République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université YAHIA FARES De MEDEA
Faculté de technologie
Département de Génie de la Matière



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie Géotechnique

THEME

ANALYSE ET MODILISATION D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN CAS DE AIN EL ARAYESS DE WILAYA MEDEA

Présenté par :

-SELLAMI ABDELLAH
-CHERBALI ANOUAR
-REBIAI HAKIM

Proposé et dirigé par :

- Dr. MENAA LAZAZI

2016 – 2017

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en Particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la Force d'achever cette réalisation.

Un grand merci à notre PROMOTOUR- Dr. MANAA

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil De l'université de Médéa.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce Mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

Mes très chers parents, pour leur amour, sacrifice, patience, et leur encouragement.

Je voudrais vous exprimer toute mon affection et admiration.

A toutes les membres de la famille, tous mes amis et toutes les personnes que j'aime et je respecte.

ABDELLAH, HAKIM, ANAOUR

Résumé

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux et très compliqués qui dépendent de plusieurs paramètres et critères. Très répandu à la wilaya de Médéa, ce phénomène a fait beaucoup de dommage sur la route AIN CHIKH.

Ce travail a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, on a débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème. L'analyse numérique du talus a été faite avec codes de calcul, PLAXIS et dans le but de déterminer le coefficient de sécurité et les déplacements a permis de valider les solutions proposées pour améliorer la sécurité de l'ouvrage.

Mots clés

Glissement des terrains, talus, Méthodologie, Reconnaissance, analyse numérique, Stabilité, géologie, PLAXIS .

Abstract

The landslide are phenomena very dangerous and very complicated which depend on several reasons and factors. Widespread to wilaya of Medea, this phenomenon has caused damaging part of the road AIN CHIKH.

In this work we aim to study Geo technique the phenomenon, to this end, we started our study by basic information of the sliding land, types, properties, the causes and méthodes adopted for the calculation of this type of problem. And then we have analyzed digital for this slope by program PLAXIS and in order to account the coefficient security and travel has validate the proposed solutions to improve safety of the project.

Keywords:

Glissement des terrains, talus, Methodology, numerical analysis, Stability, geology, PLAXIS.

ملخص

انزلاق التربة من الظواهر الطبيعية الخطيرة و المعقدة تحكمها أسباب و عوامل شتى، و هي منتشرة و شائعة في ولاية المدية.

و قد تسبب انزلاق التربة ببلدية عين عرايس بإتلاف جزء من طريق عين الشيخ.

نهدف من خلال عملنا هذا إلى إجراء فحص و دراسة جيو تقنية للظاهرة ، لهذا بدأنا بعموميات حول حركات التربة و بالضبط انزلاق التربة مميزاتها ، أنواعها ، أسبابها ، أنظمة الحلول المقترحة لها و طرق حسابها.

بعد ذلك قمنا بالتحليل الرقمي لهذا المنحدر بواسطة برنامج بلاكسيس بهدف حساب معامل الأمن و الانتقال للتحقق من صحة الحلول المقترحة لتحسين و ضمان سلامة المشروع.

كلمات مفتاحية

انزلاق التربة ، المنحدر ، المنهجية ، معرفة ، دراسة رقمية ، الاستقرار ، جيولوجيا ، بلاكسيس .

TABLE DES MATIERES

PARTIE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....1

Chapitre I :Généralité sur les glissements de terrain..... 2

I.1 Définition du mouvement de terrain.....3

I.2 Types de mouvement de terrain.....3

I.2.1 Les mouvements lents et continus.....3

I.2.1.1 L'affaissement.....4

I.2.1.2 Le tassement..... 4

I.2.1.3 Le glissement de terrain 5

I.2.1.4 Le retrait-gonflement 5

I.2.1.5 Le fluage 6

I.2.1.6 Solifluxion 7

I.2.2 Les mouvements rapides et discontinus 7

I.2.2.1 Les effondrements de cavités souterraines..... 8

I.2.2.2 L'éboulement et chutes de blocs et de pierres 8

I.2.2.3 Les coulées de boues et laves torrentielles..... 9

I.2.2.4 Érosion littorale..... 9

I.3 Définition glissement de terrain..... 10

I.4 Types des glissements 10

I.4.1 Glissement plan 10

I.4.2 Glissement rotationnel 11

I.4.2.1 Glissement superficiel 12

I.4.2.2 Glissement profond 12

I.4.2.3 Glissement complexe 13

I.5 Les cause de glissement de terrain 13

I.5.1 Action et influence de l'eau 14

I.5.2 Action de la pesanteur 14

I.5.3 La nature des terrains 14

I.5.4 Les actions mécaniques externes 15

I.5.5 Actions sismiques 15

I.5.6 Action de déboisement 15

I.5.7 Actions anthropiques 16

I.6 L'eau et les risques de glissements de terrain 16

I.7 Méthodologie de l'étude des glissements de terrains……..…….....17

Chapitre II : Reconnaissance Géotechnique……..19

II.1 Définition et objectif 20

II .2 Reconnaissance du site 20

II.2.1 Collecte des informations préliminaires 20

II .2.2 Reconnaissance du site 20

II .2.3 Investigations et forages 21

II.3 Reconnaissance géologique 21

II.4 Reconnaissance géophysique 21

II.5 Reconnaissance géotechnique 22

II.5.1 Investigation géotechnique in situ 22

II.5.1.1 Les sondages mécaniques 22

II.5.1.2 Pénétromètres dynamiques (PDL) 25

II.5.1.3 Pénétromètre statique 27

II.5.2 Investigation géotechnique au laboratoire 28

II.5.2.1 Les essais d'identification 29

II.5.2.1.1 Teneur en eau naturelle 29

II.5.2.1.2 Analyse granulométrique 30

II.5.2.1.3 Les limites d'Atterberg 31

II.5.2.2 Les essais mécaniques 33

II.5.2.2.1 Les essais de cisaillement 33

II.5.2.2.2 L'essai œdométrique 34

II.5.2.2.3 L'essai triaxial 35

Chapitre III : Les méthodes de calcul des glissements des terrains 37

III.1 Méthodes Analytiques 38

III.1.1 Calcul de la stabilité 38

III.1.1.1 Notion de coefficient de sécurité 38

III.1.1.2 Calcul à la rupture (méthode classiques) 40

III.1.1.2.1 Calcul à la rupture plane..... 40

III.1.2 Méthode d'équilibre limite 41

III.1.2.1 Méthodes générale des tranches pour une surface de rupture circulaire 42

III. 1.2.2 Méthode de FELLENIUS 1927 44

III.1.2.3 Méthode de Bishop..... 46

III.1.2.4 La méthode de Janbu simplifiée (1954) 48

III.1.2.5 Méthode de Janbu généralisée..... 49

III.1.2.6 Méthodes de Morgenstern et Price 1965..... 50

III.1.2.7 Méthode de Spencer [1967] 52

III.1.2.8 La méthode de Sarma (1973) 54

III.1.3 Limitations des méthodes d'équilibre limite..... 54

III.1.4 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite. 55

III.2 Méthodes des éléments finis 59

III.2.1 Hypothèses de calcul et modèles numériques……...……59

Chapitre IV : Les Différentes techniques de confortement 61

IV.1Techniques et moyens de renforcement et de stabilisation du talus 62

IV.1. 1 Terrassements 62

IV.1.1.1 chargement en pied 62

IV.1.1.2 Le déchargement en tête 63

IV.1.1.3 Reprofilage..... 64

IV.1.1.4 Substitution totale ou partielle 64

IV.2 Le drainage 65

IV.2.1 Les tranchées drainantes 66

IV.2.2 Les éperons drainants 67

IV.2.3 Les drains subhorizontaux 67

IV.2.4 Les drains verticaux 68

IV.3 La végétation 69

IV.4 Les éléments résistants 69

IV.4.1 Les renforcements rigides 70

IV.4.1.1 Les tirants d'encrage 70

IV.4.1.2 Les colonnes ballastées 71

IV.4.1.3 Le clouage 71

IV.4.1.4 Les murs de soutènement 72

IV.4.1.5 Les palplanches 73

IV.4.2 les renforcements souples 73

IV.4.2.1 La terre armée 73

IV.4.2.2 Le pneu sol 74

IV.5 Les géotextiles 75

Chapitre V: Présentation du code de calcul " PLAXIS" 76

V. 1 Présentation de logiciel « PLAXIS ». 77

V. 2. 1 Options par défaut et solutions approchées 77

V.2. 2 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS 78

V. 2. 2. 1 Modèle élastique linéaire..... 79

V. 2. 2. 2 Modèle de Mohr-Coulomb..... 79

a) Module de Young 81

b) Coefficient de Poisson..... 82

c) Angle de frottement..... 82

d) Cohésion : 82

e) Angle de dilatance 83

Conclusion partie bibliographique :..... 84

Partie II : Analyse et modélisation d'un cas réel de glissement (AIN ARAYESSE) 85

Chapitre I: Analyse de glissement de terrain.....86

I.1 présentation de site étudie.....87

I.1.2 Situation et topographie du site.....87

I.1.3 Sismicité.....87

I.1.4 Contexte géologique régional.....88

I.2 L'investigation géotechnique.....89

I.2.1 Résultats des sondages carottés.....90

I.2.1.1Sondage au pénétromètre dynamique lourd.....90

I.2.2 Résultats des essais au laboratoire.....92

I.2.2.1 Essais physiques.....92

I.2.2.2 Essais mécaniques.....94

I.3 Analyse de la stabilité.....95

I.3 .1 La géométrie du problème.....95

I.3.2 Informations générales.....95

I.3.3 Caractéristiques des sols.....96

I.3.4 Génération du Maillage.....97

I.4 calcule de facteur de sécurité.....97

I.4.1 Les valeur des déplacements.....97

I.4.2 Valeur de facteur de sécurité.....99

I.5 CONCLUSION.....100

Chapitre II : Confortement de glissement ain arayesse.....101

II.1 Première méthode : renforcement avec le mur en gabion.....102

II.1.1 Caractéristiques techniques des gabions.....102

II.1.2 calcul du facteur de sécurité avec mise en place les gabions.....103

II.1.2.1 Valeur de facteur de sécurité Pour H = 4m.....103

II.1.2.2 Valeur de facteur de sécurité Pour H = 5m.....104

II.1.2.3 Valeur de facteur de sécurité Pour H = 6m.....106

II.1.3comparatif des résultats des gabions.....107

II.2 Deuxième méthode : renforcement avec mur de soutènement en béton armé.....108

II.2.1 calcul du facteur de sécurité avec mur de soutènement en béton armé.....108

II.2.1.1 calcul du facteur de sécurité pour h=4m.....109

II.2.1.1.1Caractéristique du mur de soutènement.....109

II.2.1.2 calcul du facteur de sécurité pour h=5m.....111

II.2.1.2.1Caractéristique du mur de soutènement.....111

II.2.1.3 calcul du facteur de sécurité pour h=6m.....113

II.2.1.3.1Caractéristique du mur de soutènement.....113

II.2.2 comparatif du résultat de mur de soutènement en béton arme.....115

II.3 comparatif du résultat des différentes méthodes de confortement.....115

II.4 CONCLUSION.....115

CONCLUSION GENERALE

Liste des figures

Figure I. 1: Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.....4

Figure I. 2: Schéma Explicatif des Phénomènes: Tassement à MEXICO.....5

Figure I. 3: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain (Durville et Sève, 1996).....5

Figure I. 4: Le retrait-gonflement.....6

Figure I. 5: Le phénomène de fluage.....6

Figure I. 6: Schémas Solifluxion.....7

Figure I. 7: Schéma des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.....8

Figure I. 8: Schéma Explicatif des Phénomènes : les éboulements, Chutes de blocs et de pierres.....8

Figure I. 9: Schéma explicatif d'Érosion littorale.....9

Figure I. 10: Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale.....9

Figure I. 11: Glissement plan.....11

Figure I. 12: Glissement rotationnel.....11

Figure I. 13: Glissement circulaire superficiel.....12

Figure I. 14: Glissement circulaire profond.....12

Figure I. 15: Glissement complexe.....13

Figure II. 1: Exemple schématique d'un sondage carotté 23

Figure II. 2: Modèle d'une feuille de sondage 24

Figure II. 3: schéma des différents types de Pénétromètres 25

Figure II. 4: Exemple d'une feuille de profil de pénétration dynamique. 26

Figure II. 5: Pénétromètre statique. 28

Figure II. 6: une série de tamis 30

Figure II. 7: Schéma d'appareille de Casagrande. 31

Figure II. 8: Exemple d'une feuille de profil de rapport d'essai limites d'Atterberg..... 32

Figure II. 9: La boite de Casagrande. 33

Figure II. 10: Schéma de l'essai œdométrique..... 34

Figure II. 11: Principe de l'oedométre 35

Figure II. 12: L'essai triaxial.....35

Figure III. 1: Glissement plan (équilibre d'un bloc). 40

Figure III. 2: La masse du talus découpé en tranches 42

Figure III. 3: Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS. 44

Figure III. 4: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP. 46

Figure III. 5: Représentation des forces sur une tranche..... 48

Figure III. 6: Représentation des forces sur une tranche. 49

Figure III. 7: Représentation des forces sur une tranche..... 50

Figure III. 8: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode

MORGENSTERN Price..... 51

Figure III. 9: Résultante des forces parallèles 52

Figure III. 10: Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER. 53

Figure III. 11: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER……..……..53

Figure. IV. 1: Schéma chargement en pied 63

Figure. IV. 2:Schéma déchargement en tête..... 63

Figure. IV. 3:Schéma de reprofilage 64

Figure. IV. 4:Schéma de substitution 65

Figure. IV. 5: Tranchées drainantes 66

Figure. IV. 6:Schéma d'éperons drainants 67

Figure. IV. 7:Les drains subhorizontaux 68

Figure. IV. 8:L'implantation des plantes dans un talus. 69

Figure. IV. 9: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté..... 70

Figure. IV. 10: Schéma de principe d'une colonne ballastée 71

Figure. IV. 11: Un versant stabilisé par clouage 72

Figure. IV. 12: Mur de soutènement 72

Figure. IV. 13: Paroi de palplanche..... 73

Figure. IV. 15: Le pneu sol 74

Figure. IV. 14: Principe de la technique terre armée. 74

Figure. IV. 16: Coupe montrant la Mise en œuvre du géotextile. 75

Figure. V. 1: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....80

Figure. V. 2: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0.....80

Figure. V. 3: Définition du module à 50 % de la rupture.....81

Figure I. 1: le site étudie 87
Figure I. 2:carte de zonage sismique 88
Figure I. 3:Implantation des essais in - situ réalisés 89
Figure I. 4: Photo de l'essai au sondage 90
Figure I. 5: Photo de l'essai au pénétromètre dynamique 91
Figure I. 6:diagrammes pénétromètriques 91
Figure I. 7: Géométrie du problème 95
Figure I. 8: Génération du maillage 97
Figure I. 9: Les déplacements totaux 97
Figure I. 10: Les déplacements horizontaux 98
Figure I. 11: Les déplacements verticaux 98
Figure I. 12:Des informations sur le calcul 99

Figure II. 1:cage de gabion 102
Figure II. 2: les caractéristiques de chaque couche avec gabion 103
Figure II. 3: déplacement de talus avec gabion 103
Figure II. 4:courbe de Fs avec gabion 104
Figure II. 5: les caractéristiques de chaque couche avec gabion2 104
Figure II. 6: déplacement de talus avec gabion2 104
Figure II. 7:courbe de Fs avec gabion2 105
Figure II. 8: les caractéristiques de chaque couche avec gabion3 106
Figure II. 9: déplacement de talus avec gabion3 106
Figure II. 10:courbe de Fs avec gabion3 107
Figure II. 11: schéma de mur de soutènement 108
Figure II. 12: La géométrie du mur de soutènement.1 109
Figure II. 13: déplacement totaux avec mur de soutènement.1 110

Figure II. 14: Courbe de FS avec mur de soutènement.1 110

Figure II. 15: La géométrie du mur de soutènement. 2 111

Figure II. 16: déplacement totaux avec mur de soutènement. 2 112

Figure II. 17: Courbe de FS avec mur de soutènement.2 112

Figure II. 18: La géométrie du mur de soutènement.3 113

Figure II. 19: déplacement totaux avec mur de soutènement.3 114

Figure II. 20: Courbe de FS avec mur de soutènement.3 114

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Méthodologie de l'étude des glissements de terrains.....18

Tableau III. 1: différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE……....39

Tableau III. 2: Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses….56

Tableau 1. 1:Résultats des essais au laboratoire(himidité) 92

Tableau 1. 2:Résultats des essais au laboratoire (Granulométrie).....93

Tableau 1. 3:Résultats des essais au laboratoire(Limites d'Atterberg).....93

Tableau 1. 4:Essais de compressibilité à l'oedomètre 94

Tableau 1. 5: Essais de cisaillement direct (Boite de Casagrande).....94

Tableau 1. 6: les unités de calcul.....95

Tableau 1. 7: le modèle de calcul. 95

Tableau 1. 8: les dimensions de talus. 96

Tableau 1. 9: les caractéristiques des matériaux 96

Tableau II. 1:récapitulatif des résultats de gabion.....107

Tableau II. 2:Caractéristique du mur de soutènement.1.....109

Tableau II. 3:Caractéristique du mur de soutènement2.....111

Tableau II. 4:Caractéristique du mur de soutènement.3.....113

Tableau II. 5: récapitulatif des résultats de mur de souténement 115

Tableau II. 6: comparatif des résultats 115

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les problèmes de stabilité de pente, en relation avec les variations de teneur en eau (liées à une pluviométrie variable), peuvent être à l'origine d'importants dégâts. Ils affectent les versants naturels ainsi que les talus artificiel, et constituent une menace pour les ouvrages et les zones d'habitation. Parfois, les moyens actuels ne permettent qu'un prognostic souvent imprécis. En effet, il n'est pas rare d'observer certains talus très raides qui sont stables et on se demande ce qui les fait réellement tenir. Dans le cas contraire, on assiste à certains talus qui glissent d'une façon inattendue. Les actions en cours portent donc sur l'amélioration de la prédiction, avec le développement d'outils d'analyse et de modélisation plus performants.

La sécurité d'un talus dépend de nombreux facteurs, notamment :

- De l'inclinaison de la pente ;
- De la hauteur du talus ;
- De la position de la nappe aquifère ;
- Des surcharges statiques et dynamiques ;
- Des propriétés et la nature de terrain ;
- etc……..

Les glissements de terrains au nord de l'Algérie sont comptés parmi les risques naturels les plus fréquents, dans la mesure où les facteurs géodynamiques internes des terrains instables et externes (reliefs escarpés, terrains fragiles, climat contrasté) le favorisent.

Dans la wilaya de Médéa et vu sa morphologie montagneuse caractérisé par des site instable a été l'objet d'énormes glissements de terrain.

Le travail présenté se divise en deux parties **:**

— La première partie, est consacrée à l'étude bibliographique ; Dans cette partie , on a exposé les notions théoriques liées aux mouvements de terrains, les causes de

glissement de terrain, méthodologie à suivre pour l'étude d'un glissement de terrain , les méthodes de calcul de stabilité et les différentes techniques de confortement en pratique .

— La deuxième partie, est consacrée à l'analyse et la modélisation numérique avec étude paramétrique de la stabilité des terrains en pentes maniant le logiciel « PLAXIS », ainsi que la vérification des solutions de confortement proposés et à la conception et le dimensionnement des solutions de renforcement.

Le travail se termine par une conclusion générale.

PARTIE I :

ETUDE

BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I :

Généralité sur les glissements de terrain

I.1 Définition du mouvement de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme…etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,…etc.).

Ce phénomène comprend diverses manifestations: lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et des leurs structures.

Les principaux critères de classement des mouvements de terrain sont :

- La géométrie (hauteur de chute, la pente moyenne et le volume en déplacement).

- La vitesse du mouvement.

I.2 Types de mouvement de terrain

Les mouvements de terrain sont classées en deux catégories deux distingués : «***Les mouvements lents et les mouvements rapides*** **»** seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme, leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes, les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.[1]

I.2.1 Les mouvements lents et continus

Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme.

Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions, ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose.

I.2.1.1 L'affaissement

L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes.

Dans certains cas il peut être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments, cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes parfois, Traversâtes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres.

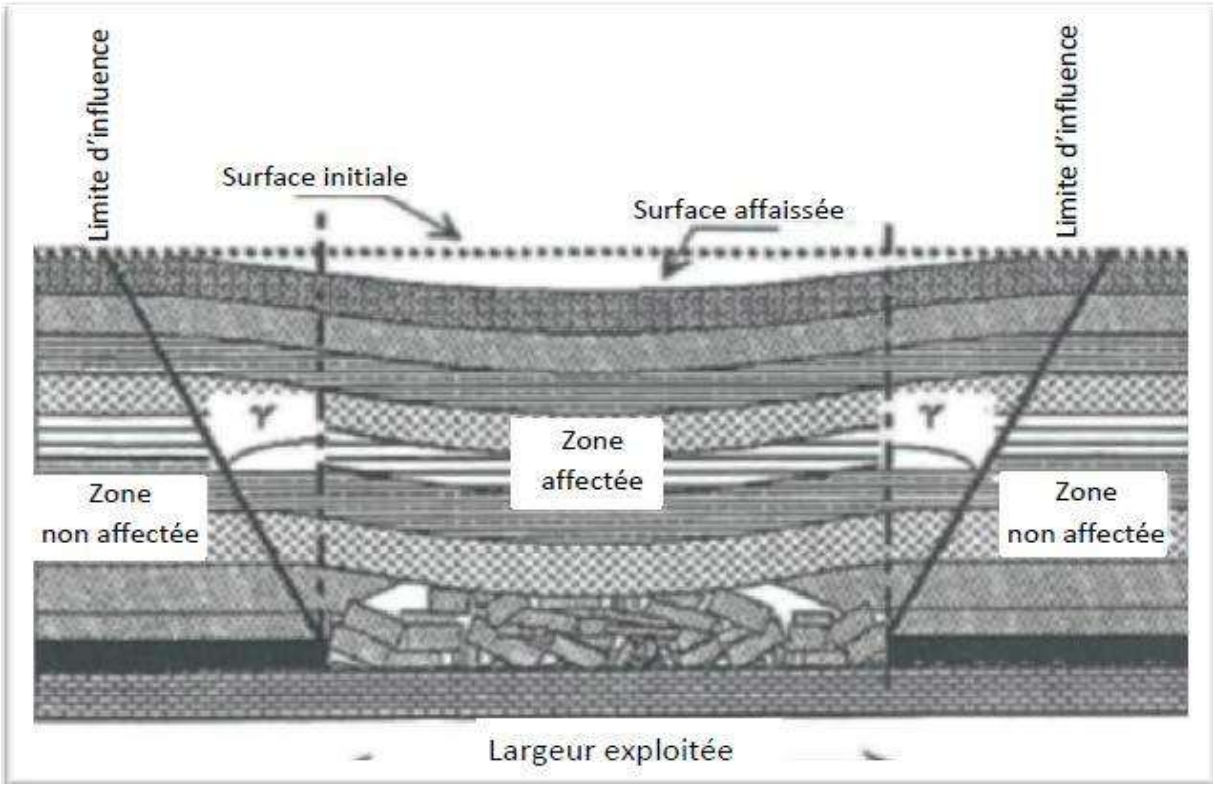


Figure I. 1: Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre

I.2.1.2 Le tassement

Le tassement c'est une diminution de volume des sols, sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement.

Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico,

construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).



Figure I. 2: Schéma Explicatif des Phénomènes: Tassement à MEXICO

I.2.1.3 Le glissement de terrain

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels, les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.

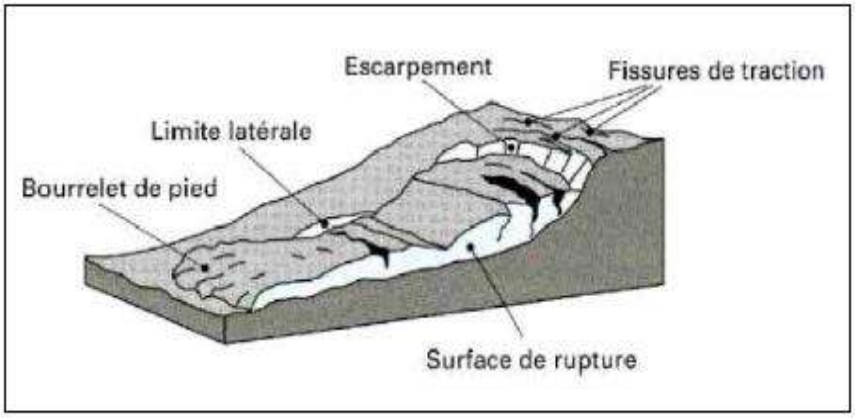


Figure I. 3: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain (Durville et Sève, 1996)

I.2.1.4 Le retrait-gonflement

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraine un tassement irrégulier du sol en surface (retrait).

A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

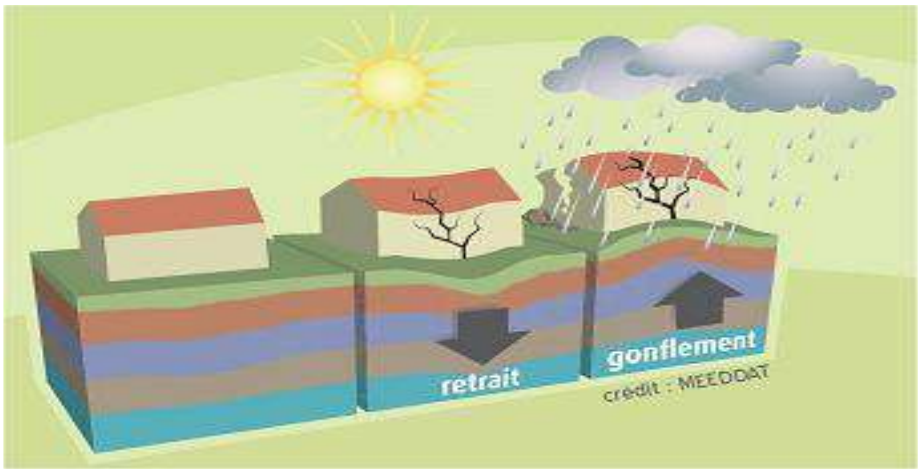


Figure I. 4: Le retrait-gonflement

I.2.1.5 Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. [1]

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture, ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

La figure ci-après montre le mécanisme du phénomène de fluage.

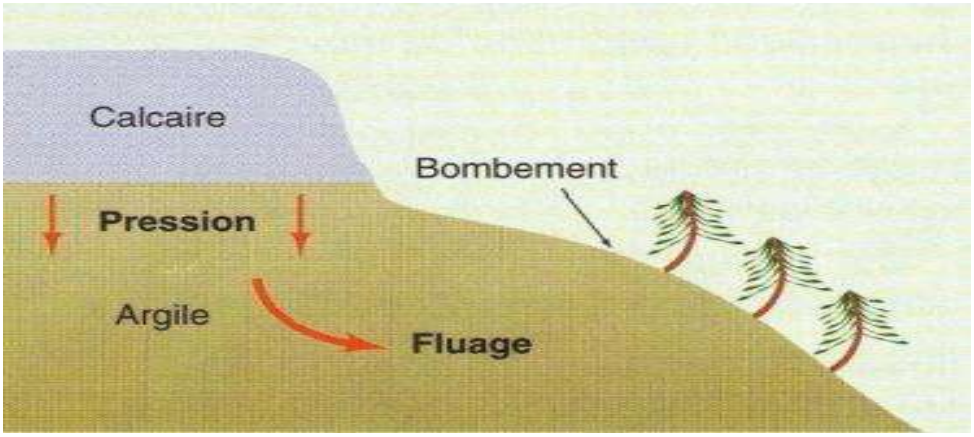


Figure I. 5: Le phénomène de fluage

I.2.1.6 Solifluxion

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles, elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

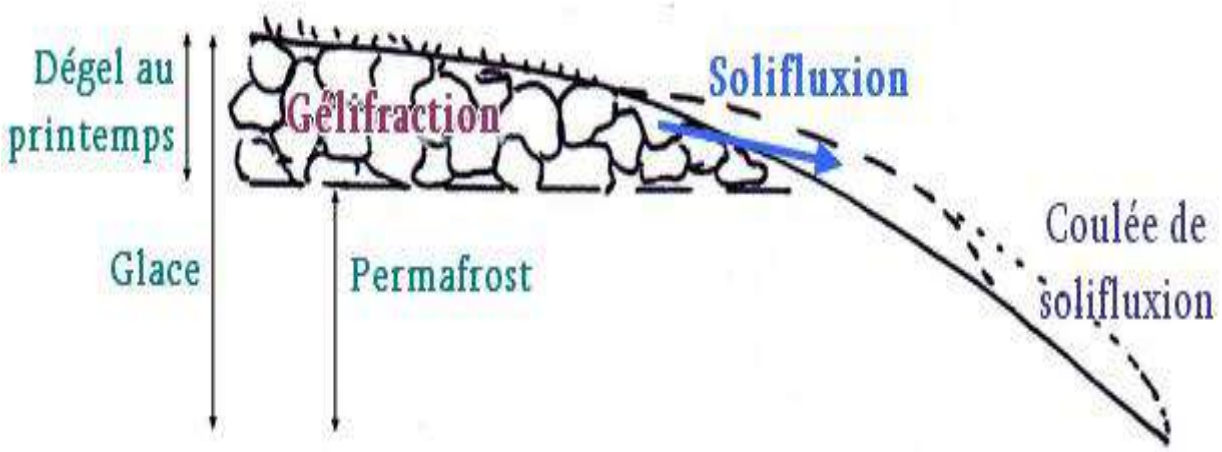


Figure I. 6: Schémas Solifluxion

I.2.2 Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine, ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques, ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication…etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

I.2.2.1 Les effondrements de cavités souterraines

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.



Figure I. 7: Schéma des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.

I.2.2.2 L'éboulement et chutes de blocs et de pierres

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume <1dm^3), des chutes de blocs (volume > 1dm^3), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m^3).



Figure I. 8: Schéma Explicatif des Phénomènes : les éboulements, Chutes de blocs et de pierres

I.2.2.3 Les coulées de boues et laves torrentielles

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse, ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

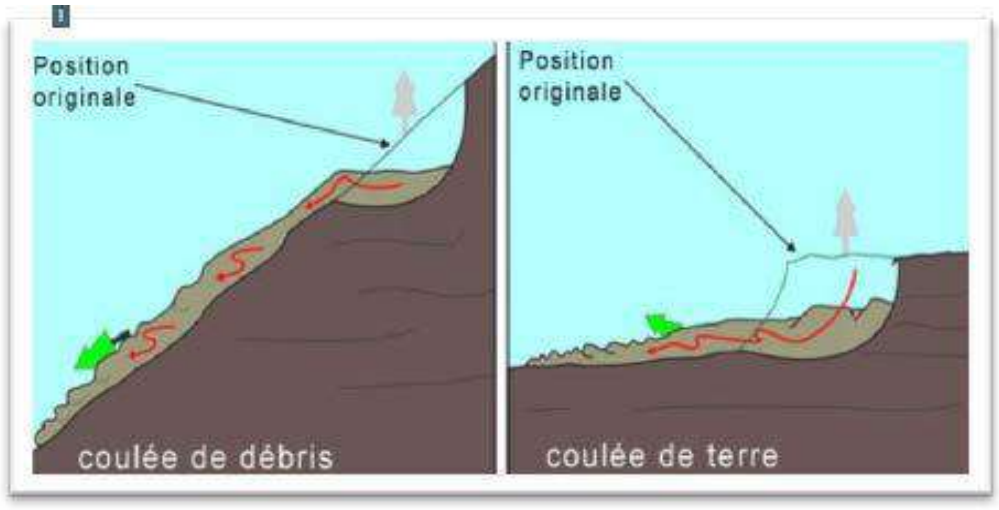


Figure I. 9: Schéma explicatif d'Érosion littorale

I.2.2.4 Érosion littorale

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses.

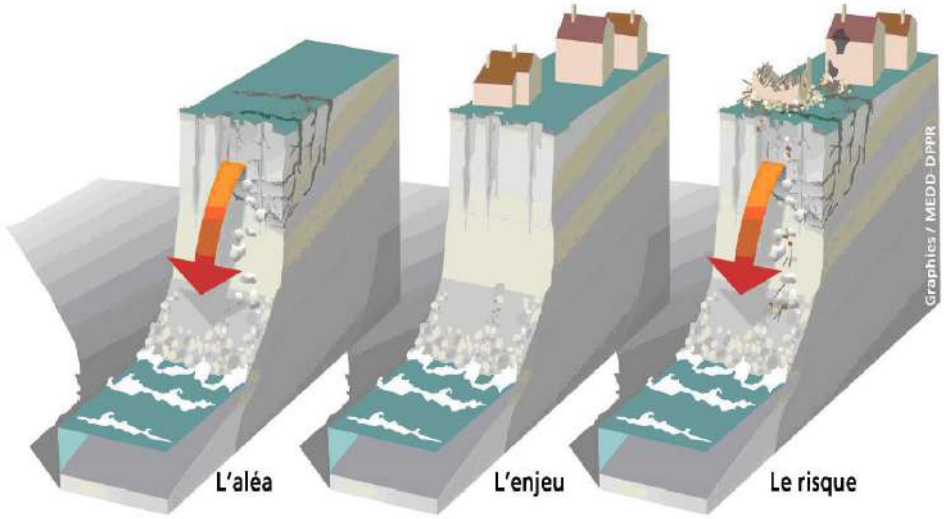


Figure I. 10: Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale.

I.3 Définition glissement de terrain

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles, ou rocheux le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante.

Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, des forces extérieures (hydraulique, ou sismique), ou d'une modification des conditions aux limites.

Il peut affecter seulement les couches les plus superficielles (solifluxion), ou être profond.

Le déplacement reste plus ou moins lent (quelques mm à quelques dm par an) et peut aussi s'accélérer, jusqu' à la rupture. [2]

I.4 Types des glissements

Les glissements de terrain apparaissent préférentiellement le long de surfaces planes et dans tous types de matériaux.

Ils correspondent au déplacement dune masse de terrais meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque).

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissement :[2]

I.4.1 Glissement plan

Le mouvement est une translation sur un palan incliné plus ou moins régulier.

Il peut être :

- Glissement d'une couche mince de caractéristique médiocre sur un substratum, une telle couche est appelé : couche savon.
- Glissement par extension d'une couche peu résistante.
- Glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau ‘’lubrification’’ (limons sur argile par exemple).

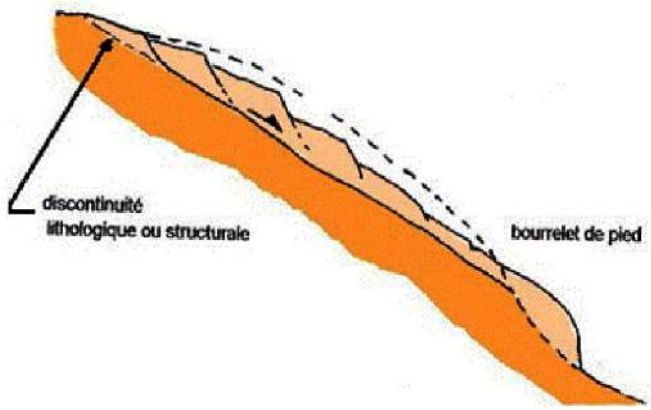


Figure I. 11: Glissement plan

Dans ce cas la limite entre le fluage peut être mal définie.

I.4.2 Glissement rotationnel

Les matériaux en mouvement basculent le long d'une surface qui peut être rapprochée d'une surface cylindrique.

Ce glissement se produit dans les sols homogènes ou les discontinuités géologiques sont absentes, ou insuffisantes pour influencer notablement la forme et la position de la surface de glissement, celle_ ci est concave, à pente forte vers le haut du versant et aplatie vers le bas d'où des appellations comme '' fauteuil'' ou'' cuillère '' faisant référence au profil et à la forme générale.

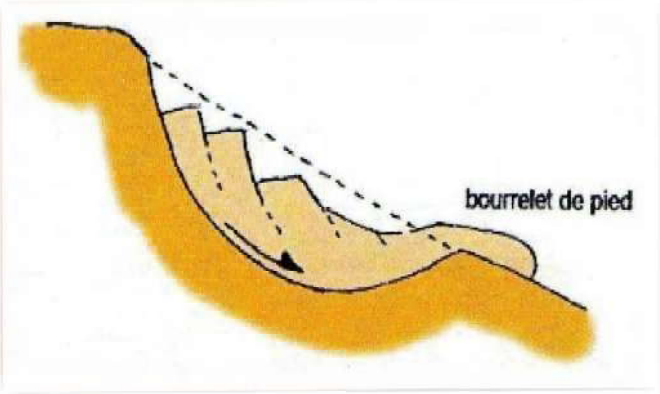


Figure I. 12: Glissement rotationnel

Le glissement rotationnel peut être superficiel ou profond.

I.4.2.1 Glissement superficiel

Les deux cas les plus fréquents sont :

a- Glissement circulaire de crête (tête).

b-Glissement circulaire de pied

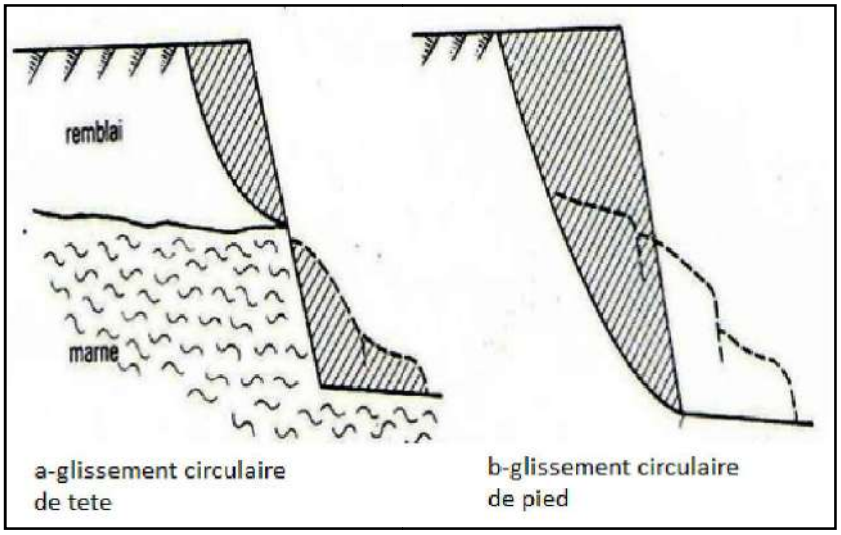


Figure I. 13: Glissement circulaire superficiel

I.4.2.2 Glissement profond

Il appariade dans les remblais sur sol mou .ou quand le cercle de rupture est tangent au substratum lorsque ce dernier n'est pas profond.

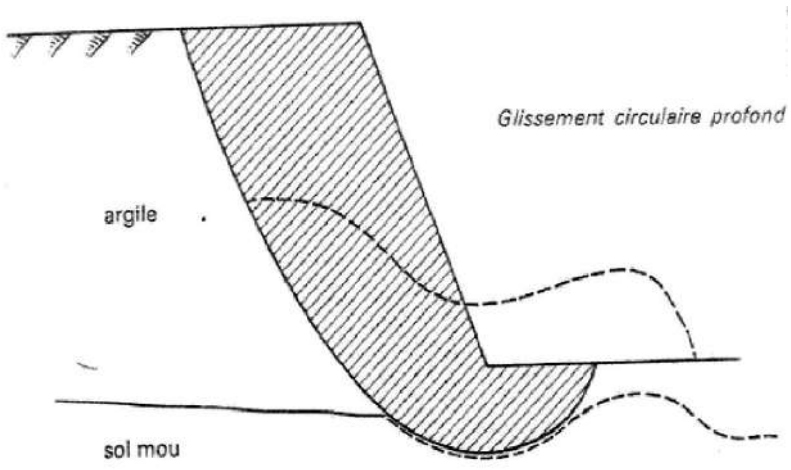


Figure I. 14: Glissement circulaire profond

I.4.2.3 Glissement complexe

Les gisements complexes, ont souvent une surface de rupture non circulaire, et par fois quelconque.

Ces ruptures peuvent avoir différentes causes :

- Anisotropie de structure.
- Anisotropie mécanique.
- Caractéristiques mécaniques variantes en profondeur.
- Suppression d'une butée de pied entrainant une rupture régressive ou effondrant.

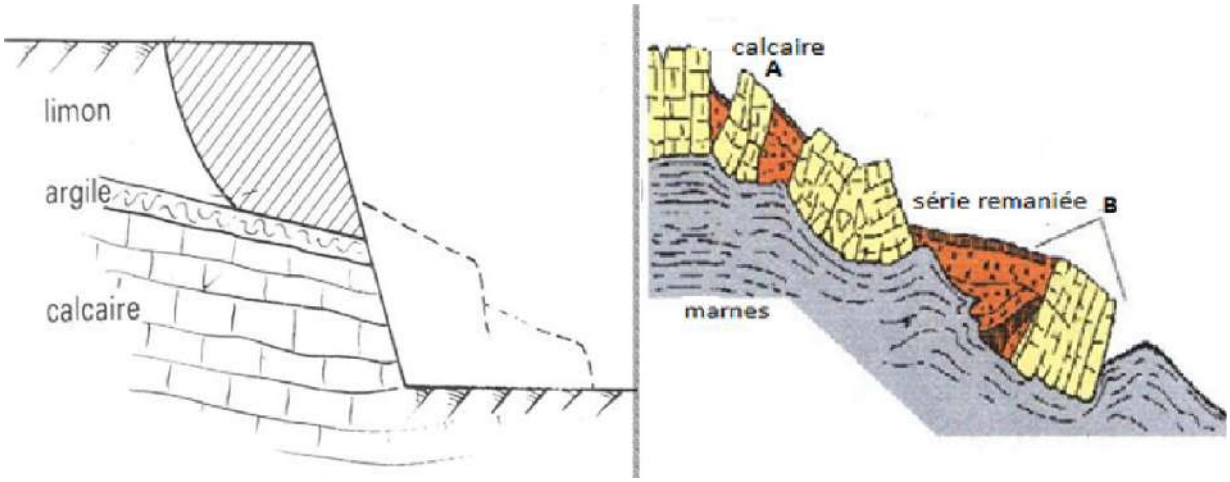


Figure I. 15: Glissement complexe

I.5 Les cause de glissement de terrain

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement, soit à la suite : [3]

I.5.1 Action et influence de l'eau

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités.

Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

I.5.2 Action de la pesanteur

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement, la stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes, on parle du facteur de sécurité (F_s). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre. Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture, l'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied.

I.5.3 La nature des terrains

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente, la très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son

comportement, la prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes.

I.5.4 Les actions mécaniques externes

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, peuvent avoir des conséquences sur la stabilité des terrains.

- Suppression de la butée de pied de versant.

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

- Par terrassement.
- Par affouillement ou érosion régressive : exemple Bardo.
- Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.

-Implantation des surcharges sur un versant.

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse...etc.), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier…etc.

Lorsqu'elles sont placées en haute ou à mi- pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine d'un glissement de terrain.

A l'inverse, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

I.5.5 Actions sismiques

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.

Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

I.5.6 Action de déboisement

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment, l'apparition de glissement de terrain.

Il désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines
- Le drainage par évapotranspiration
- La rétention des eaux de pluie : l'eau retenue par des feuilles et la couverture du sous-bois.
- La protection contre l'érosion.

I.5.7 Actions anthropiques

L'action anthropique qui influe sur l'aléa : lors des chantiers de construction, les opérations de terrassements peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou bien augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement.

I.6 L'eau et les risques de glissements de terrain

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance.

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants: glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

-Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau: cet effet est le plus souvent mineur;

- Changement de comportement rhéologique: le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente. Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ;

- Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine.

La lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain, la connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant.

Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes. L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage. Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe, pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfait.

I.7 Méthodologie de l’étude des glissements de terrains

Les différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l’analyse de stabilité (paramètres géométriques, hydrauliques et mécaniques) constituent la première phase de l’étude d’un glissement; c’est la phase de la reconnaissance préliminaire et les investigations géotechniques, cette première étape se traduit par la modélisation du versant.

On peut alors passer à la deuxième phase de l'étude qui est l'analyse de stabilité et qui permet d'expliquer les causes des glissements ou de quantifier un degré de stabilité.

La dernière phase de l'étude consiste alors à définir le principe d'un confortement et d'analyser et suivre son efficacité sur le terrain. [3]

Phase d'étude	Nature des opérations
Reconnaissance et Etudes géotechniques	Etude en surface du site et des désordres Sondages et essais in situ dons des profils de la zone en mouvement Dispositifs de détection des mouvements en surface et en profondeur Mesure de la pression interstitielles notamment prés de la surface de glissement Essai en laboratoir Implantation de dispositif de mesure et de surveillance complémentaires Campagne complémentaire, si besoin
Analyse de stabilité	Etablissement d'un profil de calcul (Géométrie, hydraulique, caractéristiques géotechniques) Détermination de la cinématique des mouvements Calcul de stabilité et Explication de la rupture Résultats des Mesures de déplacements
Définition d'un confortement	Calage des caractéristiques au moment de la rupture : F = 1 Analyse de l'influence des différents Paramètre du calcul de stabilité Choix d'une solution Travaux Surveillance

Tableau I. 1: Méthodologie de l'étude des glissements de terrains.

Chapitre II :

Reconnaissance

Géotechnique

II.1 Définition et objectif

C'est une étude in situ comme elle peut être en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des sols.

Elle à comme but de donner les éléments nécessaires pour l'étude de tous travaux de géotechnique.

II .2 Reconnaissance du site

Pour une reconnaissance du site il y a trois étapes indispensables :

- Collecte des informations préliminaires.
- Reconnaissance du site.
- Investigations et forages.

II.2.1 Collecte des informations préliminaires

C'est l'étape où on débute par recueillir toutes types d'informations disponible sur le site et ceux grâce à :

- Carte géologique.
- Carte topographique.
- Etudes géotechniques effectuée dans le voisinage.

II .2.2 Reconnaissance du site

Dans cette partie l'ingénieure doit effectuer une inspection visuelle du site pour déterminer sa nature : (type de végétation, la topographie générale du site, type de constructions avoisinantes…).

II .2.3 Investigations et forages

Profondeur et nombre de forage :

Il faut planifier :

- Les profondeurs de forage.
- Le type d'essai à effectuer soit sur le site ou dans un laboratoire.
- Le nombre d'échantillons nécessaire.
- Le nombre de forage qui dépend de :
  - Nature de terrain.
  - Dimensions de terrain.
  - Coût de projet.

II.3 Reconnaissance géologique

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement « friche »de sol il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous_ couches la reconnaissance peut s'effectuer a' l'aide de sondages dont certains exemples sont décrits au paragraphe de la reconnaissance géotechnique . IL sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages. [4]

II.4 Reconnaissance géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques : [4]

- Magnétiques
- Prospection électrique
- Prospection sismique
- Prospection gravimétrique

II.5 Reconnaissance géotechnique

II.5.1 Investigation géotechnique in situ

II.5.1.1 Les sondages mécaniques

Les sondages représentent la partie la plus coûteuse d'une opération de reconnaissance, il convient donc d'en prévoir le mode d'exécution, le nombre et l'implantation de la façon la plus judicieuse, et d'en faire une exploitation maximale, l'objectif étant de mettre en évidence les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques d'un site par l'élaboration de cartes et profils, et par l'expression chiffrée de ces caractéristiques à l'aide d'essais appropriés. Ils sont destinés à l'acquisition de données. Les paramètres sont enregistrés soit sur cassettes soit sur diagrammes directement exploitables sur le chantier.

Liste des paramètres non exhaustive:

* La vitesse instantanée d'avancement V.I.A.

* La pression sur l'outil P.O.

* Le couple de rotation C.R.

* La pression de frappe P.F.

* Le temps



Figure II. 1: Exemple schématique d'un sondage carotté

L'appareil permet après étalonnage sur un sondage carotté ou à la tarière et interprétation des enregistrements, de retrouver et situer avec précision les différentes couches traversées, de détecter les hétérogénéités à l'intérieur d'une même couche, de localiser les cavités ou les blocs.

- **Feuille de sondage :**

Pour chaque sondage, on établit une fiche où sont consignées toutes les données:

Identification de la campagne, type de machine, outils utilisés, diamètres des tubages, vitesses d'avancement, venues ou pertes d'eau, pourcentage de récupération, description des terrains rencontrés autant que le mode de formation le permet, équipement du sondage (cotes du/ou des piézomètres, tensiomètre), diagraphie éventuelle.

Ce document (figure II.2) est distinct du carnet du foreur. De plus, dans la mesure où la reconnaissance doit aider à mettre en lumière une structure géologique, la présence et l'influence de nappes dans les aquifères profonds, etc., il faudra parfois implanter des sondages nettement en dehors du tracé et les pousser jusqu'à des profondeurs allant bien au-delà de la fondation du projet.

Par exemple, recherche de cavités ou de failles profondes susceptibles d'influencer l'ouvrage ultérieurement.

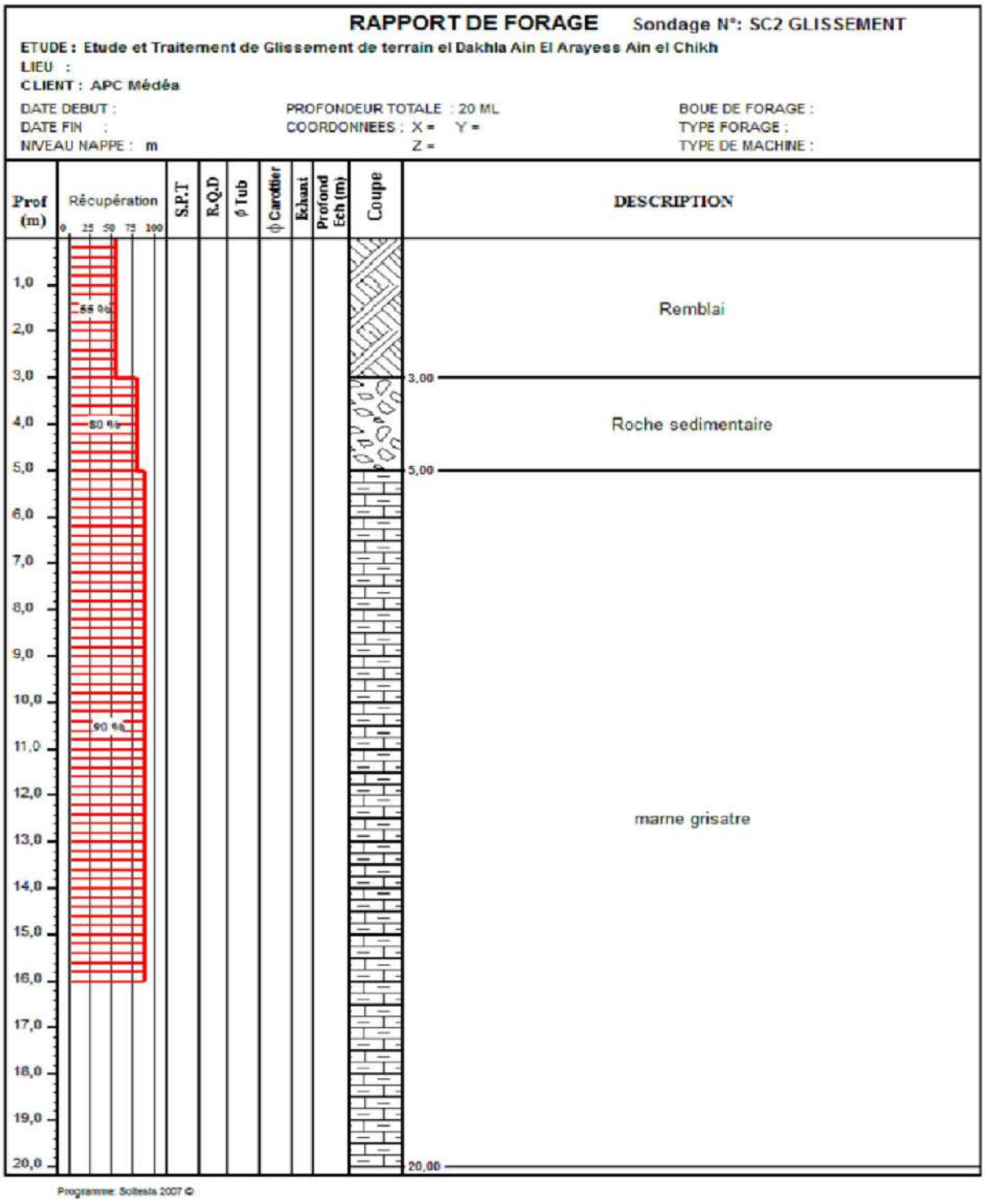


Figure II. 2: Modèle d'une feuille de sondage

II.5.1.2 Pénétromètres dynamiques (PDL)

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges (figure II.1).

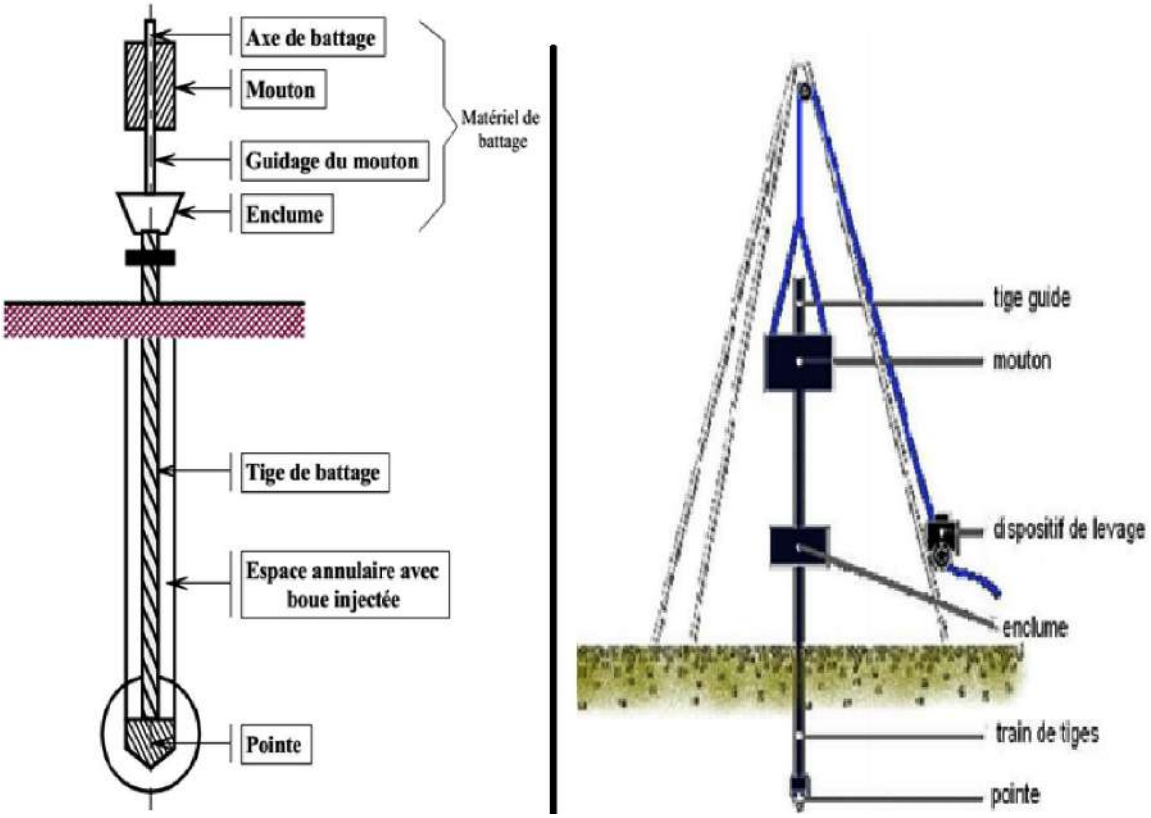


Figure II. 3: schéma des différents types de Pénétromètres

L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante. La pointe débordant par rapport au train de tiges, il se crée un espace annulaire entre ce train de tiges et le sol.

Un sondage au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer l'appareil dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée, en général limitée par la capacité de pénétration de l'appareil lui-même.

L'opérateur relève le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de profondeur fixé, en général 10 cm. On peut ensuite tracer le profil de résistance du sol correspondant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe.

- **Interprétation et domaine d'utilisation des pénétromètres dynamiques :**

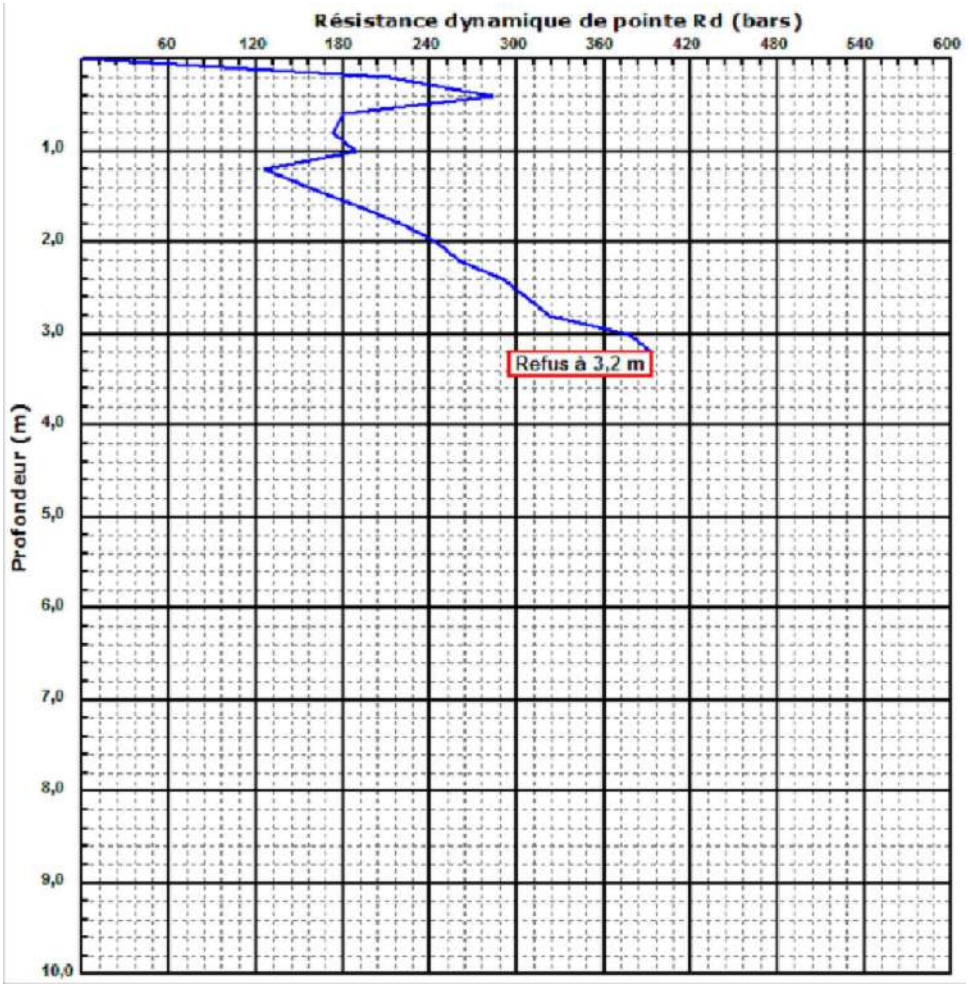


Figure II. 4: Exemple d'une feuille de profil de pénétration dynamique.

Les résultats obtenus au pénétromètre dynamique à cône sont généralement présentés de trois façons différentes en fonction de la profondeur :

- Soit par le nombre de coups, $\boldsymbol{Nr}$ pour un enfoncement donné.

- Soit par la résistance dynamique unitaire,r_d calculée partir d'une des nombreuses formules de battage.

- Soit par la résistance dynamique de pointe, déduite de la formule des Hollandais :

$$[\ q_d = \frac{M}{e(M+M')} \frac{MgH}{A}\ ] \quad \text{..... (II.1)}$$

Où

M : est le poids du mouton.

M': Le poids des parties frappées (enclume placée en tête du train de tiges et sur laquelle s'exercent les chocs, train de tiges et pointe).

H: La hauteur de chute du mouton.

e : L'enfoncement moyen par coup.

A: La section droite de la pointe.

g : L'accélération due à la pesanteur.

Pour une reconnaissance de sols, l'essai au pénétromètre dynamique doit fournir une résistance dynamique unitaire de pointe qui puisse caractériser parfaitement une tranche de sol sans que ce résultat soit influencé par les couches de sols sus-jacentes, avec une pointe débordante et une injection de boue, il est possible d'effectuer des essais au pénétromètre dynamique dans les sols cohérents et pulvérulents, quelle que soient leur consistance et leur compacité.

II.5.1.3 Pénétromètre statique

Cet appareil a été imaginé par les Hollandais en 1932 et permet de réaliser des essais de poinçonnement du sol en place, de mesurer séparément et de manière continue (tous 25 cm par exemple) la réaction du sol sous pointe (c'est-à-dire l'effort de pointe qui provoque le poinçonnement du terrain) et le frottement latéral (ou la poussée du sol sur les parois du tubage) en enregistrant l'effort total d'enfoncement de l'ensemble de l'appareil (tous les mètres par exemple).

Dans ce cas l'enfoncement lent de la tige (à une vitesse de 10 à 60 cm/min) s'effectue à l'aide d'un vérin et la conception de l'appareil permet de mesurer séparément la résistance à la pointe et le frottement latéral.

Où :

1- Tête de mesure.

2- Vérin de poussé.

3- Pression.

4- Terrain naturel.

5- Châssis.

6- Ancrage.

7- Pompes.

8- Tiges de poussé.

9- Manchon permettant la mesure du frottement latéral.

10- Pointe mobile pour la mesure de résistance du terrain.

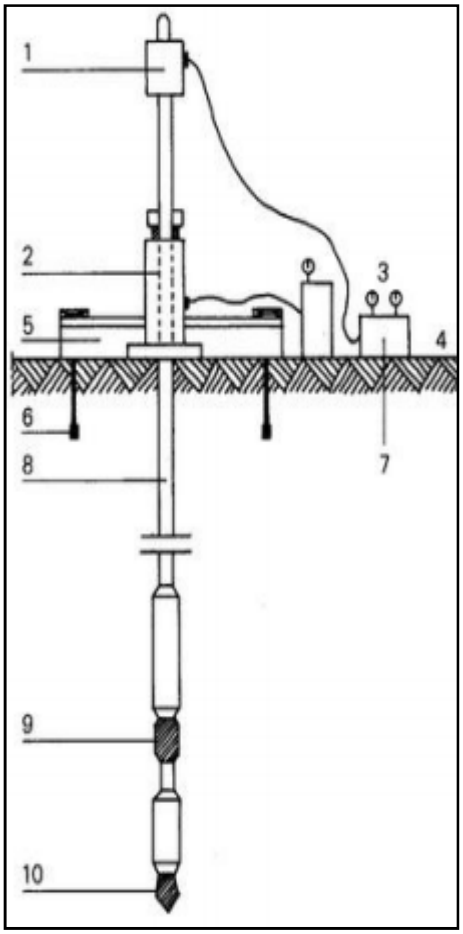


Figure II. 5: Pénétromètre statique.

II.5.2 Investigation géotechnique au laboratoire

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories:

— les essais d'identification et classification de sol ;

— les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols ;

II.5.2.1 Les essais d'identification

Les essais d'identification et classification des sols en laboratoire, ont pour but de confirmer et/ou de compléter l'identification et la dénomination provisoire des sols effectués sur site.

II.5.2.1.1 Teneur en eau naturelle

Elle définit le rapport en « % » du poids d'eau «W_w» que le sol contient au poids «W_d» de ses éléments secs. [4]

L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant « 24 » heures à l'étuve à «105°C» : W=teneur en eau du sol(%), M_{ht}=Masse du récipient et du sol humide (g),

M_{st}= Masse du récipient et du sol sec (g), M_t= Masse du récipient (g)

$$W=\frac{w_w}{w_d}=\frac{(M_{ht}-M_{st})}{(M_{st}-M_t)} \times 100 \qquad \text{…….. (II.2)}$$

❖ **But de l'essai** :

Le but de cet essai est de déterminer expérimentalement au laboratoire de certaines caractéristiques physiques des sols. Il s'agit de la teneur en eau et des densités (densité humide et densité sèche).

La connaissance de ces caractéristiques permet de déduire l'ensemble des paramètres des caractéristiques physiques des sols.

❖ **Principe de l'essai :**

On utilise le principe de la poussé d'Archimède. En effet, on mesure le volume d'eau déplacé hors de l'introduction d'un certain poids de sol sec. La connaissance du

poids des grains solides et de leur volume permet de calculer le poids volumique des grains solides.

II.5.2.1.2 Analyse granulométrique

L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions.

❖ **But de l'essai :**

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon.

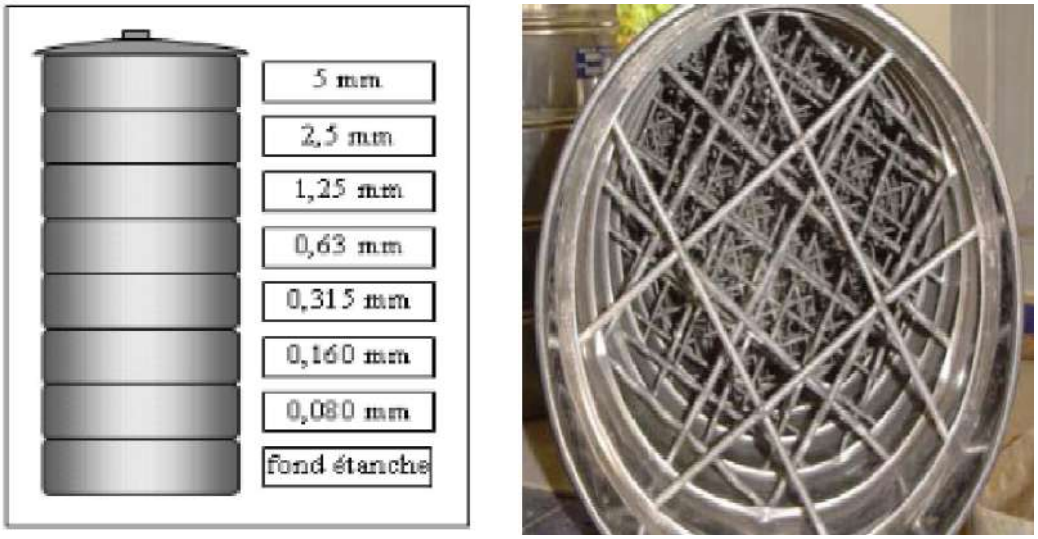


Figure II. 6: une série de tamis

a) Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80µm :

❖ **Principe de l'essai :**

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Elle s'effectue :

b) Par sédimentométrie pour les grains plus fins :

L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau. La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

II.5.2.1.3 Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques permettant d'identifier un sol et à caractériser son état grâce à son indice de consistance.

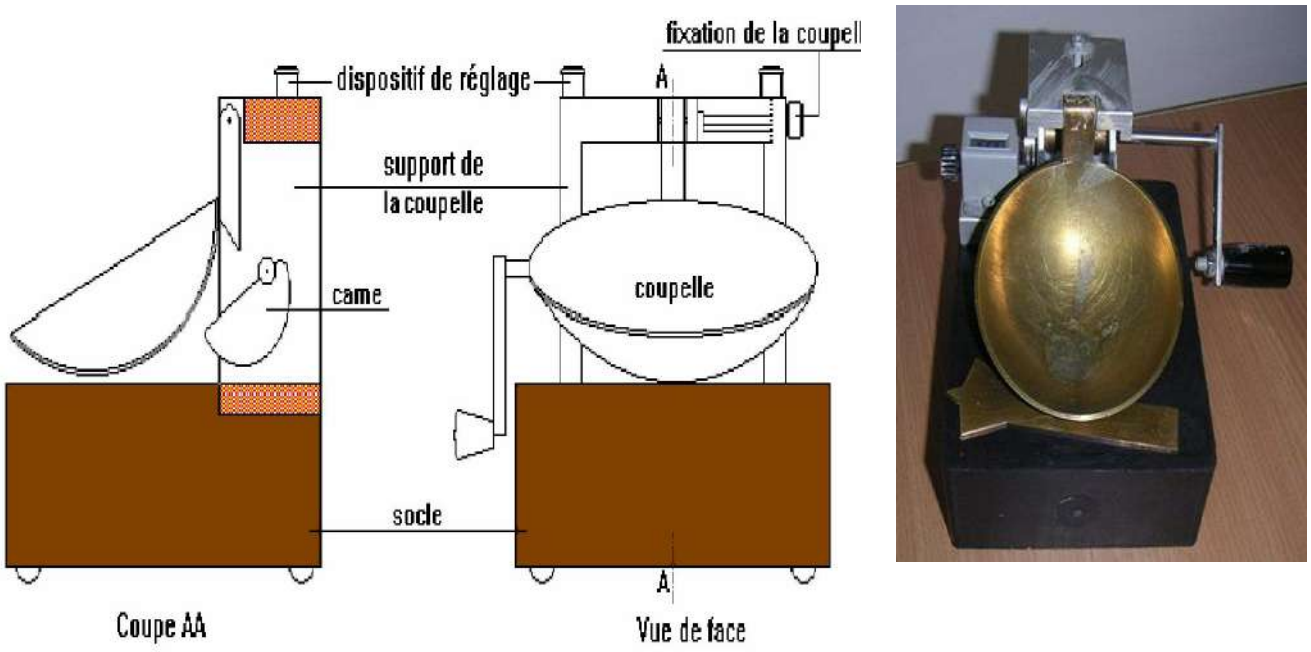


Figure II. 7: Schéma d'appareille de Casagrande.

❖ **But de l'essai :**

Ces limites ont donc pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre les états liquide, solide et plastique ; l'état d'humidité du sol étant exprimé par sa teneur en eau. Les limites d'Atterberg sont:

- La limite de liquidité W_L qui traduit le passage entre l'état liquide et plastique.
- La limite de plasticité W_P traduisant le passage entre l'état plastique et solide.
- La limite de retrait W_r correspond au passage de l'état solide sans retrait et celle avec retrait.Ces limites permettent de calculer l'indice de plasticité noté I_p,

($I_p = W_L - W_P$) ; Ainsi que l'indice de consistance I_c. ($I_C = (W_L - W)/I_P$) .

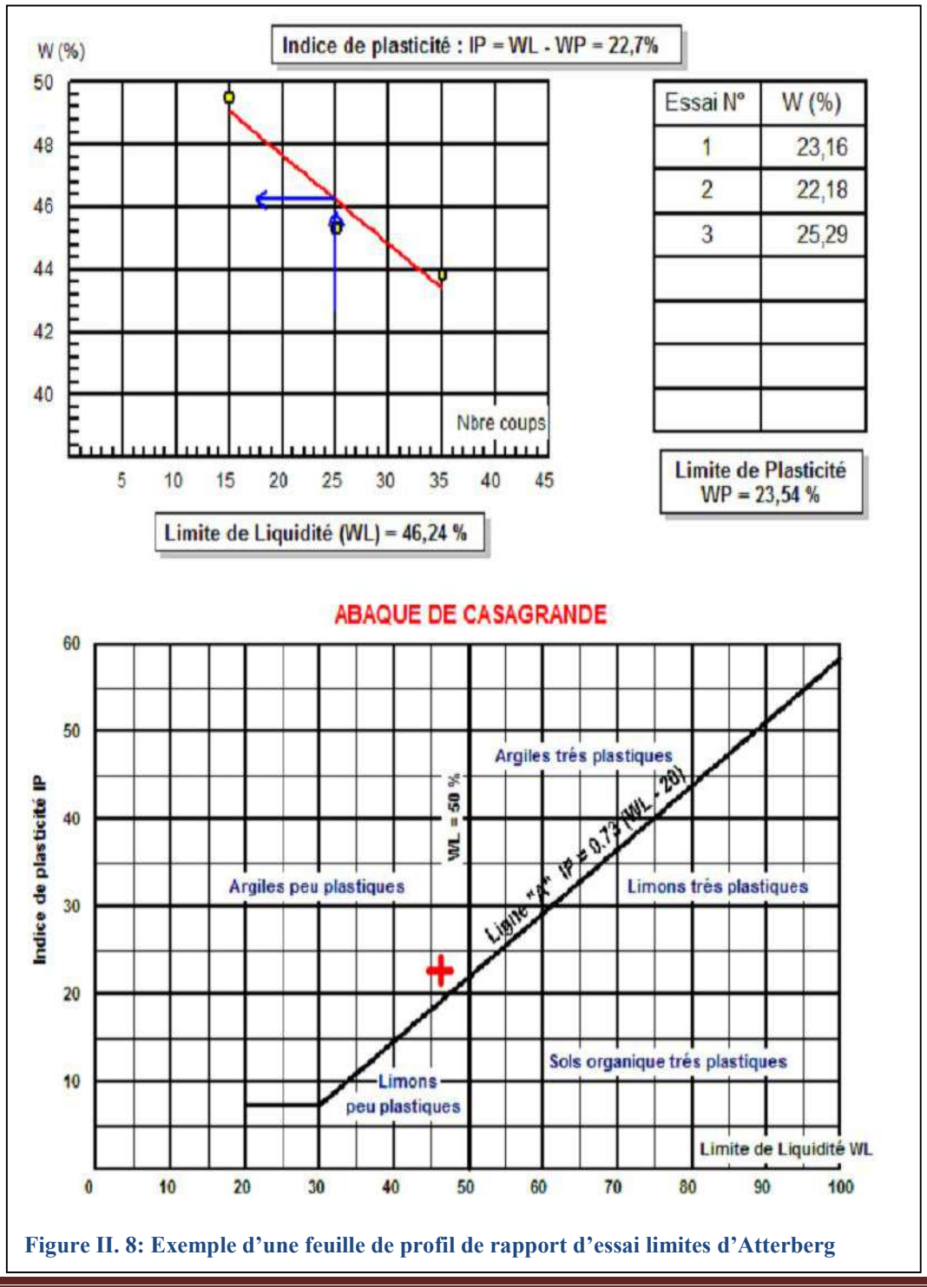


Figure II. 8: Exemple d'une feuille de profil de rapport d'essai limites d'Atterberg

II.5.2.2 Les essais mécaniques

II.5.2.2.1 Les essais de cisaillement

Ces essais permettent de déterminer la résistance au cisaillement des sols caractérisée par la cohésion (C) et l'angle de frottement (φ).

Parmi les essais nous distinguons :

- **Essais de la boîte de Casagrande :**

La boîte de Casagrande est constituée de deux demi-coquilles sur lesquelles on exerce perpendiculairement au plan de jonction des deux demi-coquilles, une pression ; l'échantillon, comprimé subit une compaction, c'est à dire qu'il perd une certaine proportion d'eau. L'une des deux coquilles étant fixe, on exerce alors une pression latérale, tendant à faire glisser.

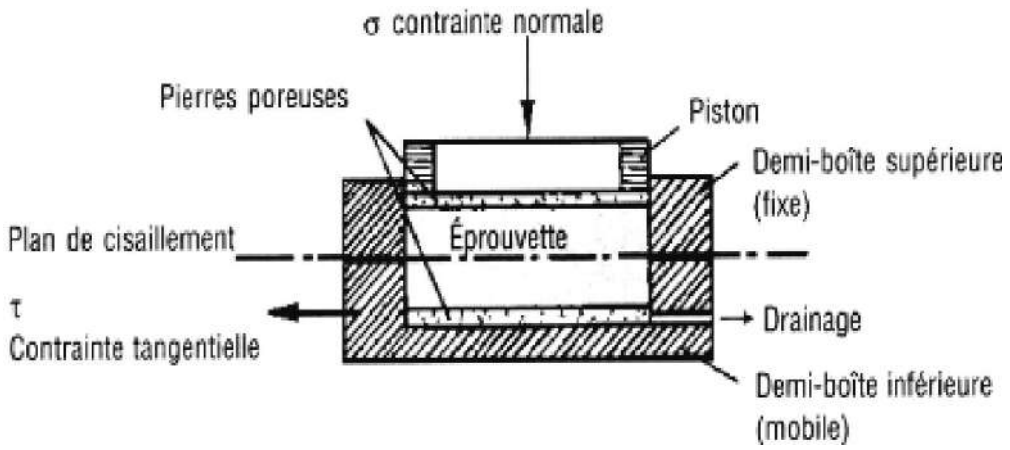


Figure II. 9: La boite de Casagrande.

L'autre parallèlement à leur séparation, en augmentant progressivement cette contrainte, on constate que la résistance de l'échantillon croît, passe par un maximum, puis décroît jusqu'au moment où se produit la rupture. L'usage de cet essai est notamment approprié pour l'étude des glissements de terrain. [4]

II.5.2.2.2 L'essai œdométrique

C'est un essai permettant d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps, il s'applique sur les matériaux fins et sols fins quasi saturés.

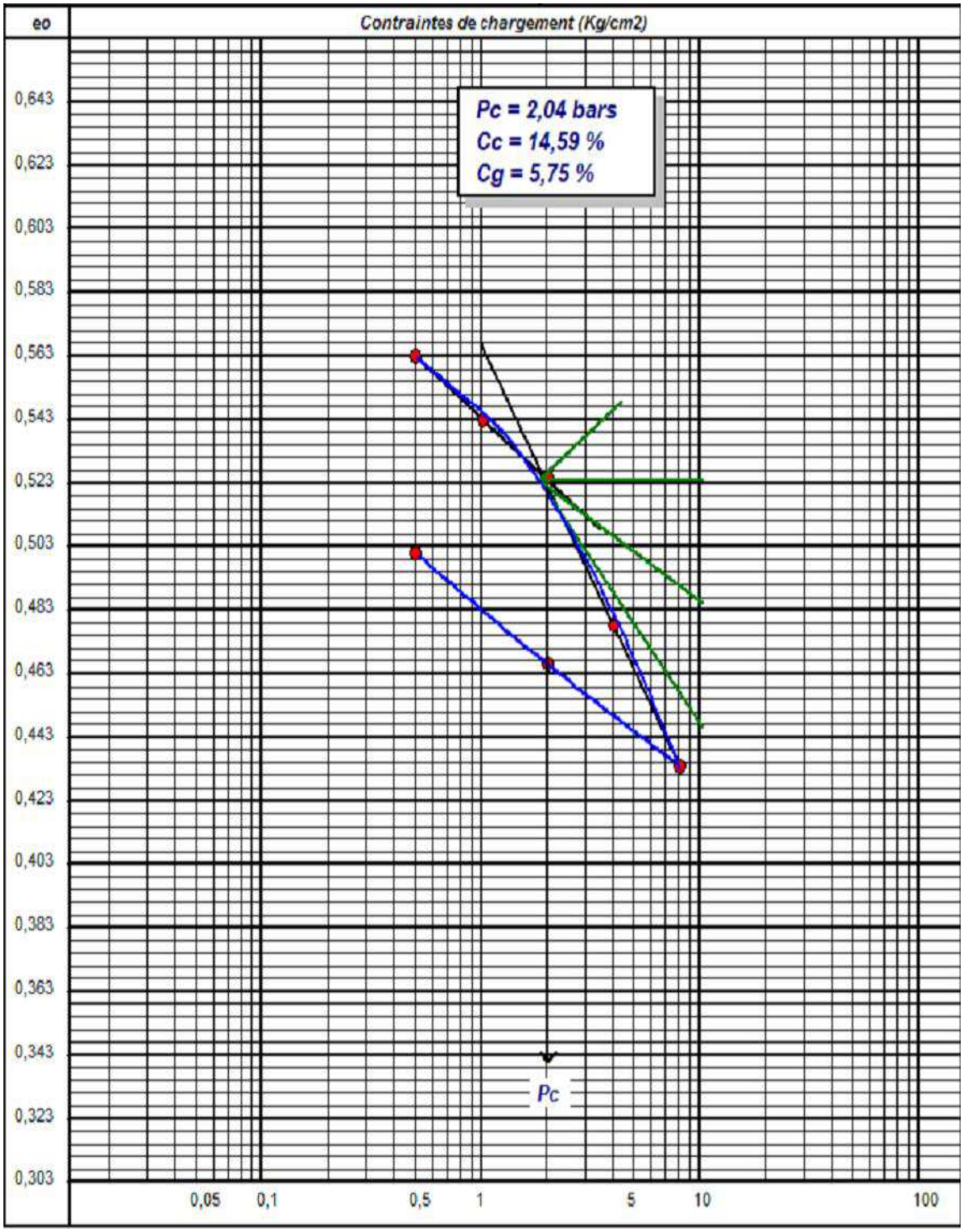


Figure II. 10: Schéma de l'essai œdométrique

❖ **But de l'essai :**

Cet essai à pour but de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires :

- Au calcule des tassements du sol en place sous le poids d'une charge verticale donnée.
- Au suivi de l'évolution dans le temps, de ces même tassement.

❖ **Principe de l'essai :**

L'essai est réalisé sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide, l'odomètre, où il subira par un dispositif un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

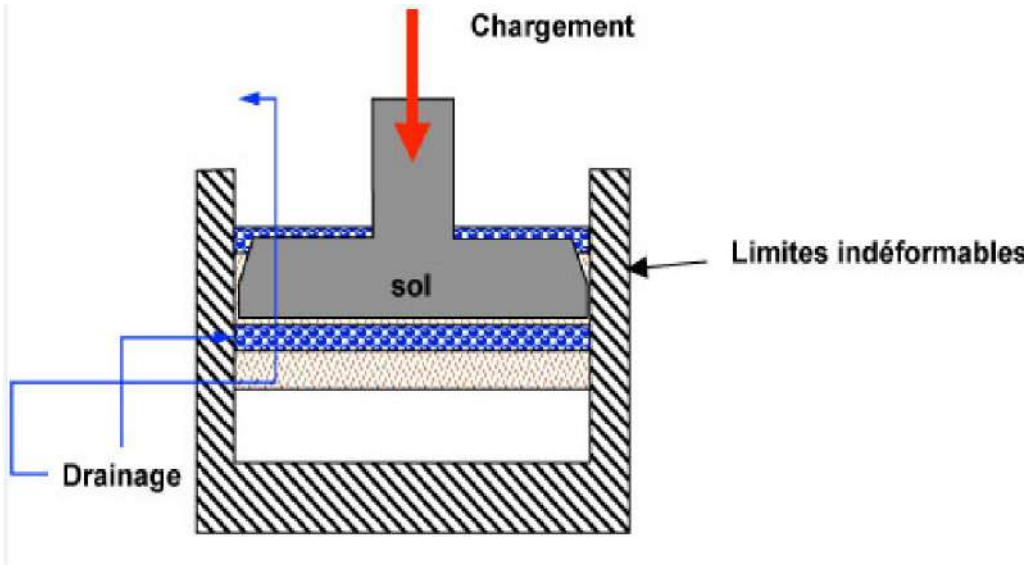


Figure II. 11: Principe de l'oedométre

II.5.2.2.3 L'essai triaxial

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture, au moment de la rupture. Elle s'exprime en fonction des paramètres C (cohésion) et φ (angle de frottement) de la contrainte normale σ à la surface de rupture : $\tau = C + \tan \varphi$

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol à un champ de contraintes uniformes, qui a pour composantes :

- Une pression hydrostatique.
- Une contrainte axiale au déviateur.

Avec trois éprouvettes identiques, pour des pressions hydrostatiques différentes, on trace les cercles de Mohr correspondants, leurs enveloppe une droite, dite droite intrinsèque.

On distingue trois types d'essais :

- Les essais drainés qui sont réalisés suffisamment lentement pour que la pression interstitielle soit toujours nulle.
- Les essais non drainés : l'eau ne peut s'échapper de l'échantillon et l'essai est assez rapide, mais on note l'apparition de fortes surpressions ou dépressions.
- Les essais non drainés après consolidation: il s'agit d'une variante des essais précédents.

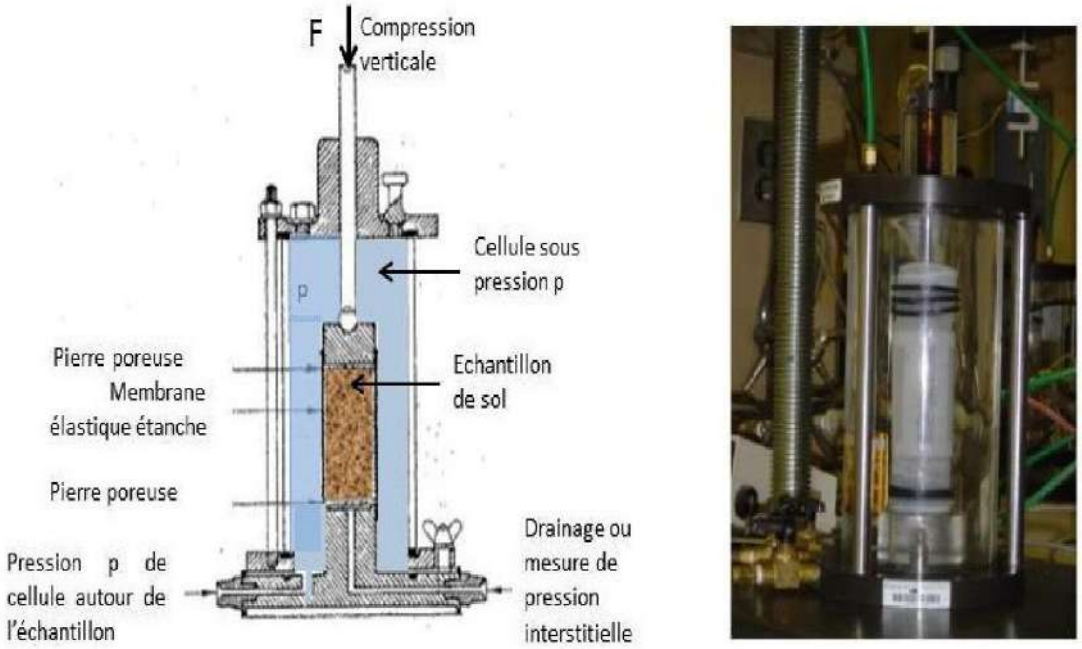


Figure II. 12: L'essai triaxial

Chapitre III :

Les méthodes de calcul des glissements des terrains

III.1 Méthodes Analytiques

III.1.1 Calcul de la stabilité

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement correspondant le coefficient de sécurité minimal. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles. Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, qui nous donnera un coefficient de sécurité ($\boldsymbol{F_s}$). Après avoir testé un nombre important de surface de glissement, on prend la valeur la plus petite de ($\boldsymbol{F_s}$) la quelle corresponde a la ligne la plus probable de rupture pour un sol donné.

Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties.

Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent ou' à proximité.

La présente étude est focalisée sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique. [5]

III.1.1.1 Notion de coefficient de sécurité

II existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité (F_s), chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises.

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité (F_s), par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante : [12]

F_s=Q/Q_{max} (III.1)

Q: cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif

(Force H, Force V, moment M).

Q max: valeur maximale de Q.

Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de *Sécurité:*

Le facteur de sécurité FS minimal à adopter dépend la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entrainer sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels de manière classique, dans les études de stabilité de pentes, on considère que :

- Si F_s < 1 : la rupture est inévitable.
- Si F_s =1 : le massif est en état d'équilibre limite.
- Si F_s >1 : le milieu est équilibré et le massif est stable.

Tableau III. 1: différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE

	Definition	**Formul**
1	**Rapport de contraintes**	**F =** $\boldsymbol{T_{MAX}/T}$ F = $\frac{resistance\ au\ cisaillement\ mobilisable}{resistance\ au\ cisaillement\ necessaire\ a\ l'equilibre}$
2	**Rapport de forces**	**F =** $\boldsymbol{E_{resist}/E_{moteur}}$ F = $\frac{effort\ resistant}{effort\ moteur}$
3	**Rapport de moment**	**F =** $\boldsymbol{M_{resist}/Mt_{moteur}}$ F = $\frac{moment\ resistant}{moment\ moteur}$
4	**Rapport de grandeurs**	Par ex : $\boldsymbol{H/H_{max}}$ F = $\frac{hauteur\ critique}{hauteue\ réelle}$

III.1.1.2 Calcul à la rupture (méthode classiques)

Le mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide -plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. IL est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul. Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires, les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de (F_s) et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. [6]

III.1.1.2.1 Calcul à la rupture plane

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité. [12] $\mathbf{F = \tau_{max} / \tau}$ (III.2)

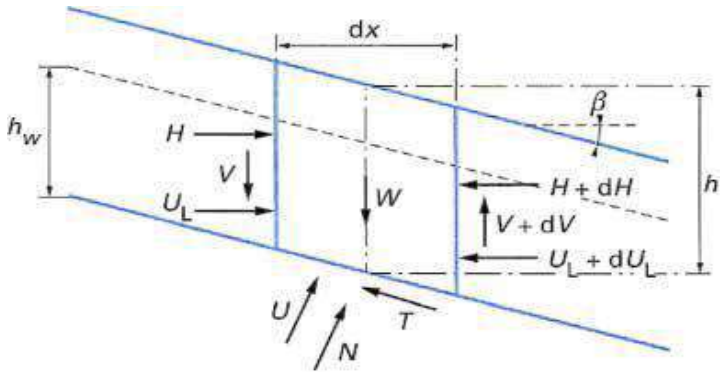


Figure III. 1: Glissement plan (équilibre d'un bloc).

III.1.2 Méthode d'équilibre limite

L'étudie de stabilité d'un massif, considère deux cas:

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

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

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi \qquad \text{(III.3)}$$

C: Cohésion effective.

φ : Angle de frottement interne effectif.

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

Les méthodes l'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans les quelles le massif est décomposé en tranche.les méthode des tranche les plus connues sont (Fellenius1927, Bishop1955, Morgenstern et Price1965, ……). [5]

III.1.2.1 Méthodes générale des tranches pour une surface de rupture circulaire

Ces méthodes supposent en principe un milieu homogène et isotrope définit par (γ. c .φ) et si le milieu est aquifère il est définit par μ.

Le principe de cette méthode est de découper le massif situé au dessus de la ligne de rupture en tranches. (i n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très mines).

Ces méthodes on pour base une surface de rupture circulaire et sont passées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle comme le montre la figure.

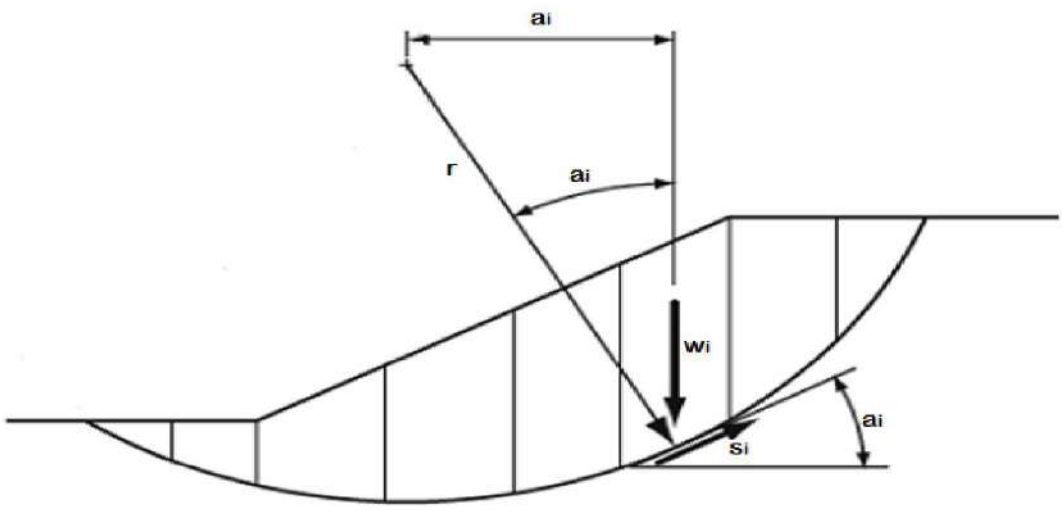


Figure III. 2: La masse du talus découpé en tranches

Ou :

w_i: Poids de la 1éme tranchet

A_i: Distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche.

Donc le moment moteur peut être exprimé comme :

$$M = \Sigma w_i \ .a_i \qquad \text{(III.4)}$$

Le bras de levier (ai) est exprimée par :

$$A_i = r.\sin a_i \qquad \text{(III.5)}$$

Ainsi le ment moteur (III.4) devient :

$$M = r\ \Sigma\ w_i\ .\sin a_i \qquad \text{(III.6)}$$

Sinon assimilant le moment résistant ($M_r = r\Sigma\frac{T_i.sl_i}{F}$) et le moment moteur

($M = \Sigma r.\ T_i = r\Sigma T_i$) et les réorganiser on obtient l'équation du coefficient de

Sécurité

$$Fs = \frac{\Sigma T_i\ .\ sl_i}{\Sigma w_i .\sin\ a_i} \qquad \text{(III.7)}$$

Ou T_i = la force de cisaillement à la base de la 1^{eme} tranche.

sl= épaisseur de la surface de la base de la tranche.

Pour une contrainte totale, la résistance an cisaillement est exprimées par :

$$T_i = c + \sigma\ tg\ \varphi \qquad \text{(III.8)}$$

On la remplaçant dans (III.7) on trouve :

$$F_s = \frac{\Sigma(c + \sigma\ tg\ \varphi\ )sl}{\Sigma\ (\ w\ .\sin a)} \qquad \text{(III.9)}$$

Si φ=0 l'équation (III -2) devient :

$$F_s = \frac{(\ \Sigma\ c\ .sl\ )}{\Sigma\ (\ w\ .\sin a\ )} \qquad \text{(III.10)}$$

III. 1.2.2 Méthode de FELLENIUS 1927

Fellenius définit le coefficient de sécurité par le rapport entre la somme des moments résistants et la somme des moments moteur engendrant le glissement.

F=Σ $des\ \ moments\ \ r\acute{e}sistants\ \ maximaux$ / Σ des moments moteurs. (III.11)

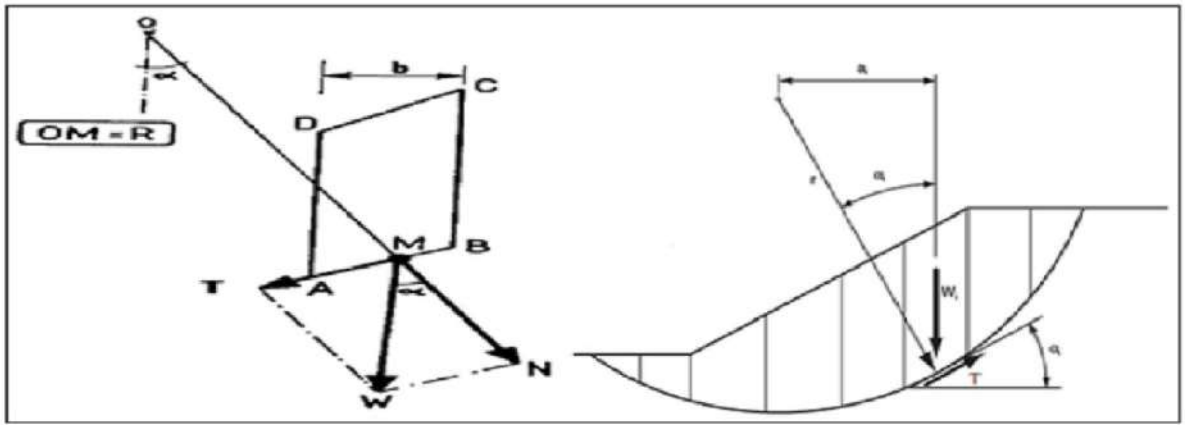


Figure III. 3: Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

On considère que :

• La ligne de glissement est de forme circulaire

• On néglige totalement les efforts inter-tranches

• La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n.

D'après la loi de Coulomb :

$$R_i = c_i \ .\ \text{AB} + N_i \ .\ \text{tg}\ \varphi_i \qquad \text{(III.12)}$$

Par ailleurs :

$$N_i = \ w_i \cos a_i \qquad \text{(III.13)}$$

Donc :

$$R_i = c_i \ . \ \text{AB} + w_i \cos a_i \ . \ \text{tg} \ \varphi_i \qquad \text{(III.14)}$$

D'autre part :

$$\text{AB} = l_i = \frac{b_i}{\cos a_i} \qquad \text{(III.15)}$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_1^m R \ (\ c_i \ \frac{b_i}{\cos a_i} + \ w_i \cos a_i \ . \ \text{tg} \ \varphi_i \ ) \qquad \text{(III.16)}$$

Où :

m = nombre total de tranches.

c_i , φ_i = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

- Le moment moteur est dû à T_i et égal à $T_i \ . R$ Par ailleurs :

$$T_i = \ w_i \sin a_i \qquad \text{(III.17)}$$

En remplaçant (III.13) et (III.14) dans l'équation (III.11), on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^m (c_i \frac{b_i}{\cos a_i} + w_i \cos a_i \ . \text{tg} \ \varphi_i \ )}{\sum_{i=1}^m w_i \sin a_i} \qquad \text{(III.18)}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de Fs sont donc :

- b, la largeur des tranches ;

- α, l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;

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

Cette équation représente l'expression du facteur de sécurité pour la méthode de FELLENUS (1927).cette méthode est moins précise que les autres méthodes des tranches et

peuvent même amener à des valeurs négatives pour les contraints effectives sur la surface de glissement. Elle est sure pour des sols homogènes seulement. Comme autres méthodes des tranches dans la littérature scientifique. On retrouve la méthode simplifiée de BISHOP (C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

III.1.2.3 Méthode de Bishop

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement (τ) sur la courbe de glissement potentielle CMD est la résistance au cisaillement (τi). Avant la rupture, le système de forces extérieures appliquées au corps (I) n'entraîne que la mobilisation de la valeur (τ) inférieure à (τi) ; Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport suivant ;

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} \qquad \text{(III.19)}$$

A noter que les valeurs de (τ)et de (τi) varient en fonction du point M considéré le long de la courbe de rupture.

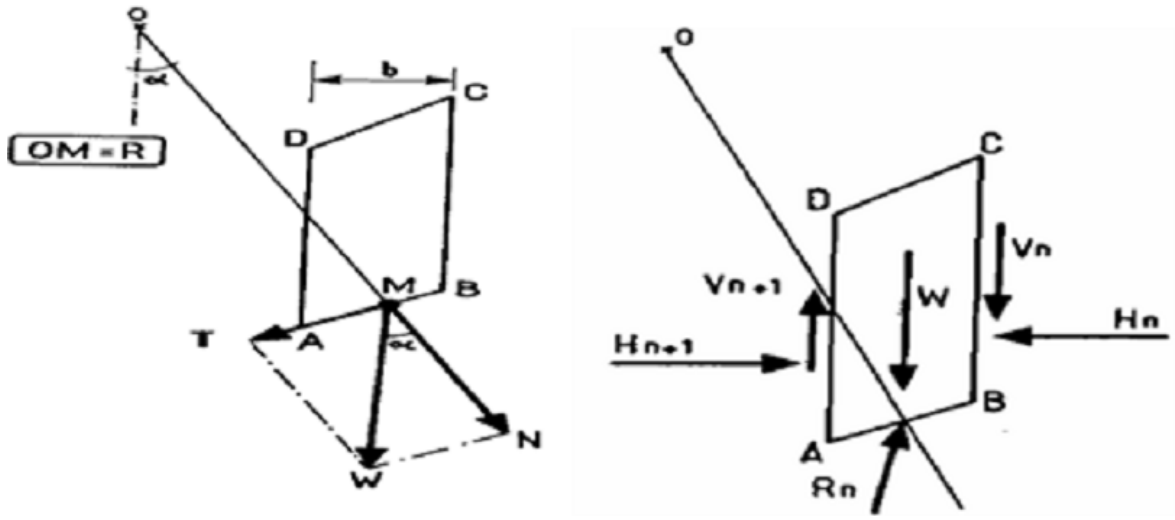


Figure III. 4: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP.

➢ Méthodes simplifiée de Bishop(1955):

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposées être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches).

Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical. [5]

Cette méthode repose sur deux hypothèses particulières

- la surface de rupture est circulaire

- les efforts interbranches sont (T = 0) est que $v_n - v_{n-1} = 0$ (III.20)

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w_i \sin a_i} \sum_1^n \frac{\left(c'_i \ .b + (w - v_n - v_{n+1}) - u_n \ b \right) \operatorname{tg} \varphi'_i}{\cos a_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{Fs} \sin a_i} \quad \text{(III.21)}$$

C'est l'équation complémentaire de BISHOP.

L'expression de F_s devient :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w_i \sin a_i} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{c'_i \ .b + [w - u_n \ b] \operatorname{tg} \varphi'_i}{\cos a_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{Fs} \sin a_i} \quad \text{(III.22)}$$

a) Cas d'un sol cohérent, saturé (φ=0) :

La formule de Fellenius devient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n cu \ .b}{\sum_1^n w_i \sin a_i} \text{ x } \frac{1}{\cos a_i} \quad \text{(III.23)}$$

On remarque que F_s (Fellenius) = (Bishop simplifiée)

La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires.

Limitations :

-Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.

-Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.

III.1.2.4 La méthode de Janbu simplifiée (1954)

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire), et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (τ) (voir figure III. 5). La base de la force normale (σ) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par: [12]

$$F_s = \frac{\sum\left(c'l + (\sigma - ul)tg\,\varphi' \right) \sin a}{\sum w\, tga + \sum \Delta E} \qquad \text{(III.24)}$$

Ou : $\sin \alpha = \frac{1}{\cos a}$

ΣΔE = E1 – E2 (égale a zéro s'il n'y a pas de force horizontale).

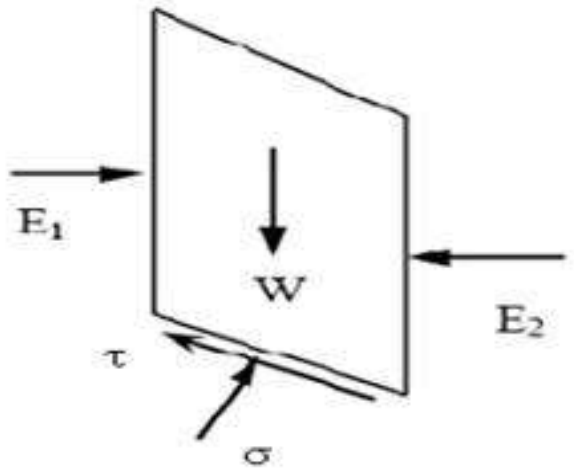


Figure III. 5: Représentation des forces sur une tranche

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécuritéF_0, pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement.

Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité supérieur:

$$F_f = f_0 \, F_0 \qquad \text{(III.25)}$$

$$F_0 = \frac{\sum[\frac{b\left(c' + (p-u)tg\,\varphi'\right)}{n_a}]}{\sum pb\ tg\ a} \quad \text{et} \quad n_a = cos^2\alpha\,(1 + \text{tg}\,\alpha\,\frac{tg\,\varphi'}{F_s}) \qquad \text{(III.26)}$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur, de la longueur de la masse de terre glissante et du type de sol.

P=W/b : contrainte totale verticale.

b : largeur d'une tranche.

III.1.2.5 Méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de Janbu (1973) considère les deux forces inter-tranchées suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter -tranches.

Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe: [12]

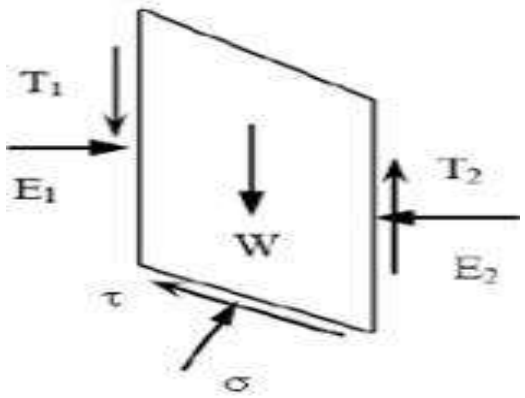


Figure III. 6: Représentation des forces sur une tranche.

.

$$F = \frac{\sum(c'l+(N-ul)tg\ \varphi') \sin\alpha}{\sum(w-(T_2-T_1))\ tg\ \alpha+\sum(E_2-E_1)} \quad \text{(III.27)}$$

De même, la force totale normale à la base (σ) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement (τ) comme:

$$\sigma = \frac{1}{coc\ \alpha+\sin\alpha\frac{tg\ \varphi}{F_s}} (w - (T_2 - T_1)\frac{1}{F_s}(c'l - ul\ tg\ \varphi') \sin\alpha) \quad \text{(III.28)}$$

III.1.2.6 Méthodes de Morgenstern et Price 1965

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranche. Selon Morgenstern-Price, l'inclinaison des forces inter tranches peut varier par une fonction arbitraire (f (x)) comme : [5]

$$T = f(x)\ \lambda\ E \quad \text{(III.29)}$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure III.8,

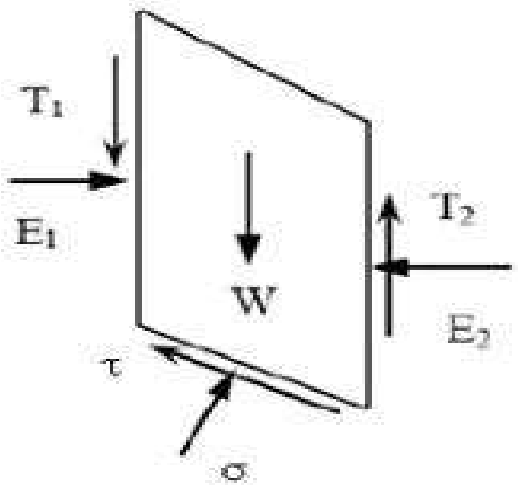


Figure III. 7: Représentation des forces sur une tranche

f(x): Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture.

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi -sinus, trapézoïdal ou autre.

Les relations de la force normale à la base (σ) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu.

Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f soit égal à F_m dans les équations (III.30) et (III.31).

$$F_f = \frac{\sum(c'l+(N-ul)tg\ \varphi') \sin\alpha}{\sum(w-(T_2-T_1))\ tg\ \alpha+\sum(E_2-E_1)} \qquad \text{(III.30)}$$

$$F_m = \frac{\sum(c'l+(N-ul)tg\ \varphi')}{\sum w \sin\alpha} \qquad \text{(III.31)}$$

En général, cette méthode :

• Considère les deux forces inter tranches ;

• suppose une fonction des forces inter-tranches f (x) ;

• Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches ;

• Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

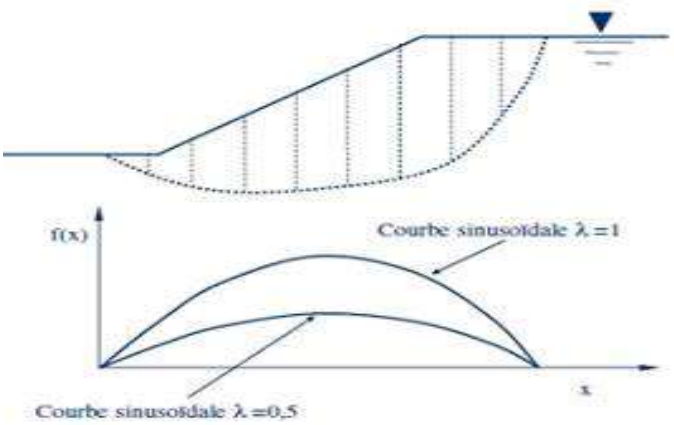


Figure III. 8: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN Price

III.1.2.7 Méthode de Spencer [1967]

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étende aux surfaces de rupture non circulaires.

Spencer a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

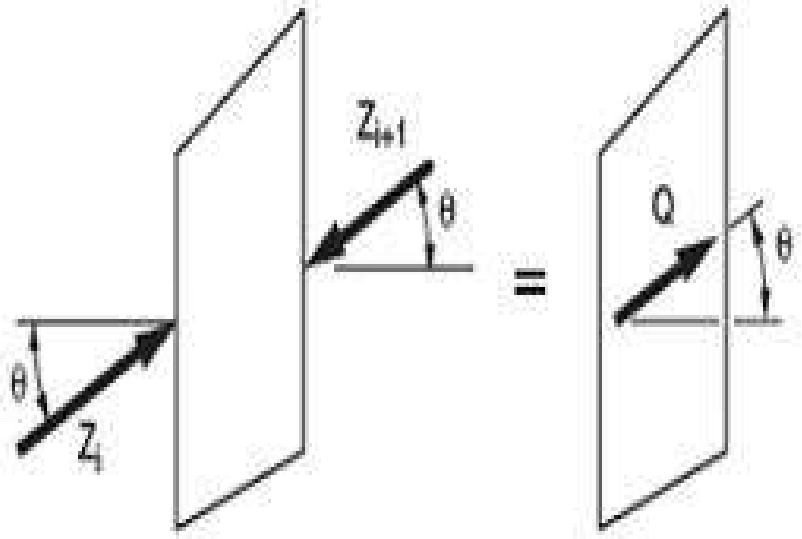


Figure III. 9: Résultante des forces parallèles

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0 \qquad \text{(III.32)}$$

Et

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \qquad \text{(III.33)}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forcesinter - tranches de gauche et de droite de la tranche .

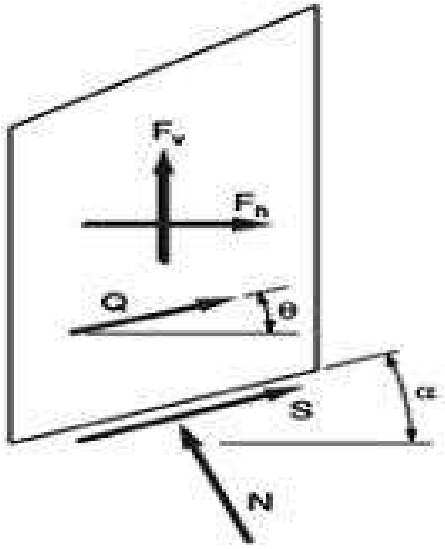


Figure III. 10: Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER.

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation

$$\sum Q\ (x_b \sin\theta - y_Q \cos\theta) = 0 \qquad \text{(III.34)}$$

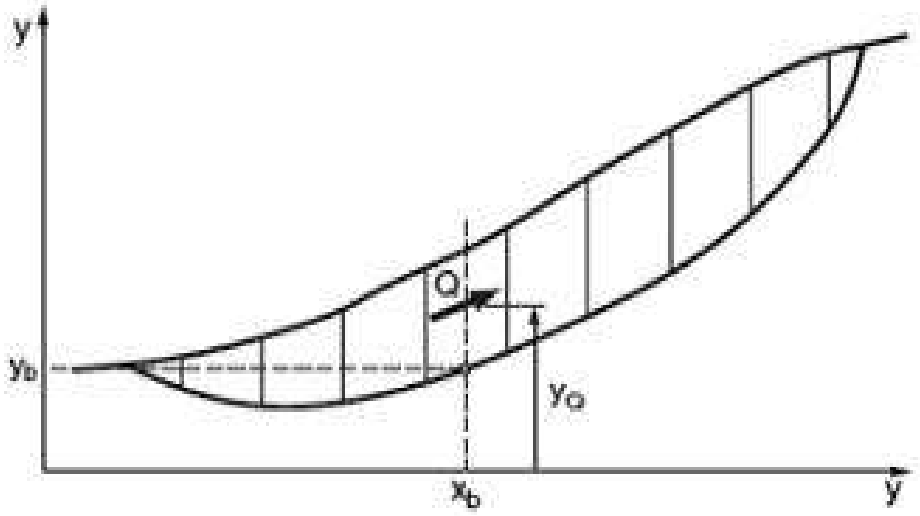


Figure III. 11: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER.

Après une série de calculs Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suit :

$$Q = \frac{-F_v \sin\alpha - F_h \cos\alpha - \left(\frac{c'\Delta l}{F}\right) + (F_v \cos\alpha - F_h \sin\alpha + u\Delta l)\left(\frac{\tan\varphi'}{F}\right)}{\cos(\alpha-\theta) + \left[\frac{\sin(\alpha-\theta)\tan\varphi'}{F}\right]} \qquad \text{(III.35)}$$

Pour chaque angle φ, on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop). Pour un certain angle φ, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites [7]

En fait, Spencer donne la même réponse que Morgenstern et Price (1965) avec f(x)=0.

III.1.2.8 La méthode de Sarma (1973)

Sarma a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs.

Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr -Coulomb expression:

$$\tau = c.h + E.\tan\varphi \qquad \text{(III.36)}$$

h : hauteur de la tranche,

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma

- Tient compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,
- Satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments.

III.1.3 Limitations des méthodes d'équilibre limite

• La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre.

Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.

• Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.

• Le coefficient de sécurité $F_s$est supposé identique en chaque point du plan de glissement.

• Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

III.1.4 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite.

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus. Le tableau énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau III. 2: Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses.

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. • Respecter l'équilibre de moment	$\sum moments\ par\ rapport$ Au centre du cercle de glissement.	• Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifie	• La surface de rupture est circulaire; • Négliger les forces verticales entre les tranches • Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	$\sum moments\ par\ rapport$ Au centre du cercle de glissement. $\sum$ des forces dans le sens Vertical.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.

JANBU 1956	• La surface de rupture est arbitraire Forces entre les tranches sont horizontal Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales Négliger l'équilibre de moment	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter - tranches (θ) • Résultante des forces inter-tranches (Z). • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

Morgenstern et Price	• La surface de rupture est arbitraire • Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x)E$ • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Sarma	• Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sismicité (k). • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

III.2 Méthodes des éléments finis

III.2.1 Hypothèses de calcul et modèles numériques

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque sol présent sous l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude, et aussi qu'aux informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs plus difficile.

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices sur :

- Le modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.).
- Le modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.).
- Le modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.).
- Les modèles de matériaux (élasticité, élasto-plasticité, viscoplasticité, etc.) ;
- Le modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges).
- Les modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élasto-plasticité, etc.).
- Les modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande des modèles de calcul oblige à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants.

Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc.

On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels représentatifs du comportement de l'ouvrage étudié.

En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères essentiels.

Chapitre IV :

Les Différentes techniques de confortement

IV.1Techniques et moyens de renforcement et de stabilisation du talus

Introduction :

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

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- ✓ **La résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- ✓ **L'économie** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- ✓ **La faisabilité (ouvrabilité et maniabilité):** la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort et qu'elle est facilement réalisable.

IV.1. 1 Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement : [8]

— 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.

IV.1.1.1 chargement en pied

Le chargement en pied d'un massif glissent est une technique souvent utilisée en pratique ; elle est généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les

formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement ; le dimensionnement doit justifier la stabilité au renversement, et la stabilité au glissement aussi que la stabilité globale. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. La stabilité au grand glissement suppose que :

-l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;

-l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

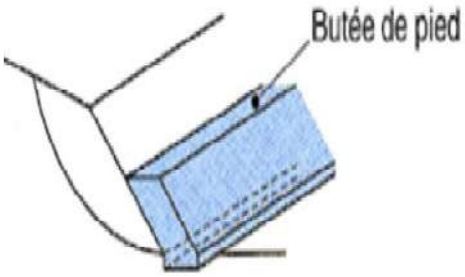


Figure. IV. 1: Schéma chargement en pied

IV.1.1.2 Le déchargement en tête

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

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. [8]

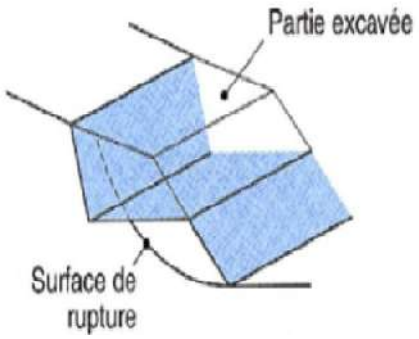


Figure. IV. 2:Schéma déchargement en tête

IV.1.1.3 Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par re-talutage reprofilage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

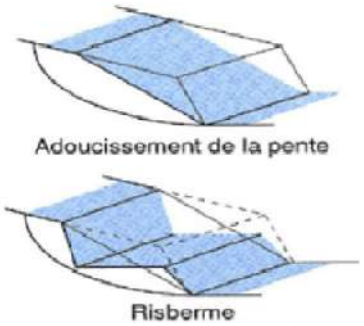


Figure. IV. 3:Schéma de reprofilage

IV.1.1.4 Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissants ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet aussi de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

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

locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus (figure IV.4).

Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

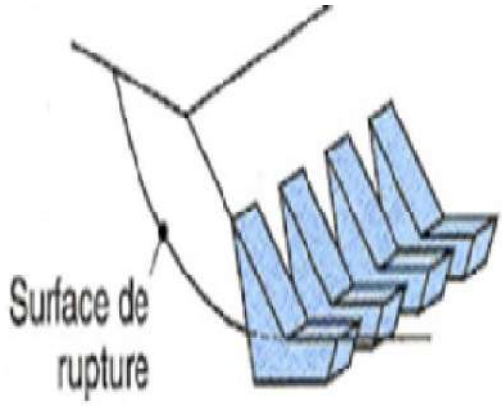


Figure. IV. 4:Schéma de substitution

IV.2 Le drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant, elle peut être un facteur occasionnel de glissement, sinon la cause principale de celui-ci.

Le drainage est recommandé dans la majorité de cas.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation, l'efficacité d'un système de drainage est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains.

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

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

Parmi ces méthodes, distinguées :

- Les tranchées drainantes
- Les éperons drainants
- Les drains subhorizontaux
- Les drains verticaux

IV.2.1 Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de l'eau (nappe).Leur mode de réalisation consiste à creuser mécaniquement, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m).

On met des tubes en P.V.C, on les remplit avec des matériaux drainant ; le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant (voir la figure v.5).

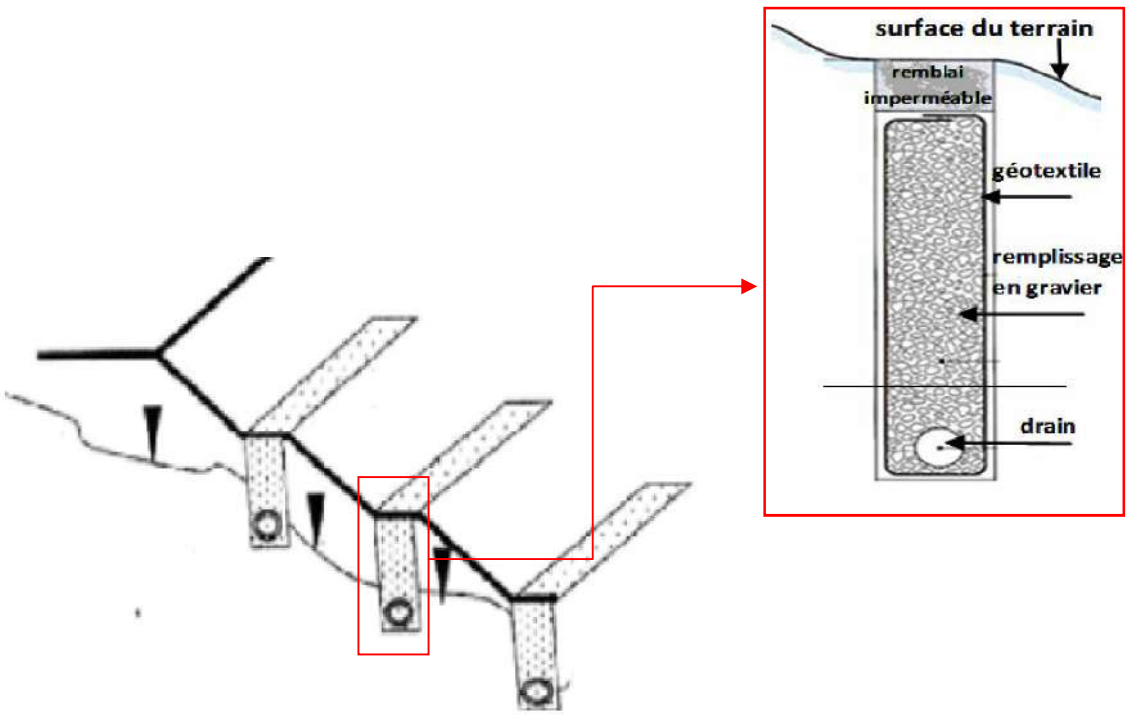


Figure. IV. 5: Tranchées drainantes

IV.2.2 Les éperons drainants

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m.

Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers (voir la figure IV.6).

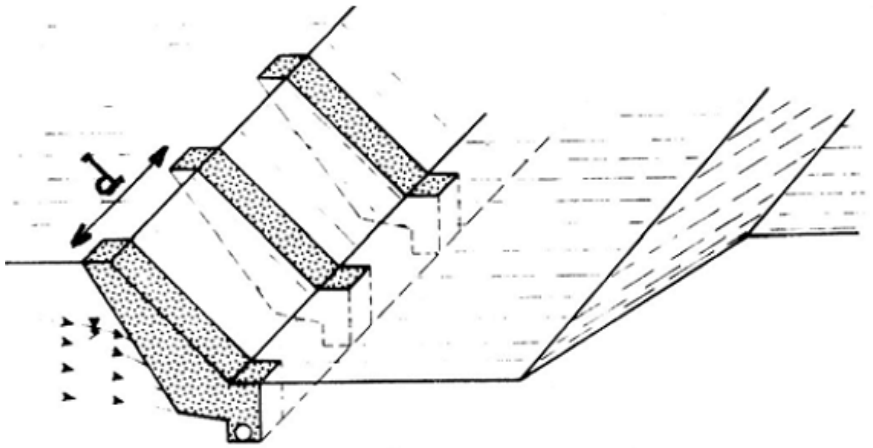


Figure. IV. 6:Schéma d'éperons drainants

IV.2.3 Les drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés. La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5^{o}) et à y placer des tubes crépins.

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

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

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- ✓ une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.)
- ✓ une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- ✓ un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

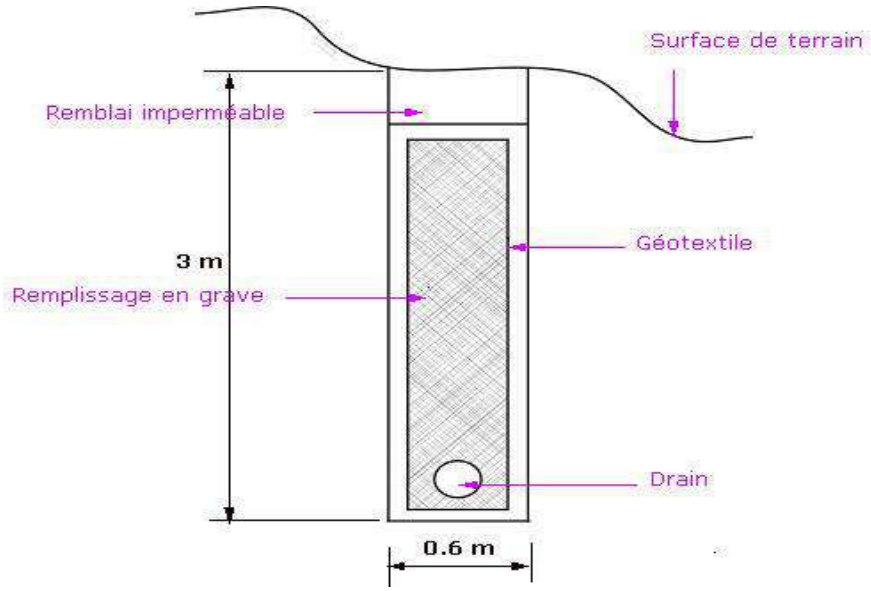


Figure. IV. 7:Les drains subhorizontaux

IV.2.4 Les drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silt eux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transport l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré-chargement.

IV.3 La végétation

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



Figure. IV. 8:L'implantation des plantes dans un talus.

IV.4 Les éléments résistants

Ces procédés ne s'attaquent pas les causes des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations.

Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes (modification géométrique et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

IV.4.1 Les renforcements rigides

Le procédé des inclusions rigides verticales est de plus en plus utilisé pour le renforcement d'ouvrages de géotechniques tels que :

- Les dallages et les fondations des bâtiments industriels et commerciaux ;

- Les remblais ;

- Les réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages des stations d'épuration. [9]

IV.4.1.1 Les tirants d'encrage

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement.

Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain. [16]

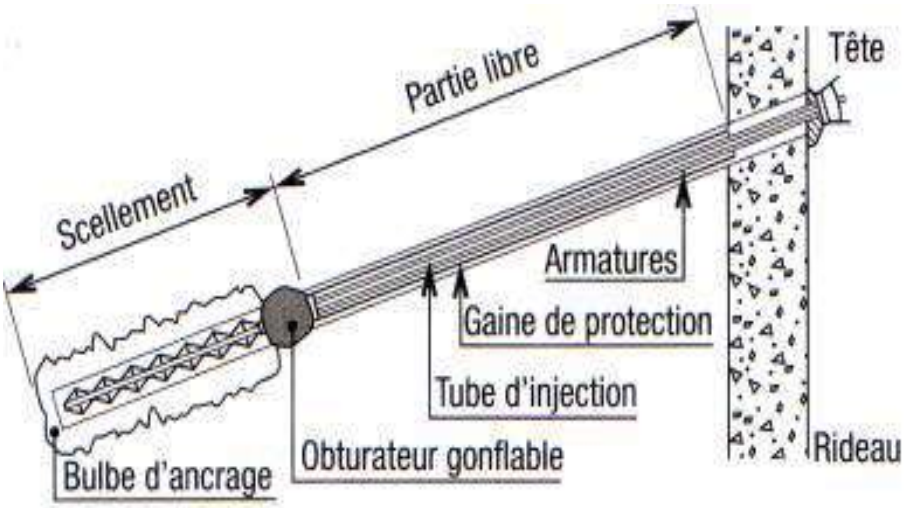


Figure. IV. 9: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté.

IV.4.1.2 Les colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts (diamètre de 0,60 à 1,20 m) de matériau d'apport mis en place et compacté dans le sol à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support.

Elles permettent d'obtenir une amélioration en place des caractéristiques globales du sol d'assise.

Les colonnes ballastées fonctionnent également comme des drains, par accélération du processus naturel de consolidation.

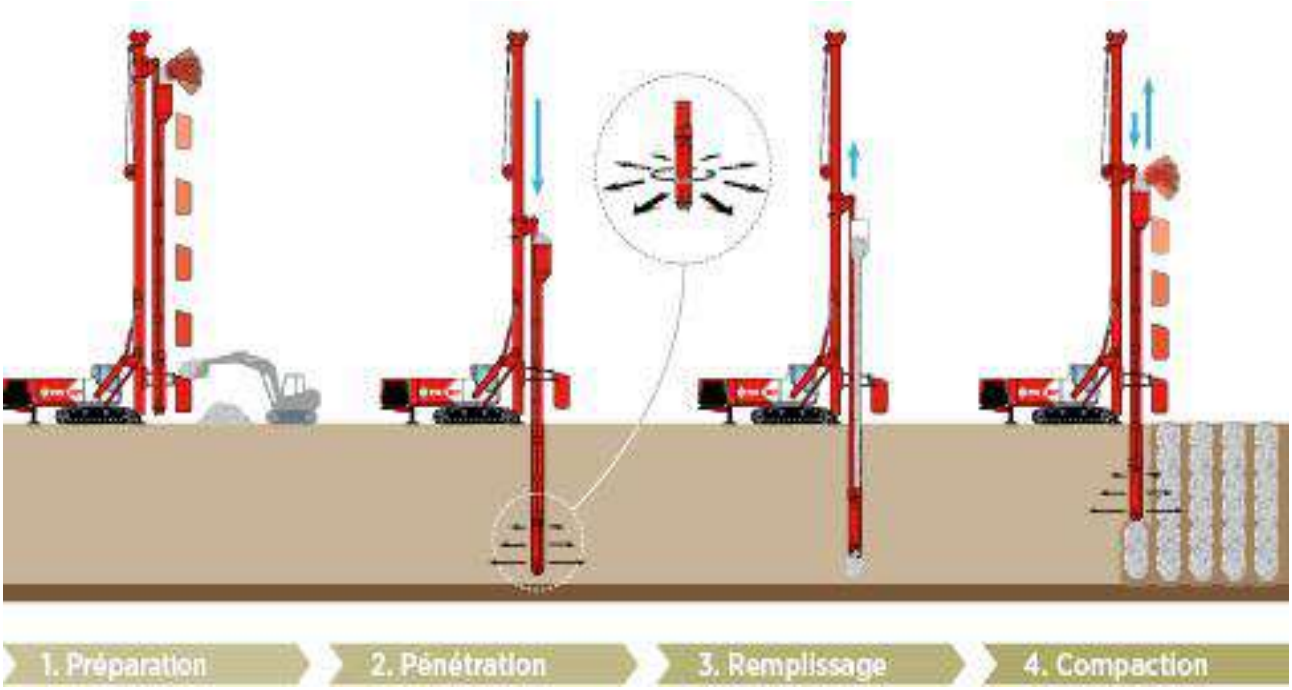


Figure. IV. 10: Schéma de principe d'une colonne ballastée

IV.4.1.3 Le clouage

Les clouages des sols et rochers sont des éléments de soutènement pouvant servir comme raccordement .On connaît cette technique sous les termes de « sol armé » ou «Assemblage à chevilles ».

On utilise des tiges en acier (clous) et en plastique qui servent d'ancres souples, mais également des pieux ou des corps d'injection pour « Armaturer » le sol.



Figure. IV. 11: Un versant stabilisé par clouage

IV.4.1.4 Les murs de soutènement

Un mur de soutènement se compose la plupart du temps de deux parties :

- Partie résistante : rideau
- La semelle de fondation.

Les murs de soutènement en béton armé constitué la catégorie la plus courante des ouvrages de soutènement .Ils peuvent être de formes diverses et être réalisé de façons multiple. [15]

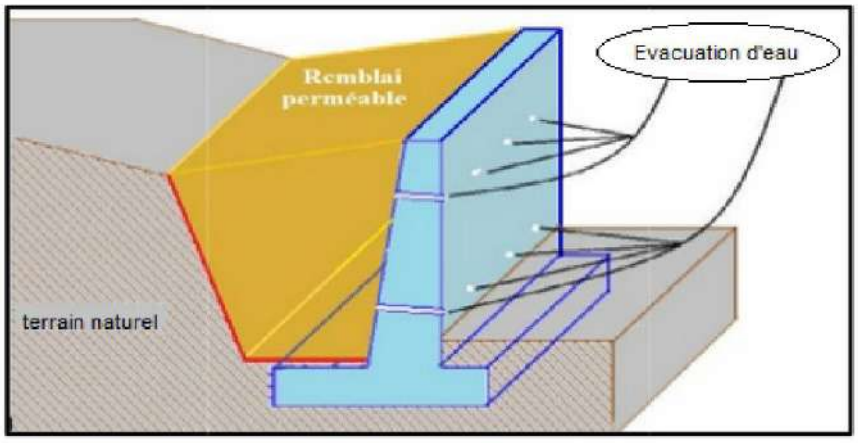


Figure. IV. 12: Mur de soutènement

IV.4.1.5 Les palplanches

Les palplanches sont de grandes plaques rideau, qui s'emboîtent pour constituent un ouvrage de sentant plus minis étanche.

En général, elles sont métallique (acier), en béton armé trop lourdes et trop fragiles. 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. Elles assurent surtout un rôle d'étanchéité additionnelle en formant un écran tout autour de l'enceinte coté terrain. [14]



Figure. IV. 13: Paroi de palplanche

IV.4.2 les renforcements souples

Il s'agit d'ajouter au sol des éléments de matière souple destinés à permettre à l'ouvrage de résister à des sollicitations aux quelle il n'était pas en mesure de les supporter auparavant ; ces renforcements travaillent généralement en traction comme les géotextiles et les géo grilles...

IV.4.2.1 La terre armée

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

- **Un sol** : plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.
- **Des inclusions** : horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- **Un parement** : anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée. [11]

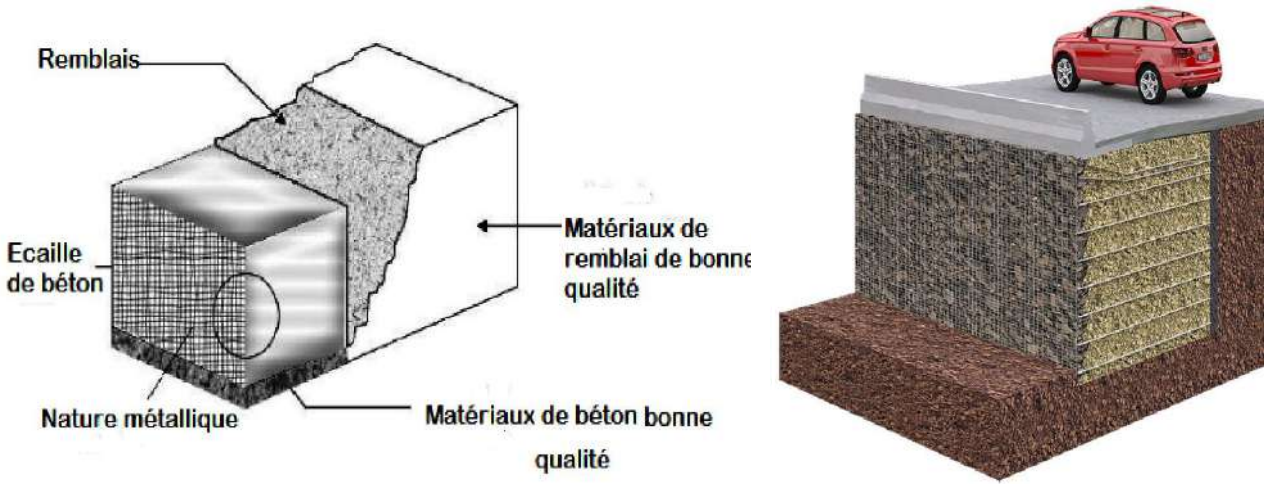


Figure. IV. 14: Principe de la technique terre armée.

IV.4.2.2 Le pneu sol

Le pneu sol est un matériau composite constitue de deux éléments ayant des modules de déformation très différents : d'une part le pneu et d'autre part le sol. Le comportement global d'un tel matériau résulte des caractéristiques mécaniques des deux composants de base et de leurs proportions relatives. [13]



Figure. IV. 15: Le pneu sol

IV.5 Les géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol appliques dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement....etc. Les principales fonctions des géotextiles sont :[10]

- ✓ **La séparation** : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- ✓ **La filtration** : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- ✓ **Le drainage** : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- ✓ **Le renforcement** : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- ✓ **La protection** : protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant.
- ✓ **La lutte contre l'érosion** : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent.

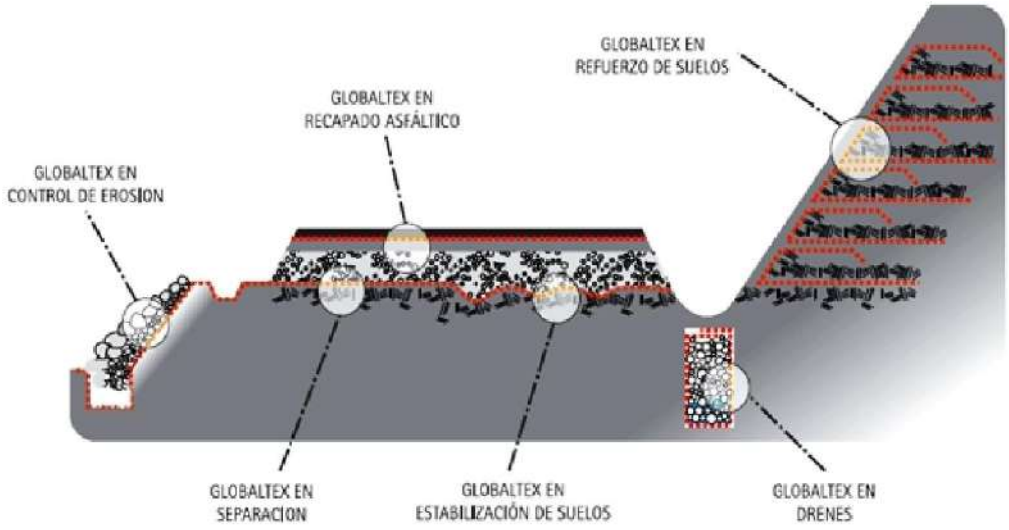


Figure. IV. 16: Coupe montrant la Mise en œuvre du géotextile.

Chapitre V:

Présentation du code de calcul " PLAXIS"

V. 1 Présentation de logiciel « PLAXIS ».

L'analyse et le calcul des ouvrages géotechniques est faisable grâce à de nombreux codes et programme éléments finis. Cependant, le passage de la réalité au modèle de calcul révèle de certain ambiguïtés et difficultés.

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis « PLAXIS » représente une version optimale pour l'analyse géotechnique 2D sur 02plans : scientifique et pratique.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique même primer opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code analyse fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation Souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit Aubut (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné. [4]

V. 2. 1 Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix inutile, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment

figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple :

- Les options par défaut commencent dés le maillage.
- De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements.
- Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS.
- La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel.
- Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats

V.2. 2 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développes dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

Dans ce conteste, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement appropriée, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans

des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

V. 2. 2. 1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans « PLAXIS » est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement « G » et le coefficient de Poisson « ν ». L'avantage de « G » est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (G_u = G), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

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

$$K=E/(3(1+v)) \quad ; \qquad (5.1)$$

$$G=((1-v)E)/(1-2v(1+v)) \; ; \qquad (5.2)$$

$$E=((1-v)E)/(1-2v(1+v)) \quad ; \qquad (5.3)$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

V. 2. 2. 2 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$\boldsymbol{\tau=\sigma_n \tan\varphi + c}$;

Où $\boldsymbol{\sigma_n}$ et $\boldsymbol{\tau}$ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement,

et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Fig. V.1).

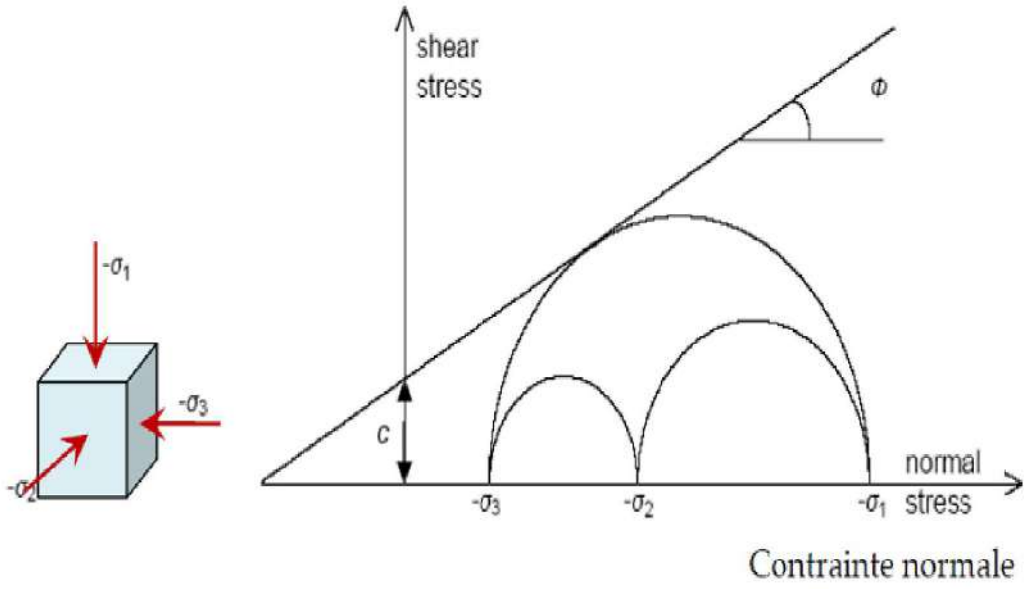


Figure. V. 1: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure V.2) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

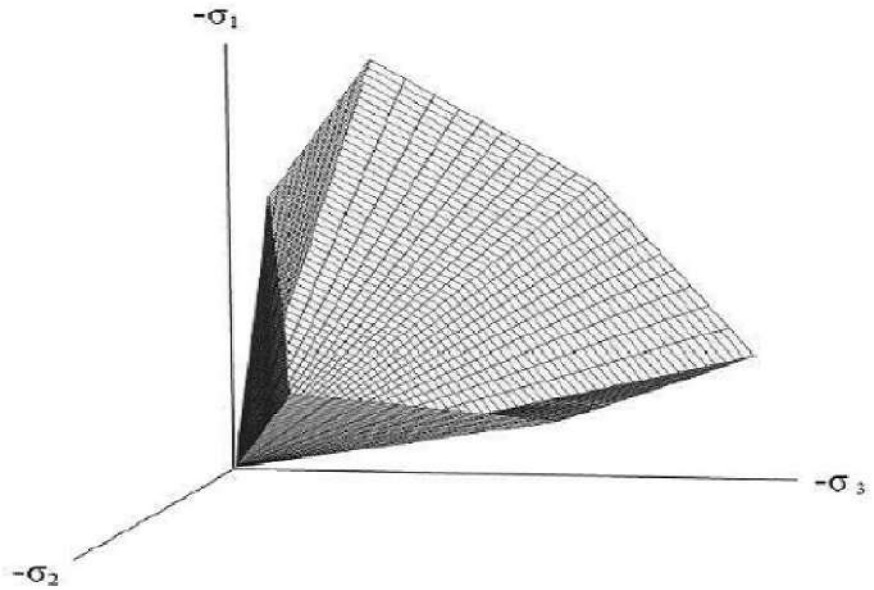


Figure. V. 2: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0

Le modèle exige la détermination de cinq paramètres appelés paramètres classiques de la géotechnique :

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

Ces paramètres sont fournis par des essais de laboratoires, nécessaires aux calculs à la stabilité et la résistance géotechnique.

a) Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus déficela en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne.

Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple, celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure V.3).

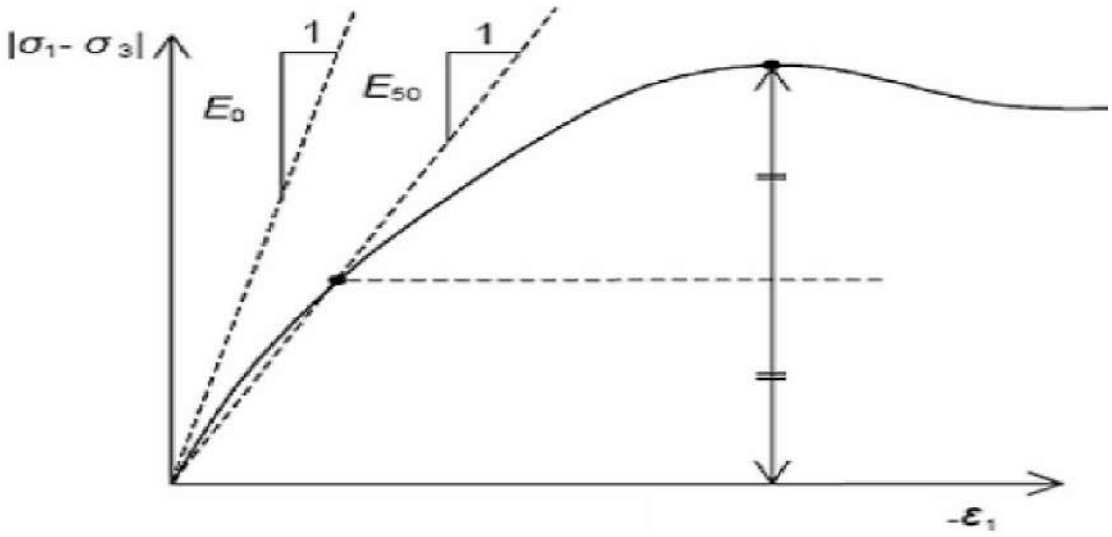


Figure. V. 3: Définition du module à 50 % de la rupture

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte.

Dans la boite de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement

« PLAXIS » ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.

On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul.

Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ *cv* (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec φ_u =0, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur: ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

e) Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$\psi = \varphi - 30°$ pour $\varphi > 30°$.

$\psi = 0°$ pour $\varphi < 30°$.

Le cas $\psi < 0°$ correspond à des sables très lâches .

La valeur $\psi = 0°$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité ; C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

Conclusion partie bibliographique :

Certes la théorie ne peut se défaire de la pratique, elle reste néanmoins indispensable pour avoir une meilleure approche du problème.

L'étude bibliographique nous a permis d'une part d'acquérir des connaissances en ce qui concerne les mouvements de terrain en générale, et les glissements en particulier, d'autre part d'appréhender l'amplitude de ces catastrophes, qui malheureusement sont très souvent sous-estimée en comparaison avec d'autres phénomènes mis en exergue par la masse média.

Pour aborder l'étude du glissement il existe plusieurs méthodes basées sur différentes hypothèses mais dont le raisonnement est généralement le même.

L'étude bibliographique nous a permis de :

- ✓ Déterminer les types de glissements et leurs causes probables.
- ✓ Exposer les essais de laboratoire et in situ.
- ✓ Déterminer les méthodes de calcul de la stabilité des pentes, qui sont basées essentiellement sur la détermination de coefficient de sécurité FS.
- ✓ Les Différentes techniques de confortement.
- ✓ Présentation du code de calcul " PLAXIS".

Partie II :

Analyse

et modélisation d'un

cas réel de glissement

(Ain Arayesse)

Chapitre I:

Analyse de glissement de terrain

I.1 présentation de site étudie

I.1.2 Situation et topographie du site

Le glissement de terrain objet de cette étude est situé au niveau d'ELDAKHLA AIN EL ARAYESS (AIN EL CHEIKH).



Figure I. 1: le site étudie

I.1.3 Sismicité

La localité d'AIN EL ARAYESS est située dans la zone de moyenne sismicité (IIb). La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation.

En effet, pour le calcul dynamique des ouvrages projetés, il y ' a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur.

Le document technique réglementaire, divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante , soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

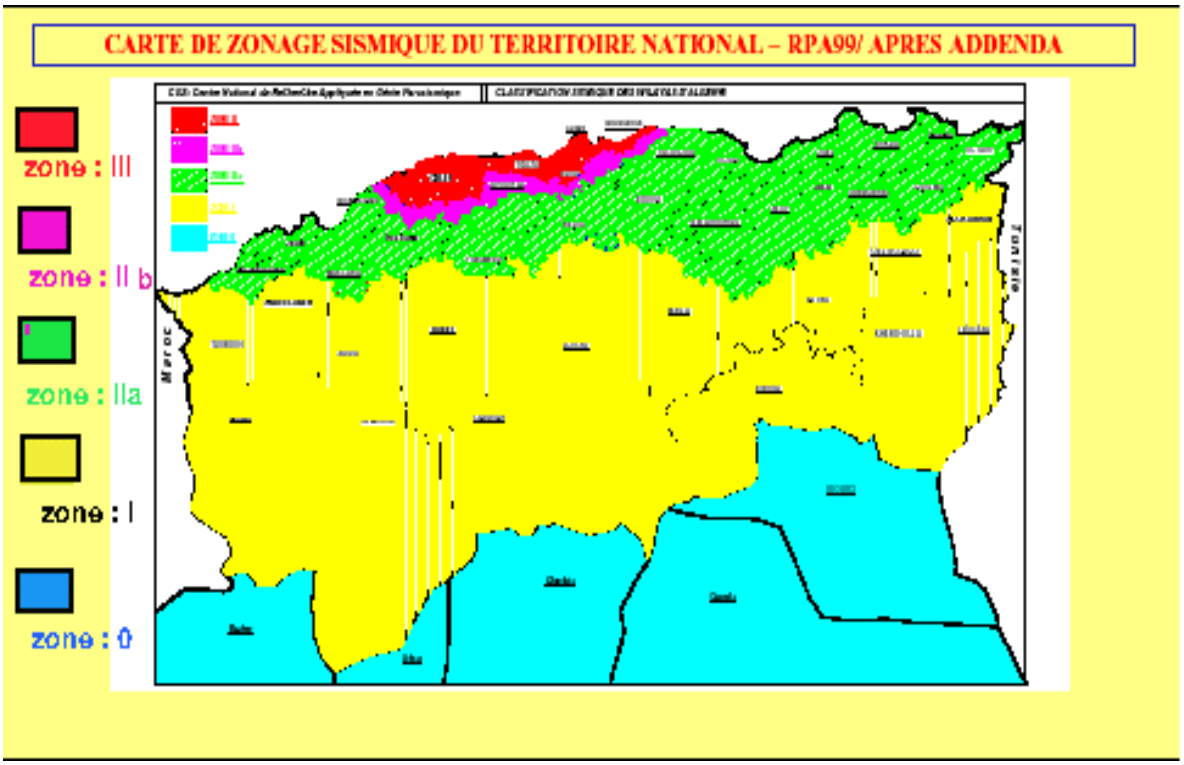


Figure I. 2:carte de zonage sismique

I.1.4 Contexte géologique régional

Dans la région de Médéa, les formations géologiques sont représentées essentiellement par des dépôts néogènes post-nappes et quaternaires, en discordance sur un substratum d'âge crétacé.

I.2 L'investigation géotechnique

Le programme d'investigation géotechnique établi par le client, consiste en la réalisation de:

- Six (06) essais de pénétration dynamique noté PDL.
- Deux (02) sondage carottés noté SC.

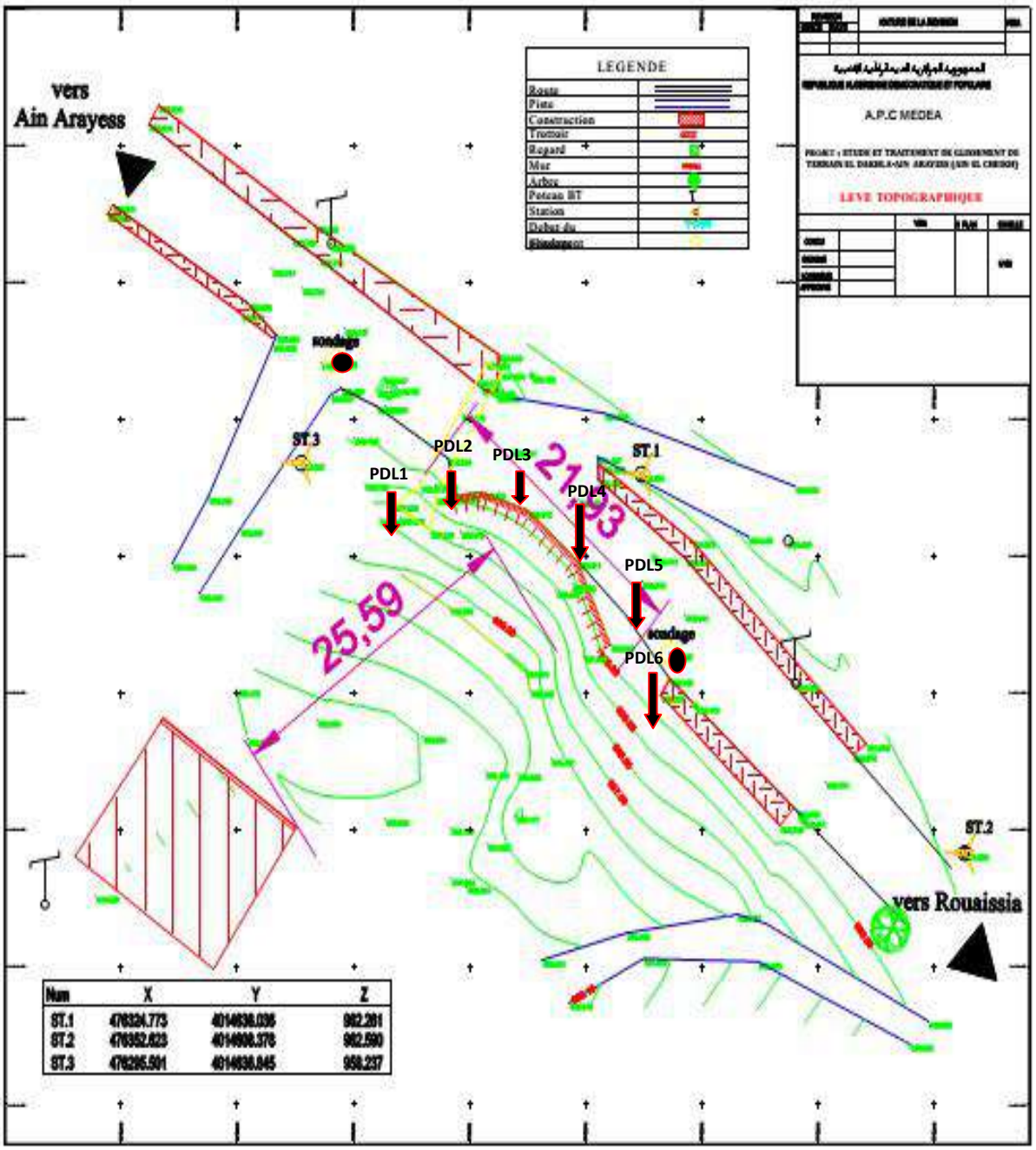


Figure I. 3:Implantation des essais in - situ réalisés

I.2.1 Résultats des sondages carottés

La campagne de reconnaissance par sondages carottés a permis de mettre en évidence un substratum marneux, grisâtre, compacte, recouvert un remblai avec passage des roches, au niveau des deux sondages.



Figure I. 4: Photo de l'essai au sondage

I.2.1.1Sondage au pénétromètre dynamique lourd:

Les caractéristiques d'appareil :

- Pointe de diamètre Φp = 50 mm, de section A =19.63 cm²;
- Mouton de masse M = 63.5 kg ;
- Tige de masse M = 6.1 kg, de diamètre Φt=32 mm et de longueur 1m.



Figure I. 5: Photo de l'essai au pénétromètre dynamique

Les diagrammes pénétromètriques des six (06) sondages réalisés dans le site de projet, montrent que :

- Une certaine homogénéité, sur le plan résistance est constatée, justifiée par la superposition des différents diagrammes pénétromètriques ;
- Les courbes pénétromètriques des six sondages réalisés dans ce site présent une bonne résistance en pointe (forte portance) R_q à partir d'un (01) mètre de profondeur.

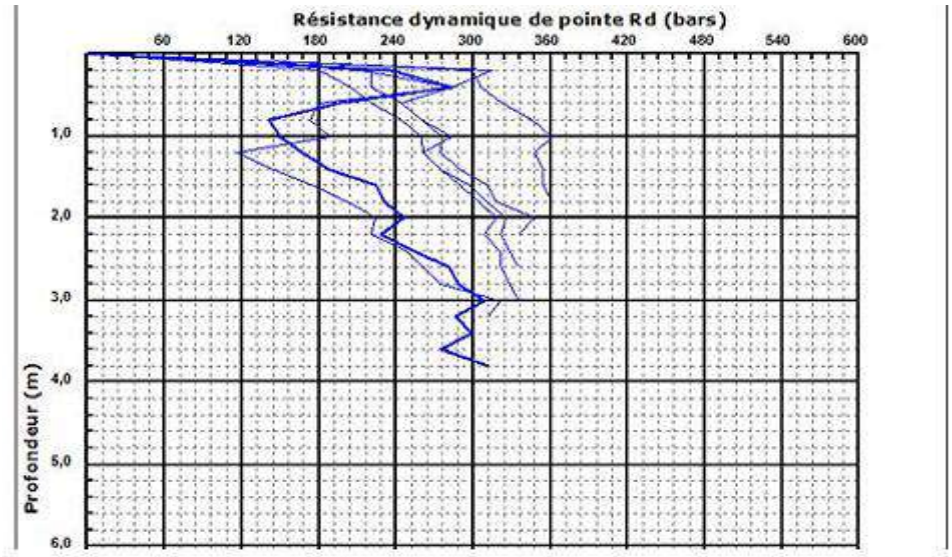


Figure I. 6:diagrammes pénétromètriques

I.2.2 Résultats des essais au laboratoire

L'ensemble des résultats des essais au laboratoire est donné ci-après :

I.2.2.1 Essais physiques :

- ✓ **Humidité :**

Légende :

w : Teneur en eau.

γ_h: Densité humide.

γ_d: Densité sèche.

S_r : Degré de saturation

Sondage N°	Profondeur (m)	W (%)	γ_h t/m^3	γ_d t/m^3	S_r (%)	Interprétation des résultats
SC 01	6.30 à 6.70	23.29	1.96	1.60	91.46	Sol peu dense non saturé
	9.60à10.00	20.64	2.05	1.70	94.73	Sol dense non saturé
	13.00 à13.40	21.32	2.07	1.71	92	Sol dense non saturé
SC 02	8.00 à 8.40	21.64	1.98	1.66	93.26	Sol peu dense et non saturé
	10.00 à 10.70	23.09	2.01	1.73	96	Sol dense saturé

Tableau 1. 1:Résultats des essais au laboratoire(himidité)

✓ **Granulométrie** :

Légende :

% < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm

% < 80 µm: Pourcentage des passants inférieurs à 80 µm

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µm	Interprétation des résultats
	7.50-8.00	100	99.98	SOL FIN
SC 01	10.50-11.00	100	99.64	
	5.00-5.50-1.50	89	86.26	
SC 02	8.00-8.40	100	99.54	SOL FIN

Tableau 1. 2:Résultats des essais au laboratoire (Granulométrie)

✓ **Limites d'Atterberg:**

Légende :

WL (%) : Limite de liquidité.

WP (%) : Limite de plasticité.

IP (%) : Indice de plasticité.

Sondage N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation des résultats
	7.50 à 8.00	46.24	23.54	22.7	Sol plastique
SC 01	10.50 à 11.00	52.52	22.81	29.71	Sol très plastique
	5.00 à 5.50	59.16	30.3	28.86	Sol très plastique
SC 02	8.00 à 8.40	57.28	28.32	28. 96	Sol très plastique

Tableau 1. 3:Résultats des essais au laboratoire(Limites d'Atterberg)

I.2.2.2 Essais mécaniques :

- ✓ **Essais de compressibilité à l'oedomètre :**

Légende :

PC (bars): Pression de consolidation.

CC (%) : Coefficient de compressibilité.

CG (%) : Coefficient de gonflement.

Sondage N°	Profondeur (m)	P_C (bars)	C_C (%)	C_G (%)	interprétation
SC 01	8.00 à 8.40	2.04	14.59	5.75	Le sol est sur-consolidé, moyennement compressible et gonflant
SC 02	7.40 à 7.90	1.99	1.33	0.49	Le sol est sur-consolidé, peu compressible et peu gonflant
	12.40 à 12.80	2.33	33.16	10.85	Le sol est sur-consolidé, très compressible et très gonflant

Tableau 1. 4:Essais de compressibilité à l'oedomètre

- ✓ **Essais de cisaillement direct (Boite de Casagrande) :**

Légende :

C : Cohésion non drainée.

Φ: Angle de frottement.

Sondage N°	Profondeur (m)	Nature d'essai	Φ (°)	C (bars)
SC 01	8.00 à 8.40	UU Sat	12.27	2.23
	12.40 à 12.80	UU Sat	24.04	1.29
SC 02	8.60 à 9.00	UU Sat	24.56	1.5

Tableau 1. 5: Essais de cisaillement direct (Boite de Casagrande)

I.3 Analyse de la stabilité

I.3 .1 La géométrie du problème

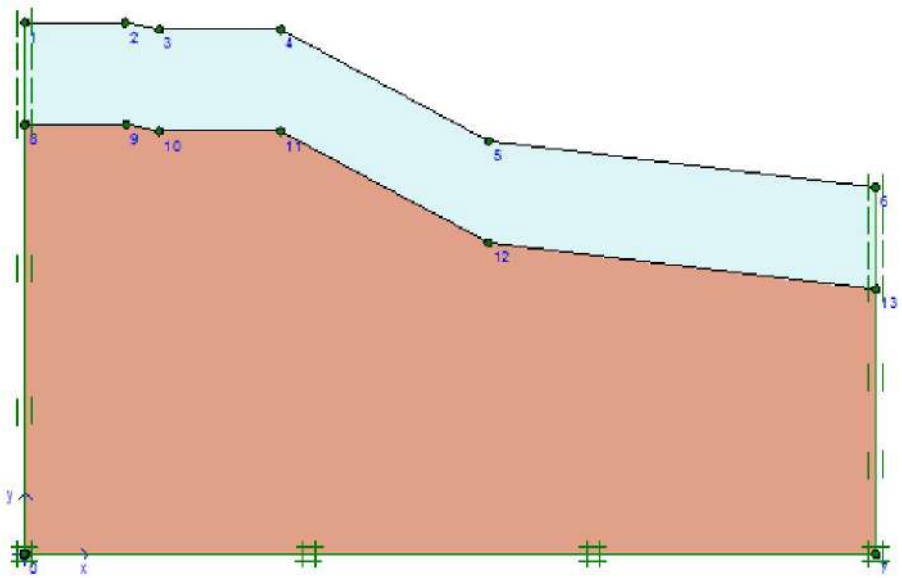


Figure I. 7: Géométrie du problème

I.3.2 Informations générales

a) **les unités** :

Type	Unit
longueur	m
Force	kN
Temps	j

Tableau 1. 6: les unités de calcul

b) modèle :

Model	Plane strain
Elément	6-Noded

Tableau 1. 7: le modèle de calcul.

c) les dimensions :

	min	max
X	0,000	41,500
Y	0,000	26,000

Tableau 1. 8: les dimensions de talus.

I.3.3 Caractéristiques des sols

Le modèle utilisé est le modèle de (Mohr- Coulomb) inclus dans Plaxis, Les propriétés Géotechniques du sol sont regroupées au Tableau suivant :

Mohr-Coulomb		1 Remblai	2 Marne
Type		Drainer	Drainer
γ_d	[KN/m^3]	16	16.7
γ_{sat}	[KN/m^3]	20	20.26
K_x	[m/j]	1	0.001
K_y	[m/j]	1	0.001
e_{init}	[-]	1	1
c_k	[-]	1E15	1E15
E_{ref}	[KN/m^2]	8000	2000
v	[-]	0.3	0.35
G_{ref}	[KN/m^2]	3076.923	740.741
$E_{œd}$	[KN/m^2]	10770	3210
C_{ref}	[KN/m^2]	1	176
φ	[°]	30	18.155
ψ	[°]	0	0

Tableau 1. 9: les caractéristiques des matériaux

I.3.4 Génération du Maillage

On règle la finesse du maillage (Globale coarsenese) sur (coarse).

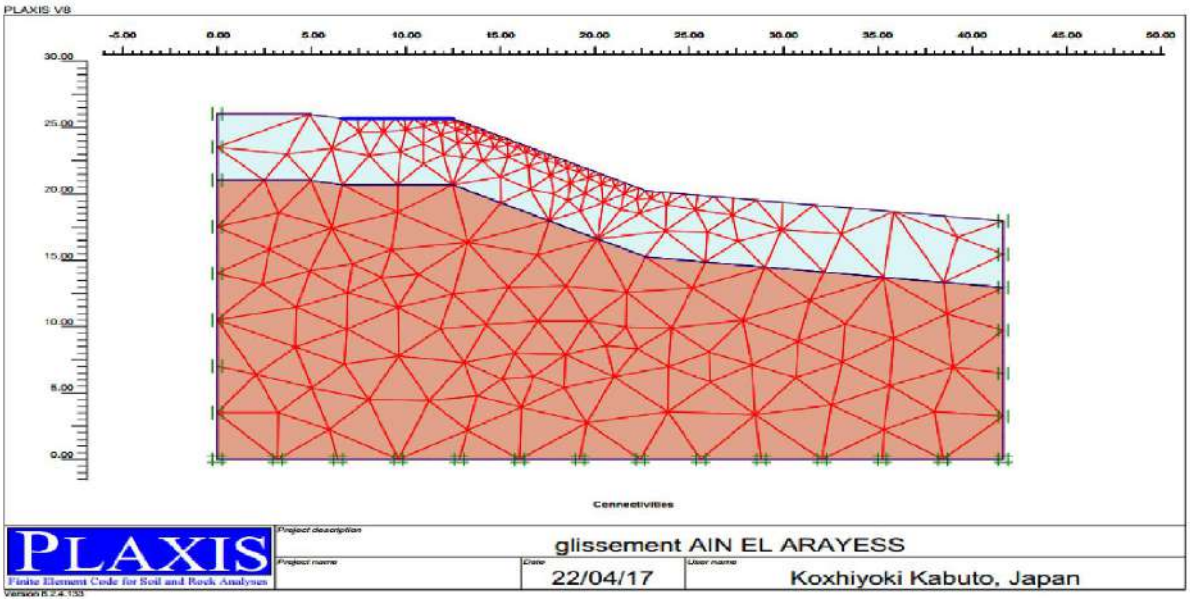


Figure I. 8: Génération du maillage

I.4 calcule de facteur de sécurité

Les surcharges routières sont calculées en prenant le camion semi-remorque de 4 essieux comme véhicule de référence. Les charges dues au trafic routier et au corps de chaussée sont modélisées comme des forces réparties verticalement de 20 kN/m2.

I.4.1 Les valeur des déplacements

- ✓ Les déplacements totaux= 4.18m

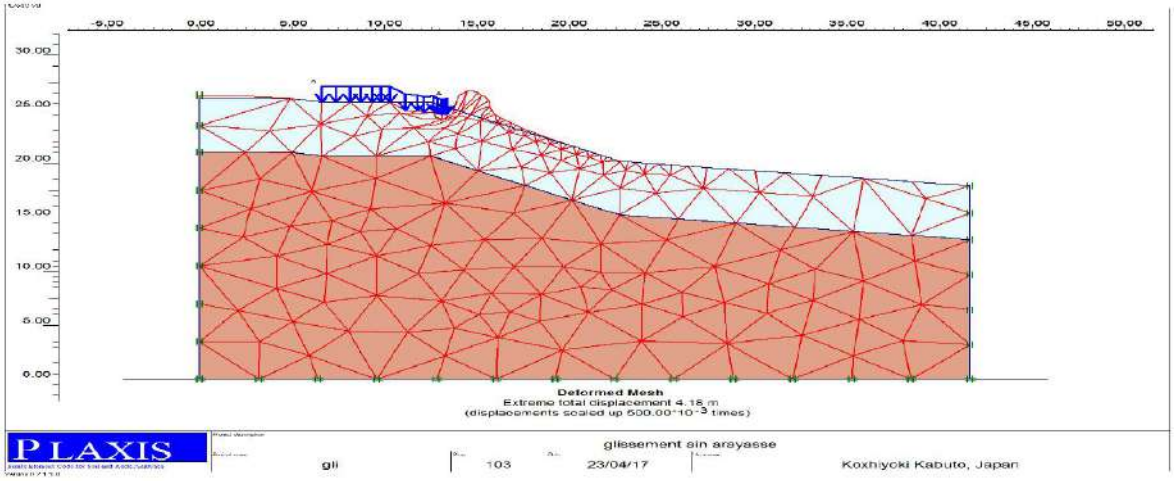


Figure I. 9: Les déplacements totaux

✓ Les déplacements horizontaux=2.97m

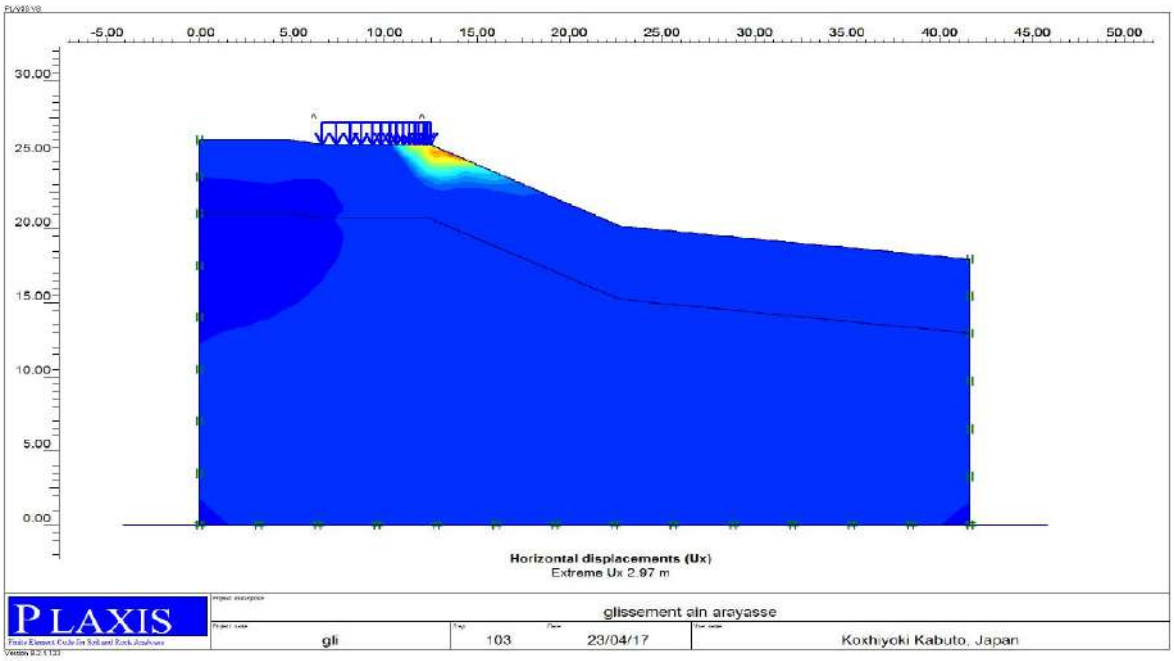


Figure I. 10: Les déplacements horizontaux

✓ Les déplacements verticaux=3.02m

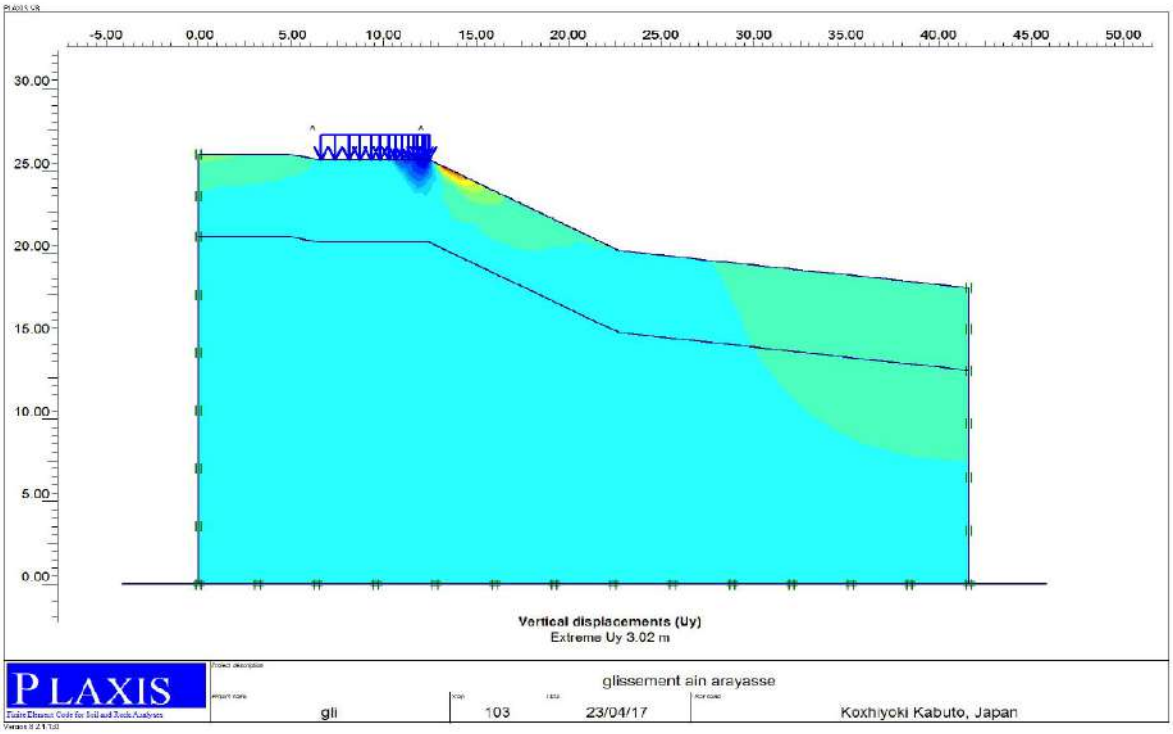


Figure I. 11: Les déplacements verticaux

I.4.2 Valeur de facteur de sécurité

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info

Step	103 of 103	Extrapolation factor	1.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	0.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	0.912
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure I. 12:Des informations sur le calcul

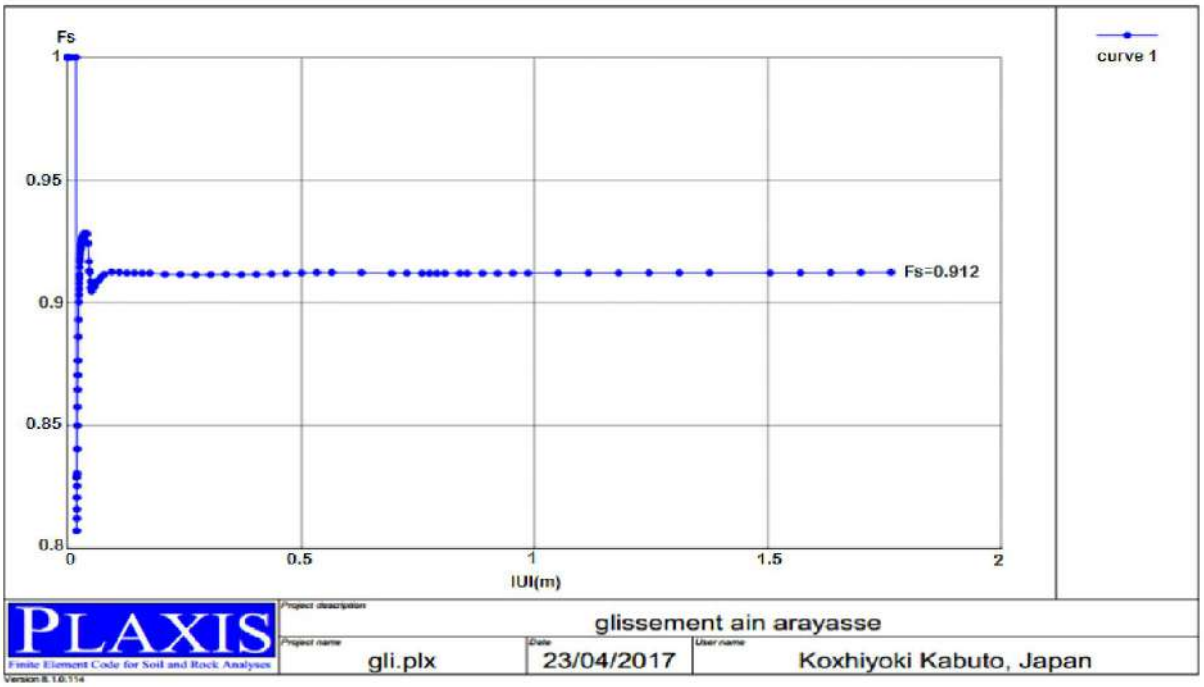


Figure I.12:Valeur moyenne du coefficient de sécurité

I.5 CONCLUSION :

- **Stabilité d'ensemble :**

L'état actuel de lieu indique plusieurs signes d'instabilité. Toute fois, il serait toujours utile de rappeler la nécessité de faire une solution de renforcement ou de stabilisation du glissement rencontré.

- **Lithologie du site :**

Sur le plan lithologique, le sol du site est constitué d'une première couche de remblai avec passage des roches suite d'une couche de marne grisâtre.

- **Contrainte admissible** :

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance minimale pR= 60 bars à partir de la profondeur z= 1,00 m (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est : qadm= 2,4 bars.

- **Valeur de facteur de sécurité initial**

Etant donné que le talus devient instable (F_s < 1.30) après la mise en place du chargement, on essayera dans ce qui suit de présenter quelques méthodes de confortement.

Chapitre II :

Confortement de glissement de terrain (Ain Arayesse)

II.1 Première méthode : renforcement avec le mur en gabion

II.1.1 Caractéristiques techniques des gabions

❖ **Traitement contre la corrosion :**

- Alliage métallique zinc 95% + aluminium 5% - avec un minimum de 350 g / m.

- Garantie de 60 ans contre la corrosion en milieu non corrosif tempéré. Revêtement métallique allié Zinc.

- Possibilité de revêtement PVC avec épaisseur nominale de 0.25 mm. (RAL gris 7037 / vert 6005).

❖ **Résistance mécanique des fils :**

- Fil de 3 mm, résistance à la traction 700-800 N/mm²

- Fil de 4.55 mm, résistance à la traction 700-800 N/mm².

- Tolérance sur diamètre du fil ± 0.07 mm.



Figure II. 1:cage de gabion

II.1.2 calcul du facteur de sécurité avec mise en place les gabions :

II.1.2.1 Valeur de facteur de sécurité Pour H = 4m

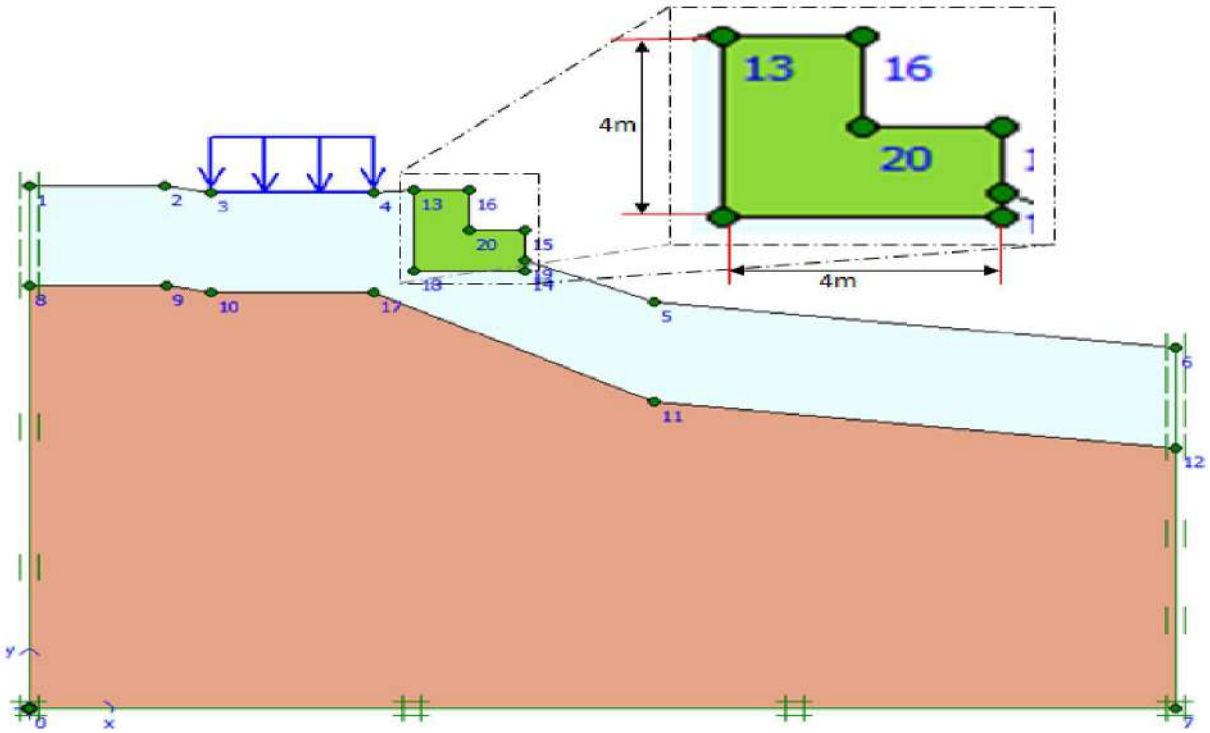


Figure II. 2: les caractéristiques de chaque couche avec gabion

❖ **Valeur des déplacements**

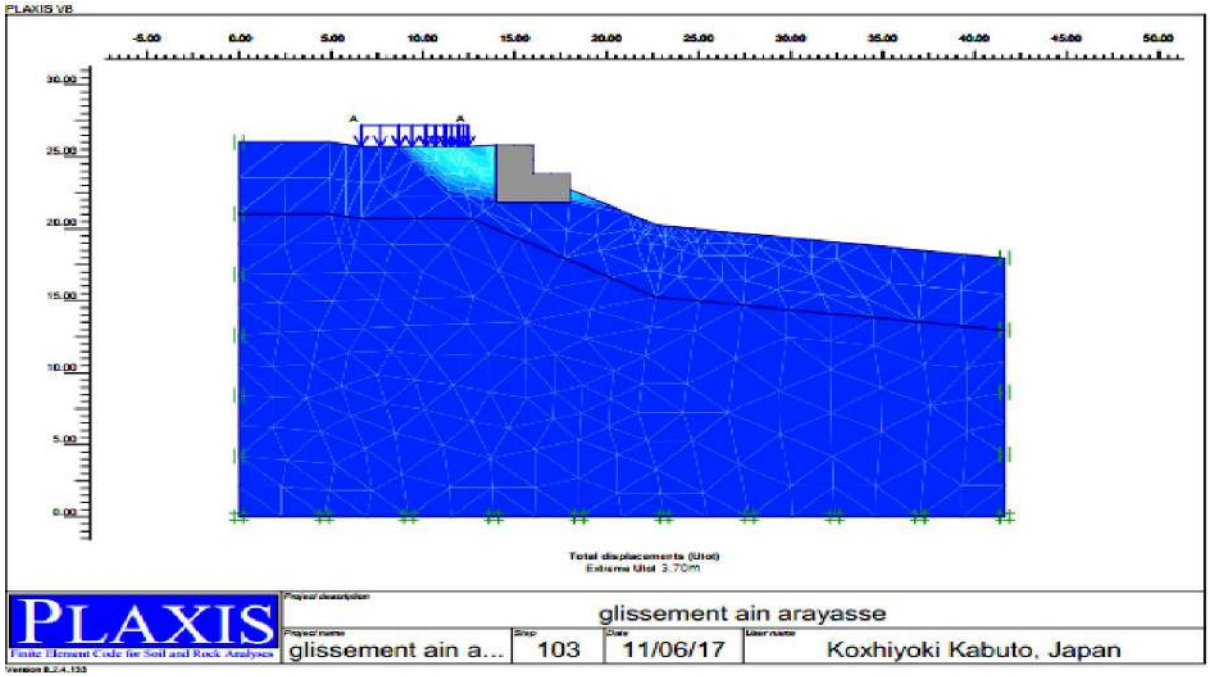


Figure II. 3: déplacement de talus avec gabion

✓ Les déplacements totaux= 3.70m

❖ **Valeur de facteur de sécurité**

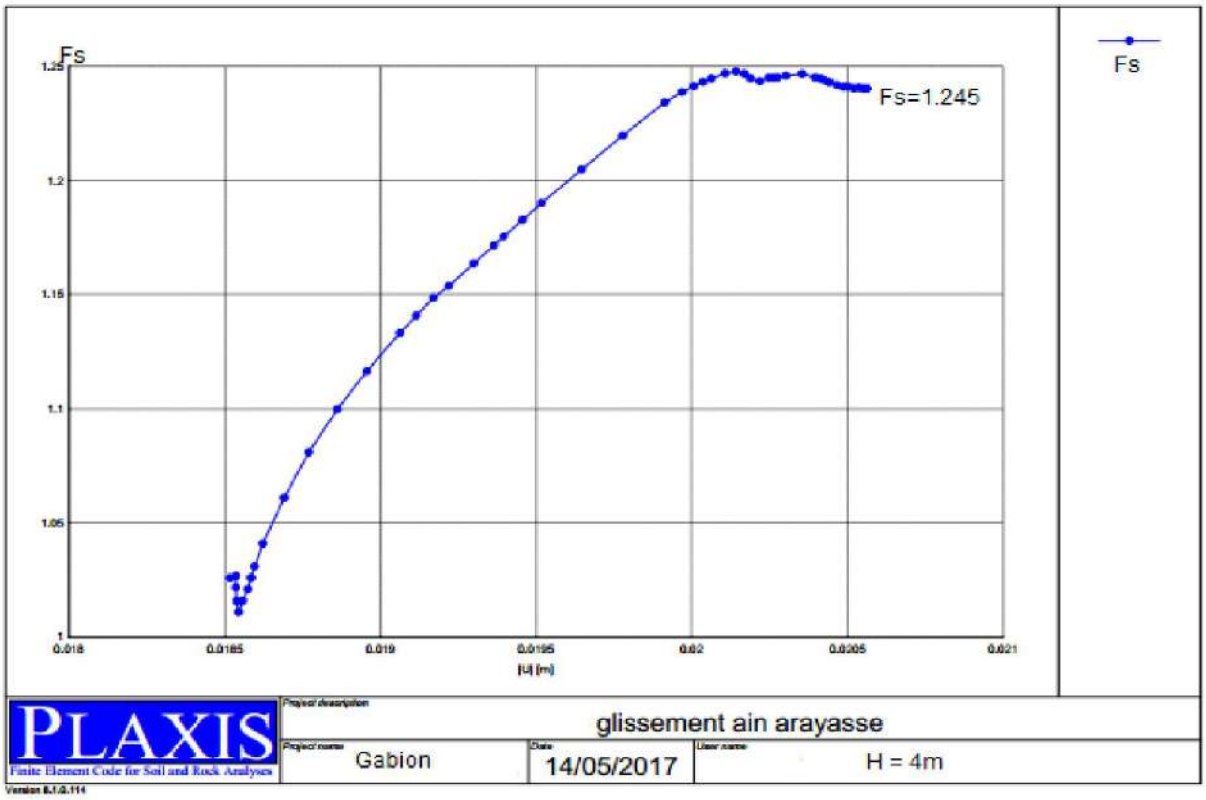


Figure II. 4:courbe de Fs avec gabion

II.1.2.2 Valeur de facteur de sécurité Pour H = 5m

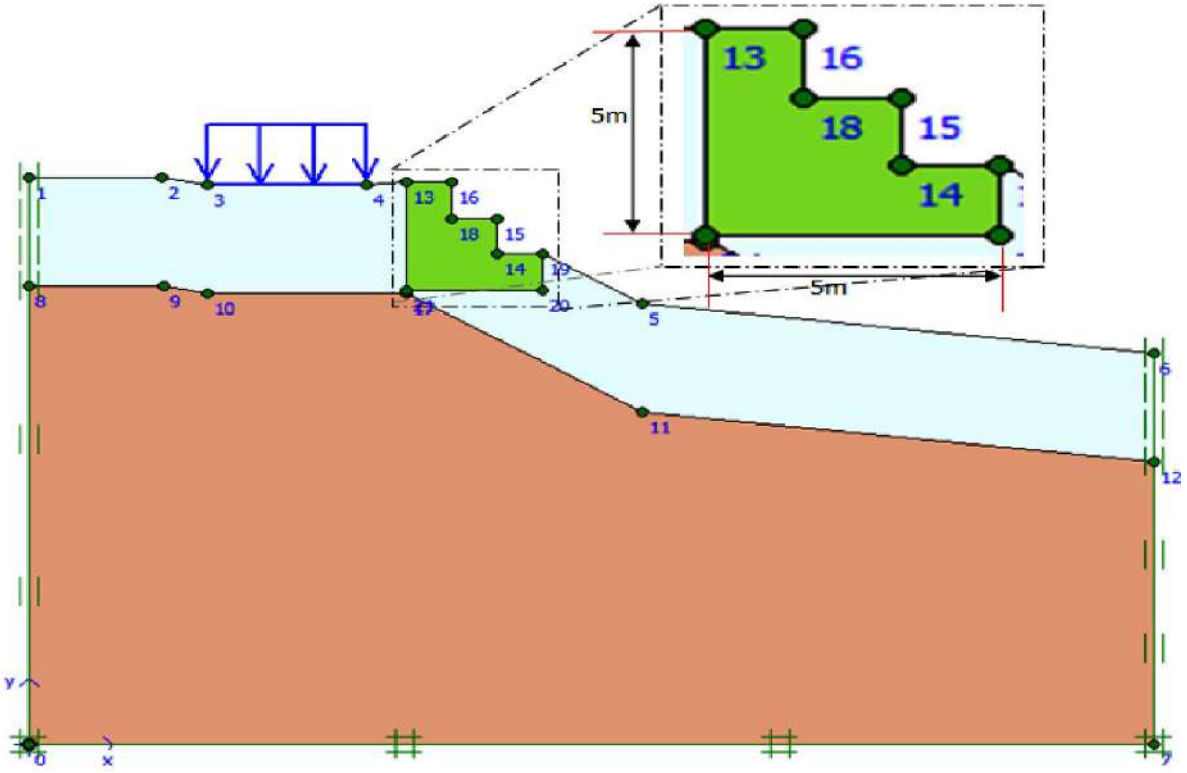


Figure II. 5: les caractéristiques de chaque couche avec gabion2

❖ **Valeur des déplacements**

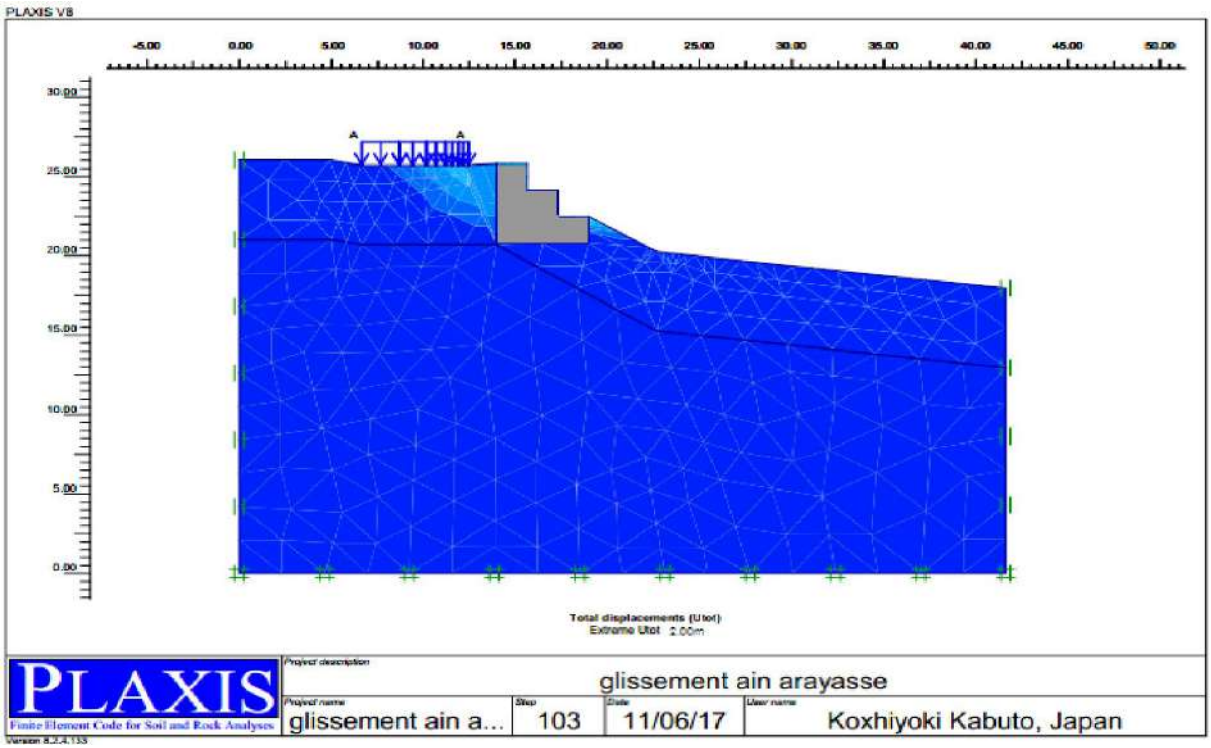


Figure II. 6: déplacement de talus avec gabion2

✓ Les déplacements totaux=2.00m

❖ **Valeur de facteur de sécurité**

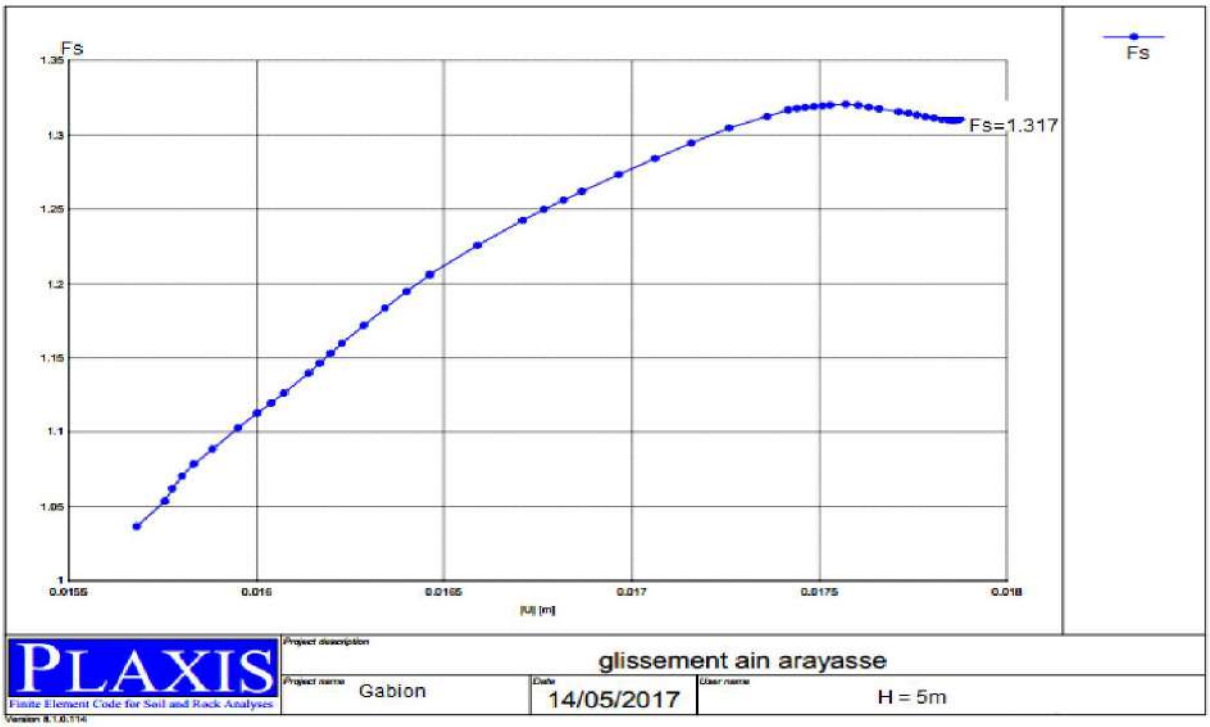


Figure II. 7:courbe de Fs avec gabion2

II.1.2.3 Valeur de facteur de sécurité Pour H = 6m

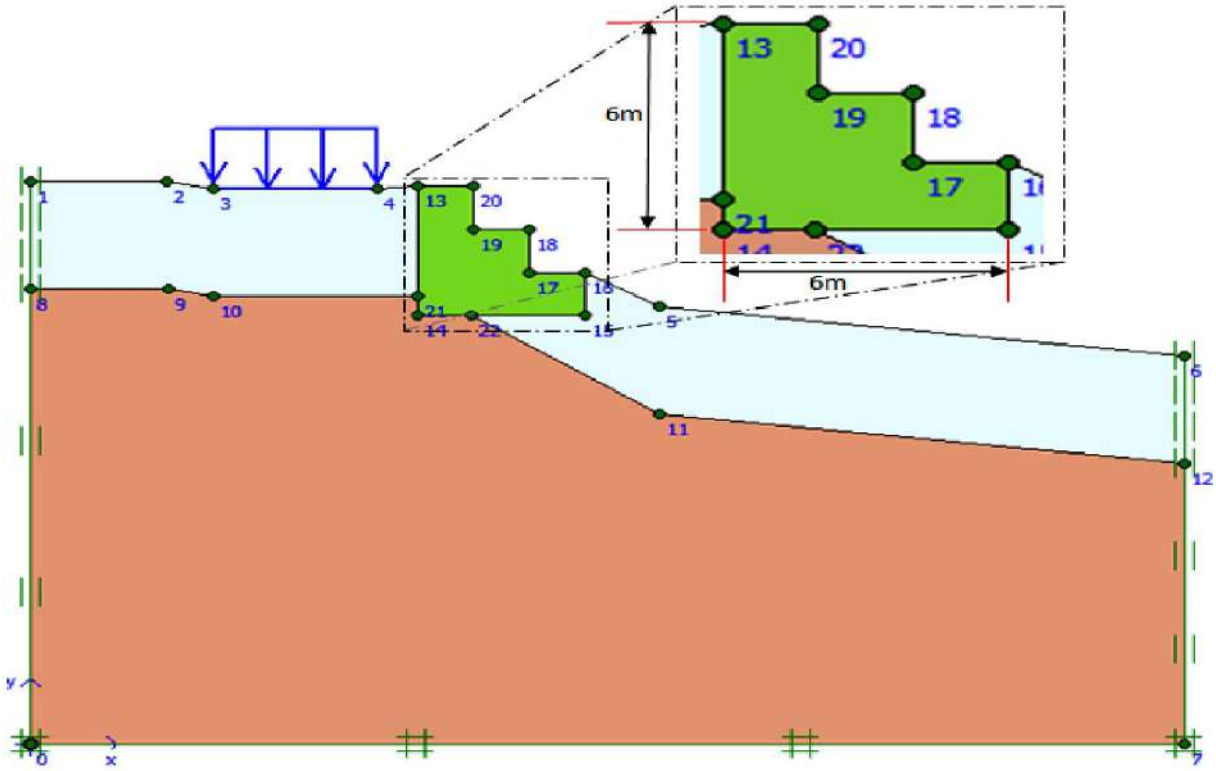


Figure II. 8: les caractéristiques de chaque couche avec gabion3

❖ **Valeur des déplacements**

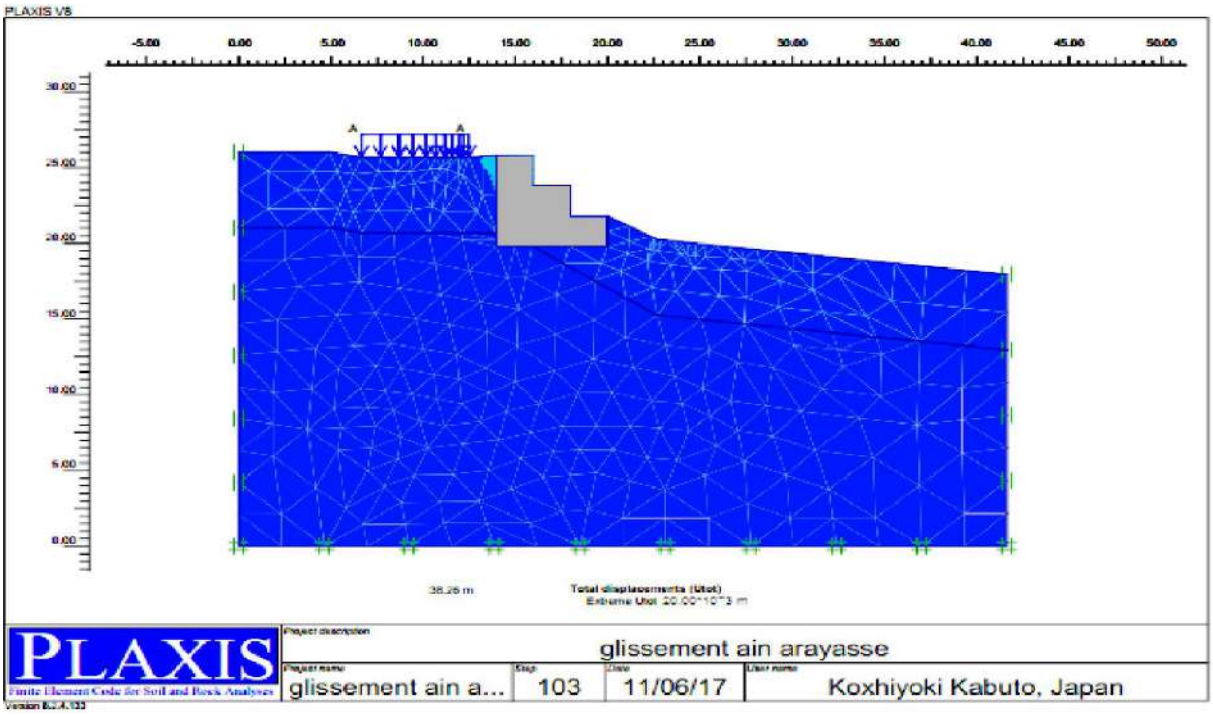


Figure II. 9: déplacement de talus avec gabion3

✓ Les déplacements totaux=$20.00*10^{-3}$m

❖ **Valeur de facteur de sécurité**

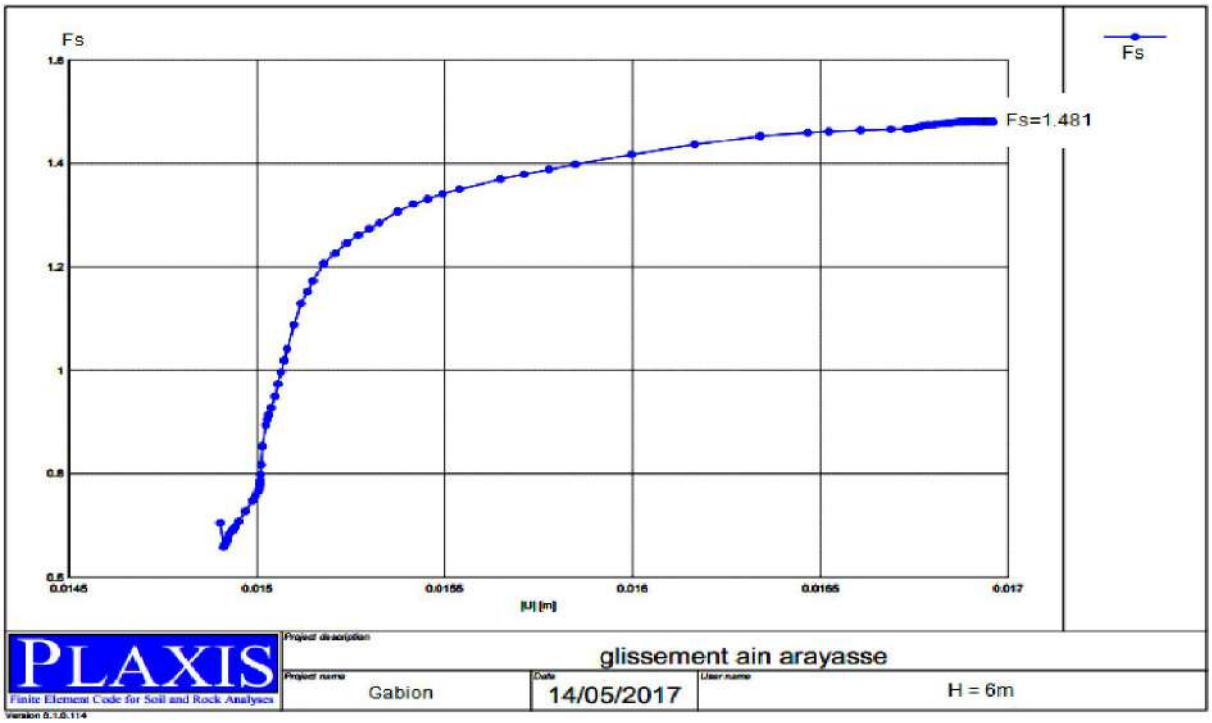


Figure II. 10:courbe de Fs avec gabion3

II.1.3comparatif des résultats des gabions

La valeur de hauteur (m)	La valeur de « F_S »	La valeur de déplacement (m)
H=4	1.245	3.70
H=5	1.317	2.00
H=6	1.481	$20.00*10^{-3}$

Tableau II. 1:récapitulatif des résultats de gabion

II.2 Deuxième méthode : renforcement avec mur de soutènement en béton armée

II.2.1 calcul du facteur de sécurité avec mur de soutènement en béton armé

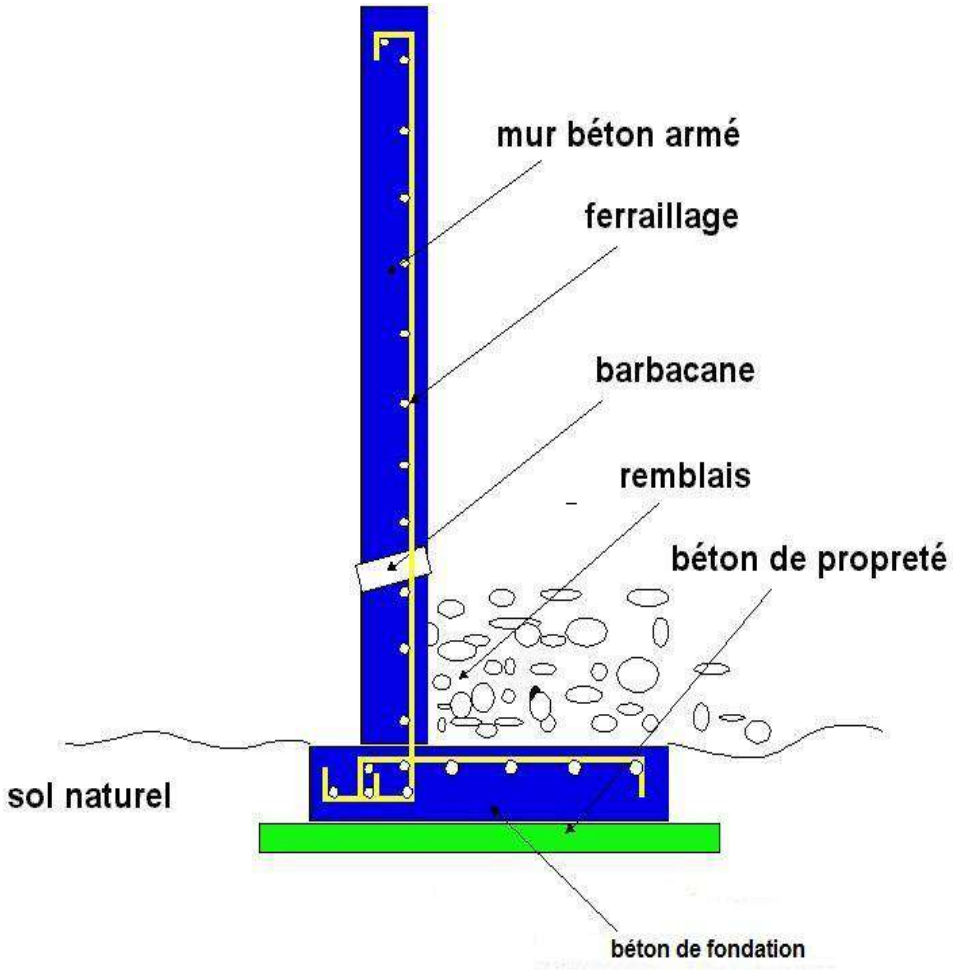


Figure II. 11: schéma de mur de soutènement

II.2.1.1 calcul du facteur de sécurité pour h=4m

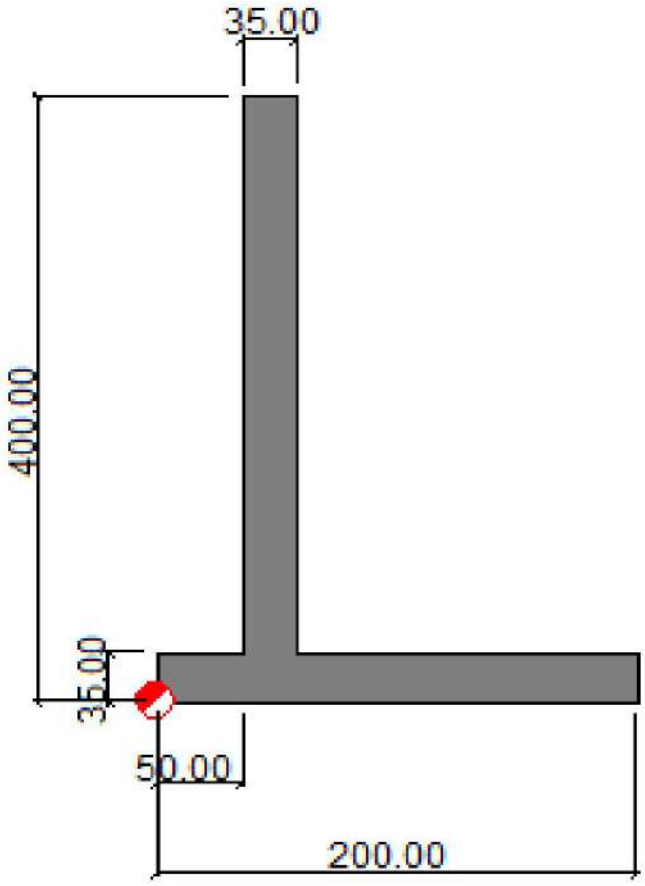


Figure II. 12: La géométrie du mur de soutènement.1

II.2.1.1.1Caractéristique du mur de soutènement

Identification	EA [kN/m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
Voile	1.000E+07	1.000E+05	25
semelle de voile	2.000E+08	2.000E+06	25

Tableau II. 2:Caractéristique du mur de soutènement.1

Avec :

- EA = raideur normale du mur.

- EI = rigidité flexionnel de la paroi.

- W=poids volumique du béton.

❖ **Valeur des déplacements**

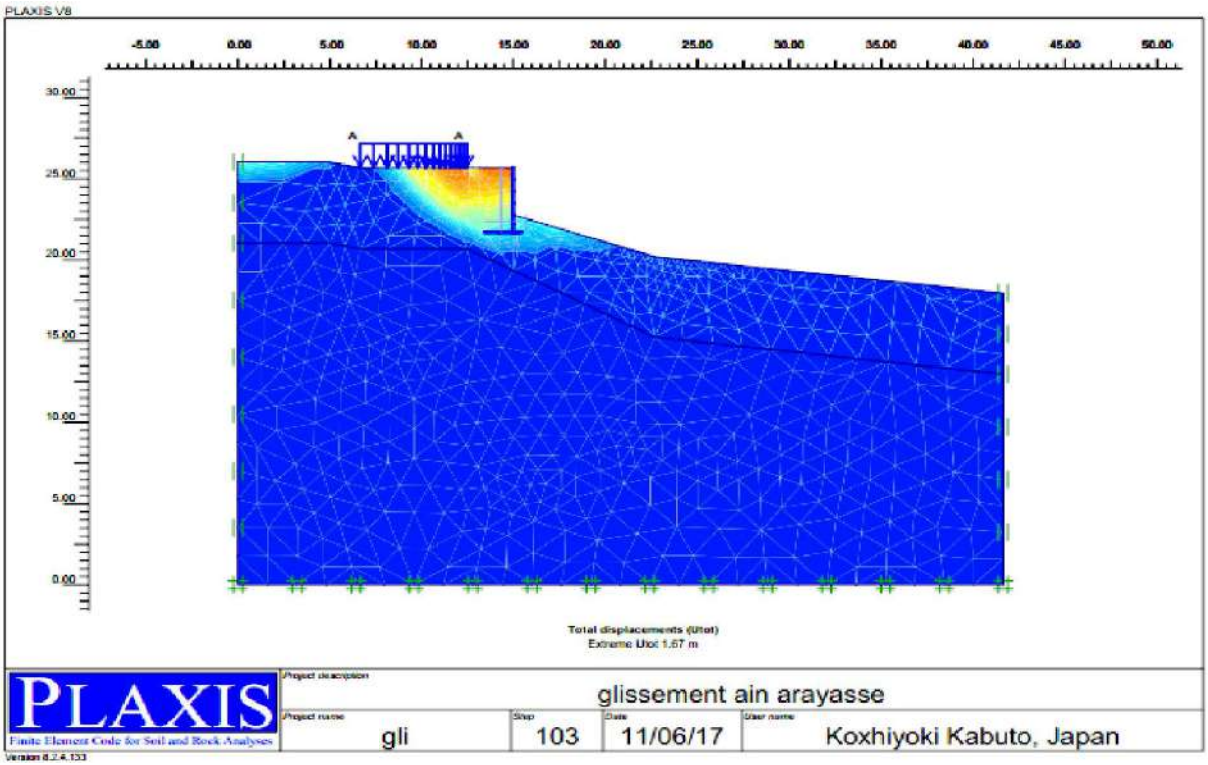


Figure II. 13: déplacement totaux avec mur de soutènement.1

- ✓ Les déplacements totaux= 1.67m

❖ **Valeur de facteur de sécurité**

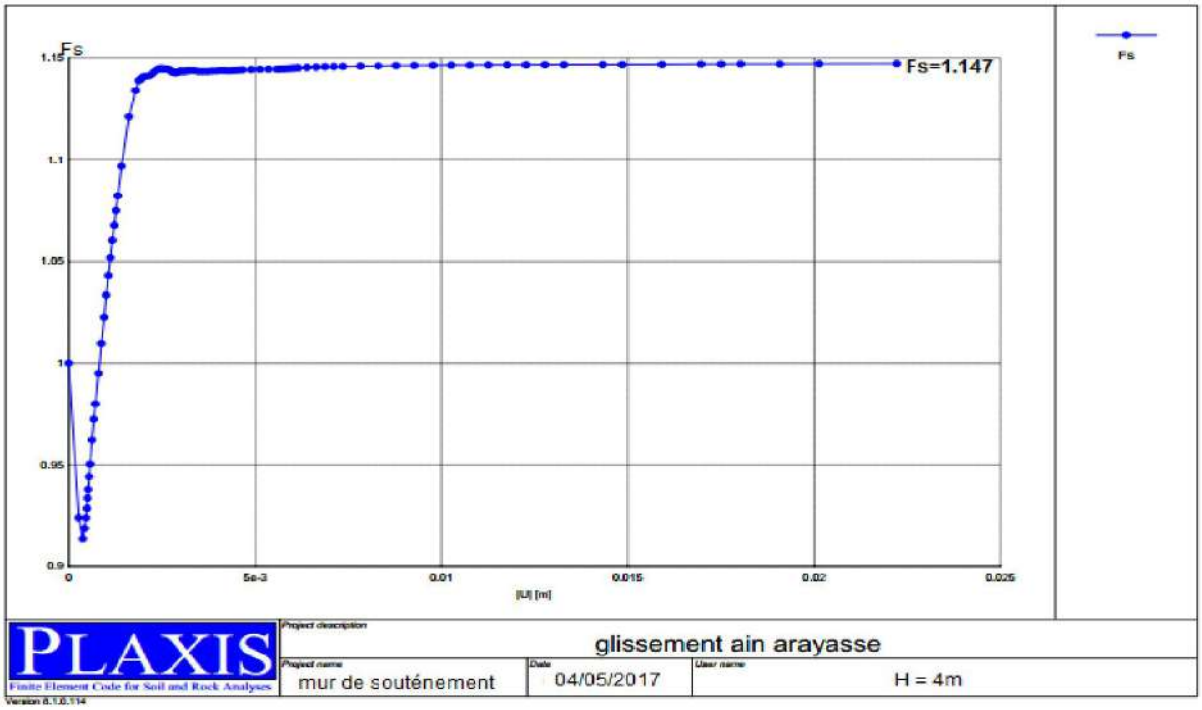


Figure II. 14: Courbe de FS avec mur de soutènement.1

II.2.1.2 calcul du facteur de sécurité pour h=5m

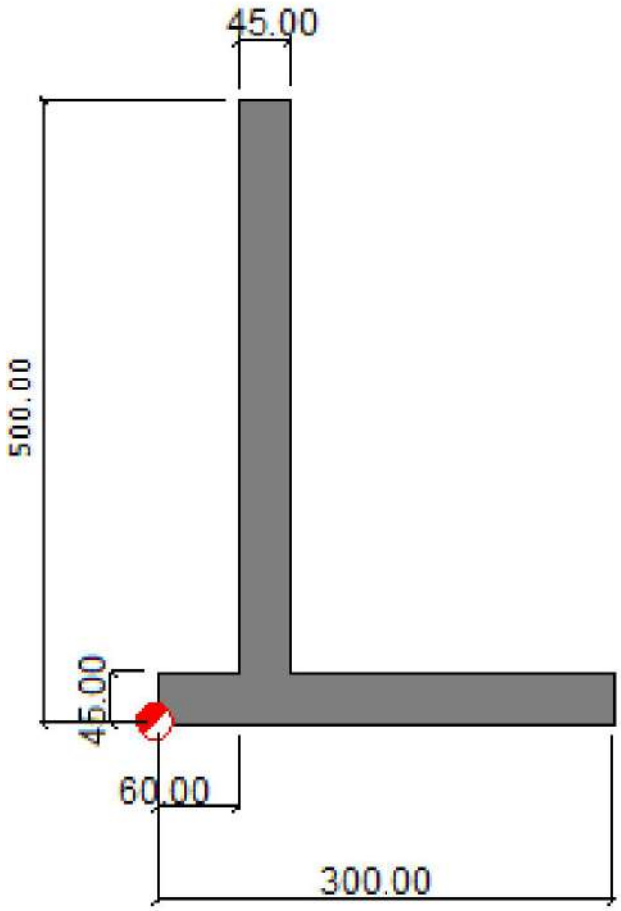


Figure II. 15: La géométrie du mur de soutènement. 2

II.2.1.2.1Caractéristique du mur de soutènement

Identification	EA [kN/m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
Voile	7.700E+06	1.330E+05	25
semelle de voile	1.000E+09	1.730E+07	25

Tableau II. 3:Caractéristique du mur de soutènement2

❖ **Valeur des déplacements**

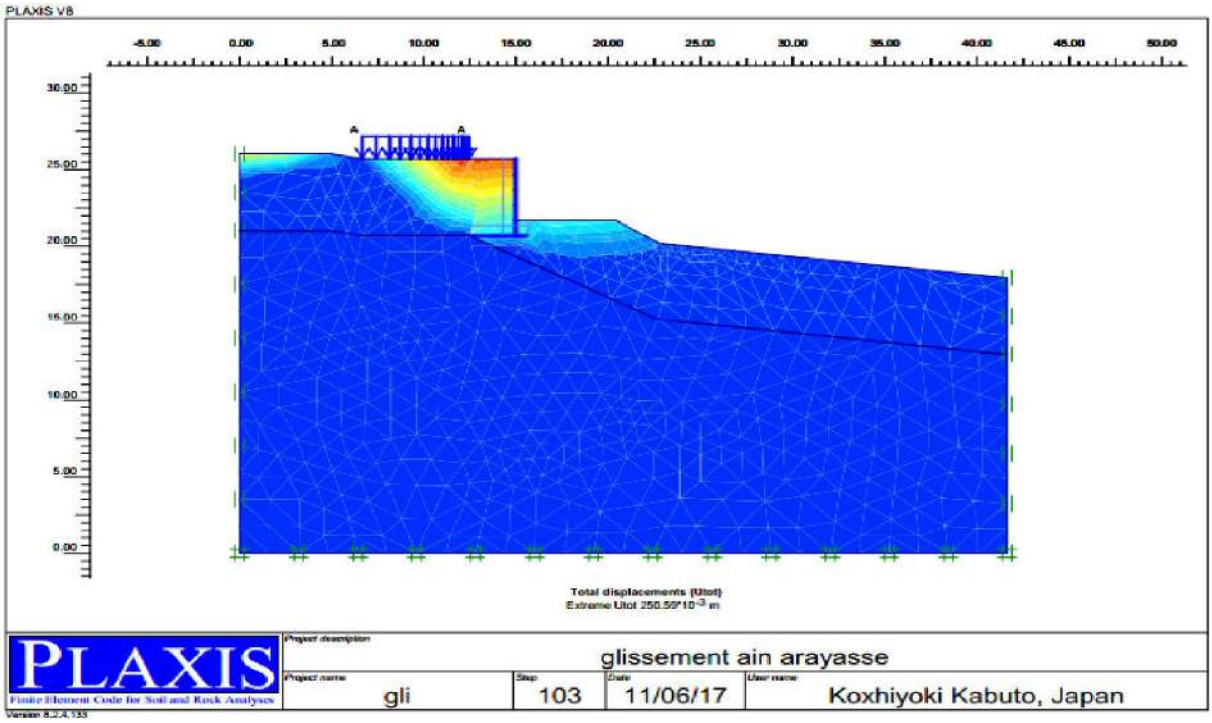


Figure II. 16: déplacement totaux avec mur de soutènement. 2

✓ Les déplacements totaux= 250.59*10^{-3}m

❖ **Valeur de facteur de sécurité**

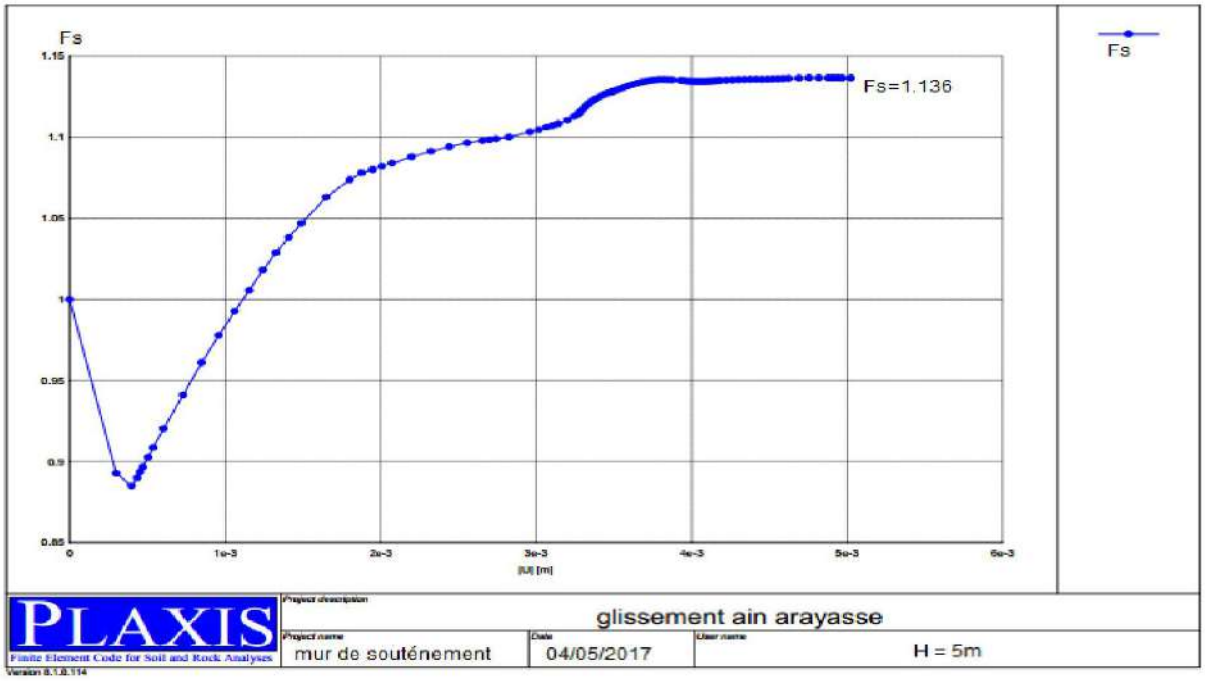


Figure II. 17: Courbe de FS avec mur de soutènement.2

II.2.1.3 calcul du facteur de sécurité pour h=6m

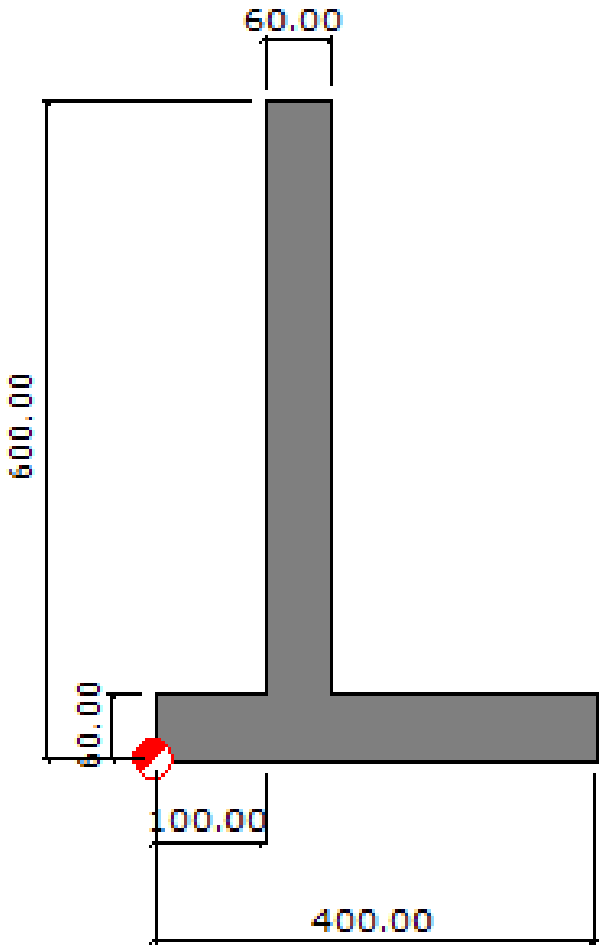


Figure II. 18: La géométrie du mur de soutènement.3

II.2.1.3.1Caractéristique du mur de soutènement

Identification	EA [kN/m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
Voile	7.700E+06	2.300E+05	25
semelle de voile	1.000E+09	3.000E+07	25

Tableau II. 4:Caractéristique du mur de soutènement.3

❖ **Valeur des déplacements**

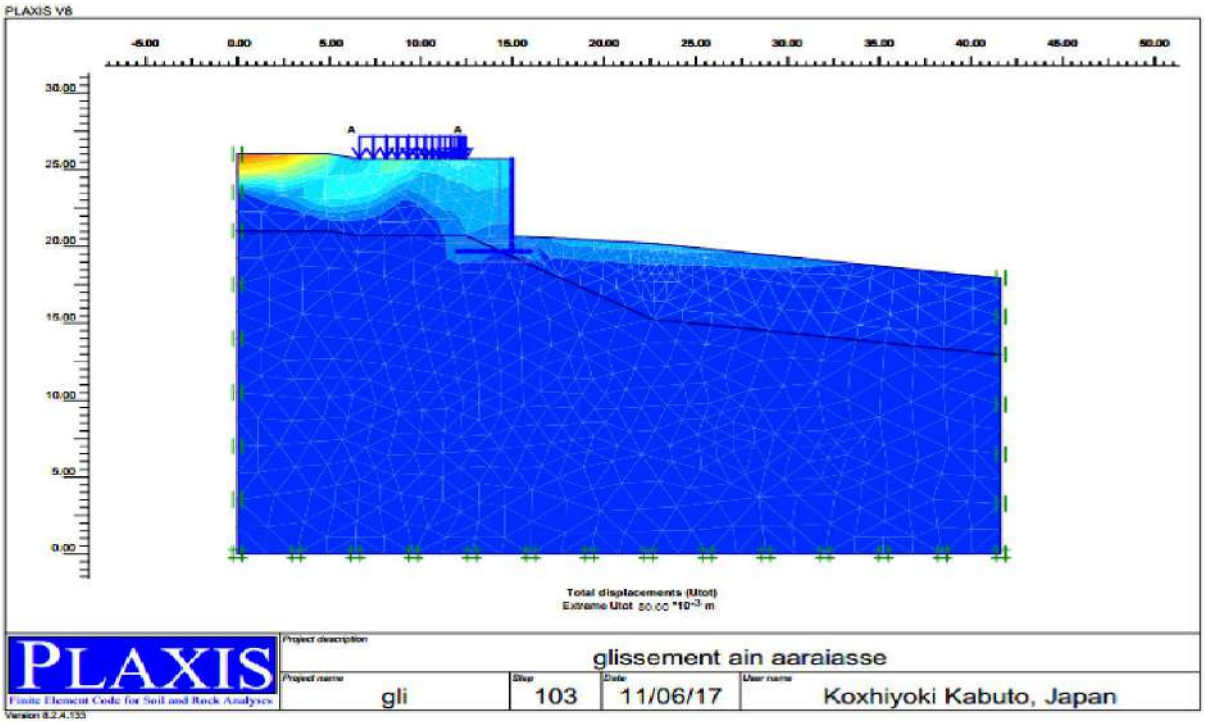


Figure II. 19: déplacement totaux avec mur de soutènement.3

- ✓ Les déplacements totaux= 80.00*10^{-3}m

❖ **Valeur de facteur de sécurité**

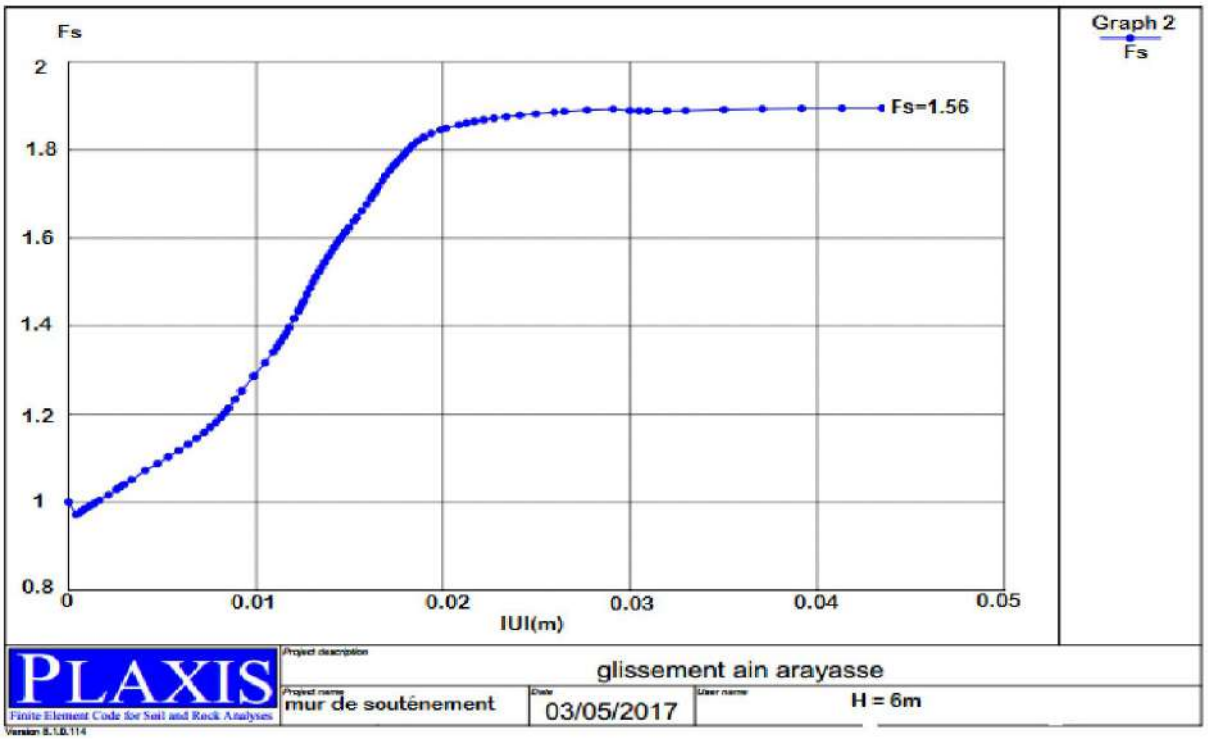


Figure II. 20: Courbe de FS avec mur de soutènement.3

II.2.2 comparatif du résultat de mur de soutènement en béton arme

La valeur de hauteur (m)	La valeur de « F_S »	La valeur de déplacement (m)
H=4	1.147	1.67
H=5	1.136	$250.59*10^{-3}$
H=6	1.560	$80.00*10^{-3}$

Tableau II. 5:récapitulatif des résultats de mur de soutènement

II.3 comparatif du résultat des différentes méthodes de confortement :

Méthode de confortement	Coefficient de sécurité	Déplacement totaux (m)	Prix (DA)
Mur en gabion	1.481	$20.00*10^{-3}$	1848000
Mur en béton arme	1.560	$80.00*10^{-3}$	3898400

Tableau II. 6: comparatif des résultats

II.4 CONCLUSION :

Parmi les techniques de confortement des talus, nous avons établi les deux systèmes de confortement qui nous ont été apparus les plus adaptés au terrain, aux contraintes existantes et aux problèmes et causes du glissement ainsi que celles liées à la faisabilité des travaux au niveau du site.

Nous avons remarqué, d'après les résultats obtenus, que les deux systèmes de confortement n'ont pas tous permis un gain appréciable en ce qui concerne la valeur du coefficient de sécurité, toutefois, nous avons remarqué une différence dans le coût de réalisation.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La recherche de la solution pour un glissement de terrain passe, d'abord, par la localisation de la surface de rupture dans le sol, ses dimensions ainsi sa profondeur. L'ensemble des observations et analyses effectuées sur site de glissement confirment que ce mouvement est dû à une diminution des caractéristiques mécaniques du sol en place.

La réussite du confortement d'un glissement de terrain existant est subordonnée par la réduction des forces motrices ou bien celles de l'augmentation des forces de résistance.

Les méthodes utilisées pour la vérification de la stabilité de terrain ont été exposés dans le présent mémoire, ensuite, et en se basant sur les paramètres géotechniques et topographiques de la zone de glissement, une analyse du mouvement de terrain a été menée par le logiciel

« Plaxis 8.2 ».

Après confortement, l'analyse de la stabilité du talus (conforté) a fait l'objet d'une vérification globale par le même logiciel.

Deux méthodes de confortement ont été testées :

— 1^{ére} Méthode : Renforcement avec mur de gabions ;
— 2^{éme} Méthode : Renforcement de talus avec mur de soutènement en béton armée ;

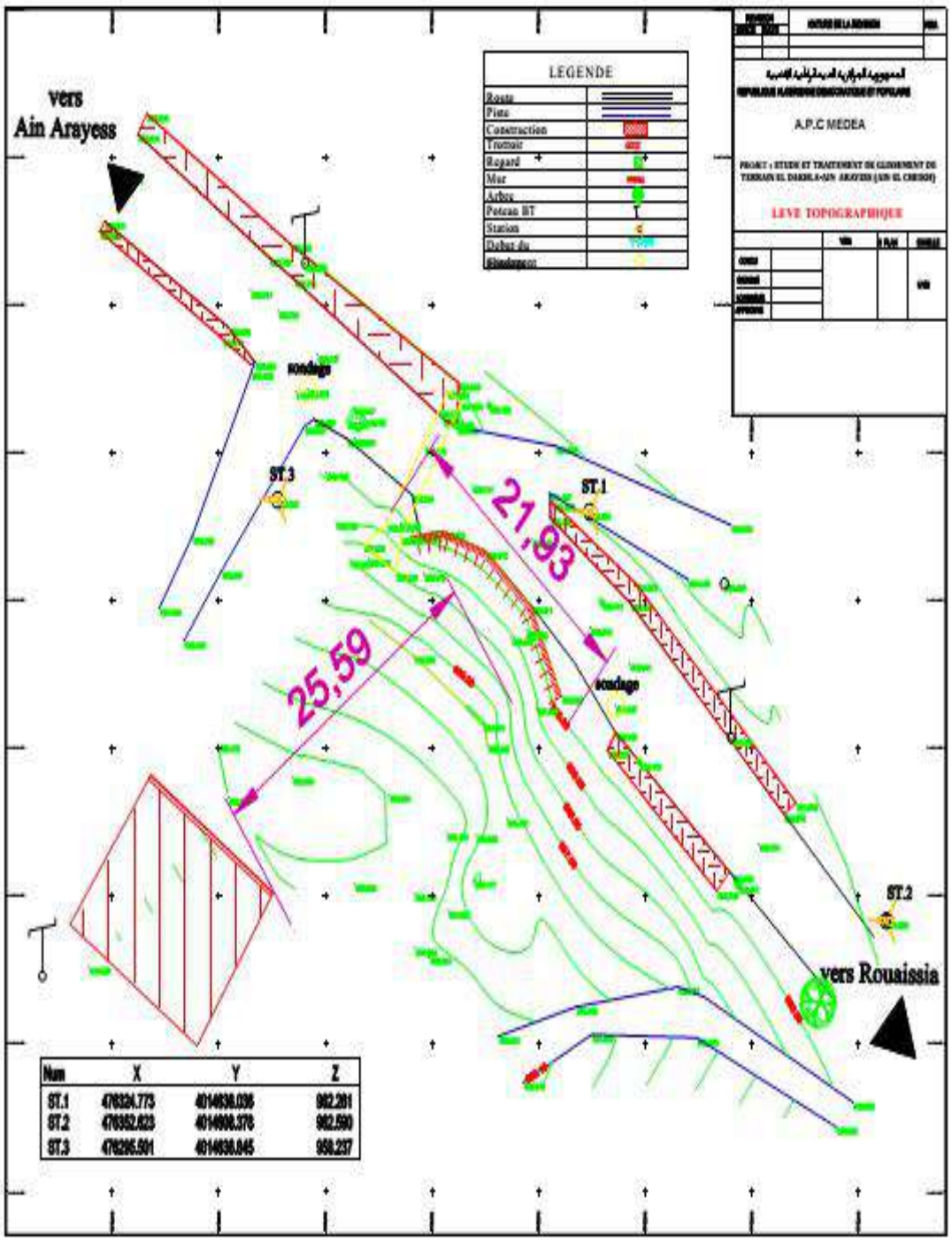
Il a été conclu que la valeur de coefficient de sécurité est appréciable pour le renforcement de talus avec mur de soutènements de gabion. Suivies par les autres relations.

Bien que les deux systèmes de confortement aient donné des coefficients de sécurité appréciables, la solution du mur de soutènements de gabion, s'est avéré la solution optimale pour le confortement du massif en question. Ce choix est motivé d'une part, par la valeur acceptable du coefficient de sécurité d'autre part, par le coût de réalisation du projet qui reste relativement optimale.

Il est à noter que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particuliers la facilité d'exécution et le coût de réalisation.

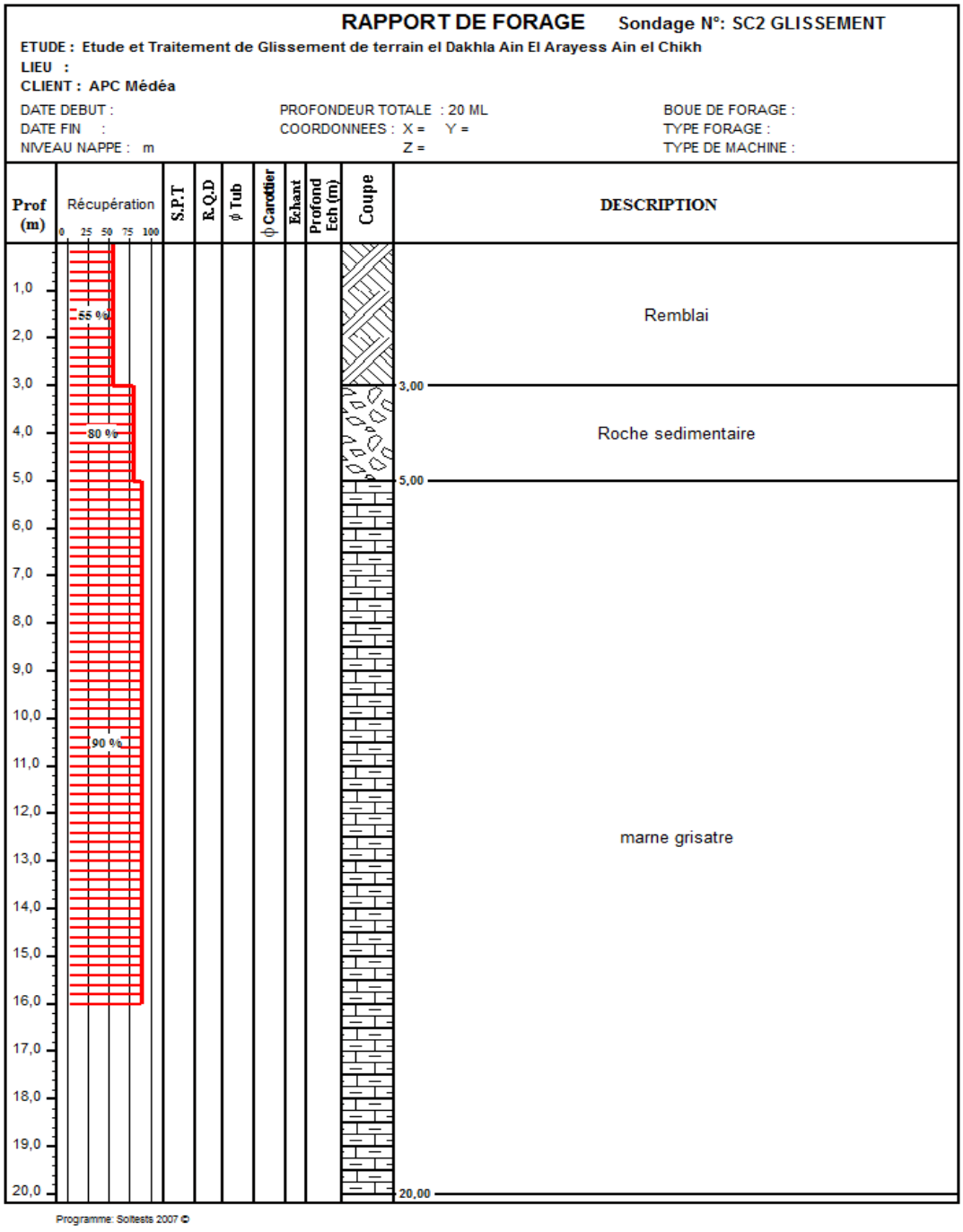
ANNEXE

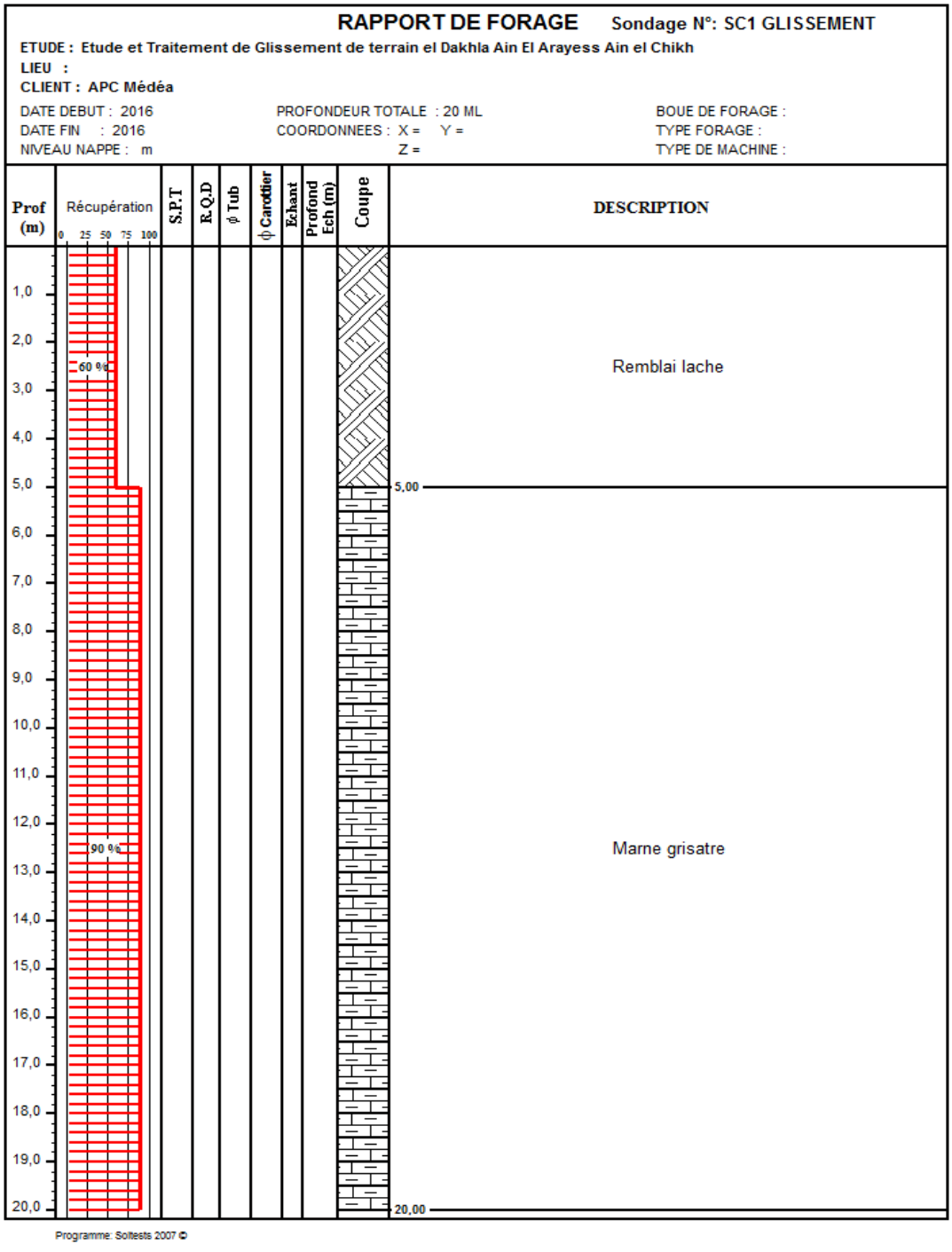
ANNEXE


LEGENDE
Route
Piste
Construction
Trottoir
Regard
Mur
Arbre
Poteau BT
Station
Debut du
vers
Ain Arayess
sondage
ST.3
ST.1
21,93
25,59
sondage
ST.2
vers Rouaissia
A.P.C MEDEA
LEVE TOPOGRAPHIQUE
Num X Y Z
ST.1 476324.773 4014636.036 982.281
ST.2 476352.823 4014698.378 982.590
ST.3 476295.501 4014636.845 958.237

ESSAIS

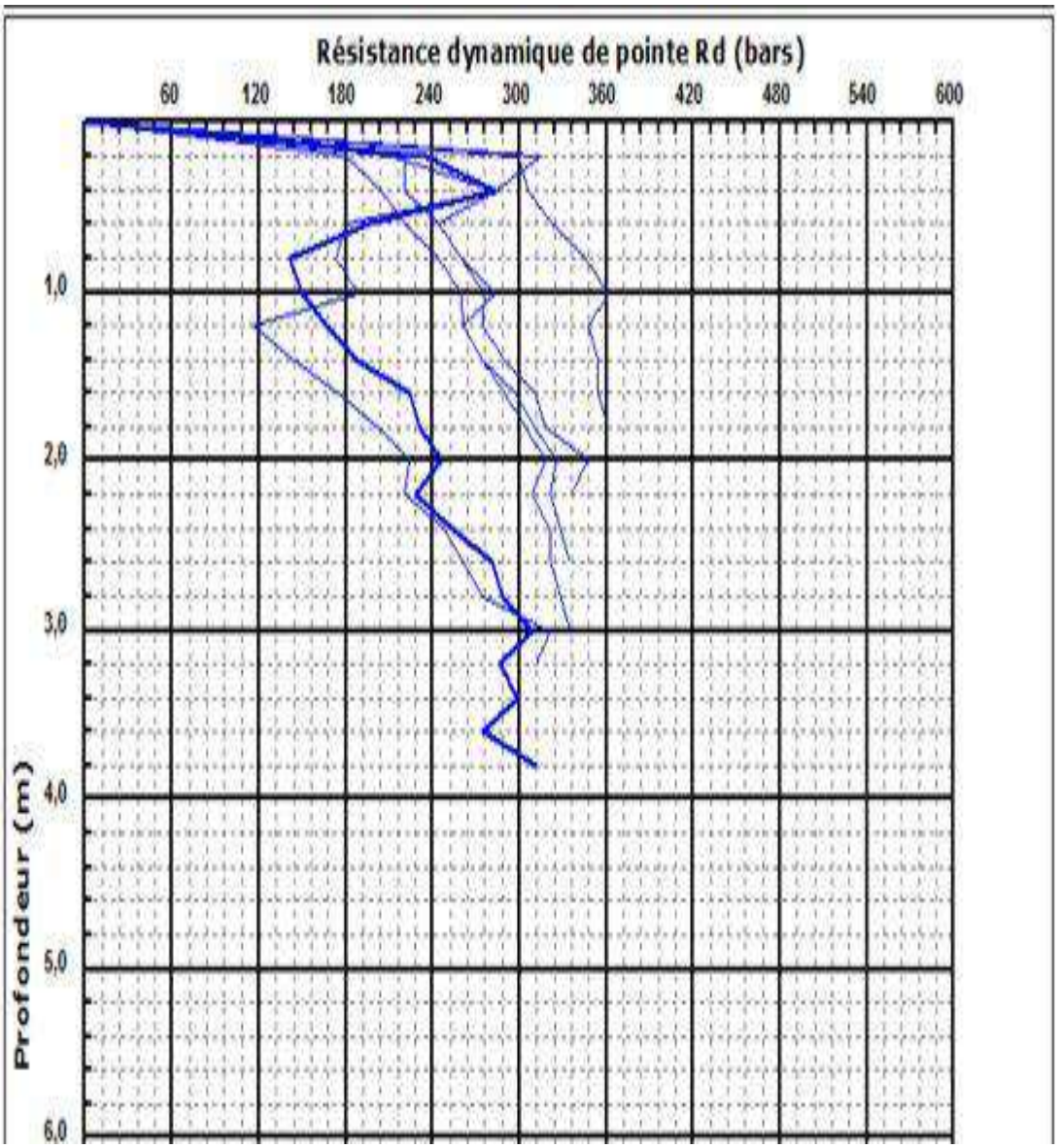
1-coupe lithologiques de Sondage




RAPPORT DE FORAGE
Sondage N°: SC1 GLISSEMENT
ETUDE : Etude et Traitement de Glissement de terrain el Dakhla Ain El Arayess Ain el Chikh
LIEU :
CLIENT : APC Médéa
DATE DEBUT : 2016
DATE FIN : 2016
NIVEAU NAPPE : m
PROFONDEUR TOTALE : 20 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =
BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :
Prof (m)
Récupération
0 25 50 75 100
S.P.T
R.Q.D
ϕ Tub
ϕ Carottier
Echant
Profond Ech (m)
Coupe
DESCRIPTION
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0
12,0
13,0
14,0
15,0
16,0
17,0
18,0
19,0
20,0
60 %
90 %
Remblai lache
5,00
Marne grisatre
20,00
Programme: Soltests 2007 ©

2- Résultats des essais

de pénétration dynamique



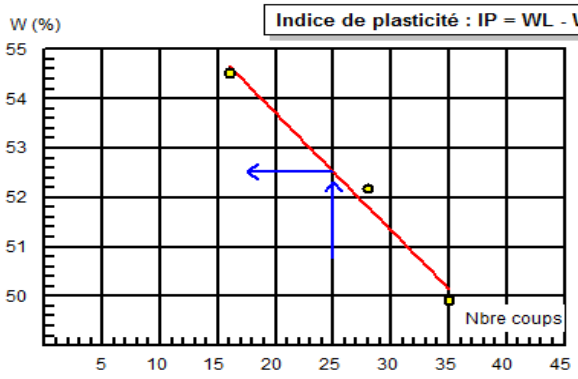
3 - Résultats des essais au laboratoire

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : Etude Et Traitement de Glissement de Terrain el Dakhla Ain el Hayess Ain el Chikh	Sondage : SC1
N° Dossier :	Profondeur : 10.50-11.00
Lieu :	Nature :
Client: APC Médéa	Date essais : 2016 au 2016

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 29,71%

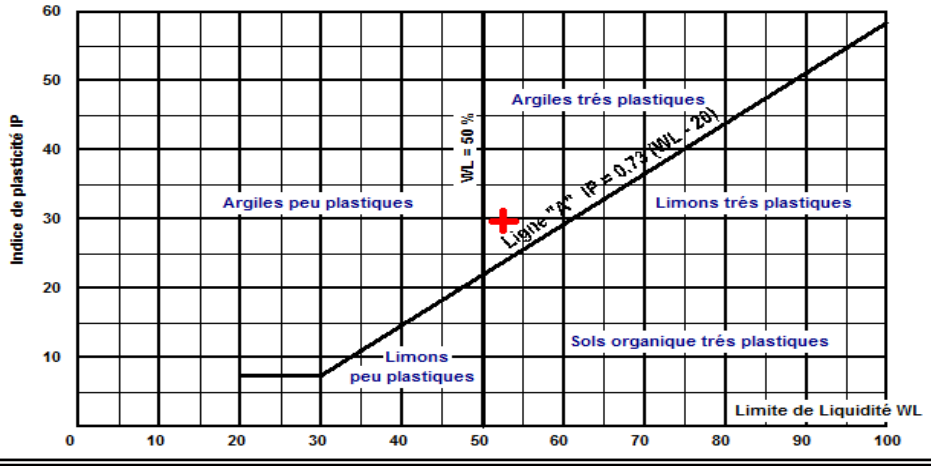


Essai N°	W (%)
1	19,95
2	21,83
3	26,65

Limite de Liquidité (WL) = 52,52 %

Limite de Plasticité WP = 22,81 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



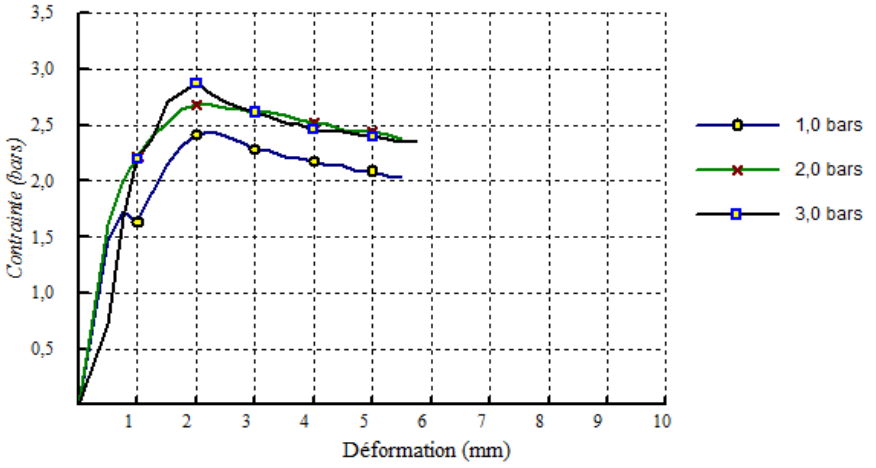
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

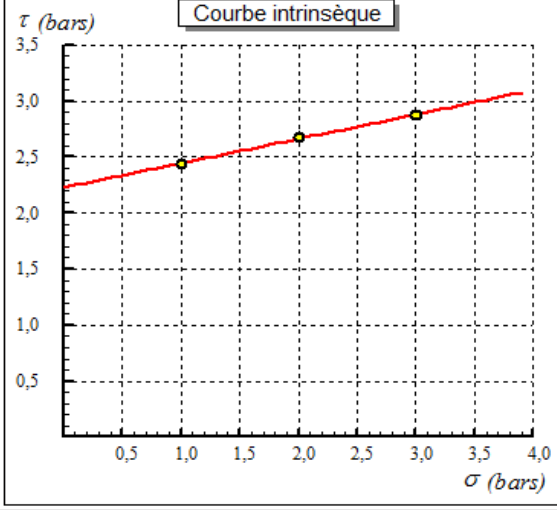
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : Etude Et Traitement de Glissement de Terrain el Dakhla Ain el Ouayess Ain el Chikh	Type de sol : Argile
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC 1	Date début essais : 2016
Prof : 8.00-8.40	Date fin essais : 2016
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 2,23 bars
Frottement = 12,27 degrès

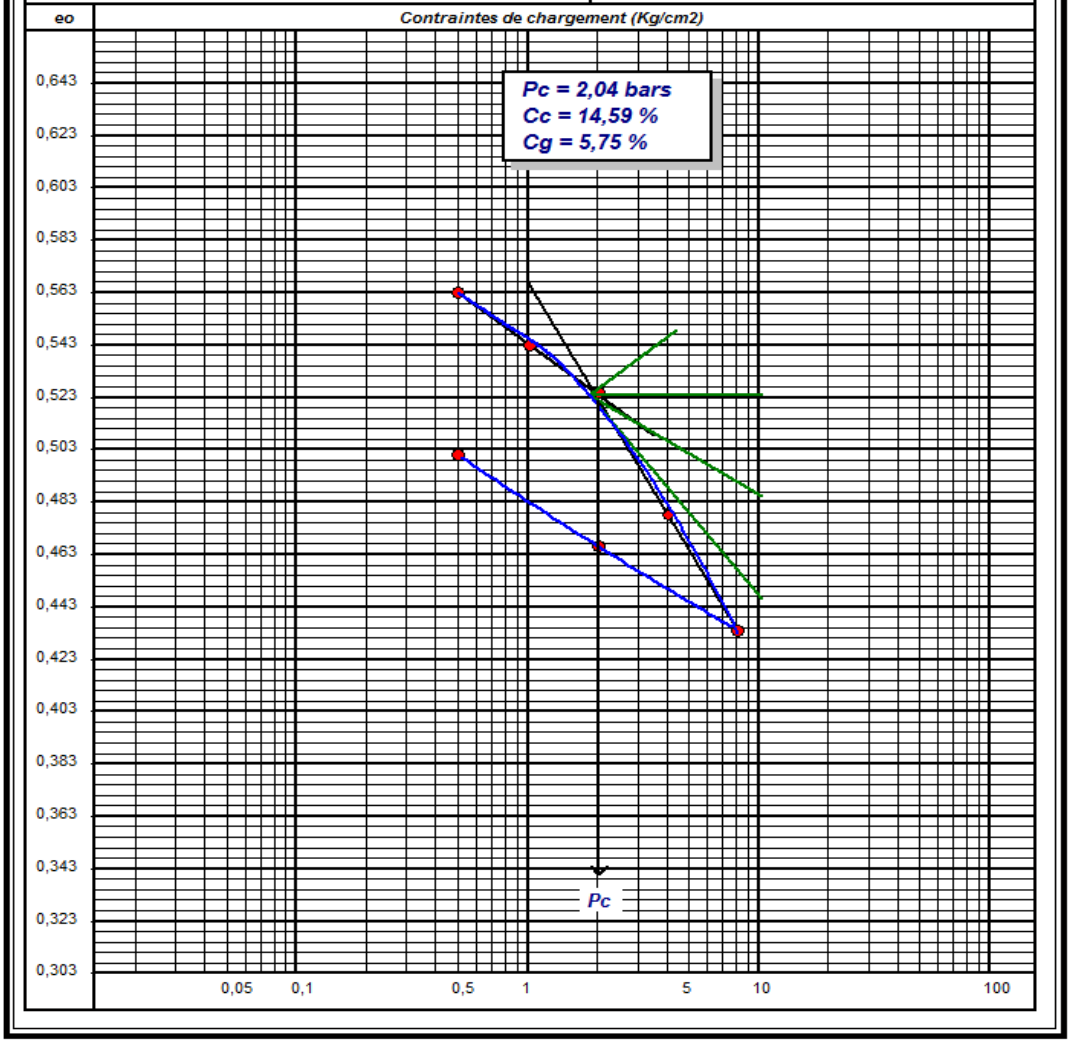
σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 2,44
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 2,68
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 2,87

Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

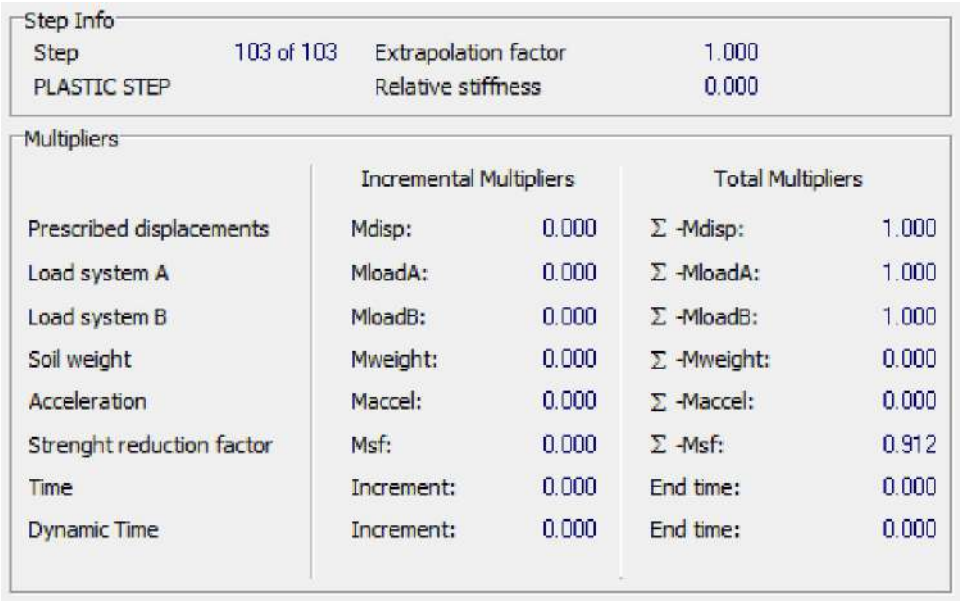
Etude : Etude Et Traitement de Glissement de Terrain el Dakhla Ain Bir Ayssaga el Kh	Sondage : SC1
N° Dossier :	Profondeur : 8,00-8,40
Lieu :	Date essais : 2016 au 2016
Client : APC Médéa	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©

4.Résultat de logiciel « Plaxis »

Point	X [m]	Y [m]
0	0	0
1	0	26.02
2	4.89	26.02
3	6.63	25.69
4	12.48	25.69
5	22.757397	20.182595
6	41.64	17.95
7	41.64	0
8	0	21.02
9	4.98	21.02
10	6.63	20.69
11	12.48	20.69
12	22.69	15.25
13	41.64	12.95



Step Info

Step	103 of 103	Extrapolation factor	1.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	0.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	0.912
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Step Info

Step	103 of 103	Extrapolation factor	1.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	0.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf:	0.002	Σ -Msf:	1.541
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Step Info

Step	103 of 103	Extrapolation factor	1.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	0.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.563
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] OLIVIER MAQUAIRE, aléa géomorphologique .mouvement de terrain. Mémoire de recherche, 17p ; 2002.

[2] DJAHMI Khroufa. Modelisation par code de calcul castem des glissements de terrain : cas du glissement de ain senour. Mémoire PFE .4p ;2012

[3] Stabilisation des glissements de terrain (guide technique) LCPC (Février 1998)

[5]. Bouafia. A (2011) conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleus, Alger.

[6]. DURVILLE.J-L et SEVE.G (1996), Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur

[7]. DAT VU KHOA HUYNH (2005). Modélisation des glissements comme un problème de bifurcation. Thèse de Doctorat de l'institut national polytechnique de Grenoble

[9]- A. REBAHI & B. Koulibaly .*Etude de stabilisation d'un glissement de terrain par géosynthétiques et drainage à Tablat*. mémoire PFE 2012.

[11] : François Schlosser . mur expérimental en terre armée .Bulletin de liaison des laboratoires routiers des ponts et chaussées. Aout - septembre 1979

❖ Sites internet :

[4] http://www.lb.auf.org/kourdey/Reconnaissance.htm

[8] http://www.lb.auf.org/kourdey/Confortement.htm

[10] https://www.travauxbricolage.fr/travaux-exterieurs/jardin-paysagisme/geotextile-cest-quoi/

[12] http://www.lb.auf.org/kourdey/Classiques.htm

[13]http://www.pneusol.eu.org/perso/3insa1C.pdf

[14]http://fr.wikipedia.org/wiki/Palplanche

[15]http://fr.wikipedia.org/wiki/Mur_de_soutènement

[16] http://www.soletanche-bachy.com/SBF/referencesb.nsf/Tech/tirants.fores.de.longue.duree