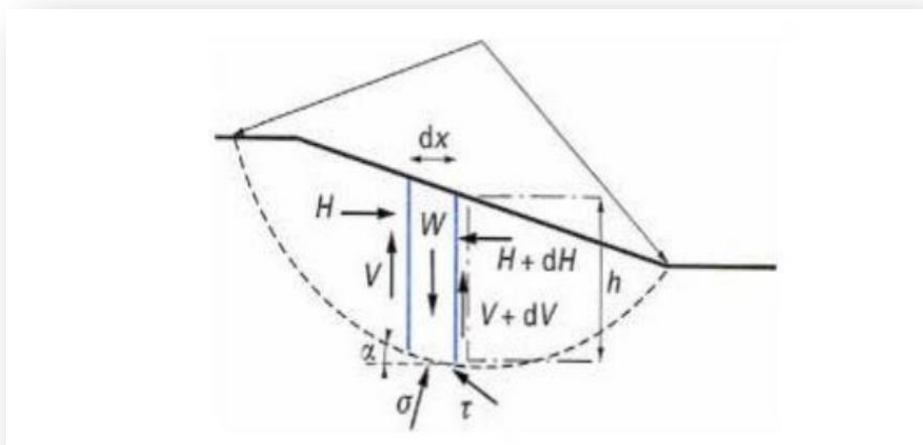


Figure II.4: Schéma type d'une rupture circulaire [25]

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

1) La méthode de Fellenius

Dans laquelle on admet que les forces externes inter tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$FS_{fellenius} = \frac{\sum [c' + b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \theta'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (II.4)$$

2) La méthode de Bishop

Dans laquelle on n'admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter

-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$FS_{bishop} = \frac{\sum [c' + b + (W - ub) \operatorname{tg} \theta'] / (\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \operatorname{tg} \theta'}{FS_{fellenius}})}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (II.5)$$

➤ **Cas des ruptures quelconques:**

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes, ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée.

Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture.

[24]

❖ **Les méthodes de calcul incluent**

- Des méthodes à l'équilibre limite.
- Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

II.3.1.1 Méthodes à l'équilibre limite

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géo matériau est supposé suivre la Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture :

$$\mathcal{T} = c' + \sigma' \tan \varnothing' \dots \dots \dots (II.6)$$

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à équilibrer le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

[26]

II .3.1.1.1 Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la (figure II.5) Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois:

- La surface critique;
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;

- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

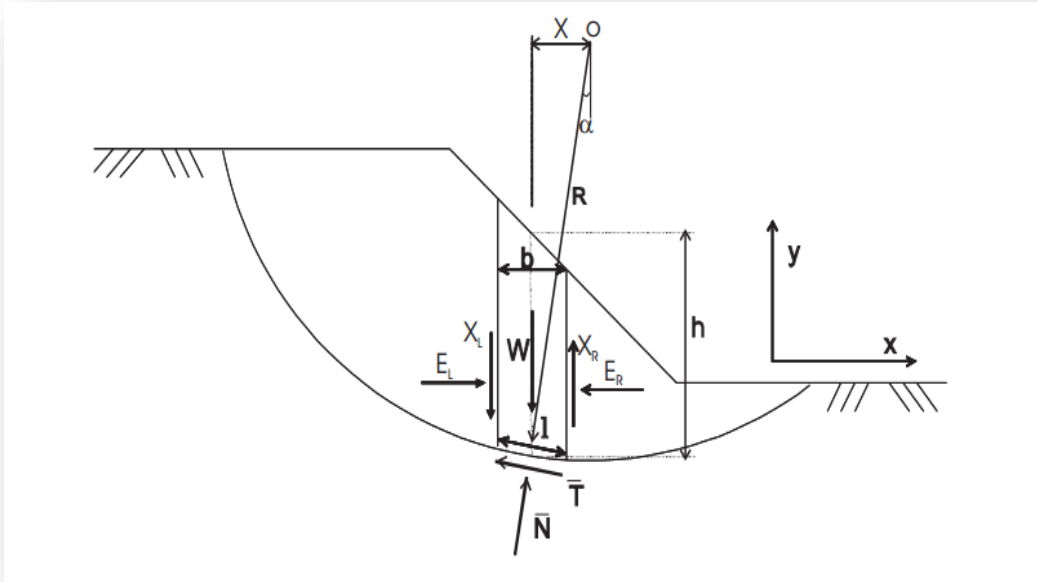


Figure II.5: Exemple d'une rupture circulaire [26]

Comme on peut le voir sur la (figure II.5), les forces agissant sur la tranche peuvent être définies

comme suit :

W = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N, T = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$)

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = rayon du cercle de rupture de centre o

l = longueur du plan de glissement de la tranche

x = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit:

$$N = \sigma_1 \text{ et } T = \tau m_1 \dots \dots \dots (II.7)$$

Où τm est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

$$\tau m = \frac{T}{F_s} \dots \dots \dots (II.8)$$

Où T est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:

$$T = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \dots \dots \dots (II.9)$$

F_s est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite. [26]

Il vient alors:

$$T = \frac{T}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \dots \dots \dots (II.10)$$

Ou

$$T = \frac{1}{F_s} [c' l + (N - ul) \tan \phi'] \dots \dots \dots (II.11)$$

➤ **Pour une tranche**

- **En projetant verticalement toutes les forces**

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_r - X_l) \dots \dots \dots (II.12)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation [II.11]), on obtient:

$$N = \frac{[W - (X_r - X_l) - \frac{1}{F_s} (c' l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha)]}{m \alpha} \dots \dots \dots (II.13)$$

Où

$$m \alpha = \cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F_s) \dots \dots \dots (II.14)$$

- **En projetant horizontalement toutes les forces**

$$T \cos \alpha - N \sin \alpha + E_r - E_l = 0 \dots \dots \dots (II.15)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation (II.11)), on obtient:

$$E_r - E_l = N \sin \alpha - 1/F_s [c' + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha \dots\dots\dots(II.16)$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

1. soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par Fm;
2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par Ff [6]

➤ **Equilibre global des moments**

$\sum W \cdot x = \sum T \cdot R$ et si on remplace T par sa valeur (l'équation [II.11] et x par R sin α :

$$Fm = \frac{\sum [c' + (N - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots(II.17)$$

➤ **Equilibre global des forces**

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée:

$$\sum E_r - E_l = 0$$

$$\sum X_r - X_l = 0$$

D'où, l'équation (II.16) donne:

$$Ff = \frac{\sum [c' + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \dots\dots\dots(II.18)$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que Fm est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité Fm et Ff, certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite [26]

II.3.1.2 Méthode de Fellenius [1927]

➤ Hypothèses

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;
- Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure II.6: à partir des équations (II.12) et (II.15), la force normale N devient:

$$\begin{cases} N \cdot \cos\alpha + T \cdot \sin\alpha = W \\ T \cdot \cos\alpha - N \cdot \sin\alpha = 0 \end{cases}$$

$$\rightarrow N = W \cdot \cos\alpha$$

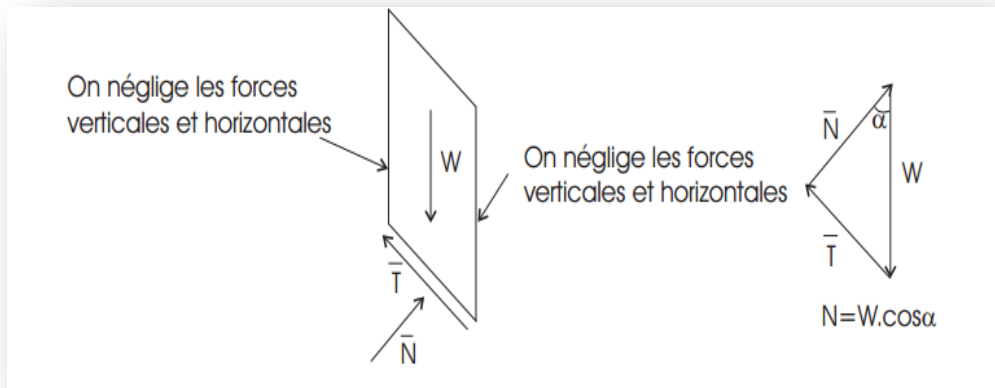


Figure II.6: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation (II.17) N par la valeur trouvée ($N = W \cdot \cos\alpha$), on aura:

$$Fm = \sum c'l + \frac{(W \cos\alpha - ul) \tan\phi'}{\sum W \sin\alpha} \dots \dots \dots (II. 19)$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement. [26]

II.3.1.3 Méthode simplifiée de BISHOP [1955]

➤ Hypothèses

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- Elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure II.7).

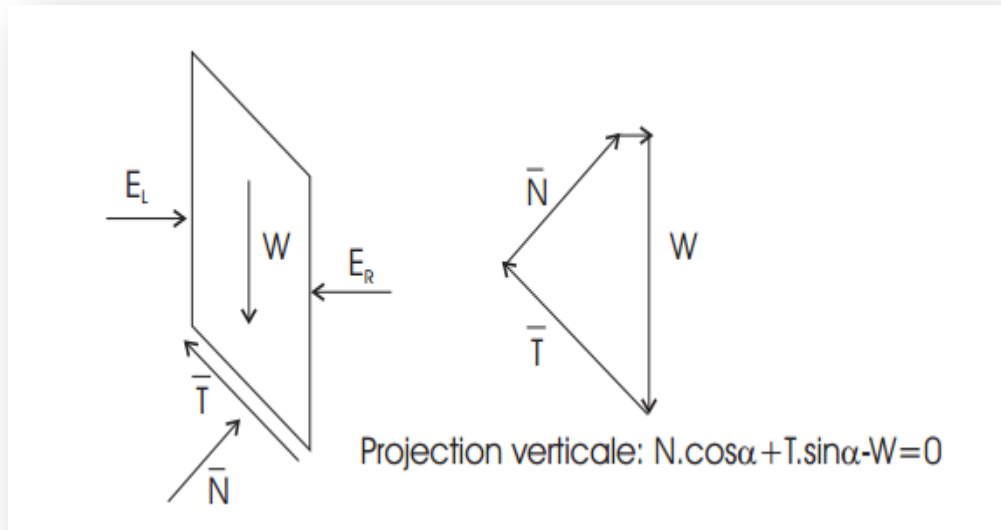


Figure II.7 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée [26]

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

L'équilibre vertical donne l'équation (II.13) et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les Tranches ($X_r - X_l = 0$), nous aurons :

$$N = \left[W - \frac{1}{F_s} (c' l \sin \alpha - u l \tan \phi' \sin \alpha) \right] / m \alpha \dots \dots \dots (II.20)$$

Si on remplace N dans l'équation (II.17) nous aurons:

$$F_m = \frac{\sum [c' l \cos \alpha + (W - u l \cos \alpha) \tan \phi'] / m \alpha}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (II.21)$$

Où

$$m \alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F_m} \right) \dots \dots \dots (II.22)$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives.

Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme Point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur. [26]

II.3.1.4 Méthode simplifiée de JANBU [1956]

➤ Hypothèses

- La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation (II.18):

$$Ff = \frac{\sum [c'l + (N - ul)\tan\phi'] \cos\alpha}{\sum N \sin\alpha} \dots \dots \dots (II.23)$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$Ff = \frac{\sum [c'l + (N - ul)\tan\phi'] / \cos\alpha}{\sum W \tan\alpha} \dots \dots \dots (II.24)$$

Ce coefficient de sécurité Ff est corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol :

$$F'f = f_0 * Ff \quad [26]$$

II.3.1.5 Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970]

➤ Hypothèses

- La méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- Contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne (figure II.8).
- Comme la méthode de Janbu, elle vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments.

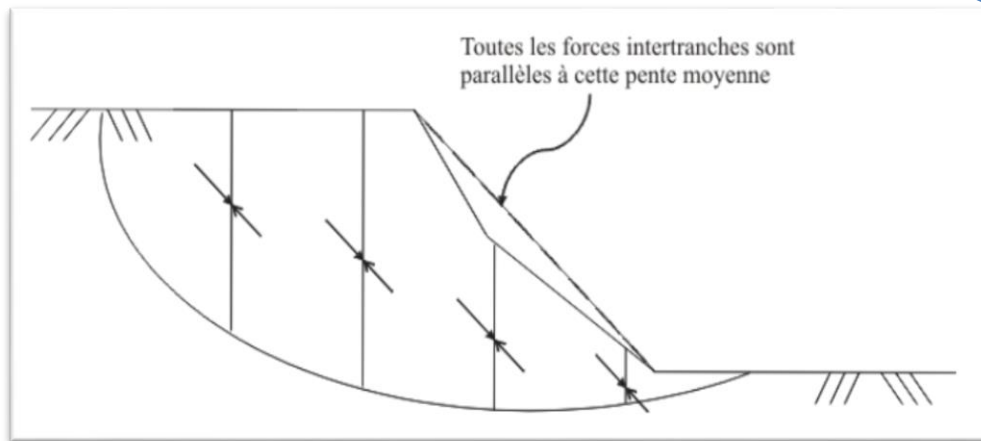


Figure II.8: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée [6]

Cette méthode est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches. [6]

II .3.1.6 : Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]

➤ Hypothèses

- La méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé (figure II.9).
- Elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

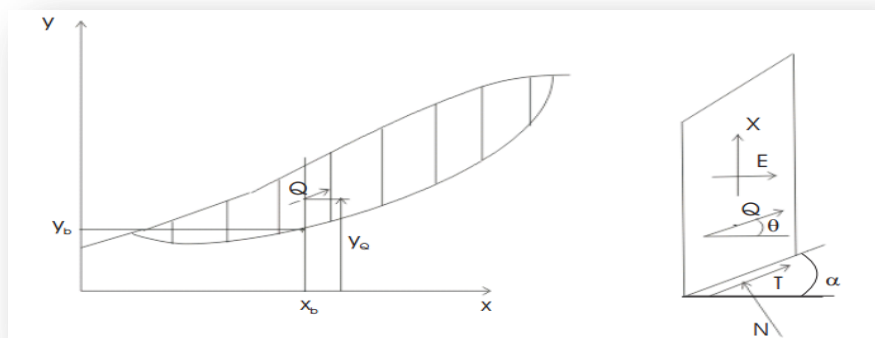


Figure II.9: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer [26]

Pour SPENCER [1967] l'inclinaison θ est constante et pour MORGENSTERN et PRICE [1965] le rapport :

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x)$$

Où $f(x)$ est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement, λ étant le facteur d'échelle.

Dans ce travail, nous ne donnons pas les détails de toutes ces méthodes classiques, qui par ailleurs ont été développées depuis longtemps par beaucoup de chercheurs. Pour beaucoup plus de détails, nous suggérons les références ANDERSON et RICHARDS [1987], et DUNCAN et WRIGHT [2005]. [26]

II.3.1.7 : Méthodes globales

Les méthodes globales (Caquot, 1954, Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant,

L'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrédit.

➤ Les hypothèses utilisées

- ✓ La masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture.
- ✓ Une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture.
- ✓ La résolution se fait avec les trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement. [27]

II .3.1.8 : METHODE DE L'ANALYSE LIMITE

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$F_S = \frac{c}{c_m} = \frac{\text{tg}\phi}{\text{tg}\phi_m}$$

D'où c et ϕ : respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,

c_m : la cohésion mobilisée et ϕ_m est l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

- Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre

Hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux,

- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale...

- **Pente sans renforcements « cas défavorable »**

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité

et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

II.3.2 : Méthodes Numériques

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

II.3.2.1 : La méthode basée sur les éléments finis

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes.

Talren – Plaxis – Geostudio – Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal ... [28]

II.3.2.2 : La méthode basée sur les différences finies

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977), c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

II.4 : Choix de La méthode

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

II.5: Conclusion

On a présenté, précédemment, la notion de coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité de pente, et on a cité les différentes méthodes analytiques de calcul avec leurs différentes hypothèses. Bien que ces méthodes sont dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique basée sur ces méthodes.



Chapitre III

***Etude géologique,
hydrogéologique,
géotechnique***

III.1. Introduction

La géologie et les études géologiques sont d'une importance essentielle dans le domaine des études géotechniques et dans le domaine de la gestion des risques naturels liés à des facteurs géologiques. En effet, les glissements représentent un phénomène naturel d'origine sismique, géologique, qui a des répercussions sérieuses sur la stabilité des ouvrages urbains et ruraux. Ce phénomène naturel est l'un des types de mouvements gravitaires qui sont souvent catastrophiques et engendrent des instabilités des terrains.

III.2. Situation géographique de point de glissement

La wilaya d'Ain Defla est une zone relais entre l'Est et l'Ouest, le Nord et le Sud, occupant de ce fait, une position géographique centrale. Elle est située à 145 km au Sud-Ouest de la capitale. Le territoire de la wilaya localisé entre les massifs montagneux du Dahra, Zaccar au Nord et par l'Ouarsenis au sud avec une plaine au centre sous forme de cuvette, traversée d'Est en Ouest par un grand fleuve, l'Oued Cheliff. [29]

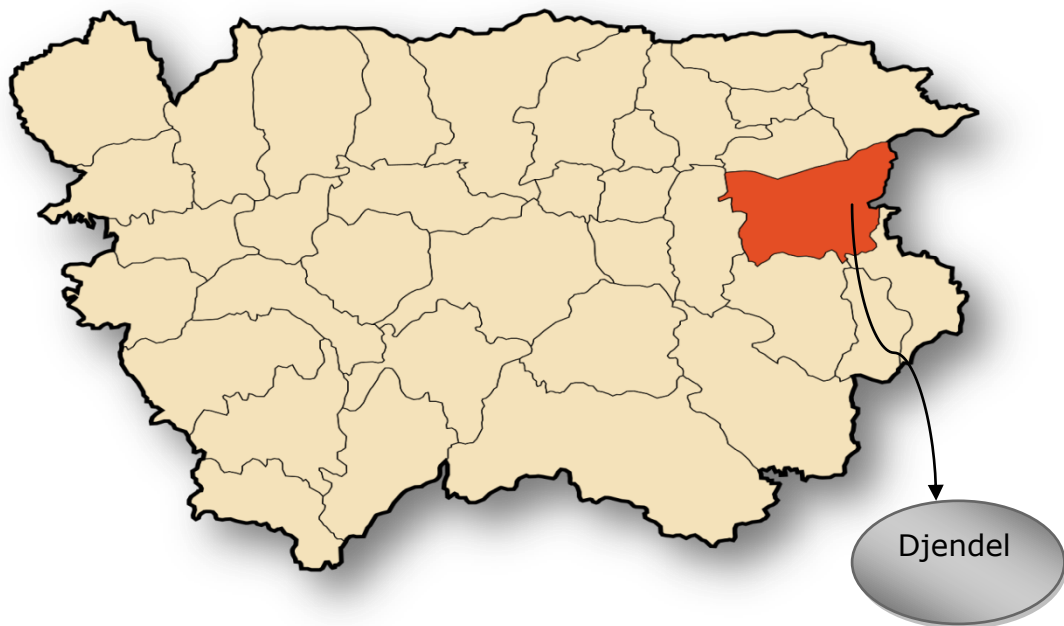


Figure III.1: Présentation générale de la zone d'étude.

III.3. Limites géographique de Djendel

La ville de Djendel appartenant à l'état d'Ain al-Dafla est délimitée au nord par les villes de Baumdafaa et Hoceinia et à l'ouest de la ville d'Ain al-Soltan et Khemismilianaet au sud de la ville ainLechiakh et oued chorfa et à l'est de la ville de {ouamri et Hannasha (Medea)}.

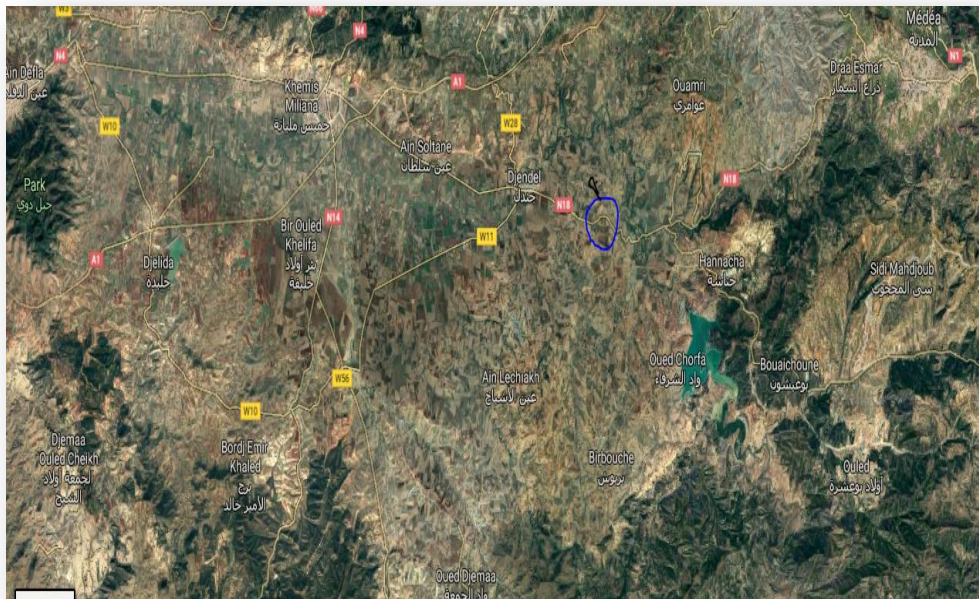


Figure III.2 : Image satellitaire de la zone d'étude.

III.4. Présentation du point « PK7 Djendel»

Le site situé Nord de la commune d'ainlechiakh. Il est bordé par le Nord la route wilaya(W28) qui relie la route nationale RN°18 et coupe l'Autoroute Est-Oust En direction de Djendel.

Elle est limitée :

- Au Nord, par la commune d'Ain Beniane et Ain Turki ;
- Au Nord-Ouest par la commune de Miliana ;
- A l'Est, par la commune de Boumedfaa et Ouamri ;
- A l'Ouest, par la commune de Miliana et Khemismiliana ;
- Au Sud, par la commune d'Ain Soltane. [34]

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

III.5. La géologie générale

La wilaya d'Ain Defla est une wilaya montagneuse qui fait partie intégrante de la Région du Tell, elle est formée par le massif de Dahra au nord qui culmine au mont Zaccar (1 579 m) au nord de Miliana, par l'Ouarsenis au Sud et la vallée de Chélif. Avec une plaine au centre sous forme de cuvette, traversée d'Est en Ouest par un grand fleuve, l'Oued Cheliff. [30]

➤ Le Miocène

Les terrains qui forment le cœur de synclinal sont du Miocène supérieur, ils constituent une couche gréseuse au sommet et passent vers le bas à des terrains plus argileux. Les principaux affleurements du Miocène, sont au niveau du Djebel Gantas et à l'Est d'Ain Sultan. [31]

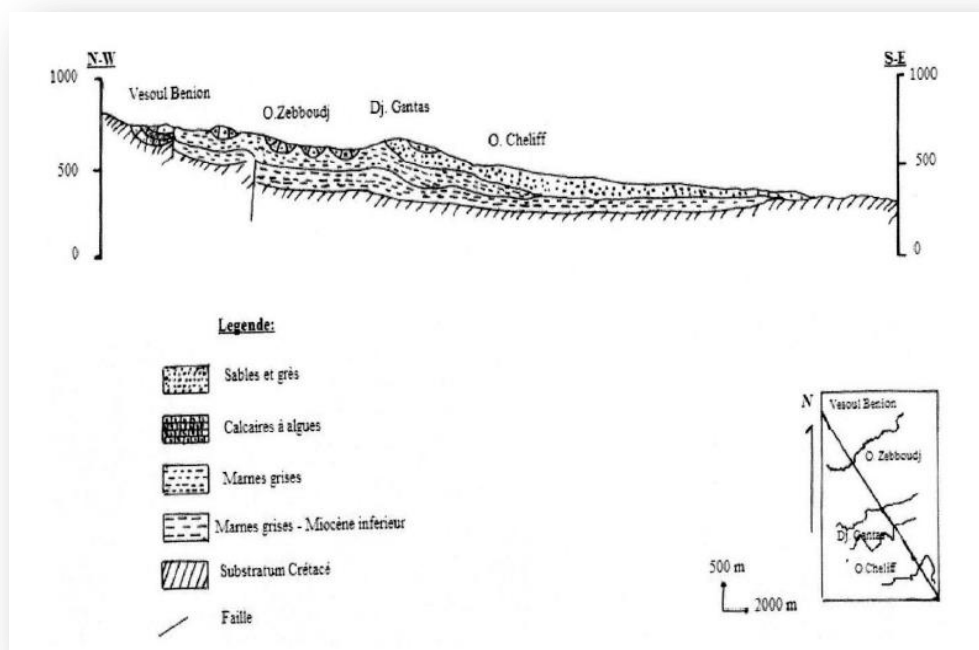


Figure III.3 : Coupe géologique à travers le bassin du Haut Cheliff [32]

III.6. La géologie locale (site de Djendel)

Le territoire de notre site et ses environs appartiennent à différentes unités. Le tracé de KHEMIS MILIANA-BOUMEDFAA fait partie du bassin néogènes du Haut Cheliff reposant en discordance sur les terrains nappés schisteux, du Crétacé. Le Tracé passe essentiellement sur des terrains marneux et gréseux appartenant au Mio-Plio-Quaternaire. Les formations géologiques rencontrées sont les suivantes :

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

➤ **Le Quaternaire :**

Est composé par des encroutements **calcaires épais** de niveaux colluvionaires conglomératiques il est situé principalement au bassin Chélif et le mont de GANTAS, de ligne Khemis Miliana-Médéa. Une région légèrement plissée au relief assez au NW superpose à une subsidence du Miocène.

L'érosion transporter des dépôts sableux résultat de l'action externe qui provoquant la dégradation du relief dans ce cas la partie Nord-Ouest, culminant à 1,000m au DJEBEL GANTAS coupe obliquement par la masse rectiligne du Djebel GANTAS formant la falaise bordière

- Les formations **sableuses** dire de (Vesoul Banian) dessinent une auréole assez régulière s'incurvant vers l'oued Djer.
- Le synclinal du Gantas est borde au Sud-est par un anticlinal faisant Affleurer largement les marnes du miocène inférieur et s'ouvrant au Nord-Ouest sur le substratum crétacé.
- Les couches détritiques du Gantas sont tabulaires et très peu déformés, est occupé par une zone haute du Gantas, sur L'axe Sud-ouest, Nord-Est, ces zones effondrées probablement par des failles avec dépressions Plio-Quaternaires dans les régions de Bouhalouane ou de Djendel. La région à affinité tabulaire forme des aires ou des plateaux plus ou moins entaillés par l'érosion et correspond à des dépôts sableux peu épais.
- La structure du Gantas est bordée au Sud-Est par un anticlinal faisant affleurer largement les marnes du Miocène inférieur et s'ouvrant au Nord-Ouest sur le substratum crétacé. Les bancs gréseux parfois disparates forment aussi des petits Aquifères perchés qui se vidangent en de multiples sources qui sont la raison d'être des villages de ces montagnes qui culminent à plus de 1000 m. [33]

➤ **Le Miocène**

C'est une série de **marnes bleues** avec des listes de tuf andésitiques, de la région de HAMMAM RIGHA vers la région du Gantas se découvre plusieurs types des formations géologique faciès littoral de **marnes sableuses** et de sables à stratification entrecroisée. Les grés (roche dure) et poudiques terminant le cycle Miocène est une roche sédimentaire détritique issu de l'agrégation il peut s'agir d'une roche cohérent et dure, présentant généralement de magnifiques stratifications entrecroisées. [34]



Figure III.4 : Affleurements de grès du Miocène au niveau de l'autoroute Est-Ouest [33]

➤ Le Plio-Quaternaire

Il est représenté par des **marnes bleues** et des sables consolidé de l'Astien. Il est accompagné d'important plissement d'âge Plio-Quaternaire.

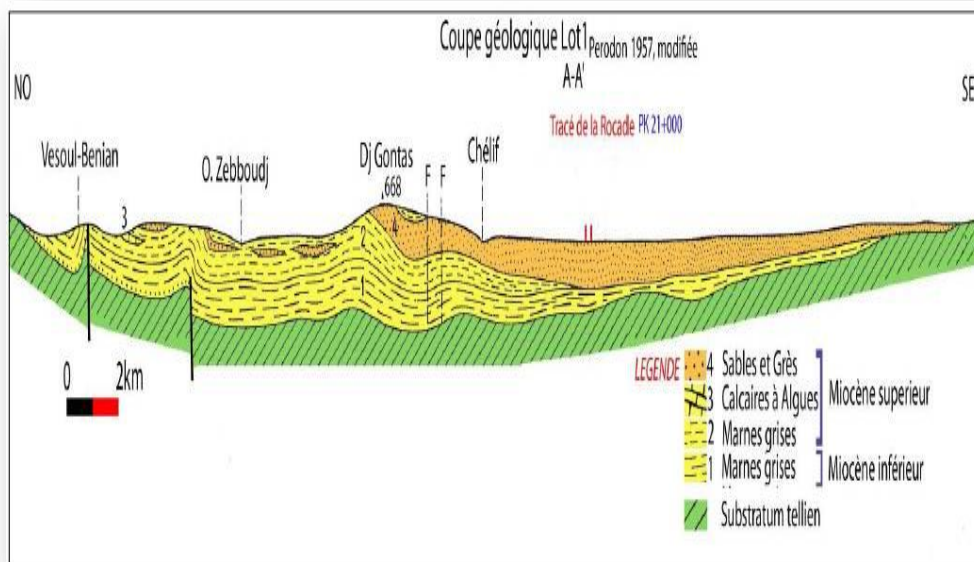


Figure III.5 : Coupe géologique nord-ouest – sud-est, au travers du massif du Gontas. [33]

III.7. L'hydrologique et l'hydrogéologique

Dans le Lot-1 il existe deux zones clairement différenciées du point de vue hydrogéologique.

- La première d'entre elles va depuis le début du Lot jusqu'au P.K. 30+500. Ce sont des matériaux d'âge Miocène-Quaternaire.
- La deuxième des zones va du P.K. 30+500 jusqu'à la fin du Lot. Ce sont des matériaux d'âge Crétacé.

Les sources sont tarées après les travaux réalisés de l'Autoroute Est-Ouest (**Figure III.7**), (témoignage des citoyens), tel que la source de Sidi Abed, Sidi Lakhdar et Bagandjou. En parallèle l'apparition de nouvelles sources à l'approximât de l'autoroute (Pk7). Donc un nouveau mouvement et sens d'écoulement totalement déviller. Ces nouvelles sources en provoquer un déséquilibre dans les terrains (marnes, argiles et grés) surtout auprès de l'autoroute (**figure III. 6**). [33]

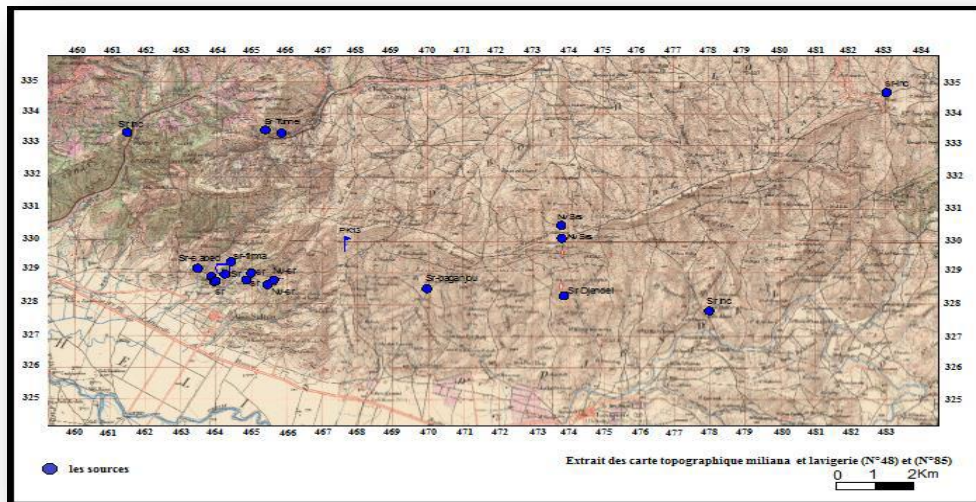


Figure III.6 : Situation des sources. [33]

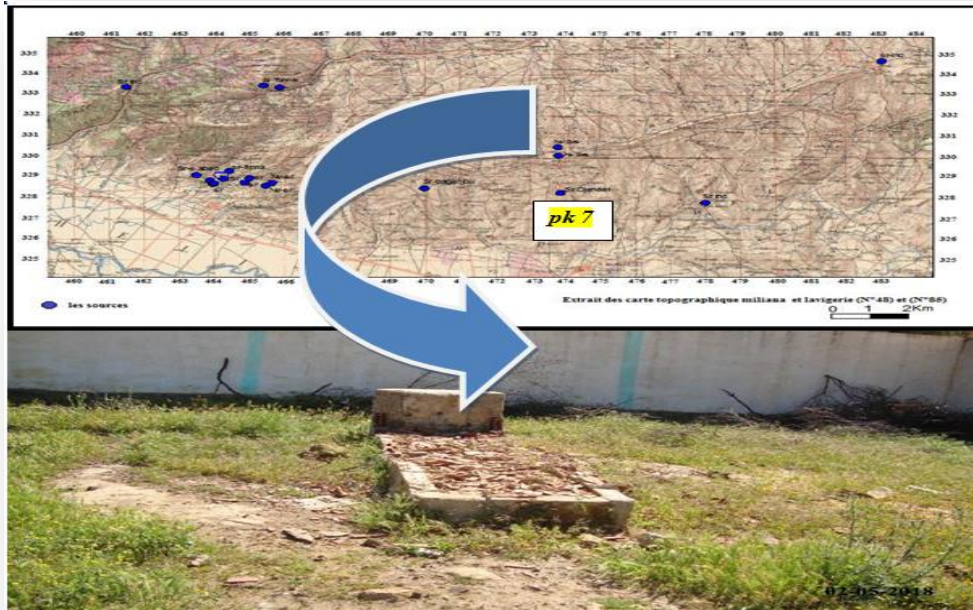


Figure III.7 : Une Source séchée (Sidi Abed). [33]

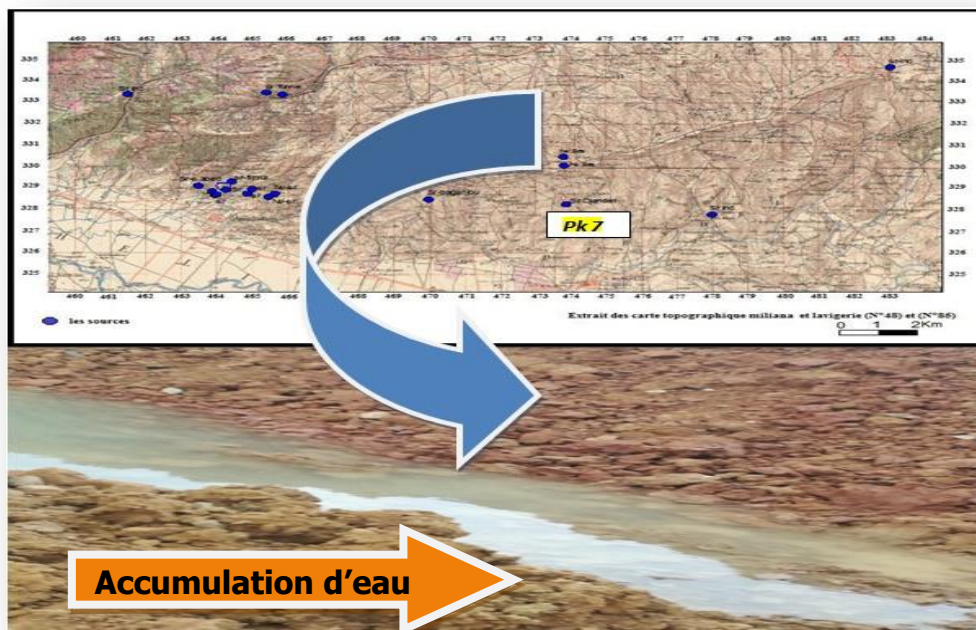


Figure III.8 : Stagnation des eaux. [33]

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

III.7.1 Eaux superficielles

Dans le Lot-1, le principal oued affecté est l'Oued Chleff, en aval du Barrage de Ghrib.

Dans la zone de montagne, le réseau hydrographique est constitué d'affluents nés dans le Dahra-Zaccar qui creusent des vallées. Les Oueds Lareba, Oughat, El Malah et Dar El Helm font partie des affluents du Barrage de Ghrib, sur la rive droite.

✓ **La première des zones :**

Ce sont des matériaux d'âge Miocène-Quaternaire. Elle se caractérise par des matériaux peu cimentés ou dans une disposition alternante de leur degré de cimentation. Cette caractéristique engendre une géomorphologie de collines douces puis fait qu'une partie de l'eau de pluie s'infiltré dans le terrain.

✓ **La deuxième des zones :**

Elle va du P.K. 30+500 jusqu'à la fin du Lot. Ce sont des matériaux d'âge Crétacé, avec un degré élevé de cimentation qui fait que le coefficient d'infiltration est très petit. Ce genre de lithologie engendre des zones montagneuses avec des vallées très étroites et profondes.

Ces deux zones sont propices à la formation d'oueds. Ces oueds maintiennent les caractéristiques typiques, c'est à dire que ce sont des oueds qui sont secs en étiage, ou presque secs, et en période de fortes pluies leur débit provoque des charriages et des inondations en très peu de temps. [33]

III.7.2. Eaux souterraines

Dans la carte des ressources en eaux souterraines, le Lot-1 traverse trois grands aquifères.

- Le plus important est le réservoir alluvial de la plaine du Chélif qui est un bon aquifère.
- En second lieu, il y a l'aquifère tertiaire localisé sur les 30,5 premiers kilomètres. Il s'agit d'un aquifère moyen.
- Le troisième de ces aquifères est passable et arrive jusqu'à la fin du Lot-1. [33]

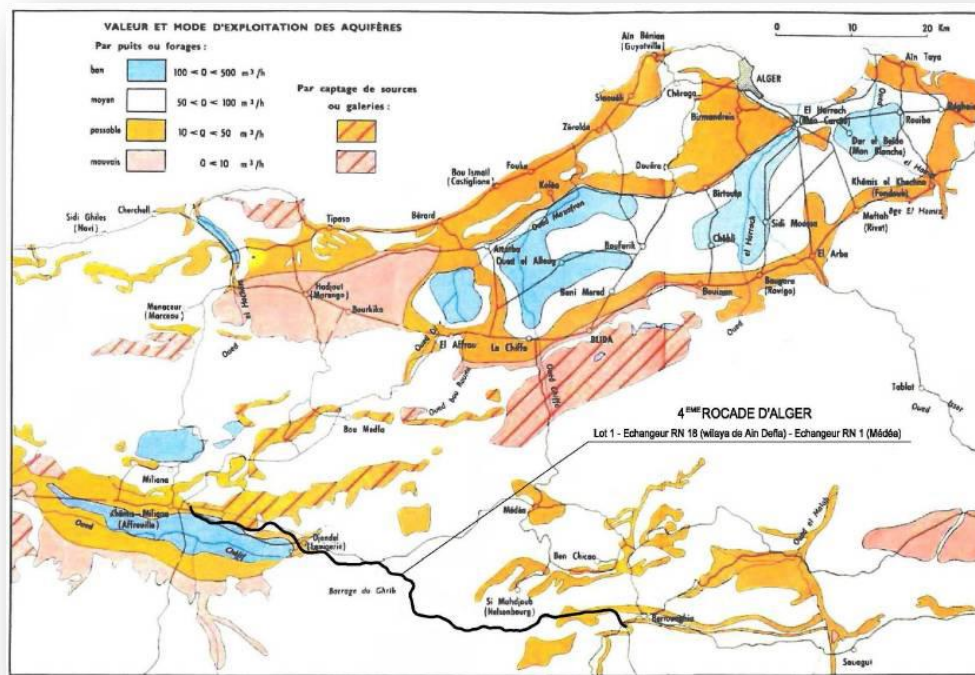


Figure III.9 : Carte des aquifères de la zone centre ouest Algérie. [33]

III.7.3. Réservoir Alluvial

Ce réservoir est de loin le plus important. Il représente un volume de 100 à 500 m³/h, exploré intensivement, soit par des puits soit par des forages, pour usage domestique, agricole et industriel.

Les sédiments argileux plastiques de la formation du Chélif et les sédiments fluviaux récents, constituent l'aquifère le plus important de la plaine du Chélif. Cet aquifère compose de graviers et de galets, alternant avec des limons et des argiles, occupe toute l'étendue de la plaine jusqu'aux abords de la montagne.

Sa limite inférieure est constituée par des marnes et des grès du Miocène et sa limite supérieure est libre.

La nappe est alimentée par l'infiltration des précipitations sur la plaine, à partir des cours d'eau et des ruissellements sur les piémonts de l'Atlas.

D'après la carte des ressources en eaux souterraines (1971), les débits des nappes plus élevées sont enregistrés au niveau de la nappe alluviale quaternaire. Ils varient entre 100 et 500 m³/h. [33]

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

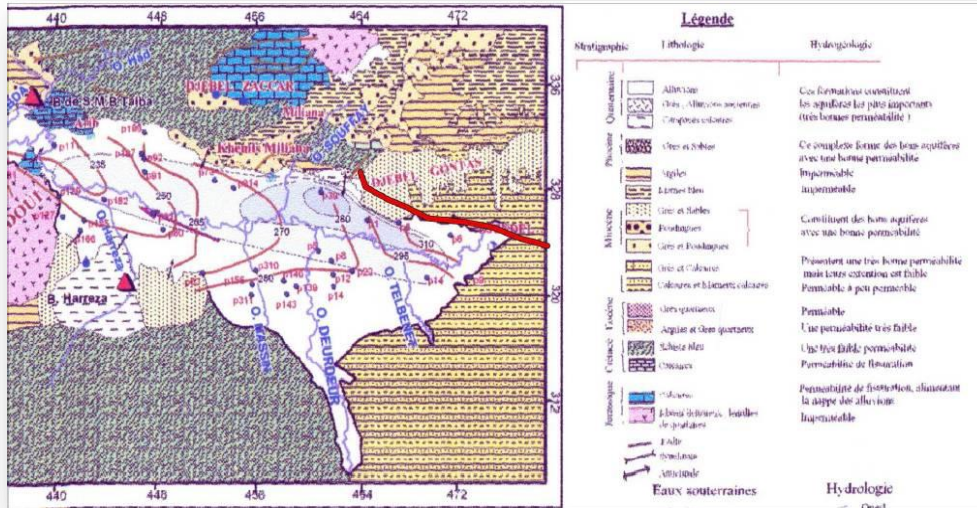


Figure III.10 : Carte piézométrique du haut Chelif en avril 2005 avec le tracé de la 4ème rocade. [33]

L'autoroute ne touche pas l'aquifère alluvial du Chelif mais reste sur les bordures nord.

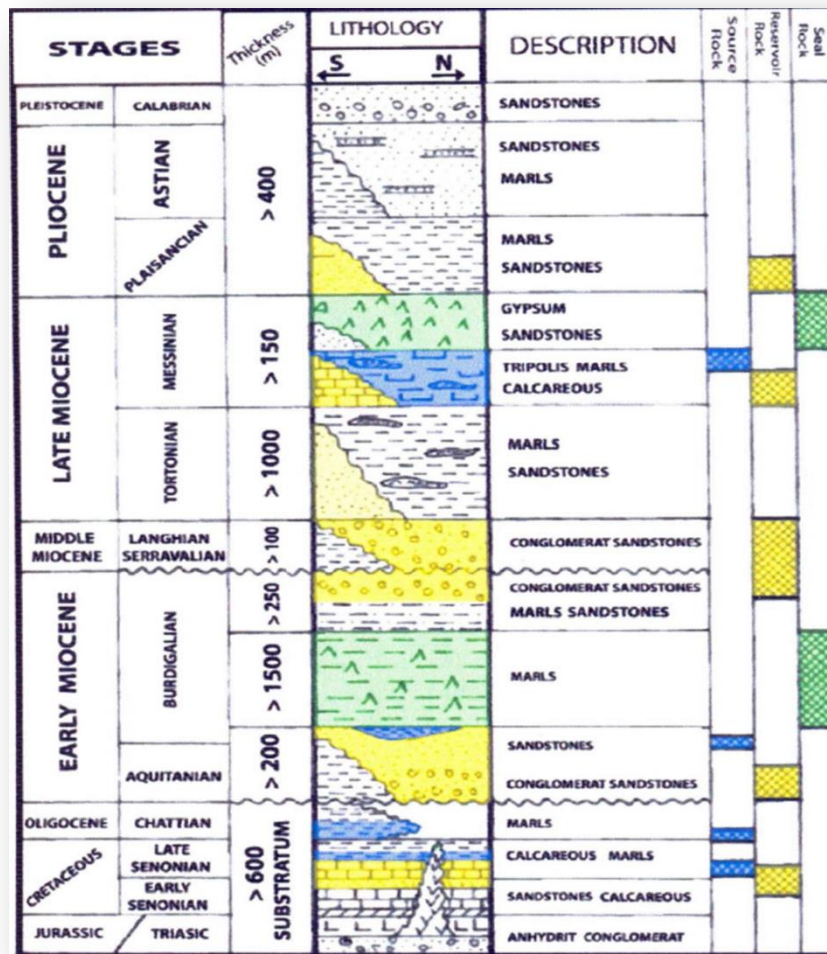


Figure III.11: Colonne stratigraphique du bassin du Chelif. [33]

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

➤ Aquifère du Miocène

Ce réservoir de passable importance - 10 à 50 m³/h – est localisé dans les collines depuis le début du tracé jusqu'au P.K. 30+500.

Il est constitué de grès avec des passées conglomératiques intercalés entre des marnes et des limons avec des lentilles sablonneuses.

L'alimentation de cet aquifère se fait essentiellement par les infiltrations des eaux de pluie sur les versants de la montagne.

Alors le réservoir est composé par des couches aquifères confinées, en général sans liaison entre elles et captives dans la montagne et affleurant localement par des sources.

Dans le village de Hennacha, l'unique puits d'approvisionnement d'eau est localisé à plus d'un demi-kilomètre du tracé. Malgré sa grande cavité de réception et son caractère isolé, et séparé des corps perméables, il possède une importance limitée comme ressource totale en eau. [33]

III.8. Climat

Deux saisons dominant dans la région de djendel:

Au mois d'Aout, la température moyenne est de 22.4 °C. Aout est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Au mois de Janvier, la température moyenne est de 5.7 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année.

Le tableau III.1 présente une variation moyenne des températures maximales et minimales.

Tableau III.1 : Températures moyennes mensuelles de l'air [34].

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Température moyenne (°C)	5.7	6.6	8.9	11.5	14.6	19	22.3	22.4	19.8	14.9	10.2	6.7
Température minimale moyenne (°C)	2	2.4	4.3	6.1	9	12.9	15.6	15.9	14.1	10	6	2.8
Température maximale (°C)	9.5	10.9	13.6	17	20.3	25.1	29	28.9	25.6	19.9	14.4	10.7
Température moyenne (°F)	42.3	43.9	48.0	52.7	58.3	66.2	72.1	72.3	67.6	58.8	50.4	44.1
Température minimale moyenne (°F)	35.6	36.3	39.7	43.0	48.2	55.2	60.1	60.6	57.4	50.0	42.8	37.0
Température maximale (°F)	49.1	51.6	56.5	62.6	68.5	77.2	84.2	84.0	78.1	67.8	57.9	51.3
Précipitations (mm)	98	63	61	52	51	25	6	12	41	52	76	87

III.8.1. La pluviométrie

Après un mois de Novembre porteur d'espoirs, avec des précipitations assez proches des normales, la sécheresse a fait son retour en Décembre. En effet, il n'est tombé sur le mois que 20 à 30 mm, parfois un peu moins (12 mm à Civray, 14.5 mm à Thouars, 16.4 mm à Bressuire), et localement un peu plus (37 mm à Surin). Et, à part quelques petites pluies le 11 sur le tiers Nord-Ouest des Deux-Sèvres, il a fallu attendre le 21 pour enfin voir de vraies pluies arroser notre région, pluies qui n'ont d'ailleurs véritablement été efficaces que ce jour-ci et le lendemain, le 22, représentant 50 à 90 % du faible total mensuel. Le déficit atteint ainsi 60 à 80%, jusqu'à 90% localement.

Les précipitations varient de 92 mm entre le plus sec et le plus humide des mois. Une variation de 16.7 °C est enregistrée sur l'année en été (2016) (Figure 4-2). [34]

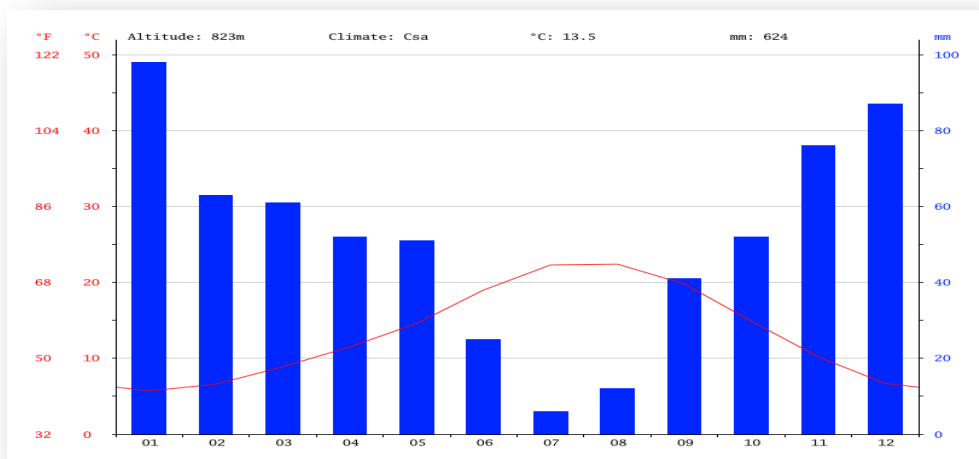


Figure III.12 : Profil de variation des précipitations mensuelle 2016. [34]

III.9 Sismicité

Le Nord de l'Algérie est associé à une forte activité sismique. Les cartes des intensités maximales observées en Algérie depuis 1716 à 1898 permettent de classer le bassin de Chéelif comme zone d'intensité maximale IX (séisme de 1980) donc à haut risque.

Le tableau ci-dessous présente les principaux séismes survenus depuis 1673 jusqu'à 1989.

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique**Tableau III.2:** Les principaux séismes survenus depuis 1673 à 1989.

Date	Epicentre	Intensité	Magnitud	Dommages engendrés
10/03/1673	Alger	Très forte		Endommagement d'Alger et ses environs
09/09/1790	Oran	Très forte		Destruction de la ville d'Oran. Trois mille victimes
02/03/1825	Blida	X-XI		Destruction de la ville de blida et de deux villages voisines. sept mille victimes
09/09/158	El Amra	Trèsforte	6.5	Destruction de la région entre El Achaf et les montagnes du Braz au Nord
16/11/1869	Biskra	Forte		Bâtiments lézardés ,affaissement du sol,destruction d'habitations
04.08.1908	Constantine	VIII	5	Destruction de caserne,théâtre, hôpital et école normale à Constantine
04.08.1908	Guelma	VIII-IX	5.4	Maisons écoulées et augmentation du débit des sources thermales
10.02.1931 06.08.1947	Constantine	Forte		Effondrement demaison,perturbation du régime des eaux
09.09.1954	Chlef	Trèsforte		Destruction de plusieurs villages,déformations des rails,tassements, fissurations
01.01.1965	M'sila	Forte	5.5	Destruction d'habitations,cinq morts
24.11.1973	Mansoura	VII	5.5	Deux mille habitations détruites,quatre morts,plus de 50 blessés
10.10.1980	Chlef	IX	7.3	Rails déformés, formation de cratère et de lacs,ponts très endommagés,habitations détruites,3500 victimes
27.10.1985	Constantine	VIII	6	Destruction d'habitations,une dizaine de morts
29.10.1989	Mt-Chenoua	VIII	6	Augmentation du débit et du niveau de l'eau avec changement de coloration

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

Le document technique réglementaire DTR, concernant les règles parasismiques algériennes applicable au domaine des ouvrages d'arts RPOA 2008, élaboré par le CTTP et le CGS (centre national de recherche appliquée en génie parasismique), divise le territoire algérien en quatre zones de sismicité croissante, soit:

Zone	0	I	II a	II b	III
Sismicité	Négligeable	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application est règles parasismiques algériennes RPOA 2008 doit être classé dans l'un des trois groupes définis ci-après :

- Groupe 1 : Ouvrages d'importance stratégique ;
- Groupe 2 : Ouvrages de grande importance ;
- Groupe 3 : Ouvrages d'importance moyenne.

Les sites ont également fait l'objet d'une classification en fonction de leur nature géologique et des propriétés mécaniques de sols qui les constituent ; ainsi on distingue les catégories suivantes :

- *Catégorie S 1*: (site rocheux), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, $V_S > 800$ m/s ;
- *Catégorie S 2*: (site ferme), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, $V_S > 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur ;
- *Catégorie S 3*: (site meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, $V_S > 200$ m/s à partir de 20 m de profondeur ;
- *Catégorie S 4*: (site très meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres ;

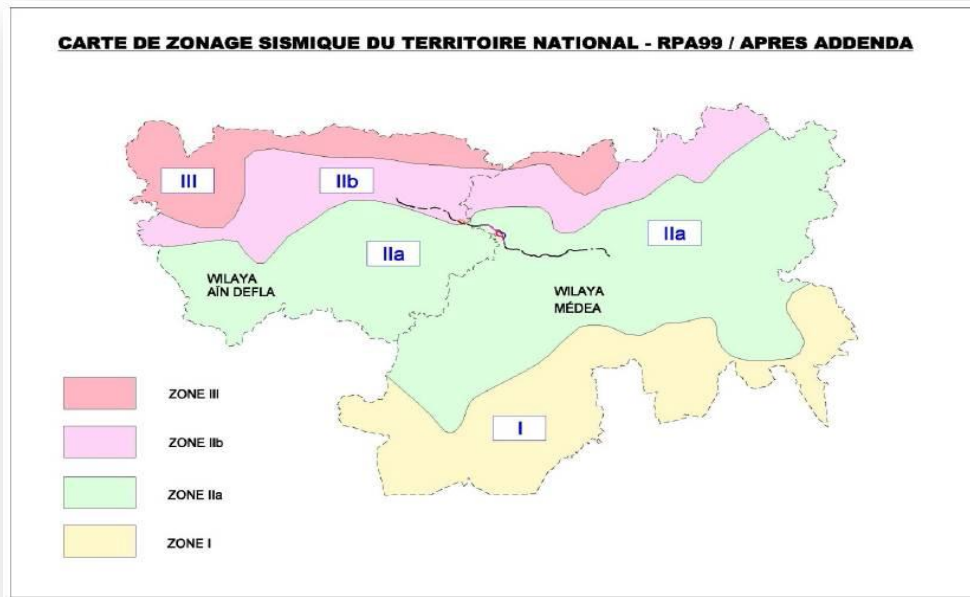


Figure III.13 Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99.

Tableau III.3 : Coefficient d'accélération (A).

Groupe	ZONE			
	I	IIA	IIB	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Sur la base de ce qui précède, le site étudié se situe dans la zone IIb/IIa qui correspond à une zone de sismicité *moyenne*, la section autoroutière Khemis Miliana-Berrouaghia est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2). L'infrastructure est occupée par un faciès ferme, donc classé catégorie S2.

A partir de ces données, les coefficients d'accélération sont: $A=0.25$ g depuis le début jusqu'au PK 25+000 et depuis ce PK jusqu'à la fin du tracé $A=0.20$ g.

La sismicité actuelle s'inscrit dans la continuité des mouvements plio-quaternaires; il est par conséquent impératif de prendre en considération le facteur sismique dans le dimensionnement des ouvrages d'art. [33]

III.10. Reconnaissance géotechnique du site d'étude

Les échantillons prélevés intacts des différents sondages pour subir des tests physico-mécaniques et d'avoir une idée très précise sur les caractéristiques géotechniques des couches en profondeur été comme suit:

- ✓ Un essais pénétromètre dynamique poussés jusqu'au refus.

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

✓ Un sondage de 35,5 m de profondeur chacun effectuer pour la réalisation d'essais physico-mécaniques en laboratoire.

III.10.1. Les sondages carottés

Les différentes caractéristiques des couches de sol ont été mises en évidence par un sondages carottés qui permis de définir la nature lithologique des différentes couches constitutives du sol en profondeur et de prélever des échantillons pour des essais au laboratoire.

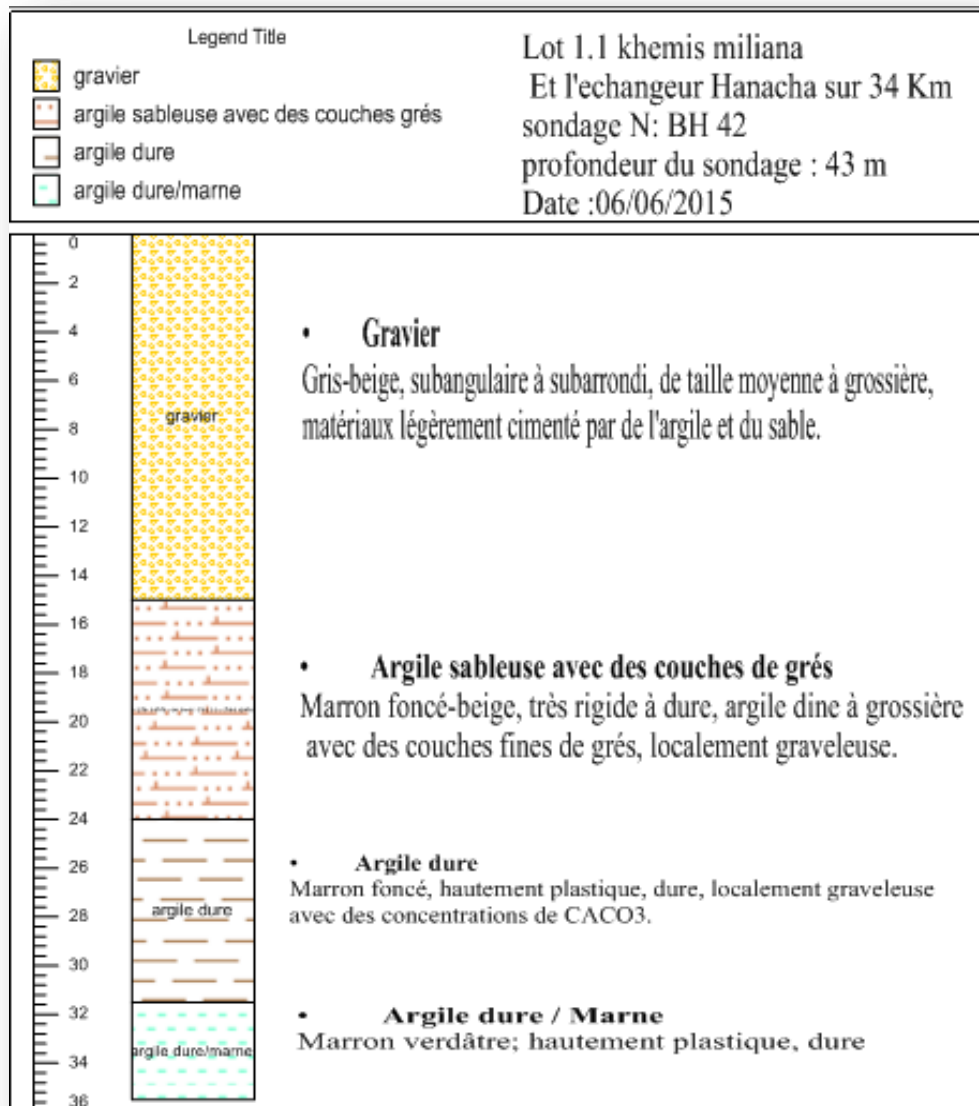


Figure III.14 : Sondage .

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

La lithologie des sondages carottés effectués est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Lithologie des sondages carottés.

N°	Profondeurs(m)	Descriptions du sol
Sc	0-15,00	<ul style="list-style-type: none"> • Gravier Gris-beige, subangulaire à subarrondi, de taille moyenne à grossière, matériaux légèrement cimenté par de l'argile et du sable.
	15,00-24,00	<ul style="list-style-type: none"> • Argile sableuse avec des couches de grés Marron foncé-beige, très rigide à dure, argile fine à grossière avec des couches fines de grés, localement graveleuse.
	24,00-31,50	<ul style="list-style-type: none"> • Argile dure Marron foncé, hautement plastique, dure, localement graveleuse avec des concentrations de CaCO₃.
	31,50-35,50	<ul style="list-style-type: none"> • Argile dure / Marne Marron verdâtre; hautement plastique, dure.

III.10.2. Essais d'identifications au laboratoire

Quelle que soit l'utilisation envisagée d'un sol, il est important de connaître sa nature, sa composition et la répartition des grains de différentes tailles qui le compose. Les essais qui conduisent à cette étude portent le nom. [35]

❖ Essais d'identification physiques

➤ La teneur en eau naturelle W

C'est, la caractéristique la plus facile à déterminer. La teneur en eau se détermine par deux pesées. Une première pesée de l'échantillon à l'état initial donne la masse m de l'échantillon humide et un deuxième passage, à l'étuve à 105°C pendant 24 heures (évaporation de l'eau libre et de l'eau capillaire) donnent la masse sèche de l'échantillon m_s .

$$w = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100 = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 \quad \text{avec} \quad m_w = m - m_s \dots \dots \dots (III.1)$$

➤ Analyse granulométrique

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

- ✚ Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80 mm.

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

- ✚ La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la courbe granulométrique. Elle représente pour chaque dimension « % » de particule, le poids (ou masse) « % » des particules de cette taille ou de tailles inférieures.

Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. Cette courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmiques. [36]



Figure III.15 : Le tamisage. [36]

- ✚ **Coefficient d'uniformité et coefficient de courbure d'une courbe granulométrique**

La forme de la courbe granulométrique permet de préciser le degré d'étalement de la granulométrie ou encore son uniformité ; cette uniformité est exprimée par le Coefficient d'uniformité ou coefficient d'hasan C_u défini par le rapport :

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \dots \dots \dots (III.2)$$

Ce coefficient est donc immédiatement calculé à partir de la courbe granulométrique.

- Si $C_u < 2$ la granulométrie est uniforme (ou serrée),
- Si $C_u > 2$ la granulométrie est étalée (ou variée).

On définit également le coefficient de courbure

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}} \dots \dots \dots (III.3)$$

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

À noter : un sol est bien gradué si "Cc " est compris entre 1 et 3. [36]

➤ Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance.

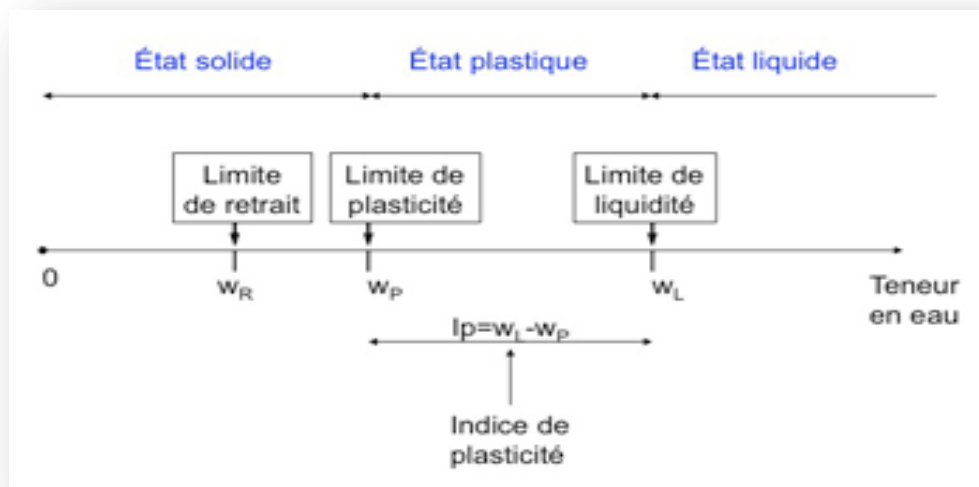


Figure III.16 Limites d'Atterberg.

Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme suit:

- ✓ un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser)
- ✓ ou un liquide.

Alors on détermine plus particulièrement les valeurs de : La limite de plasticité (WP), la limite de liquidité(WL).

La limite de plasticité(WP) :

Est la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges.

Cette limite sépare l'état plastique de l'état semi-solide. En général elle ne dépasse pas 40%.

La limite de liquidité(WL) :

Est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique.

➤ **Indices de plasticité et de Consistance**

• **L'indice de plasticité I_p**

Est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation :

$$I_p = w_L - w_P \dots \dots \dots (III.4)$$

Le tableau si dessous représente une classification d'un sol selon l'indice de plasticité I_p :

Tableau III.5 : Classification d'un sol selon l'indice de plasticité I_p .

Indice de plasticité I_p	Etat-du sol
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

• **Indice de consistance I_c :**

La comparaison de la teneur en eau naturelle w d'un sol et des limites d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{I_p} \dots \dots \dots (III.5)$$

Le tableau si dessous représente un état du sol en fonction de l'indice de consistance.

Tableau III.6: Etat du sol en fonction de l'indice de consistance. [36]

Indice de consistance I_c	Etat-du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 0$	Liquide

Tableau III.7: Caractéristiques géotechniques des couches de sols.

Couche de sol		Gravier	Argile sableuse	Argile dure	Argil dur/ Marne
Profondeur Z(m)		0 –15	15– 24	24–31,5	31,5–35,5
Densité sèche γ_d (t/m ³)		2,631	1,82	1,82	1,73
Densité humide γ_h (t/m ³)		2,631	2,12	2,203	2,105
Granulo- métrie(%)	0,08 (mm)		86,47	99,40	99,96
	2 (mm)		97,42	72,26	90,05
Teneur en eau W(%)			12,97	14,455	15,97
Limite de liquidité WL(%)			53,35	56,9	44,6
Indice de plasticité Ip(%)			19,25	30,3	28,4

✚ Argile sableuse

D'après l'analyse des différentes caractéristiques physiques des couches de sols, on constate que cette dernière est caractérisée par :

- Une classe granulométrique des sols fins. ($\% < 0,08\text{mm} = 86,47\%$).
- Un sol de densité élevée ($\gamma_d = 1,82 \text{ t/m}^3$), très plastique ($I_p = 19,25$).

✚ Argile dure

D'après l'analyse des différentes caractéristiques physiques de cette formation, on constate que cette dernière est caractérisée par :

- Une classe granulométrique des sols fins. ($\% < 0,08\text{mm} = 99,40\%$).
- Un sol de densité élevée ($\gamma_d = 1,82 \text{ t/m}^3$), très plastique ($I_p = 30,3$),

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

✚ Argil dur/ Marne

D'après l'analyse des différentes caractéristiques physiques de cette formation, on constate que cette dernière est caractérisée par :

- Une classe granulométrique des sols fins. ($\% < 0.08\text{mm} = 99,96\%$).
- Un sol de densité moyenne ($\gamma_d = 1,73\text{ t/m}^3$), hautement plastique ($I_p = 28,4$),

❖ Essais d'identification mécanique

➤ Essai triaxiale : [38]

L'essai triaxial a pour but de déterminer la cohésion et l'angle de frottement. Dans ce cas l'échantillon est constitué d'un cylindre (élancement 2 en général) placé dans une chambre de pressurisation (cellule). La cellule contient un fluide sous pression qui impose une contrainte constante sur la surface latérale du cylindre. L'échantillon est préalablement recouvert d'une membrane élastique pour empêcher que le fluide contenu dans la cellule (généralement de l'eau) ne pénètre dans le matériau étudié. L'essai se déroule également en deux étapes :

- 1 - on applique une surpression p (ou σ_r)
- 2 - on charge verticalement l'échantillon par l'intermédiaire d'un piston par une contrainte

Longitudinal 1: $\sigma_1 = F/S + p$

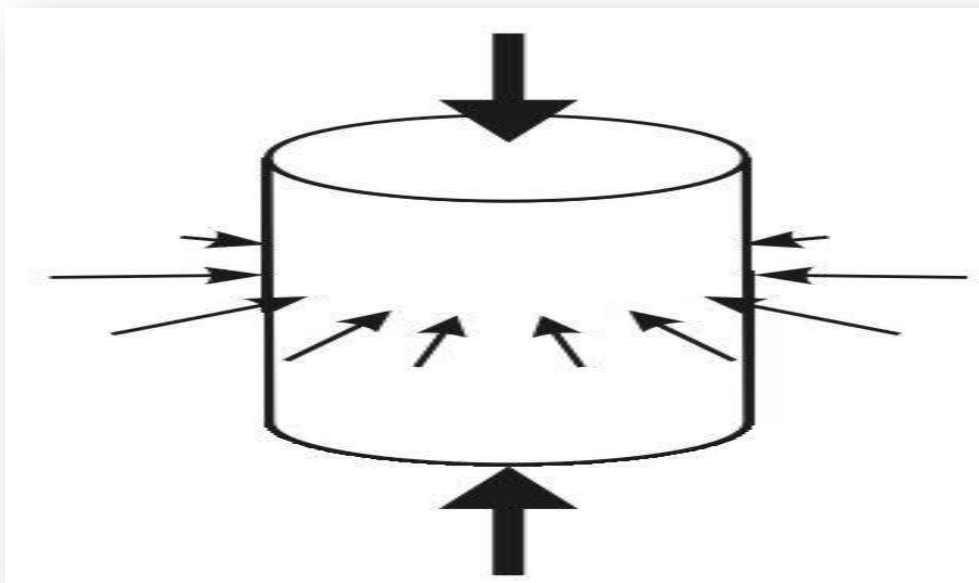


Figure III.17 Schématisation de l'essai de triaxial.

Tableau III.8 : Résultat des Essais mécaniques.

Type d'essais	Caractéristiques	Notation	Gravier	Argile sableuse	Argile dure	Argile dur/ Marne
Essais mécaniques	Cisaillement – Triaxial UU	C(Bar)	5	3	20	25
		$\phi(^{\circ})$	33	30	26	30

III.10.3. Les essais in situ : [37]

❖ Essai de pénétration standard (SPT)

➤ Fente de PK: 7+380 – 7+880

Dans la zone d'étude, le forage de numéro BH-42 ont été achevé par l'entrepreneur MAPA en date du 06.05.2015 et 07.06.2015.

Tableau III.9: Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° BH-42

Profondeur(m)	Nombre de chocs			N
	0-15	15-30	30-45	
2,50-2,54	50/4			R
5,50-5,55	50/5			R
8,50-8,58	50/8			R
11,50-11,56	50/6			R
14,50-14,57	50/7			R
16,00-16,45	9	13	16	29
19,50-19,57	50/7			R
23,50-23,58	50/8			R
27,50-27,89	20	27	50/9	R
31,50-31,59	50/9			R

III.10.4. Classification des soles

❖ La classification L.C.P [39]

La classification des laboratoires et des ponts et chaussées s'appuie essentiellement sur l'analyse granulométrique et sur les caractéristiques de plasticité de la fraction fine, complétée par des essais très simples (couleur, odeur, effets de l'eau...etc.).

Chapitre III : Etude géologique, hydrogéologique, géotechnique

➤ Les Sols grenus : [39]

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg, elle précisée dans tableau ci-après :

Tableau III.10 : La classification des sols grenus.

SOLS GRENUS				
Définitions	Conditions			Appellations
+ de 50 % des éléments de dimensions ≥ 0.08 mm Sols grenus	+ de 50 % des éléments de dimensions ≥ 0.08 mm sont retenus au tamis de 2 mm GRAVE	- de 5 % des éléments < 0.08 mm et examiner la courbe granulométrique (1)	Cu > 4 et 1 < Cc < 3	Grave bien graduée (Gb)
			Cu < 4 ou Cc > 3 ou Cc < 1	Grave mal graduée (Gm)
		+ de 12 % des éléments < 0.08 mm et faire les limites d'Atterberg,	Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave limoneuse (GL)
		déterminer ω_l et ω_p et situer le point I_p, ω_l (1)	Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave argileuse (GA)
	+ de 50 % des éléments de dimensions ≥ 0.08 mm passent au tamis de 2 mm SABLE	- de 5 % des éléments < 0.08 mm et examiner la courbe granulométrique (1)	Cu > 6 et 1 < Cc < 3	Sable bien gradué (Sb)
			Cu < 6 ou Cc < 1 ou Cc > 3	Sable mal gradué (Sm)
		+ de 12 % des éléments < 0.08 mm et faire les limites d'Atterberg, déterminer ω_l et ω_p et situer le point I_p, ω_l (1)	Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable limoneux (SL)
			Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable argileux (SA)
(1) entre 5 et 12 % d'éléments < à 0.08 mm : cas limite nécessitant le double symbole adapté aux caractéristiques de la courbe granulométrique et de plasticité				

➤ Sols fins [40]

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg, elle précisée dans le diagramme de plasticité « diagramme de Casagrande » selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité, et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales :

- Les limons très plastiques **Lt**
- Les limons peu plastiques **Lp**
- Les argiles très plastiques **At**
- Les argiles peu plastiques **AP**

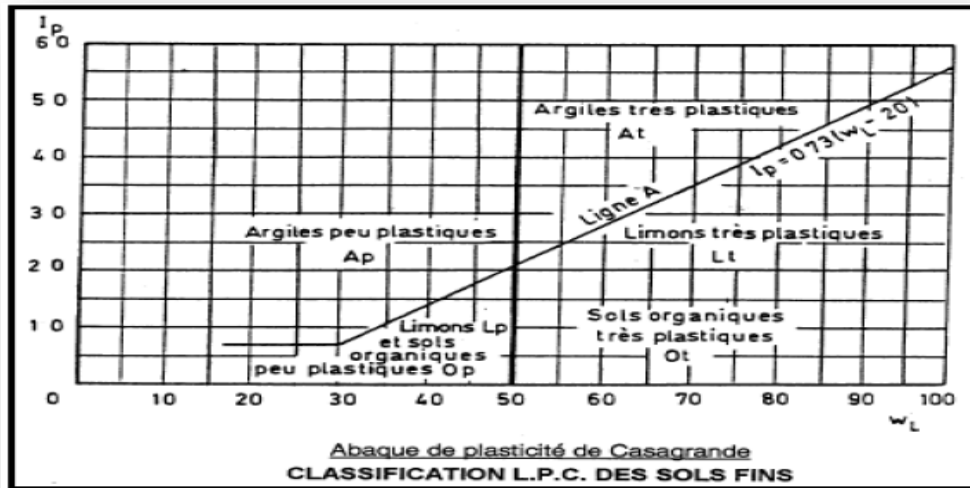


Figure III.18: L'abaque de Casagrande. [40]

❖ **Classification selon les règles parasismiques Algérienne RPA 1999 versions 2003**

➤ **Par les essais mécaniques :**

L'ensemble de ces résultats montre que la Résistance à la compression simple a permis de classer le sol selon les règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 versions 2003) en catégorie S3 (Sol meuble).

➤ **Par les essais in situ :**

D'après les résultats obtenus à partir de l'essai préssiométrique, le site est classé dans la catégorie "S3" (site meuble)

L'ensemble de ces résultats montre que la sismique réfraction a permis de classer le sol en catégorie S3 (Sol meuble).

III.11. Conclusion

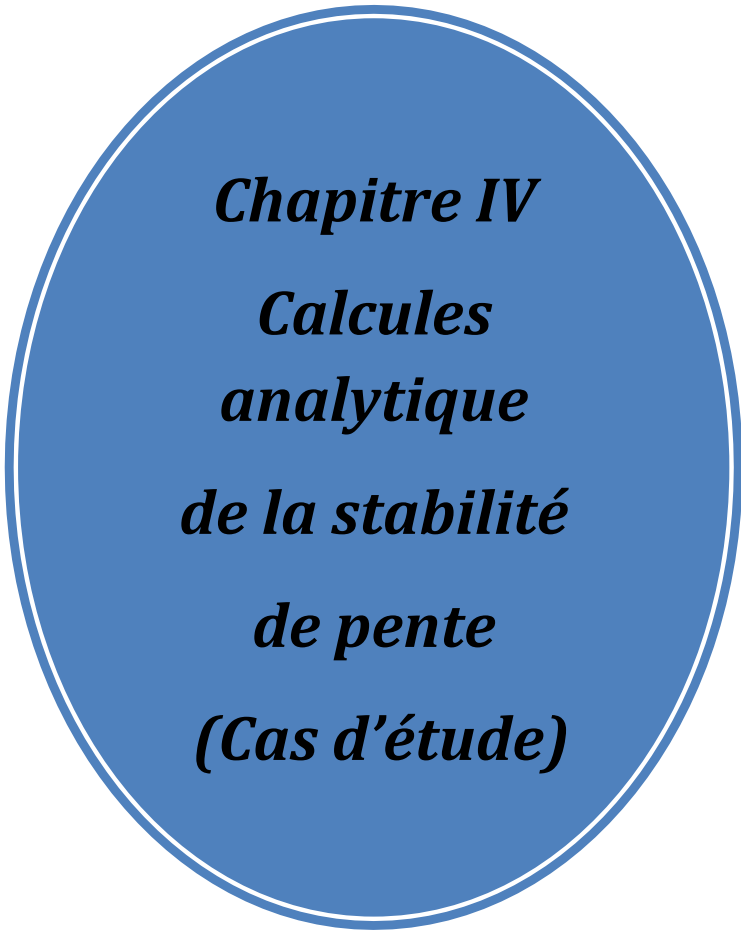
Par des données géologiques, le terrain de pk 7+380-7+880 est constitué par deux formations. Les terrains qui forment le cœur de synclinal sont du Miocène supérieur, ils constituent une couche gréseuse au sommet et passent vers le bas à des terrains plus argileux. Les principaux affleurements du Miocène, sont au niveau du Djebel Gantas et à l'Est d'Ain Sultan.

La sismicité élevée de la région Ain-defla est située dans zones IIb/IIa selon le RPOA 2008.

Les essais physiques de sol ont donné un pourcentage de 86 à 100% d'éléments dont le diamètre 0,08mm et 72 à 98% d'éléments dont le diamètre 2mm.

Le pourcentage des grains fins est dominant, ce qui permet de classer le sol dans la catégorie des sols fins et meuble selon la norme XP P94-011, le sol est classé dans la catégorie des argiles peu plastiques à très plastique d'après l'abaque de Casagrande.

Finalement nous pouvons conclure que la zone d'étude se situe dans la catégorie des sols fins et en plus la présence d'eau et le degré de sismicité élevé donc il y a un risque d'instabilité d'où il est nécessaire de procéder à une étude de la stabilité.



Chapitre IV
Calculs
analytique
de la stabilité
de pente
(Cas d'étude)

IV. Méthodes analytique

IV.1. Calcul par la méthode de Fellenius

IV.1.1 A court terme: La pente est 26°

On utilisant α_0 et β_0 en fonction de l'angle de talus β et, qui nous donne les valeurs suivantes : $\beta_0 = 20^\circ$ et $\alpha_0 = 23^\circ$ ou la pente est 26° .

Il est du type de cercle de pied de talus (talus doux) parce qu'il recoupe le talus à son pied, avec un rayon $R = 143.58\text{m}$ et $\beta = 26^\circ$.

Pour calculer le facteur de sécurité on subdivise la pente en un certain nombre de tranche caractérisées par une largeur $b = 10.573\text{ m}$ avec la hauteur h variable (ses deux paramètres nous permet de calculer le poids de chaque tranche),

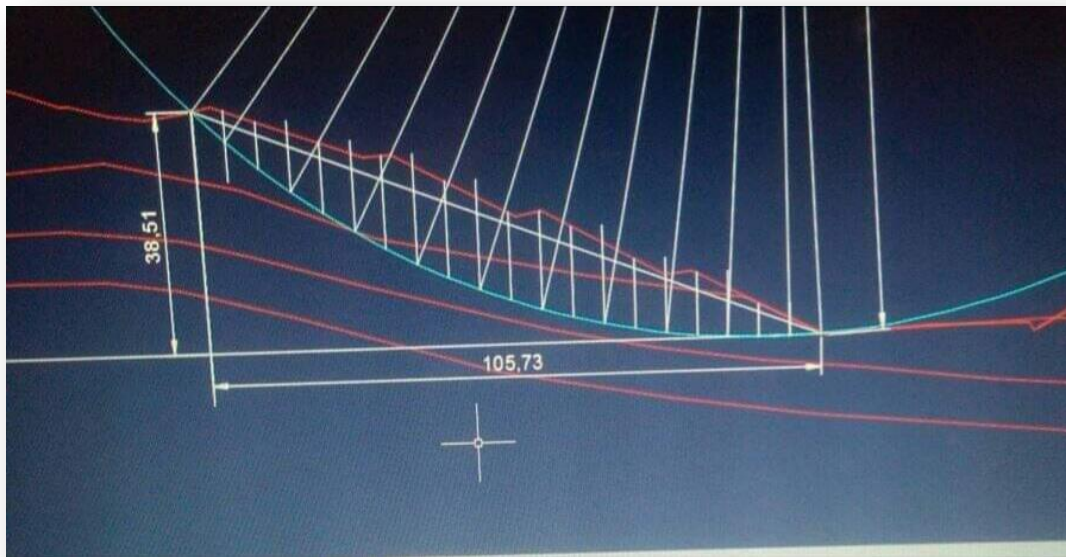


Figure. IV.1 : Discrétisation par tranche de la pente.

➤ Pour un sol sec

Le F_s est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.

N° tranche	S	φ°	Wi	ai°	WiCosai	WiSinai	1/Cosai	WiCosai tanφ	bi	cibi	Wi*Cosai* tanφ* /1/Cosai	FS
1	44,61	33	892,2	40	523,6	573,5	1,31	340,0	10,573	52,9	443,8	1,79
2	69,61	33	1932,2	35	1296,5	1108,3	1,22	842,0	10,573	52,9	1027,9	
3	133,06	33	2661,2	30	1995,9	1330,6	1,15	1296,2	10,573	52,9	1496,7	
4	163,06	31,5	3179,67	25	2611,8	1343,8	1,10	1600,5	10,573	42,3	1765,9	
5	154,97	31,5	3021,91	21	2633,8	1083,0	1,07	1614,0	10,573	42,3	1728,8	
6	156,58	31,5	3053,31	16	2821,3	841,6	1,04	1728,9	10,573	42,3	1798,6	
7	135,81	31,5	2648,29	12	2533,8	550,6	1,02	1552,7	10,573	42,3	1587,4	
8	105,34	31,5	2054,13	7	2023,6	250,3	1,01	1240,1	10,573	42,3	1249,4	
9	79,89	31,5	1557,85	3	1553,6	81,5	1,00	952,0	10,573	42,3	953,3	
10	27,89	30	529,91	-1	529,7	-9,2	1,00	305,9	10,573	31,7	305,9	
					7153,9						444,1	12357,8

$$FS = \frac{\sum c_{ibi} + \xi \tan \phi (\sum W_i \cos \alpha_i) / \cos \alpha_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \dots \dots \dots (IV.1)$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a:

$$FS = \frac{444,1 + 12357,8}{7153,9} = 1,79$$

➤ Pour un sol saturé :

Le Fs est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Les résultats de calcul par la méthode de Fellenius

N° tranche	s	φ°	Wi	ai°	WiCos ² ai	WiSinai	1/Cosai	ci*bi	u*b	[cb+(WiCos ² ai- ub)tgφ]*(1/cosai)	F _s
1	44,61	33	892,2	40	523,6	573,5	1,31	52,9	211,5	291,8	1,5
2	69,61	33	1932,2	35	1296,5	1108,3	1,22	52,9	317,2	830,1	
3	133,06	33	2661,2	30	1995,9	1330,6	1,15	52,9	370,1	1275,0	
4	163,06	31,5	3179,67	25	2611,8	1343,8	1,10	42,3	422,9	1518,8	
5	154,97	31,5	3021,91	21	2633,8	1083,0	1,07	42,3	422,9	1476,8	
6	156,58	31,5	3053,31	16	2821,3	841,6	1,04	42,3	475,78	1509,8	
7	135,81	31,5	2648,29	12	2533,8	550,6	1,02	42,3	502,2	1279,6	
8	105,34	31,5	2054,13	7	2023,6	250,3	1,01	42,3	317,2	1055,4	
9	79,89	31,5	1557,85	3	1553,6	81,5	1,00	42,3	317,2	758,9	
10	27,89	30	529,91	-1	529,7	-9,2	1,00	31,7	211,5	183,8	
					7153,9			534,1			10180,1

Chapitre IV. Calculs analytique de la stabilité de pente (Cas d'étude)

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$F = \frac{\sum c_{ibi} + \sum \tan \phi (W_i \cos \alpha_i - U_b) 1 / \cos \alpha_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \dots \dots \dots (IV.2)$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a:

$$F = \frac{534,1 + 10180,1}{7153,91} = 1,51$$

VI.1.2 Calcul à long terme

➤ Pour un sol sec

Le Fs est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.

N° tranche	S	φ°	Wi	αi°	WiCosαi	WiSinαi	1/Cosαi	WiCosαi tanφ	bi	cibi	Wi*Cosαi* tanφ* 1/Cosαi	Fs
1	44,61	25	892,2	40	523,6	573,5	1,31	244,1	10,573	42,3	318,7	1,21
2	69,61	25	1932,2	35	1296,5	1108,3	1,22	604,6	10,573	42,3	738,1	
3	133,06	25	2661,2	30	1995,9	1330,6	1,15	930,7	10,573	42,3	1074,7	
4	163,06	22	3179,67	25	2611,8	1343,8	1,10	1055,2	10,573	31,7	1164,3	
5	154,97	22	3021,91	21	2633,8	1083,0	1,07	1064,1	10,573	31,7	1139,8	
6	156,58	22	3053,31	16	2821,3	841,6	1,04	1139,9	10,573	31,7	1185,8	
7	135,81	22	2648,29	12	2533,8	550,6	1,02	1023,7	10,573	31,7	1046,6	
8	105,34	22	2054,13	7	2023,6	250,3	1,01	817,6	10,573	31,7	823,7	
9	79,89	22	1557,85	3	1553,6	81,5	1,00	627,7	10,573	31,7	628,5	
10	27,89	20	529,91	-1	529,7	-9,2	1,00	192,8	10,573	21,1	192,8	
					7153,9					338,3	8313,1	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a:

$$F = \frac{338,3 + 8313,1}{7153,91} = 1,21$$

➤ Pour un sol saturé :

Le F_s est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.

N° tranche	s	ϕ°	Wi	ai°	WiCos ² ai	WiSinai	1/Cosai	ci*bi	u*b	[cb+(WiCos ² ai-ub)tg ϕ]*(1/cosai)	F_s
1	44,61	25	892,2	40	523,6	573,5	1,31	42,3	211,5	199,8	1,0
2	69,61	25	1932,2	35	1296,5	1108,3	1,22	42,3	317,2	577,3	
3	133,06	25	2661,2	30	1995,9	1330,6	1,15	42,3	370,1	896,3	
4	163,06	22	3179,67	25	2611,8	1343,8	1,10	31,7	422,9	987,1	
5	154,97	22	3021,91	21	2633,8	1083,0	1,07	31,7	422,9	964,3	
6	156,58	22	3053,31	16	2821,3	841,6	1,04	31,7	475,78	990,2	
7	135,81	22	2648,29	12	2533,8	550,6	1,02	31,7	502,2	841,2	
8	105,34	22	2054,13	7	2023,6	250,3	1,01	31,7	317,2	695,2	
9	79,89	22	1557,85	3	1553,6	81,5	1,00	31,7	317,2	500,3	
10	27,89	20	529,91	-1	529,7	-9,2	1,00	21,2	211,5	115,9	
						7153,9		338,3		6767,5	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$F = \frac{\sum c_i b_i + \sum \tan \phi (W_i \cos \alpha_i - U_b) / \cos \alpha_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \dots \dots \dots (IV.3)$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a:

$$F = \frac{338,3 + 6767,5}{7153,91} = 1,0$$

IV.2. Calcul par la méthode de Bishop

IV.2.1 A court terme

Le calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Bishop nécessite la détermination du $m\alpha$ pour chaque tranche qui peut être tiré soit par l'abaque ou par la formule suivante :

$$m\alpha = \cos \alpha_i * \sum (1 + \tan \alpha_i * \tan \Phi_i),$$

(Donné dans le tableau ci- dessous)

D'où F_s dans l'équation peut être calculé par la méthode de Fellenius et ensuite on calcule $m\alpha$

Chapitre IV. Calculs analytique de la stabilité de pente (Cas d'étude)

➤ Pour un sol sec :

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculés par la méthode de Bishop:

Tableau IV.5 : Les résultats de calcul par la méthode de Bishop

N° tranche	s	ϕ°	Wi	α_i°	$m_{\alpha i}$	Cb	F	Wsin α_i	$[C b+W \tan \alpha_i] / [\cos \alpha_i+(\sin \alpha_i \tan \alpha_i) / F]$	Fs
1	44,61	33	892,2	40	1,00	52,9	573,5	1,79	632,8	1,86
2	69,61	33	1932,2	35	1,03	52,9	1108,3	1,79	1273,0	
3	133,06	33	2661,2	30	1,05	52,9	1330,6	1,79	1700,5	
4	163,06	31,5	3179,67	25	1,05	42,3	1343,8	1,79	1894,2	
5	154,97	31,5	3021,91	21	1,06	42,3	1083,0	1,79	1793,2	
6	156,58	31,5	3053,31	16	1,06	42,3	841,6	1,79	1812,5	
7	135,81	31,5	2648,29	12	1,05	42,3	550,6	1,79	1586,9	
8	105,34	31,5	2054,13	7	1,03	42,3	250,3	1,79	1258,0	
9	79,89	31,5	1557,85	3	1,02	42,3	81,5	1,79	980,7	
10	27,89	30	529,91	-1	0,99	31,7	-9,2	1,79	339,6	
									7153,9	13271,4

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$F_s = \frac{13271,4}{7153,9} = 1,86$$

➤ Pour un sol saturé :

Ou m_{α} est calculé pour chaque tranche, à partir de la formule suivante :

$$m_{\alpha} = \cos \alpha_i * \Sigma (1 + \tan \alpha_i * \tan \Phi_i)$$

Tableau IV.6: Les résultats de calcul par la méthode de Bishop.

N° tranche	s	ϕ°	Wi	α_i°	$m_{\alpha i}$	ub	cb	Wsin α_i	F	$[C_b+(W-ub) \tan \phi / (\cos \alpha_i+(\sin \alpha_i * \tan \phi) / F)]$	Fs
1	44,61	33	892,2	40	1,00	211,5	52,9	573,5	1,79	495,3	1,56
2	69,61	33	1932,2	35	1,03	317,2	52,9	1108,3	1,79	1072,5	
3	133,06	33	2661,2	30	1,05	370,1	52,9	1330,6	1,79	1471,0	
4	163,06	31,5	3179,67	25	1,05	422,9	42,3	1343,8	1,79	1647,6	
5	154,97	31,5	3021,91	21	1,06	422,9	42,3	1083,0	1,79	1547,9	
6	156,58	31,5	3053,31	16	1,06	475,78	42,3	841,6	1,79	1536,4	
7	135,81	31,5	2648,29	12	1,05	502,2	42,3	550,6	1,79	1293,6	
8	105,34	31,5	2054,13	7	1,03	317,2	42,3	250,3	1,79	1070,0	
9	79,89	31,5	1557,85	3	1,02	317,2	42,3	81,5	1,79	789,5	
10	27,89	30	529,91	-1	0,99	211,5	31,7	-9,2	1,79	216,8	
									7153,9	11140,6	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$F_s = \frac{11140,6}{7153,9} = 1,56$$

IV.2.2.A long terme

➤ Pour un sol sec :

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculé par la méthode de Bishop:

Tableau IV.7: Les résultats de calcul par la méthode de Bishop.

N° tranche	s	ϕ °	Wi	α_i °	mai°	ub	cb	Wsin α_i	F	[Cb+Wtanfi]/[cos α_i +((sin α_i tanfi)/F)]	fs
1	44,61	25	892,2	40	1,07	211,5	42,3	573,5	1	430,1	1,22
2	69,61	25	1932,2	35	1,09	317,2	42,3	1108,3	1	868,1	
3	133,06	25	2661,2	30	1,10	370,1	42,3	1330,6	1	1167,5	
4	163,06	22	3179,67	25	1,08	422,9	31,7	1343,8	1	1222,2	
5	154,97	22	3021,91	21	1,08	422,9	31,7	1083,0	1	1161,6	
6	156,58	22	3053,31	16	1,07	475,78	31,7	841,6	1	1179,6	
7	135,81	22	2648,29	12	1,06	502,2	31,7	550,6	1	1037,2	
8	105,34	22	2054,13	7	1,04	317,2	31,7	250,3	1	827,1	
9	79,89	22	1557,85	3	1,02	317,2	31,7	81,5	1	648,3	
10	27,89	20	529,91	-1	0,99	211,5	21,1	-9,2	1	215,4	
								7153,9		8757,0	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$FS = \frac{8757,0}{7153,9} = 1,2$$

➤ Pour un sol saturé :

Tableau IV.8 : Les résultats de calcul par la méthode de Bishop.

N° tranche	s	ϕ °	Wi	A	mai°	ub	cb	Wsin α_i	F	[Cb+(W-ub)Tan ϕ]/[cos α_i +((sin α_i *tan ϕ)/F)]	Fs
1	44,61	25	892,2	40	1,07	211,5	42,3	573,5	1	337,513566	1,03
2	69,61	25	1932,2	35	1,09	317,2	42,3	1108,3	1	731,985821	
3	133,06	25	2661,2	30	1,10	370,1	42,3	1330,6	1	1010,44256	
4	163,06	22	3179,67	25	1,08	422,9	31,7	1343,8	1	1063,55351	
5	154,97	22	3021,91	21	1,08	422,9	31,7	1083,0	1	1003,1508	
6	156,58	22	3053,31	16	1,07	475,78	31,7	841,6	1	1000,43193	
7	135,81	22	2648,29	12	1,06	502,2	31,7	550,6	1	846,186669	
8	105,34	22	2054,13	7	1,04	317,2	31,7	250,3	1	704,046978	
9	79,89	22	1557,85	3	1,02	317,2	31,7	81,5	1	522,620508	
10	27,89	20	529,91	-1	0,99	211,5	21,2	-9,2	1	137,989308	
								7153,9		7357,92165	

En fonction de ces données, on a trouvé :

$$F_s = \frac{7357,92165}{7153,9} = 1,03$$

Tableau IV.9 : Résultats de calcul par la méthode de Fellenius.

Pente 26°			
À court terme		À long terme	
sec	Saturé	sec	Saturé
1,79	1,5	1,21	1.0

Tableau IV.10 : Résultats de calcul par la méthode de Bishop

Pente 26°			
À court terme		À long terme	
sec	Saturé	sec	Saturé
1,86	1,56	1,22	1,03

IV.3. Conclusion

Nous pouvons conclure que la méthode suédoise (Fellenius et Bishop) représentent la méthode la plus simple et la plus adéquates grâce à la facilité de mise en œuvre et au résultat trouvée par la suite qui donne toujours les meilleurs résultats de coefficient de sécurité.

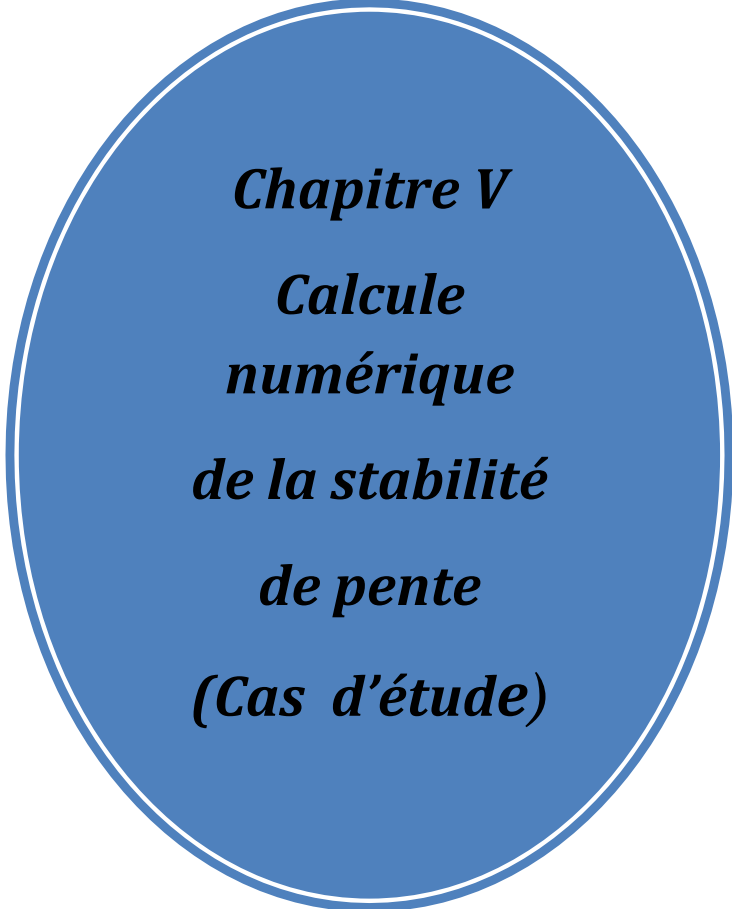
On a calculé le coefficient de sécurité pour les deux méthodes Fellenius et Bishop où les résultats obtenus se résument comme suit :

- ❖ Le calcul à long terme on a trouvé par la méthode Fellenius pour le cas d'un sol sec $F_s = 1.21$ et dans le cas de saturation $F_s = 1,00$ donc on peut conclure que le coefficient de sécurité décroît rapidement est on remarque qu'il est inférieur à 1.5 c'est-à-dire la pente est instable ;

Chapitre IV. Calculs analytique de la stabilité de pente (Cas d'étude)

- ❖ Le calcul à long terme par la méthode Bishop dans le cas d'un sol sec $F_s = 1.22$ et par suite dans le cas d'un sol saturé $F_s = 1,03$ peut tirer les mêmes observations cités précédemment qu'il est inférieur à 1.5 c'est-à-dire la pente est instable.

Finalement on a constaté que l'instabilité est liée au caractéristiques mécaniques (sols très altérées), géométriques (l'inclinaison ; la hauteur et la longueur) et à la condition hydraulique qui est le facteur le plus défavorable ; donc la pente se trouve dans état très défavorable à la construction d'où il est nécessaire de procédé au moyen de confortement.



Chapitre V
Calcul
numérique
de la stabilité
de pente
(Cas d'étude)

V.1. Introduction

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus,...) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb).

Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des pentes, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élasto plasticité).

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les logiciels de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).[41]

V.2. Présentation du logiciel PLAXIS [42]

Le logiciel PLAXIS est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas.

Son but initial était de créer un code éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays - Bas. En quelques années, PLAXIS a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001.

PLAXIS2D est donc un programme en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les valeurs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

V.3. Le code PLAXIS

Le code PLAXIS a été développé en premier lieu en 1987 à l'Université Technologique de Delft (Les Pays Bas), le code initialement réalisé pour analyser les digues en terre, a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes Géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement,...).

PLAXIS permet de réaliser des analyses de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculation, Output et Curves).

- ✓ **PLAXIS-Input:** le sous-programme contient toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.
- ✓ **PLAXIS-Calculations:** le sou programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

- ✓ **PLAXIS-Output:** contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux, etc.
- ✓ **PLAXIS-Curves:** le sou programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratiques en l'analyse des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastovisco-plastiques en 2D (bidimensionnel) en déformations planes ou 3D (tridimensionnel) en déformations axisymétriques.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même de consolidation), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondant aux chargements appliqués, l'équilibre est généralement atteint rapidement.

Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants:

- élasticité linéaire de Hooke pour simuler le comportement des structures rigides Massives placées dans le sol.
- plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins.
- élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi de l'argile et des limons.
- élastoplasticité de type Cam-Clay pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées.
- viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).
- Aussi se limitera-t-on ci-après à ne décrire que le modèle de Mohr-Coulomb Intéressant l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols.

Il comporte cinq paramètres :

- Le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (figure V.1) ;

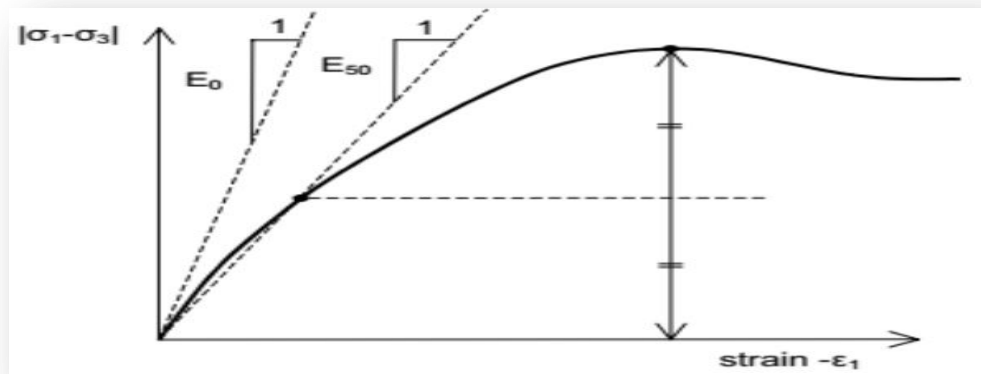


Figure V.1:Définition du module d'Young E .

- le coefficient de Poisson ν : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4;
- la cohésion c : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles ;
- l'angle de frottement interne ϕ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols.
- l'angle de dilatance ψ : nul ($\psi=0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables dont la dilatance ne dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx \phi - 30$.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques (figure V.2).

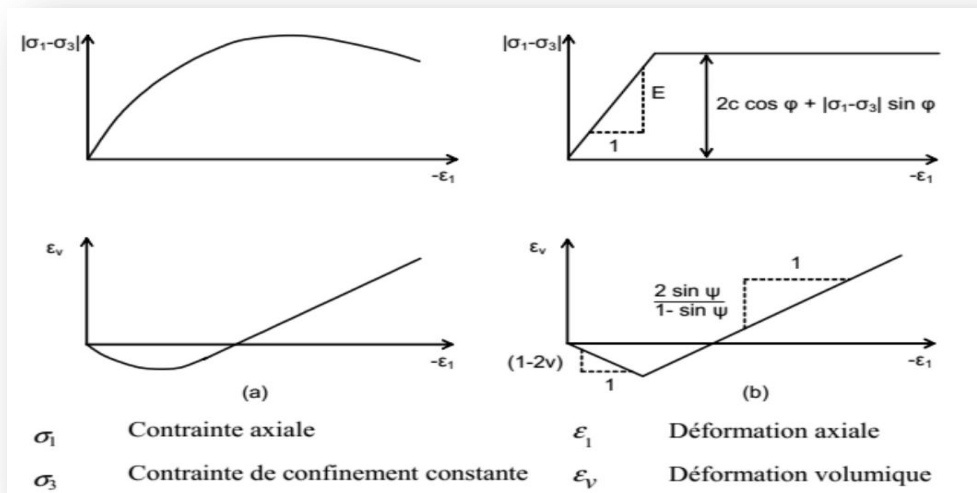


Figure V.2: Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastiques type Mohr-Coulomb

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation).
- pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c réduction". Dans cette approche, le caractéristique $\tan\phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction ΣMsf permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\Sigma Msf = \frac{\tan\phi \text{ donnée}}{\tan\phi \text{ réduit}} = \frac{c \text{ donnée}}{c \text{ réduit}} \dots \dots \dots \text{(V.1)}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se réfèrent aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, ΣMsf vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le facteur de sécurité global est déterminé comme suit :

$$FS = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\Sigma Msf) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

V.4. Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS

On a réalisé un modèles à savoir une pente 18° avec des calculs à long terme et à court terme on condition sèche et de saturation totale, d'où nous présentant le cas d'une pente de 18° on condition de saturation on utilisant les caractéristiques à long terme.

V.4.1 Définition des données

Nous allons réaliser une étude bidimensionnelle (déformation plane) d'un glissement de terrain ses sous couches qu'est décrite ci-dessous. Deux cas possibles peuvent être étudiés (à court terme et long terme) pour les deux profiles 22 °.

V.4.2 La géométrie de modèle

Dans ce système l'état de contrainte et déformation et plan, on va créer un modèle géométrique de la pente qui possède une hauteur de 100 m et de largeur de 270 m ; les différentes épaisseurs des couches sont représentées dans la figure suivante :

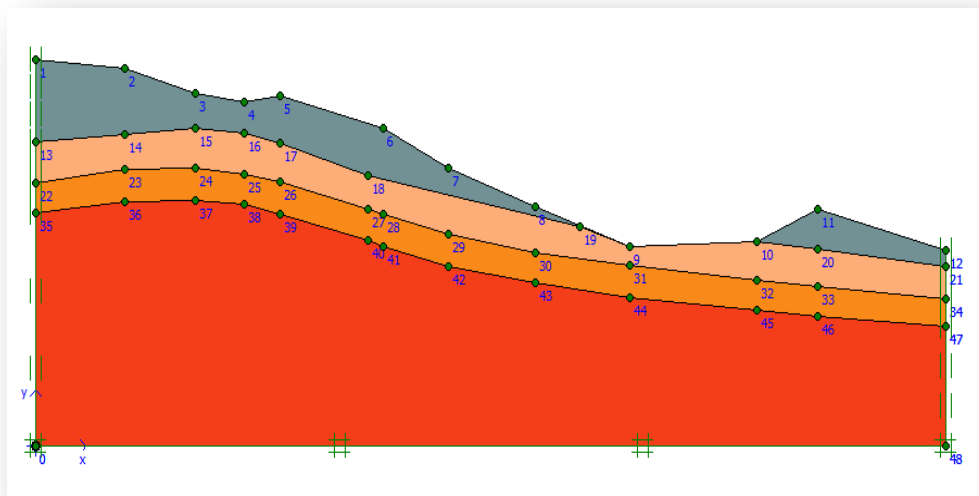


Figure V.3 : La géométrie de modèle.

V.4.3 Les conditions aux limites

Les conditions aux limites choisies par défaut (on bloque les déplacements horizontaux dans les côtes du système et on laisse les déplacements verticaux libres; tandis le déplacement de la base sont entièrement bloqué.

V.4.4 Caractéristiques des matériaux

Le terrain est formé par quatre couches de sols composent la géologie du site:

- Une couche de gravier en surface de 22 m d'épaisseur.
- Une couche d'Argile sableuse d'épaisseur 10 m.
- Une couche d'Argile rigide d'épaisseur 5 m.
- Une couche marne/argile rigide d'épaisseur 63 m.

Tableaux V.1: Les caractéristiques des sols.

Nature	γ_d KN/m ³	γ_{sat} KN/m ³	C KN/m ²	ϕ°	Ψ	E KN/m ²	ν
Gravier	20	21	5	33	0	50000	0.33
Argile sableuse	20	21	3	30	0	45000	0.33
Argile rigide	19	20	20	26	0	60000	0,33
Marne/argile rigide	20	21	25	30	0	75000	0.33

V.4.5 Génération du Maillage

L'étape consiste à discrétiser la géométrie de la pente en élément fini. Le modèle de référence se fait part des éléments à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de (676) éléments et le nombre des nœuds est de (1435) nœuds, On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *very fine* », comme indiquée sur la figure

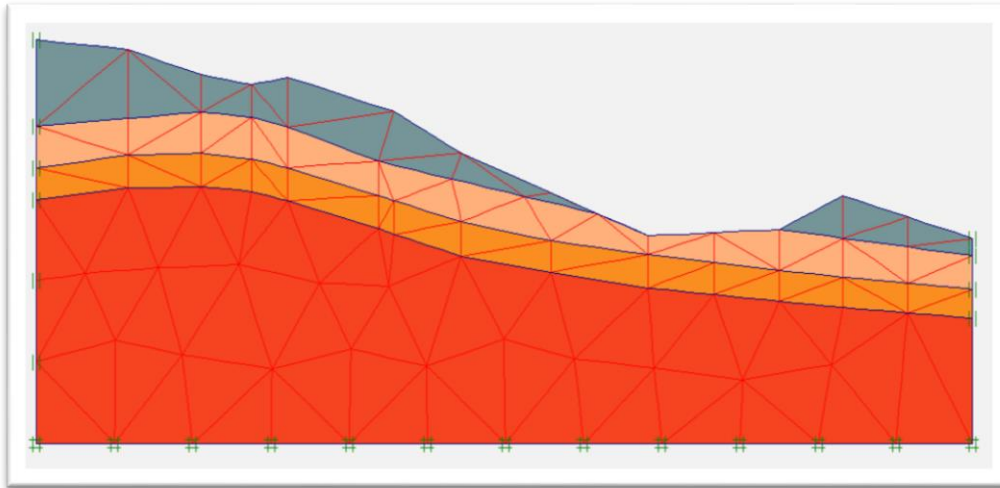


Figure V.4 : Le maillage du modèle.

V.4.6 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a. Conditions hydrauliques :

Le niveau de l'eau est à une hauteur de 5 mètres en surface.

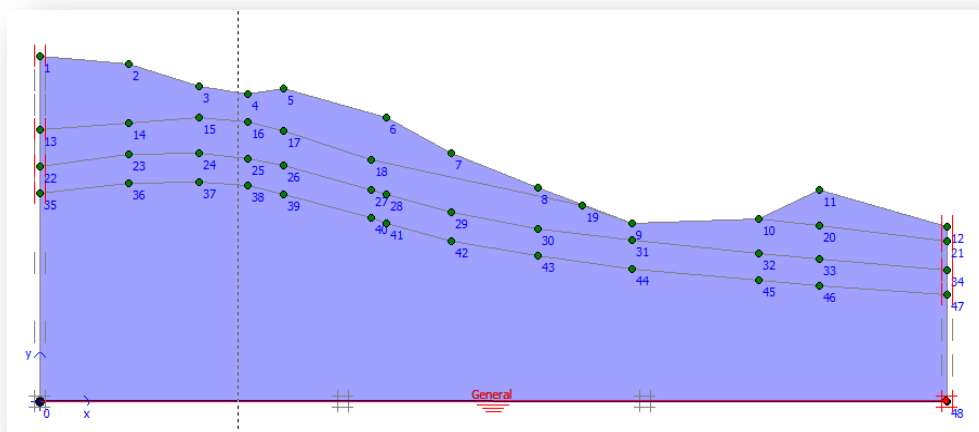


Figure V.5 : Les conditions hydrauliques et la distribution des contraintes effectives.

b. Contraintes initiales :

Pour le calcul des contraintes initiales, on génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de $K0$ par défaut. La valeur de $K0$ est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

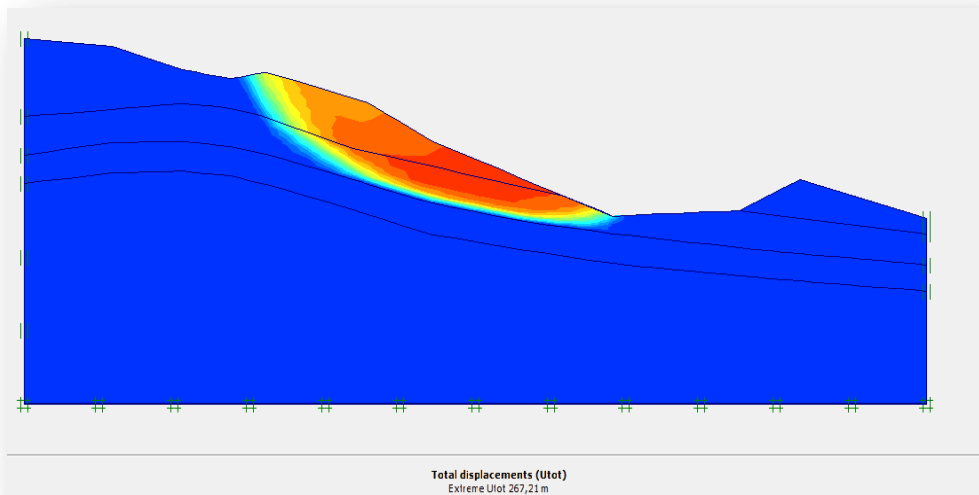


Figure V.6: La distribution des contraintes totales.

V.4.7 Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait défini en une seule phase pour les deux cas comme suit pour les deux cas étudiés (calcul à long terme et à long terme) :

- ✚ **Phase 0** : initiation des contraintes (procédure $K0$) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- ✚ **Phase 1** : calcul de glissement (c / Φ réduction) (terrain vierge sans structure)
- ❖ Les procédures de calculs sont présentées dans la figure suivante :

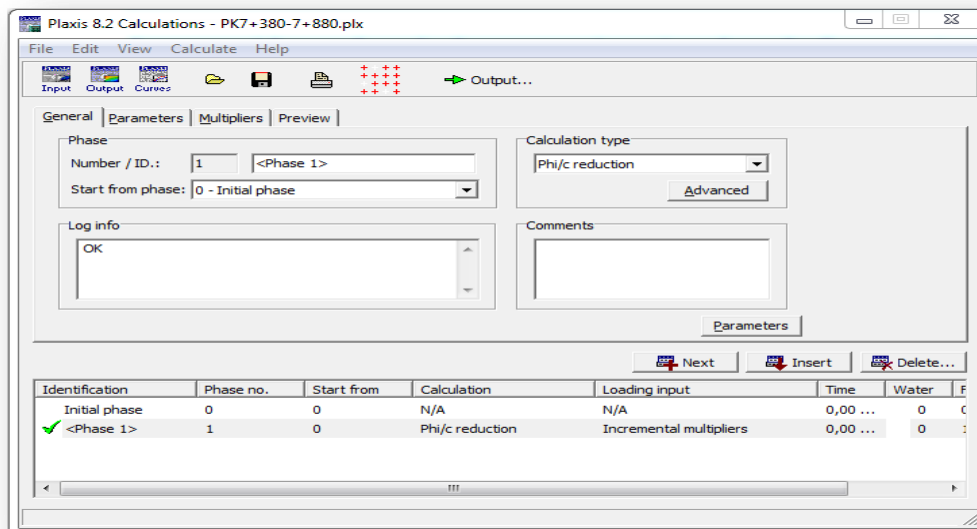


Figure V.7 : Les procédures de calculs.

V.4.8 Les résultats de la modélisation

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des couches de sol : le coefficient de sécurité.

Nous allons donner les résultats de la dernière phase.

➤ **À long terme (La pente est 26°) :**

❖ **Dans le cas d'un sol sec :**

- Les déformations de cisaillement : Les cercles de glissements trouvés dans la pente passe par le pied de la pente qui est de même nature proposée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profonds

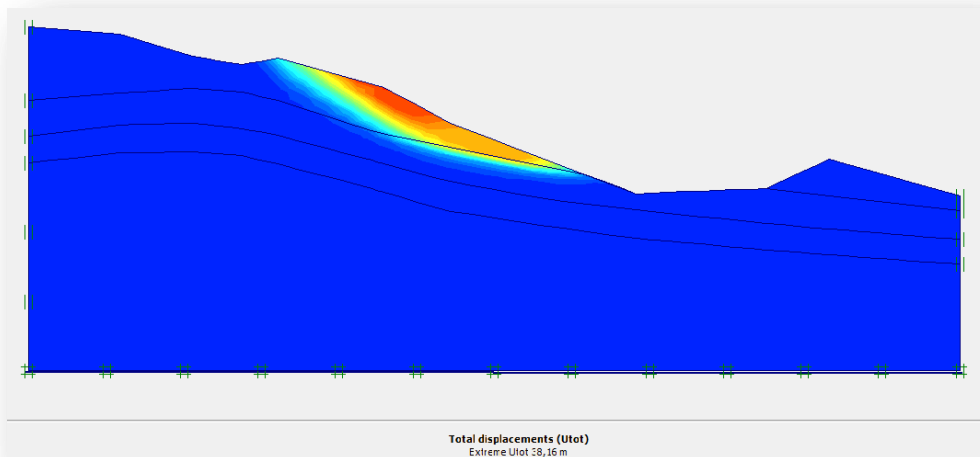


Figure V.8 : Les déformations de cisaillement

✚ La valeur de coefficient de sécurité FS

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est instable et qui montre que cette valeur est presque celle trouvée par les calculs classiques, la valeur est affichée dans la figure suivante :

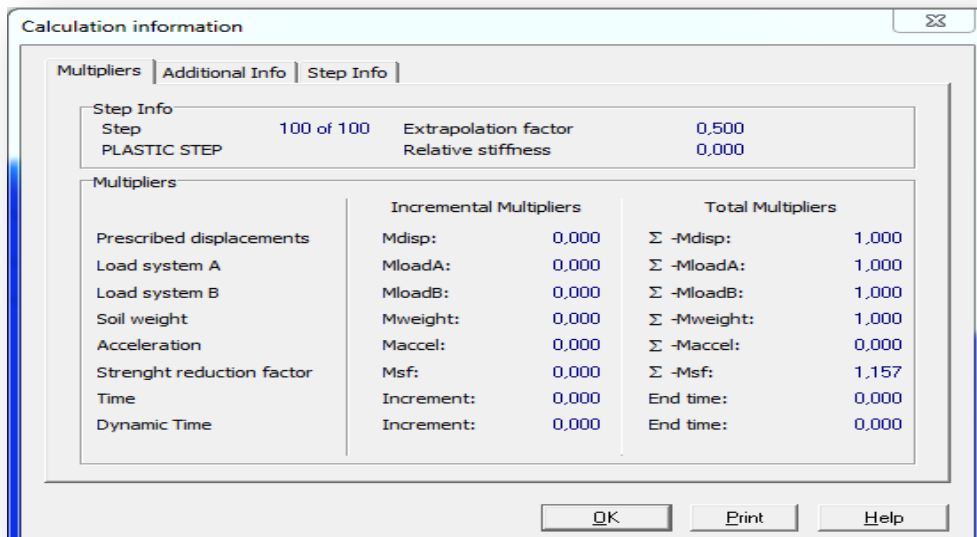


Figure V.9 : La valeur de FS.

➤ Dans le cas de sol saturé

La prise en compte des écoulements d'eau en surface dus essentiellement aux sources d'eau alimentées par la pluie qui sature la pente dans la partie amont influe considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

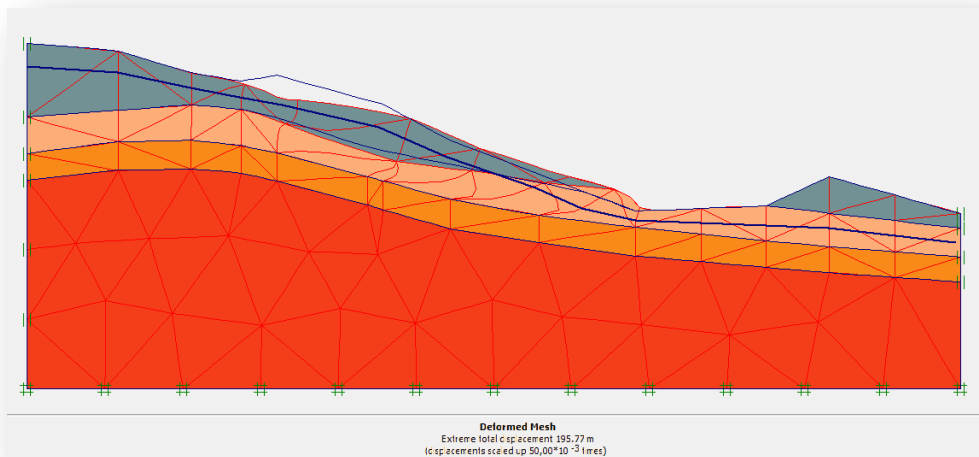


Figure V.10 : Les mailles déformées.

➤ **Les déformations de cisaillement**

Dans ce cas aussi les cercles de glissements trouvés dans la pente passe par le pied de la pente qui est de même nature proposée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profonds.

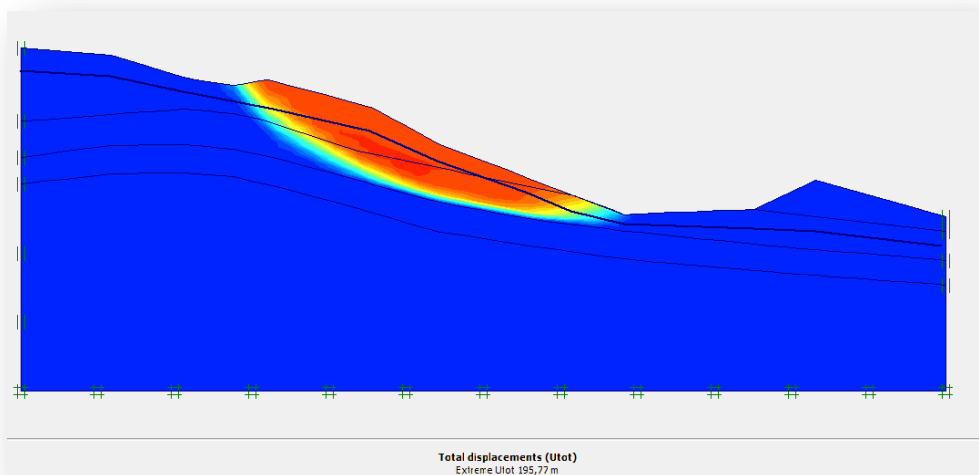


Figure V.11 : Les déformations de cisaillement.

✓ **Interprétation :**

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est devenue très instable dans les conditions hydrauliques de saturation et qui montre que cette valeur est inférieure à celle obtenue dans le cas précédent, la valeur est affichée dans la figure suivante :

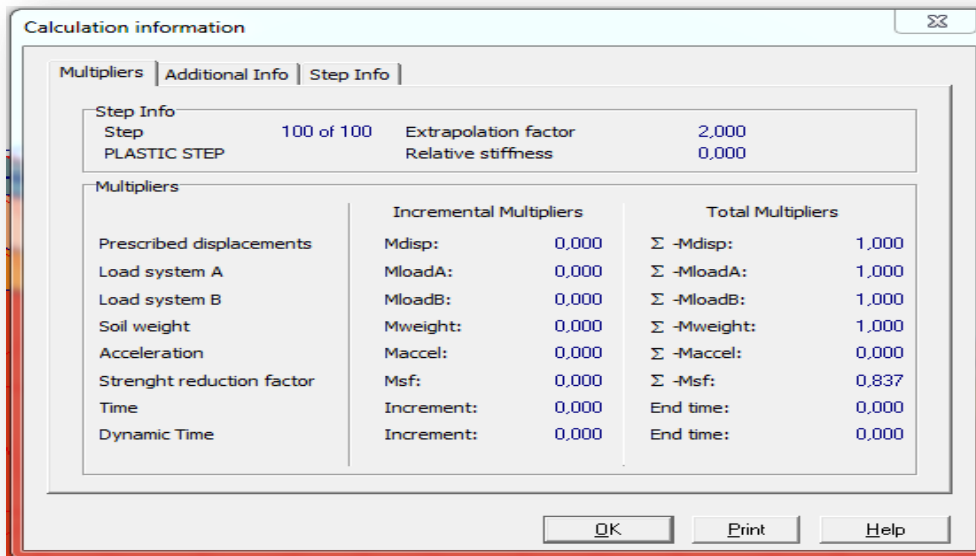


Figure V.12 : La valeur de FS.

V.4.9 Les résultats de la modélisation

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des couches de sol : le coefficient de sécurité

Nous allons donner les résultats de la dernière phase des deux cas étudiés.

➤ A cours terme

❖ Dans le cas d'un sol sec :

- Les déformations de cisaillement :

Les cercles de glissements trouvés dans la pente passe par le pied de la pente qui est de même nature proposée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profonds

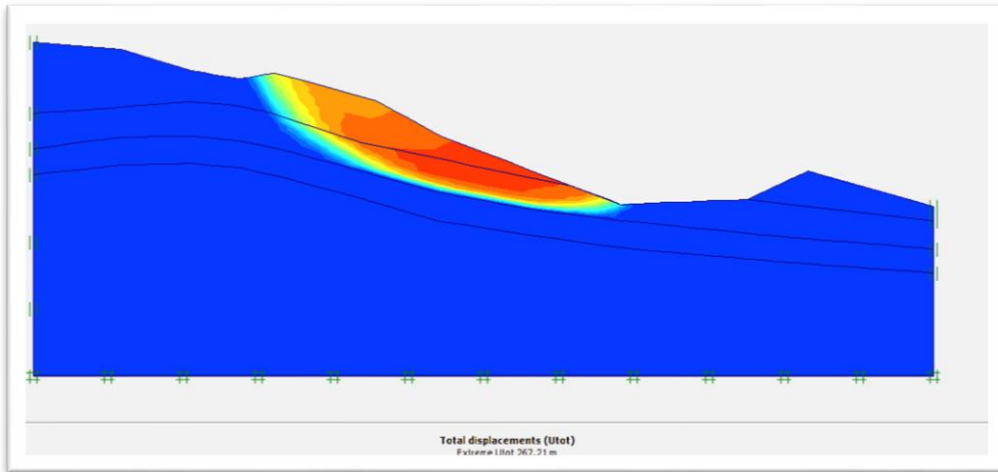


Figure V.13 Les déformations de cisaillement.

✚ La valeur de coefficient de sécurité FS

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est instable et qui montre que cette valeur et presque celle trouvée par les calculs classiques, la valeur est affichée dans la figure suivante :

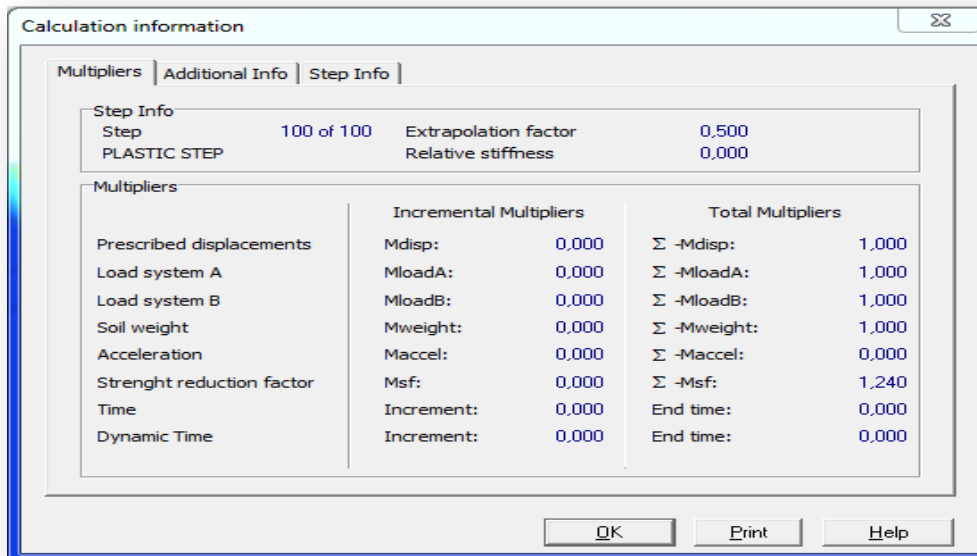


Figure V.14 : La valeur de FS.

➤ Dans le cas de sol saturé :

La pris en compte des écoulements d'eau en surface dus essentiellement aux sources d'eau alimentées par la monte qui sature la pente dans la partie amont influes considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

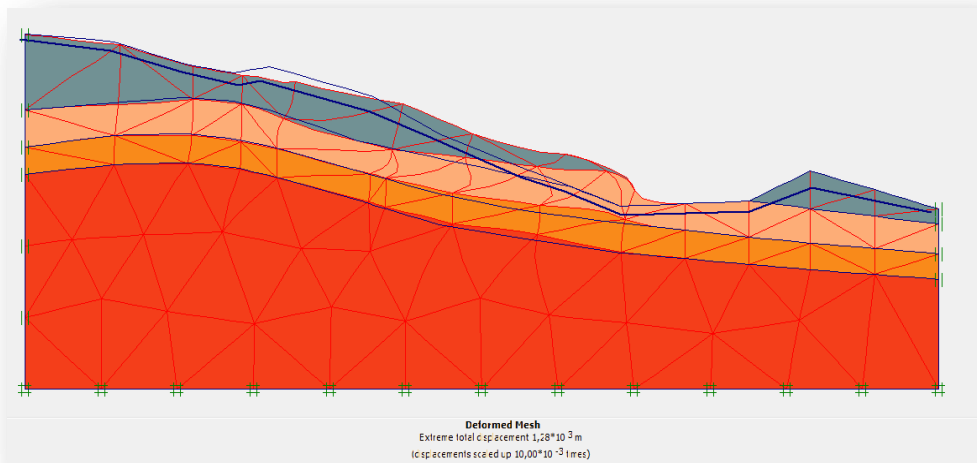


Figure V.15 : Les mailles déformées

➤ **Les déformations de cisaillement**

Dans ce cas aussi les cercles de glissements trouvés dans la pente passe par le pied de la pente qui est de même nature proposée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profonds.

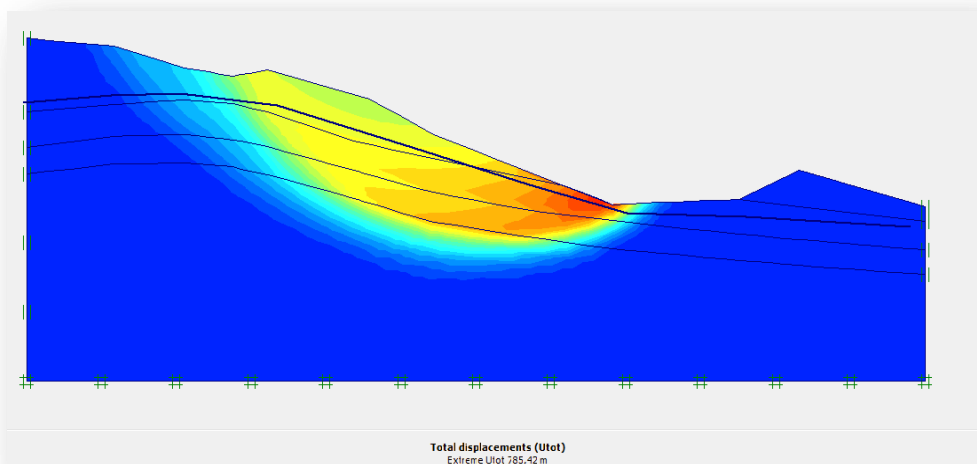


Figure V.16 : Les déformations de cisaillement.

✓ **Interprétation :**

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est devenue très instable dans les conditions hydrauliques de saturation et qui montre que cette valeur est inférieure a celle obtenue dans le ca précédent, la valeur est affichée dans la figure suivante :

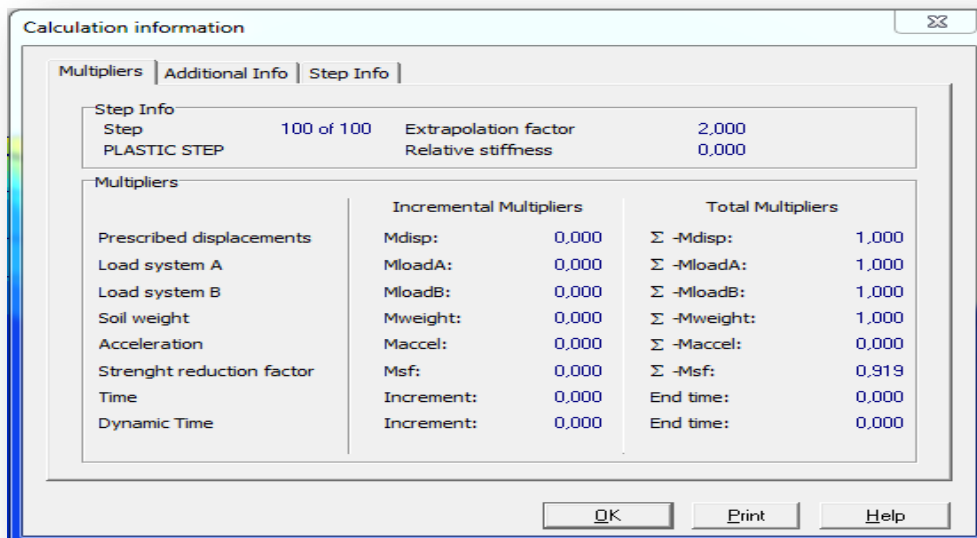


Figure V.17 : La valeur de FS

Tableau V.2 : Les résultats de la modélisation de différent cas.

Pente 26°			
À court terme		À long terme	
sec	Saturé	sec	Saturé
1,240	0,919	1,157	0,837

V.4.10 Mise en place d'un système de confortement

❖ Renforcement par des ancrages :

Dans ce cas, nous proposons la mise en place des ancrages.

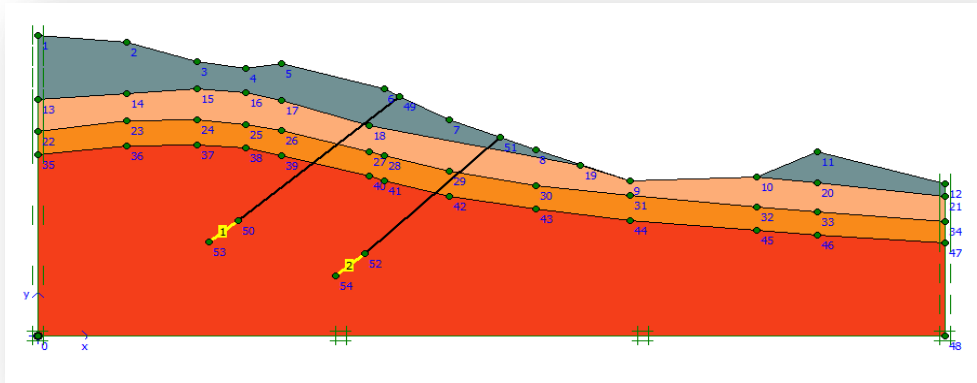


Figure V.18 : La géométrie de modèle.

➤ Les résultats de la déformer des éléments :

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne des bons résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur coefficient de sécurité jusqu'à 1,685 ; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante :

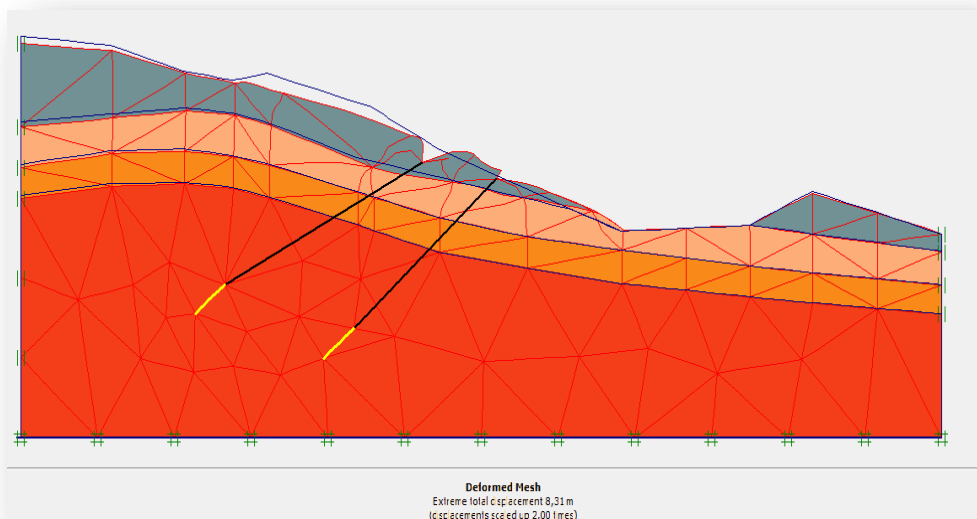


Figure V.19: La déformer pour la 1^{ère} variante.

➤ **Les résultats des déplacements horizontaux :**

La mise en place des ancrages à modifier considérablement les lignes de glissements qui sont peu profond et qui joue le rôle d'une butte et qui rend la pente plus stable ; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante :

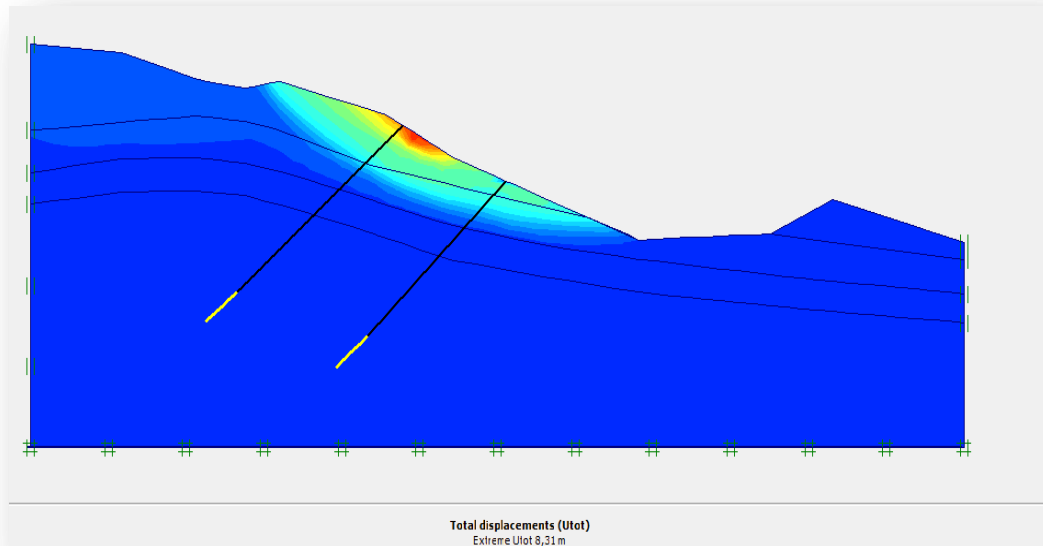


Figure V.20: La déformée pour la 1^{ère} variante.

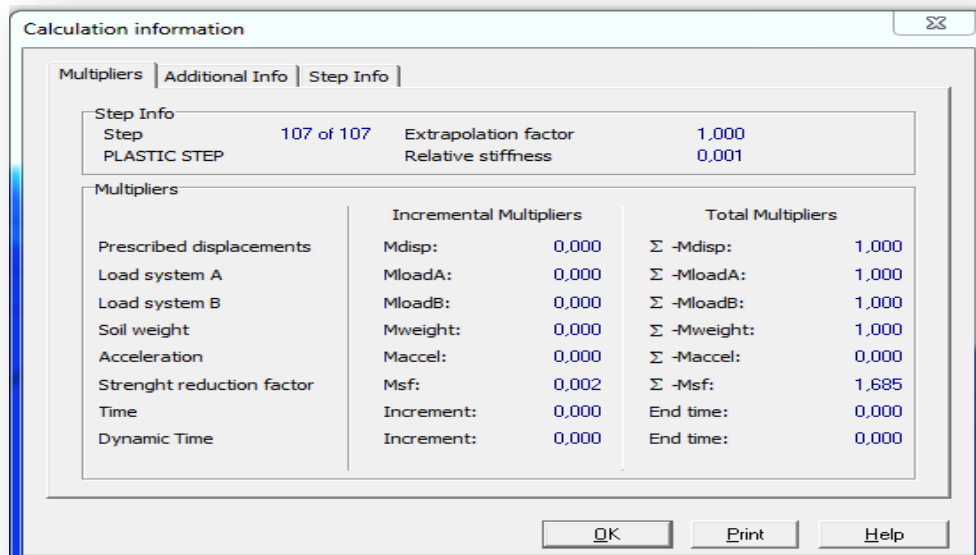


Figure V.21 : Les coefficients de sécurités.

❖ Renforcement par des pieux et géotextile

Dans ce cas nous proposons des pieux ancrés dans le sol avec des géotextiles.

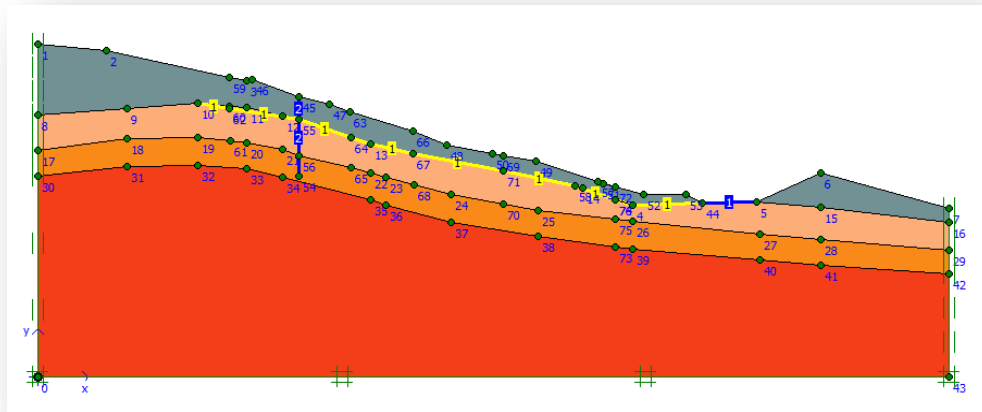


Figure V.22 : La géométrie de modèle.

➤ Les résultats de la déformer des éléments :

En fonction des résultats trouvée on peut dire que cette solution donne des bons résultats et que le coefficient de sécurité est 2,068 ; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante

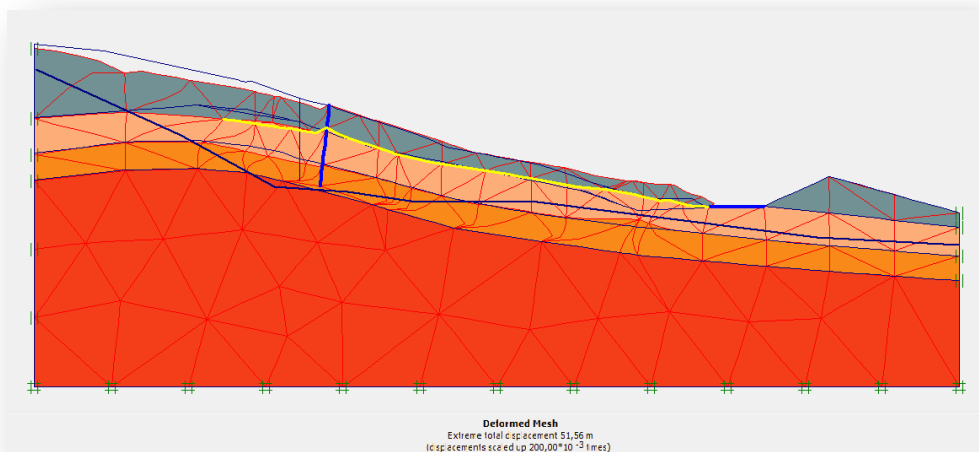


Figure V.23: Les mailles déformées

➤ **Les résultats des déplacements horizontaux :**

La mise en place des pieux avec des géotextiles à améliorer la stabilité, mais en remarquons que pour cette solution les lignes de glissement passe le pied de la pente sont devenues peut profondes ; Les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante :

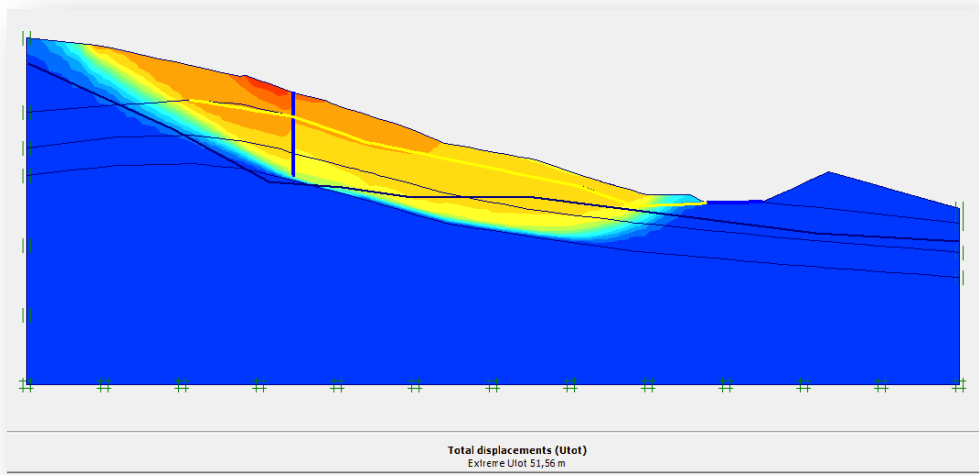


Figure V.24: Les déformations pour la 1^{ère} variante

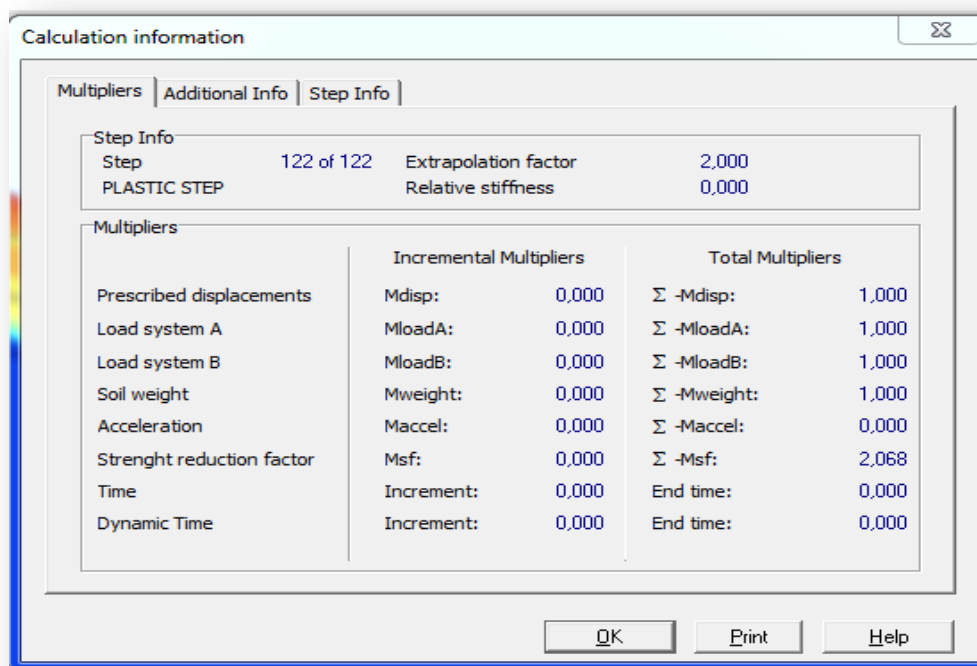


Figure V.25 : Les coefficients de sécurités.

V.5 Conclusion

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXI V 8.2 on peut dire que le coefficient de sécurité trouvé coïncide plus ou moins avec celui trouvé par les méthodes analytique, qui montre l'efficacité du modèle proposé pour l'étude des glissements de terrain.

Dans le cas d'un calcul à long terme le modèle présente des résultats acceptables comparés avec les calculs analytiques avec une valeur variable entre ($FS = 1,15$ jusqu'à $FS = 0,837$) qui est inférieure à 1,5 qui signifie que le terrain à l'état vierge est instable ; cette valeur est vérifiée par l'analyse analytique (Fellenius et Bishop) ; cette variation ou le décroissement de F_s résulte de la présence d'eau qui influence considérablement sur la plasticité des particules d'où on constate une grande aptitude de déformation des sols.


Pour le cas d'un calcul à court terme on a utilisé aussi le code PLAXIS V 8.2 les résultats du coefficient de sécurité sont très faibles et qui varient entre ($FS = 1,24$ et $FS = 0,919$) qui est devenue très instable à cause d'écoulements des eaux qui est un facteur primordial dans le calcul de la stabilité des pentes.

La mise en place des moyens de confortement par :

- ❖ Des ancrages a donné un coefficient de sécurité égale $F_s=1,685$ grâce à la simplicité et la rapidité de mise en œuvre et qui donne des bons résultats.
- ❖ Des inclusions rigides (des pieux avec des géotextiles) a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est augmenté devenu $F_s= 2,068$.

En fin on peut conclure que la mise en place des moyens de confortement est la meilleure solution pour améliorer et augmenter le coefficient de sécurité qui est devenu supérieure $>1,5$.

Le choix du type de solution par des inclusions rigides (des pieux avec des géotextiles) pour stabiliser le glissement du terrain est la solution la plus adéquate.



***Conclusion
générales***

En fin on peut conclure de cet étude présentée dans ce mémoire qui a le but d'étudier la stabilité du glissement de terrain dans la zone pk7+380-7+880, et de proposer une méthode convenable pour son confortement que :

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

À la lumière des données géologiques, il ressort que le terrain de pk 7+380-7+880 est constitué par deux formations. Les terrains qui forment le cœur de synclinal sont du Miocène supérieur, ils constituent une couche gréseuse au sommet et passent vers le bas à des terrains plus argileux. Les principaux affleurements du Miocène, sont au niveau du Djebel Gantas et à l'Est d'Ain Sultan.

D'après la sismicité élevée de la région Ain-defla qui a été située dans les zones IIb/IIa selon le RPOA 2008 ; le site a été classé dans la catégorie "S3" (site meuble) ; l'ensemble de ces résultats montre que la sismique réfraction a permis de classer le sol en catégorie S3 (Sol meuble) donc la zone d'étude se situe dans la catégorie des sols fins et meubles et la présence d'eau et le degré de sismicité élevé peut prévoir un risque d'instabilité d'où il a été nécessaire de procéder une étude de stabilité ;

On a calculé le coefficient de sécurité pour les deux méthodes analytique; Fellenius et Bishop d'où les résultats obtenus se résument comme suit :

- ❖ Le calcul à long terme on a trouvé par la méthode Fellenius pour le cas d'un sol sec $F_s = 1.21$ et dans le cas de saturation $F_s = 1,00$ donc on peut conclure que le coefficient de sécurité décroît rapidement est on remarque qu'il est inférieur à 1.5 c'est-à-dire la pente est instable ;
- ❖ Le calcul à long terme par la méthode Bishop dans le cas d'un sol sec $F_s = 1.22$ et par suite dans le cas d'un sol saturé $F_s = 1,03$ peut tirer les mêmes observations cités précédemment qu'il est inférieur à 1.5 c'est-à-dire la pente est instable.

Conclusions générales

2018-
2019

On a calculé numériquement par l'utilisation du code PLAXIS V 8.2 ; le cas à long terme, le modèle présente des résultats acceptables comparés avec les calculs analytiques avec une valeur variable entre ($FS = 1,15$ jusqu'à $FS = 0,837$) qui est inférieure à 1,5 qui signifie que le terrain à l'état vierge est instable ; cette valeur est vérifiée par l'analyse analytique (Fellenius et Bishop) ; cette variation ou le décroissement de F_s résulte de la présence d'eau qui influence considérablement sur la plasticité des particules d'où on constate une grande aptitude de déformation des sols.

Pour le cas d'un calcul à court terme les résultats du coefficient de sécurité sont très faibles et qui varient entre ($FS = 1,24$ et $F_s = 0,919$) qui est devenue très instable à cause d'écoulements des eaux qui est un facteur primordial dans le calcul de la stabilité des pentes.

Alors la mise en place des moyens de confortement a été proposée par :

- ❖ Des ancrages qui ont donné un coefficient de sécurité égale $F_s = 1,685$ grâce à la simplicité et la rapidité de mise en œuvre et qui donne de bons résultats.
- ❖ Des inclusions rigides (des pieux avec des géotextiles) qui ont conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est augmenté devenu $F_s = 2,068$.

En fin on peut conclure que la mise en place des moyens de confortement est la meilleure solution pour améliorer et augmenter le coefficient de sécurité qui est devenu supérieure $> 1,5$.

Le choix du type de solution par des inclusions rigides (des pieux avec des géotextiles) pour stabiliser le glissement du terrain a été la solution la plus adéquate.



Références

Bibliographique

- [1] : **Alp'Géorisques** : "Les mouvements de terrain" ; ministère de l'écologie et du développement durable ; Page (5);Septembre 2004 ; France.
- [2] : **Couture, R** : Glissement de terrain sur la route du lac Cecil;Peace River. 2017.
- [3]: **Zoghlami Tarek** : "La résistance au glissement d'un tronçon de la route nationale n°16 d'EL-MACHROUHA menant à Annaba " ; memoir d'ingénieur ; Université Chikh Larbi Tbessi, Tébessa; page (1), (6) (28) ; 2007 ; Algérie.
- [4] : **Sicroff, A.A** : L'affaissement progressif. Vol. 39. 1960: Didier.
- [5] : **Landeghem chikouche fadila** : "prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres géotechniques"; mémoire magister ; 2009; université de M'sila page 34 ; Algérie.
- [6] : **Fossier, R** : fluage et solifluxion. Vol. 1. 1968: B. Nauwelaerts.
- [7] : **Du Cerema, D.T.M** : Glissement de terrain. 2014.
- [8] : **Brunelle, V** : Les phénomènes de retrait et de gonflement. CNAM, Ancien réfectoire, Etude de stabilité de l'édifice.
- [9] : **M. Terrier, B** : Glissement de terrain au village du Villard, dans la commune de Digne-les-Bains, Alpes de Haute-Provence. 2017. p. Avec l'humidité de la période hivernale, les argiles gonflent, puis se rétractent et craquellent en cas de pluviométrie déficitaire estivale. La variation de la teneur en eau de ces argiles dites gonflantes occasionne des dégâts sur les constructions aux fondations peu profondes : fissurations en façade, distorsions des portes et des fenêtres, dislocations des dallages et des cloisons.
- [10] : **Bader, P** : Une chute de pierres au Gelmersee, près de Guttannen. 2017. p. Protection contre les chutes de pierres: Construire des digues résistantes
Ce sont généralement les digues qui assurent la meilleure protection contre les chutes de pierres. Mais leur dimensionnement faisait l'objet d'incertitudes. Une étude commandée par l'OFEV a permis d'y voir plus clair.
- [11] : **童可斯, C** : éboulement de terrain taiwan. 2010. p.
- [12] : **Hauptseite** : La formation des laves torrentielles 2014. p. Link zu WSL Hauptseite Institut fédéral de recherches sur la forêt, la neige et le paysage WSL
- [13] : **Gbaguidi, P** : L'Afrique fait partie des zones d'érosion des sols fortement liée aux pluies, in Centre international UNISFERA. 2017.
- [14] : **Gossart, C. and P. Balin** : Les types de glissements de terrain. 2015.

[15] : **DJAMEL EDDINE BENOUIS** : ''étude d'un glissement de terrain par différentes méthodes'' ; Mémoire d'ingénieur ; ingénieure d'état en génie civil option construction civil et Industrielle 2010 ; université de Saida ; Page (21), (13) ; (Alger).

[16] : **Lellig, C., O. Graf, and S. Moser** : Glissement 2014.

[17] : **SLIMI.A** : (2008). Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne.

[18] : **EL MIMOUNIA, DAOUDI.L et OUAJHAIN.B** : (2005). Rôle de la lithologie des versants sur les écoulements superficiels de l'Oued Ksob (Bassin d'Essaouira, Maroc). 3ème Journées Internationales des Géosciences de l'Environnement. El Jadida les 8, 9 et 10 juin 2005.

[19] : **BOUAFIA.A** : (2009). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger, 386p.

[20] : **AHMED SEDDIKI** : ''analyse de la stabilité des pentes sous séisme'' ; mémoire de magister ; Promotion : 2007/2008. université de M'sila. alger ; Page (29), (33), (35), (39) ; Alger.

[21] : **FAURE .R.M** : Centre d'Étude des Tunnels 25, avenue, François- : "Mitterrand 69500 Bron, France « L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I: Méthodes à la rupture »

[22] : **Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE** : Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble

[23] : **Bendadouche. H, Lazizi.S** : 2013 (Glissement de terrain et confortements). Editions Bleues Internationales,

[24] Journées Nationales De Géotechnique et de L'ingénieur 2006 P 10-11

[25] : **Bendjeddou, A** : 2015 Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie. , Université Mohamed Khider-Biskra. p. 68-69

[26] : **Jean-Pierre** : M Thèse présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur en Sciences de l'Ingénieur 2007-2008 p40-41-42-43-44-45-46-47

[27] : **Faure, R** : 2000 L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes. Partie I: Méthodes à la rupture. Revue française de géotechnique, P (92)

[28] : **Halima doumi** : 2015-2016 étude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes p 25

[29] [30] : **Chikhi B, Bachir Bay H** : (2017) : *Etude géologique et géotechnique d'un glissement de terrain au douar de Benihassen* commune de Belaas, daïra de Bethia, wilaya d'Ain Defla, mémoire fin d'étude master Djilali Bounaama- Khemis Miliana.

[31] [32] : **Nefdsa Keltoum** : (2016) : *Evolution géochimique des eaux souterraines et leurs Impacts sur la qualité des sols irrigués de la plaine du Haut Chélif*, Thèse Magister, univ Hassiba Ben bouali chelf.

[33] : **Enterprises Mapa*** problème de stabilité - Projets d'amélioration de pente (PK 7+380-7+880) *,Les Rapport de conceptins géotechnique PK : 1+000 – 20+000

[34] : *site wikipidia* <https://fr.climate-data.org/>)

[35] : **Lhcc. Oued Smar** : *étude géotechnique de la zone de glissement à dar Dounya et proposition de solution de confortement* Ain Taya.

[36] : **J.M Tchouani Avrile** : * propriétés des sols* ; cour mécanique de sol ; institut international d'ingénierie de l'eau et de l'enivrement ; Décembre 2004 ; page (24) ; France.

[37] : **Berga Abdelmadjid** : *élément de Mécanique des Sols* ; Année Universitaire 2003 –2004 ; Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique ; Centre Universitaire de Béchar ; Page (129), (213) ; Alger.

[38] : **Marriene –Soukatchoff** : *élément géotechnique* ; 2eme année 1 er semestre école des mines de Nancy ; 2003 ; page (95) ; France.

[39] : **Jaques Léau** : *géotechnique cours 1* année anniversaire 2005-2006 ; institut national des sciences appliquées de Toulouse département de science et technologie pour l'ingénieure ; page (17), (18) ;(19) ; France.

[40] : **Jean-Pierre Magnan** : *Description, identification et classification des sols''* ; Directeur technique au Laboratoire central des ponts et chaussées ; page (15) ; France.

[41] : **Halima Doumi** : 2015/2016 etude comrative des méthode analytique et numérique en stabilité des pentes université mohamed boudiaf- m'sila page (27) (28) (29) (30) (31) (32)

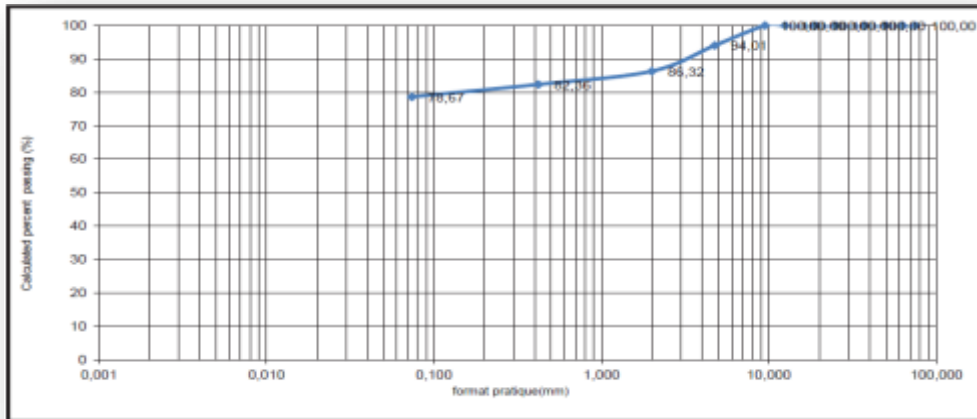
Références Bibliographique

2018-
2019

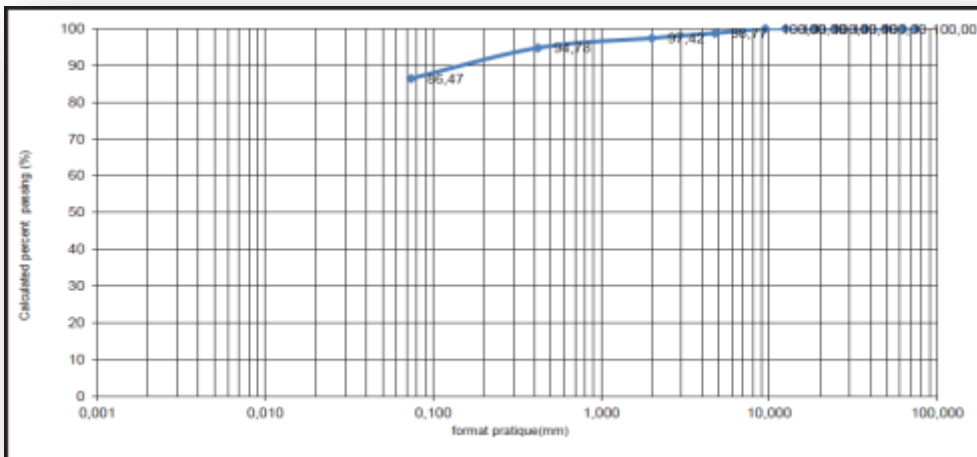
[42] : **Lamouri Adel** : (2015) utilisation des methodes numeriques dansles calculs de la stabilite des barrages en terre ecole nationale superieure d'hydraulique -arbaoui abdellah departement aménagement et genie hydraulique page (17)

❖ ANALYSE GRANULOMETRIE

❖ P :15,20-15,50



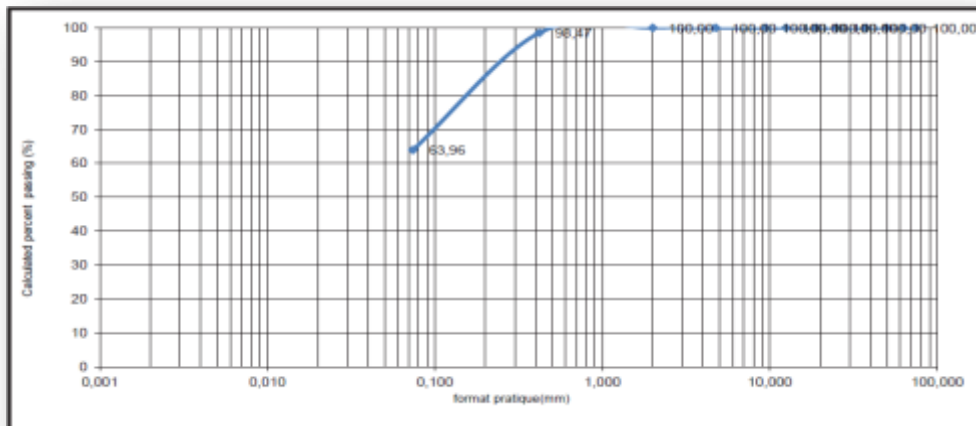
❖ P :16,00-16,50



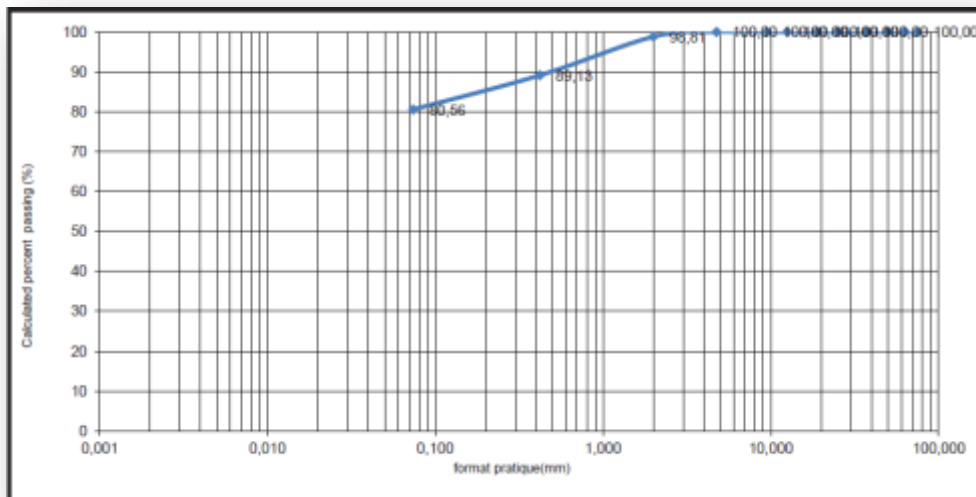
ANNEXES

2018-
2019

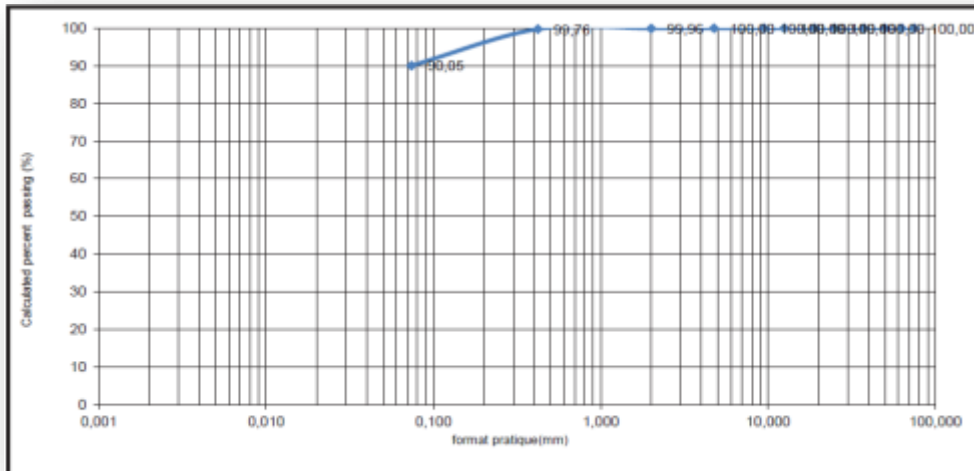
❖ P :25,20-25,50



❖ P :27,50-28,00

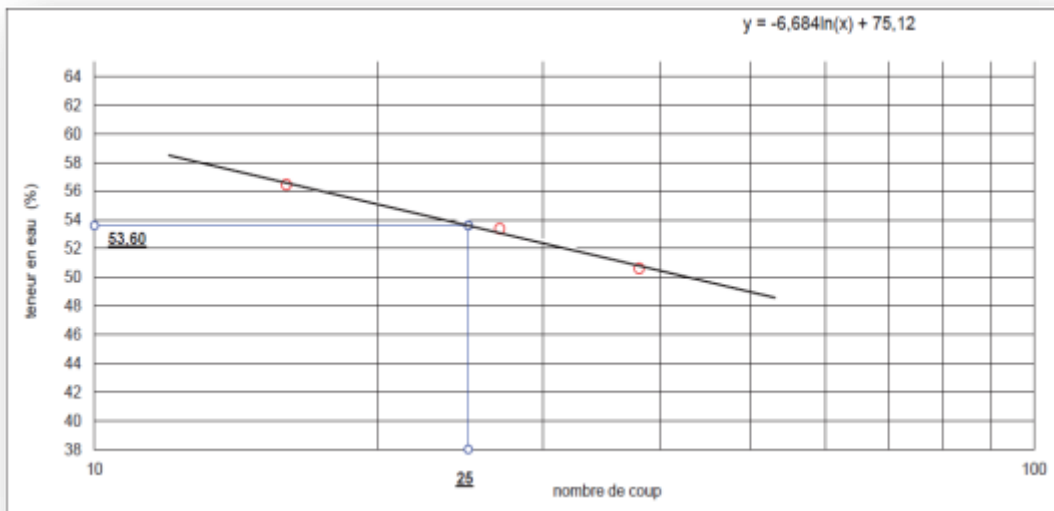


❖ P :28,60-28,90



❖ La limite d'aterberg

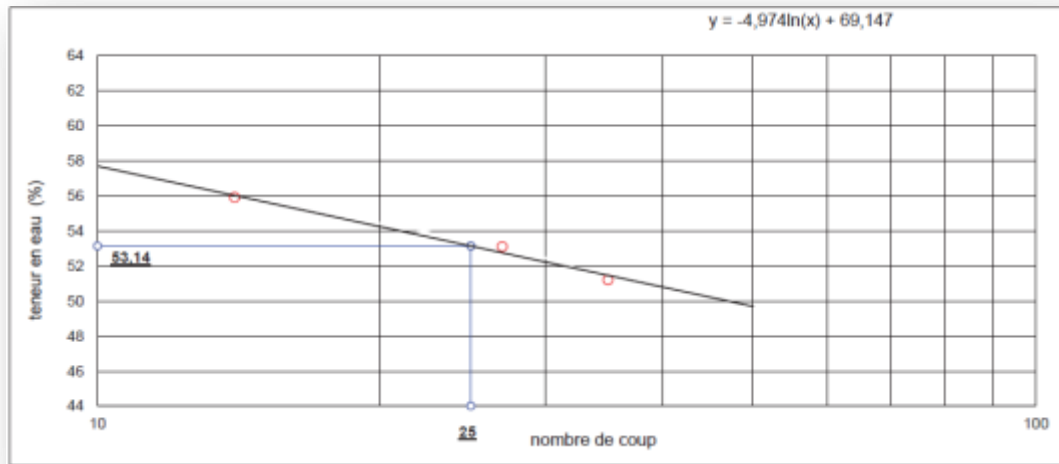
❖ P :15,20-15,50



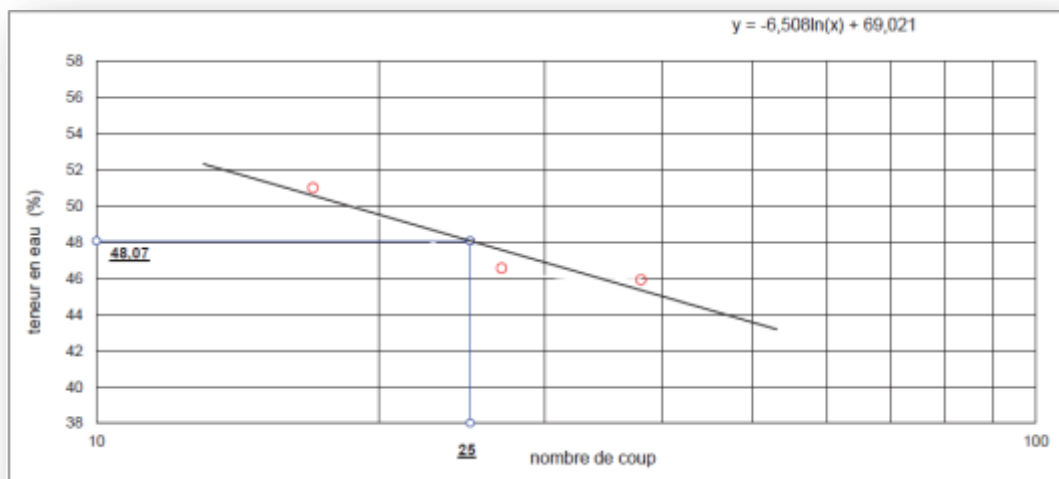
ANNEXES

2018-
2019

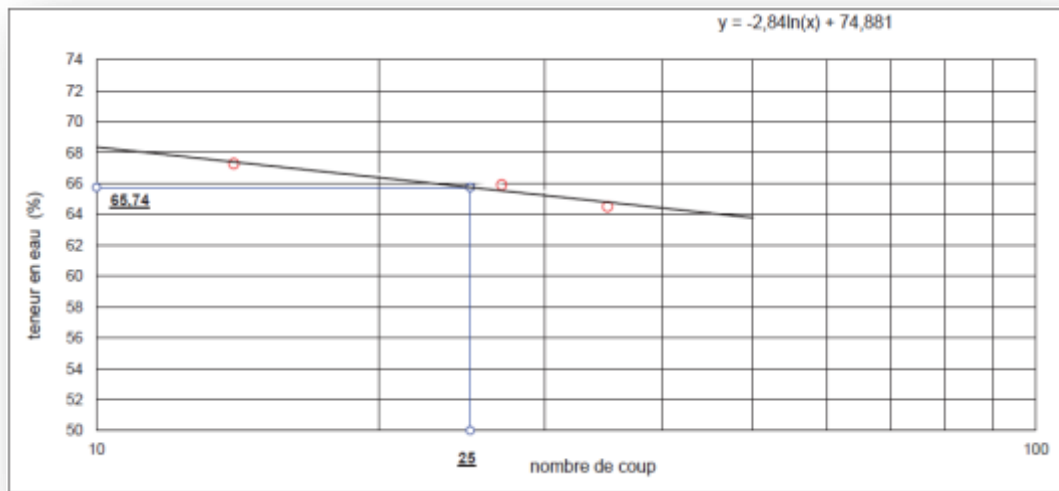
❖ P :16,00-16,50



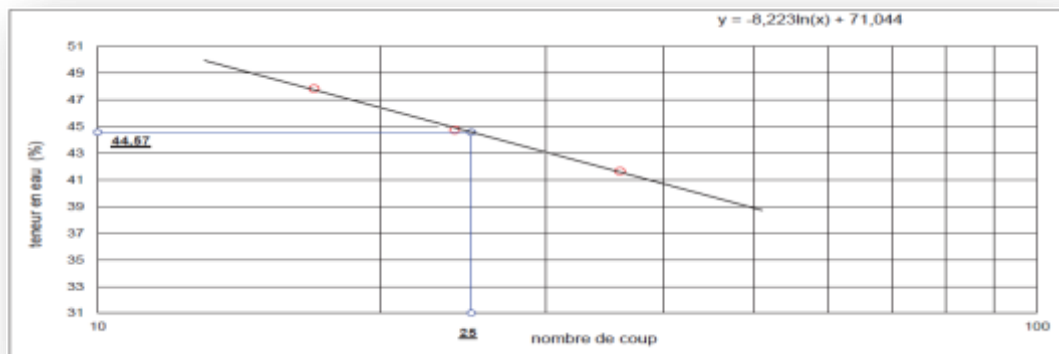
❖ P :25,00-25,50



P :27,50-28,00



❖ P : 28,60-29,00



❖ D'ESSAI TRIAXIAL

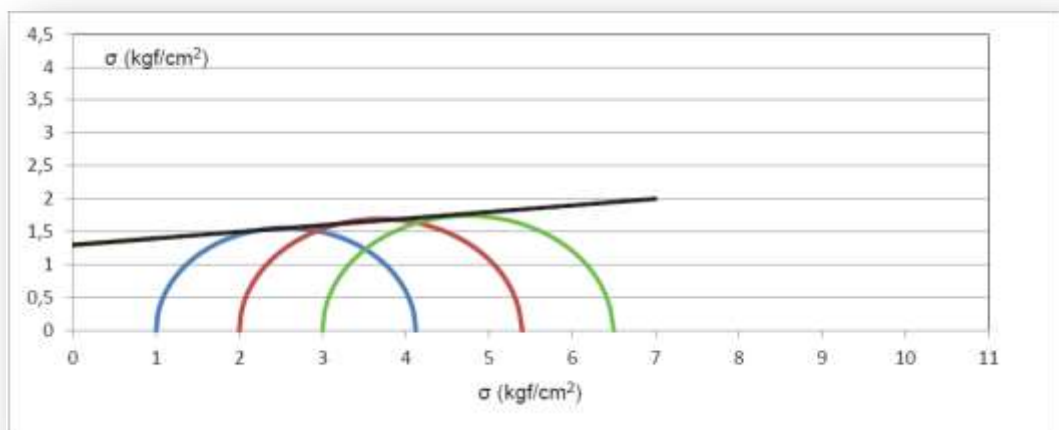
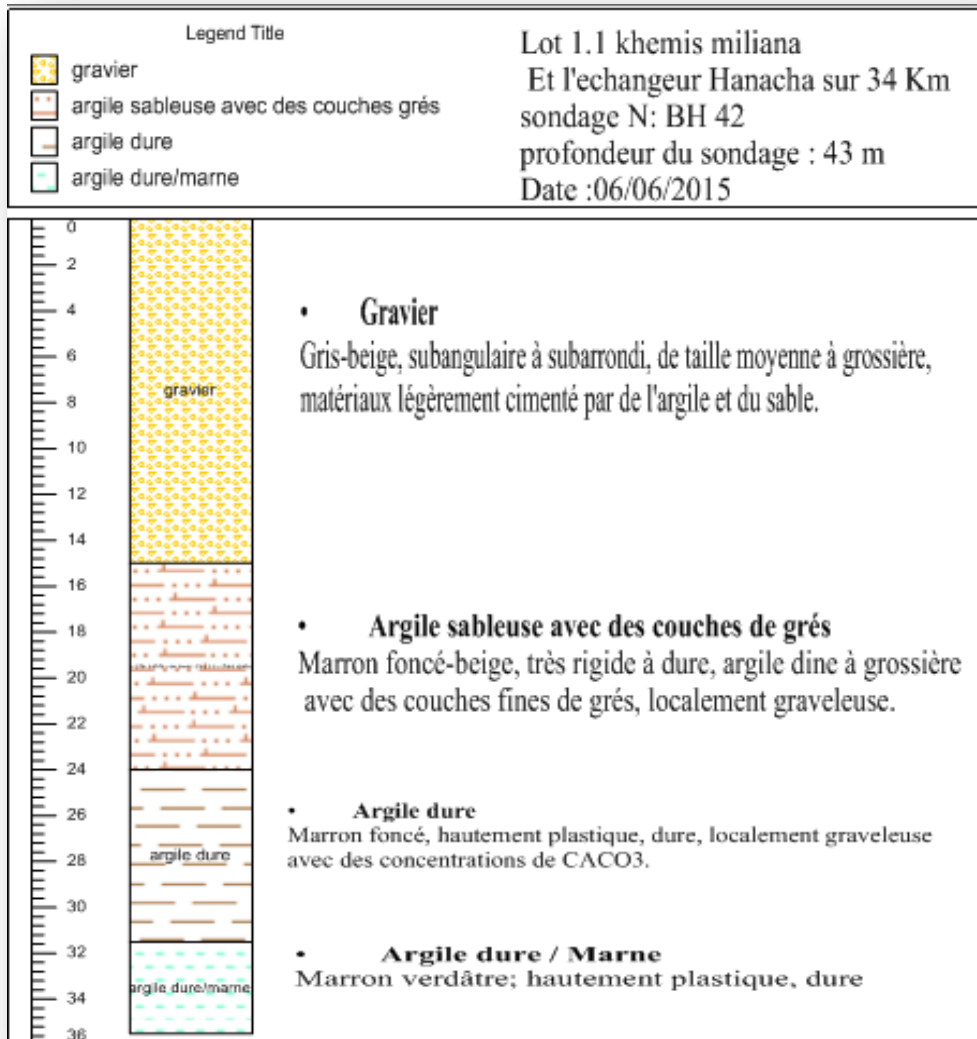


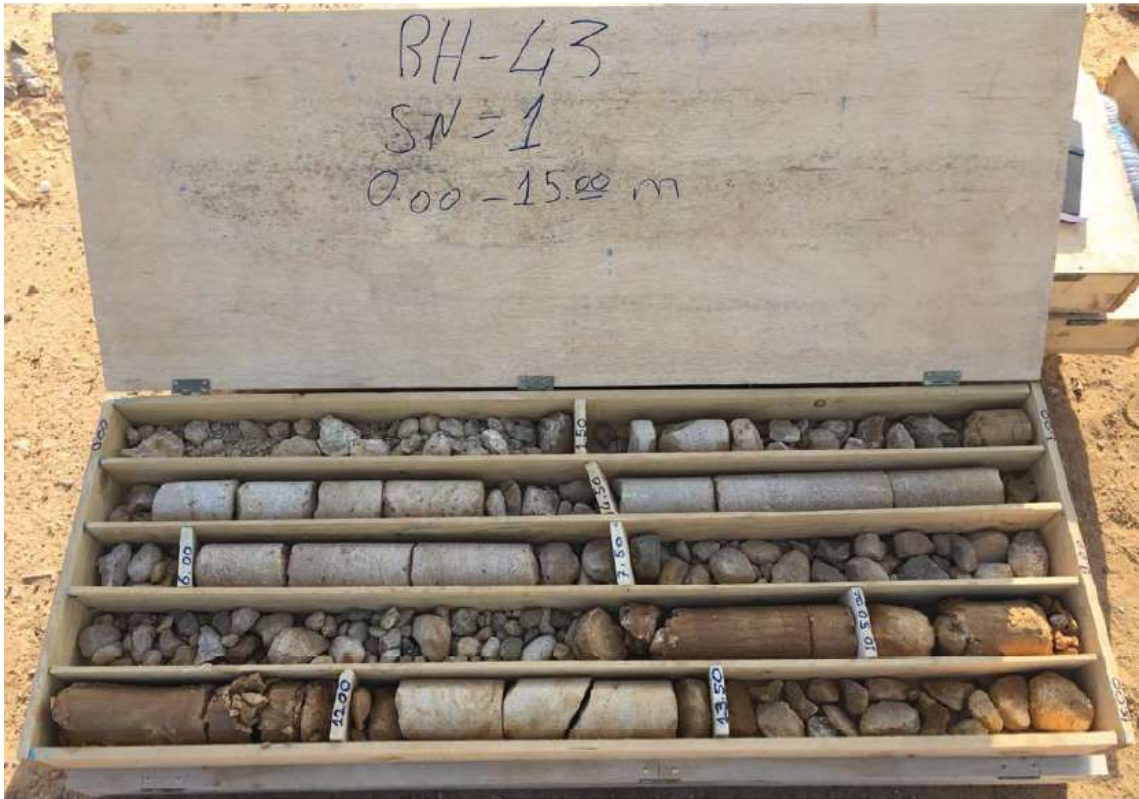
Tableau: Lithologie des sondages carottés.

N°	Profondeurs(m)	Descriptions du sol
Sc	0-15,00	<ul style="list-style-type: none"> • Gravier Gris-beige, subangulaire à subarrondi, de taille moyenne à grossière, matériaux légèrement cimenté par de l'argile et du sable.
	15,00-24,00	<ul style="list-style-type: none"> • Argile sableuse avec des couches de grés Marron foncé-beige, très rigide à dure, argile fine à grossière avec des couches fines de grés, localement graveleuse.
	24,00-31,50	<ul style="list-style-type: none"> • Argile dure Marron foncé, hautement plastique, dure, localement graveleuse avec des concentrations de CaCO₃.
	31,50-35,50	<ul style="list-style-type: none"> • Argile dure / Marne Marron verdâtre; hautement plastique, dure.



ANNEXES

2018-
2019



ANNEXES

2018-
2019

