

UNIVERSITÉ DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE MASTER

Spécialité : Géotechnique

**ÉTUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT DU TALUS (CITE
140 LOGTS LPL A FERDOUA WILAYA DE MILA)**

Par

BENHASSAINE ZAHRA

Encadré par :

N. OUHDADOU

Maître Assistante

U. Saad Dahlab-Blida

Blida, Juillet 2023

ملخص

تتمثل المذكرة في دراسة استقرار وتعزيز المنحدر الواقع على مستوى 140 وحدة سكنية، مدينة فردوة بولاية ميلة. تم تأكيد عدم استقرار الموقع من خلال نمذجة الوضع الأولي باستخدام برنامجين (Slide 6 و Plaxis 2D). ان التشخيص الذي تم تحديده في الميدان وكذلك دراسة تأثير وجود المياه (المياه الجوفية) على عدم الاستقرار سمح لنا بتحديد أسباب الاضطرابات التي حدثت في دراسة التعزيز، تم تصميم حلين والتحقق منهما: جدار الدعامة مع قضبان ربط التثبيت والجدار المصبوب بخندق التصريف.

الكلمات المفتاح: الانزلاق، التعزيز، النمذجة، بلاكسيس، الجدار المصبوب

RESUME

Le mémoire consiste en l'étude de stabilité et de confortement du talus situé au niveau de la cité des 140 logements LPL Ferdoua dans la wilaya de Mila. L'instabilité du site a été confirmée par la modélisation de la situation initiale en utilisant deux logiciels (Plaxis 2D et Slide 6). Le diagnostic établi sur terrain ainsi que l'étude de l'effet de la présence d'eau (nappe phréatique) sur l'instabilité nous ont permis de cerner les causes des désordres survenus.

Dans l'étude de son confortement, deux solutions ont été conçues et vérifiées : la paroi en pieux avec des tirants d'ancrages et la paroi moulée avec tranchée drainante.

Mots clés : Glissement, Renforcement, Modélisation, plaxis 2D, Paroi moulée

ABSTRACT

The thesis consists in the study of stability and comfort of the slope located at the level of the city of 140 LPL Ferdoua dwellings in the wilaya of Mila. The instability of the site was confirmed by modelling the initial situation using two software programs (Plaxis 2D and Slide). The diagnosis established in the field as well as the study of the effect of the presence of water (water table) on instability allowed us to identify the causes of the disorders that occurred.

In the study of its comfort, two solutions have been designed and verified: the pile wall with anchor tie rods; and the diaphragm wall with draining trench.

Keywords: Sliding, Reinforcement, Modelling, plaxis 2D, Diaphragm wall.

Remerciements

*En premier lieu, je tiens à remercier **Dieu** de m'avoir donné le courage, la force et la volonté pour élaborer ce travail.*

Je tiens également à souligner la disponibilité et la patience tout au long de ce travail de ma promotrice

Mme ADJLANE née OUHDADOU

Je lui adresse mes remerciements du fond du cœur. Son impact positif sur mon parcours académique restera à jamais gravé dans ma mémoire. Son dévouement et sa passion pour l'enseignement sont une source d'inspiration pour moi. Merci infiniment pour sa précieuse contribution.

*J'adresse mes sincères et respectueux remerciements à **Mr Amar BOUZID** pour sa formation sur le logiciel PLAXIS 2D.*

Je remercie également les membres du jury qui m'ont fait l'honneur de juger notre travail.

Mille mercis à mes amis et camarades pour leur présence et leur soutien incommensurable tout au long de ce parcours.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

À mes très chers parents qui n'ont pas cessé de prier pour moi ; pour leur affection, leur amour et l'aide qui m'ont donné durant toute la durée de mes études ; leurs efforts et les moyens qui ont mis à ma disposition étaient déterminants pour terminer et réussir mes études.

Qu'Allah vous protège mes chers parents.

À Tous mes amis et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

TABLE DES MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GÉNÉRALE 14

CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction..... 15

I.2. Généralités sur les glissements de terrain..... 15

I.2.1. Définition d'un glissement de terrain 15

I.2.2. Différents types de glissements de terrain 16

I.2.3. Le processus d'un glissement de terrain 19

I.2.4. Classification des glissements de terrain 20

I.2.5. Les étapes d'étude d'un glissement de terrain 21

I.2.6. Causes des glissements de terrain..... 22

I.3. Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes 23

I.3.1. Notion sur la résistance au cisaillement..... 23

I.3.2. Principe de calcul à la rupture 24

I.3.3. Définition de coefficient de sécurité..... 25

I.3.4. Méthodes de calcul de la stabilité..... 26

I.3.5. Facteurs influençant la stabilité des talus 31

I.4. Méthodes de stabilisation des glissements de terrain..... 32

I.4.1. Terrassements 32

I.4.2. Drainage 32

I.4.3. Tranchés drainants 33

I.4.4. Soutènement..... 33

I.4.5. Renforcement 35

I.5. Conclusion 37

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU SITE DU PROJET

II.1. Introduction 40

II.2. Situation géographique du site..... 40

II.3. Géomorphologie 41

II.4. Climat de la région..... 43

II.5. Géologie	43
II.5.1. Géologie régionale	43
II.5.2. Géologie locale.....	44
II.6. Hydrologie	44
II.6.1. Hydrologie régionale	44
II.6.2. Hydrologie locale	45
II.7. Sismicité de la région	46
II.8. Diagnostic sur terrain	47
II.8.1. Description du glissement.....	47
II.8.2. Risques d'instabilités.....	53
II.9. Conclusion	54
CHAPITRE III : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE.....	
III.1. Introduction	56
III.2. Programme de reconnaissance géotechnique	56
III.2.1. Sondages carottés.....	56
III.2.2. Sondages pressiométriques.....	59
III.2.3. Relevé piézométrique	64
III.3. Campagne de reconnaissance en laboratoire.....	64
III.3.1. Paramètres physiques	64
III.3.2. Paramètres mécaniques	69
III.3.3. Paramètres chimiques.....	71
III.4. Étude de l'homogénéité	72
III.5. Modèle de sol	74
III.6. Conclusion.....	74
CHAPITRE IV : ÉTUDE DE STABILITÉ.....	
IV.1. Introduction	76
IV.2. Caractéristiques géométriques et géotechniques.....	76
IV.2.1. Coupe géotechnique du modèle.....	76
IV.2.2. Caractéristiques physiques, mécaniques et élastiques des sols	77
IV.3. Analyse de stabilité du glissement à l'aide du Logiciel SLIDE 6.....	77
IV.3.1. Présentation du logiciel Slide 6	77
IV.3.2. Modélisation par Slide et calcul du coefficient de sécurité.....	79
IV.4. Analyse de stabilité du glissement à l'aide du Logiciel PLAXIS 2D	86
IV.4.1. Présentation du logiciel Plaxis 2D	86
IV.4.2. Modélisation par Plaxis et calcul du coefficient de sécurité	87
IV.5. Conclusion	93

CHAPITRE V : ÉTUDE DE CONFORTEMENT DU TALUS	
V.1. Introduction	95
V.2. Étude de confortement par le logiciel SLIDE.6	95
V.2.1. Confortement par pieux avec tirants d’ancrages.....	95
V.3. Étude de confortement par le logiciel PLAXIS 2D	98
V.3.1. Confortement par pieux avec tirants d’ancrages.....	98
V.3.2. Confortement par paroi moulée avec tranchée drainante	101
V.4. Conclusion.....	103
CONCLUSION GENERALE.....	105
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	107
ANNEXES.....	108

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Morphologie générale d'un glissement de terrain [1].	16
Figure I.2 : Glissement d'un talus rocheux suite au séisme de Kobé (Japan) [1].	16
Figure I.3 : Glissement plan [2].	17
Figure I.4 : Glissement rotationnel [2].	18
Figure I.5 : Glissement rotationnel complexe [2].	19
Figure I.6 : Le processus du glissement de terrain [3].	20
Figure I.7 : Méthodologie de l'étude des glissements de terrains [5].	22
Figure I.8 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.	24
Figure I.9 : Surface de rupture	25
Figure I.10 : Masse d'un talus découpé en tranches	27
Figure I.11 : Forces agissant sur une tranche.	27
Figure I.12 : Hypothèse de Fellenius sur une tranche.	29
Figure I.13 : Facteurs influençant la stabilité des talus [8]	32
Figure I.14 : Tranchée drainante. [11].	33
Figure I.15 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée. [15]	34
Figure I.16 : Clouage d'un talus instable. [13]	36
Figure I.17 : Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage. [13]	37
Figure II.1 : Localisation du site 140 logements POS N°02 Ferdoua : wilaya de Mila (Google Earth).	40
Figure II.2 : Localisation des 140 logements L.P.L.	41
Figure II.3 : Vue d'ensemble de ville de Mila.	42
Figure II.4 : Coupe topographique Marachou-Boufouh (Nord/Sud), source Google earth	43
Figure II.5 : Carte géologique de Sidi Driss à 1/50 000 feuille N°51 ORGM 2009	44
Figure II.6 : Le site sur image Google Earth _ situation 2004.	45
Figure II.7 : Le site sur image Google Earth _ situation 2018.	45
Figure II.8 : Localisation des différentes sources sur site (Google earth 2018)	46
Figure II.9 : Carte de zonage sismique du territoire nationale – RPA99/ APRES ADDEN	47
Figure II.10 : Carte Aperçu global sur la zone de glissement.	48
Figure II.11 : Détails de la zones 1.	49

Figure II.12 : Détails de la zones 2.....	50
Figure II.13 : Aperçu de la zones 3	51
Figure II.14 : Zones de stagnation des eaux	51
Figure II.15 : Aperçu de la zones 4.....	52
Figure II.16 : Signes de manifestation du glissement dans la zone 4.....	53
Figure III.1 : Plan d'implantation des essais géotechniques In situ	56
Figure IV.1 : Géométrie du talus.....	79
Figure IV.2 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Bishop sans nappe.	80
Figure IV.3 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Bishop avec nappe.....	80
Figure IV.4 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius sans nappe.	81
Figure IV.5 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius avec nappe.....	81
Figure IV.6 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Bishop sans séisme.	83
Figure IV.7 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Bishop avec séisme.....	83
Figure IV.8 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius sans séisme.....	84
Figure IV.9 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius avec séisme.	84
Figure IV.10 : Paramètres de Mohr-Coulomb.	86
Figure IV.11 : Géométrie du modèle dans Plaxis.	87
Figure IV.12 : Maillage du modèle	88
Figure IV.13 : Définition du niveau de la nappe phréatique	89
Figure IV.14 : Répartition des pressions interstitielles	89
Figure IV.15 : k_0 procédure.....	90
Figure IV.16 : Contraintes effectives.	90
Figure IV.17 : Déplacements total U_{tot}	91
Figure IV.18 : Déplacements horizontaux U_x	91
Figure IV.19 : La valeur du coefficient de sécurité.....	92
Figure IV.20 : Coefficient de sécurité en fonction des déplacements.....	92
Figure V.1 : Modèle géométrique avec confortement.	95
Figure V.2 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius sans séisme.	96
Figure V.3 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius avec séisme.....	96
Figure V.4 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Bishop sans séisme.....	97
Figure V.5 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius sans séisme.	97
Figure V.6 : Modèle géométrique avec confortement.....	98

Figure V.7 : Caractéristiques des pieux introduits dans le logiciel Plaxis.	99
Figure V.8 : Résultat de calcul de F_s après le confortement.	100
Figure V.9 : Coefficients de sécurité en fonction des déplacements.	100
Figure V.10 : Déplacements horizontaux.	101
Figure V.11 : Modèle géométrique avec confortement.	101
Figure V.12 : Caractéristiques de la paroi moulée sur Plaxis.	102
Figure V.13 : Résultat de calcul de F_s après le confortement.	102
Figure V.14 : Coefficients de sécurité en fonction des déplacements.	103
Figure V.15 : Déplacements horizontaux.	103

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau I-1. Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol).[4]</i>	20
<i>Tableau I-2. Classification des glissements de terrain en fonction de leur surface [4]</i>	20
<i>Tableau I-3. Classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de déplacements [4]</i>	21
<i>Tableau II-1. Coefficient d'accélération selon la classe d'ouvrage et la zone de sismicité..</i>	46
<i>Tableau III-1. Résultats des essais PMT SP1</i>	60
<i>Tableau III-2. Résultats des essais PMT SP2</i>	61
<i>Tableau III-3. Résultats des essais PMT SP3</i>	62
<i>Tableau III-4. Résultats des essais PMT SP4</i>	63
<i>Tableau III-5. Dates et profondeurs de relevés par rapport au niveau du terrain naturel..</i>	64
<i>Tableau III-6. Teneur en eau, degré de saturation et poids volumiques.</i>	65
<i>Tableau III-7. Résultats des essais granulométriques.</i>	66
<i>Tableau III-8. Résultats des limites d'Atterberg.</i>	67
<i>Tableau III-9. Résultats de l'essai triaxial (UU).</i>	69
<i>Tableau III-10. Résultats de l'essai triaxial (CD).</i>	70
<i>Tableau III-11. Résultats de compressibilité à l'œdomètre.</i>	70
<i>Tableau III-12. Résultats des analyses chimiques.</i>	71
<i>Tableau III-13. Paramètres géotechniques de sol</i>	74
<i>Tableau IV-1. Coordonnées de la géométrie du talus.</i>	76
<i>Tableau IV-2. Caractéristiques physiques, mécaniques et élastiques des sols.</i>	77
<i>Tableau IV-3. Résultats de coefficient de sécurité.</i>	82
<i>Tableau IV-4. Résultats de coefficient de sécurité.</i>	85
<i>Tableau V-1. Résultats de coefficients de sécurité trouvés par Slide.</i>	98

LISTE DES SYMBOLES

- A: Coefficient d'accélération de zone sismique (% de g)
- C: Cohésion (kPa)
- Φ : angle de frottement
- C': Cohésion effective (kPa)
- K_h: Coefficient d'accélération sismique horizontal
- K_v : Coefficient d'accélération sismique vertical
- c_c : Indice de compression
- c_g : Indice de gonflement
- C_s : Cohésion du sol
- C_c : Coefficient de courbure
- C_v : Coefficient de variation
- C_U : Cohésion non drainée (kPa)
- F : forces de frottements
- F_s: Facteur de sécurité
- F₀ : facteur de correction
- G : Module de cisaillement [kN/m²]
- h : hauteur de la tranche
- I_c : Indice de consistance
- I_P : Indice de plasticité (%)
- N : Résultante des composantes normales
- O : Centre de la surface de glissement
- p : contrainte totale verticale.
- P_c: Pression de consolidation
- K₀: Coefficient des terres au repos
- K_x : Perméabilité horizontale [m/jour]
- K_y : Perméabilité verticale [m/jour]
- q : La surcharge d'habitation (kPa)
- R: Rayon de la surface de glissement
- S: Surface (m²)
- S_r : Degré de saturation (%)

T : Résultante des composantes tangentielles

U : Pression interstitielle

U_x : déplacement horizontale (m)

U_y : déplacement vertical (m)

ω: Teneur en eau

W_L : Limite de liquidité

W_p : Limite de plasticité

α : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale

β : L'angle du talus(°)

σ_i: Effort à la base de la tranche i.

γ : Poids volumique (kN/m³)

γ' : Poids volumique déjaugé (kN/m³)

γ_d : Poids volumique sec (kN/m³)

γ_h: Poids volumique humide (kN/m³)

γ_r : poids volumique du remblai (kN/m³)

γ_{sat}: Poids volumique saturé (kN/m³)

ψ_a: L'angle de dilatance (°)

θ: L'angle de l'inclinaison de la résultante R des efforts sur le mur par rapport à l'axe central vertical de la semelle (°)

σ: Contrainte normale (kPa)

σ' : Contrainte normale effective (kPa)

τ : Contrainte de cisaillement tangentielle

τ_{ult}: Résistance ultime au cisaillement du sol

φ': L'angle de frottement effective (°)

φ_u: L'angle de frottement non drainé(°)

E: Modulus Young [kN/m²]

EA: Rigidité normale [kN/m]

EI: Rigidité de flexion [kNm²/m]

CD: Consolidé drainé

Sc: Sondages carottés

MEF: Méthode des éléments finis.

MC: Modèle de Mohr Coulomb.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les mouvements de terrain, tels que les glissements de terrains, sont parmi les phénomènes naturels les plus courants et préoccupants à la surface de la terre, Ils entraînent des modifications continues du relief de manière naturelle et imprévisible, souvent liées aux tremblements de terre ou aux fortes pluies prolongées, en raison de facteurs liés à la géologie et à la géomorphologie.

Ces événements naturels dévastateurs créent des instabilités du sol et peuvent provoquer l'effondrement de structures environnantes, Les ingénieurs responsables de la conception des ouvrages sont fortement concernés par ce problème. Les glissements de terrain, en particulier, sont parmi les mouvements de masse les plus fréquents et spectaculaires, entraînant des déformations à l'intérieur et à l'extérieur de la croûte terrestre, Ils touchent aussi bien les constructions humaines que les pentes naturelles, pouvant causer des dommages aux infrastructures et mettre en danger des vies humaines. Il est donc crucial de gérer efficacement ce type de phénomène.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité d'un talus situé au niveau de la cité des 140 logements LPL Ferdoua dans la wilaya de Mila

De ce fait, nous avons organisé ce mémoire en 5 chapitres comme suit :

- Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique, le chapitre présente les différents types de glissement de terrains, leurs caractéristiques, leurs causes, les différentes méthodes de calcul de la stabilité, et les différentes méthodes de confortements.
- Le deuxième chapitre comprend la reconnaissance préliminaire du site (situation géographique, géologie, hydrogéologie,...etc), la morphologie ainsi que les désordres observés.
- Le troisième chapitre comporte des généralités sur la reconnaissance géotechnique ainsi qu'une analyse et interprétation des résultats obtenus.

Le quatrième chapitre présente le calcul de la stabilité du talus par les deux logiciels PLAXIS 2D et SLIDE V 6.0.

- Le cinquième chapitre propose les différentes solutions de confortement.
- Enfin, notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points essentiels de notre mémoire.

CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

Le glissement de terrain est un phénomène géotechnique qui se produit lorsque la stabilité d'une pente ou d'un talus est compromise, entraînant un mouvement du sol vers le bas. Cela peut être causé par différents facteurs tels que la nature des sols, la topographie, les conditions hydrologiques, les activités humaines et les vibrations induites par des séismes.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Pour évaluer et gérer les risques associés à ces phénomènes, différentes méthodes de calcul sont utilisées : Méthodes empiriques, Méthodes analytiques, Modèles numériques

Ce premier chapitre propose de passer en revue les principales définitions des concepts et des connaissances ayant trait à l'étude d'un glissement de terrain. Nous abordons en premier lieu les différents types de glissements (plan et rotationnel) et les principales causes de déclenchement de ces mouvements. A la suite, un exposé des méthodes de calcul de stabilité suivi par les différentes techniques de confortement sera inséré.

I.2. Généralités sur les glissements de terrain

I.2.1. Définition d'un glissement de terrain

Le glissement de terrain est un déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif selon une surface de glissement quelconque dont la morphologie est décrite par le schéma de la figure I.1. [1].

L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

Un glissement se caractérise :

- ✓ Dans sa partie amont, par des niches d'arrachement ou crevasses, principales et latérales, avec brusque rupture de pente (pente concave)
- ✓ Dans sa partie aval, par un bourrelet de pied (ou frontal) à pente convexe. La poussée

exercée par le bourrelet de pied se marque fréquemment par un tracé anormal des cours d'eau en aval,

- ✓ Par une surface topographique bosselée (ondulations, dissémination de blocs de forte taille...).

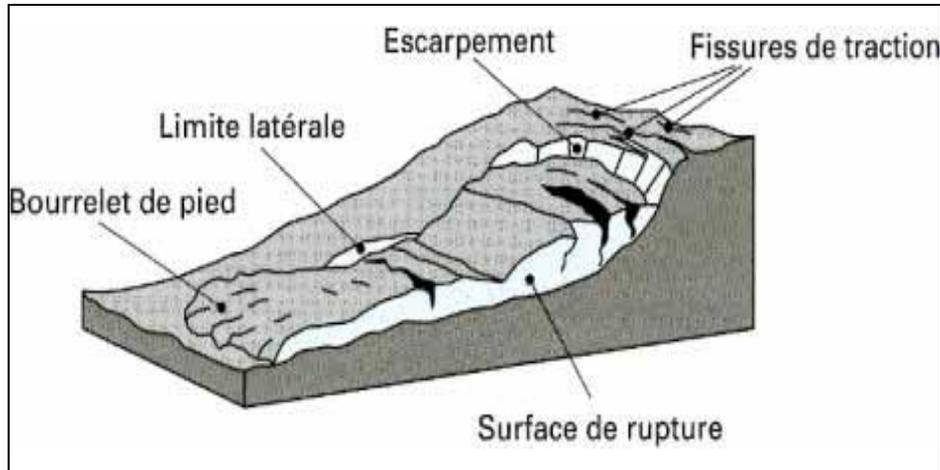


Figure I.1 : Morphologie générale d'un glissement de terrain [1].



Figure I.2 : Glissement d'un talus rocheux suite au séisme de Kobé (Japon) [1].

I.2.2. Différents types de glissements de terrain

On peut distinguer plusieurs glissements de terrains à partir de la géométrie de la surface de rupture:

I.2.2.1. Glissements plans

Le mouvement de ce type de glissement est une translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, Le plan de glissement s'établit, dans la majorité des cas, sur une discontinuité du milieu, la rupture peut alors correspondre au cisaillement d'une couche de faible résistance, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, glissement sur un joint séparant deux formations de nature différente, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain, se manifestent dans des terrains fortement argileux (marnes altérées, colluvions très argileuses) peut être déclenché par un terrassement.

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon (figure. I.3). [2]

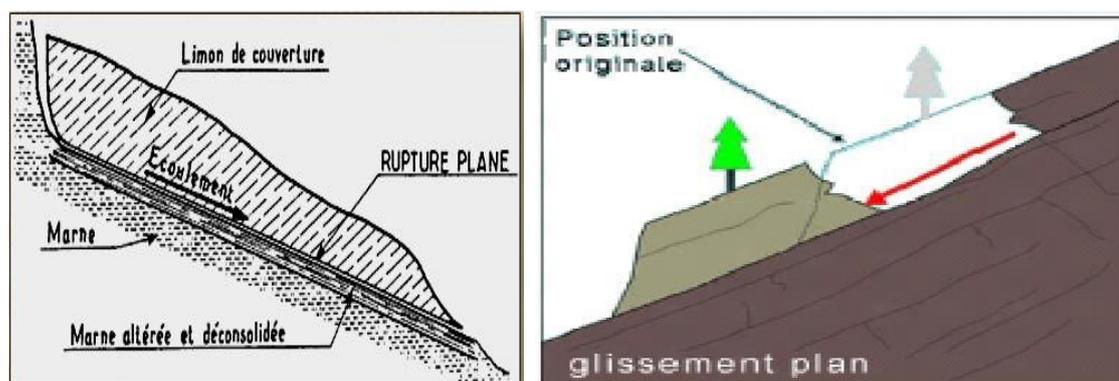


Figure I.3 : Glissement plan [2].

I.2.2.2. Glissements rotationnels (circulaire)

Sont en général de volume limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silt eux. Qui se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface ou en profondeur dans un milieu homogène et isotrope, dans les remblais sur sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier n'est trop profond. Les cicatrices de ces mouvements escarpement et bourrelet frontal - sont nettement visibles. Dans une coupe verticale, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. En règle générale, le mécanisme du glissement ne provoque qu'un faible remaniement interne du matériel glissé.

On a deux types de glissement rotationnel :

✓ Glissements rotationnels simples

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre (figure I.4 a). L'analyse du risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

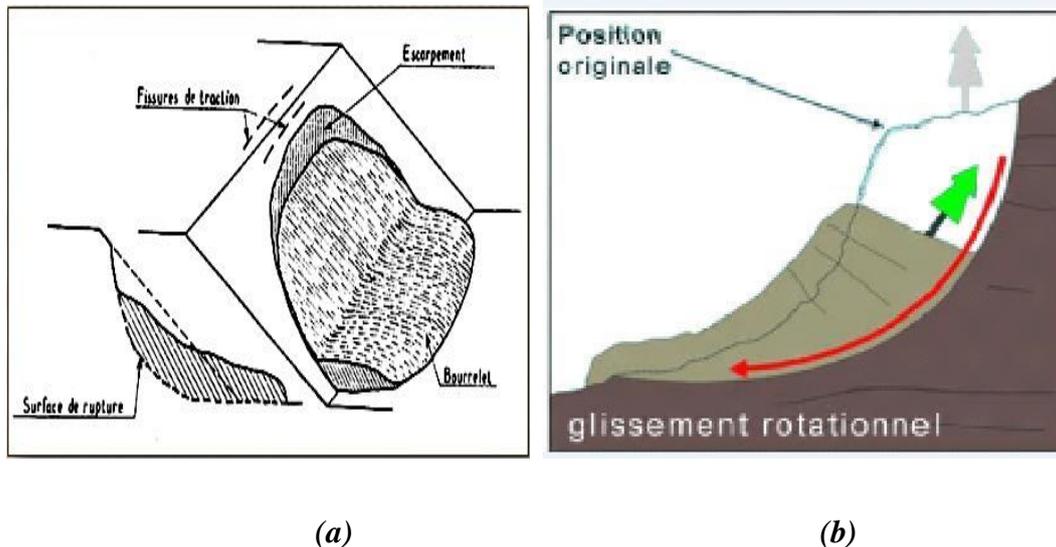


Figure I.4 : Glissement rotationnel [2].

La figure (I.4a) représente un glissement caractérisé comme suit :

- En tête, des fissures de traction.
- Un escarpement correspondant à l'amont de surface de glissement.
- A la base, un bourrelet formé par des matériaux glissés.

La figure (1.4 b) présente une coupe dans la partie centrale du glissement. L'intersection de cette coupe avec la surface du glissement (surface de rupture) est appelée ligne de rupture. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire. [2]

Ils se manifestent par une rotation sur une surface de cisaillement ayant l'allure générale d'une cuillère vaguement sphérique, donnent aux versants une topographie chaotique avec bossellement et ondulation marquée par de nombreuses contre-pentes.

✓ Glissements rotationnels complexes

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont (figure I.5).

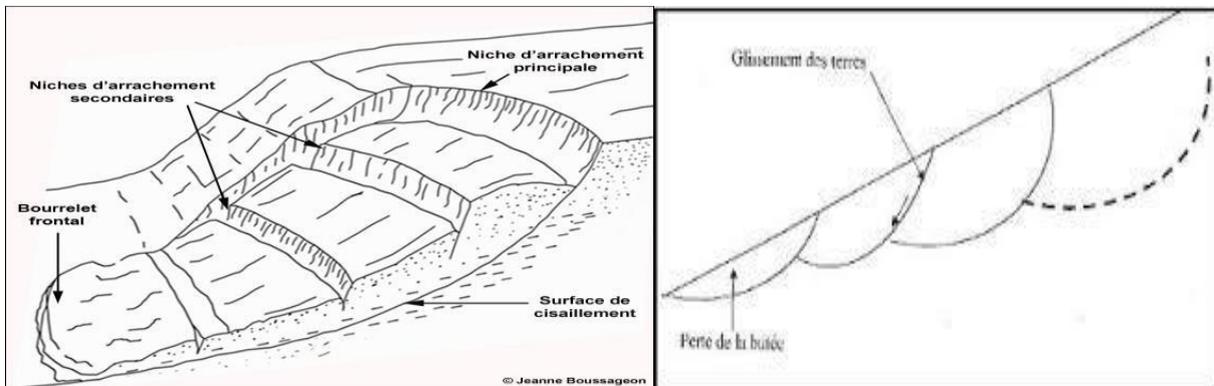


Figure I.5 : Glissement rotationnel complexe [2].

I.2.2.3. Glissement quelconque (aléatoire)

Dans ce cas, 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. Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoires sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. La vitesse de déplacement de la masse glissée est généralement lente, avec des accélérations liées le plus souvent aux mauvaises conditions météorologiques, l'extension dépend de la vitesse d'évolution du mouvement. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.

I.2.3. Le processus d'un glissement de terrain

Il est défini comme le déplacement d'une masse de terrain bien délimitée, meubles ou rocheuses au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. Dans les terrains inclinés, le sol a tendance à glisser vers l'aval. L'ampleur de ce phénomène est principalement déterminée par trois forces [3] :

- **Gravité** : force qui entraîne la matière vers le centre de la terre, dépend de la pente du terrain.
- **Force de frottement** : force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre la couche sous-jacente.
- **Force de cohésion** : force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles et de l'attraction entre ces particules et l'eau stockée dans le sol.

Les terrains concernés sont en général à forte composante argileuse, mais on peut rencontrer des glissements dans des sols très sableux, ou dans du rocher altéré et fracturé.

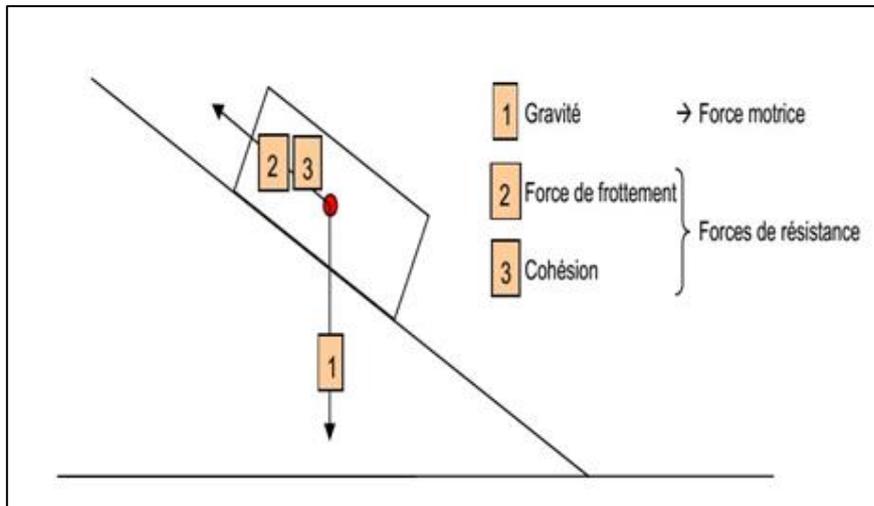


Figure I.6 : Le processus du glissement de terrain [3].

I.2.4. Classification des glissements de terrain

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de leur surface de glissement, de la vitesse moyenne du mouvement, ou bien de la profondeur de surface de glissement.

Tableau I-1 : Classification d’après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol). [4]

Glissement	La profondeur de surface de glissement
Superficiel	0 – 2m
Semi-profond	2-10m
Profond	10-30m
Très profond	>30

Tableau I-2 : Classification des glissements de terrain en fonction de leur surface [4].

Surface (m²)	Description
< 200	Très petit
200<S<2000	petit
2000<S<20000	moyen
20000<S<200000	grand
200000<S<2000000	Très grand
S>2000000	Vaste

Tableau I-3 : Classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de déplacements [4].

Vitesse	Description
$V_d < 16 \text{ mm/an}$	Extrêmement lent
$16 \text{ mm/an} < V_d < 1,6 \text{ m/an}$	Très lent
$1,6 \text{ m/an} < V_d < 13 \text{ m/mois}$	Lent
$13 \text{ m/mois} < V_d < 1,8 \text{ m/h}$	Modère
$1,8 \text{ m/h} < V_d < 3 \text{ m/mn}$	Rapide
$3 \text{ m/mn} < V_d < 5 \text{ m/s}$	Très rapide
$V_d < 5 \text{ m/s}$	Extrêmement rapide

Les observations et les études effectuées à partir d'événements passés ont permis de mettre en évidence certaines conditions de site favorables à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité [4].

I.2.5. Les étapes d'étude d'un glissement de terrain

La méthodologie utilisable pour les études suppose, en effet, que l'on ait des moyens qui permettent d'appréhender au mieux les paramètres qui interviennent dans l'appréciation de la stabilité que l'on dispose de supports théoriques permettant de traiter ces informations en vue d'une explication des phénomènes et de la définition des projets. Cela implique alors que les techniques utilisées tiennent compte de l'état des connaissances du moment, mais également de la nécessité de disposer de critères de jugement de la stabilité des ouvrages à la fois simples et fiables. En fin, il ne faut pas ignorer les contraintes techniques, mais surtout financières qui caractérisent les études réelles.

Ces diverses exigences conduisent généralement à un schéma d'étude en trois phases [5] :

- La reconnaissance et les études géotechniques.
- L'analyse de stabilité
- La définition d'un confortement.

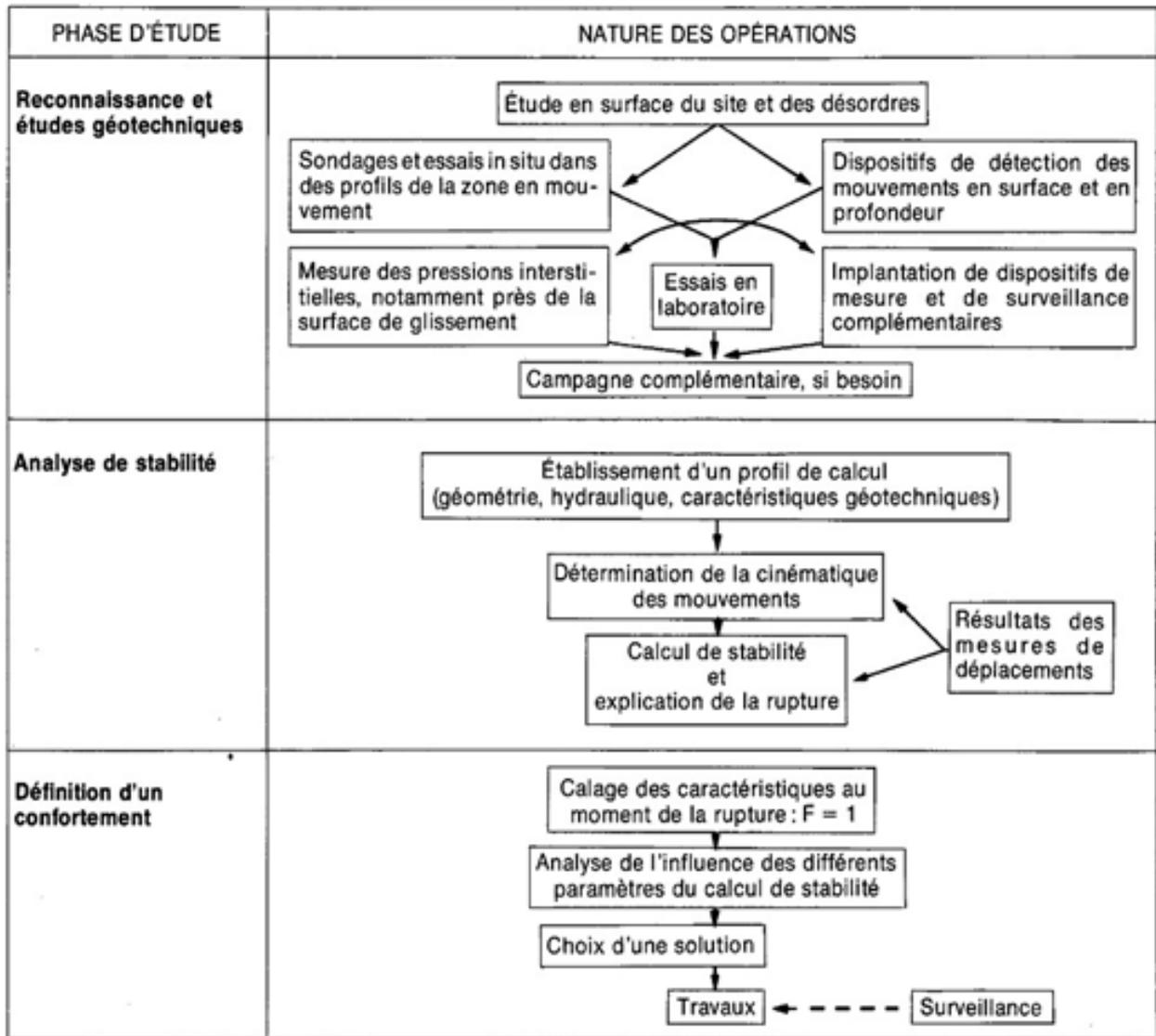


Figure I.7 : Méthodologie de l'étude des glissements de terrains [5].

I.2.6. Causes des glissements de terrain

Le passage d'un versant de l'état de stabilité à l'état d'instabilité est influencé par divers facteurs, incluant des causes géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques (d'origine humaine) [5].

I.2.6.1. Causes internes

- L'augmentation de la pression interstitielle suite à de fortes précipitations.
- La nature géologique des terrains, notamment la pente.
- L'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol.

- La saturation des terrains en eau, causée par la présence de sources, des précipitations abondantes et la fonte brutale des neiges.
- Le développement de l'altération de la roche.
- Le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité à l'eau.

I.2.6.2. Causes externes

- L'érosion du bas de la pente par la mer ou une rivière.
- La diminution des appuis en pied de pente, par exemple à cause d'un terrassement mal conçu et trop raide.
- L'augmentation des charges en amont, telle que la construction d'un ouvrage.
- L'ouverture d'une carrière de sable ou de roche.
- Les secousses d'un tremblement de terre.
- La surcharge d'une construction, etc.
- Dans la plupart des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes principales, la présence d'eau et la présence de fractions fines dans le sol [6].

I.3. Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes [1]

I.3.1. Notion sur la résistance au cisaillement

Au moment de la rupture, les contraintes de cisaillement τ le long de la surface de rupture atteignent la résistance au cisaillement maximum (τ_{ult}) que le sol peut supporter sous une contrainte normale σ .

Les grains du sol glissent les uns par rapport aux autres le long de la surface de rupture, et ils ne s'écrasent pas.

Critère de Mohr-Coulomb

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr (σ, τ), est assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine C (cohésion) et de pente ϕ (angle de frottement), exprimée par la relation linéaire :

$\tau = C + \sigma \tan \phi$, appelée la loi de Coulomb.

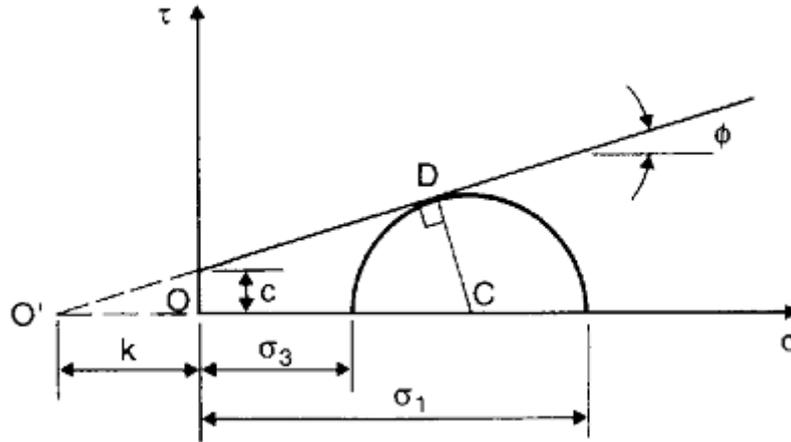


Figure I.8 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

I.3.2. Principe de calcul à la rupture

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumiques [7]. Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et plus faciles à déterminer. Ce sont les méthodes les plus anciennes et elles sont basées sur les hypothèses suivantes :

- Le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui se frottent les uns sur les autres.
- Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. L'hypothèse des calculs à l'équilibre limite distingue une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture (voir figure I.9). Dans ce cas:
 - Le calcul d'équilibre est fait à la rupture;
 - Les équations résolvantes sont les équations de la statique;

Le coefficient de sécurité F est spatialement bien déterminé (supposé constant le long de la ligne de rupture).

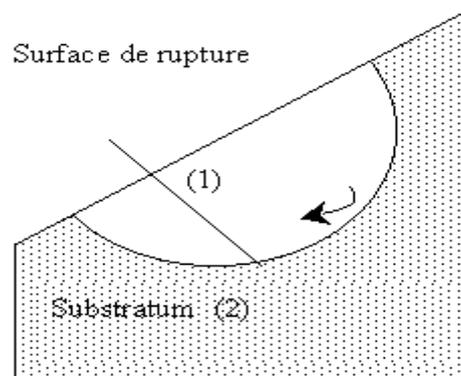


Figure I.9 : Surface de rupture

L'objectif du calcul de stabilité à la rupture est, à partir d'équations d'équilibre de la statique, d'obtenir une expression de F en fonction de divers paramètres définissant le site étudié.

Ce principe de calcul qui est illustré par la figure I-9 est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une équation que l'on résout. La description des méthodes de calcul à la rupture consiste à préciser les hypothèses choisies et le mode de résolution utilisé.

I.3.3. Définition de coefficient de sécurité

La définition du coefficient de sécurité des talus à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols.

De nombreuses publications ont été faites sur les divers coefficients de sécurité que l'on est susceptible d'adopter pour définir la stabilité des talus. Un coefficient de sécurité peut être défini comme étant un rapport de contraintes, de forces, de moments ou d'autres [6].

En première approximation on peut caractériser l'état de la stabilité par :

$$F_{s=} < 1 \text{ talus très instable.}$$

$$F_{s=} = 1 \text{ talus de stabilité précaire (Equilibre limite).}$$

$$F_{s=} > 1 \text{ talus stable.}$$

Le coefficient de sécurité est donné par la formule ci-après :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (I.1)$$

τ_{max} : désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point défini par :

$$\tau_{max} = C' + \sigma' \operatorname{tg}\varphi'$$

τ : représente la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

Avec C' et φ' sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement effectifs d'un massif donné.

I.3.4. Méthodes de calcul de la stabilité

Depuis Fellenius (1927), de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus au moins sophistiquées et plus au moins efficaces, en relation avec le développement des techniques, des recherches, de l'outil informatique, et de l'analyse numérique. Little et al (1958) et Horn (1960) sont les précurseurs de cette évolution [7]. Ces méthodes apparaissent en général trop simples et trop élaborées et de maniement délicat. On développe dans ce qui suit la méthode des tranches,

I.3.4.1. Méthode des tranches

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

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle. [9].

Chaque tranche est soumise à son poids propre, aux surcharges en surface, et aux forces inter-tranches de contact, comme illustre la figure I.11, $e(x)$ est l'équation des points d'application des forces inter-tranches.

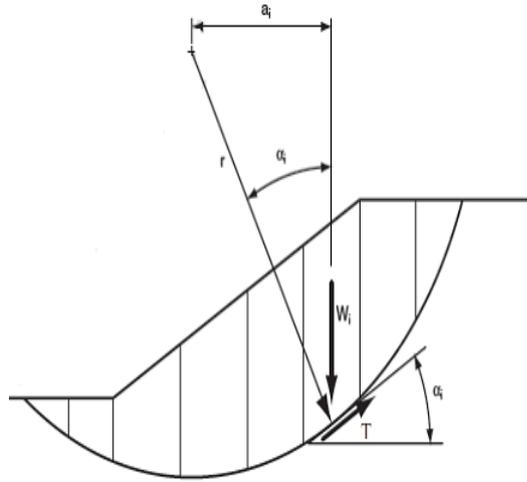


Figure I.10 : Masse d'un talus découpé en tranches.

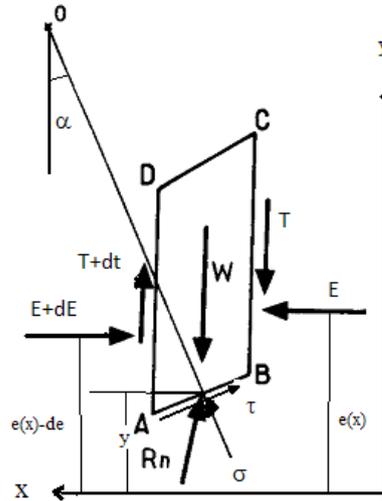


Figure I.11 : Forces agissant sur une tranche.

La base de la tranche appartient à la ligne de rupture $y(x)$ est soumise à une contrainte normale σ et une contrainte tangentielle τ . L'angle α est la dérivée de la fonction $y(x)$, que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

L'équilibre des forces horizontales et verticales et des moments, par rapport à la base de la tranche donne respectivement :

$$\sum F/x = 0 : -dE - \tau AB \cos \alpha + \sigma AB \sin \alpha = 0 \quad (I.2)$$

$$\sum F/y = 0 : dt - w + \sigma AB \cos \alpha + \tau AB \sin \alpha = 0 \quad (I.3)$$

$$\sum M/o = 0 : -T - E \frac{de}{AB} + (e - y) \frac{de}{AB} = 0 \quad (I.4)$$

La combinaison des équations (I.2) et (I.3), permet d'écrire :

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left(\tan \alpha \frac{dE}{AB \cos \alpha} + \frac{dt}{AB \cos \alpha} + w \right) \quad (I.5)$$

$$\tau = \cos^2 \alpha \left(\frac{-dE}{AB \cos \alpha} + \tan \alpha \frac{dE}{AB \cos \alpha} + w \tan \alpha \right) \quad (I.6)$$

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (I.7)$$

I.3.4.2. Méthode de Fellenius (1927) [9]

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées, autrement dit ;

$\frac{dt}{AB \cos \alpha} = \frac{dE}{AB \cos \alpha} = 0$. Ainsi, les équations (I.5) et (I.6), se réduisent en :

$$\sigma = w \cos^2 \alpha \quad (I.8)$$

$$\tau = w \cos \alpha \sin \alpha \quad (I.9)$$

En substituant les expressions (I.8) et (I.9) dans l'équation du coefficient de sécurité on obtient :

$$F_s = \frac{c + w \cos^2 \alpha \tan \varphi}{w \cos \alpha \sin \alpha} \quad (I.10)$$

Le facteur de sécurité global de la zone de glissement égal à la somme des moments résistants sur la somme des moments moteurs de toutes les tranches qui existent, comme le montre l'équation (I.11).

$$F_s = \frac{\sum \left(\frac{c b}{\cos \alpha} + w \cos \alpha \tan \varphi \right)}{\sum w \sin \alpha} \quad (I.11)$$

Les paramètres géométriques intervenants dans le calcul de F_s sont :

La largeur de tranche b , le poids de la tranche W , et l'angle orienté α que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale, voir figure I.12

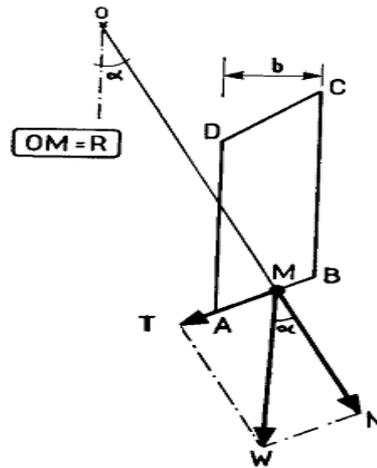


Figure I.12 : Hypothèse de Fellenius sur une tranche.

I.3.4.3. Méthode de Bishop détaillé (1954)

Dans la méthode de Bishop, l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- ✓ L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche ;
- ✓ L'équilibre global des moments.

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- L'équilibre vertical :

$$w + (T - T + dt) = \sigma \cos \alpha + \tau \sin \alpha \quad (\text{I.12})$$

D'où l'équation (I.2) et (I.5)

$$w + (T - T + dT) = \sigma \cos \alpha + \frac{c}{F_s \cos \alpha} \sin \alpha + \sigma \frac{\tan \varphi}{F_s} \sin \alpha \quad (\text{I.13})$$

D'où la valeur de σ égale :

$$\sigma = \frac{w+(T-T+dt)-C \tan \alpha \frac{b}{F_s}}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi}{F_s}} \quad (\text{I.14})$$

Pour une surface de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum \left(\frac{cb}{\cos \alpha} + \sigma \tan \varphi \right)}{\sum w \sin \alpha} \quad (\text{I.15})$$

On porte dans l'expression de F_s la valeur de σ précédemment calculée :

$$F_s = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[\frac{c'b + (w+(T-T+dt)-ub) \tan \varphi'}{\cos \alpha \sin \alpha \frac{\tan \varphi'}{F_s}} \right] \quad (\text{I.16})$$

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation.

I.3.4.4. Méthode de Bishop Simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $T - T + dt = 0$ quelle que soit la tranche considérée, l'équation (I.7) se simplifie en :

$$F_s = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[\frac{c'b + (w-ub) \tan \varphi'}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'}{F_s}} \right] \quad (\text{I.17})$$

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant la valeur F_{s0} obtenu par la méthode de Fellenius.

I.3.4.5. La méthode des éléments finis [6]

- Définition

La méthode des éléments finis est une technique de modélisation numérique utilisée pour résoudre des problèmes d'ingénierie et de physique. Elle repose sur le principe de diviser un domaine continu en petites sous-régions appelées éléments, afin de simplifier la résolution des équations mathématiques qui décrivent le comportement du système étudié [6].

Le processus de la méthode des éléments finis consiste à subdiviser le domaine en un maillage composé d'éléments géométriques simples, tels que des triangles ou des tétraèdres pour les problèmes en deux dimensions, ou des tétraèdres ou des hexaèdres pour les problèmes en trois dimensions. À l'intérieur de chaque élément, une fonction d'approximation est utilisée pour représenter le comportement du système.

Une fois le maillage créé, les équations mathématiques qui décrivent le système sont discrétisées sur chaque élément fini. Cela consiste à approximer les équations continues par des équations discrètes qui sont valables uniquement à l'intérieur de chaque élément. Pour cela, des fonctions d'interpolation sont utilisées pour représenter les inconnues du système à l'intérieur de chaque élément en fonction des valeurs connues aux sommets de l'élément.

Ensuite, les équations discrètes sur chaque élément fini sont assemblées pour former un système global d'équations, prenant en compte les conditions aux limites du problème. Ce système d'équations peut être linéaire ou non linéaire, selon la nature du problème. Il est ensuite résolu numériquement pour obtenir les valeurs approximatives des inconnues à l'intérieur du domaine.

- **Avantages de la MEF**

La méthode des éléments finis présente de nombreux avantages. Elle permet de modéliser des problèmes complexes avec une grande précision en utilisant une discrétisation adaptée. Elle est également flexible et peut être appliquée à différents types de problèmes en modifiant les formulations mathématiques et les types d'éléments utilisés. De plus, elle permet d'obtenir des solutions numériques pour des problèmes pour lesquels il n'existe pas de solution analytique.

- **Limitations de la MEF**

La méthode des éléments finis présente également des limitations. Elle peut nécessiter des ressources de calcul importantes, en particulier pour les problèmes tridimensionnels ou les problèmes non linéaires. De plus, la qualité de la solution dépend de la qualité de la discrétisation et de la précision des approximations utilisées. Des erreurs d'arrondi peuvent également être introduites lors des calculs numériques.

I.3.5. Facteurs influençant la stabilité des talus

Les facteurs influençant la stabilité des talus comprennent la nature du sol, la géométrie du talus, les conditions hydrologiques, les charges appliquées et les activités humaines. La nature du sol, qu'il s'agisse d'argile ou de sable, joue un rôle crucial. Les pentes raides augmentent le risque de glissement. Les conditions hydrologiques, telles que la saturation du sol ou les écoulements

d'eau, peuvent affaiblir le talus. Les charges, comme les bâtiments ou les vibrations, peuvent exercer une contrainte supplémentaire. Les activités humaines, telles que l'excavation ou la construction, peuvent altérer l'équilibre naturel du talus. Il est essentiel d'évaluer ces facteurs pour mettre en place des mesures appropriées de prévention et de renforcement des talus [8].

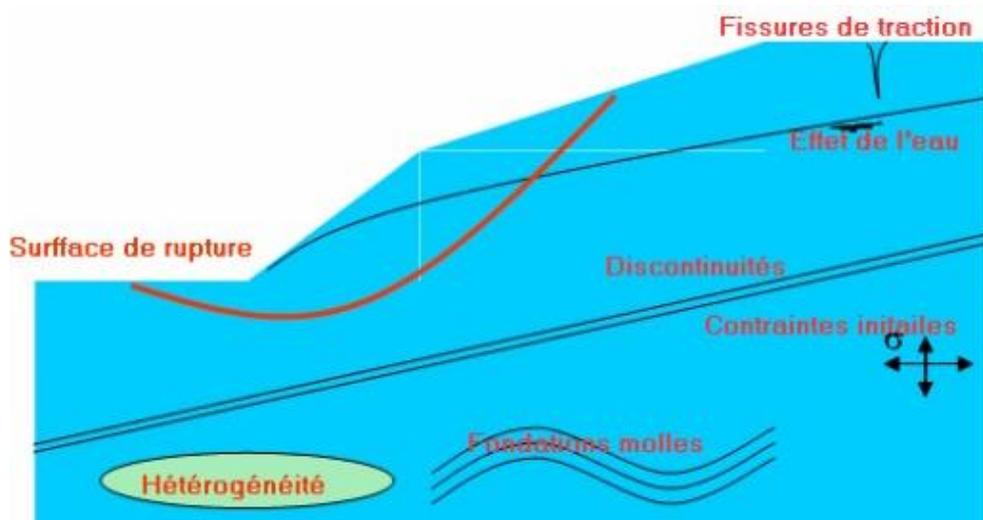


Figure I.13 : Facteurs influençant la stabilité des talus [8].

1.4. Méthodes de stabilisation des glissements de terrain

Les méthodes de stabilisation des glissements de terrain visent à renforcer les zones instables et à prévenir les mouvements indésirables du sol. On expose dans ce qui suit quelques méthodes utilisées :

1.4.1. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste un moyen d'action naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement : les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête, remblai en pied) ; les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) ; les substitutions partielles ou totales de la masse instable [10].

1.4.2. Drainage

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des

eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation.

1.4.3. Tranchés drainants

Les tranchés drainants sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (ligne de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles,etc). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux courbes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi. [11]

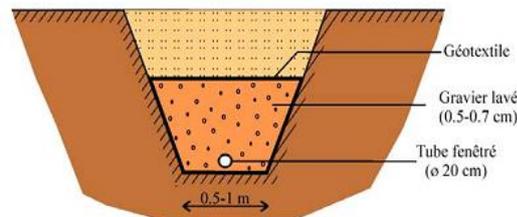


Figure I.14 : Tranchée drainante. [11]

1.4.4. Soutènement

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique par utilisation d'ouvrages souples ou rigides. Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

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

Les ouvrages de soutènement sont utilisés surtout en agglomération, contre des glissements d'ampleur modérés. Au bord des routes, ils sont de types variés. La figure ci-après donne la classification de ces ouvrages.

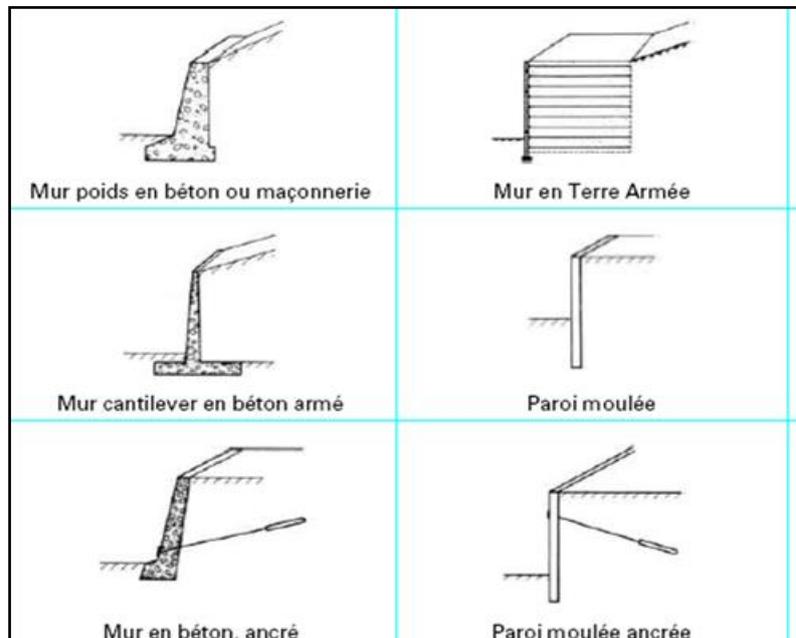


Figure I.15 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée. [12]

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

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides. [12]

I.4.4.1. Soutènement en TEXSOL

Les caractéristiques du matériau TEXSOL permettent de réaliser des talus de soutènement dont les pentes peuvent dépasser 75 degrés. Ces ouvrages très raides exécutés en déblai ou en remblai simultanément aux terrassements apportent une solution simple pour contenir les glissements de terrain ou stabiliser les talus en conservant des emprises limitées. [12]

I.4.4.2. Les palplanches

Les palplanches sont de grandes plaques, qui s'emboîtent différemment selon le modèle. En général, elles sont en métal (acier), celles en béton étant trop lourdes et trop fragiles pour les

ouvrages imposants comme les parkings souterrains. Le profil d'une palplanche peut être de forme diverse.

Les palplanches sont en principe utilisées en complément d'un autre type de paroi et forme rarement l'enceinte proprement dite. Elles assurent surtout un rôle d'étanchéité additionnelle en formant un écran tout autour de l'enceinte côté terrain. [13]

I.4.4.3. Parois cloutées

Réservé initialement aux sites peu sensibles, ce soutènement à caractère provisoire permettait la tenue de talus de grande hauteur. Il est maintenant développé en site urbain, en soutènement vertical définitif. Les clous sont des clous passifs de quelques tonnes jusqu'aux tirants précontraints. Le blindage peut être réalisé en béton projeté, béton fibre, béton banché ou par éléments préfabriqués. [12]

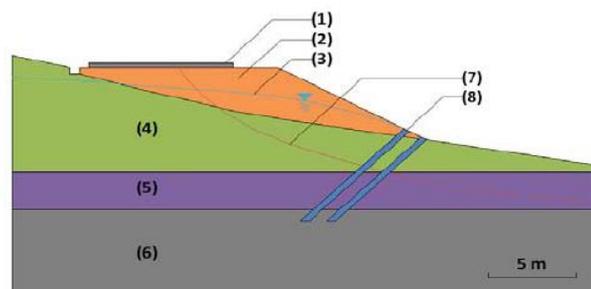
I.4.5. Renforcement

Ce domaine se repose sur une généralisation du concept de sol armé et comprend des techniques très variées comme, le clouage, les micropieux

I.4.5.1. Renforcement par clouage

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation. [13].

Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion reprend dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion.



(1) route, (2) remblai, (3) nappe, (4) marne argileuse, (5) marne sableuse, (6) marne argileuse,

(7) surface de rupture, (8) clou (8 m de longueur, inclinaison 45°)

Figure I.16 : Clouage d'un talus instable. [13]

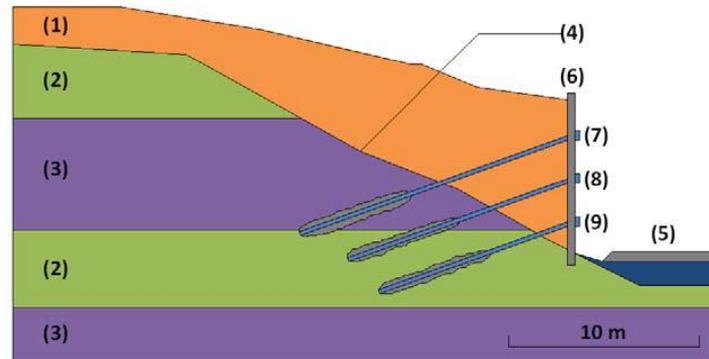
Dans le renforcement par clouage, on distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

1. Clous et micropieux : Dont l'élément de renforcement est constitué par une barre ou un tube d'acier de petit diamètre (20 à 40 mm) et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place obliquement (figure I.15) ou verticalement, avec une forte densité (environ un clou pour 4 m²). La stabilisation d'un talus par des **clous** et **micropieux** repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous et les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables, générés par les pieux et barrettes. [13]
2. Pieux (métalliques ou en béton armé) et barrettes (palplanches, paroi moulée) : Ce sont des éléments de grande rigidité (section allant de 0.5 à 3.0 m), placés verticalement, sur une ou plusieurs files en quinconce, pouvant être retenus en tête dans certains cas par une poutre de liaison et des tirants. Le clouage de glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe. Toutefois compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement alors que les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable.

I.4.5.2. Renforcement par tirants d'ancrages

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

- Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité.
- Qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.



(1) remblai, (2) grès, (3) argile, (4) surface de glissement, (5) route,
(6) parement, (7, 8, 9) tirants d'ancrages

Figure I.17 : Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage. [13]

Types de tirants d'ancrage

En fonction du type de l'armature, deux catégories de tirants d'ancrage peuvent être distinguées : [13]

1. **Tirants d'ancrage constitués par des armatures ordinaires :** Ancrées dans le terrain soit par une injection de scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, tirants qui sont mis en traction par boulonnage;
2. **Tirants d'ancrage constitués par des armatures précontraintes :** Scellées dans le terrain par injection et mises en tension en prenant appui sur l'ouvrage. Ces tirants sont désignés par « tirants précontraints ».

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents types de glissements de terrains qui existent dans la nature, leurs classifications et les principales causes d'instabilité. Par la suite, nous avons décrit les différentes méthodes de calcul qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des pentes : la méthode de Fellenius, la méthode de Bishop et la méthode des éléments finis.

La méthode de Bishop présente comme toute méthode des imperfections théoriques. Cependant elle donne des résultats satisfaisants en regard des incertitudes très importantes sur les

paramètres fondamentaux du calcul (cohésion et angle de frottement) et pression interstitielle. En outre, elle offre l'avantage appréciable d'être facile à mettre en œuvre.

Au plan de confortement, les méthodes de stabilisation des glissements de terrains sont très diverses, elles possèdent un certain nombre de points communs, aussi bien au niveau du comportement local de l'interaction entre le sol et le renforcement qu'au niveau global du comportement de la structure.

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU SITE DU PROJET

II.1. Introduction

Le présent chapitre concerne la présentation du site étudié à travers l'identification de sa localisation, sa morphologie, son environnement urbain apparent ainsi que la description de la région au plan géologique, hydrologique, climat et sismicité.

Par la suite, un résumé des principales remarques et observations relevées lors des visites de site effectuées par le laboratoire dans l'objectif de cerner les causes du glissement étudié.

II.2. Situation géographique du site

Le site est localisé au Sud Est de la commune de Ferdoua dans la wilaya de Mila, sur la rive droite d'Oued Rhumel. Il est limité :

- Au Nord par le chemin de wilaya CW52 et les berges de Beni Haroune.
- Au Sud par des terrains agricoles.
- A l'Est par la route nationale RN79A et les berges du Beni Haroune.
- A l'Ouest par des habitations.

Les coordonnées Lambert approximatives sont les suivantes :

X = 6°17'49,13'' E et Y = 36°30'13,05''N

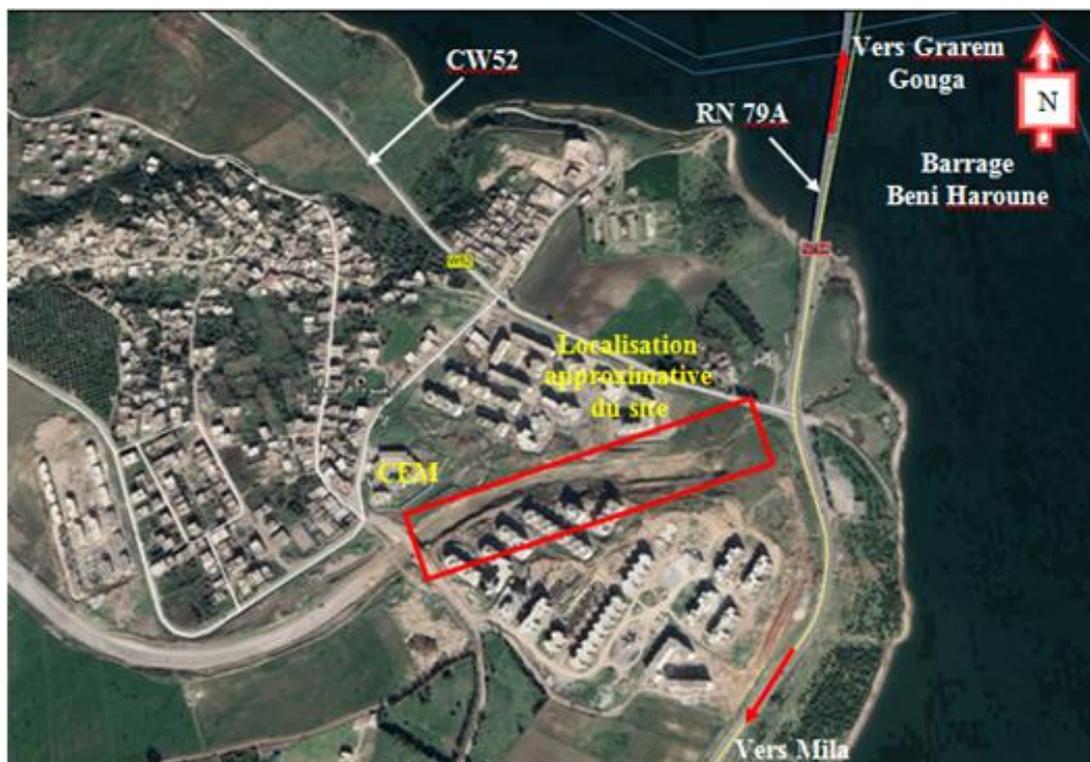


Figure II.1 : Localisation du site 140 logements POS N°02 Ferdoua : wilaya de Mila (Google Earth).

Le versant objet d'instabilité concerne un talus surmonté par les 140 logements LPL réalisés en R+4.



Figure II.2 : Localisation des 140 logements L.P.L.

II.3. Géomorphologie

C'est le cadre morpho-structural qui ceinture toute la zone d'extension de la ville de Mila. C'est un relief de bas piémont, dominé au Sud par des versants plus ou moins prolongés dépassant des centaines de mètres, ils continuent les prolongements des versants Nord du plateau de Maracho, les altitudes oscillent aux alentours de 1100 à 1200 m, le degré de pente demeure important par endroit pour dépasser les 25% surtout aux environs du quartier "Chaabat", lotissement Boulmerka, Ben Mahdjoub et Ben Kara situés dans la zone d'extension Ouest. Ils sont couverts par une couverture argileuse importante, interrompue par des petits affleurements de calcaire à silex par endroits. Les altitudes les plus basses sont recensées au niveau d'oued Mila avoisinant les 180m.



Figure II.3 : Vue d'ensemble de ville de Mila.

La ville de Mila est initialement construite sur un replat topographiquement bien marqué au niveau de l'artère principal reliant Constantine à Ferdjioa. C'est le premier berceau qui a donné les premiers noyaux pour les civilisations romaines, bizertines, arabo-musulmanes, françaises. Après l'indépendance, sur les hauteurs et les versants à pentes fortes dépassant les 30% des quartiers périphériques voient le jour à partir des années soixante-dix du siècle dernier et qui continueront jusqu'aujourd'hui. Plus loin encore et à tour d'horizon, des chaînes de montagnes s'imposent pour fermer le relief du grand bassin de Mila. Les limites naturelles sont : à l'Ouest et au Nord-Ouest oued Mila, à l'Ouest oued el Kherba, au Nord -Est le foret d'El Mediouss et Oued el Mkhaoed, au Sud l'ensemble montagneux ou plateau de Marachou.

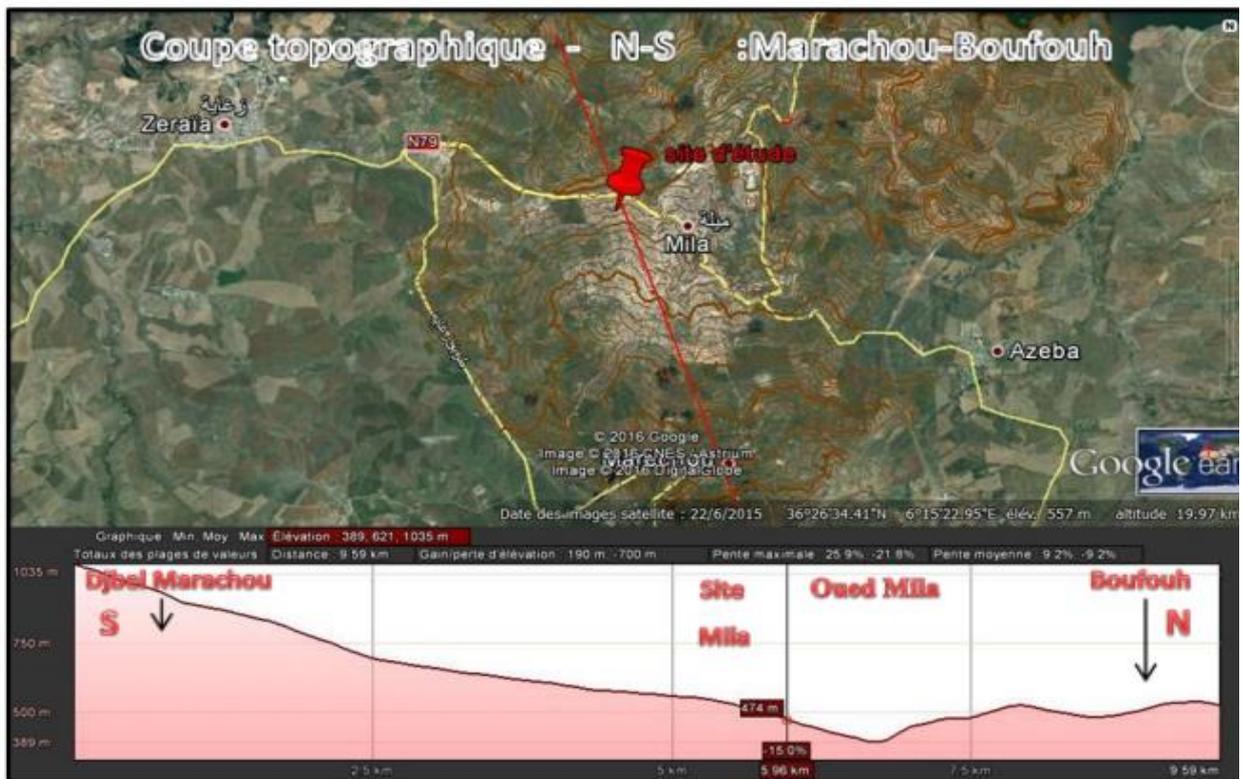


Figure II.4 : Coupe topographique Marachou-Boufouh (Nord/Sud), source Google earth.

II.4. Climat de la région

Le climat de la wilaya est caractérisé par des étés secs et chauds et de hivers froids et humides. Les pluies sont irrégulières mais relativement abondantes, de même les températures ne dépassent guère la moyenne nationale. La pluviométrie varie entre 700mm/an dans la zone montagneux, 350mm/an au sud et 400 à 600mm/an dans la partie centrale.

II.5. Géologie

II.5.1. Géologie régionale

D'après la carte géologique de Sidi Driss au 1/50 000, feuille N°51, la région à laquelle appartient le terrain d'étude est constituée par des faciès hétérogènes d'âge Plio-Quaternaire composés par des

- Alternances d'argiles plus ou moins schisteuses noires, de grès fins jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes. L'ensemble renferme abondamment du gypse.
- Cailloux à gros éléments cailloutis, argiles gréseuses, sables et argiles.

- Conglomérats et graviers cimentés.

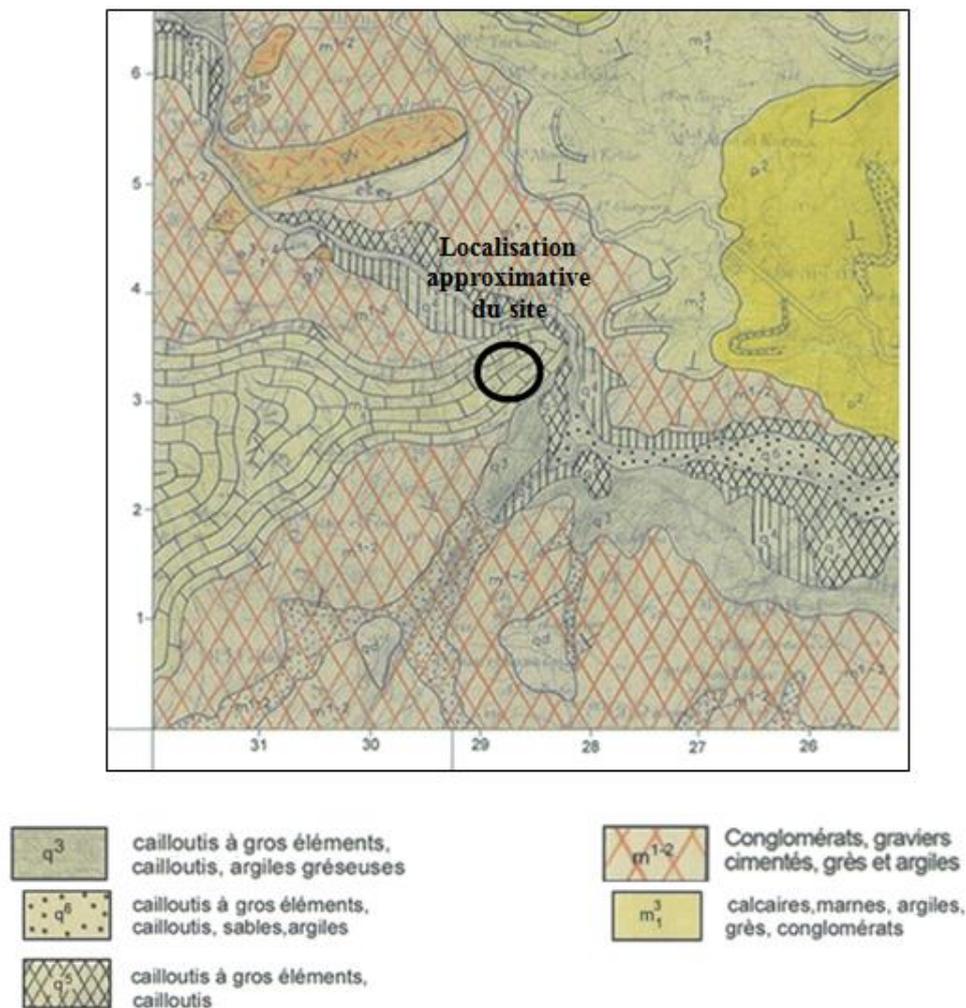


Figure II.5 : Carte géologique de Sidi Driss à 1/50 000 feuille N°51 ORGM 2009.

II.5.2. Géologie locale

La région de Mila (Ferdoua) est constituée essentiellement d'argile gypseuse, de conglomérat, de calcaire lacustre et de marne à la base. En plus de cette lithologie tendre, les failles et les discontinuités rendent plus vulnérable la région aux mouvements de terrain.

II.6. Hydrologie

II.6.1. Hydrologie régionale

Le site se situe sur la rive droite d'Oued Rhumel. L'hydrologie du site a subi un changement considérable après la réalisation du barrage de Benni Haroune, situé sur la partie Nord du site. Il suffit de comparer les deux images google earth de l'année 2004 et 2018 pour constater le changement considérable du régime hydraulique.



Figure II.6 : Le site sur image Google Earth _ situation 2004.



Figure II.7 : Le site sur image Google Earth _ situation 2018.

II.6.2. Hydrologie locale

Le site présente un grand bassin de réception des eaux, vu sa localisation en contre bas d'un bassin versant. Les sources enregistrées sur le site en question se succèdent sur le même alignement. En considérant la source SO5 qui se situe en amont du contournement Nord de la wilaya de Mila et la source SO4, puis les sources SO3, SO2 et SO1 qui se situent au niveau de l'assiette du projet des 140 logements de Ferdoua (Figure II.8.).



Figure II.8 : Localisation des différentes sources sur site (Google earth 2018) .

II.7. Sismicité de la région

Le Nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque Eurasienne au Nord. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épiscopentrale.

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante :

- ❖ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ❖ Zone I : sismicité faible.
- ❖ Zone II (II a – II b) : sismicité moyenne.
- ❖ Zone III : sismicité élevée.

D'après le document technique réglementaire (DTR-B.C.2.48) intitulé « règles parasismique Algériennes RPA 99/VERSION 2003. » qui tient compte de la nouvelle classification des zones sismiques, la wilaya de Mila (Ferdoua) est classée dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité.

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le tableau ci-après.

Tableau II-1 : Coefficient d'accélération selon la classe d'ouvrage et la zone de sismicité.

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
2B	0,12	0,20	0,25	0,30

Le coefficient (A) est le coefficient d'accélération de zone (tableau II.1, RPA 99) en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement. Pour notre cas, nous avons pris en considération dans nos calculs de stabilité une accélération de (A = 0,25g).

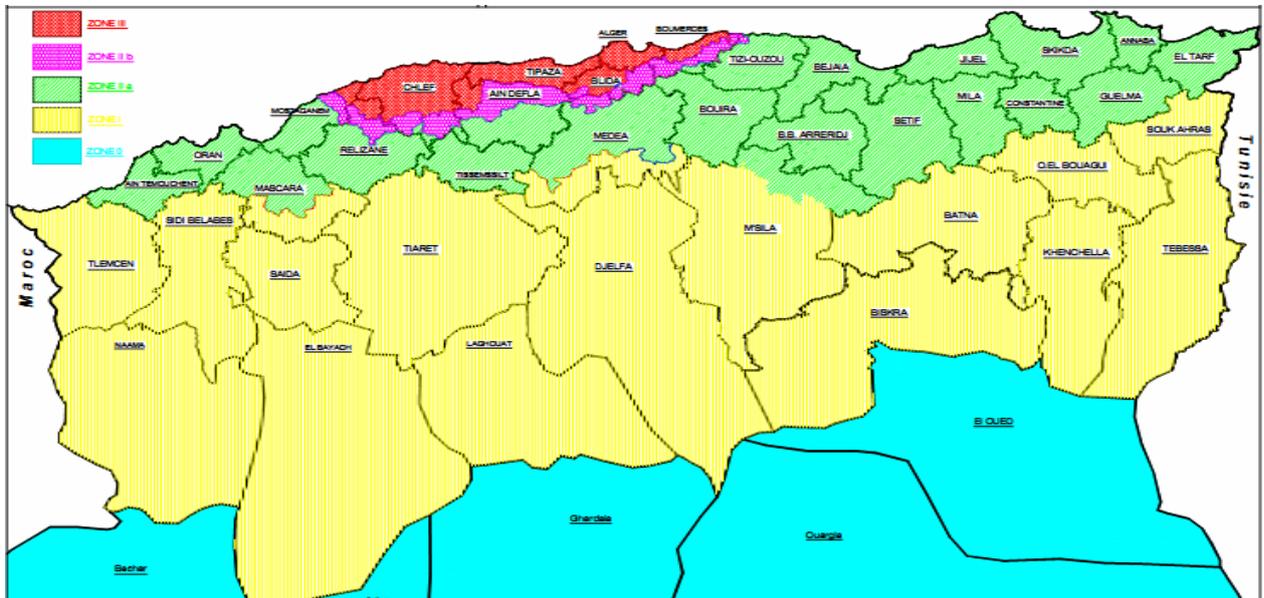


Figure II.9 : Carte de zonage sismique du territoire nationale – RPA99/ APRES ADDEN .

II.8. Diagnostic sur terrain

II.8.1. Description du glissement

A l'issue des visites de site effectuées, il a été relevé ce qui suit :

- Plusieurs zones de glissement ont affecté le talus en déblais qui s'étend sur un linéaire de 600 ml. La zone la plus affectée est surmontée par trois files de blocs construits en (R+4) faisant partie des 140 logements réalisés sur le site de Ferdoua.
- Le glissement régressif risque d'affecter la stabilité de ces blocs situés en tête de talus.
- L'escarpement métrique (4m par endroit) témoigne de l'importance de la masse de terre en mouvement.
- Les masses de terres glissées, inclinées vers l'aval, s'étaient et progressent sur une pente de talus relativement accentuée.
- La circulation à débit important des eaux à travers la tranchée localisée en pied de talus, la présence de végétations caractéristiques des zones gorgées_d'eau (présence de roseaux, ...) sur le talus lui-même, certains vides sanitaires des blocs construits sont submergés par les eaux. Des résurgences des eaux ont été enregistrées par endroit. Tous ces facteurs confirment la présence des eaux à travers tout le site.

Cet état de fait est consolidé par la présence de plusieurs sources au niveau du site et aux alentours immédiats.

- Les fissures ouvertes favorisent la pénétration des eaux de surface dans les masses de terre en mouvement.
- La zone la plus affectée laisse apparaître la présence d'une conduite en PVC, à travers laquelle s'écoulent les eaux à faibles débit dans la masse de terre en mouvement.
- Aucun système de drainage superficiel n'existe sur site.
- Le réseau d'assainissement situé au niveau de la plateforme terrassée n'est pas fonctionnel.
- Plusieurs zones de stagnation des eaux ont été enregistrées au pied de talus (voir photos).

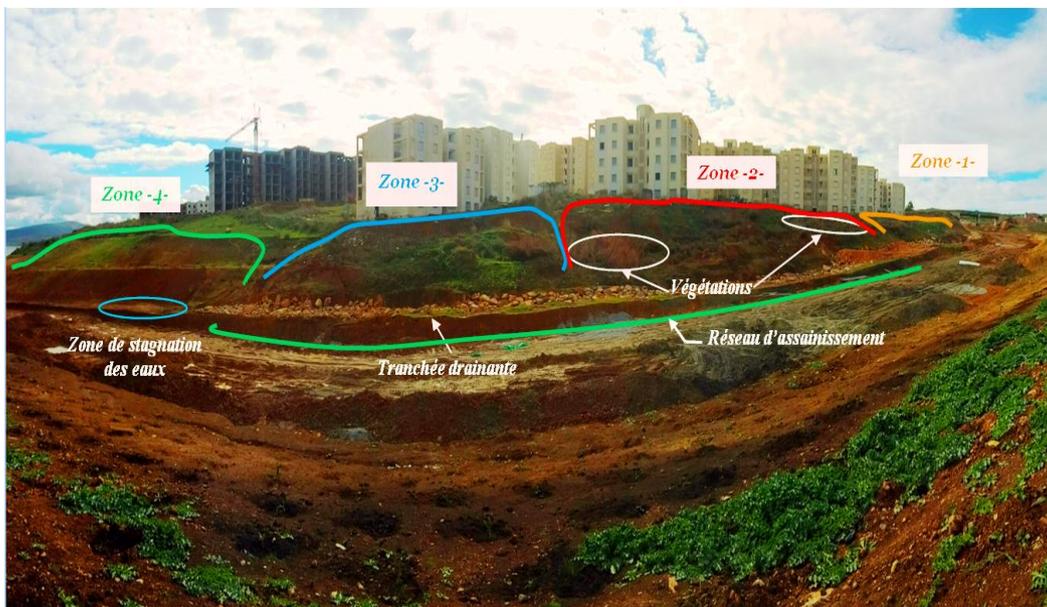


Figure II.10 : Carte Aperçu global sur la zone de glissement.

• Aperçu global sur la Zone -1-

Au niveau de la zone1, nous constatons que :

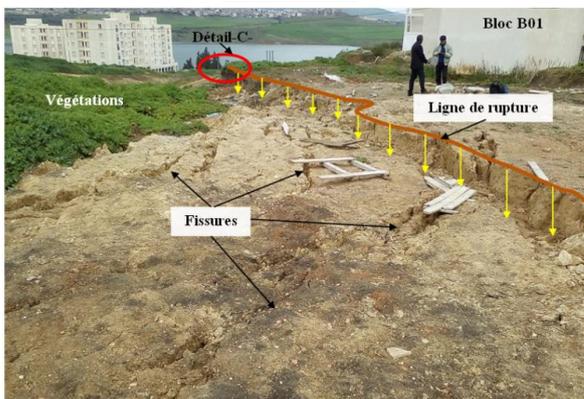
- ✚ Le glissement de terrain est matérialisé par une ligne de rupture qui laisse apparaître un escarpement métrique.
- ✚ Le réseau de fissures présente des ouvertures bien marquées qui découpent le terrain suivant le sens du mouvement. Ces fissures témoignent de la mise en traction de cette zone.
- ✚ Présence de végétations caractéristique des zones gorgées d'eau.
- ✚ Les eaux provenant de la zone de stagnation des eaux située à proximité du bloc B1 se déversent directement vers le talus à travers une conduite enterrée en PVC.

Les eaux circulent anarchiquement sur le talus.



Détail -A-

Détail -B-



Détail -C-

Vue de près

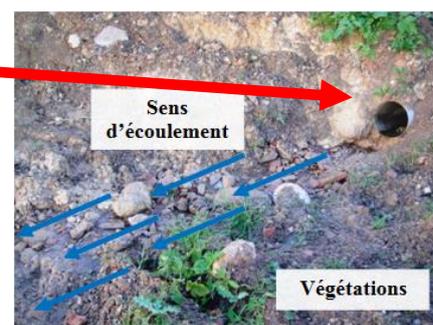
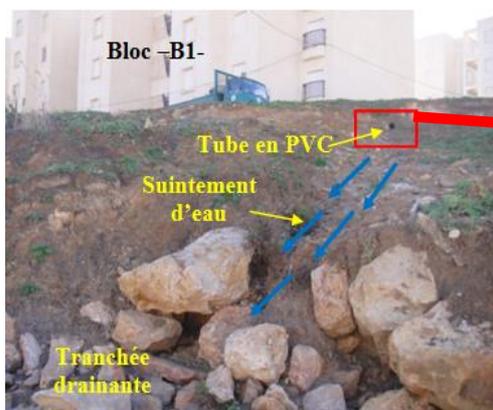


Figure II.11 : Détails des zones 1.

• **Aperçu global sur la Zone -2-**

Au niveau de la zone 2, nous retenons ce qui suit :

- Le glissement s'est effectué suivant la topographie en pente du talus en déblais.

- L'escarpement métrique témoigne de l'importance de la masse de terre en mouvement qui laisse apparaître clairement un flanc droit et un flanc gauche.
- Présence de végétations caractéristique des zones gorgées d'eau.

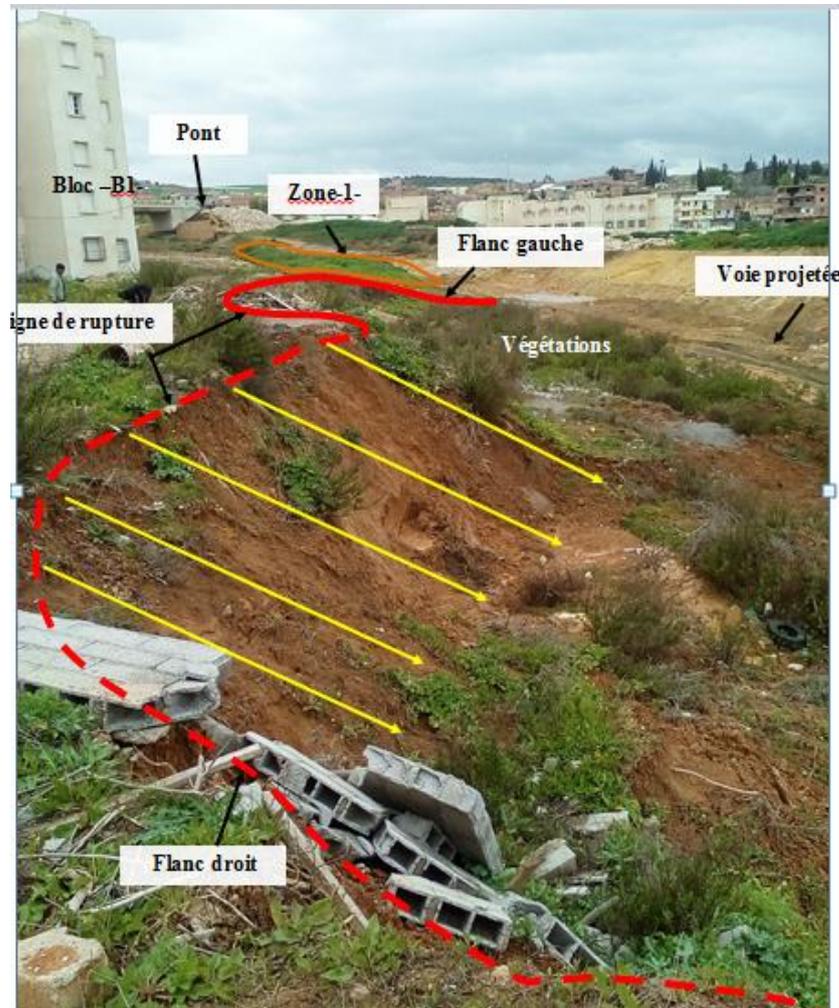


Figure II.12 : Détails des zones 2.

• Aperçu global sur la Zone -3-

Les observations des instabilités de la zone 3 se résument en :

- La rupture assez étendue se manifeste par un escarpement métrique qui atteint les 4m environ, par endroit.
- Le glissement régressif de cette zone risque de déstabiliser le bloc B6 localisé juste en tête de talus.
- Un bourrelet de la masse de terre en mouvement a envahi la tranchée drainante.
- Le réseau de fissures présente des ouvertures bien marquées qui découpent le terrain suivant le sens du mouvement. Ceci témoigne de la mise en traction de toute la zone.

- Le réseau d'assainissement localisé au niveau de la plateforme de la route est submergé d'eau.

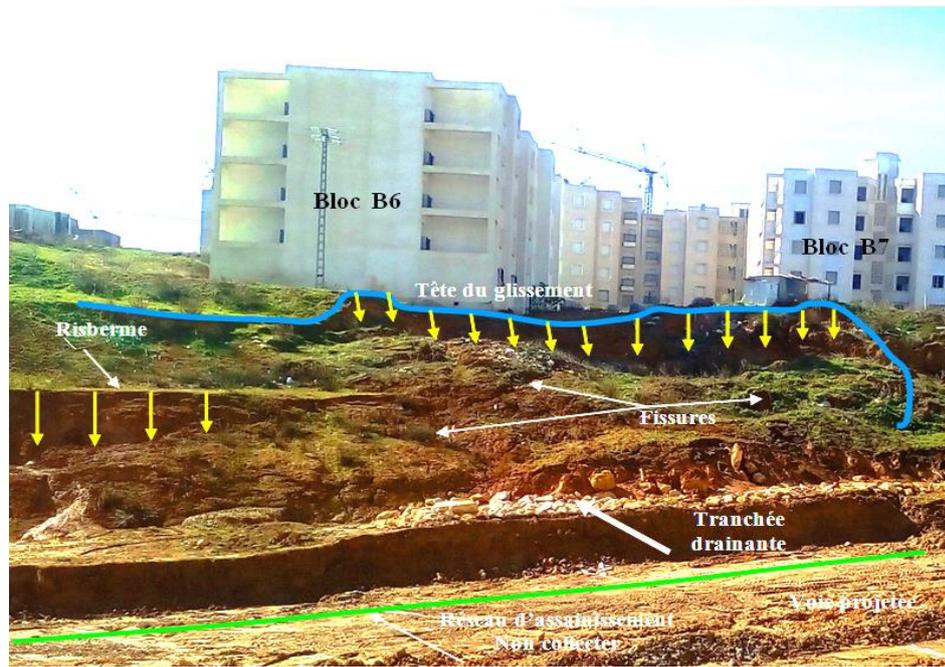


Figure II.13 : Aperçu des zones 3.

Plusieurs zones de stagnation des eaux ont été enregistrées au pied de talus (voir photos).



Figure II.14 : Zones de stagnation des eaux.

Au niveau de la zone 3, nous retenons que :

- Les écoulements, en surface, se font anarchiquement à travers tout le site.
- La circulation à débit important des eaux à travers la tranchée localisée en pied de talus.
- Des zones de stagnation des eaux situées au pied et à proximité de la tranchée drainante.

- Le système d'assainissement existant au niveau de la plateforme de la route n'est pas fonctionnel.
- Les vides sanitaires de certains blocs sont pratiquement submergés.

- **Aperçu global sur la Zone -4-**

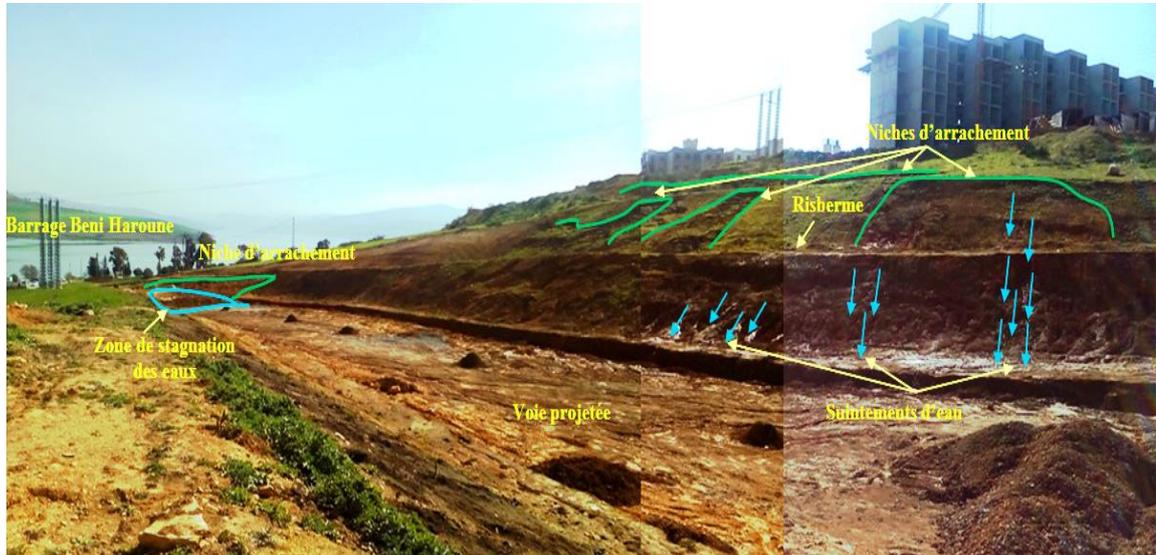


Figure II.15 : Aperçu des zones 4 .

La zone 4 se caractérise par la présence de :

- Plusieurs niches d'arrachement affectent le talus reprofilé.
- Une résurgence d'eau à débit important a été constatée. Ces eaux se déversent directement sur le talus d'une façon anarchique.
- Des zones de stagnation des eaux ont été localisées au pied du talus. Aucun système de drainage n'a été encore mis en place.



Figure II.16 : Signes de manifestation du glissement dans la zone 4.

La figure ci-avant matérialise au niveau de la zone 4 :

- Localisation d'une zone de stagnation des eaux en contre bas.
- Le reprofilage a été modifié par le mouvement de terrain, en laissant apparaître une niche d'arrachement bien marquée.

II.8.2. Risques d'instabilités

Les mouvements constatés relèvent de la combinaison de plusieurs causes, à savoir :

- La morphologie du site, dont la topographie en pente, laisse apparaître le contre bas d'un bassin versant.
- La présence notable des eaux, à travers le site de Ferdoua abritant les 140 logements LPL et leur circulation à débit important contribue largement à l'instabilité du site en question [vides sanitaires de tous les blocs pratiquement submergés, écoulement important des eaux à travers la tranchée localisée en pied de talus, ainsi que la présence de végétations caractéristiques des zones gorgées d'eau (roseaux, ...) à travers tout le site et sur le talus lui-même].
- La présence de plusieurs sources à travers ce site.
- Aucun système de drainage n'existe, ni collecte, ni évacuation vers un exutoire principal. Les eaux de ruissellement circulent anarchiquement dans le sol.
- Les surpressions interstitielles constituent l'une des principales causes des désordres enregistrés sur site.

- Les formations géologiques rencontrées sur site (marnes et argiles) restent toujours très sensibles en présence d'eau. La saturation continue de ces formations, par écoulement permanent (même à faible débit), participe à la déstabilisation du site par ramollissement d'où la réduction des caractéristiques physico- mécaniques qui induit à la perte de résistance.
- Le taux très élevé de gypse dans le sol et sa dissolution, en présence permanente d'eau, modifie la portance du sol et le rend ainsi vulnérable par perte des caractéristiques mécaniques initiales.
- Les pentes adoptées pour le reprofilage des talus en déblais sont relativement accentuées.
- La suppression de la butée de pied, suite aux travaux de terrassement, peut contribuer à l'activation des mouvements.
- L'effet de fissuration conduit à une altération des formations de surface par infiltration des eaux de pluie et des suintements permanents dans le corps du glissement, provoquant ainsi des mouvements régressifs par chutes de caractéristiques physico-mécaniques d'où la vulnérabilité du site au glissement.

II.9. Conclusion

A l'issue de cette première description, nous retenons que le site concerné par le glissement se caractérise par :

- Un site situé à Ferdoua au niveau de la wilaya de Mila.
- Un relief vallonné et dominé au Sud par des versants plus ou moins prolongés dépassant des centaines de mètres, des altitudes oscillent aux alentours de 1100 à 1200 m, et un degré de pente important par endroit pour dépasser les 25%.
- Un climat caractérisé par des étés secs et chauds et des hivers froids et humides.
- Une lithologie caractérisée par la présence de deux formations : marnes et argiles.
- Une sismicité moyenne (zone sismique Iia).

Sur la base du diagnostic sur terrain, nous attribuons l'activation des mouvements constatés aux effets combinés de :

- La présence permanente des eaux à travers tout le site et son écoulement anarchique qui induit aussi aux surpressions interstitielles.
- Le type de formations géologiques rencontrées qui s'avèrent sensibles en présence d'eau.
- La suppression de la butée de pied suite aux travaux de terrassement.

Chapitre III : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

III.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude géotechnique du site concerné par le glissement de terrain. Le contenu propose l'exploitation des résultats de la reconnaissance géotechnique effectuée (essais in-situ et des essais au laboratoire) pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des formations identifiées. Le but final étant d'élaborer la coupe lithologique du sous-sol à considérer dans la phase de modélisation et d'étude des solutions possibles de stabilisation.

III.2. Programme de reconnaissance géotechnique

Le programme de cette reconnaissance consiste en la réalisation de :

- Quatre (04) sondages carottés, implantés en tête de talus, de profondeur variant entre 25m et 35m, dont trois d'entre eux ont été équipés, chacun, par un tube inclinométrique et l'autre sondage a été équipé par un tube piézométrique.
- Quatre (04) sondages carottés, implantés en pied de talus, de 10m de profondeur chacun, équipés tous par des tubes piézométriques.



Figure III.17 : Plan d'implantation des essais géotechniques In situ.

III.2.1. Sondages carottés

Les sondages carottés réalisés nous ont permis de déterminer la nature des formations en place. La description de ces sondages est représentée comme suit :

- ***Description du sondage carotté SCI 1***

- 0.00 m – 1.70 m : Marne argileuse jaunâtre, limoneuse, peu sableuse, peu graveleuse.
- 1.70 m – 5.00 m : Marne argileuse brunâtre, limoneuse, peu sableuse, avec la présence d'un passage de sable consolidé entre (2.90-3.00) m et la présence d'un passage tuffacé entre (4.50-4.90) m.
- 5.00 m – 9.50 m : Argile marneuse rougeâtre, limoneuse, peu sableuse à sableuse, compacte entre (6.00-6.50) m.
- 9.50 m – 13.30 m : Argile marneuse verdâtre et grisâtre, limoneuse, peu sableuse, ferme par endroit.
- 13.30 m – 16.90 m : Argile marneuse rougeâtre, limoneuse, ferme avec un passage de marne grise friable entre (16.40-16.90) m.
- 16.90 m – 19.40 m : Marne argileuse brunâtre et grisâtre, limoneuse, sableuse, ferme.
- 19.40 m – 21.40 m : Marne argileuse rougeâtre et grisâtre, limoneuse, sableuse.
- 21.40 m – 23.00 m : Marne argileuse brunâtre, limoneuse, sableuse.
- 23.00 m – 25.00 m : Argile rougeâtre et grisâtre, limoneuse, sableuse.

- ***Description du sondage carotté SCI 2***

- 0.00m – 4.10 m : Remblai composé par des argiles brunâtres à rougeâtres et par des argiles noires à débris de coquille.
- 4.10m – 5.50m : Argile marneuse brunâtre, limoneuse peu sableuse, peu graveleuse, à concrétions carbonatées.
- 5.50 m – 14.50 : Argile marneuse rougeâtre, limoneuse, peu sableuse.
- 14.50m – 16.00m : Argile marneuse bariolée, limoneuse, sableuse.
- 16.00m – 17.10 m : Marne argileuse brunâtre, limoneuse, peu sableuse.
- 17.10m – 21.70 m : Marne argileuse rougeâtre et grisâtre, limoneuse, sableuse, compact
- 21.70 m – 24.40m : Argile marneuse brunâtre.
- 24.40m – 28.50m : Marne argileuse grisâtre, limoneuse, peu sableuse.
- 28.50m – 30.00m : Argile marneuse rougeâtre.

- ***Description du sondage carotté SCI 3***

- 0.00m – 2.20m : Remblai composé par des argiles brunâtres à rougeâtres.
- 2.20m – 12.40m : Argile marneuse rougeâtre à brunâtre, limoneuse, peu sableuse, avec la présence des passages compacts.

12.40m – 13.65m : Marne argileuse verdâtre limoneuse sableuse.

13.65m – 16.00m : Argile marneuse brunâtre à verdâtre, limoneuse, peu sableuse.

16.00m – 22.00m : Marne argileuse brunâtre à rougeâtre limoneuse, peu sableuse.

22.00m – 25.00m : Argile grisâtre à rougeâtre, peu limoneuse, peu sableuse, compacte entre (23.00-25.00) m.

- ***Description du sondage carotté SC 4***

- 0.00m – 3.20m : Argile marneuse brunâtre à verdâtre, limoneuse, peu sableuse.

- 3.20m – 8.75m : Argile marneuse brunâtre à rougeâtre, limoneuse, peu sableuse, avec la présence d'un passage ferme entre (8.00-8.25) m.

- 8.75m – 10.00m : Argile grisâtre, ferme à compacte.

- ***Description du sondage carotté SC 5***

- 0.00m – 0.20m : Remblai.

- 0.20m – 1.45m : Tuf argileux grisâtre à verdâtre.

- 1.45m – 10.00m : Argile marneuse brunâtre à rougeâtre, limoneuse, sableuse.

- ***Description du sondage carotté SC 6***

- 0.00m – 0.10m : Remblai.

- 0.10m – 1.80m : Argile marneuse brunâtre à jaunâtre, peu graveleuse, limoneuse, peu sableuse.

- 1.80m – 2.70m : Tuf argileux grisâtre.

- 2.70m – 9.00m : Argile marneuse brunâtre à rougeâtre, limoneuse, peu sableuse.

- 9.00m – 10.00m : Argile grisâtre, limoneuse, peu sableuse.

- ***Description du sondage carotté SC 7***

- 0.00m – 3.90m : Remblai composé d'argile graveleuse, de terre végétale et de blocs fragmentés.

- 3.90m – 8.00 : Calcaire lacustre grisâtre fragmenté, récupéré sous forme des blocs, cailloux et graviers.

- 8.00m – 10.00 m : Marne argileuse verdâtre limoneuse peu sableuse.

- 10.00m – 13.90m : Marne brunâtre et rougeâtre, peu sableuse, carbonatée par endroit.

- 13.90m – 16.00m : Blocs, cailloux et graviers dans une matrice limono sableuse.

- 16.00m – 20.00m : Calcaire lacustre rosâtre fragmenté, récupéré sous forme de blocs, cailloux et graviers.
- 20.00m – 28.00m : Blocs, cailloux et graviers dans une matrice limono sableuse.
- 28.00m – 29.00m : Marne argileuse rouge limoneuse ferme.
- 29.00m – 35.00m : Argile grisâtre à rougeâtre, limoneuse, avec des passages fermes.

- *Description du sondage carotté SC 8*

- 0.00m – 3.40m : Argile marneuse rougeâtre à verdâtre, limoneuse, peu sableuse.
- 3.40m – 9.00m : Argile marneuse brunâtre à rougeâtre, limoneuse, sableuse entre (7.00-7.40) m, on note la présence d'un passage de sable très consolidé entre (3.40-3.50) m.
- 9.00m – 10.00m : Argile grisâtre.

Interprétation

Les coupes lithologiques établies à partir des sondages carottés réalisés, montrent que le sol étudié est hétérogène.

Le sous-sol est constitué de plusieurs formations, à savoir, argile marneuse, argile grisâtre et marne. L'ensemble est surmonté par endroit par une couche de remblai dont l'épaisseur varie entre 2.20m et 4.10m.

III.2.2. Sondages pressiométriques

Les résultats des essais pressiométriques sont indiqués sur les tableaux III.1, III.2, III.3, et III.4.

Tableau III-2 : Résultats des essais PMT SP1.

Profondeur (m)	E (MPa)	P_L (MPa)	E/P_L	Classe de sol(XP P49-011)
01 m00	5.69	0.32	17.78	Argiles et limons mous
02 m00	7.20	0.59	12.20	Argiles et limons mous
03 m00	21.86	0.72	30.36	Argiles et limons mous
04 m00	24.68	0.84	29.38	Argiles et limons mous
05 m00	15.62	1.18	13.24	Argiles et limons ferme
06 m00	21.10	1.19	17.73	Argiles et limons ferme
07 m00	39.33	1.62	24.28	Argiles et limons ferme
08 m00	44.84	1.99	22.53	Argile et limons ferme
09 m00	58.25	2.10	27.74	Argiles et limons ferme
10 m00	35.35	2.23	15.85	Argiles et limons ferme
11 m00	45.33	1.91	23.73	Argiles et limons ferme
12 m00	40.89	2.34	17.47	Argiles et limons ferme
13 m00	84.42	2.41	35.03	Argiles et limons ferme
14 m00	56.69	3.13	18.11	Argiles, fermes à dures
15 m00	54.95	3.13	17.56	Argiles, fermes à dures
16 m00	68.86	3.21	21.45	Argiles, fermes à dures
17 m00	77.82	3.47	22.43	Argiles, fermes à dures
18 m00	47.27	2.56	18.46	Argiles, fermes à dures
19 m00	104.75	2.58	40.60	Argiles, fermes à dures
20 m00	67.39	3.07	21.95	Argiles, fermes à dures
21 m00	93.03	3.33	27.94	Argiles, fermes à dures
22 m00	47.17	3.25	14.51	Argiles, fermes à dures
23 m00	89.65	3.74	23.97	Argiles, fermes à dures
24 m00	59.78	4.01	14.91	Argiles, fermes à dures
25 m00	115.71	4.14	27.95	Argiles, fermes à dures

Tableau III-3. Résultats des essais PMT SP2.

Profondeur (m)	E (M Pa)	P_L (MPa)	E/P_L	Classe de sol(XP P49-011)
01 m00	7.7	0.23	33.48	Argiles et limons mous
02 m00	9.67	0.52	18.60	Argiles et limons mous
03 m00	12.56	0.74	16.97	Argiles et limons mous
04 m00	12.95	0.92	14.08	Argiles et limons mous
05 m00	19.50	1.07	18.22	Argiles et limons ferme
06 m00	25.86	1.20	21.55	Argiles et limons ferme
07 m00	27.57	1.28	21.54	Argiles et limons ferme
08 m00	25.50	1.48	17.23	Argiles et limons ferme
09 m00	24.93	1.55	16.08	Argiles et limons ferme
10 m00	24.42	1.90	12.85	Argiles et limons ferme
11 m00	27.02	1.87	14.45	Argiles et limons ferme
12 m00	29.80	2.35	12.68	Argiles et limons ferme
13 m00	44.42	2.29	19.40	Argiles et limons ferme
14 m00	30.98	2.33	13.30	Argiles et limons ferme
15 m00	37.65	2.38	15.82	Argiles et limons ferme
16 m00	49.73	2.47	20.13	Argiles et limons ferme
17 m00	48.93	2.47	19.81	Argiles et limons ferme
18 m00	36.72	2.67	13.75	Argiles et limons ferme
19 m00	36.44	3.08	11.83	Argiles, fermes à dures
20 m00	42.55	3.48	12.23	Argiles, fermes à dures
21 m00	74.59	3.45	21.62	Argiles, fermes à dures
22 m00	64.44	3.91	16.48	Argiles, fermes à dures
23 m00	67.14	4.11	16.34	Argiles, fermes à dures
24 m00	40.22	4.10	9.81	Argiles, fermes à dures
25 m00	54.36	4.13	13.16	Argiles, fermes à dures
26 m00	44.93	4.03	11.15	Argiles, fermes à dures
27 m00	58.05	4.17	13.92	Argiles, fermes à dures
28 m00	54.62	5.05	10.82	Argiles, fermes à dures
29 m00	43.33	5.06	8.56	Argiles, fermes à dures
30 m00	50.93	5.09	10.01	Argiles, fermes à dures

Tableau III-4 : Résultats des essais PMT SP3.

Profondeur (m)	E (M Pa)	P_L (MPa)	E/P_L	Classe de sol (XP P49-011)
01 m00	10.16	0.28	36.29	Argiles et limons mous
02 m00	12.02	0.61	19.70	Argiles et limons mous
03 m00	18.76	0.81	10.81	Argiles et limons ferme
04 m00	20.49	0.85	24.11	Argiles et limons ferme
05 m00	19.38	1.06	18.28	Argiles et limons ferme
06 m00	25.88	1.23	21.04	Argiles et limons ferme
07 m00	27.23	1.46	18.65	Argiles et limons ferme
08 m00	34.86	1.49	23.40	Argiles et limons ferme
09 m00	29.38	1.89	15.54	Argiles et limons ferme
10 m00	40.49	1.92	21.09	Argiles et limons ferme
11 m00	44.43	2.01	22.10	Argiles et limons ferme
12 m00	32.55	2.33	13.97	Argiles et limons ferme
13 m00	39.45	2.34	16.86	Argiles et limons ferme
14 m00	36.20	2.48	14.60	Argiles et limons ferme
15 m00	34.44	2.62	13.15	Argiles, fermes à dures
16 m00	48.22	2.67	18.06	Argiles, fermes à dures
17 m00	44.43	2.85	15.59	Argiles, fermes à dures
18 m00	32.09	3.06	10.49	Argiles, fermes à dures
19 m00	40.98	3.25	12.61	Argiles, fermes à dures
20 m00	31.00	3.27	9.48	Argiles, fermes à dures
21 m00	43.66	3.36	12.99	Argiles, fermes à dures
22 m00	33.84	3.38	10.01	Argiles, fermes à dures
23 m00	55.37	3.97	13.95	Argiles, fermes à dures
24 m00	47.86	4.08	11.73	Argiles, fermes à dures
25 m00	50.44	4.50	11.21	Argiles, fermes à dures

Tableau III-5 : Résultats des essais PMT SP4.

Profondeur (m)	E (M Pa)	P_L (MPa)	E/P_L	Classe de sol (XP P49-011)
01 m00	13.37	0.49	27.29	Argiles et limons mous
02 m00	20.67	0.69	29.96	Argiles et limons mous
03 m00	26.22	0.99	26.48	Argiles et limons ferme
04 m00	25.68	2.41	10.66	Argiles et limons ferme
05 m00	27.74	3.00	9.25	Argiles, fermes à dures
06 m00	29.60	3.23	9.16	Argiles, fermes à dures
07 m00	34.88	2.44	14.30	Argiles et limons ferme
08 m00	27.69	1.86	14.89	Argiles et limons ferme
09 m00	35.30	1.96	18.01	Argiles et limons ferme
10 m00	28.82	1.91	15.09	Argiles et limons ferme
11 m00	37.53	2.29	16.39	Argiles et limons ferme
12 m00	30.24	2.76	10.96	Argiles, fermes à dures
13 m00	30.64	3.23	9.49	Argiles, fermes à dures
14 m00	28.50	2.60	10.96	Argiles, fermes à dures
15 m00	36.17	3.22	11.23	Argiles, fermes à dures
16 m00	34.49	2.58	13.37	Argiles, fermes à dures
17 m00	53.08	4.15	12.79	Argiles, fermes à dures
18 m00	35.72	2.49	14.35	Argiles, fermes à dures
19 m00	30.86	1.92	16.07	Argiles et limons ferme
20 m00	43.35	3.40	12.75	Argiles, fermes à dures
21 m00	24.96	2.49	10.02	Argiles, fermes à dures
22 m00	31.67	2.63	12.04	Argiles, fermes à dures
23 m00	38.98	3.47	11.23	Argiles, fermes à dures
24 m00	37.85	3.29	11.50	Argiles, fermes à dures
25 m00	37.59	3.43	10.96	Argiles, fermes à dures
26 m00	28,86	2.60	11.10	Argiles, fermes à dures
27 m00	37.64	4.13	9.11	Argiles, fermes à dures
28 m00	42.36	3.40	12.46	Argiles, fermes à dures
29 m00	54.84	3.47	15.80	Argiles, fermes à dures
30 m00	37.84	4.27	8.86	Argiles, fermes à dures
31 m00	150.68	5.17	29.15	Argiles, fermes à dures
32 m00	266.11	5.20	51.18	Argiles, fermes à dures
33 m00	333.40	5.21	63.99	Argiles, fermes à dures
34 m00	301.39	5.23	57.63	Argiles, fermes à dures
35 m00	387.64	5.24	73.98	Argiles, fermes à dures

Les essais pressiométriques, réalisés sur site, ont mis en évidence des valeurs de modules de déformation (E) et de pressions limites (PL) faibles en surface et moyennes à élevées à relativement très élevés en profondeur (fin de sondage). Cependant, les valeurs obtenues augmentent progressivement en profondeur.

III.2.3. Relevé piézométrique

Les mesures piézométriques effectuées sur site durant la période comprise entre le 02/01/2018 et le 27/03/2019, ont indiqué un niveau d'eau variant globalement entre (-0.20m) et (-4.40m). Les dates et les profondeurs de relevés par rapport au niveau du terrain naturel sont données par le tableau III.5.

Tableau III-6 : Dates et profondeurs de relevés par rapport au niveau du terrain naturel.

Date	Niveau d'eau							
	Tête de talus				Pied de talus			
	SP1	SP2	SP3	SC7	SC4	SC5	SC6	SC8
02/01/2019	/	/	/	/	0.60	2.25	/	/
15/01/2019	0.20	/	/	/	/	/	0.40	/
05/02/2019	0.25	4.40	0.90	/	/	/	/	/
10/02/2019	0.25	4.00	0.70	/	0.40	0.65	0.25	/
19/02/2019	0.40	3.80	0.60	/	0.35	1.00	0.20	/
27/03/2019	0.30	3.50	0.60	16.5	0.25	0.50	0.25	1.40

III.3. Campagne de reconnaissance en laboratoire

Sur les échantillons paraffinés et remaniés prélevés au droit des sondages carottés, des essais physiques, mécaniques et chimiques ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques du sous-sol.

III.3.1. Paramètres physiques

III.3.1.1. Teneur en eau, degré de saturation et poids volumiques

Les paramètres physiques (teneur en eau, degré de saturation, les poids volumiques secs et humides) de notre sol sont représentés dans le tableau III.6 :

Tableau III-7 : Teneur en eau, degré de saturation et poids volumiques.

Sondage N°	Profondeur (m)	γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	ω (%)	Sr (%)	Interprétation des résultats (XP P49-011)
SCI 1	7.00 – 7.50	17.5	20.8	19.25	99.11	Sol dense, non sature
	9.90 – 10.50	19.1	21.8	14.65	99.96	Sol très dense, non sature
	17.00 – 17.40	20.4	22.6	11.17	99.42	Sol très dense, non sature
	22.30 – 22.60	17.6	20.8	18.72	98.57	Sol dense, non sature
SCI 2	1.70 – 2.00	15.3	19.1	24.90	90.51	Sol peu dense, non sature
	2.70 – 3.20	14.5	18.3	26.80	85.62	Sol peu dense, non sature
	8.50 – 9.10	17.5	20.8	19.15	99.22	Sol dense, non sature
	16.00 – 16.50	17.4	20.0	14.93	75.14	Sol dense, non sature
	17.70 – 18.20	20.9	23.0	10.12	99.73	Sol très dense, non sature
	27.70 – 28.00	20.0	22.4	12.24	99.15	Sol très dense, non sature
SCI 3	1.60 – 2.00	17.0	20.4	20.30	95.48	Sol dense, non sature
	3.45 – 4.00	17	19.2	31.35	91.50	Peu dense, non sature
	7.20 – 7.80	17.3	20.7	19.72	97.81	Sol dense, non sature
	7.80 – 12.40	18	22.4	19.50	98.6	Sol très dense, non sature
	15.10 – 15.60	17.0	20.2	19.29	90.58	Sol dense, non sature
	19.30 – 20.00	17.1	20.3	18.67	89.51	Sol dense, non sature
	23.45 – 30.67	16.3	19.6	24.83	95.52	Sol dense, non sature
SC4	2.00 – 2.60	16.9	19.8	22.82	87.97	Sol dense, non sature
	2.60 – 5.30	17.3	20.2	25.59	94.11	Sol dense, non sature
	6.20 – 16.65	17.3	20.4	22.11	93.32	Sol dense, non sature
SC5	5.40 – 6.00	16.7	20.2	21.32	95.52	Sol dense, non sature
	9.30 – 9.90	16.8	20.4	21.67	99.85	Sol dense, non sature
SC 6	1.40 – 1.80	13.6	18.4	35.51	99.81	Sol peu dense, non sature
	5.50 – 5.90	17.3	20.6	19.58	97.40	Sol dense, non sature
	7.50 – 8.00	16.4	19.8	21.05	90.45	Sol dense, non sature
SC 7	9.50 – 10.00	13.3	18.1	36.56	97.65	Sol peu dense, non sature
	10.50 – 11.00	15.0	19.0	27.26	93.95	Sol peu dense, non sature
	28.65 – 29.00	16.2	20.0	23.90	99.85	Sol dense, non sature
	30.00 – 30.30	19.0	21.7	14.73	99.14	Sol très dense, non sature
	32.50 – 33.00	17.1	20.6	20.79	99.94	Sol dense, non sature
SC 8	2.60 – 2.90	17.1	20.4	19.59	94.30	Sol dense, non sature
	6.00 – 6.50	16.8	20.1	19.97	91.23	Sol dense, non sature

III.3.1.2. Analyse granulométrique

Les résultats de l'analyse granulométrique sont regroupés dans le tableau III.7.

Tableau III-8. Résultats des essais granulométriques.

Sondage N°	Profondeur (m)	Analyse granulométrique		
		Pourcentage % 2mm	Pourcentage % < 0.08mm	Pourcentage % < 2µm
SC1 1	0.80 – 1.20	12	100	67
	2.00 – 2.70	16	100	50
	7.00 – 7.50	06	100	69
	9.90 – 10.50	10	100	64
	17.00 – 17.40	18	100	45
	22.30 – 22.60	16	100	51
SCI 2	1.70 – 2.00	10	100	62
	2.70 – 3.20	13	93	60
	8.50 – 9.10	8	100	64
	16.00 – 16.50	14	100	54
	17.70 – 18.20	20	100	46
	27.70 – 28.00	14	100	50
SCI 3	1.60 – 2.00	13	93	54
	3.45 – 4.00	12	100	59
	13.00 – 13.50	31	89	44
	15.10 – 15.60	8	100	63
	19.30 – 20.00	18	100	59
	23.45 – 24.00	10	100	76
SC 4	2.00 – 2.60	08	100	62
	5.00 – 5.30	04	100	76
SC 5	0.50 – 1.00	8	100	45
	5.40 – 6.00	20	100	54
SC 6	1.40 – 1.80	12	100	50
	1.80 – 2.50	09	96	32
	7.50 – 8.00	12	100	53
	9.35 – 9.60	14	100	63
	1.40 – 1.80	12	100	73
SC 7	9.50 – 10.00	14	100	74
	10.50 – 11.00	12	100	61
	28.65 – 29.00	10	100	62
	30.00 – 30.30	14	100	55
	32.50 – 33.00	34	100	44
SC 8	2.60 – 2.90	20	100	51
	4.00 – 4.35	22	100	52
	6.00 – 6.50	12	100	73

Le pourcentage des éléments inférieurs à 80µm est supérieur à 50%. Ceci nous met en présence d'un sol fin.

III.3.1.3. Limites d’Atterberg

Les résultats des limites d’Atterberg réalisés sur les 08 sondages, sont regroupés dans le tableau III.8.

Tableau III-9. Résultats des limites d’Atterberg.

Sondage N°	Profondeur (m)	Limites d’Atterberg			
		W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	I _c (%)
SCI 1	0.80 – 1.20	82.73	40.91	41.82	/
	2.00 – 2.70	75.70	36.94	38.75	/
	7.00 – 7.50	56.99	27.95	29.04	1.23
	9.90 – 10.50	51.82	24.56	27.26	1.36
	17.00 – 17.40	38.72	18.80	19.92	1.38
	22.30 – 22.60	52.07	26.56	25.51	1.30
SCI 2	1.70 – 2.00	61.91	30.04	31.87	1.16
	2.70 – 3.20	67.62	32.87	34.74	1.17
	8.50 – 9.10	57.99	29.45	28.54	1.36
	16.00 – 16.50	47.79	25.23	22.56	1.45
	17.70 – 18.20	39.14	20.58	18.55	1.56
	27.70 – 28.00	46.62	22.65	23.97	1.43
SCI 3	1.60 – 2.00	57.98	28.89	29.09	1.29
	3.45 – 4.00	67.59	33.73	33.85	1.07
	13.00 – 13.50	36.08	17.60	18.47	/
	15.10 – 15.60	59.07	30.05	29.02	1.37
	19.30 – 20.00	63.95	32.51	31.44	1.44
	23.45 – 24.00	88.72	44.33	44.39	1.44
SC 4	2.00 – 2.60	58.56	28.78	29.78	1.20
	5.00 – 5.30	68.16	35.16	33.00	1.29
SC 5	0.50 – 1.00	72.70	36.52	36.18	/
	5.40 – 6.00	59.54	29.35	30.18	1.26
SC 6	1.40 – 1.80	73.52	36.17	37.35	1.01
	1.80 – 2.50	45.84	23.55	22.29	/
	7.50 – 8.00	53.69	27.52	26.17	1.24
	9.35 – 9.60	57.48	29.26	28.22	/
SC 7	9.50 – 10.00	94.34	47.86	46.47	1.24
	10.50 – 11.00	83.80	42.53	41.27	1.37
	30.00 – 30.30	58.88	30.58	28.30	1.56
	32.50 – 33.00	49.70	23.05	26.65	1.08
SC 8	4.00 – 4.35	54.73	27.46	27.26	1.30
	6.00 – 6.50	41.69	20.67	21.02	1.03

- La classification faite selon l’abaque de Casagrande définit un sol peu plastique à très plastique selon la norme (XP P94-011).
- L’indice de consistance I_c est supérieur à 1 indique un sol très consistant selon la norme. (XP P94-011).

III.3.1.4. Classification des sols

❖ Sondage carotté SC1 3

- **Echantillon 01** : [1.60– 2.00] m : $T_{80} \mu\text{m} = 93\% > 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 57.98 (\%) \\ \text{WP} = 28.89 (\%) \\ \text{I p} = 29.09 (\%) \end{array} \right\}$ - D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique
(At)

- **Echantillon 02** : [3.45– 4.00]m : $T_{80} \mu\text{m} = 100\% > 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 67.56 (\%) \\ \text{WP} = 33.73 (\%) \\ \text{I p} = 33.85 (\%) \end{array} \right\}$ - D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique
(At)

- **Echantillon 03** : [13.00– 13.50] m : $T_{80} \mu\text{m} = 89\% > 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 36.08 (\%) \\ \text{WP} = 17.60 (\%) \\ \text{I p} = 18.47 (\%) \end{array} \right\}$ - D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique
(Ap)

- **Echantillon 04** : [15.10– 15.60] m : $T_{80} \mu\text{m} = 100\% > 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 59.07 (\%) \\ \text{WP} = 30.05 (\%) \\ \text{I p} = 29.78 (\%) \end{array} \right\}$ - D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique
(At)

- **Echantillon 05** : [19.30– 20.00] m : $T_{80} \mu\text{m} = 100\% > 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 63.95 (\%) \\ \text{WP} = 32.51 (\%) \\ \text{I p} = 31.44 (\%) \end{array} \right\}$ - D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique
(At)

- **Echantillon 06** : [23.45– 24.00] m : $T_{80} \mu\text{m} = 100\% > 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 88.72 (\%) \\ \text{WP} = 44.33 (\%) \\ \text{I p} = 44.39 (\%) \end{array} \right\}$ - D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique
(At)

Sondage carotté SC4

- **Echantillon 01** : [2.00– 2.60] m : $T_{80} \mu\text{m} = 100\% > 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 58.56 (\%) \\ \text{WP} = 28.78 (\%) \\ \text{I p} = 29.78 (\%) \end{array} \right\}$ - D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique
(At)

- **Echantillon 02** : [5.00–5.30]m : $T_{80} \mu\text{m} = 100\% > 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$\left. \begin{array}{l} \text{WL} = 68.16 (\%) \\ \text{WP} = 35.6 (\%) \\ \text{Ip} = 33.00 (\%) \end{array} \right\}$ - D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique
(At)

III.3.2. Paramètres mécaniques

III.3.2.1. Essais de cisaillement au triaxial type UU

Les résultats des essais de cisaillement au triaxial de type non consolidé non drainé sont représentés dans le tableau III.9.

Tableau III-10. Résultats de l'essai triaxial (UU).

Sondage N°	Profondeur (m)	φ_u (°)	C_u (bars)
SCI 1	9.90 – 10.50	32.50	1.405
SCI 2	8.50 – 9.10	9.60	2.853
SCI 3	3.45 – 4.00	14.20	0.087
	15.10 – 15.60	0.80	2.247
	19.30 – 20.00	0.20	2.094
SC5	5.40 – 6.00	26.80	0.383
SC6	1.40 – 1.80	10.30	0.870
	7.50 – 8.00	7.30	0.823
SC7	9.50 – 10.00	5.50	0.175
	10.50 – 11.00	0.70	0.760
	28.65 – 29.00	0.90	0.281

III.3.2.2. Essais de résistance au cisaillement type CD

L'essai triaxial consolidé drainé (CD) a donné les résultats représentés dans le tableau III.10.

Tableau III-11. Résultats de l'essai triaxial (CD).

Sondages N°	Profondeur (m)	φ' (°)	C' (bars)
SCI 1	7.00 – 7.50	9	0.169
	9.90 – 10.50	35	0.107
	17.00 – 17.40	41	0.207
SCI 2	8.50 – 9.10	28	0.666
SCI 3	7.20 – 7.80	15	0.385
	15.10 – 15.60	5.5	0.469
	19.30 – 20.00	12	0.980
SC5	9.30 – 9.90	26	0.323
SC7	9.50 – 10.00	22	0.300
	30.00 – 30.30	28	0.230
	32.50 – 33.00	36	0.164

III.3.2.3. Essais de compressibilité à l'œdomètre

Les résultats des essais de compressibilité à l'œdomètre obtenus sont regroupés dans le tableau III.11.

Tableau III-12 : résultats de compressibilité à l'œdomètre.

Sondages N°	Profondeur (m)	Pc (bars)	Cc	Cg	Interprétation des résultats G.SANGLERAT
SCI 1	4.50 – 4.90	1.45	0.170	0.036	Sol moyennement compressible et peu gonflant
SCI 2	16.00 – 16.50	1.21	0.139	0.043	Sol moyennement compressible et gonflant
SCI 3	3.45 – 4.00	1.03	0.204	0.050	Sol moyennement compressible et gonflant
SC5	5.40 – 6.00	1.73	0.122	0.040	Sol moyennement compressible et peu gonflant
SC6	7.50 – 8.00	1.46	0.124	0.036	Sol moyennement compressible et peu gonflant
SC7	10.50 – 11.00	4.07	0.269	0.071	Sol assez compressible et gonflant
SC8	4.00 – 4.35	2.63	0.148	0.046	Sol moyennement compressible et gonflant

III.3.3. Paramètres chimiques

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau III.12.

Tableau III-13. Résultats des analyses chimiques.

Sondage N°	Profondeurs (m)	Insolubles (%)	Carbonates (%)
SCI 1	7.00 – 7.50	55.00	36.15
	9.50 – 10.50	61.10	32.31
	17.00 – 17.40	53.60	40.76
	22.30 – 22.60	42.60	48.46
SCI 2	2.70 – 3.20	53.80	29.10
	8.50 – 9.10	56.90	32.09
	16.00 – 16.50	60.50	34.11
	17.70 – 18.20	56.80	36.43
	27.70 – 28.00	56.00	37.21
SCI 3	3.45 – 4.00	72.20	14.18
	13.00 – 13.50	53.60	36.43
	15.10 – 15.60	63.60	30.60
	19.30 – 20.00	55.70	38.76
SC4	2.00 – 2.60	66.70	30
	5.00 – 5.30	72.10	32.88
SC5	0.50 – 1.00	42.00	54.48
	5.40 – 6.00	68.30	29.85
SC6	1.40 – 1.80	52.00	31.34
	1.80 – 2.50	39.00	43.28
	7.50 – 8.00	46.30	35.82
	9.35 – 9.60	64.00	21.64
SC 7	9.50 – 10.00	59.90	38.21
	10.50 – 11.00	36.60	56.91
	28.65 – 29.00	60.30	34.15
	32.50 – 33.00	70.60	22.76
SC 8	2.60 – 2.90	56.10	34.64
	4.00 – 4.35	67.30	22.83
	6.00 – 6.50	64.20	27.56

Le taux des carbonates varie selon le type de formation rencontrée sur site, à savoir :

- Entre 10% et 30% ; le sol est une argile marneuse.
- Entre 30% et 70%, le sol est une marne.

III.4. Étude de l'homogénéité

Pour la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches, nous avons utilisé les deux sondages carottés SCI 3 et SC4.

✚ Couche N° 01 : Remblai [0.00m – 2.20m]

- Le poids volumique sec γ_d

$$\gamma_{d \text{ moy}} = 17 \text{ kN/m}^3$$

- Le poids volumique humide γ_h

$$\gamma_{h \text{ moy}} = 20.45 \text{ kN/m}^3$$

- Le poids volumique saturé

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma' + \gamma_w$$

$$\gamma' = \gamma_d (1 - \gamma_w / \gamma_s) = 10.58 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 10.58 + 10 = 20.58 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 20.58 \text{ kN/m}^3$$

- La cohésion C'

$$C' = 0.087 \text{ bars}$$

- L'angle de frottement φ'

$$\varphi' = 14.20^\circ$$

✚ Couche N° 02: Argile marneuse [2.20 – 12.40m]

- Le poids volumique sec γ_d

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{\sum \gamma_d}{n} \tag{III.1}$$

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{17 + 17.3 + 18 + 16.7}{4} = 17.3 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_{di} - \gamma_{d \text{ moy}})^2}{N - 1}} \tag{III.2}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(15.5 - 17.37)^2 + (17.3 - 17.37)^2 + (20 - 17.37)^2 + (16.7 - 17.37)^2}{3}}$$

$$\lambda = 0.496$$

$$\text{COV} = \frac{\lambda \gamma_d}{\gamma_{d \text{ moy}}} \tag{III.3}$$

COV = 2.87% < 10%, on prend la valeur moyenne : $\gamma_{d \text{ moy}} = 17.3 \text{ kN/m}^3$

- Le poids volumique humide γ_h

$$\gamma_{h \text{ moy}} = \frac{\sum \gamma_h}{n} \tag{III.4}$$

$$\gamma_{h \text{ moy}} = \frac{19.2+20.7+22.4+19.8}{4} = 20.52 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(\gamma_{hi} - \gamma_{hmoy})^2}{N-1}} \quad \text{(III.5)}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(19.2-20.52)^2+(20.7-20.52)^2+(22.4-20.52)^2+(19.8-20.52)^2}{3}}$$

$$\lambda = 1.393$$

$$\text{COV} = \frac{\lambda \gamma_h}{\gamma_{h \text{ moy}}} \quad \text{(III.6)}$$

COV = 6.78% < 10% on prend la valeur moyenne : $\gamma_{hmoy} = 20.52 \text{ kN/m}^3$

- **Le poids volumique saturé**

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma' + \gamma_w \quad \text{(III.7)}$$

$$\gamma' = \gamma_d (1 - \gamma_w / \gamma_s) = 10.77 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 10.81 + 10 = 20.77 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 20,77 \text{ kN/m}^3$$

🚧 Couche N° 03 : Marne [12,40 – 30,70m]

- **Le poids volumique sec γ_d**

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{\sum \gamma_d}{n} \quad \text{(III.8)}$$

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{17+17.1+16,3+17.3+17.3}{5} = 16.88 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(\gamma_{di} - \gamma_{dmoy})^2}{N-1}} \quad \text{(III.9)}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(17-17)^2+(17.1-17)^2+(16.3-17.3)^2+(17.3-17)^2}{3}}$$

$$\lambda = 0.965$$

$$\text{COV} = \frac{\lambda \gamma_d}{\gamma_{d \text{ moy}}} \quad \text{(III.10)}$$

COV = 5.72% < 10%, on prend la valeur moyenne $\gamma_{d \text{ moy}} = 16.88 \text{ kN/m}^3$

- **Le poids volumique humide γ_h**

$$\gamma_{hmoy} = \frac{\sum \gamma_h}{n} \quad \text{(III.11)}$$

$$\gamma_{h \text{ moy}} = \frac{20.2+20.3+19.6+20.2+20.4}{5} = 20.14 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum(\gamma_{hi} - \gamma_{hmoy})^2}{N-1}} \quad \text{(III.12)}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(20.2-20.14)^2+(20.3-20.14)^2+(19.6-20.14)^2+(20.2-20.14)^2+(20.4-20.14)^2}{4}}$$

$$\lambda = 0.062$$

$$COV = \frac{\lambda \gamma_h}{\gamma_{h \text{ moy}}}$$

COV = 6.2% < 10%, on prend la valeur moyenne $\gamma_{h \text{ moy}} = 20.14 \text{ kN/m}^3$

• **Le poids volumique saturé γ_{sat}**

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma' + \gamma_w$$

$$\gamma' = \gamma_d (1 - \gamma_w / \gamma_s) = 10.51 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 10.51 + 10 = 20.51 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 20.51 \text{ kN/m}^3$$

III.5. Modèle de sol

Le modèle lithologique du sol a été élaboré en considérant les deux sondages carottés SCI 3 et SC4. Les paramètres géotechniques retenus sont présentés dans le tableau III.13

Tableau III-14. Paramètres géotechniques de sol

Couches de sol	Remblai	Argile marneuse	Marne
γ_h (kN/m ³)	20.45	20.52	20.14
γ_d (kN/m ³)	17	17.3	16.88
γ_{sat} (kN/m ³)	20.58	20.77	20.51
ϕ' (°)	14.20	15	5.5
C' (kPa)	8.7	38,5	46.90

III.6. Conclusion

L'étude géotechnique effectuée dans le cadre de ce projet nous a permis de déterminer les paramètres des sols rencontrés. Elle a été basée sur l'exploitation des résultats des investigations effectuées sur terrain, accompagnées par un ensemble d'essais d'identification physique, de caractérisation mécanique et chimique réalisé au laboratoire sur des échantillons récupérés des sondages à différents niveaux.

En conclusion de cette analyse géotechnique, la lithologie représentative retenue se compose de trois couches à savoir : Remblai, une argile marneuse et une marne.

Chapitre IV : ÉTUDE DE STABILITÉ

IV.1. Introduction

Ce chapitre est dédié à l'étude de la stabilité du glissement de terrain. Après un rappel du modèle lithologique considéré du site et la définition des principales caractéristiques des formations, l'analyse de stabilité repose sur le calcul du facteur de sécurité et la vérification du seuil de stabilité (F_s supérieur à 1,5). Les calculs ont été effectués avec deux méthodes : méthode d'équilibre limite (Bishop et Fellenius) et méthode d'éléments finis.

L'influence de la présence et / ou l'absence de l'eau (nappe phréatique) et du séisme sur la stabilité du versant a été analysée. Aussi, la modélisation et les calculs ont été effectués par deux outils : Slide 6 et Plaxis 2D.

IV.2. Caractéristiques géométriques et géotechniques**IV.2.1. Coupe géotechnique du modèle**

Les coordonnées des points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) ont été déterminées suite à la superposition du levé topographique. Les profondeurs des couches de sol sont définies en se basant sur les résultats des sondages carottés et les pénétrogrammes. La coupe représentative de la lithologie du sous-sol est illustrée par les figures IV.1 (Introduite dans le logiciel Slide) et la figure IV.11 (Introduite dans le logiciel Plaxis).

Tableau IV-15. Coordonnées de la géométrie du talus.

Numéro de point	X(m)	Y(m)
01	0.000	0.000
02	60.000	0.000
03	60.000	14.000
04	60.00	17.00
05	46.420	17.00
06	30.340	24.420
07	17.120	27.520
08	13.210	30.370
09	9.3800	30.700
10	0	30.700
11	0	28.500
12	0	18.5

- La nappe phréatique est considérée dans le modèle de calcul.
- La surcharge q considérée est égale à 14kPa (surcharge répartie),

IV.2.2. Caractéristiques physiques, mécaniques et élastiques des sols

Les caractéristiques physiques, mécaniques et élastiques des sols considérés dans les calculs sont récapitulées dans le tableau IV.2.

Tableau IV-16. Caractéristiques physiques, mécaniques et élastiques des sols.

Les couches	γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C' (kPa)	ϕ' (°)	ν	E (kN/m ²)
Remblai	17	20.45	20.58	8.7	14.2	0.3	13512.8
Argile marneuse	17.3	20.52	20.77	38.5	15	0.33	40176.6
Marne	16.88	20.14	20.51	46,9	5.5	0.33	58580

- L'angle de dilatance $\psi=0$ (l'angle de frottement étant inférieur à 30°)
- Le module d'élasticité E est déterminé par la corrélation suivante : $E = E_M (1 + \nu)$

IV.3. Analyse de stabilité du glissement à l'aide du Logiciel SLIDE 6

IV.3.1. Présentation du logiciel Slide 6

Slide 6.0 est un logiciel d'analyse de la stabilité des pentes basé sur des différentes méthodes tel que les méthodes d'équilibre limites et les méthodes des éléments finis. Aussi il se dispose d'une analyse des infiltrations d'eau souterraine par éléments finis, un rabattement rapide, une analyse de sensibilité et probabiliste.

Tous les types de sols et de talus rocheux, remblais, barrages en terre et murs de soutènement, ouvrages renforcés par tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes de renforcement peuvent être analysés.

IV.3.1.1. Les principales caractéristiques du Slide 6

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont :

▪ **Données fournies au logiciel**

- Géométrie du talus.
- Les surcharges si nécessaires.
- Le niveau de la nappe phréatique.
- Les paramètres géotechniques de chaque couche $\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$, $c(\text{kN}/\text{m}^2)$, $\varphi(^{\circ})$
- La grille des centres de ruptures.
- La méthode de calcul.
- Le type de confortement et ce après l'analyse de stabilité.

▪ **Résultats livrés par logiciel**

- Le facteur de sécurité avant et après le confortement.
- Les cercles de ruptures.
- Les sollicitations sur les tranches.
- La résistance au cisaillement en fonction de la longueur de talus.

IV.3.1.2. Les principales fonctionnalités du logiciel « Slide 6.0 »

Les principales fonctionnalités du logiciel Slide sont :

- Recherche de surface de glissement critique circulaire ou non circulaire.
- Les méthodes d'analyse incluent Bishop, Fellenius ; Janbu, Spencer, GLE.
- Plus de 17 modèles différents de résistance des matériaux pour la roche et le sol y compris Mohr-Coulomb anisotropes et non linéaires et Generalized Hoek-Brown et autres modèles de résistance.
- Eaux souterraines - surfaces piézo, facteurs R_u , pore grilles de pression ou analyse des eaux souterraines en régime permanent.
- Fissure de tension (sèche ou remplie d'eau).
- Chargement externe - linéaire, distribué ou sismique.
- Support - clous de sol, embrasses, géotextiles, pieux. Zones de résistance infinie (exclusion de surface de glissement)
- Afficher une ou toutes les surfaces générées par la recherche.
- Les résultats d'analyse détaillés peuvent être tracés pour surfaces de glissement individuelles.

IV.3.2. Modélisation par Slide et calcul du coefficient de sécurité

IV.3.2.1. Géométrie du modèle

La géométrie du talus modélisé par Slide est représentée par la figure IV.1. L'analyse du problème sera effectuée par les deux méthodes d'équilibre limites les plus utilisées Fellenius (1927) et Bishop (1954). L'influence des deux paramètres (présence de l'eau et l'action sismique) a été recherchée en étudiant plusieurs variantes :

- Situations avec et sans présence de la nappe phréatique.
- Situations avec et sans présence de l'action sismique.

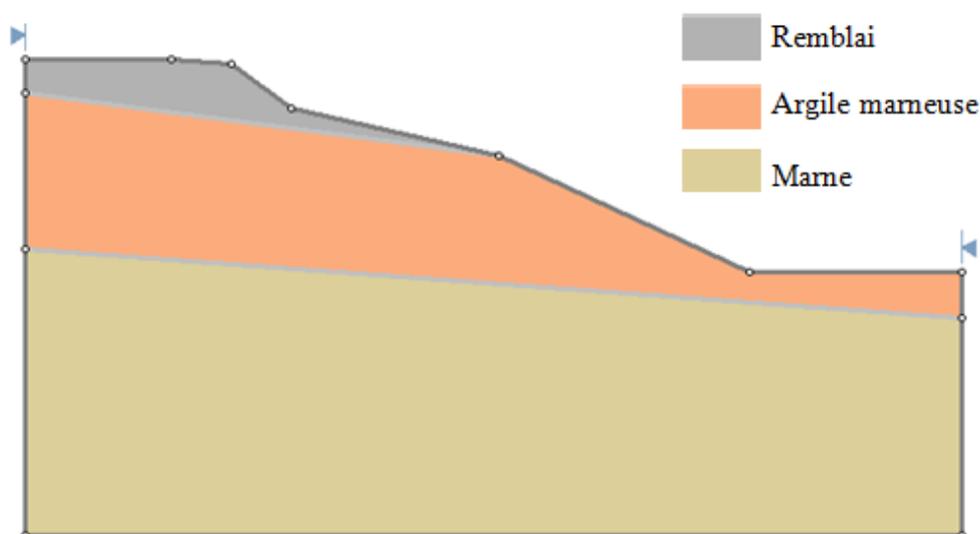


Figure IV.18 : Géométrie du talus.

IV.3.2.2. Effet de la nappe sur le facteur de sécurité

Nous allons varier le niveau de la nappe phréatique en prenant le cas d'un talus sans nappe phréatique et le cas réel : talus avec nappe phréatique.

- ✓ **Méthode de Bishop**
 - *État initial + charge + sans nappe*

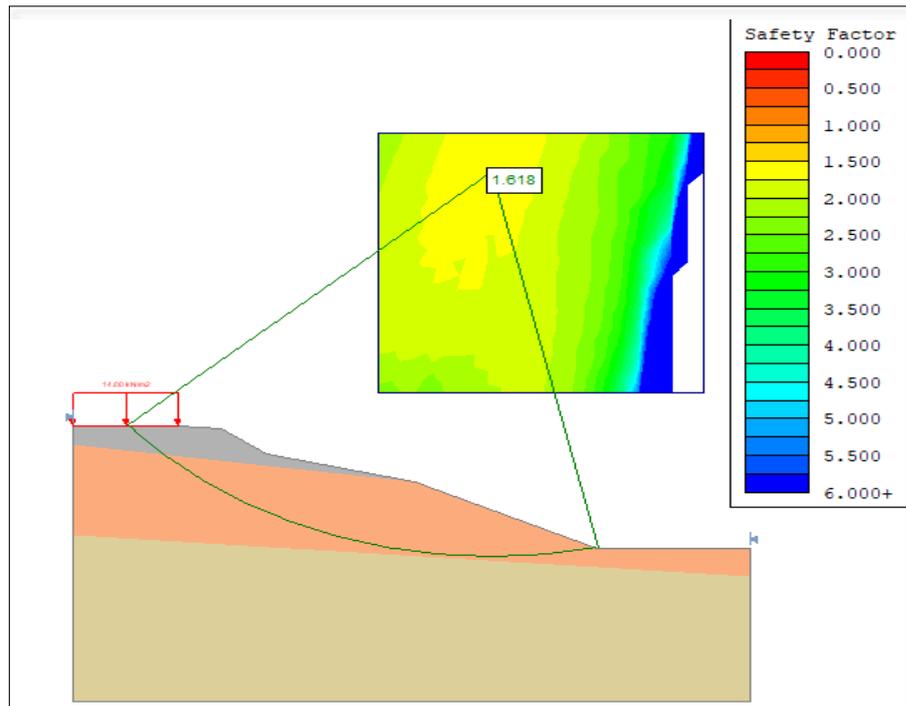


Figure IV.19 : Résultat de Fs trouvé par la méthode de Bishop sans nappe.

- *État initial +charge + avec nappe*

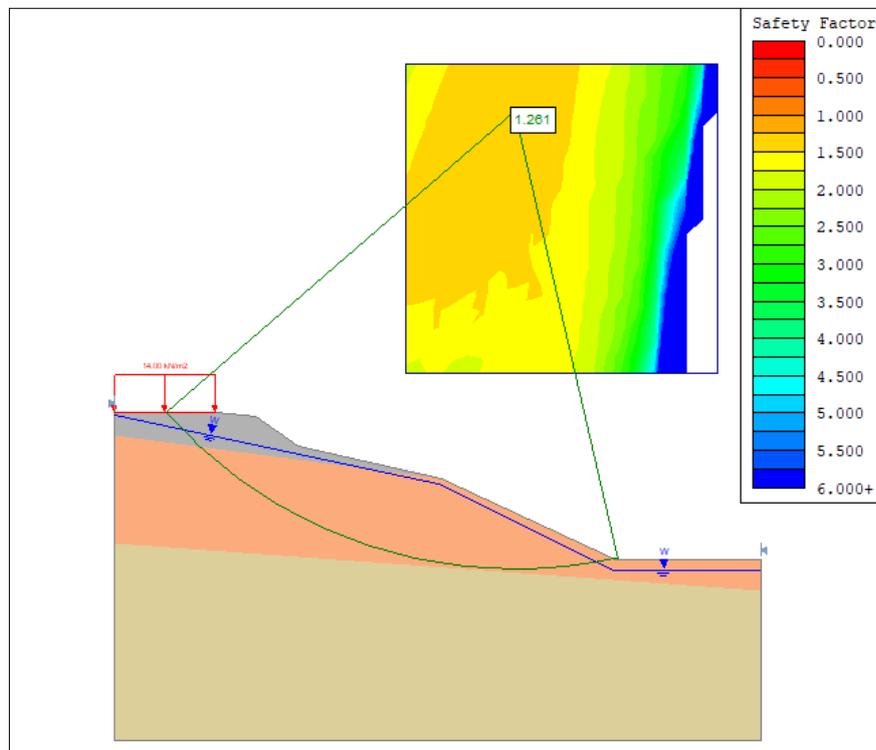


Figure IV.20 : Résultat de Fs trouvé par la méthode de Bishop avec nappe.

- **Méthode de Fellenius**
- *État initial + charge + sans nappe*

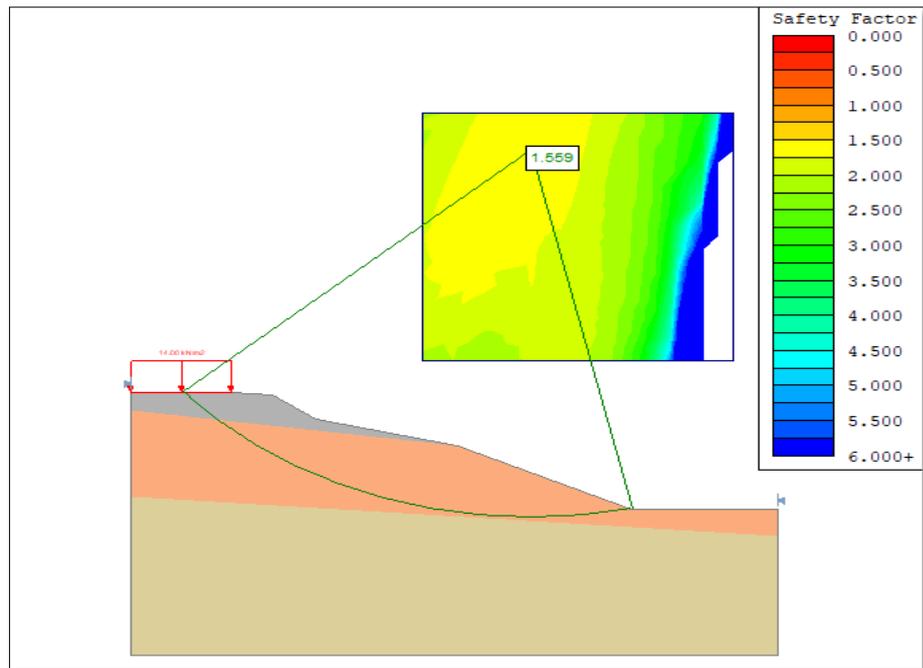


Figure IV.21 : Résultat de Fs trouvé par la méthode de Fellenius sans nappe.

- *État initial + charge + avec nappe*

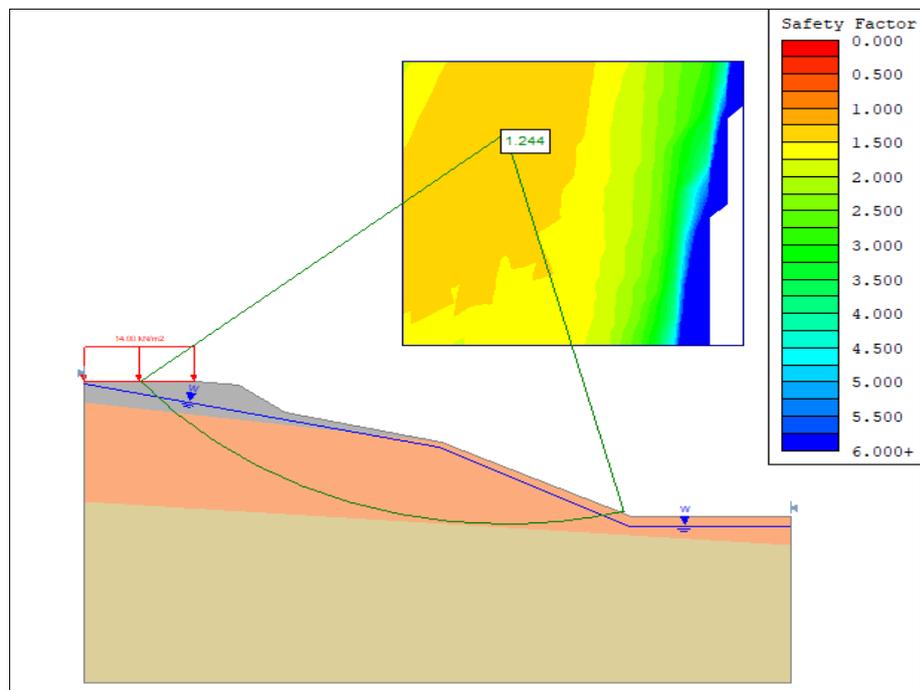


Figure IV.22 : Résultat de Fs trouvé par la méthode de Fellenius avec nappe.

Les résultats des facteurs de sécurité calculés par la méthode de Bishop et Fellenius sont insérés dans le tableau IV.3.

Tableau IV-17. Résultats de coefficient de sécurité.

Phase /Méthode	Bishop	Fellenius
Absence de nappe	1,618	1,559
Présence de nappe	1,261	1,244

A partir du tableau IV.3, il apparaît clairement que le talus est stable en absence de la nappe phréatique, on constate des valeurs de coefficients de sécurité supérieurs à 1,5 ($F_s=1,618$ avec Bishop et $F_s=1,559$ avec Fellenius). Cependant, l'introduction de la nappe phréatique diminue les valeurs de coefficients de sécurité qui ne vérifient pas la condition de stabilité. Donc, la présence d'eau affecte la stabilité du talus et provoque le glissement de terrain.

IV.3.2.3. Effet du séisme sur le facteur de sécurité

Nous allons étudier l'effet du séisme en prenant le cas d'un talus sans séisme et le cas d'un talus avec séisme (action sismique).

La zone sismique à laquelle appartient notre site de classe Iia et de groupe d'usage 1, donc le coefficient d'accélération de la zone est égal à 0,25g :

- $k_h=0,125$,
- $k_v=0,0375$.

✓ Méthode de Bishop

- *État initial + charge + nappe + sans séisme*

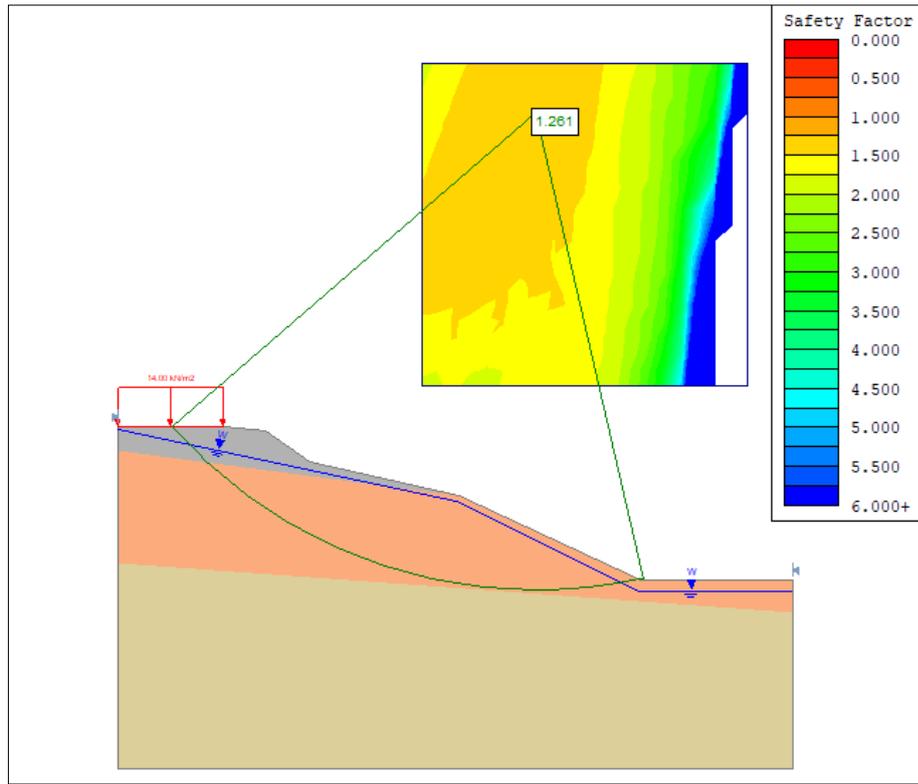


Figure IV.23 : Résultat de Fs trouvé par la méthode de Bishop sans séisme.

- *État initial +charge + nappe + avec séisme*

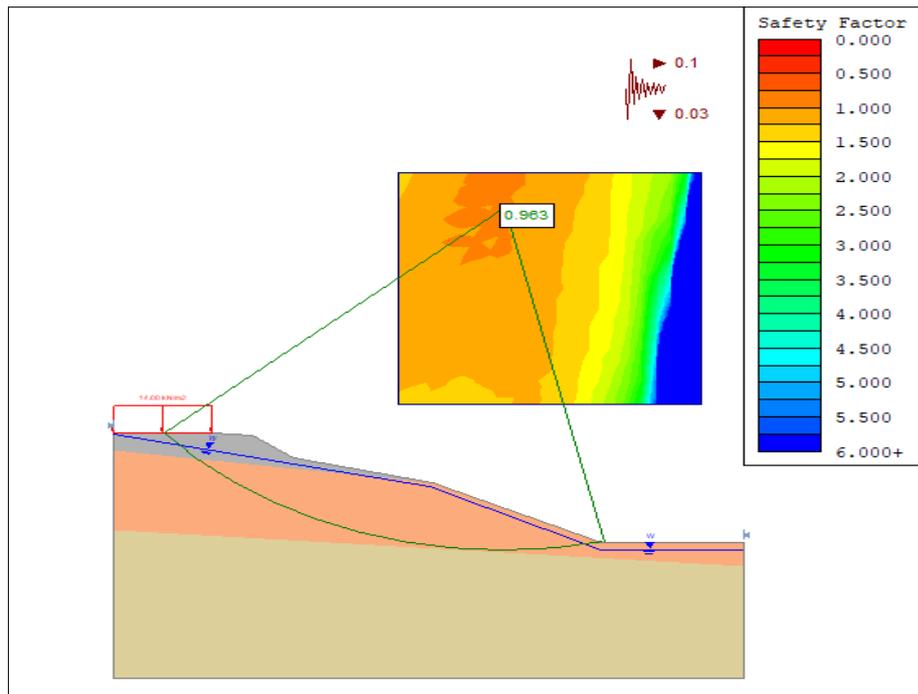


Figure IV.24 : Résultat de Fs trouvé par la méthode de Bishop avec séisme.

✓ Méthode de Fellenius

- *État initial + charge + nappe + sans séisme*

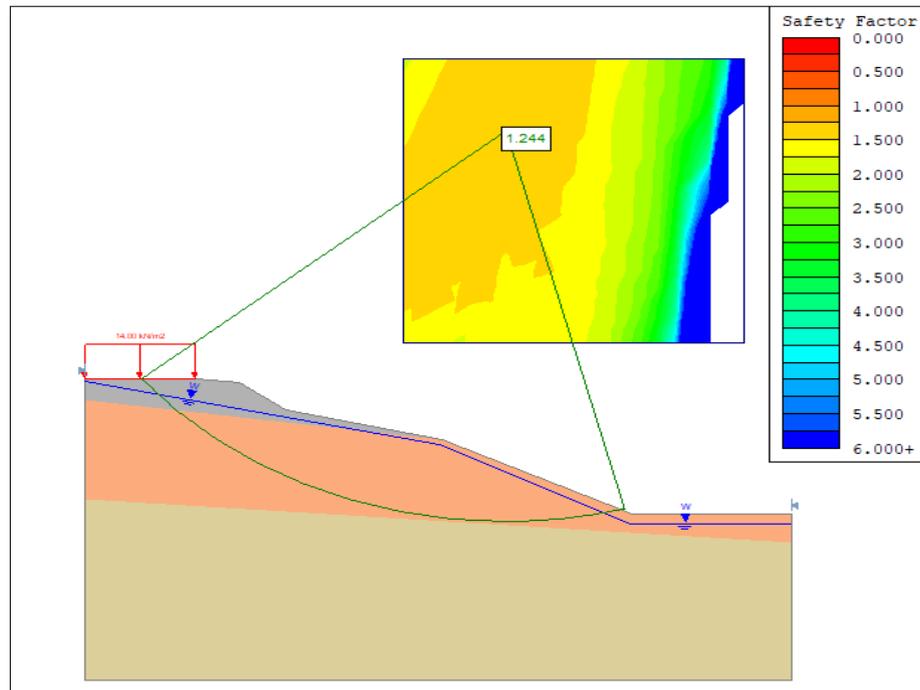


Figure IV.25 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius sans séisme.

- *État initial +charge + nappe + avec séisme*

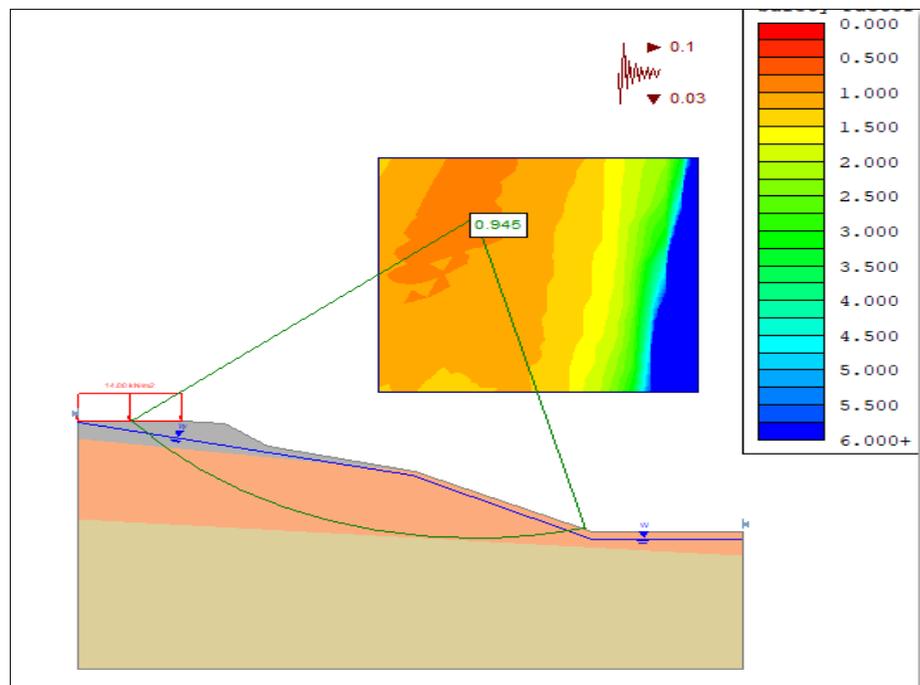


Figure IV.26 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius avec séisme.

Les résultats des facteurs de sécurité calculés par la méthode de Bishop et Fellenius sont représentés dans le tableau IV.4.

Tableau IV-18. Résultats de coefficient de sécurité.

Phase /Méthode	Bishop	Fellenius
Sans sollicitation sismique	1,261	1,244
Avec sollicitation sismique	0,963	0,945

Les résultats des facteurs de sécurité calculés par Slide pour les deux méthodes de Bishop et Fellenius sont représentés dans le tableau suivant :

Phase /Méthode	Bishop	Fellenius
Absence de nappe	1,618	1,559
Présence de nappe	1,261	1,244
Sans sollicitation sismique	1,261	1,244
Avec sollicitation sismique	0,963	0,945

Interprétation des résultats

A partir du tableau, nous constatons que l'ensemble des variantes de combinaisons considérées aboutissent à une situation d'instabilité (facteur de sécurité inférieur à 1,5). Cela est lié initialement avec la présence de la nappe qui affecte déjà la stabilité du talus.

En comparant les résultats des situations avec / et sans séisme, nous remarquons que le facteur de sécurité diminue sensiblement en présence de l'action sismique.

Par ailleurs, il importe de remarquer que les deux méthodes (Bishop et Fellenius) donnent des résultats très proches

IV.4. Analyse de stabilité du glissement à l'aide du Logiciel PLAXIS 2D

IV.4.1. Présentation du logiciel Plaxis 2D

Plaxis est un programme d'éléments finis 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 de référence. 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.

IV.4.1.1. Les modèles de comportements utilisés par Plaxis

PLAXIS nous permet de traiter les problèmes géotechniques réels d'une façon rapide, les paramètres des sols qu'on utilise dans le modèle sont déterminés par une étude géotechnique.

Les différents modèles utilisés par PLAXIS sont :

➤ Le modèle de Mohr-Coulomb (MC)

Le modèle de Mohr-Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

- Le module de Young (E) ;
- Le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c) ;
- L'angle de frottement (ϕ), l'angle de dilatance (ψ).

Section	Parameter	Value	Unit
Stiffness	E_{ref}	0,000	kN/m ²
	ν (nu)	0,000	
Strength	c_{ref}	0,000	kN/m ²
	ϕ (phi)	0,000	°
	ψ (psi)	0,000	°
Alternatives	G_{ref}	0,000	kN/m ²
	E_{oead}	0,000	kN/m ²
Velocities	V_s	0,000	m/s
	V_p	0,000	m/s

Figure IV.27 : Paramètres de Mohr-Coulomb.

➤ Le modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique, il représente la loi de Hooke ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont :

- Les paramètres de rigidité élastique ;
- Le module de Young (E) et le coefficient de Poisson ν .

IV.4.1.2. Etape de modélisation

PLAXIS utilise une interface composée de quatre sous programmes permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

- **Le programme d'entrée de données input :** l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.
- **Le programme de calcul :** permet de définir les différentes phases de calcul du model.
- **Le programme output :** nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (déformation de maillage).
- **Le programme Curves :** nous permet d'avoir les interfaces courbes et les résultats de modélisation.

IV.4.2. Modélisation par Plaxis et calcul du coefficient de sécurité

IV.4.2.1. Géométrie du modèle

La géométrie du talus modélisé par Plaxis est représentée par la figure IV.11.

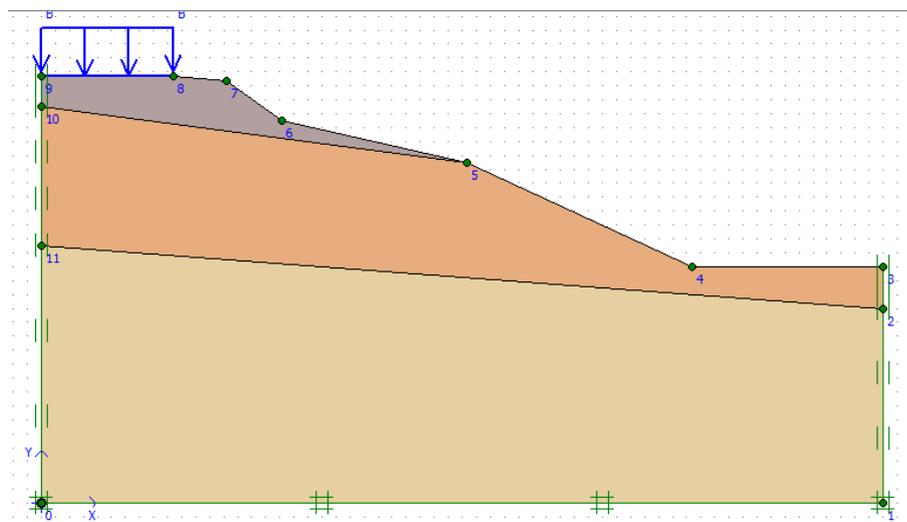


Figure IV.28 : Géométrie du modèle dans Plaxis.

IV.4.2.2. Modélisation

Pour le calcul par la méthode des éléments finis Plaxis 2D, on utilise la méthode 'C/PHI réduction'

❖ Génération du maillage

Le modèle se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 573 élément et le nombre des nœuds est de 4907 nœuds, 6876 points de contrainte et la taille moyenne d'éléments est égale à 1.79×10^0 m ; le calcul s'effectue en déformation plane.

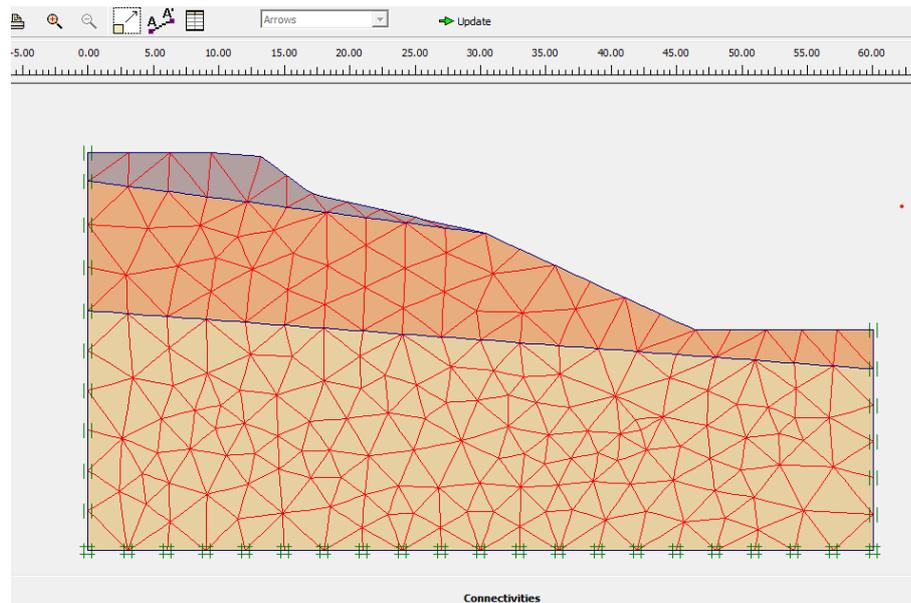


Figure IV.29 : Maillage du modèle

❖ Conditions initiales

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

1. Conditions hydrauliques

La position de la nappe phréatique est indiquée sur la figure IV.13.

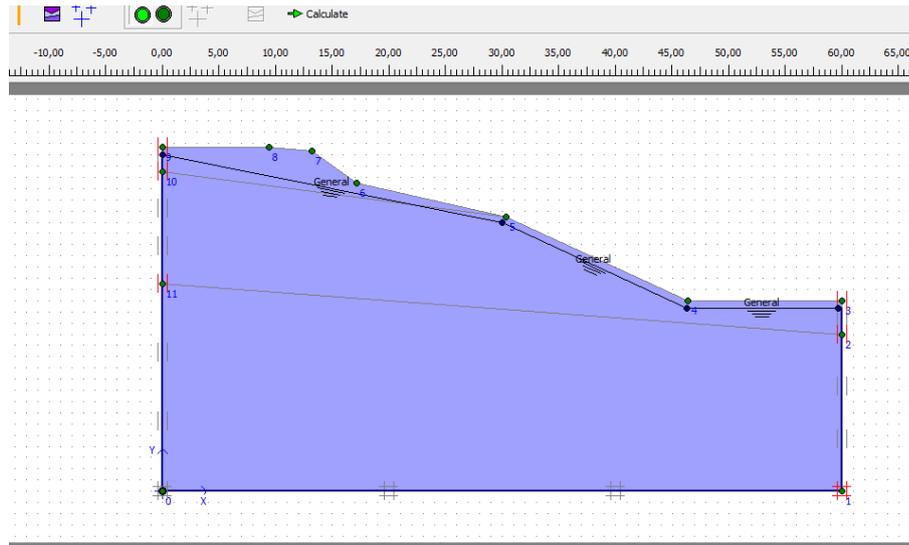


Figure IV.30 : Définition du niveau de la nappe phréatique

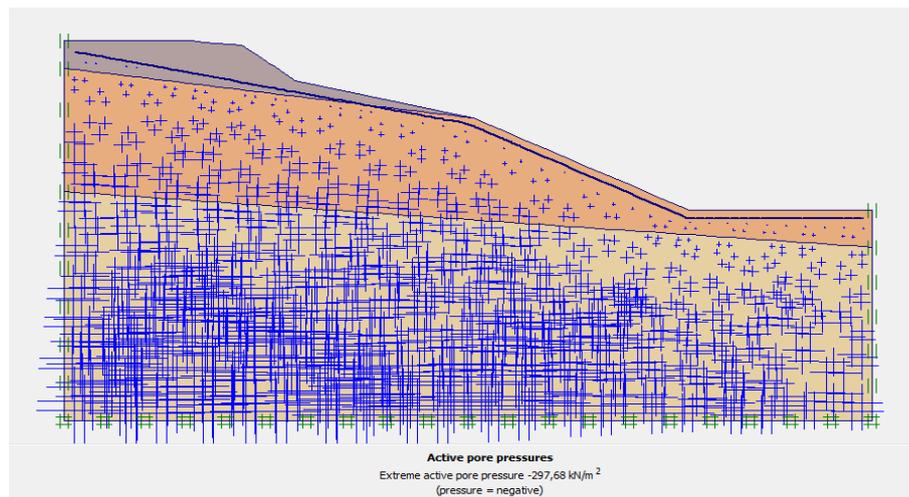


Figure IV.31 : Répartition des pressions interstitielles

2. Contraintes initiales

Comme la surface du talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant les coefficients K_0 , il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle « gravity loading ». Le calcul de procédure K_0 est effectué en définissant un facteur « $\Sigma M\text{-weight} = 0$ ». Donc aucune contrainte initiale n'est générée dans cette étape de calcul.

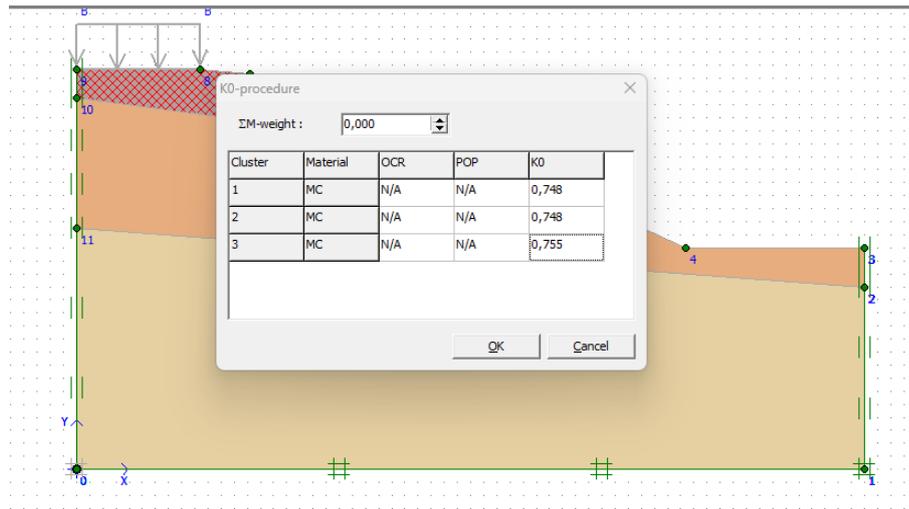


Figure IV.32 : k0 procédure

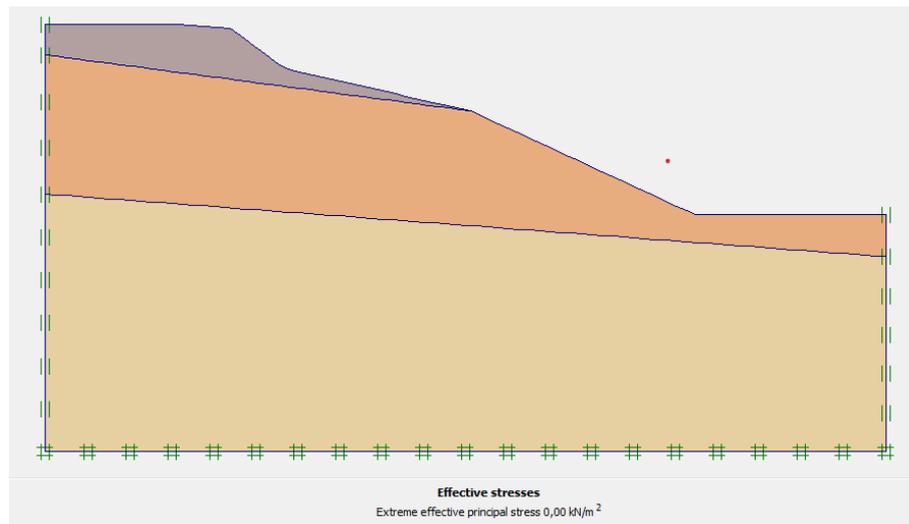


Figure IV.33 : Contraintes effectives.

Le déplacement total et les déplacements horizontaux sont donnés par la figure IV.17 et la figure IV.18.

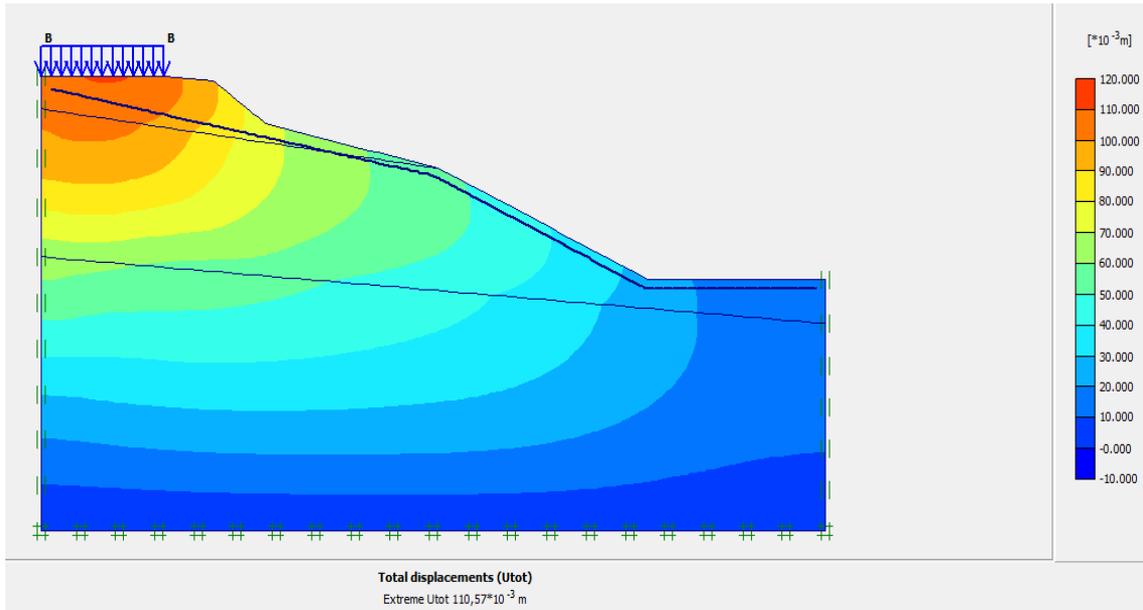


Figure IV.34 : Déplacements total U_{tot} .

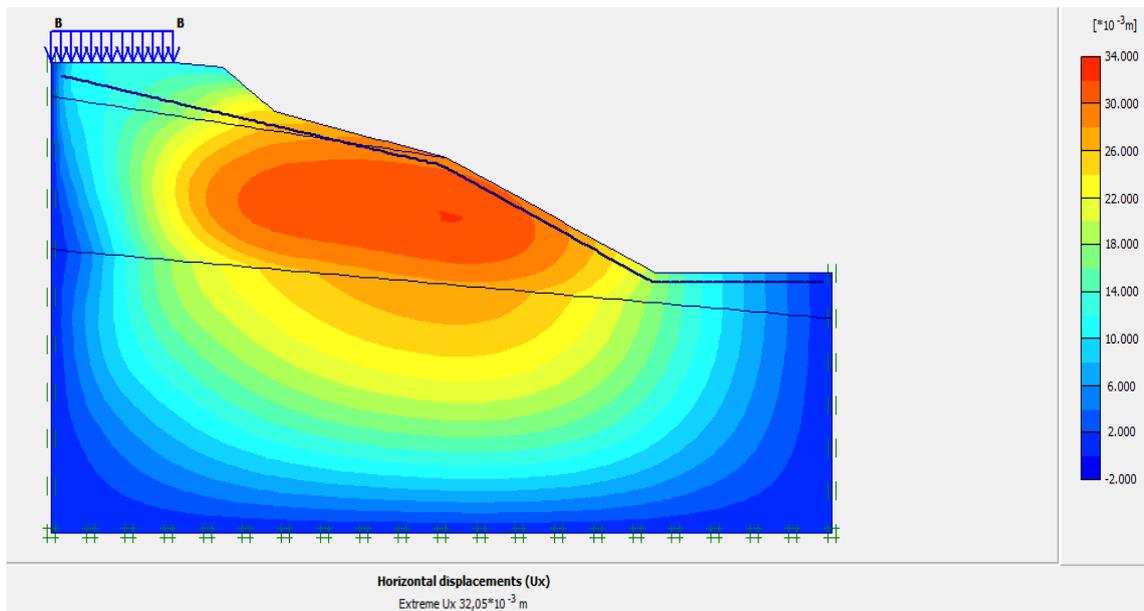


Figure IV.35 : Déplacements horizontaux U_x .

IV.4.2.3. Calcul de facteur de sécurité

Le coefficient de sécurité calculé par le logiciel Plaxis 2D est donné par la figure IV.19.



Figure IV.36 : La valeur du coefficient de sécurité.

Le coefficient de sécurité calculé par Plaxis ($F_s = 1,246$) confirme le résultat trouvé par Slide 6.0 ($F_s = 1,26$), donc il y'a risque de rupture. La figure IV.20 représente le coefficient de sécurité en fonction des déplacements.

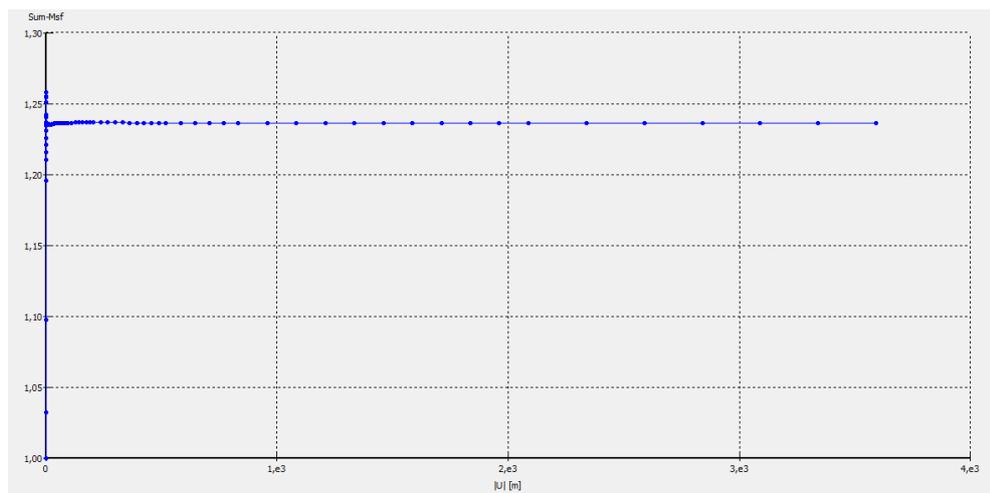


Figure IV.37 : Coefficient de sécurité en fonction des déplacements.

IV.5. Conclusion

A l'issue de l'étude de stabilité du talus de notre site, nous retenons que :

- Le modèle lithologique du sol et les caractéristiques attribuées sont déduites de la reconnaissance géotechnique présentée dans le chapitre précédent (du haut vers le bas : Remblai / Argile marneuse / Marne).
- En considérant les conditions relevées du terrain, les deux méthodes de vérification du glissement de terrains, à savoir la méthode d'équilibre limite (Bishop et Fellenius) et la méthode des éléments finis, ont donné un coefficient de sécurité (Fs) inférieur à 1.5, ce qui confirme l'instabilité du talus.
- La modélisation et les calculs ont été effectués en exploitant deux outils : Slide 6 et Plaxis 2D. La comparaison des résultats obtenus présente une très légère différence en utilisant les deux outils.
- En termes de facteurs influençant la stabilité du talus, nous retenons que la présence d'eau (nappe phréatique) et la sollicitation sismique (séisme) affectent considérablement la stabilité en diminuant le facteur de sécurité en dessous du seuil de stabilité.

Chapitre V : ÉTUDE DE CONFORTMENT du talus

V.1. Introduction

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent indiquent que le terrain présente une instabilité dans la section étudiée, ce qui requiert une étude de confortement pour stabiliser le glissement du tronçon et limiter les dommages. Pour cela, deux solutions de confortement ont été étudiées, la première solution concerne la mise en place d'une série de pieux renforcés par des tirants d'ancrages et la deuxième solution propose la réalisation d'une paroi moulée avec tranchée drainante.

V.2. Étude de confortement par le logiciel SLIDE.6

V.2.1. Confortement par pieux avec tirants d'ancrages

V.2.1.1. Le modèle géométrique

Sur le même modèle géométrique étudié dans le chapitre précédent, on propose d'installer une série de pieux renforcés par tirants d'ancrages. Les pieux possèdent un diamètre de 1m avec une profondeur de 20m et un espacement de 2,5 m par rapport au centre du pieu (entre axes). Le profil de confortement par pieux avec tirants d'ancrages est illustré par la figure V.1.

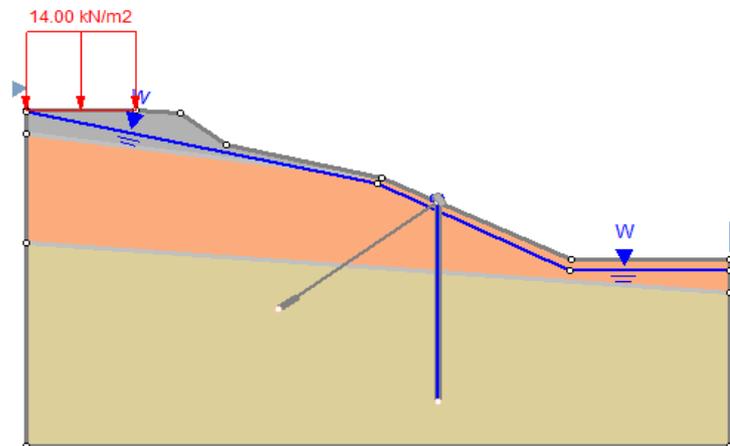


Figure V.1 : Modèle géométrique avec confortement.

V.2.1.2. Calcul de coefficient de sécurité

Dans ce qui suit, nous allons analyser la stabilité du massif, en calculant le coefficient de sécurité par les deux méthodes de l'équilibre limites qui sont la méthode de Fellenius et la méthode de Bishop.

1. La méthode de Fellenius

✓ Cas sans séisme

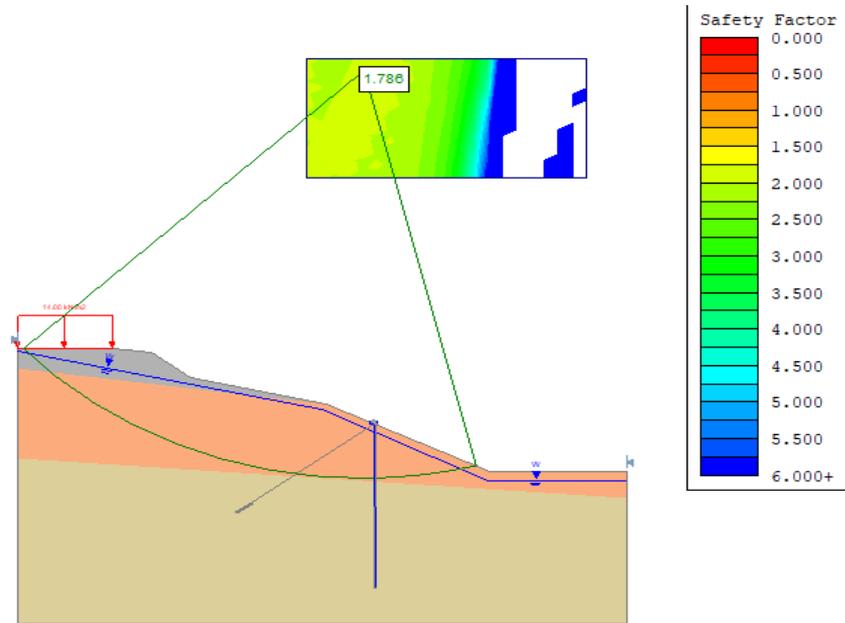


Figure V.2 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius sans séisme.

✓ Cas avec séisme

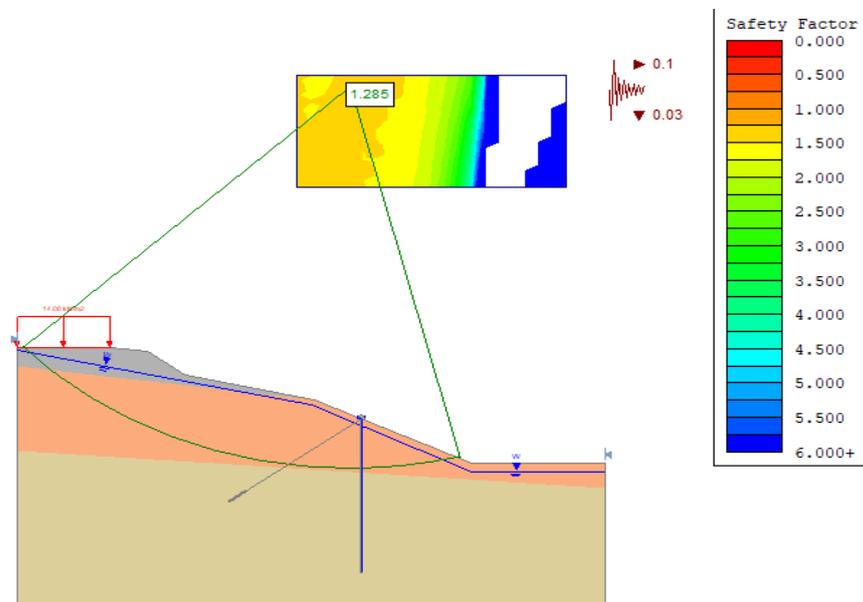


Figure V.3 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius avec séisme

2. La méthode de Bishop

✓ Cas sans séisme

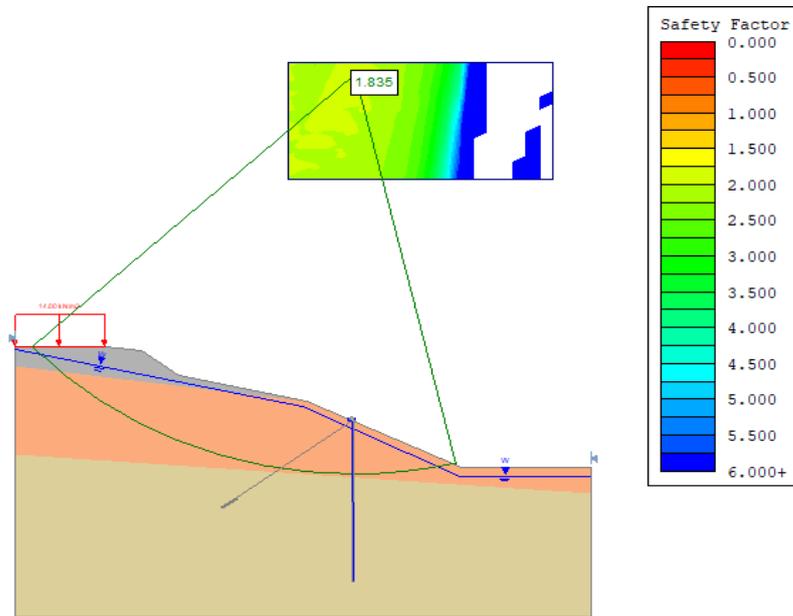


Figure V.4 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Bishop sans séisme.

✓ Cas avec séisme

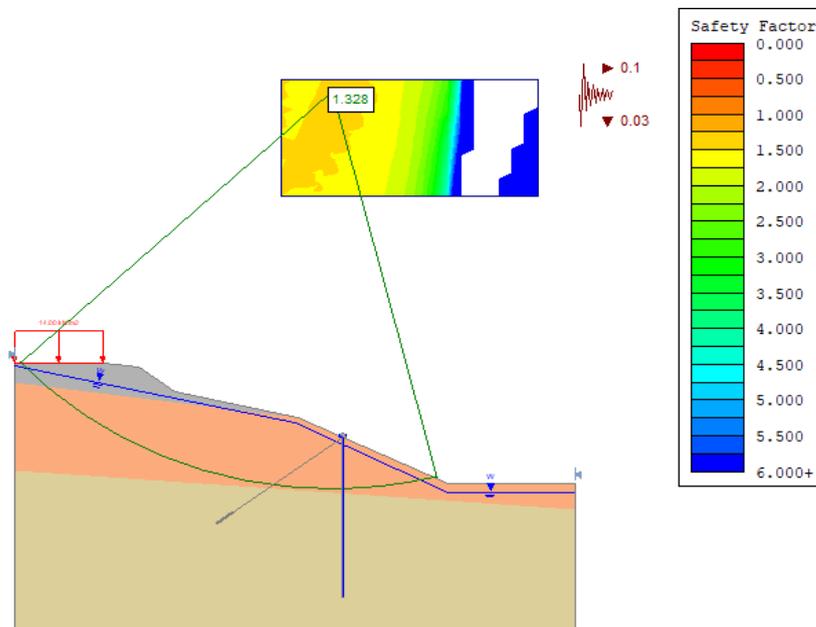


Figure V.5 : Résultat de F_s trouvé par la méthode de Fellenius sans séisme.

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité avec les deux méthodes Fellenius et Bishop en utilisant Slide sont insérés dans le tableau V.1.

Tableau V-1 : Résultats de coefficients de sécurité trouvés par Slide.

Méthode de Fellenius		Méthode de Bishop	
Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
1,786	1,285	1,835	1,328

Les résultats des facteurs de sécurité après confortement montrent que la stabilité du terrain est assurée avec et sans séisme.

V.3. Étude de confortement par le logiciel PLAXIS 2D

V.3.1. Confortement par pieux avec tirants d'ancrages

V.3.1.1. Le modèle géométrique

En considérant la même solution modélisée précédemment avec Slide, le profil de confortement par pieux avec tirants d'ancrages dans le Plaxis est illustré par la figure V.6.

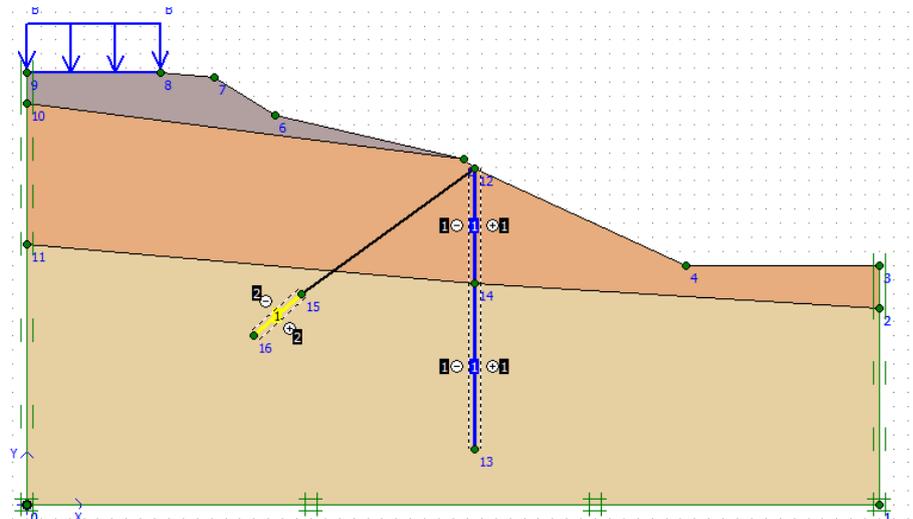


Figure V.6 : Modèle géométrique avec confortement

V.3.1.2. Caractéristiques des pieux et des tirants d'ancrages

Le rideau est modélisé dans le logiciel Plaxis comme élément type « plate », ces éléments structuraux présentent un comportement linéaire élastique.

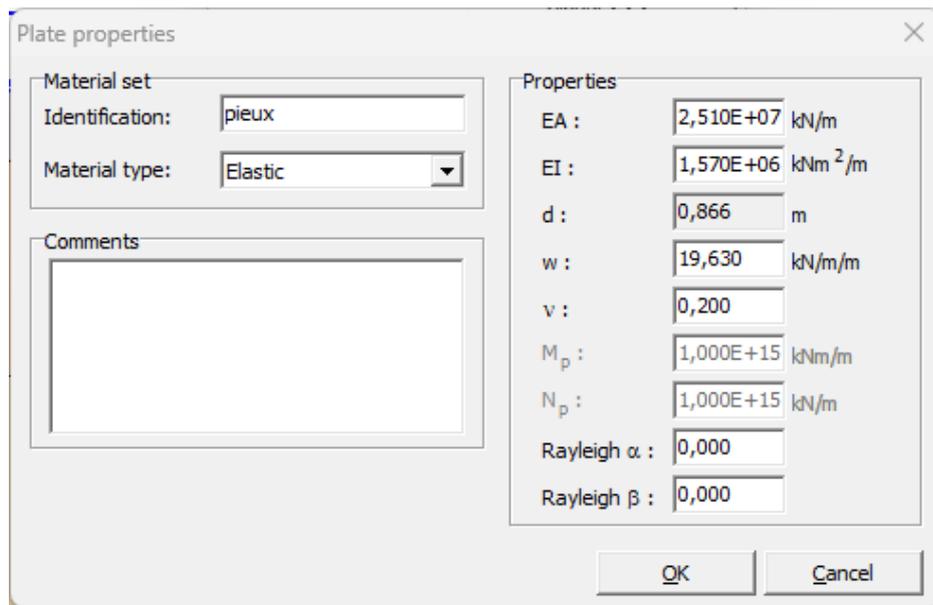


Figure V.7 : Caractéristiques des pieux introduits dans le logiciel Plaxis.

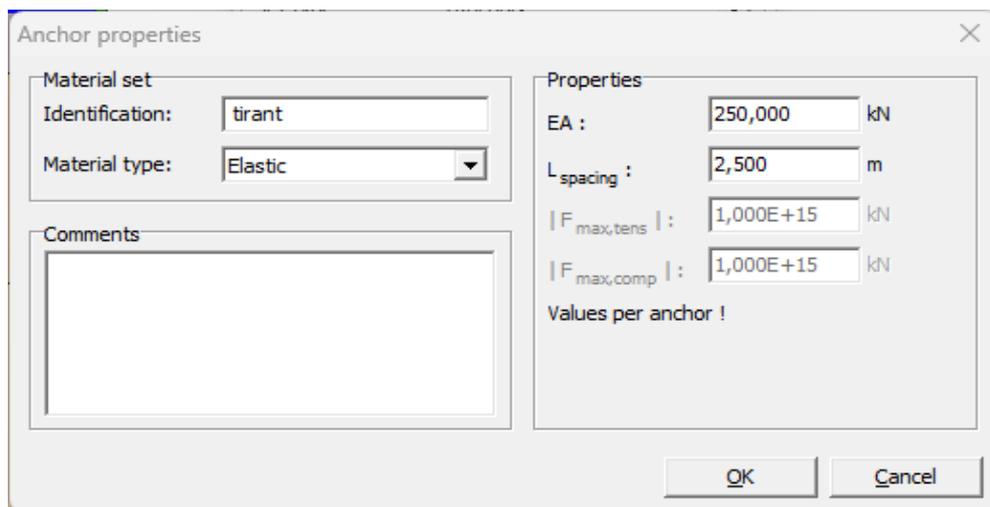


Figure V.8 : Caractéristiques des tirant d'ancrages introduits dans le logiciel Plaxis.

V.3.1.3. Calcul de coefficient de sécurité

Après la réalisation de la série en pieux avec tirants d'ancrages, nous avons effectué un calcul de stabilité à l'aide du logiciel Plaxis. Le coefficient de sécurité calculé $F_s=1,597 > 1,5$. Donc le site est stable vis-à-vis du glissement.

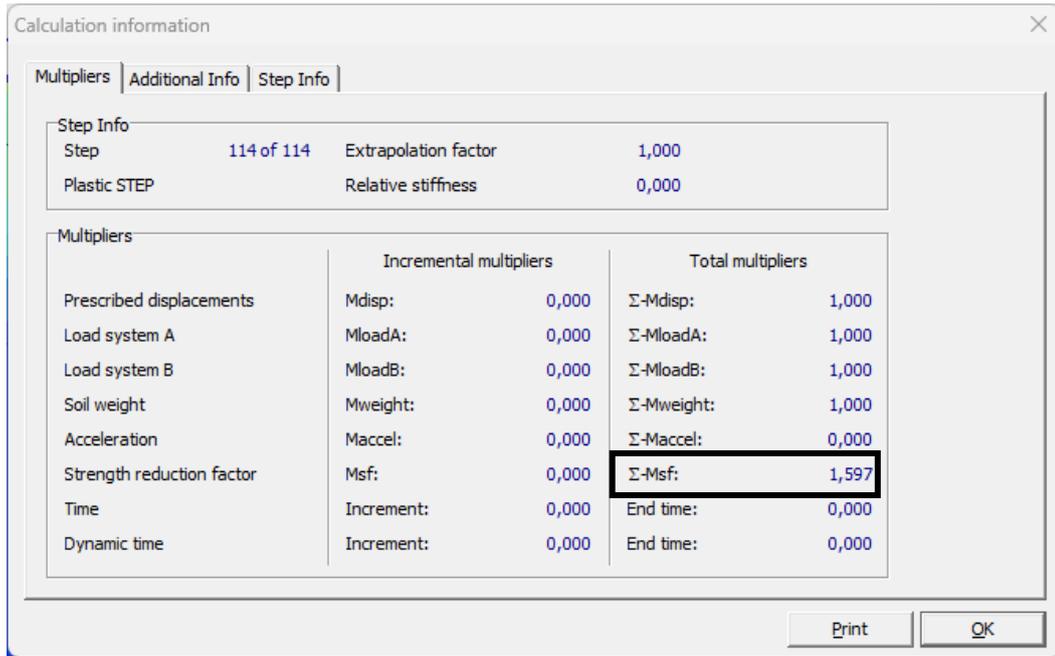


Figure V.9 : Résultat de calcul de F_s après le confortement.

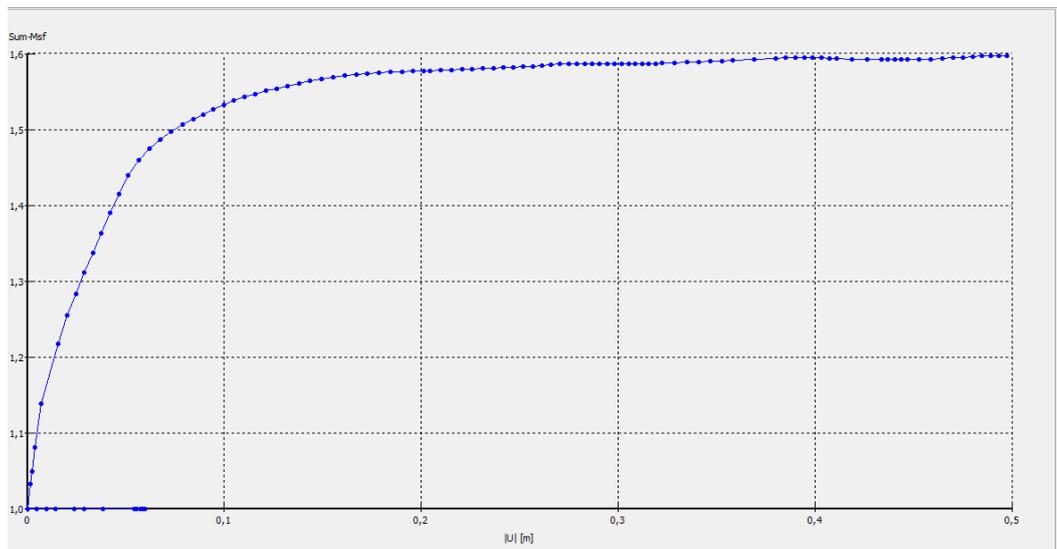


Figure V.10 : Coefficients de sécurité en fonction des déplacements.

V.3.2.2. Caractéristiques de la paroi moulée avec tranchée drainante

La paroi est modélisée dans le logiciel Plaxis comme élément type « plate », ces éléments structuraux présentent un comportement linéaire élastique. Les caractéristiques de la paroi moulée introduites dans le logiciel Plaxis sont présentées par la figure V.13.

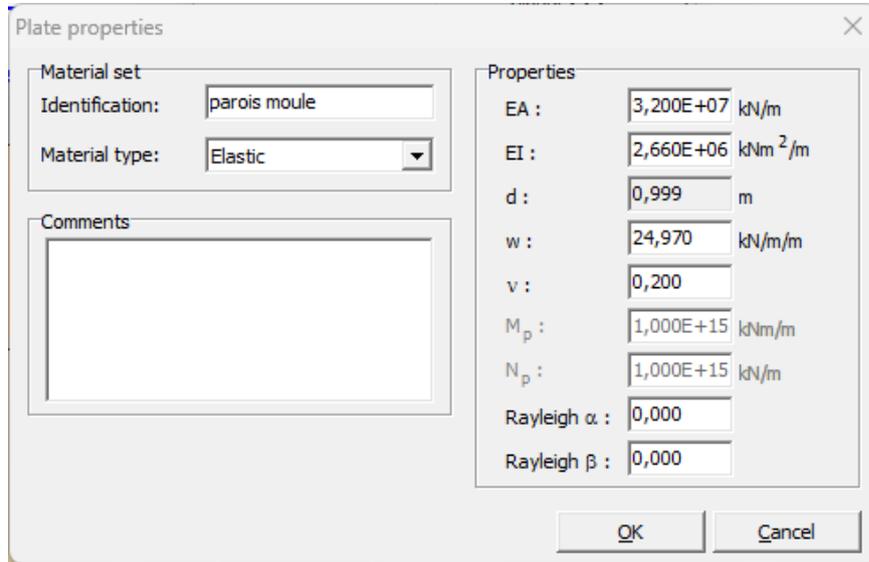


Figure V.13 : Caractéristiques de la paroi moulée sur Plaxis.

V.3.2.3. Calcul de coefficient de sécurité

Après la réalisation du système de parois moulées, nous avons effectué un calcul de stabilité à l'aide du logiciel Plaxis. Le coefficient de sécurité calculé $F_s=1,549 > 1,5$. Donc, le site est stable vis-à-vis du glissement.

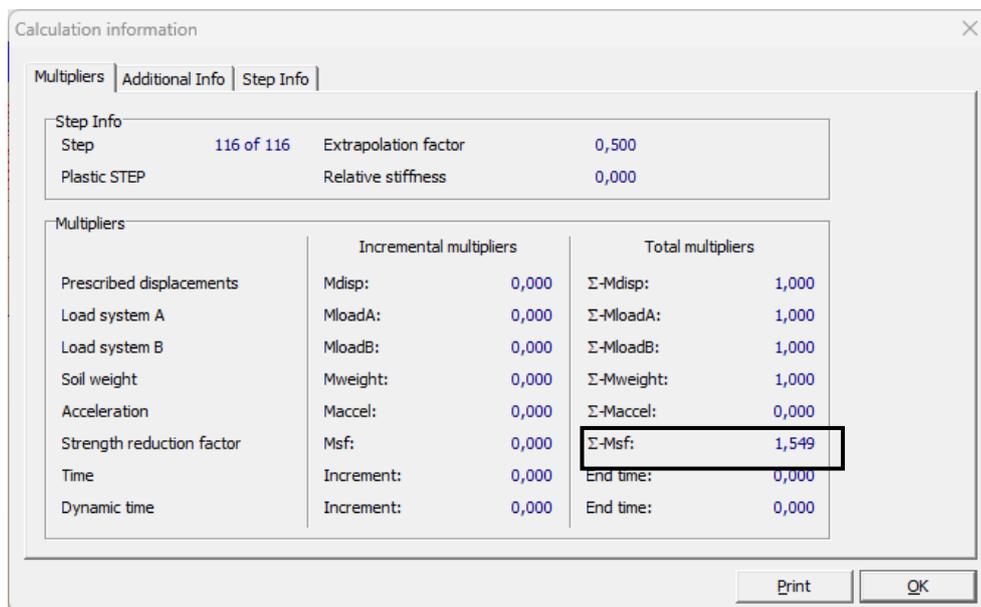


Figure V.14 : Résultat de calcul de F_s après le confortement.

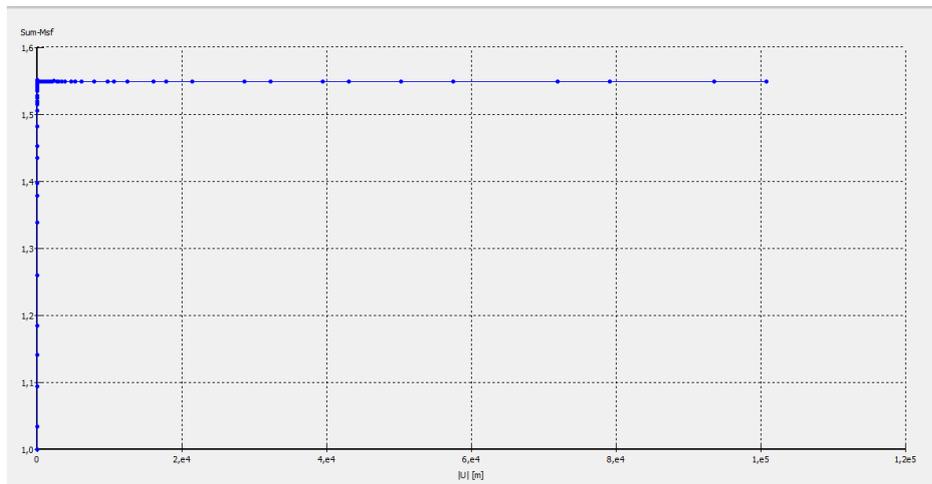


Figure V.15: Coefficients de sécurité en fonction des déplacements.

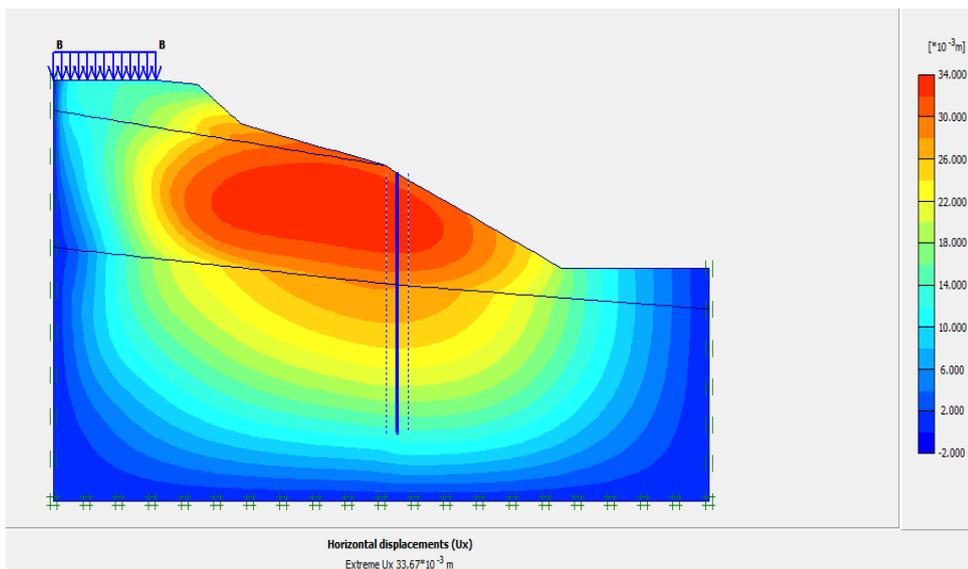


Figure V.16 : Déplacements horizontaux.

V.4. Conclusion

L'étude de confortement élaborée repose sur l'analyse de deux solutions possibles :

La paroi en pieux avec des tirants d'ancrage ;

La paroi moulée avec tranchée drainante.

Au plan géométrique, la multitude des calculs effectués sur des variantes de pré dimensionnements de ces deux solutions nous amène à choisir la géométrie adaptée suivante :

Pour la solution Pieux avec tirants d'ancrages : il s'agit des pieux de 1m de diamètre, de 20 m de longueur et un espacement de 2,5m entre axes de pieux.

Pour la solution Paroi moulée : il s'agit d'une paroi avec tranchée drainante avec 1m d'épaisseur et 19m de profondeur.

Les calculs de stabilité effectués pour les différentes variantes démontrent l'efficacité des deux solutions en assurant la stabilité du talus avec des coefficients de sécurité supérieurs au seuil minimum exigé.

CONCLUSION GENERALE

Le travail exposé dans ce mémoire concerne l'étude de stabilité d'un glissement de terrain survenu au niveau du talus de la cité 140 Logts LPL à Ferdoua (Wilaya de Mila).

Une démarche classique a été suivie pour cette étude marquée par le relevé des dégâts et l'élaboration d'un diagnostic sommaire, la reconnaissance géotechnique, la modélisation numérique et calcul de stabilité, et enfin la proposition de solution de confortement et vérification de stabilité du talus.

Le glissement est causé par l'effet combiné de :

- La présence permanente des eaux à travers tout le site et son écoulement anarchique qui induit aussi aux surpressions interstitielles.
- Le type de formations géologiques rencontrées qui s'avèrent sensibles en présence d'eau.
- La suppression de la butée de pied suite aux travaux de terrassement.

Le modèle lithologique élaboré recense la présence de trois formations (du haut vers bas):

- Un Remblai ;
- Une Argile marneuse,
- Et une Marne.

L'étude de stabilité du talus est faite par deux méthodes, la première est la méthode analytique établie par le logiciel Slide 6, le second est la méthode numérique des éléments finis en utilisant le code PLAXIS.

A l'état initial (sans confortement), le calcul à l'aide du logiciel Slide 6 révèle que $F_s=1,24$ et le calcul à l'aide du logiciel PLAXIS 2D révèle que $F_s = 1,246$, ce qui confirme l'instabilité du site étudié et justifie l'état réel.

Au plan de confortement du site, deux solutions ont été proposées et vérifiées :

- Pieux avec tirants d'ancrages : il s'agit des pieux de 1m de diamètre, de 20 m de longueur et un espacement de 2,5m entre axes de pieux.
- Paroi moulée : il s'agit d'une paroi avec tranchée drainante avec 1m d'épaisseur et 19m de profondeur.

Chaque solution présente des avantages et des inconvénients par rapport à sa réalisation, le choix de la solution à retenir reposera sur deux principaux paramètres usuellement considérés :

- L'aspect technique (complexité de la solution, exigence de maîtrise de la technique,) ;
- Le coût de la solution.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] BOUAFIA.A. (2010). " Conception et calcul des ouvrages géotechniques". Edition pages bleus, Alger, p.346.
- [2] PHILIPPONNAT.G. (1998). " Fondations et ouvrages en terre". Edition Eyrolles. Paris.
- [3] ASTRID LEUTWILE. (2009). "Glissements de terrain, Causes". Office fédéral de l'environnement, Septembre, P1-2.
- [4] AURELE PARRIAUX. (2010). "Glissements de terrain : hydrogéologie et techniques d'assainissement par drainage". Office fédéral de l'environnement OFEV. Berne, p11.
- [5] GILLES CARTIER. (1981)."Recherches et études sur les glissements de terrains", Laboratoire central des Ponts et Chaussées.
- [6] COSTET.J, SANGLERAT. G. (1983)."Cours pratique de mécanique des sols". Paris : Bordas, Tome 2, Calcul des ouvrages, p.265-337.
- [7] FAURE.R.M (2006)."L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes : méthodes à la rupture", Revue française géotechnique. 2001.
- [8] MERRIEN-SOUKATCHOFF.V. (2006). "Géotechnique", École des mines de Nancy, p119-120.
- [9] PLUMELLE.C (2003). " Géotechnique, chapitre 7 CNAM.Paris (version du 25/03/03).
- [10] BOUAFIA. A. (2011)" Introduction à la géotechnique". Département de Génie Civil Saad DahlAb de Blida (Algérie), 2011, p 100-104.
- [11] BENKECHKACHE IMENE (2012). " Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de CONSTANTINE". Mémoire pour obtenir le diplôme de Magistère en architecture et d'urbanisme, option : ville et risques urbains, Université Mentouri de Constantine.
- [12] DURVILLES.J, L et SEVE.G (1996)."Stabilité des pentes, Glissements en terrain meuble", édition technique de l'ingénieur.
- [13] BEDR.S (2008). "Modélisation et interaction renforcement-sol pour les talus instables".

ANNEXES