



Université A. MIRA – BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

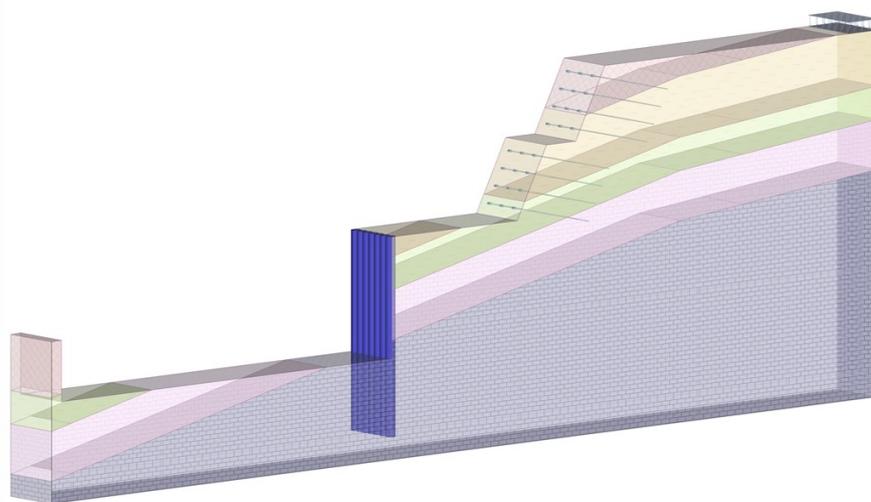


Projet de Fin de Cycle

En vue d'obtention de diplôme de :
MASTER en GENIE CIVIL
Option : Structure

Etude de Stabilité d'un Talus

(Cas d'un Glissement de Terrain à Azzefoun Wilaya de Tizi Ouzou)



Étudiants :

Mr. BOUABID Rami
Mr. BELLAL Nazim

Encadré par :

Mr. KHEFFACHE Toufik

Soutenu le 30 Juin 2024

Devant les jurys composés de :

Présidente : Mme. AZIROU S, Université de BEJAIA.

Examinatrice : Mme. BOUKEMOUCHE L, Université de BEJAIA

Remerciements

Tout d'abord, nous exprimons nos remerciements à Dieu le clément qui nous a guidé et nous a donné la force et la patience d'aller au bout de notre objectif.

*Un remerciement chaleureux adressé à **MR KHEFFACHE TOUFIK** notre promoteur d'avoir dirigé ce Travail, ses remarques et ses conseils avertis nous ont permis de réaliser notre travail.*

*On tient à remercier l'ensemble de personnel de **Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction LNHC Bouira** pour leur accueil chaleureux.*

*Un remerciement spécial à Mr **AZZI LAKHDAR** Ingénieur et chef de service étude au LNHC Bouira, qui n'a pas hésité un seul instant à nous fournir tout ce dont nous avons eu besoin, ainsi que pour ces sacrifices et ces connaissances partagées avec nous.*

*Nous tenons à exprimer notre gratitude pour Mr **MERZOUK MESSAOUD**, Ingénieur et gérant d'un BET pour nous avoir accueillez dans son siège.*

Nous tenons à exprimer notre gratitude aux membres de jury pour avoir accepté de juger ce travail.

Nous tenons à remercier tous nos enseignants et tous ceux qui nous ont aidé durant tout notre cursus universitaire.

Nous tenons à remercier de fond du cœur toute personne qui contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicaces

« Chacun de nous doit de sincères remerciements à ceux qui ont ravivé leur flamme »

Pour cela je dédie ce modeste travail à

À mes très chers parents, pour leur soutien inconditionnel, leurs encouragements constants et leur amour infini. Vous avez toujours cru en moi et m'avez donné la force de persévérer. Votre patience, vos sacrifices et vos conseils précieux ont été les piliers de ma réussite. Sans vous, ce projet n'aurait pas été possible. Je vous aime ♥.

À ma sœur, pour son soutien constant, son affection et sa présence réconfortante. Ton enthousiasme et tes encouragements m'ont aidé à surmonter les moments difficiles. Ta complicité et ton amour sont des trésors inestimables pour moi.

À l'âme de ma grand-mère, que Dieu lui accorde sa miséricorde. Votre amour continue de m'inspirer chaque jour

À mes grands-parents, pour leur sagesse, leur amour et leur soutien indéfectible tout au long de ma vie. Votre présence a toujours été une source de réconfort et de force.

À mes Tantes et Oncles et toute la famille Bellal et Hammoudi, pour leur soutien et leurs encouragements constants.

À mes amis et collègues, Vos mots d'encouragement et votre amitié ont été une source de motivation continue.

À mon chère ami Rami, mon binôme, dont la collaboration, la détermination et l'entraide ont été indispensables à la réussite de ce projet. Ensemble, nous avons surmonté les défis et atteint nos objectifs grâce à notre travail d'équipe.

À mes chers amis et collègues, Said et Koussaila, avec qui j'ai partagé ce parcours. Merci pour votre soutien, votre amitié et les moments inoubliables que nous avons passés ensemble, et je suis entièrement reconnaissant pour chaque moment partagé tout au long de cette aventure.

À celle ou celui dont la présence discrète et le soutien ont illuminé mes journées, même dans les moments les plus sombres.

À tous ceux qui ont, d'une manière ou d'une autre, contribué à la réussite de ce projet, je vous en suis profondément reconnaissant.

Merci à tous.

Nazim

Dédicaces

« Chacun de nous doit de sincères remerciements à ceux qui ont ravivé leur flamme »

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents, pour leur amour, leur soutien indéfectible, leurs encouragements qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours universitaire.

Mes frères et sœurs, pour leur présence réconfortante, leur soutien et leurs encouragements enthousiaste.

À mon chère ami Nazim, mon binôme, dont la collaboration, la détermination et l'entraide ont été indispensables à la réussite de ce projet. Ensemble, nous avons surmonté les défis et atteint nos objectifs grâce à notre travail d'équipe.

Mes amis, pour leurs compréhensions et leur soutien.

A tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'accomplissement de ce projet.

Merci à tous.

Sommaire

Chapitre II**Méthodes De Confortement Des Talus**

II.1 Introduction	16
II.2 Méthodes de Confortements des Talus.....	16
1. Dispositifs de drainage	16
1.1 Canalisation des eaux de surfaces.....	16
1.2 Les éperons drainants.....	16
1.3 Les tranchées drainantes	17
2. Les Terrassements.....	17
2.1 Butée en pied.....	18
2.2 Le reprofilage du talus	18
2.3 La purge.....	19
2.4 Substitution des matériaux	19
3. Renforcements par des éléments structuraux.....	19
3.1. Clouage	19
3.2. Pieux Stabilisateurs.....	24
3.3. Les murs de soutènement.....	27
3.4. Tirant d’ancrage.....	28
3.5. Les parois berlinoises.....	29
3.6. Les Parois moulées	30
II.3 Conclusion.....	31

Chapitre III**Présentation Du Projet Et Données Géotechniques**

III.1 Introduction	32
III.2 Situations géographiques du site.....	32
1. Localisation géographique.....	32
2. Géologie de la Région	32
3. Climat de la Région	33
4. Sismicité de la Région	34
5. Description du site	34
6. Topographie du Site d’implantation.....	35
III.3 Etude Géotechnique	35
1. Objectifs de l’étude géotechnique et de la reconnaissance des sols	36
2. Les reconnaissances géotechniques	36
III.4 Conclusion.....	43

Chapitre IV	Présentation Du Logiciel Et Etape De Modélisation	
IV.1 Introduction.....		45
IV.2 Méthodes de Calcul.....		45
IV.2.1 Définition du Facteur de Sécurité		45
IV.2.2 Méthode de Bishop		46
IV.2.3 Méthode de Fellenius		47
IV.2.4 Frottement Latéral Unitaire		47
IV.3 Logiciel utilisé pour la modélisation		48
IV.4 Étapes de modélisation du Talus		49
IV.4.1 Exportation des coordonnées géométriques en format XLS		50
IV.4.2 Importation des données géométriques dans le logiciel Geo5		51
IV.4.3 Introduction des données.....		52
IV.5 Étude de stabilité dans le module Slope Stability.....		56
IV.5 Conclusion.....		58

Chapitre V	Etude De Stabilité Du Talus	
V.1 Introduction.....		59
V.2 Vérification de la Stabilité de Talus		59
V.2.1 Terrassements Effectués		59
V.2.2 Vérification de la stabilité		60
V.3 Etude de Stabilité de Talus par Clouage		61
V.3.1 Propriétés des matériaux.....		61
1. Les Aciers et Le Béton		61
2. Drainage		62
3. Les Ancrages (Clous)		62
V.3.2 Calcul de Stabilité du 1 ^{ère} Talus		62
1. Analyse sismique		67
1.1 Calcul des Coefficients sismiques		67
1.2 Introduction des charges sismique		68
1.3 Analyse de Stabilité dans la situation sismique		68
2. Vérification des Déplacements		69
3. Vérification de la stabilité Interne.....		70

3.1 Vérification de la Résistance d'interaction Sol-Renforcement.....	70
3.2 Dimensionnement de la plaque d'appuis.....	71
3.3 Vérification de Résistance des dispositifs de liaison au parement	71
3.4 Calcul de Parement	72
V.4 Calcul de Stabilité de 2 ^{ém} Talus.....	75
V.4.1 Vérification de Stabilité après le confortement de 1 ^{er} talus	75
V.4.2 Calcul de Stabilité	76
V.4.2.1 Analyse de Stabilité dans la situation sismique	78
V.4.3 Vérification des Déplacements.....	79
V.4.4 Calcul de Stabilité Interne	80
1. Vérification de Résistance d'interaction Sol-Renforcement	80
2. Dimensionnement de la plaque d'appuis.....	81
3. Vérification de Résistance des dispositifs de liaison au parement	81
4. Calcul de Parement	81
V.5 Calcul de Stabilité par une Paroi en Pieux	83
V.5.1 Les Paroi en Pieux	83
V.5.2 Vérification de Stabilité de Talus	83
V.5.3 Dimensionnement de la Paroi en Pieux	84
V.5.4 Vérification de la stabilité de Talus	87
V.5.5 Vérification de la stabilité dans la situation sismique	88
V.5.6 Vérification d'un seul Pieu	88
V.6 Conclusion.....	90

Chapitre VI

Comparaison Technico-Economique Des Solutions Proposées

VI.1 Introduction.....	91
VI.2 Comparaison Générale.....	91
VI.2.1 Paroi Clouée.....	91
VI.2.2 Paroi en Pieux	92
VI.3 Comparaison Technique.....	92
VI.3.1 Paroi Clouée.....	92
VI.3.2 Paroi en Pieux	93
VI.4 Comparaison Economique.....	93
VI.4.1 Paroi Clouée.....	93
VI.4.2 Paroi en Pieux	96

Sommaire

VI.5 Conclusion	98
Conclusion Générale.....	99

Références

Annexes

Liste de Figures

Chapitre I **Etat De Connaissance Sur La Stabilité Des Pentes Et Des Talus**

Figure I.1 Eboulements de Terrain à AOKAS.....	4
Figure I.2 Mécanisme de Glissement Plan	5
Figure I.3 Mécanisme de glissement rotationnel complexe	5
Figure I.4 Mécanisme de glissement rotationnel complexe	6
Figure I.5 Exemple des coulées boueuses.....	6
Figure I.6 Exemple d'affaissement de sol.....	7
Figure I.7 Phénomène de Fluage	8
Figure I.8 Liquéfaction du sol : Cas de Niigata, JAPON.	8
Figure I.9 Glissement dans un talus sur un sol non compressible	9
Figure I.10 Glissement dans un talus sur un sol compressible	9
Figure I.11 Divisions en Tranches.....	12
Figure I.12 Identification des Forces.....	13

Chapitre II **Méthodes De Confortement Des Talus**

Figure II.1 Éperons Drainant.....	17
Figure II.2 Tranchées Drainantes.....	17
Figure II.3 Butée En Pied	18
Figure II.4 Reprofilage de Talus	18
Figure II.5 Substitution des Matériaux	19
Figure II.6 Exemple de Clouage de Sol.....	20
Figure II.7 Clouage de sol.....	20
Figure II.8 Stabilité d'une pente naturelle.....	22
Figure II.9 Stabilité d'une excavation.....	22
Figure II.10 Étapes de Réalisation d'une paroi cloué.....	23
Figure II.11 Clou métallique avec Centreur	24
Figure II.12 Efforts sur les Clous.....	24
Figure II.13 Pieux Profond Pour Soutènements.....	25
Figure II.14 Réalisation des pieux (Par Tarière).....	27
Figure II.15 Mur de Soutènement.....	28
Figure II.16 Exemple d'un Tirant d'ancrage.....	29
Figure II.17 Exemple d'une paroi berlinoise	30
Figure II.18 Réalisation d'une paroi moulée.....	31

Chapitre III **Présentation Du Projet Et Données Géotechniques**

Figure III.1 Localisation géographique d'AZEFFOUN	33
Figure III.2 Carte géologique de la région de projet objet d'étude [28]	34
Figure III.3 Situation de Projet	35
Figure III.4 Coupe d'implantation.....	36
Figure III.5 Levée Topographique.....	36
Figure III.6 Localisation des Sondages et des PDL sur le Site	38
Figure III.7 Coupe lithologique de Sondage Carotté 3	38
Figure III.8 Résistance Dynamique de pointe Rd (Bars) de PDL N°02.....	41

Chapitre IV **Présentation Du Logiciel Et Etape De Modélisation**

Figure IV.1 Abaque (pl, qs) pour des clous scellés par injection gravitaire dans les argiles	47
Figure IV.2 Etapes d'Exportation des données Géométriques	50
Figure IV.3 Importation des coordonnées du Talus.....	51
Figure IV.4 Génération du modèle	51
Figure IV.5 La Rubrique "Project" dans l'interface GEO5	52
Figure IV.6 La Rubrique "Basic Data" dans l'interface GEO5	52
Figure IV.7 La Rubrique "Soils" dans l'interface GEO5	53
Figure IV.8 La Rubrique "Assign" dans l'interface GEO5	54
Figure IV.9 La Rubrique "Boreholes" dans l'interface GEO5.....	54
Figure IV.10 La Rubrique "Line Construction" dans l'interface GEO5.....	55
Figure IV.11 La Rubrique "Launch" dans l'interface GEO5	55
Figure IV.12 Interface du Module "Slope Stability"	56
Figure IV.13 Choix de la méthodologie d'analyse	57
Figure IV.14 Analyse des Cercles de Glissements de Talus avant Terrassements	58

Chapitre V **Etude De Stabilité Du Talus**

Figure V.1 Coupe lithologique modélisée après première talus	59
Figure V.2 Coupe lithologique modélisée après deuxième talus	59
Figure V.3 Plan de rupture le plus défavorable au niveau du talus.....	60

Figure V.4 Résultats de Calcul par la méthode de Bishop	60
Figure V.5 Résultats de Calcul par la méthode de Fellenius	60
Figure V.6 Résultats de Calcul de stabilité du talus après clouage par les deux méthodes Bishop et Fellenius	63
Figure V.7 Résultats de Calcul de stabilité du talus après reprofilage et clouage par les deux méthodes Bishop et Fellenius	64
Figure V.8 Résultats de Calcul de stabilité du talus après talutage et clouage par les deux méthodes Bishop et Fellenius	65
Figure V.9 Résultats de Calcul de Stabilité du talus après talutage et augmentation de longueur des clous	66
Figure V.10 Introduction des Coefficients Sismiques	68
Figure V.11 Résultats de Calculs de stabilité du Talus (Situation Séismique)	68
Figure V.12 Déformation schématique d'un massif en sol.....	69
Figure V.13 Modélisation de Talus dans le module FEM	69
Figure V.14 Déplacements totales dans le Talus après confortement.....	70
Figure V.15 Effort de Traction dans les Clous - Tiré de Nailed Slope	73
Figure V.16 Résultats de Calcul de stabilité du 2 ^{émé} talus après le confortement de 1 ^{er} talus par les méthodes de BISHOP et Fellenius.....	75
Figure V.17 Résultats de Calcul de stabilité du 2 ^{émé} talus après clouage par les méthodes de BISHOP et Fellenius	76
Figure V.18 Résultats de Calcul de stabilité du 2 ^{émé} talus après augmentation des clous par les méthodes de BISHOP et Fellenius.....	77
Figure V.19 Résultats de Calculs de stabilité du Talus (Situation Séismique)	78
Figure V.20 Déformation schématique d'un massif en sol.....	79
Figure V.21 Modélisation du Talus après 2 ^{émé} confortement dans le module FEM.....	79
Figure V.22 Déplacements totales dans le Talus après confortement.....	80
Figure V.23 Effort de Traction dans les clous	82
Figure V.24 Géométrie de Talus dans le Module Sheeting Design	85
Figure V.25 Résultats d'Analyse de Modèle "Sheeting Design"	85
Figure V.26 Distribution des Moments et des Efforts de Cisaillement sur les Pieux	86
Figure V.27 Sections d'Armatures Adopté pour le ferrailage des Pieux	86
Figure V.28 Résultats de Dimensionnement et vérification de Ferrailage des Pieux selon l'Eurocode 2	87
Figure V.29 Caractéristiques des Pieux adopté dans le modèle dans le Module "Slope Stability"	87

Figure V.30 Résultats de Calcul de stabilité du 2 ^{ém} talus avec une Paroi en Pieux par les méthodes de BISHOP et Fellenius.....	88
Figure V.31 Résultats de Calcul de stabilité avec une Paroi en Pieux par les méthodes de BISHOP et Fellenius (Séismique).....	88
Figure V.32 Déplacement de la structure.....	89
Figure V.33 Tassement de la Structure	90

Liste de Tableaux

Chapitre III **Présentation Du Projet Et Données Géotechniques**

Tableau III.1 Résultats des paramètres physiques	39
Tableau III.2 Résultats des essais de résistance au cisaillement	40
Tableau III.3 Résultats de l'essai œdométrique	40
Tableau III.4 Résultats des Analyse Chimique	41
Tableau III.5 Résultats des essais PDL.....	42
Tableau III.6 Les Résultats des essais pressiométriques.....	43

Chapitre IV **Présentation Du Logiciel Et Etape De Modélisation**

Tableau IV.1 Valeurs théoriques du coefficient de sécurité FS	46
Tableau IV.2 Valeurs théoriques du coefficient de sécurité recommandé selon les risques liés à l'ouvrage.....	46
Tableau IV.4 Utilisations des Défférents modules du logiciel Geo5	48
Tableau IV.5 Récapitulatif des données géotechniques utilisées.....	53

Chapitre V **Etude De Stabilité Du Talus**

Tableau V.1 Valeurs des coefficients de sécurité FS calculés	61
Tableau V.2 Caractéristiques des éléments structuraux.....	61
Tableau V.3 Caractéristiques des drains.....	62
Tableau V.4 Caractéristiques des clous	63
Tableau V.5 Résultats de calculs de stabilité après clouage	63
Tableau V.6 Caractéristiques des clous après talutage	64
Tableau V.7 Résultats de calculs de stabilité après reprofilage et clouage	64
Tableau V.8 Caractéristiques des clous après re-talutage.....	65
Tableau V.9 Résultats de calculs de stabilité après talutage et clouage	65
Tableau V.10 Caractéristiques des clous après augmentation de longueur.....	66
Tableau V.11 Résultats de calculs après talutage et clouage.....	67
Tableau V.12 Coefficient d'Accélération de Zone A (RPA99/2003)	67
Tableau V.13 Résultats de Calculs de stabilité du Talus dans les situations séismiques.....	68
Tableau V.14 Récapitulation des Résultats de vérification de l'interaction Sol-Renforcement.....	71
Tableau V.15 Récapitulation des Résultats de Résistance des dispositifs de liaison au parement	72
Tableau V.16 Hypothèses de Calcul.....	74

Liste de Tableaux

Tableau V.17 Section à Ferrailer	74
Tableau V.18 Résultats de Ferrailage de Premier Parement.....	74
Tableau V.19 Résultats de calculs de stabilité du 2 ^{émé} talus.....	75
Tableau V.20 Caractéristiques des clous pour le 2 ^{émé} talus	76
Tableau V.21 Résultats de calculs de stabilité après clouage	76
Tableau V.22 Caractéristiques des Clous après augmentation de leurs sections	77
Tableau V.23 Résultats de calculs de stabilité après clouage	77
Tableau V.24 Résultats de Calcul de Stabilité dans le cas sismique du 2 ^{émé} talus	78
Tableau V.25 Récapitulation des Résultats de vérification de l'interaction Sol-Renforcement.....	80
Tableau V.26 Récapitulation des Résultats de Résistance des dispositifs de liaison au parement	81
Tableau V.27 Sections.....	82
Tableau V.28 Section obtenue pour ferrailage de Parement.....	83
Tableau V.29 Les valeurs de FS dans le 2 ^{émé} Talus sans Dispositif de Soutènement	84
Tableau V.30 Caractéristique adopté pour l'élaboration de Modèle	85
Tableau V.31 Récapitulation des Résultats d'Analyse de la Paroi en Pieux	85
Tableau V.32 Résultats de Calcul de FS de 2 ^{émé} Talus avec Paroi en Pieux	88
Tableau V.33 Calcul de FS de 2 ^{émé} Talus avec Paroi en Pieux (Séismique)	89

Chapitre VI

Comparaison Technico-Economique Des Solutions Proposées

Tableau VI.1 Liste des Prix Unitaire pour l'exécution d'une Paroi Clouée	93
Tableau VI.2 Récapitulatif des Quantité pour la réalisation de la Paroi Clouée	95
Tableau VI.3 Devis Estimatif pour la Réalisation de la Paroi Clouée	96
Tableau VI.4 Liste des Prix Unitaire pour l'exécution d'une Paroi Clouée	96
Tableau VI.5 Devis Estimatif pour la Réalisation de la Paroi en Pieux	98

Liste de Symboles

Liste des Symboles

FS	Facteur de Sécurité
u_i	Pression interstitielle dans le bloc
φ_i	Valeurs effectives des paramètres du sol
c_i	Valeurs effectives des paramètres du sol
W_i	Poids du bloc
α_i	Inclinaison du segment de la surface de glissement
b_i	Largeur horizontale du bloc
N_i	Force normale sur le segment de la surface de glissement
l_i	Longueur du segment de la surface de glissement
qs	Frottement Latéral Unitaire
Pl	Pression Limite Pressiométrique
h	Hauteur de Talus
α	Inclinaison des clous
\emptyset	Diamètre
Kh	Coefficients Sismique Horizontal
Kv	Coefficients Sismique Vertical
$T_{max,d}$	La valeur de Calcul de l'Effort de Traction Max du Lit de Renforcement

Liste des Symboles

$R_{f;d}$	La valeur de Résistance Ultime de l'interaction Sol-Lit de Renforcement
$\tau_{max;k}$	La valeur caractéristique de la Contrainte Maximale de Contact entre le Sol et le Lit de Renforcement
P_s	Périmètre de Forage
$\gamma_{M,f}$	Facteur de sécurité Partiel de Résistance d'Interaction de Lit de Renforcement
e_{min}	Epaisseur de la plaque d'appuis
$T_{par;d}$	Valeur de Calcul de l'Effort de Traction.
N	Nombre de points d'attache individuels.
$R_{a;d}$	Valeur de Calcul de la Résistance Ultime de Traction d'un Point d'Attache ;
f_{ck}	Résistance du Béton à t=jours
a	Coté de la plaque d'appui
P_a	Effort Appliquer sur le parement
sv,sh	Espacement verticale et horizontale des clous
s	Max entre sv et sh
T_{max}	La valeur max de l'effort de Traction
n	Fruit de Mur
V_{Rd}	Résistance au Cisaillements

Introduction Générale

Les glissements de terrains et l'instabilité des pentes sont des phénomènes qui ont des conséquences non négligeables sur l'activité humaine et des conséquences économiques parfois désastreuses. Ces glissements peuvent être déclenchés par les aléas naturels, par l'activité humaine ou simultanément par les deux. La stabilité des pentes et des talus est un enjeu crucial en génie civil, particulièrement dans les zones sujettes aux glissements de terrain et aux érosions. Le maintien de cette stabilité est essentiel pour les vies humaines, Protéger les habitations et les infrastructures. Lorsque les problèmes d'instabilités apparaissent dans les zones où l'activité humaine est présente, la solution de stabilisation devienne indispensable. La recherches des stabilisations des pontes a conduit au développement de plusieurs méthodes et techniques de confortement telles que, les écrans de soutènement, talutage, boulonnage, béton projeté ...etc. Le choix d'une méthode de stabilisation adéquate dépend de la nature et de l'ampleur de l'instabilité et de sa situation.

Dans ce mémoire on va présenter une étude de stabilité d'un talus qui se situe dans une zone résidentielle et commerciale, au lieu-dit front de Mer sur la RN 24 dans la localité d'Azeffoun dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Ce glissement est provoqué par des terrassement pour la réalisation d'une promotion immobilière de 50 logements et un hôtel. La zone d'instabilité en question s'étale sur une longueur de 55m et une largeur qui dépasse 34m et une profondeur d'excavation d'environ 24m.

Avant d'opter à une solution de stabilisation la reconnaissance du sol est très importante. Dans cette étude on va utiliser les résultats de 03 sondages carottés, 12 Essai au Pénétrromètre Dynamique et un essai pressiométrique. Les résultats de ces essais sont utilisés dans l'étude de stabilité et le choix des méthodes de confortement la modélisation du problème a été effectuée par le code de calcul Geo5 qui est un logiciel de calcul en géotechnique qui possède une variété de modèles qui permettent d'analyser, de concevoir et d'étudier l'efficacité des solutions choisies.

La proposition des solutions est basée sur les résultats de l'analyse effectués en utilisant les caractéristiques des sols obtenus. Un ensemble de solution a été proposées et des vérifications sont présentées. Pour arriver aux objectifs visés par ce travail, qui sont l'étude de la stabilité du talus et de proposer des solutions efficaces pour le confortement un ensemble de détails et de notions sont présentés. Ce travail est structuré en six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre porte sur une introduction détaillée sur les concepts fondamentaux liés à la stabilité des pentes et des talus. Il étale les différentes formes de glissements de terrain et propose une classification de ces phénomènes. En outre, ce chapitre examine les diverses méthodes couramment utilisées dans l'analyse de la stabilité.

- Le deuxième chapitre est dédié à l'exploration approfondie des diverses méthodes de renforcement structurel couramment employées, ainsi qu'à une description détaillée des étapes de leur mise en œuvre et de leur fonctionnement.
- Le troisième chapitre est conçu pour la présentation du site ainsi qu'à l'analyse des données géotechniques collectées. Ce chapitre inclut une description des différents essais réalisés, tels que l'Essai Pénétrométrique Dynamique PDL et l'essai Pressiométrique, ainsi que les divers essais de laboratoire. L'objectif principal de ces essais est de recueillir les informations nécessaires pour évaluer la stabilité du talus.
- Le quatrième chapitre consacré pour la présentation du logiciel Geo5. Ce chapitre s'articule autour d'une description détaillée de ses caractéristiques techniques et de ses diverses fonctionnalités. L'objectif principal est de fournir aux lecteurs une compréhension des capacités et des applications potentielles du logiciel Geo5 dans le domaine de la géotechnique.
- Le cinquième chapitre constitue l'essentiel de ce mémoire, offrant une présentation de la modélisation numérique appliquée à un cas réel de confortement, réalisée à l'aide du logiciel Geo5. Ce chapitre se concentre sur l'analyse de deux solutions de confortement : la première par clouage, la seconde par écran en pieux sécants.
- Le sixième chapitre est consacré à fournir une comparaison technico-économique détaillée sur les coûts directs de deux solutions de confortement étudiées, le clouage, et les écrans en pieux sécants. Cette section a pour objectif de comparer les aspects techniques et financiers de ces méthodes.

Chapitre I

**ÉTAT DE CONNAISSANCE SUR LA STABILITE DES
PENTES ET DES TALUS**

I.1 Introduction

La stabilité des pentes constitue un sujet important en géotechnique. Les défis liés à la stabilité des pentes sont récurrents dans divers contextes, incluant les pentes naturelles, les remblais, les digues, les barrages, les excavations, les tranchées et les murs de soutènement. En particulier, lorsque les talus ou les pentes présentent une hauteur considérable, l'instabilité représente un risque significatif.

Dans ce chapitre on va donner les notions de base sur les instabilités des talus, les causes et conséquences. Il est abordé aussi le sujet des méthodes de calculs et de vérification de la stabilité des pentes.

I.2 Classifications de mouvements de terrains

Compte tenu de la grande diversité des phénomènes de mouvements de terrain, de nombreuses classifications existent à ce jour. Elles ont longtemps été fondées sur les critères morphologiques simples, selon une approche naturaliste, mais s'appliquaient le plus souvent à une région et à un type de milieu donné. Ces classifications se sont étendues, en essayant de considérer un plus grand nombre de phénomènes et ce, indépendamment du contexte régional. Elles reposent pour l'essentiel sur des critères soit morphologiques, soit géométriques et dimensionnels, soit lithologique, soit géotechniques et mécaniques, soit cinématiques ou dynamiques, soit de cause de déclenchement, soit de potentiel destructeur, soit d'une combinaison de plusieurs d'entre eux.

Une classification reposant sur une distinction principale d'ordre dynamique et mécanique a le mérite de regrouper l'ensemble de ces phénomènes. Elle permet de distinguer les deux groupes principaux suivants :

- **Les mouvements lents et continus** : il s'agit de mouvements entraînant des déformations progressives. On en distingue 13 types principaux : gonflement-retrait, affaissement, tassement, reptation, solifluxion, glissement pelliculaire, fluage, tassement de versant, poinçonnement, fauchage des couches, glissement rationnel, glissement translationnel, glissement plan. Certains de ces phénomènes peuvent cependant évoluer en mouvements rapides et discontinus sous certaines conditions favorables.
- **Les mouvements rapides et discontinus** : il s'agit de mouvements dont la genèse résulte d'une rupture brutale suivie d'un déplacement très rapide des matériaux mobilisés. On en distingue 8 types principaux que l'on peut classer en deux groupes distincts, selon que le mode de propagation des matériaux s'effectue en phase solide (effondrement, chute de pierres ou de blocs, écoulement et éboulement rocheux, éboulement d'extension catastrophique) ou sous forme plus ou moins fluide totalement désorganisée (coulée de débris, coulée boueuse, lahar, lave torrentielle). On les qualifie souvent d'événementiels.

Précisons que certains mouvements de terrain de grande ampleur peuvent générer des phénomènes induits hydrauliques tout aussi dévastateurs : il s'agit des effets d'embâcle (inondation) et de débâcle (onde de submersion) de cours d'eau en fond de vallées étroites ainsi que les expulsions de lame d'eau, consécutives à la chute d'une masse rocheuse dans un plan d'eau artificiel ou naturel. [1]

1.3 Description des principaux types de mouvements

Les mouvements de sol sont généralement classés en plusieurs types en fonction de leur mécanisme et de leur comportement.

1.3.1 Les Eboulement

Un éboulement se produit lorsque des fragments de roche ou de sol se détachent et se déplacent rapidement le long d'une pente. Ils sont souvent associés à des pentes raides et peuvent être provoqués par des facteurs similaires à ceux des glissements de terrain. [2]



Figure 1.1 Eboulements de Terrain à AOKAS

1.3.2 Les Glissements

Il s'agit du déplacement en masse d'une portion de terrain le long d'une surface de rupture sous l'effet de la gravité. Les glissements de terrain peuvent être déclenchés par des facteurs tels que les précipitations intenses, la saturation du sol, les séismes ou des activités humaines, les glissements sont très fréquents à l'échelle de chantier.

Les glissements de terrain peuvent être classés en plusieurs types en fonction de leurs caractéristiques géométriques, mécaniques et matériaux impliqués

➤ **Glissement plan :**

Dans un glissement plan, la masse de sol se déplace horizontalement le long d'une surface de rupture plane, ce type de glissement est souvent observé sur des pentes relativement faibles et le mouvement se produit généralement en blocs ou en tranches de terrain. [3]

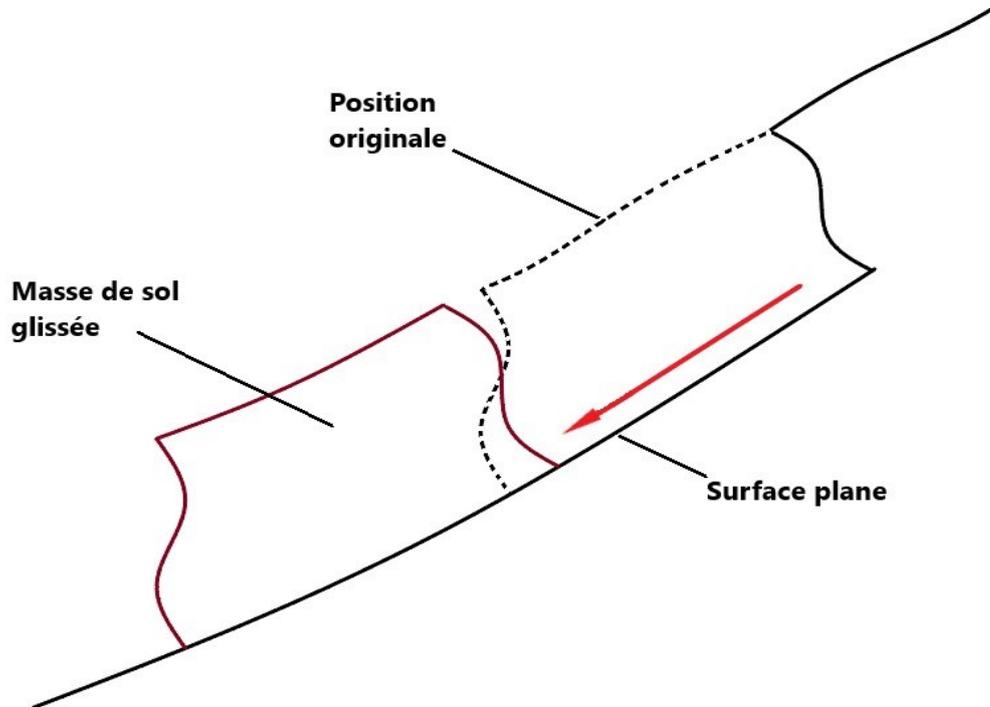


Figure I.2 Mécanisme de Glissement Plan

➤ **Glissement rotationnel simple :**

Dans un glissement rotationnel simple, la masse de sol se détache le long d'une surface de rupture courbe ou concave, et cette surface de rupture crée un mouvement de pivotement vers l'avant en bas de la pente. Ces glissements sont fréquents sur des pentes abruptes et sont souvent déclenchés par des facteurs tels que la saturation du sol. [3]

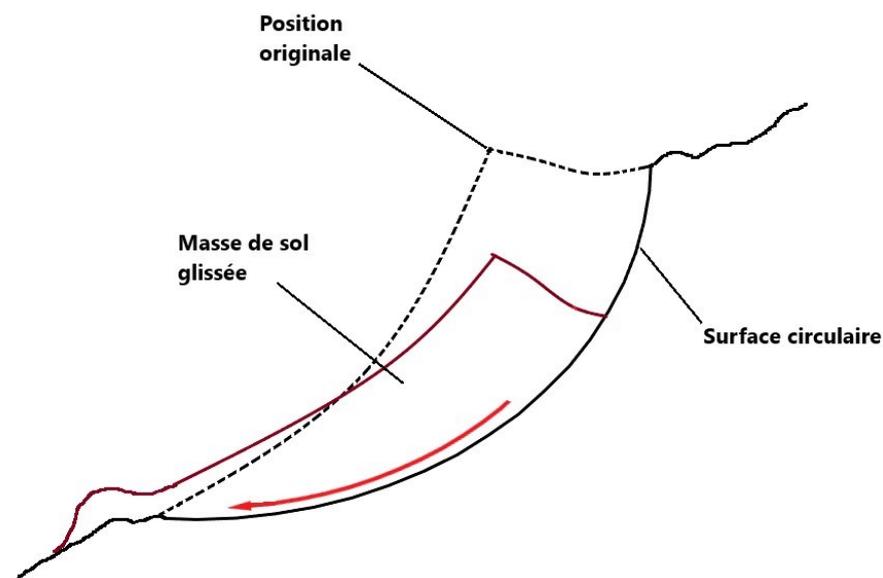


Figure I.3 Mécanisme de glissement rotationnel complexe

- **Glissement rotationnel complexe** : Les glissements rotatoires complexes impliquent des mouvements combinant des caractéristiques de plusieurs types de glissements, y compris des rotations et des translations simultanées, ces glissements peuvent se produire dans des conditions géologiques variées et sont souvent difficiles à caractériser en raison de leur comportement multifactoriel et ils peuvent aussi être déclenchés par des combinaisons complexes de facteurs tels que la géologie locale, la topographie, l'hydrologie et les activités humaines. [4]

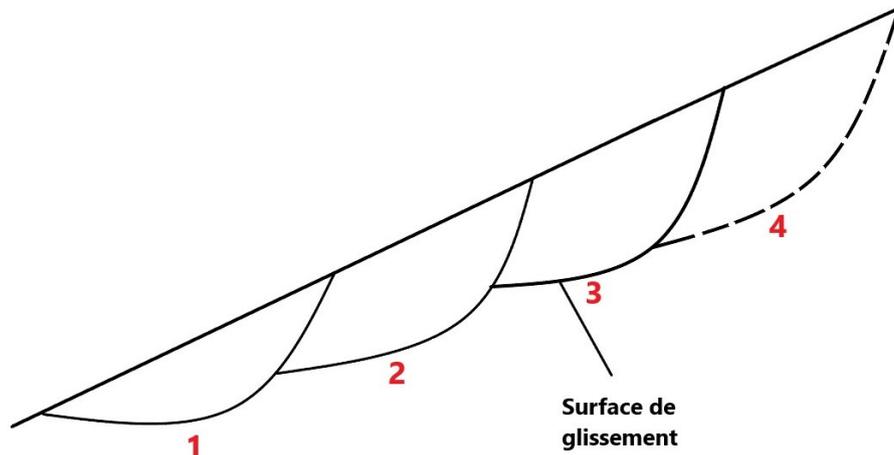


Figure I.4 Mécanisme de glissement rotationnel complexe

I.3.3 Les coulées boueuses

Elles sont caractérisées par un déplacement de sol sous forme d'un flux visqueux composé d'eau, de boue, de sable, de limon ou d'autres matériaux fins et fluides. Elles se produisent généralement après des épisodes de fortes pluies, des fontes de neige rapides ou des événements sismiques, elles représentent un risque significatif dans les zones montagneuses. [5]



Figure IV.5 Exemple des coulées boueuses

I.3.4 L'affaissement

Désigne un mouvement vertical descendant du sol. Ce processus peut être déclenché par divers facteurs, notamment la consolidation du sol, l'extraction de fluides souterrains, la dissolution du sol ou encore la compaction due à des charges supplémentaires exercées sur le sol.

La consolidation du sol se produit lorsque les particules du sol se rapprochent les unes des autres sous l'effet de charges appliquées, ce qui entraîne un tassement vertical. L'extraction excessive de fluides souterrains, comme l'eau ou les hydrocarbures, peut également affaiblir le support du sol, conduisant à un affaissement du terrain. [6]



Figure I.6 Exemple d'affaissement de sol

I.3.5 Le fluage

Il se caractérise par un déplacement lent et progressif du sol sur une longue période de temps, souvent imperceptible à l'œil nu. Ce phénomène est généralement causé par des charges appliquées sur le sol, telles que des contraintes de charge ou des variations de température. Le sol se déforme progressivement sous l'effet de ces charges, mais sans rupture apparente. Le fluage est courant dans les matériaux argileux et peut être observé dans diverses situations, notamment dans les fondations de bâtiments, les pentes de terrains..., Bien que le fluage puisse sembler insignifiant à court terme, il peut avoir des conséquences importantes sur la stabilité des structures à long terme. [7]

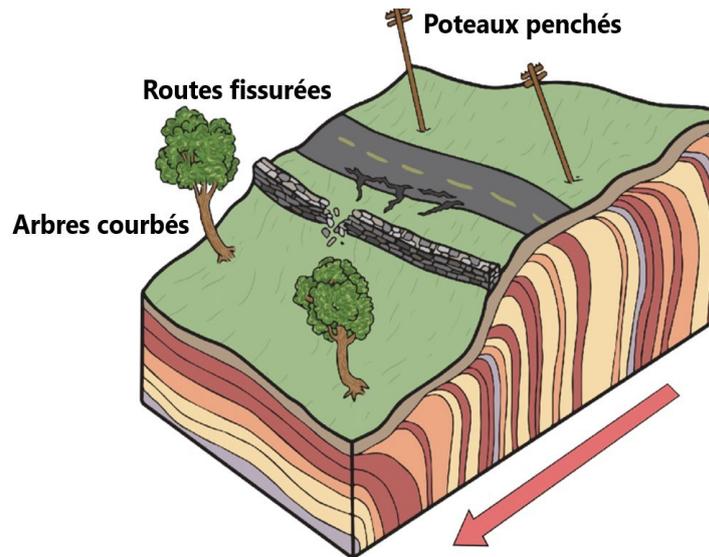


Figure IV.7 Phénomène de Fluage

I.3.6 Liqéfaction du sol

La liqéfaction du sol est un phénomène qui survient lorsqu'un sol saturé perd momentanément sa capacité de supporter des charges et devient temporairement liquide. Cette transformation survient souvent à la suite de tremblements de terre ou de vibrations significatives, qui perturbent l'agencement des particules du sol. En conséquence, le sol perd sa résistance, ce qui entraîne un affaissement rapide et souvent spectaculaire du terrain. [8]



Figure I.8 Liqéfaction du sol : Cas de Niigata, JAPON.

I.3.7 Glissements dans un talus en déblai ou remblai sur un sol non compressible

Ce type de glissement se produit lorsqu'il y a un déplacement de matériaux de terrain sur un sol non compressible en dessous. Ce phénomène est souvent déclenché par des facteurs tels que l'instabilité naturelle du sol ou une saturation excessive due aux précipitations.

Dans ce cas les ruptures de glissements sont rotationnels circulaires

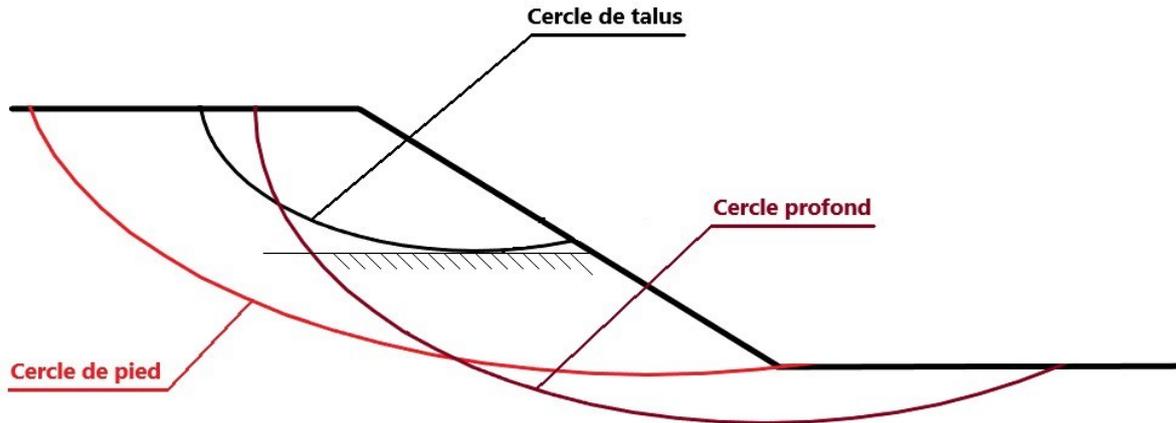


Figure I.9 Glissement dans un talus sur un sol non compressible

I.3.8 Glissements dans un talus en déblai ou remblai sur un sol compressible

Ce phénomène se produit lorsque des matériaux de terrain glissent sur un sol compressible en dessous, souvent déclenché par des facteurs tels que l'instabilité naturelle du sol ou une saturation excessive due aux précipitations.

Dans ce cas les ruptures seront profondes

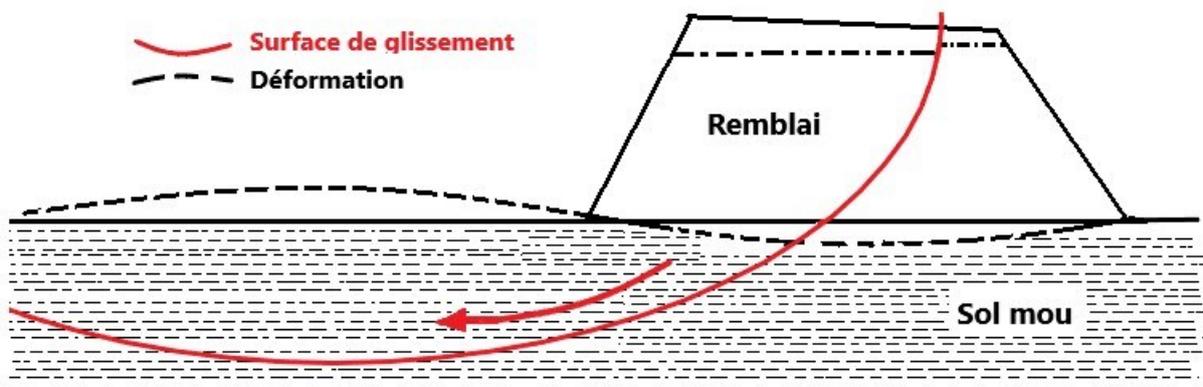


Figure I.10 Glissement dans un talus sur un sol compressible

I.4 Les causes principales des glissements de terrains

Les causes principales des glissements de terrain sont multiples et peuvent varier en fonction des conditions géologiques, hydrologiques et météorologiques spécifiques à chaque région. Cependant, voici quelques-unes des causes principales [9] :

- **Activité Humaine** : La déforestation, les travaux de construction, les excavations, l'irrigation excessive, l'extraction minière et d'autres activités humaines peuvent perturber l'équilibre naturel du sol, augmentant ainsi le risque de glissements.

- **Surcharges sur les sols** : La construction de structures lourdes telles que des bâtiments, des routes, des ponts ou des infrastructures de génie civil peut exercer une pression supplémentaire sur les pentes et compromettre leur stabilité.
- **Précipitations intenses et saturation du sol** : Les fortes pluies peuvent saturer le sol, réduisant ainsi sa cohésion et augmentant la pression interstitielle. Cette saturation excessive rend le terrain plus susceptible aux glissements en affaiblissant sa résistance naturelle.
- **Géologie et topographie** : La géologie et la topographie du sol jouent un rôle crucial dans la prédisposition aux glissements de terrain. Les pentes abruptes, les sols argileux ou les roches altérées, ainsi que la présence de failles géologiques, peuvent fragiliser le terrain et favoriser les mouvements de terrain.
- **Hydrologie** : Les modifications du régime hydrologique naturel, telles que la construction de barrages, l'irrigation excessive, les fuites de canalisations ou les inondations soudaines, peuvent provoquer une saturation rapide du sol et déclencher des glissements. La présence d'eau dans le sol aggrave les problèmes de stabilité en réduisant la friction entre les particules de sol.
- **Sismicité** : Les tremblements de terre peuvent déstabiliser les pentes et déclencher des glissements en modifiant les contraintes et les pressions exercées sur le sol. Les mouvements sismiques peuvent également induire des liquéfactions du sol, rendant celui-ci temporairement liquide et altérant sa capacité de support.

1.5 Conséquences des glissements de terrains :

Les glissements de terrain peuvent avoir des conséquences graves sur les communautés, les infrastructures et l'environnement.

- **Domages aux infrastructures** : Les glissements de terrain endommagent ou détruisent souvent des routes, des ponts, des bâtiments et d'autres infrastructures, entraînant des interruptions majeures des services et des communications.
- **Menace pour la sécurité publique** : Ils mettent en danger la vie des personnes vivant ou se déplaçant à proximité, entraînant parfois des pertes humaines, des blessures graves et des déplacements forcés de population.
- **Destruction de biens** : Ils causent des dommages importants aux propriétés privées et publiques, y compris les maisons, les entreprises et les installations agricoles et industrielles.
- **Impacts sociaux et psychologiques** : Les glissements de terrain ont des répercussions sociales et psychologiques durables sur les communautés touchées, provoquant le stress, la peur et le traumatisme.
- **Impact sur l'environnement** : Les glissements de terrain perturbent les écosystèmes naturels, détruisent la végétation, modifient les cours d'eau et les habitats fauniques, et entraînent la perte de sol fertile.
- **Coûts économiques** : Ils engendrent des coûts importants en termes de réparations d'infrastructures, de secours d'urgence, de réinstallation de populations déplacées et de pertes économiques pour les industries locales.

1.6 Mesures de prévention et de sécurité contre les glissements de terrain

Pour prévenir les glissements de terrain et réduire leurs impacts, plusieurs mesures peuvent être mises en œuvre :

- **Analyse géotechnique approfondie** : Effectuer des études géotechniques détaillées pour évaluer la stabilité des pentes et des sols, en identifiant les caractéristiques géologiques, la cohésion du sol, la perméabilité, et d'autres paramètres pertinents.
- **Mise en place des structures de soutènement** : Construire des structures de soutènement telles que des murs de soutènement, des pieux stabilisateurs... en fonction des caractéristiques géotechniques du sol et de la topographie du site.
- **Drainage** : Mettre en place un système de drainage efficace pour évacuer l'eau des pentes et réduire la pression interstitielle dans le sol, en utilisant des drains horizontaux, des drains verticaux ou des systèmes de canalisations et de collecte des eaux de surface.
- **Stabilisation des pentes et des talus** : Renforcer les pentes instables en utilisant des techniques de stabilisation géotechnique telles que l'ancrage, clouage, l'injection de coulis ou la consolidation du sol avec des géotextiles.
- **Conservation des sols** : Adopter des pratiques de conservation des sols telles que la plantation d'arbres, la mise en place de haies végétales, et l'application de pratiques agricoles respectueuses de l'environnement pour préserver l'intégrité du sol.

1.7 Notions de base pour étudier la stabilité des talus

Pour étudier la stabilité des talus de manière approfondie, il est nécessaire de maîtriser plusieurs concepts fondamentaux en géotechnique. L'ensemble de ces concepts peuvent être énuméré selon l'enchaînement suivant :

- En premier lieu, il est crucial de comprendre les propriétés du sol qui composent le talus. Ces propriétés incluent la granulométrie, qui détermine la taille des particules, la plasticité, qui mesure la capacité du sol à se déformer sans rupture, ainsi que la cohésion et l'angle de frottement interne, qui influent sur la résistance du sol au cisaillement.
- Par la suite, il faut prendre en compte les différentes pressions qui agissent sur le talus. Cela comprend les pressions exercées par l'eau souterraine, les charges superficielles telles que les constructions ou la végétation, ainsi que les surcharges temporaires comme les précipitations intenses.
- L'analyse des contraintes est un autre aspect crucial de l'étude de la stabilité des talus. Elle consiste à évaluer les forces internes et externes qui agissent sur le talus, en utilisant des méthodes telles que la méthode des équilibres limites ou des techniques numériques plus avancées.
- L'écoulement de l'eau est également un facteur important à considérer, car il peut affaiblir le sol et augmenter le risque de glissement. Comprendre la perméabilité du sol et modéliser l'écoulement de l'eau à travers le talus est essentiel pour évaluer sa stabilité.
- La géométrie du talus joue un rôle crucial dans sa stabilité. La pente, la hauteur et la configuration du talus influent sur les forces et les moments qui y agissent, et doivent donc être soigneusement analysées.

- Enfin, l'évaluation des forces et des moments, ainsi que la comparaison avec les forces de résistance disponibles, permettent de déterminer les facteurs de sécurité du talus. Des dispositifs de surveillance doivent également être mis en place pour détecter les signes d'instabilité et permettre une intervention préventive si nécessaire.

En synthèse, l'étude de stabilité des talus requiert une compréhension approfondie des propriétés du sol, des pressions agissant sur le talus, de l'analyse des contraintes, de l'écoulement de l'eau, de la géométrie du talus, de l'évaluation des forces et des facteurs de sécurité, ainsi que la surveillance continue pour assurer la sécurité des infrastructures et des populations environnantes.

1.8 Les méthodes de calcul de la stabilité des talus :

L'étude de stabilité des talus est généralement effectuée à l'aide de diverses méthodes. Dans ce qui suit on va présenter quelques méthodes.

1.8.1 La méthode des Tranches

Cette méthode est une technique utilisée dans l'étude de stabilité des talus en génie civil et géotechnique. Elle consiste à diviser le talus en plusieurs tranches verticales, généralement de forme rectangulaire, afin d'analyser les forces agissant sur chaque tranche individuellement. Cette méthode est largement utilisée dans la conception et l'évaluation des talus pour garantir leur stabilité et prévenir les risques de glissement ou d'effondrement. Les étapes principales de la méthode des tranches sont les suivantes [10] :

- **Division du talus en tranches :** Le talus est divisé en plusieurs tranches verticales, chacune représentant une section du talus.

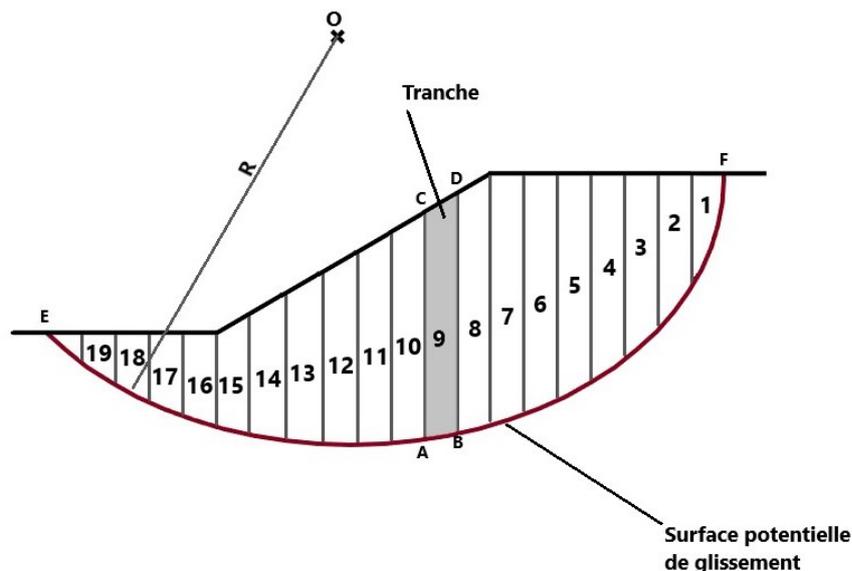


Figure I.11 Divisions en Tranches

- **Identification des forces :** Pour chaque tranche, les forces agissant sur celle-ci sont identifiées. Cela inclut les forces de poids propre du sol, les forces dues aux charges appliquées (comme les surcharges ou les forces sismique), ainsi que les forces de cohésion et de frottement.

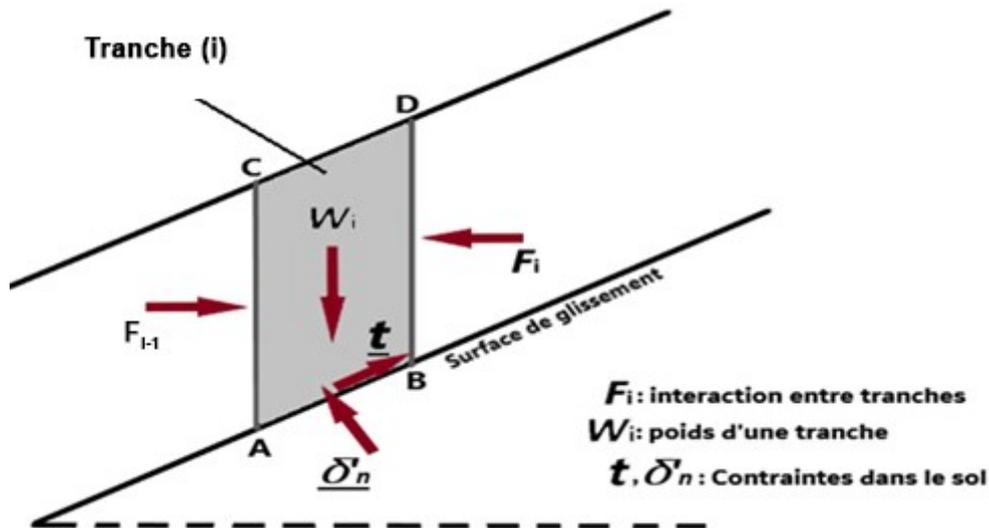


Figure I.12 Identification des Forces

- **Calcul des forces :** Les forces sont calculées en fonction des propriétés du sol, telles que sa densité, son angle de frottement interne et sa cohésion. Ces paramètres peuvent être déterminés à partir de tests de laboratoire ou d'observation sur le terrain.
- **Equilibre des forces :** Pour chaque tranche, l'équilibre des forces est vérifié en utilisant les principes de la statique. Cela permet de déterminer si la tranche est stable ou si elle est susceptible de glisser.
- **Calcul des Facteurs de sécurité :** En comparant les forces de résistance aux forces de cisaillement, on calcule le facteur de sécurité de chaque tranche. Un facteur de sécurité supérieur à 1 indique que la tranche est stable, tandis qu'un facteur inférieur à 1 indique un risque de rupture ce qui provoque un glissement.
- **Analyse des résultats :** Les résultats de l'analyse des tranches permettent de déterminer la stabilité globale du talus et d'identifier les zones critiques nécessitant des mesures de renforcement ou de stabilisation.

1.8.2 La méthode d'analyse globale

La méthode d'analyse globale dans la stabilité des talus est une approche fondamentale utilisée en géotechnique pour évaluer la sécurité des pentes naturelles ou artificielles. Plutôt que de considérer chaque élément individuellement, cette méthode prend en compte l'ensemble du système de la

penne, y compris les interactions entre les différents éléments du sol, les charges appliquées et les conditions environnementales.

En utilisant cette méthode les ingénieurs géotechniciens peuvent modéliser la structure du talus dans son ensemble, prenant en compte les propriétés du sol, telles que la cohésion et l'angle de frottement interne, ainsi que les charges agissant sur le talus, comme le poids du sol et les charges externes. Cette modélisation permet de prédire le comportement global du talus et d'identifier les zones présentant un risque de glissement ou de rupture.

1.8.3 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une approche mathématique utilisée pour modéliser et analyser le comportement de structures complexe, telles que les talus, en subdivisant le domaine en éléments finis. Dans le contexte de l'étude de stabilité des talus. Cette méthode permet de représenter numériquement le comportement du sol et de prédire les éventuelles déformations et rupture. Voici comment la méthode des éléments finis est utilisée : [11]

- **Modélisation du talus** : Tout d'abord, le talus est modélisé en utilisant des éléments finis, qui sont de petits éléments géométriques avec des propriétés matérielles et des comportements mécanique assignés.
- **Discrétisation du domaine** : Le domaine du talus est divisé en une grille d'éléments finis. Chaque élément fini est caractérisé par des équations mathématiques décrivant son comportement sous différentes conditions de charge et de contraintes.
- **Conditions aux limites** : Les conditions aux limites, telles que les contraintes appliquées aux bords du talus, sont spécifiées dans le modèle pour refléter les conditions réelles du site.
- **Modélisation des matériaux** : Les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs du talus, telles que la cohésion, l'angle de frottement interne et la densité, sont prises en compte dans le modèle pour représenter le comportement du sol de manière réaliste.
- **Résolution numérique** : Une fois le modèle établi, des techniques numériques sont utilisées pour résoudre les équations mathématiques associées aux éléments finis. Cela permet de prédire le comportement du talus sous différentes charges et conditions.
- **Analyse de stabilité** : En utilisant les résultats de la simulation, l'ingénieur peut évaluer la stabilité du talus en analysant les déformations, les contraintes et les contraintes de cisaillement à différents points du talus. Cela permet d'identifier les zones potentiellement instables et de prendre des mesures correctives si nécessaire.

En résumé, la méthode des éléments finis est un outil puissant pour étudier la stabilité des talus en fournissant des prédictions numériques précises sur leur comportement sous différentes conditions. Elle est largement utilisée dans le domaine de l'ingénierie géotechnique pour concevoir et évaluer la sécurité des infrastructures géotechnique.

1.9 Conclusion

Les glissements de terrain et les mouvements des sols sont des phénomènes naturels complexes avec des conséquences sur l'activité humaine et l'environnement immédiat. Pour remédier à l'effet de cet aléa il est très important d'identifier et d'analyser afin d'avoir des données suffisantes sur son importance et de choisir la méthode adéquate pour sa stabilisation.

Le choix de la méthode de stabilisation passe obligatoirement par la classification et une bonne analyse des résultats obtenus du terrain. Afin de diminuer les risques dus aux mouvements des sols, des démarches incluant des études géotechniques approfondies, des mesures de prévention adaptées sont nécessaires...

Chapitre II

MÉTHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS

II.1 Introduction

Les confortements désignent un ensemble de méthodes et de techniques employées dans le domaine de la géotechnique pour renforcer et stabiliser le sol, afin de réduire les risques associés tels que les glissements de terrain, les éboulements et d'autres problèmes similaires. Ces méthodes comprennent une variété de techniques telles que le soutènement, qui implique la construction de structures de support pour retenir le sol, les parois clouées qui consistent à insérer des barres d'acier dans le sol pour le renforcer, ainsi que l'installation de pieux pour consolider les fondations et prévenir les mouvements de terrain, et d'autres méthodes similaires.

Dans cette partie de ce travail on va présenter quelques méthodes de confortement utilisées pour la stabilité des talus. Des notions théoriques ainsi que les conditions d'application de ces méthodes seront présentées.

II.2 Méthodes de Confortements des Talus

On peut distinguer trois groupes de méthodes de confortement :

- Dispositifs de drainage
- Les terrassements
- Renforcements par éléments structuraux

1. Dispositifs de drainage

Le drainage est l'ensemble des procédés tendant à procurer un état de moiteur à une terre primitivement humide, et cela au moyen de soignées souterraines, donc c'est une technique de construction qui consiste à protéger des structures en génie civil de l'humidité et éliminer la pression hydrostatique, il peut être réalisé à l'aide de matériaux naturels ou synthétiques. [12]

Les types de drainages les plus utilisés :

1.1. Canalisation des eaux de surfaces

Le drainage des eaux pluviale et des eaux de ruissellement est crucial pour prévenir les inondations, les infiltrations et la formation de mares d'eau stagnante, qui peuvent aggraver l'instabilité du terrain. Parmi les solutions couramment utilisées en génie civil pour canaliser les eaux de surface, on trouve les caniveaux et les fossés. Ces dispositifs permettent d'acheminer efficacement les eaux vers des points de décharge appropriés, réduisant ainsi les risques d'inondations et de dommages environnementaux.

1.2. Les éperons drainants

Les éperons drainants sont largement employés dans les talus pour assurer un bon écoulement de l'eau, prévenir les glissements de terrain et stabiliser le sol. Leur mise en œuvre implique la création de tranchées parallèles à la pente du talus, espacées entre elles et remplies en matériaux granulaires grossiers. [13]

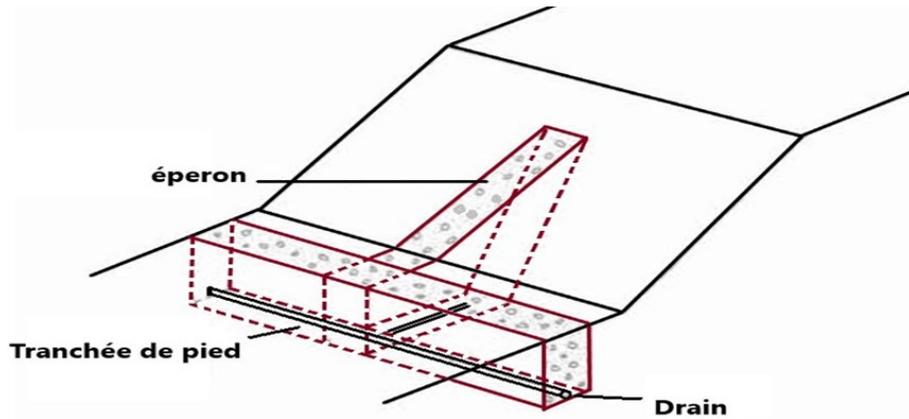


Figure II.1 Éperons Drainant

1.3. Les tranchées drainantes

Une tranchée drainante dans les talus est un système de drainage spécifiquement conçu pour les pentes ou les talus. Elle est souvent réalisée le long de la pente pour intercepter et évacuer l'eau qui s'écoule à travers le sol, empêchant ainsi l'accumulation d'eau et la saturation du sol, ce qui pourrait entraîner des glissements de terrain ou des affaissements. Ces tranchées sont généralement remplies de matériaux drainants tels que des graviers ou des agrégats et peuvent être recouvertes d'un géotextile pour empêcher le colmatage. Elles sont essentielles pour assurer la stabilité et la sécurité des talus. [14]

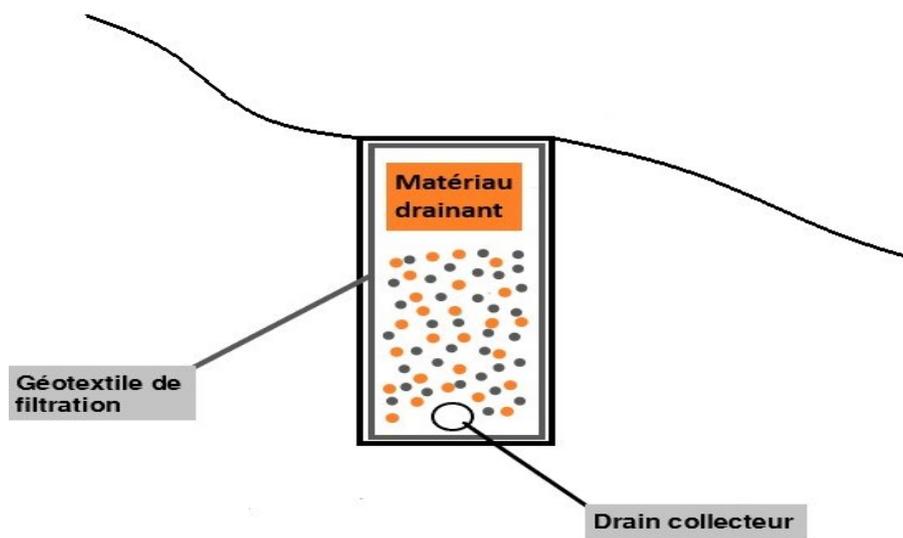


Figure II.2 Tranchées Drainantes

2. Les Terrassements

Le terrassement dans les talus permet de conforter le sol en supprimant tous les risques de glissements sur les terrains en pente. On peut distinguer trois types de stabilisations par terrassements :

2.1. Butée en pied

Cette procédure vise à stabiliser le pied d'un talus en utilisant des remblais ou des structures en béton armé appelées communément banquettes de talus, ce type permet de stabiliser la masse instable du talus.

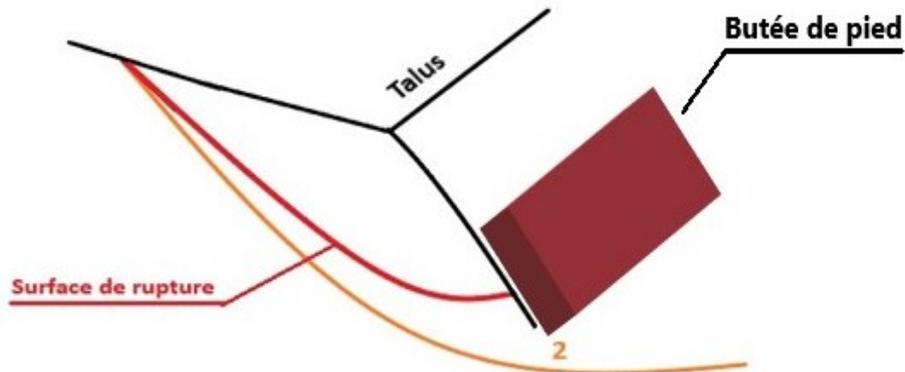


Figure II.3 Butée En Pied

2.2. Le reprofilage du talus

Le reprofilage est une procédure visant à renforcer la stabilité d'une pente en altérant la forme géométrique de son talus. Cette opération peut impliquer diverses méthodes, telles que l'ajustement de l'inclinaison pour diminuer la force de gravité exercée sur le sol ou l'élimination complète de la section instable de la pente. [15]

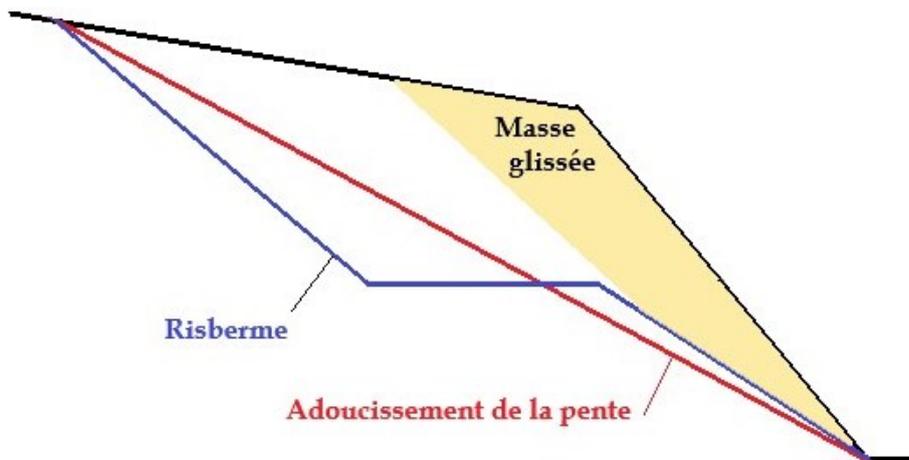


Figure II.4 Reprofilage de Talus

2.3. La purge

La purge désigne une méthode consistante à retirer les matériaux instables afin de prévenir les risques de glissement de terrain, sous réserve que la surface exposée soit stable. [16]

2.4. Substitution des matériaux

Cette méthode implique de substituer les matériaux extraits lors de la purge par d'autres matériaux de haute qualité, ce qui renforce la stabilité du talus et modifie le profil initial de sa formation. [17]



Figure II.5 Substitution des Matériaux

3. Renforcements par des éléments structuraux

Les renforcements des talus par des éléments structuraux représentent une stratégie fondamentale dans le domaine de l'ingénierie géotechnique pour assurer la stabilité et la sécurité des pentes naturelles ou artificielles. Face aux défis croissants liés à l'urbanisation et aux pressions environnementales, ces techniques revêtent une importance capitale pour prévenir les risques de glissements de terrain, d'érosion et de déstabilisation des terrains en pente. Dans cette étude, nous examinerons en détail les principes, les méthodes et les applications des renforcements des talus par des éléments structuraux, mettant en évidence leur rôle crucial dans la protection des infrastructures et des environnements naturels contre les aléas géotechniques.

Les méthodes de renforcements par des éléments structuraux :

3.1. Clouage

La méthode de clouage, introduite dans les années 1970, vise à renforcer les sols en insérant des barres pour stabiliser les terrains naturels. Ces barres améliorent la cohésion, la résistance à la traction et au cisaillement des sols, produisant ainsi un nouveau matériau composé d'une grande capacité. Sur le plan théorique, le clouage des sols est similaire au concept de Terre Armée.



Figure II.6 Exemple de Clouage de Sol

➤ Principe

Le clouage est une méthode utilisée pour renforcer les sols et assurer la stabilité des pentes, qu'elles soient naturelles ou artificielles. Elle consiste à insérer des éléments rigides, appelés inclusions ou clous, dans le sol. On peut le faire en les plaçant dans des trous et en injectant du coulis pour les fixer, ou en les enfonçant directement dans le sol.

Cette méthode est largement utilisée depuis des dizaines d'années, principalement pour le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes. [18]

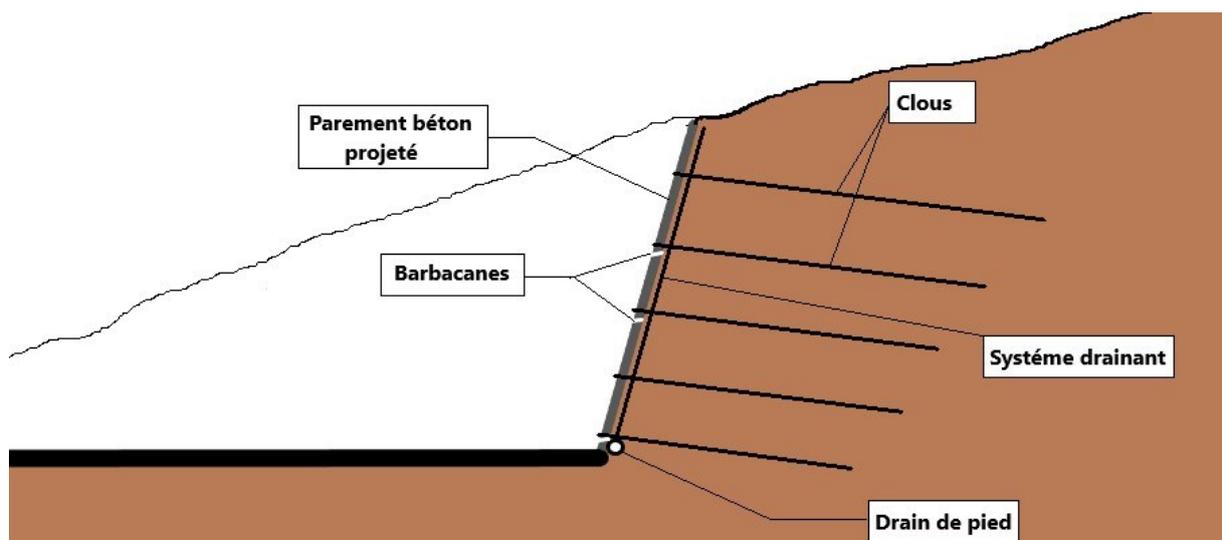


Figure II.7 Clouage de sol

➤ Historique

L'origine de cette méthode est généralement liée à deux techniques de renforcement du sol :

-D'une part, la méthode autrichienne de boulonnage, mise au point par Rabecwiz à partir de 1964 pour stabiliser les roches dans les tunnels.

-D'autre part, le procédé Terre Armée inventée par Henri Vidal en 1963 et développé par la société Terre Armée. Il s'agit d'une méthode renforçant le sol qui consiste à Armer un remblai compacté afin de lui conférer les caractéristiques d'un mur de soutènement.

Des armatures relient le parement et structurent le remblai compacté en blocs. Le parement est composé de plaques préfabriquées, souvent en béton armé.

Le premier mur en sol cloué a été réalisé en 1972-1973 sur une ligne SNCF à Versailles pour élargir la plateforme ferroviaire, par les entreprises Bouygues et Sol-étanche. Cette première application impliquait la réalisation d'une paroi provisoire dans du sable de Fontainebleau, stabilisée avec des barres courtes scellées au coulis, suivie de la construction d'un mur en béton armé devant cette paroi provisoire en terre armée.

La première expérimentation en Allemagne a eu lieu vers 1978, suivie d'une tentative d'industrialisation en 1981 avec des parements préfabriqués.

En 1986, le ministère de l'Équipement a lancé le projet national CLOUTERRE en collaboration avec la Fédération nationale des Travaux publics et le ministère de la recherche. Ce projet s'est achevé en 1990 avec la rédaction des "Recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols".

Puis entre 1992 et 1999, Ce projet été prolongé par CLOUTERRE II, pour approfondir la connaissance des ouvrages de soutènement et la stabilité des fronts de taille de tunnels. Il a abordé des problématiques telles que la déformation, le dimensionnement des parements et leur comportement face au gel ou aux séismes, avec la publication d'un additif en 2002 aux recommandations Clou-terre.

➤ Différentes utilisations

La technique de Clouage s'applique généralement dans deux domaines :

a. Stabilité des pentes naturelles

En général, les inclusions sont implantées presque perpendiculairement à la surface de rupture potentielle, si bien qu'elles travaillent surtout en cisaillement. Cette méthode est généralement employée dans les zones montagneuses, à titre préventives, et pour renforcer les remblais des voies ferrées (inclusions verticales).

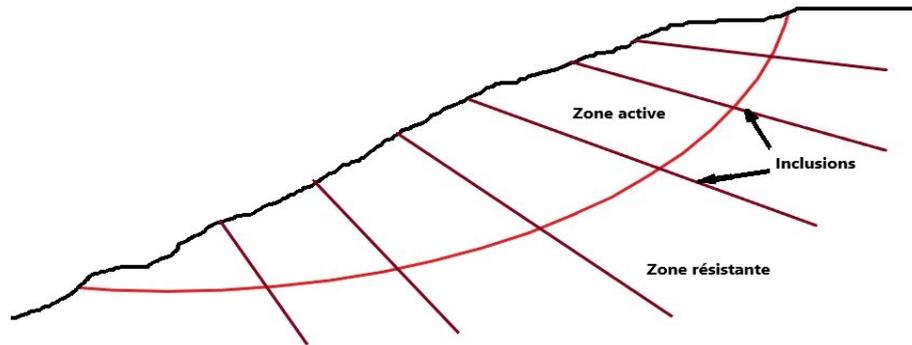


Figure II.8 Stabilité d'une pente naturelle

b. Stabilité des pentes artificielles (les excavations)

Le clouage peut également servir à soutenir les parois d'une excavation. Les inclusions horizontales ou légèrement inclinées vers le bas sont installées progressivement pendant l'excavation, agissant ainsi en traction et en cisaillement.

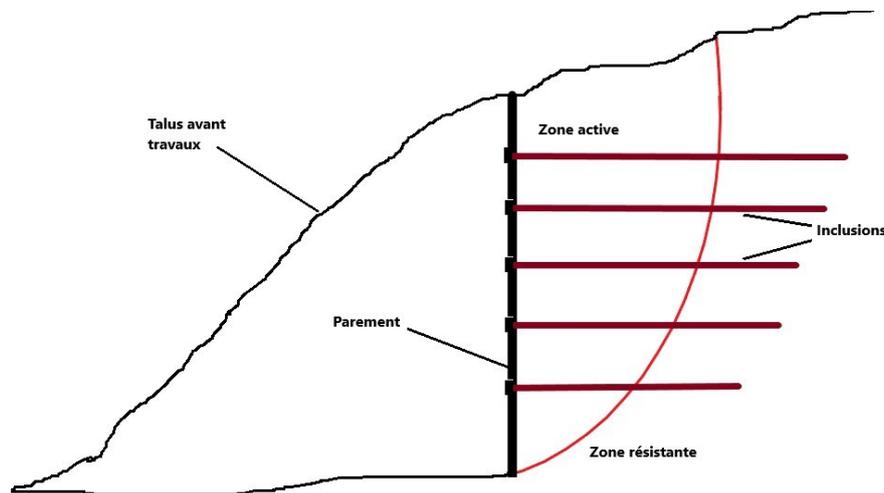


Figure II.9 Stabilité d'une excavation

➤ Méthode de réalisation

Les normes de la méthode de clouage requièrent le respect du principe suivant :

Limiter autant que possible les perturbations du terrain existant pendant les travaux, afin de capitaliser sur les propriétés mécaniques initiales (LOUIS, 1981)

Un projet de clouage se fait en 4 phases principale :

- a. **Terrassement** : Initialement, une excavation est réalisée à une profondeur variable, généralement d'environ deux mètres, et s'étend sur quelques dizaines de mètres de longueur.
- b. **Mise en place des clous** : diverses techniques sont utilisées :

- **Forage et Scellements** : Un trou est foré à l'aide des machines approprié, puis le clou, muni d'un centreur, est inséré dans le trou et scellé avec du coulis de ciment.
 - **Vibro-fonçage** Cette méthode combine le fonçage avec des vibrations. Une charge fixe est appliquée sur la tête du clou qui est soumis à des vibrations à haute fréquence
 - **Battage** Un mouton lourd frappe la tête du clou à une fréquence relativement basse
- c. **Mise en place du Béton** : Un treillis soudé est disposé sur le sol pour armer cette structure, connue sous le nom de parement ou peau de confinement. Son épaisseur est minime. La réalisation du parement implique l'application rapide d'un béton projeté, formant ainsi un revêtement souple et continu. [19]
- d. **Nouveau terrassement** : Effectue un nouveau terrassement

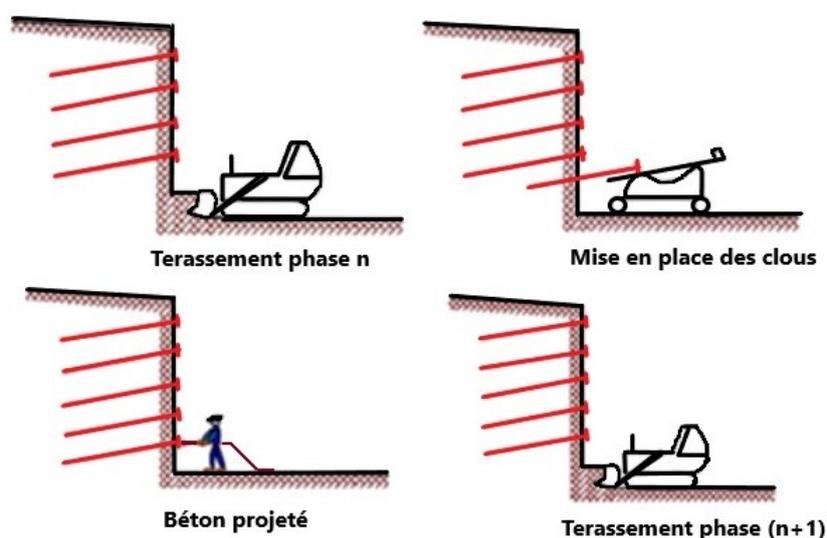


Figure II.10 Étapes de Réalisation d'une paroi cloué

➤ Caractéristique des clous

Deux grandes catégories de clous se distinguent : les profilés métalliques et les clous forés.

- Les clous métalliques, comme les cornières ou les tubes, sont généralement installés par battage ou vibrofonçage. Cette méthode est principalement utilisée pour les ouvrages temporaires.
- Les clous forés sont scellés par coulis de ciment ou injection sous pression, surtout sur des terrains à faibles caractéristiques. Ils sont généralement des barres d'acier enrobées de coulis, de diamètre variant entre 90 et 150mm. Cette méthode est utilisée pour les ouvrages temporaires et permanents.



Figure II.11 Clou métallique avec Centreur

➤ L'action des clous dans le sol

L'orientation des clous impact le comportement des clous dans le sol, il est donc nécessaire de justifier la valeur de son angle par rapport à l'horizontal, noté θ .

Lorsque qu'un clou traverse la surface potentielle de glissement (zone active), il exerce des efforts au point N qui se décompose comme suit :

- Une force d'arrachement ou effort de traction T normale à l'axe du clou
- Un effort de cisaillement T_c , et un moment M qui sont nuls, le clou étant supposé souple.

L'action de la mise en traction du clou sur la surface de glissement peut être décomposée ainsi :

- Une composante normale à la surface de rupture potentielle $T \cdot \sin(\alpha + \theta)$
- Une composante tangentielle d'intensité $T \cdot \cos(\alpha + \theta)$

Avec α : l'inclinaison du rayon passant par N sur la verticale

θ : l'inclinaison du clou sur l'horizontale.

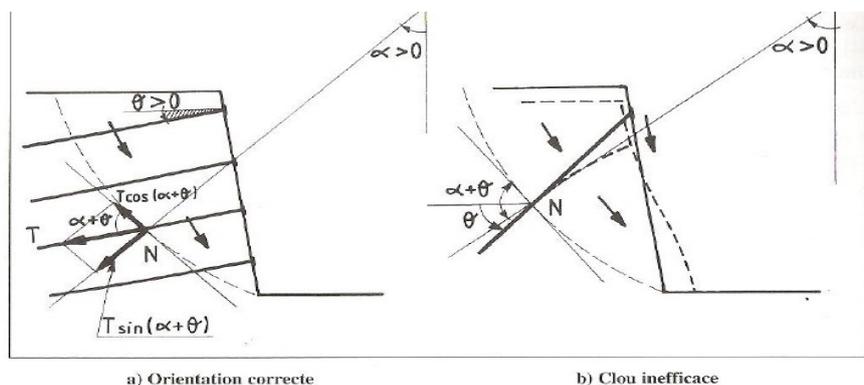


Figure II.12 Efforts sur les Clous

3.2. Pieux Stabilisateurs

Les pieux sont des éléments essentiels dans le domaine de la construction, utilisés pour renforcer les fondations des structures dans une variété de conditions de sol. Leur utilisation est primordiale lorsque le sol superficiel ne peut pas supporter les charges de la structure ou lorsque des conditions spéciales sont présentes, telles que des sols meubles, des terrains inclinés ou des environnements marécageux.



Figure II.13 Pieux Profond Pour Soutènements

➤ Type des Pieux

Il existe plusieurs types de pieux, chacun adapté à des conditions de sol spécifiques et à des exigences de charge [20] :

- a. **Pieux en bois** : Fabriqués à partir de bois durci, ils sont souvent utilisés pour des applications légères ou temporaires.
- b. **Pieux métalliques** : Fabriqués en acier, ces pieux offrent une grande résistance et sont utilisés dans des sols où les pieux en bois seraient inadéquats.
- c. **Pieux en béton** : Faits de béton renforcé, ces pieux sont utilisés pour des charges lourdes et offrent une grande durabilité.
- d. **Pieux vissés** : Ces pieux sont vissés dans le sol à l'aide d'une machine spéciale et sont souvent utilisés dans des sols mous ou sablonneux.
- e. **Pieux forés** : Creusés dans le sol à l'aide d'une foreuse, ces pieux sont remplis de béton ou d'un autre matériau pour renforcer le sol environnant.

➤ Utilisations des Pieux

Parmi leurs utilisations les plus courantes, on trouve le soutien des fondations de bâtiments, la construction de ponts et de quais, ainsi que la stabilisation des talus pour prévenir les glissements de terrain et assurer la sécurité des infrastructures et des habitations environnantes. En particulier, dans le cas de la stabilité des talus, les pieux sont enfoncés profondément dans le sol à intervalles réguliers pour créer une structure de soutien solide qui empêche les mouvements du terrain et réduit les risques de dommages causés par l'érosion ou les forces naturelles.

➤ Stabilité des Talus : Une Application Cruciale des Pieux

L'une des utilisations les plus cruciales des pieux est dans la stabilité des talus. Les talus présentent souvent des risques d'érosion, d'affaissement et de glissements de terrain, menaçant la sécurité des

infrastructures et des populations avoisinantes. Les pieux sont enfoncés profondément dans le sol le long des talus pour stabiliser les pentes, renforcer les sols et prévenir les mouvements indésirables. Cette application est essentielle pour assurer la sécurité et la stabilité des environnements montagneux et des zones sujettes à l'érosion.

➤ Fonctionnement des pieux

Les pieux stabilisateurs sont des éléments de soutènement utilisés pour renforcer et assurer la stabilité des talus. Ils sont souvent employés dans des situations où les talus sont susceptibles de s'affaisser ou de glisser en raison de contraintes telles que la gravité, l'érosion, la pression de l'eau ou des charges sur le talus. [21]

Le fonctionnement des pieux stabilisateurs repose sur plusieurs principes :

- a. **Ancrage dans des couches stables** : Les pieux sont enfoncés profondément dans des couches de sol stables situées sous le talus. Cela crée un ancrage solide qui contrebalance les forces exercées sur le talus.
- b. **Distribution des charges** : Les pieux distribuent les charges du talus sur une plus grande zone de sol, réduisant ainsi la pression exercée sur chaque point. Cela diminue les risques de défaillance du talus en raison d'une pression excessive.
- c. **Résistance à la traction** : Les pieux sont conçus pour résister aux forces de traction exercées par le talus. Cette résistance à la traction empêche le talus de se déplacer ou de glisser.
- d. **Transfert des charges** : Les pieux peuvent également transférer les charges du talus à des couches de sol plus stables, réduisant ainsi la charge sur le talus lui-même.
- e. **Renforcement du sol** : Certains types de pieux, tels que les pieux en béton armé, peuvent également renforcer le sol autour d'eux en le comprimant et en améliorant sa capacité à supporter les charges.
- f. **Réduction de l'érosion** : En stabilisant le talus, les pieux contribuent également à réduire l'érosion en empêchant les particules de sol de se déplacer ou d'être emportées par l'eau.

En résumé, les pieux stabilisateurs fonctionnent en fournissant un soutien structurel au talus, en répartissant les charges et en créant un ancrage solide dans des couches de sol stables. Cela aide à prévenir les mouvements de terrain et à maintenir la stabilité du talus.

➤ Méthodes de Réalisation

- a. **Préparation du site et installation de l'équipement** : La première étape consiste à préparer le site en mettant en place toutes les mesures de sécurité nécessaires et en

créant un accès adéquat pour les engins lourds. En parallèle, l'équipement requis pour l'installation des pieux, est les positionné sur le site pour être prêt à être utilisé.

b. Stabilisation temporaire : Si le talus est particulièrement instable, envisagez de mettre en place des mesures temporaires de stabilisation, telles que l'utilisation de filets de protection, de barrières anti-éboulement ou de gabions, pour réduire les risques pendant les travaux.

c. Forage ou battage des pieux :

- **Forage :** Si des pieux doivent être forés dans le sol, cette étape implique l'utilisation de foreuses pour creuser des trous à l'emplacement prévu des pieux.
- **Battage :** Si des pieux sont enfoncés dans le sol par battage, des marteaux-piqueurs ou des marteaux hydrauliques sont utilisés pour enfoncer les pieux à la profondeur requise.

d. Ancrage et consolidation : Une fois les pieux en place, des mesures d'ancrage sont pris pour assurer leur solidité et leur stabilité. Cela peut impliquer l'injection de béton ou de coulis de ciment dans les trous autour des pieux pour les ancrer fermement dans le sol.

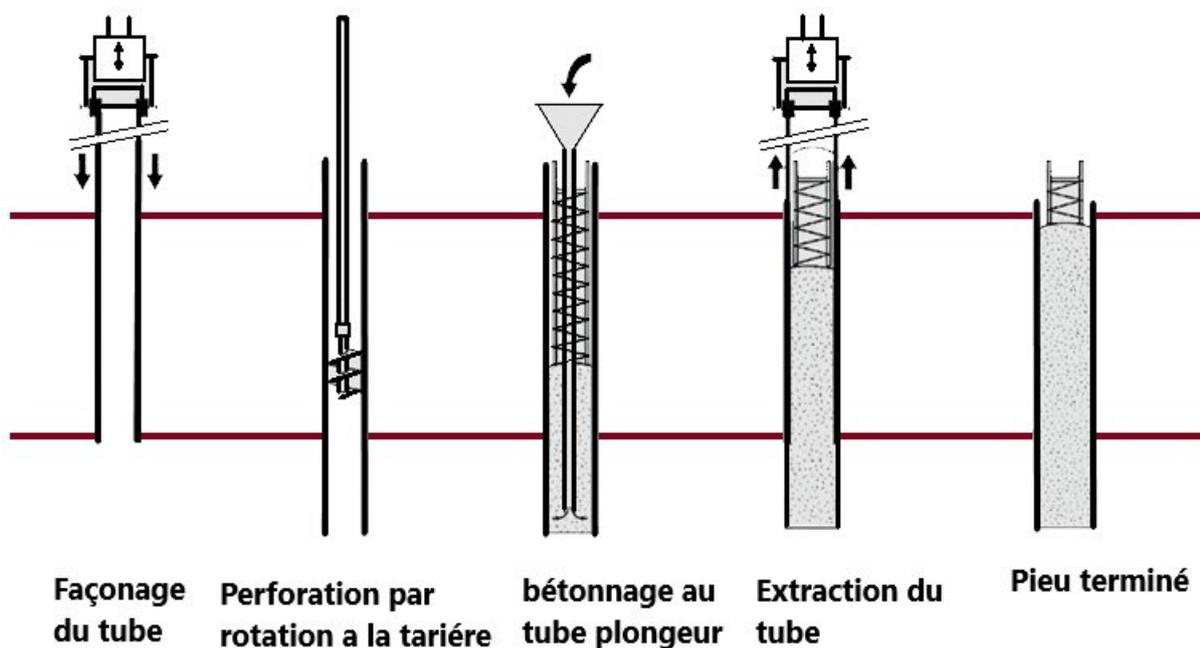


Figure II.14 Réalisation des pieux (Par Tarière)

3.3. Les murs de soutènement

Un mur de soutènement est une structure conçue pour retenir la pression exercée par les terres en subissant d'importantes poussées horizontales. Il y a divers types de murs de soutènement, parmi lesquels les plus courants sont le mur en poids et le mur en béton armé reposant sur une semelle.

➤ **Le mur en poids :**

Le mur en poids est une structure particulièrement épaisse a sa base, conçue pour résister aux fortes poussées exercées par les terres. Son objectif principal est d'assurer la stabilité grâce à son poids considérable, similaire à celui des gabions et des murs en maçonnerie de pierre jointoyée. [22]

➤ **Mur en béton armée sur semelle :**

Le mur de soutènement en béton armée est constitué d'un voile de béton armé encastré dans une semelle en béton armé ; formant généralement une structure en forme L, l'avant semelle côté aval est appelé patin et l'arrière côté terre est appelé Talon. Le talon peut être pourvu d'une bêche pour éviter les glissements. [22]

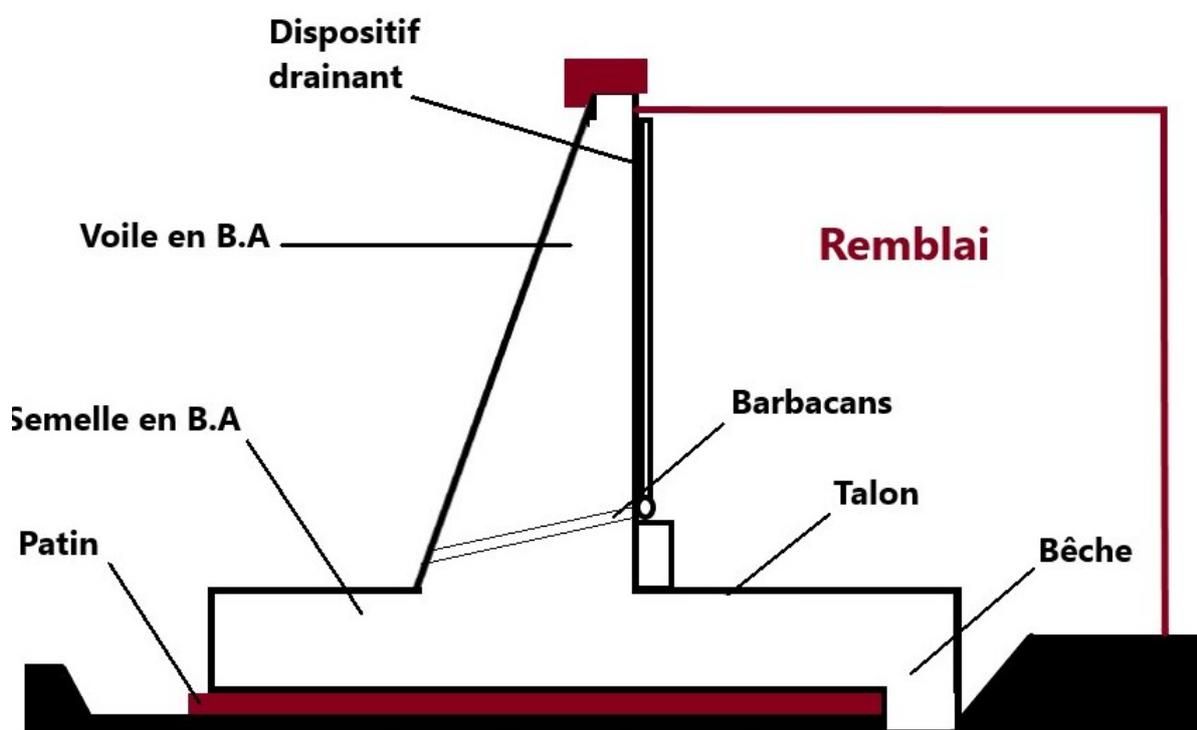


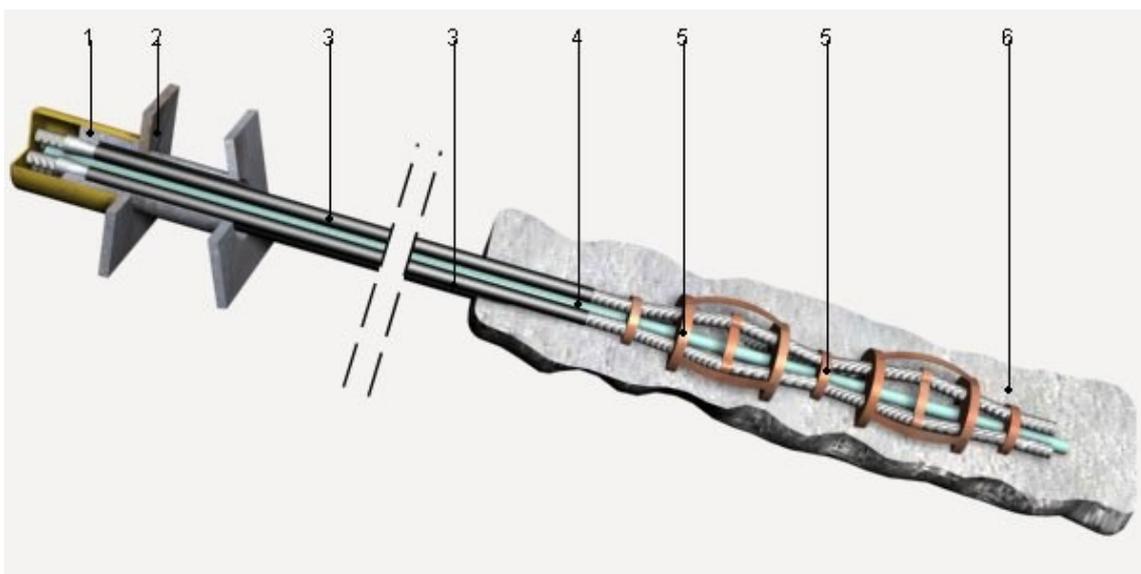
Figure II.15 Mur de Soutènement

3.4. Tirant d'ancrage

Les tirants d'ancrage dans les talus sont des dispositifs utilisés pour stabiliser les pentes naturelles ou artificielles, souvent rencontrées dans les projets de génie civil tels que la construction de route, de voies ferrées, de barrages, ou même dans des paysagers. Ces dispositifs sont utilisés pour prévenir les glissements, ou les effondrements de talus, qui peuvent être causés par les conditions géologiques instables, des précipitations abondantes, des vibrations sismiques, ou d'autres facteurs. [23]

Le procédé d'exécution des tirants d'ancrage en géotechnique implique généralement les étapes suivantes :

- **Préparation du site** : cette étape implique la préparation du site où les tirants seront installés. Cela peut inclure le dégagement de la zone, le nivellement du sol et la mise en place des équipements nécessaires.
- **Forage des trous d'ancrage** : Des trous sont percés dans le sol ou la roche à des emplacements spécifiques selon la conception du projet. Ces trous sont généralement plus profonds que la zone instable à stabiliser et peuvent être forés à l'aide de foreuses rotatives ou d'autres équipements de forage adaptés aux conditions du sol.
- **Installation des ancrages** : une fois les trous forés, les ancrages sont insérés dans les trous. Les ancrages peuvent être sous forme de barres d'acier ou de câble prétendus. Ils sont généralement revêtus d'un matériau de scellement pour assurer une bonne adhérence avec le sol ou la roche environnants.
- **Injection de coulis** : après l'installation des ancrages, du coulis ou du mortier est parfois injecté dans les trous pour remplir les vides autour des ancrages et améliorer leur performance en termes de transfert de charges.
- **Tension de tirant** : une fois que le coulis ou le mortier a durci, les tirants sont tendus à l'aide d'équipements spéciaux. Cette tension applique une force sur les ancrages, ce qui renforce la structure et stabilise la zone concernée.
- **Protection des ancrages** : pour protéger les ancrages contre la corrosion ou les dommages mécaniques, ils peuvent être enveloppés dans des revêtements protecteurs ou des gaines en plastique.



- 1- Plaque de cale
- 2- Plaque d'appui
- 3- Câble gainé

- 4- Tube primaire d'injection
- 5- Séparateur
- 6- Lait de ciment

Figure II.16 Exemple d'un Tirant d'ancrage

3.5. Les parois berlinoises

La paroi berlinoise est une technique de soutènement temporaire ou permanent utilisée pour stabiliser les sols et contrôler les infiltrations d'eau dans les conditions géologiques difficiles, notamment lors de l'excavation de tranchées profondes, de tunnels ou de fondations souterraines.

La paroi berlinoise consiste en l'installation de poteaux métalliques en acier, généralement de forme rectangulaire, espacés à intervalles réguliers le long de la ligne de la paroi. Ces poteaux sont enfoncés dans le sol à l'aide de méthode telles que le battage ou le forage, et leur profondeur peut varier en fonction des caractéristiques du sol et des contraintes du projet.

Une fois les poteaux en place, des poutre horizontales, souvent appelées poutres de liaison ou poutre berlinoises, sont insérées entre les poteaux pour former une structure de soutènement solide. Ces poutres servent à relier les poteaux entre eux et à répartir les charges latérales exercées par le sol sur l'ensemble de la paroi.

L'espace entre les poteaux et les poutres est ensuite rempli de matériaux de remplissage tels que du béton, du coulis de ciment, des mortiers spéciaux ou des matériaux granulaires pour renforcer la paroi et augmenter sa stabilité. Dans certains cas, des membranes d'étanchéité peuvent être intégrées dans les parois pour empêcher les infiltrations d'eau.

La paroi berlinoise peut être utilisée comme solution de soutènement temporaire pendant la construction ou comme élément permanent dans les projets de génie civil et de construction souterraine. Elle offre une flexibilité de conception et peut être adaptée à une variété de condition géologique, ce qui en fait une méthode largement utilisée dans les projets de construction urbaine et industrielle. [24]



Figure II.17 Exemple d'une paroi berlinoise

3.6. Les Parois moulées

La paroi moulée est une technique de construction de murs de soutènements ou de confinement utilisée pour stabiliser les sols et contrôler les infiltrations d'eau dans des conditions géologiques complexes, notamment lors de la construction de fondation profondes ou de projets de génie civil nécessitant une excavation en profondeur.

La paroi moulée est réalisée en creusant des tranchées verticales dans le sol à l'aide d'une machine spéciale appelée la pelle mécanique à paroi moulée. Cette machine est équipée d'un trépan rotatif à la base, qui permet de découper le sol et de le retirer progressivement de la tranchée. Pendant ce processus, un fluide de forage est généralement utilisé pour maintenir la stabilité de la tranchée et empêcher son effondrement.

Une fois la tranchée creusée à la profondeur souhaitée, un coffrage en acier ou en béton est inséré dans la tranchée pour former le moule de la paroi. Ce coffrage peut avoir une forme rectangulaire ou circulaire, en fonction des spécifications du projet. Il est conçu pour résister aux pressions exercées par le sol environnant pendant et après la construction.

Une fois le coffrage en place, du béton est coulé dans la tranchée pour former la paroi moulée. Le béton est généralement vibré pour assurer une distribution uniforme et éliminer les bulles d'air, ce qui garantit la solidité et la durabilité de la paroi.

La paroi moulée peut être réalisée de manière séquentielle, avec des sections adjacentes coulées les unes après les autres, ou en continu, où une tranchée est creusée sur toute la longueur de la proie avant de couler le béton. Cette méthode permet de créer des parois continues et homogènes, offrant une excellente stabilité et une résistance aux charges latérales exercées par le sol.

La paroi moulée est largement utilisée dans les projets de construction urbaine, industrielle et de génie civil en raison de sa capacité à fournir un soutènement efficace dans des conditions géologiques variées, ainsi que sa flexibilité de conception et sa durabilité. [23]

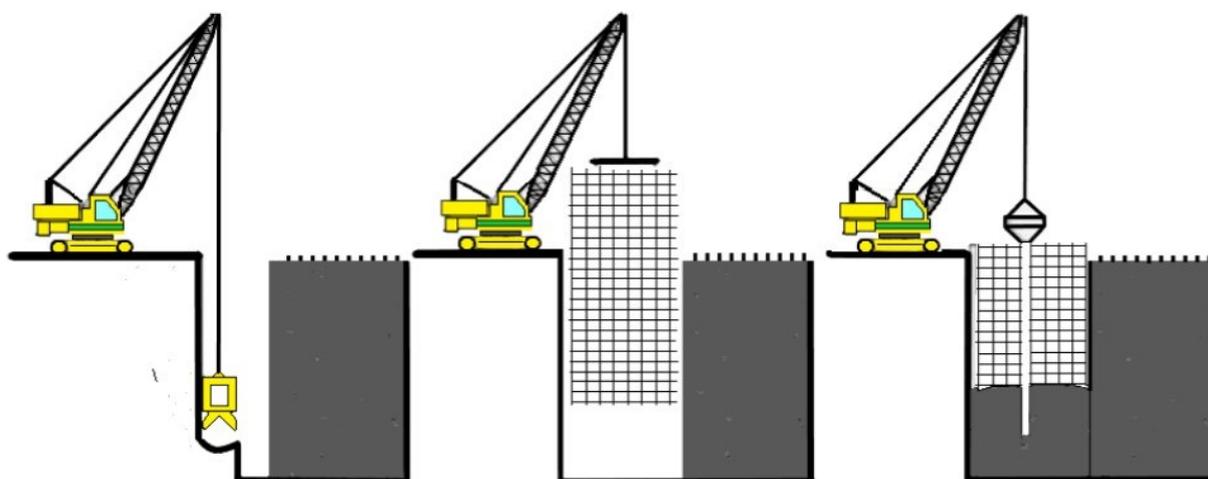


Figure II.18 Réalisation d'une paroi moulée

II.3 Conclusion

Les méthodes de confortement des talus, telles que l'installation de pieux, le clouage et la construction des murs de soutènement, sont essentielles pour renforcer la stabilité des pentes et prévenir les risques de glissements de terrain. Ces techniques offrent des solutions efficaces pour stabiliser les talus dans diverses conditions géotechniques et topographiques.

Cependant, il est crucial de choisir la méthode appropriée en fonction des caractéristiques spécifiques du site, telles que la nature du sol, la pente du talus et les contraintes environnementales. Une planification minutieuse, une conception appropriée et une mise en œuvre professionnelle sont nécessaires pour garantir l'efficacité et la durabilité des travaux de confortement des talus. De plus, une surveillance continue est indispensable pour évaluer la performance des structures de confortement et identifier tout besoin d'entretien ou de réparation afin de maintenir la sécurité à long terme. En fin de compte, l'utilisation judicieuse et intégrée de ces méthodes peut contribuer à minimiser les risques de glissements de terrain et à assurer la protection des infrastructures et des populations contre les dangers liés aux mouvements de terrain.

Chapitre III

**PRESENTATION DU PROJET ET DONNEES
GEOTECHNIQUES**

III.1 Introduction

Pour résoudre un problème géotechnique, il est essentiel de définir une méthodologie à suivre. En général deux phases principales s'imposent : les reconnaissances préliminaires, qui consistent à analyser les documents existants sur la zone d'étude, et les reconnaissances secondaires ou détaillées, qui nécessitent la mise en œuvre d'un programme de sondages et d'essais géotechniques pour analyser et résoudre le problème.

Dans ce chapitre, nous présenterons les observations, les informations collectées sur la zone de glissement sujet d'étude, ainsi que le programme des essais et une caractérisation générale de la zone. Une synthèse de l'essentiel des données nécessaires pour une éventuelle modélisation géotechnique et calcul de stabilisation sera présentée.

III.2 Situations géographiques du site

1. Localisation géographique

Le site en question se situe à Azeffoun, cette localité se trouve sur le littoral nord de l'Algérie, à environ 37 kilomètres à l'est de Tizi Ouzou, et à environ 35 kilomètres à l'ouest de Béjaïa.

- Coordonnées géographiques approximatives de la zone de glissement :

Latitude : 36.8029° N

Longitude : 4.3635° E

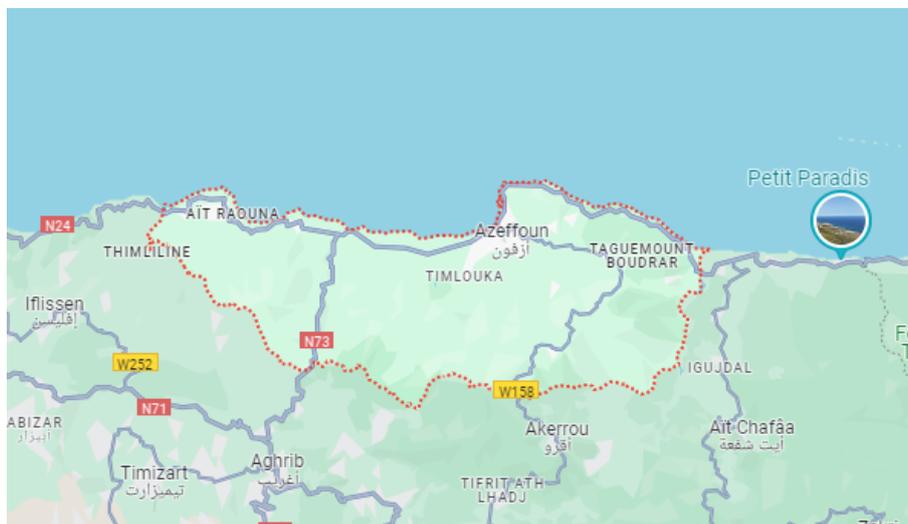


Figure III.1 Localisation géographique d'AZEFFOUN

2. Géologie de la Région

De point de vue géologie, le territoire de la wilaya de Tizi Ouzou s'inscrit dans l'orogénèse alpine pré méditerranée de la chaîne littorale d'Afrique du nord des terrains qui affleurent sur ce littoral d'après ZIANI et AKOUB 1994

Le socle kabyle et sa couverture paléozoïque

- La dorsale kabyle
- L'Oligo – miocène

2.1 Géologie du site

La carte géologique au 1/50 000 consultée (AZAZGA – port Gueydon) feuille 9/24 situe les terrains de la zone sur une puissante assise d'argile et grès micacés du stampien supérieur aquitainien, cette formation argileuse d'aspect de schiste de « FLYSCH » est de teinte grise ou verdâtre intercalées de petits lits de grès et de calcaire marneux du sénonien supérieur.

Elle a pour manteau en surface la formation d'éboulis de grès cimentée par une matrice argileuse.

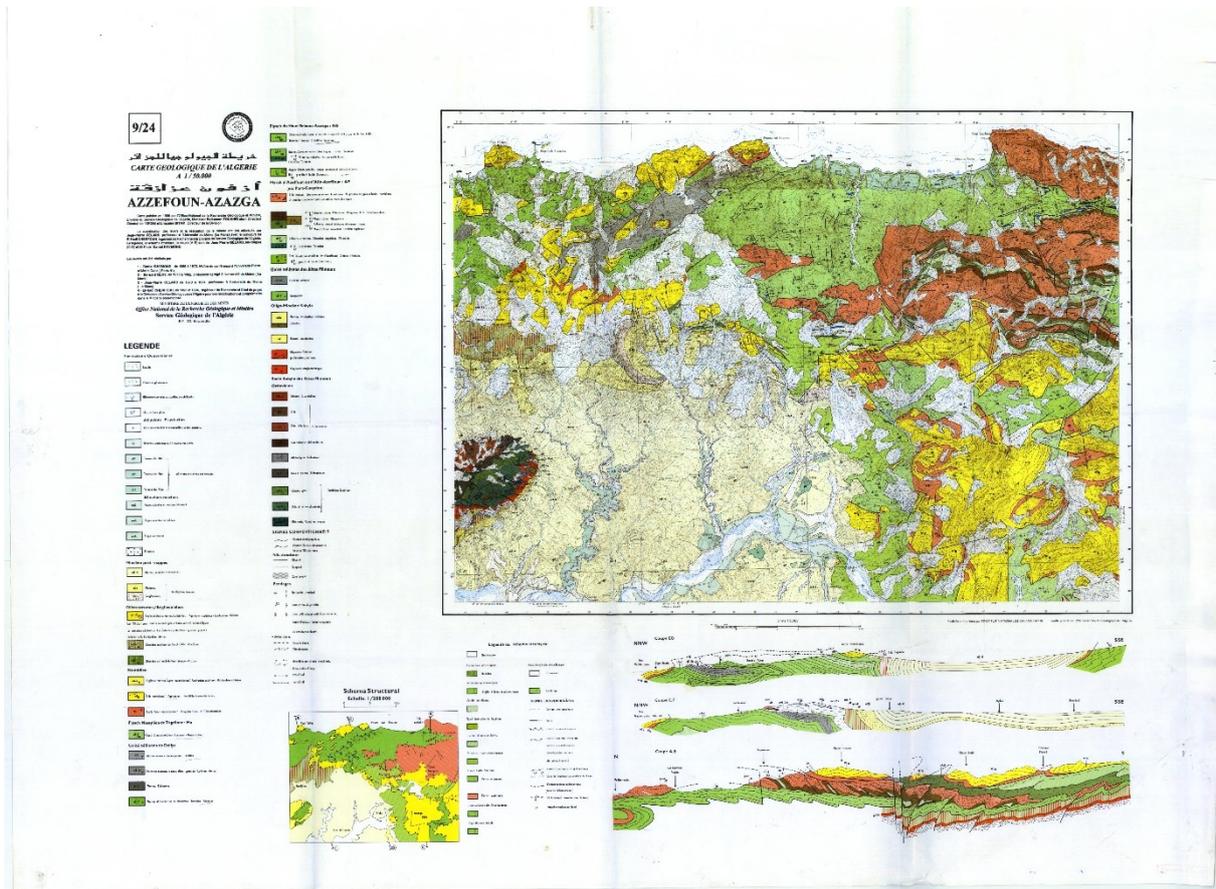


Figure III.2 Carte géologique de la région de projet objet d'étude [25]

Note : Cette figure sera présentée en Annexe 1 en Pleine Page.

3. Climat de la Région

La région d'Azeffoun a un climat méditerranéen avec des étés chauds et secs ainsi que des hivers doux et humides. Les températures estivales peuvent atteindre 30 à 35 degrés Celsius avec peu de précipitations, tandis que les hivers sont caractérisés par des températures moyennes autour de 10 à 15 degrés Celsius et des précipitations fréquentes, parfois sous forme de neige dans les zones montagneuses.

Sur l'année, la température moyenne à Azeffoun est de 18.5°C et les précipitations sont en moyenne de 720.1mm. [26]

4. Sismicité de la Région

La région d'Azeffoun et ses voisinages sont susceptibles à l'aléa sismique. Selon le règlement parasismique Algérien, RPA99/2003 (DTR BC-2-248) cette région est classée dans la Zone IIa de moyenne sismicité. Ce qui oblige à toute étude ou modélisation d'ouvrages ou des sites de prendre en considération l'effet de l'action sismique.

5. Description du site

Le site d'étude, est situé au lieu-dit Front de Mer de la ville d'Azeffoun daïra d'Azeffoun, Wilaya de Tizi Ouzou. Sur le côté droit de Route National N°24 en allant vers Bejaia. Le glissement s'étale sur une longueur de 55m et une largeur qui dépasse 34m et une profondeur d'excavation d'environ 24m. le glissement a eu lieu dans une zone urbaines entourées par des habitations. Même certaines ont été déstabilisées.



Figure III.3 Situation de Projet

Le projet objet de cette étude comporte la réalisation de 54 logements promotionnel et un hôtel en R+4 avec Attique, c'est une structure en béton armé (poteau-poutre et voile).

Pour la réalisation de ce projet, étant donné la nature accidentée du terrain, des terrassements et des déblais de 24 mètres de hauteur sur deux niveaux ont été nécessaires. Notre étude se concentrera uniquement sur le confortement et la stabilité des talus et des terrassements réalisés dans ce projet.

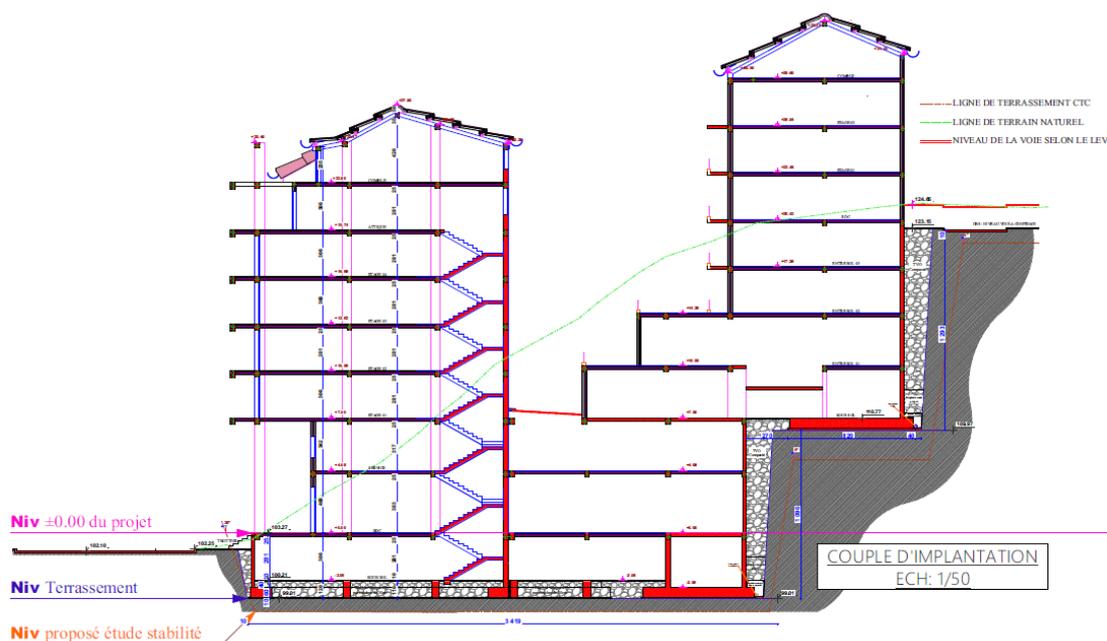


Figure III.4 Coupe d'implantation

Note : Cette figure sera présentée en Annexe 2 en Pleine Page.

6. Topographie du Site d'implantation

Le terrain présente un relief topographique accidenté, avec une pente très abrupte orientée sud nord.

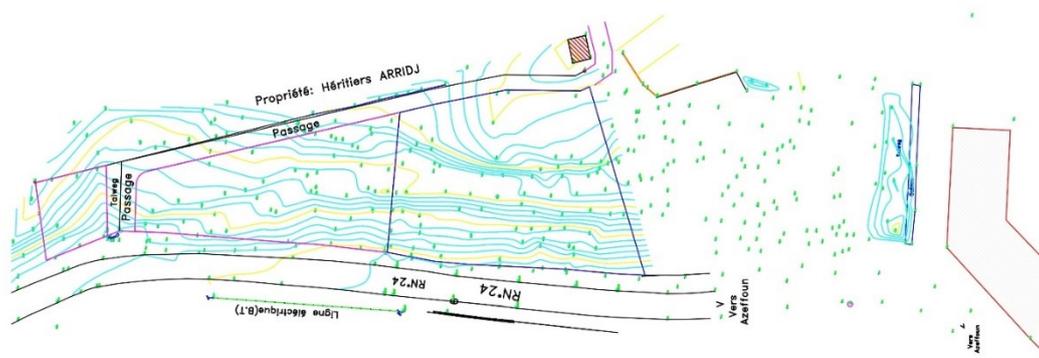


Figure III.5 Levée Topographique

Note : La Figure III.5 est représenté dans l'annexe 25 en Plein Page.

III.3 Etude Géotechnique

La reconnaissance géotechnique d'une zone d'étude commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques disponibles, telles que les cartes géographiques, les cartes Géologiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes, etc. Mais ces données restent, en générales insuffisantes, car elles nous renseignent seulement sur les affleurements de surface et nous donne que les données superficielles, donc il est nécessaire de compléter ces données par des campagnes de reconnaissances « in situ » qui interviennent comme moyens indispensables permettant de fournir des

renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéité et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques. Une modélisation d'un tel problème nécessite des compagnes d'investigation d'importance et des données très détaillées concernant la morphologie et le comportement du site.

1. Objectifs de l'étude géotechnique et de la reconnaissance des sols

L'étude géotechnique des sols vise à comprendre et à déterminer les caractéristiques et le comportement mécanique des sols dans le but d'orienter la conception et la construction de structures. En analysant la composition, la densité, la perméabilité et d'autres propriétés des sols, cette étude permet d'évaluer leur capacité à supporter des charges, à résister aux contraintes et à prévenir des risques tels que l'affaissement, l'érosion ou les glissements de terrain. En fournissant des données précises et des recommandations techniques, l'objectif principal de l'étude géotechnique est d'assurer la sécurité, la durabilité et la stabilité des projets de construction, que ce soit pour des infrastructures routières, de confortements, des bâtiments, des ponts ou d'autres ouvrages.

2. Les reconnaissances géotechniques

Une campagne d'investigations géotechniques a été effectuée afin de déterminer les caractéristiques des différentes couches constituant les sols. Des essais géotechniques in situ et aux laboratoires ont été effectués.

2.1 Localisation des sondages carottés et des PDL

La figure ci-dessous, présente une carte où les essais PDL et les sondages carottés sont localisés dans le terrain :



Figure III.6 Localisation des Sondages et des PDL sur le Site

Note : Cette figure sera présentée en Annexe 3 en pleine page.

2.2 Coupe lithologique

La figure III.7 présente la coupe lithologique au niveau du sondage N°03. Cette coupe détaille la lithologie du sol sur une profondeur de 22m. Cette coupe est effectuée pour l'évaluation de la stabilité

du talus qui est d'une hauteur importante et dans l'objectif d'étudier d'éventuelles technique de stabilisation.

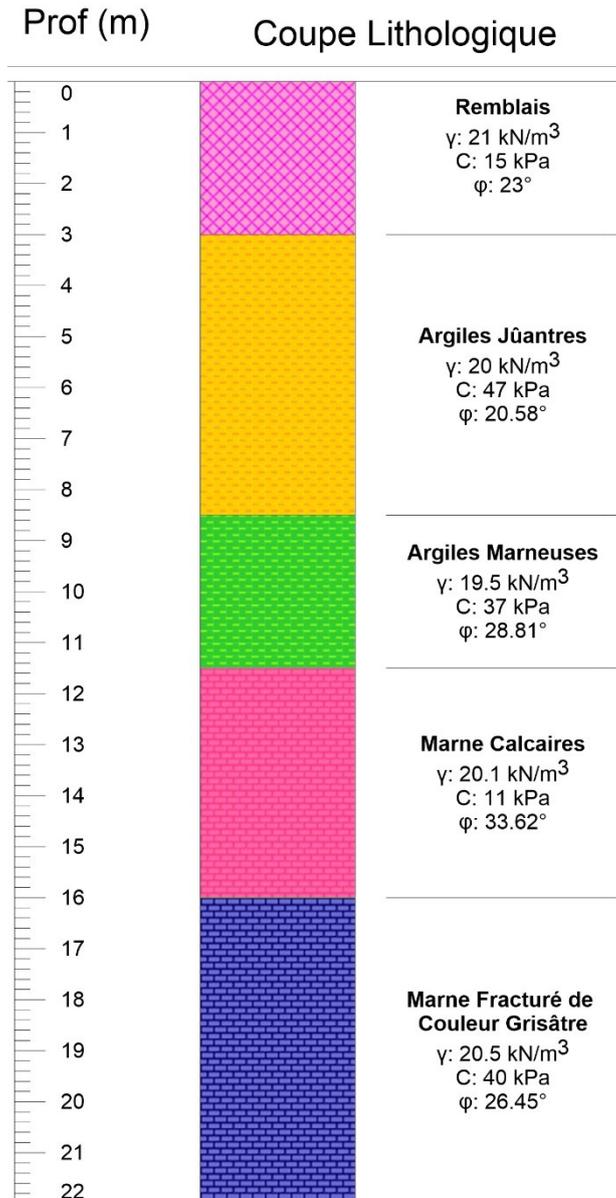


Figure III.7 Coupe lithologique de Sondage Carotté 3

2.3 Synthèse de la reconnaissance géotechnique

La lithologie du site a été mise en évidence par l'exécution de trois sondages carottés cités précédemment. Les différentes couches géotechniques traversées par ces sondages se décrivent comme suit :

➤ **Sondage n°1 :**

De 0,00 à 1,00 m : Remblais

De 1,00 à 6,00 m : Marne calcaire.

De 6,00 à 6,50 m : Argiles marneuses de couleur jaunâtre a grisâtre.

De 6,50 à 7,00 m : Marne calcaire.

De 7,00 à 8,00 m : Argiles marneuse compacte de couleur jaunâtre a grisâtre.

De 8,00 à 9,50 m : Marne calcaire.

De 9,50 à 10,00 m : Argile marneuse compacte de couleur jaunâtre a grisâtre.

➤ **Sondage n°2 :**

De 0,00 à 1,00 m : Remblais.

De 1,00 à 3,00 m : Marne calcaire.

De 3,00 à 4,50 m : Argiles marneuses de couleur jaunâtre a grisâtre.

De 4,50 à 5,00 m : Marne calcaire.

De 5,00 à 6,00 m : Argiles marneuse compacte de couleur jaunâtre a grisâtre.

De 6,00 à 6,50 m : Marne calcaire.

De 6,50 à 7,50 m : Argile marneuse compacte de couleur jaunâtre a grisâtre.

De 7,50 à 8,50 m : Marne calcaire.

De 8,50 à 10,00 m : Argiles marneuse compacte de couleur jaunâtre a grisâtre.

➤ **Sondage N°3 :**

De 0,00 à 3,00 m : Remblais.

De 3,00 à 8,50 m : Argiles jaunâtres.

De 8,50 à 11,50 m : Argiles marneuses.

De 11,50 à 16,00 m : Marne calcaire.

De 16,00 à 22 m : Marne fracturé de couleur grisâtre.

2.4 Résultats des essais de laboratoire

Des différents essais sont effectués au laboratoire, les résultats de ces essais sont résumés dans ce qui suit :

2.4.1. Paramètres physiques

Le tableau ci -après recapitule les résultats des paramètres physiques nécessaires caractérisant l'état du sol ainsi que les différentes relations entre eux.

Celle-ci concerne les masses volumiques apparentes, teneur en eau et degré de saturation.

Tableau III.1 Résultats des paramètres physiques

	Profondeur (m)	Densité sèche $\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	Teneur en eau (%)	Densité de sol (Saturé)	Degré de saturation
Sondage n°1	6,00 - 6,50	1,63	25,43	2,04	100,00
Sondage n°2	4,00 - 4,30	1,68	20,38	2,02	90,71

Sondage n°3	0,00 - 3,00			2.10	
	3,00 - 8,50			2.0	
	8,50 - 11,50			1.95	
	11,50 - 16,00			2.01	
	16,00 - 22			2.05	

2.4.2. Essais de résistance au cisaillement à la Boite :

Les essais de cisaillements caractérisent le comportement du sol vis à vis de la déformation par l'application d'une contrainte normale, et un déplacement du chariot suivant un plan de rupture horizontale caractérise la quantification de la résistance au cisaillement traduite par la mesure de la cohésion (c) et de l'angle de frottement interne (Φ°) donne une possibilité de calculer la contrainte limite à la rupture d'un sol, la valeur obtenue se résume comme suit.

Tableau III.2 Résultats des essais de résistance au cisaillement

Sondages	Profondeurs (m)	C_{uu} (bars)	φ_{uu} ($^\circ$)
Sondage n°1	6,00 - 6,50	0,23	12,19
Sondage n°2	4,00 - 4,30	0,24	10,12
	5,00 - 5,30	0,26	10,62
Sondage n°3	0,00 - 3,00	0.15	23
	3,00 - 8,50	0.47	20.58
	8,50 - 11,50	0.37	28.81
	11,50 - 16,00	0.11	33.62
	16,00 - 22	0.4	26.45

2.4.3. Caractéristique œdométrique :

Cet essai permet d'analyser la consolidation d'éprouvettes saturées de sol intact (échantillon paraffiné) soumise à des charges verticales uniformes pendant 21 jours, drainées sur les deux faces (inférieure et supérieure) et maintenues latéralement par une paroi rigide.

L'essai permet de tracer une courbe œdométrique : indices des vides (e) en fonction de $\log p$ d'où on peut déduire :

- Pression de consolidation P_c
- Coefficient de tassement C_c
- Coefficient de gonflement C_g

Tableau III.3 Résultats de l'essai œdométrique

N° Sondage	N°01	N°02
Profondeur	6,00 - 6,50	4,00 - 4,30

Pc (bars) Pression de consolidation	1,33	2,25
Cc (%) Coefficient de compressibilité	14,54	14,68
Cg (%) Coefficient de gonflement	3,98	2,70

- Selon la normalisation française XP P94-091, Le résultat est affecté à un milieu non gonflant ($0,0038 > C_g$) et moyennement compressible.

2.4.4. Analyse chimique

Un échantillon a été soumis à des analyses chimiques, afin de déterminer le taux d'agressivité et d'éventuelles dispositions à mettre en œuvre.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau III.4 Résultats des Analyse Chimique

Sondage	Profondeur (m)	Sulfate So4 (%)	Carbonates CaCO3 (%)	Chlorures CL (%)	Matières Organiques (%)
02	4,00 - 4,30	0,50	0,26	0,38	0,70

- Les résultats d'analyses chimiques montrent que le sol en place est d'agressivité nulle selon la norme FD P18-011 Décembre 2009.

2.4.5. Résultats des essais au Pénétromètre Dynamique

Les essais ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique de type BORO dans le but de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol, de vérifier le degré d'homogénéité du sous-sol et de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations. Le but de l'essai au pénétromètre consiste en l'enfoncement d'un train de tiges métallique munies d'une pointe conique à leur extrémité, ce type de sondage permet de connaître la résistance de chaque tranche de sol traversée.

La figure III.8 présente la variation des résultats obtenues en Résistance Dynamique de Pointe Rd du PDL N°02. Des essais au PDL similaires, sont représentés annexes 4 à 15.

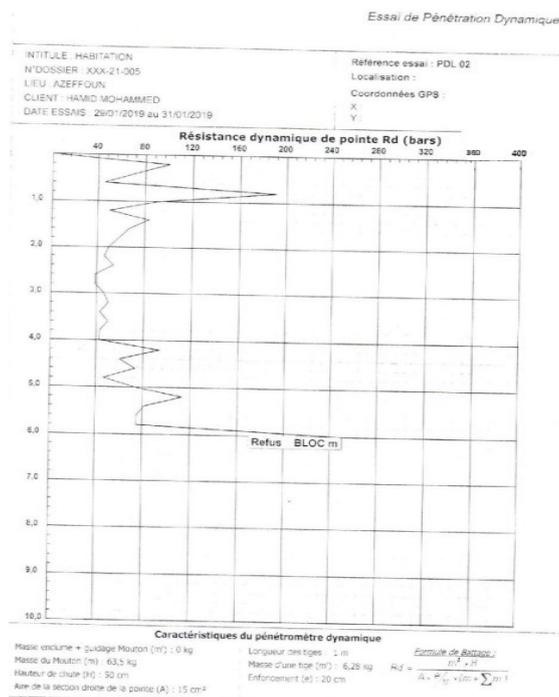


Figure III.8 Résistance Dynamique de pointe Rd (Bars) de PDL N°02

➤ **Résultats des essais :**

12 essais au pénétromètre dynamique lourd ont été réalisés sur le site. Ces essais ont été menés jusqu'au refus afin de nous permettre de déterminer la résistance du sol par battage et de vérifier le degré d'homogénéité du sol

Les résultats obtenus par les essais au pénétromètre dynamique lourd sont présentés sous forme de courbes pénétrométrique visualisant l'évolution de la résistance dynamique du sol en fonction de la profondeur.

L'analyse des pénétrogrammes conduit aux interprétations suivantes synthétisées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.5 Résultats des essais PDL

Essai	Profondeur (m)	Resistance Dynamique	Remarque
P1	> 0.50	> 100	Refus au contact d'un bloc
P2	> 4.00	> 40	Refus au contact d'un bloc
P3	> 4.00	> 50	Refus est profond
P4	> 4.00	> 55	Refus est profond
P5	> 4.00	> 100	Refus au contact d'un bloc
P6	> 4.00	> 35	Refus au contact d'un bloc

P7	> 4.00	> 35	Refus au contact d'un bloc
P8	> 4.00	> 60	Refus est profond
P9	> 4.00	> 60	Refus au contact d'un bloc
P10	> 4.00	> 60	Refus au contact d'un bloc
P11	> 4.00	> 80	Refus au contact d'un bloc
P12	> 3.00	> 80	Refus au contact d'un bloc

L'analyse de ces pénétrogrammes montre que le sol accuse des résistances au battage faibles en surface qui deviennent moyennes et bonnes en profondeur.

Par ailleurs il est à noter que les refus sont atteints pour l'ensemble des points et les allures des graphes attestent de l'hétérogénéité du terrain.

2.4.6. Résultats de l'Essai Pressiométrique

L'essai pressiométrique de type Ménard (norme NF P 94-110) présente de nombreux avantages. En effet, cet essai est praticable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane et les caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

Le module pressiométrique E_m qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, - la pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture du sol,

Le forage est réalisé de telle sorte que sa paroi demeure pratiquement intacte, que son diamètre soit adapté à celui de la sonde et que les sols environnants soient le moins perturbés. Avant d'effectuer un essai, il faut étalonner la sonde, en la gonflant à l'air libre, ainsi on obtient la résistance propre de la sonde.

Puis, après avoir placé la sonde au niveau souhaité, on injecte de l'eau dans la sonde afin d'appliquer une pression radiale croissante par paliers successifs, sur les parois du sol. A chaque palier, on procède à 3 lectures de variation de volume d'eau injecté à 15, 30 et 60 secondes.

On a alors la courbe brute pour chaque profondeur, qui est par la suite corrigée pour enlever la résistance propre de la sonde.

Les valeurs des paramètres E_m et P_l sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.6 Les Résultats des essais pressiométriques

Prof(m)	PL(Bars)	E (Bars)	Em / PL
2	4.38	1821.91	415.69
4	12.32	1839.13	149.30
6	12.43	278.85	22.43
8	12.53	534.73	42.68
10	12.61	550.57	43.67
12	15.58	812.97	52.16
14	17.67	325.19	18.40
16	19.14	722.36	37.75
18	22.90	704.57	30.77
20	24.99	505.46	20.23

Selon les caractéristiques Pressiométrique obtenues et tenant compte des formations rencontrées on déduit que : Le rapport E/Pl, est entre 18.40 à 149.30, alors que Pl est entre 12.32 et 24.99 Bars, ce qui révèle une formation Surconsolidé, de la catégorie I pour les argiles raides (Selon la Fiche MPC-FS-08 Indice A)

III.4 Conclusion

Ce chapitre a porté principalement sur la présentation du site de glissement qui se situe dans la localité d'Azeffoun. L'ensemble des données concernant la situation du site, sa géométrie sa topographie sont représentés, Ainsi que l'ensemble des résultats d'étude géotechnique du sol.

Le glissement présenté est très important, il s'étale sur une longueur de plus de 55 mètres et d'une largeur de 34 mètres et une profondeur de 24 m et se situe dans un milieu urbanisé. Le site du glissement présenté est très accidenté avec une pente de 45 degrés moyenne de sens Nord-Sud à Nord Est-Sud Ouest. Du point de vue hydrologie, la topographie marquée par une pente forte, favorise le ruissellement d'eau pluviale, sachant que la région connaît de fortes précipitations durant la saison hivernale donc elle ne favorise pas l'accumulation des eaux. Les essais pénétrométriques montrent que le sol est hétérogène détenant un faible pouvoir portant. Les essais au laboratoire ont montré que le sol est moyennement compressible et non gonflant.

Chapitre IV

**PRESENTATION DU LOGICIEL ET ETAPE DE
MODELISATION**

IV.1 Introduction

L'étude de la stabilité des talus passe pratiquement par la connaissance du comportement du sol en place. La prédiction de ce comportement est très complexe et dépend de plusieurs paramètres. Le développement de la technologie numérique a donné des solutions pour remédier aux différentes complexités et l'élaboration d'un modèle numérique qui permet la prédiction du comportement d'un massif de sol. En effet cette modélisation est devenue une pratique essentielle dans le domaine de la construction en générale et en géotechnique en particulier. Elle a pour objectif d'évaluer l'état de la stabilité globale des terrains ou des éléments de sol à l'état naturelles ou conçus artificiellement. Pour aboutir à ces objectifs l'utilisation des programmes numériques sont mis à la disposition de l'ingénieur et sont une solution fiable et moins coûteuse.

Cette partie de ce mémoire va être consacrée à la modélisation du problème étudié. Toute modélisation implique l'utilisation de logiciels de simulation et de calcul qui intègrent des équations mathématiques, des normes et des modèles. Dans ce travail le logiciel choisi est Geo5 qui possède plusieurs modules. Les différentes étapes de la modélisation et les méthodes de calculs choisies seront détaillées.

IV.2 Méthodes de Calcul

Le calcul de la stabilité d'un talus par les méthodes classiques se fait en cherchant la ligne de glissement la plus défavorable en tenant compte de la géométrie, des caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus.

L'étude consiste à choisir les techniques qui donnent le meilleur gain de sécurité dans des conditions technico-économiques acceptables.

IV.2.1 Définition du Facteur de Sécurité

Le coefficient de sécurité (FS) est un indicateur de la stabilité des mécaniques d'un versant, il est défini par rapport au moment résistant par des essais successifs permettant de déterminer le cercle le plus défavorable :

$$FS = \frac{\text{Moments résistants}}{\text{Moments renversants}}$$

De manière classique (l'équilibre limite), dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si $FS > 1$, il n'y a pas rupture (pas de glissement).
- Si $FS < 1$, il y a rupture (présence d'un glissement).
- Si $FS = 1$, il y a équilibre limite.

Donc, ce projet, doit satisfaire déjà la condition de base que $FS > 1$. Néanmoins, Le facteur de sécurité FS minimal à adopter dépend de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels.

Tableau IV.1 Valeurs théoriques du coefficient de sécurité FS

Facteur De Sécurité	Equilibre Du Talus
FS < 1	Instable
FS = 1	Stabilité limite
1 < FS < 1,25	Sécurité contestable
1,25 < FS < 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages d'importance moyenne
FS > 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages importants

Le Tableau IV.1, Comporte les valeurs du coefficient de sécurité recommandé selon les risques liés à l'ouvrage. ORTAGAO et al. (2004), cités dans un rapport du CSTC (2005).

Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent, sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Valeurs théoriques du coefficient de sécurité recommandé selon les risques liés à l'ouvrage.

		Risques Humains		
		Négligeables	Moyens	Elevés
Risques économiques	Négligeables	1.1	1.2	1.4
	Moyens	1.2	1.3	1.4
	Elevés	1.4	1.4	1.5

IV.2.2 Méthode de Bishop

La méthode de Bishop, également connue sous le nom de la méthode des tranches de Bishop simplifiée, a été développée par Alan W. Bishop dans les années 1950.

Cette méthode suppose des forces Xi nulles entre les blocs. La méthode est basée sur la satisfaction de l'équation d'équilibre des moments et de l'équation d'équilibre de forces verticales [27].

Le coefficient de sécurité FS se calcule par itération successive de l'expression suivante :

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \sum_i \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{FS}}$$

Avec :

u_i : Pression interstitielle dans le bloc

c_i : Valeurs effectives des paramètres du sol

W_i : Poids du bloc

α_i : Inclinaison du segment de la surface de glissement

b_i : Largeur horizontale du bloc

IV.2.3 Méthode de Fellenius

La méthode de Fellenius, également connue sous le nom de méthode des cercles suédois, est une technique classique pour l'analyse de la stabilité des pentes.

Cette méthode des tranches la plus simple est seulement basée sur l'équation d'équilibre des moments globaux écrite par rapport au centre de la surface de glissement. Les forces de cisaillement et normales X_i et E_i sont négligées. Le coefficient de sécurité FS se calcule directement par [28] :

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \sum_i [c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]$$

Avec :

u_i : Pression interstitielle dans le bloc

c_i, φ_i : Valeurs effectives des paramètres du sol

W_i : Poids du bloc

N_i : Force normale sur le segment de la surface de glissement

α_i : Inclinaison du segment de la surface de glissement

l_i : Longueur du segment de la surface de glissement

IV.2.4 Frottement Latéral Unitaire

Les valeurs du frottement latéral limite théorique "qs" prise sont déterminées à partir de l'abaque de CLOUTERRE 1991 donnant la contrainte de frottement latéral limite sol/clou en fonction de la pression limite. Ceci dit, ces valeurs devront être confirmées et justifiées par des essais d'arrachement.

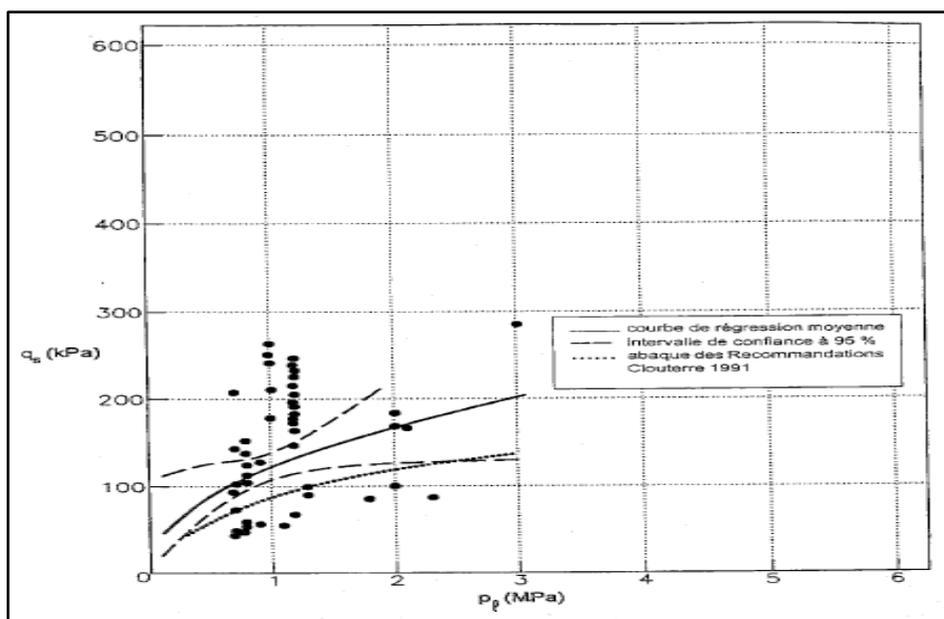


Figure IV.1 Abaque (p_l, q_s) pour des clous scellés par injection gravitaire dans les argiles

- Il a été retenu la valeur de frottement latéral suivante **qs=100kPa (pl=12.3 Bars)** (Valeur la plus défavorable)

La résistance de l'interaction sol/clou devra être obligatoirement confirmée par un essai d'arrachement préalables (essais de conformité) réalisés sur des clous identiques (même mode de forage, même mode de scellement), selon la norme NF P94 242-1, Avant le commencement des travaux.

IV.3 Logiciel utilisé pour la modélisation

Il existe plusieurs codes utilisés pour le calcul de la stabilité des talus, cependant chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètres de modélisations. Nous pouvons obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.

En ce qui nous concerne, nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur les méthodes d'analyse limite classiques (méthodes d'équilibre limite)

Dans cette étude, on utilise le logiciel Geo5, développé par l'entreprise Fine Softwares, pour la modélisation numérique dans le domaine de la géotechnique. Ce logiciel comporte un ensemble de modules traitants le comportement des sols et des ouvrages géotechniques. Ces derniers sont un ensemble d'outils qui permettent la conception, l'analyse et la vérification des structures géotechnique : les fondations, les murs de soutènement, les pieux, les talus, etc.

Le logiciel Geo5 nous permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques : Méthode ordinaire, Bishop, Jumbo et Morgenstern-Price, toutes ces méthodes sont basées sur la méthode des tranches.

Dans le tableau (IV.3) on illustre l'essentiel des modules de logiciel Geo5 ainsi- que leurs utilisations.

Tableau IV.4 Utilisations des Différents modules du logiciel Geo5

N°	Modules	Utilisations
01	Terrain	Utilisé pour créer des modèles 3D des terrains en utilisant des données topographiques, des courbes de niveau, des données de levés géotechniques, etc. Il offre des outils intuitifs pour dessiner et modifier les formes du terrain.
02	Stratigraphy	Utilisé pour traiter les résultats des investigations de site (sondages, CPT, SPT, etc.), générer des modèles géologiques en 2D ou 3D, et exporter des coupes transversales et des profils géologiques vers d'autres programmes GEO5.
03	Sheeting Check	Utilisé pour réaliser la conception avancée de murs et écrans de soutènement encastrés en utilisant la méthode d'analyse non linéaire élasto-plastique.
04	Sheeting Design	Utilisé pour concevoir rapidement des murs sans ancrage et pour réaliser une conception de base des murs de soutènement ancrés (murs en palplanches, murs à pieux).
05	Pile	Utilisé pour l'analyse de la capacité portante verticale d'un seul pieu chargé à la fois en traction ou en compression, ainsi que le tassement du pieu et la capacité portante horizontale d'un seul pieu.

06	Gabion	Utilisé pour la conception de murs en gabions. Il permet l'analyse de toutes les formes de structures, y compris l'ancrage des géogrilles .
07	Slope Stability	Utilisé pour effectuer une analyse de stabilité des pentes (remblais, déblais, structures de soutènement ancrées, pieux stabilisateurs, etc.).
08	FEM	Basé sur la méthode des éléments finis, utilisé pour modéliser et analyser certains problèmes géotechniques, y compris les tassements des terrains, les murs en palplanches, la stabilité des pentes et l'analyse des excavations... Il offre plusieurs modèles de matériaux pour les sols et une variété d'éléments structuraux tels que les murs, les ancrages, les géotextiles ou les géogrilles. Le GEO5 FEM est utilisé pour calculer les déplacements, les forces internes dans les éléments structuraux, les contraintes et déformations.
09	Anti-Slide Pile	Utilisé pour la conception de murs de pieux stabilisant le mouvement des pentes ou augmentant le facteur de sécurité de la pente .

IV.4 Étapes de modélisation du Talus

La modélisation et l'étude de stabilité d'un talus par le logiciel Geo5 peut être réalisées en utilisant plusieurs chemins. Dans cette étude, on opte pour une méthode qui utilise deux modules Terrain et Slope Stability.

Le module Terrain nous permet de modéliser le talus par importation des coordonnées géométriques à partir des levés topographiques sous forme de tableaux MS Excel, assigner les différentes couches de sols en insérant les caractéristiques géotechniques qui correspond à chacune de ces derniers (angle de frottement, cohésion, poids volumiques,) , introduction des données des sondages carottés et permet la localisation et la création des coupes à analyser toute en choisissant la méthode d'analyse . L'utilisation du module Terrain simplifie considérablement le processus de modélisation du talus. En effet, il permet d'importer directement les coordonnées géométriques du talus à partir de la levée topographique du site. Cela garantis l'exactitude du modèle et des résultats obtenus.

Le module Slope Stability nous permet de choisir : la méthode de calcul pour notre cas on a opté pour les deux méthodes de : Fellenius et Bishop, la norme de calcul ; dans notre cas est celle de l'EUROCODE7. Aussi ce module permet la définition des charges et des surcharges et la définition de la nappe phréatique et des pressions interstitielles.

Puis pour les vérifications, on utilise le module FEM pour le calcul et la vérification des déplacements et des contraintes, le module Anti-Slide Pile pour la vérification des pieux, le module Sheeting Design et Sheeting Check pour la vérification des écrans de soutènements, et le module Nailed Slope pour la vérification de la Paroi Cloué.

Dans ce qui suit on va détailler les étapes de modélisation :

IV.4.1 Exportation des coordonnées géométriques en format XLS

Après ouverture du levé topographique et vérification des unités sur le logiciel AutoCAD, il suffit de sélectionner le talus puis suivre le cheminement suivant pour exporter les coordonnées géométriques du talus : Insertion > Liaison et Extraction > Extraction des Données

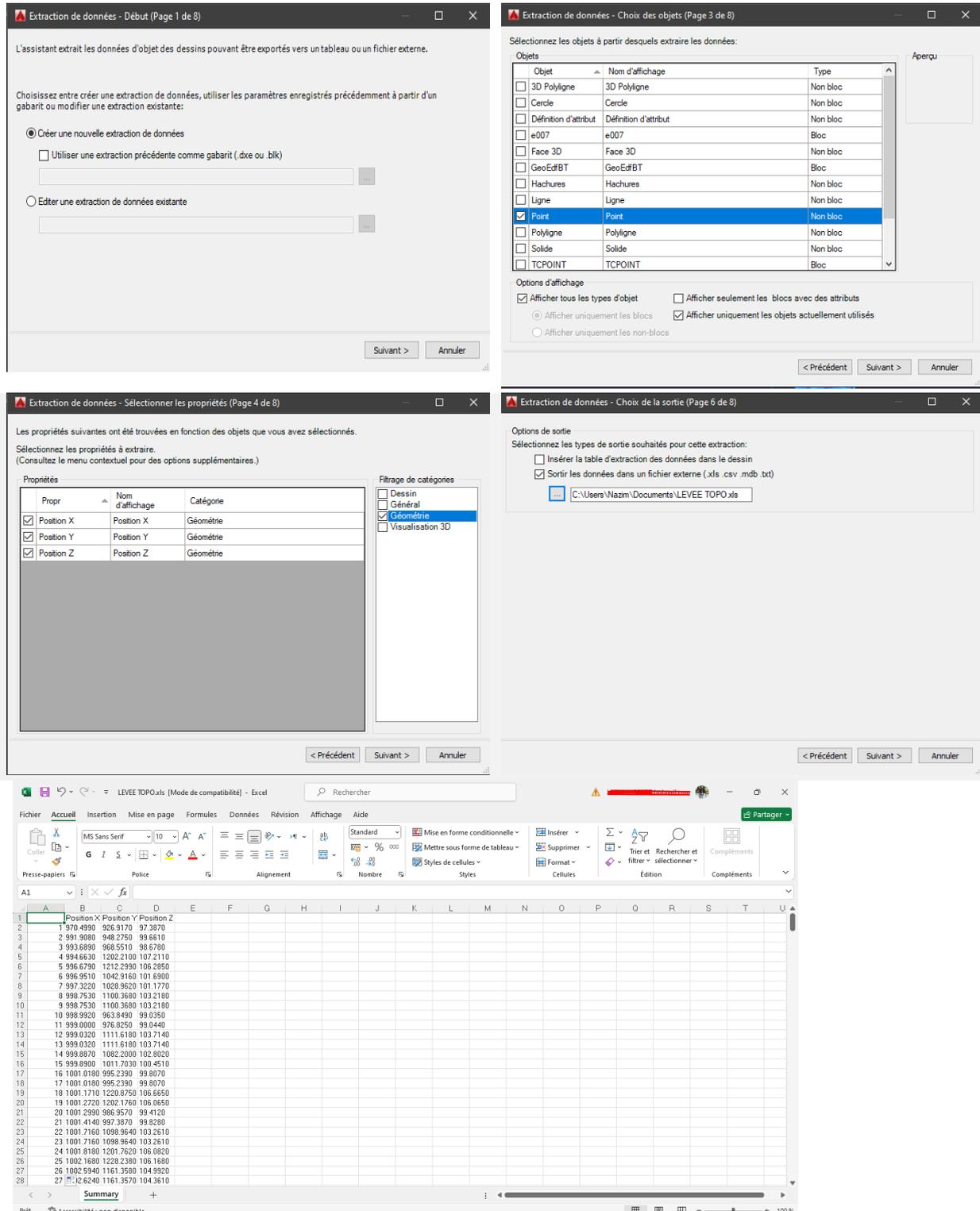


Figure IV.2 Etapes d'Exportation des données Géométriques

IV.4.2 Importation des données géométriques dans le logiciel Geo5

Il suffit de copier les coordonnées obtenues dans le fichier XLS et les coller dans un nouveau Document Texte et l'enregistrer sous Format TXT et l'ouvrir dans le logiciel Geo5 Terrain et suivant le cheminement suivant : File > Import > Format ASCII > Open > Sélectionner les fichier TXT comme illustré sur la figure (IV.) Puis cliquer sur Generate pour générer le modèle obtenu à partir des coordonnées géométriques du Talus

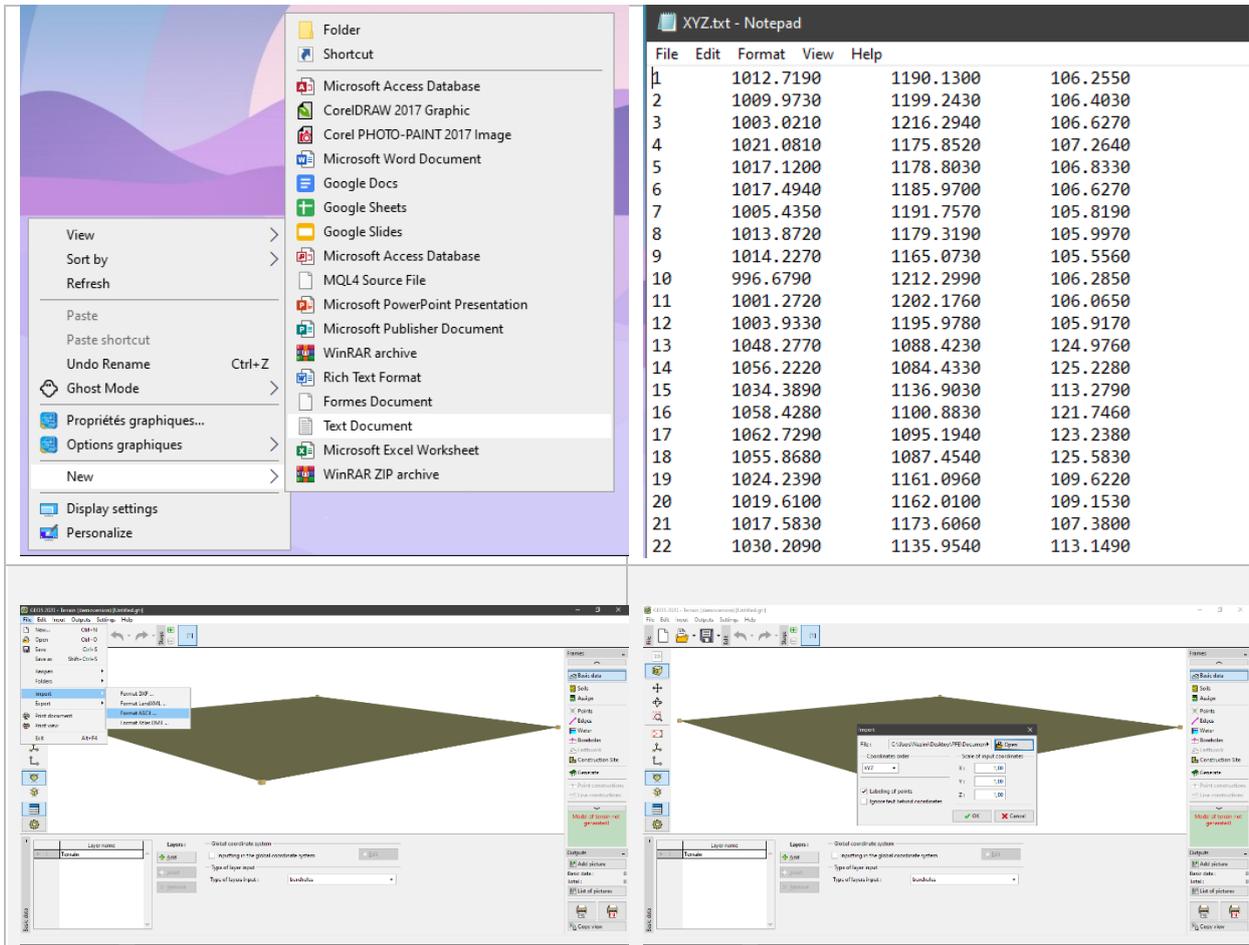


Figure IV.3 Importation des coordonnées du Talus



Figure IV.4 Génération du modèle

IV.4.3 Introduction des données

Après avoir généré le modèle, on doit introduire des données tels que les couches de sols, les sondages effectuer, les lignes de constructions...

- **Project** : Dans cette rubrique, on introduit les informations du projet tels que la description du projet, la date, l'auteur...

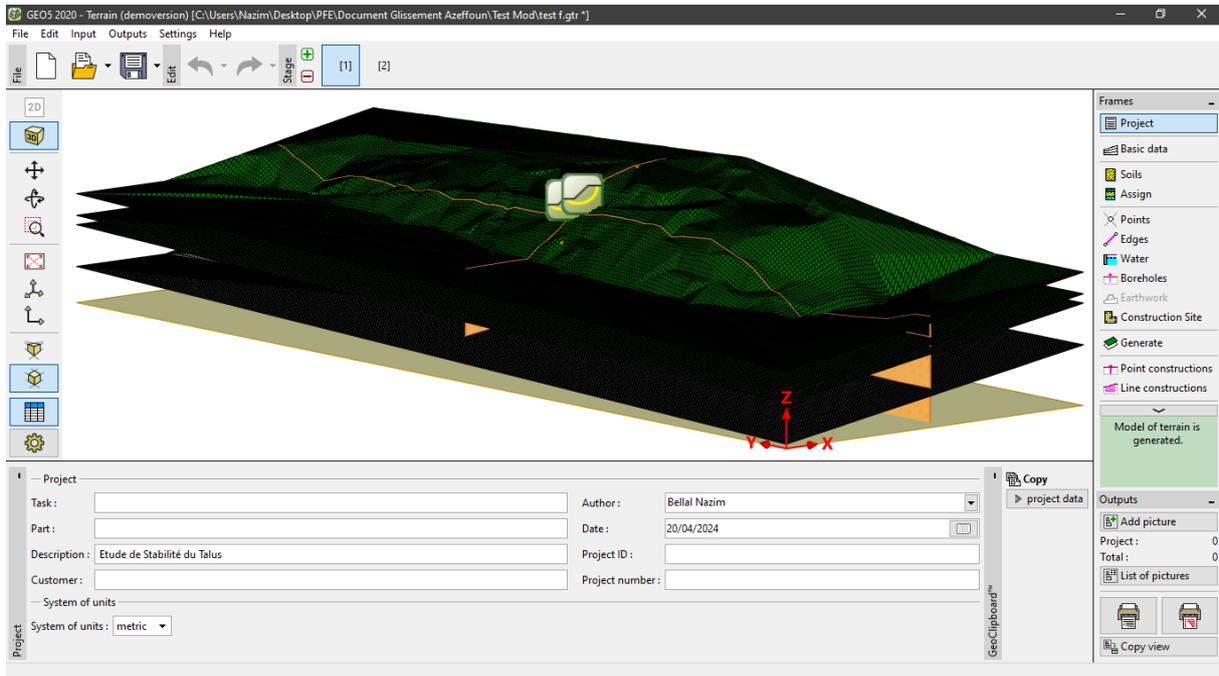


Figure IV.5 La Rubrique "Project" dans l'interface GEO5

- **Basic Data** : Ici, on introduit le nombre de couches de sols que nous avons dans le rapport de sol.

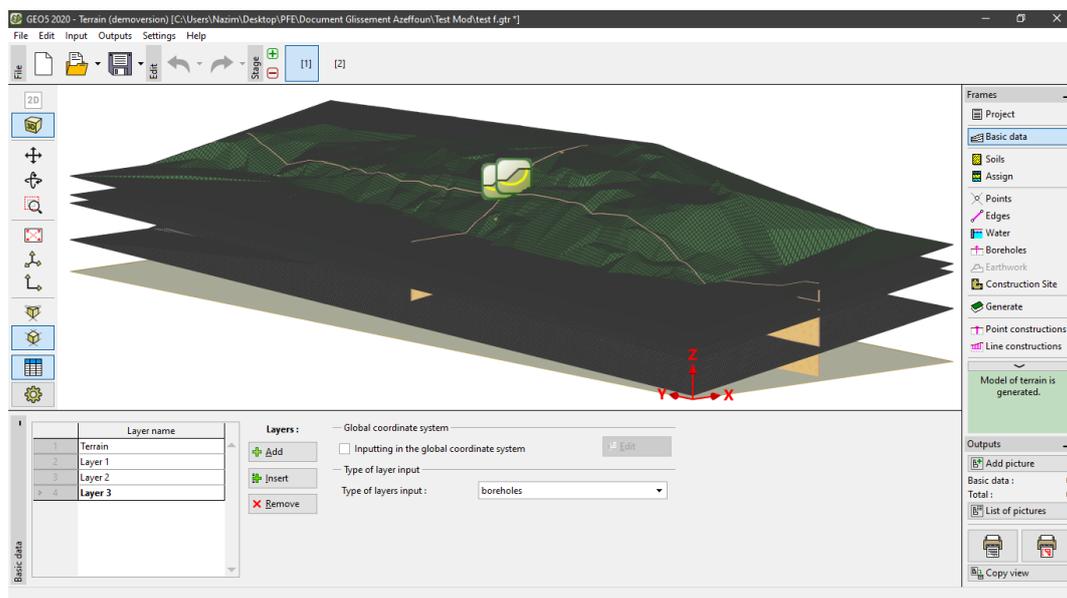


Figure IV.6 La Rubrique "Basic Data" dans l'interface GEO5

- **Soils** : Dans cette rubrique, on introduit les couches de sols en définissant les différentes caractéristiques géotechniques.

Dans le tableau qui suit, on présente un récapitulatif des données géotechniques utilisées dans la modélisation :

Tableau V.5 Récapitulatif des données géotechniques utilisées

Couches	Densité de sol saturé	Cohésion	Angle de Frottement
Remblai	21 kN/m ³	15 kPa	23°
Argile Jaunâtre	20 kN/m ³	47 kPa	20.58°
Argile Marneuse	19.5 kN/m ³	37 kPa	28.81°
Marne Calcaire	20.1 kN/m ³	11 kPa	33.62°
Marne Fracturé	20.5 kN/m ³	40 kPa	26.45°

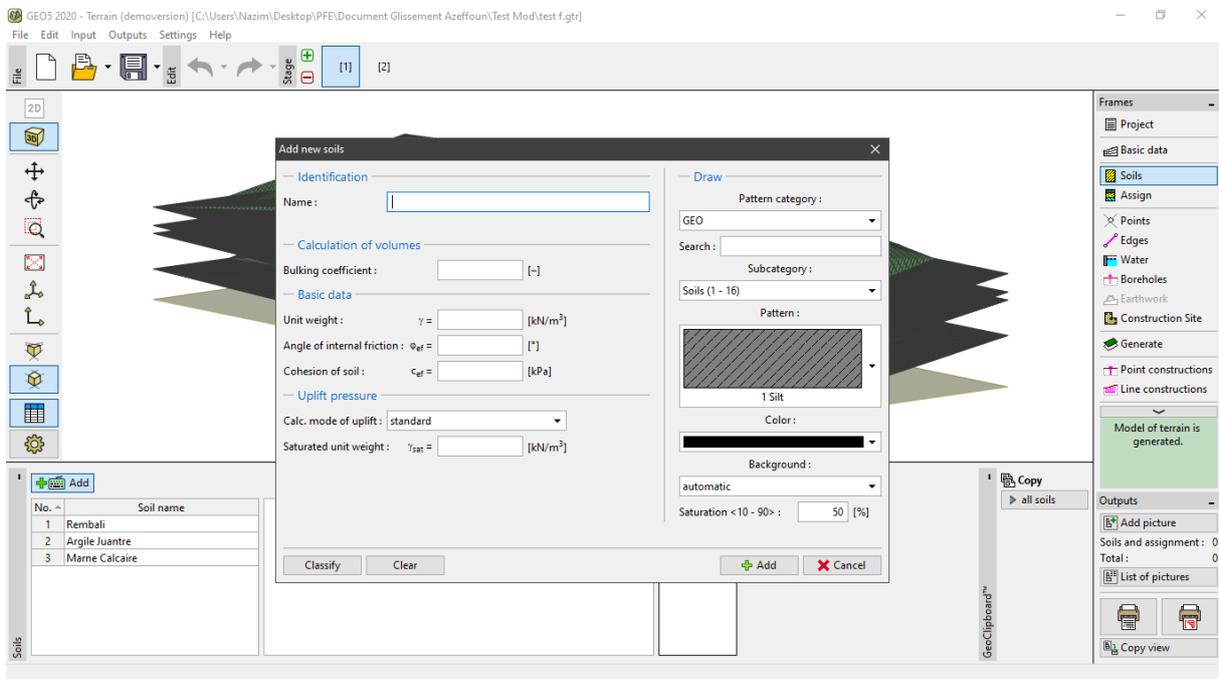


Figure IV.7 La Rubrique "Soils" dans l'interface GEO5

- **Assign :** Pour assigner pour chaque couche son type de sol en lui affectant les caractéristiques correspondantes.

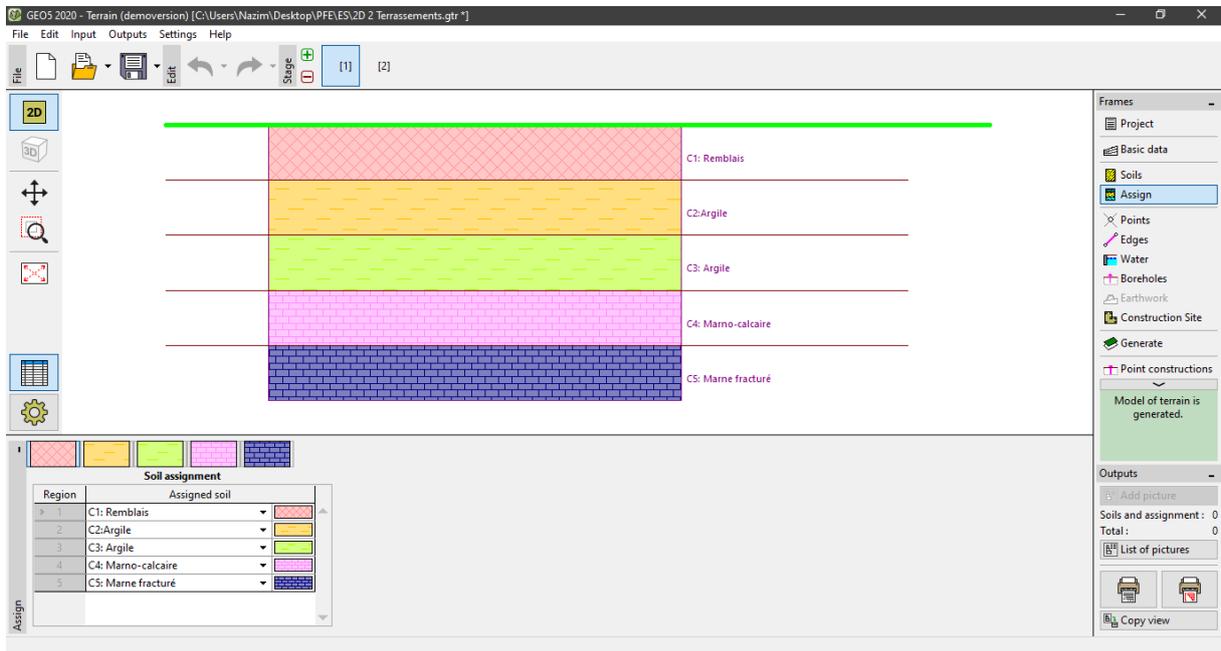


Figure IV.8 La Rubrique "Assign" dans l'interface GEO5

- **Boreholes :** Sondages, ici, on introduit les sondages effectuer sur site, ainsi que leurs coordonnées, aussi, on introduit l'épaisseur de chaque couche de sols.

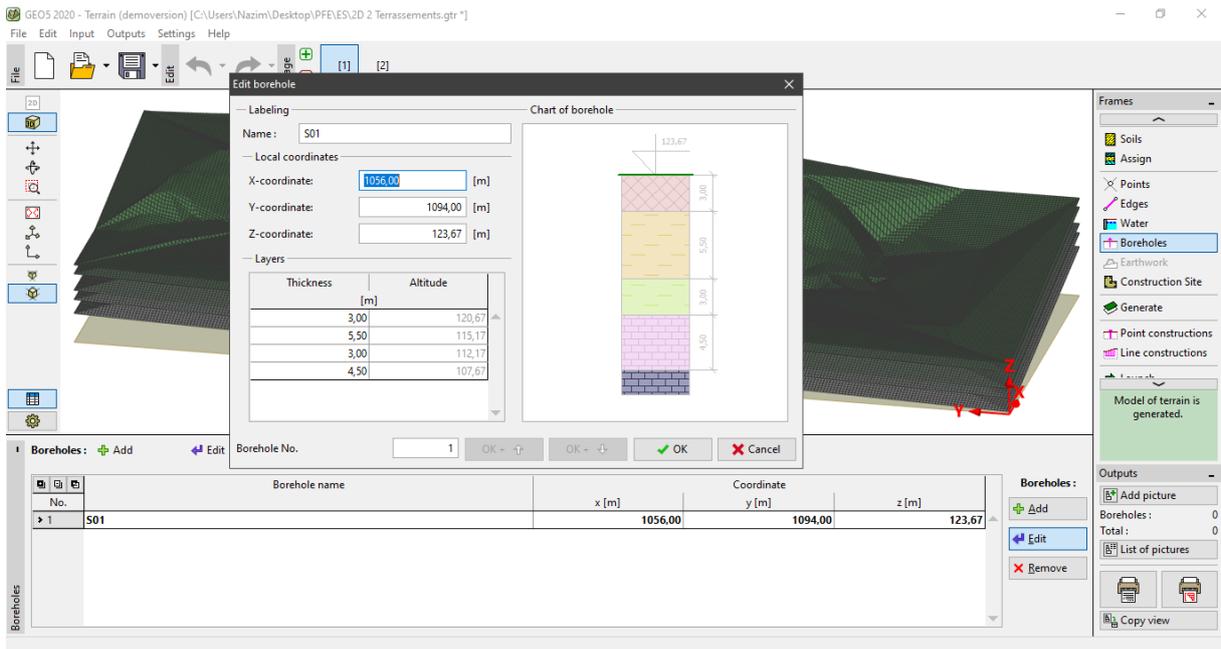


Figure IV.9 La Rubrique "Boreholes" dans l'interface GEO5

- **Line Construction** : Dans cette rubrique, on doit définir des coupes à étudier, en ajoutant des coordonnées de deux points pour créer une ligne, aussi, on choisit le module d'exécution de calcul, dans notre cas on va utiliser le module Slope Stability.

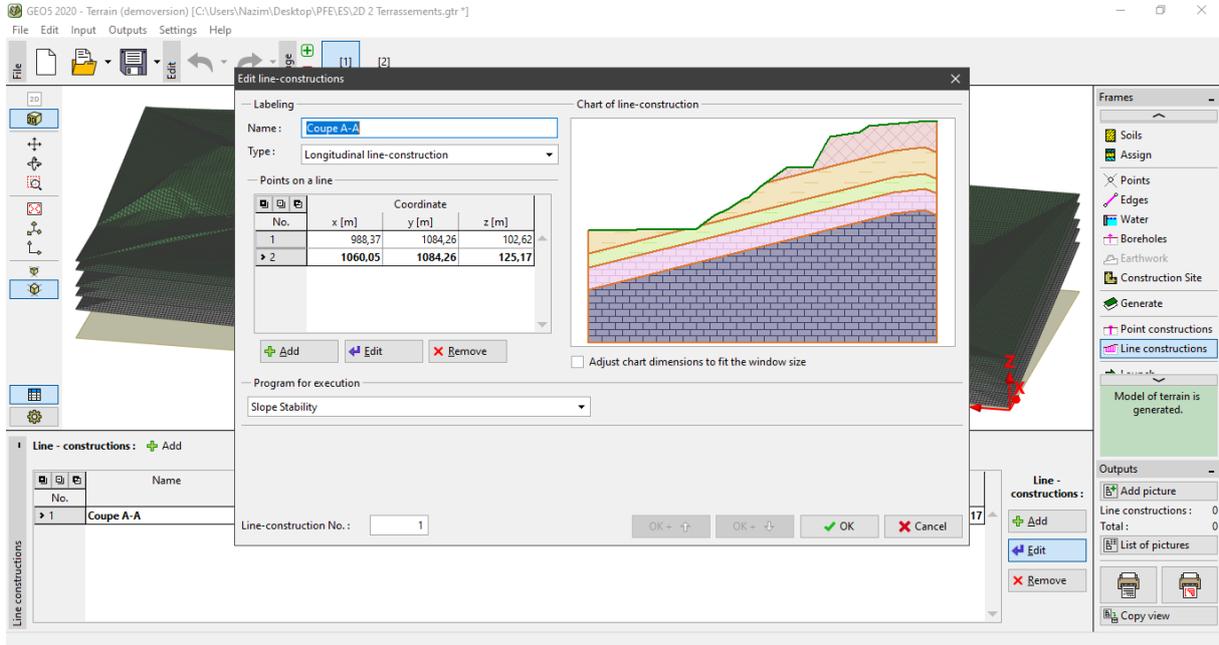


Figure IV.10 La Rubrique "Line Construction" dans l'interface GEOS

- **Launch** : Pour démarrer le module d'exécution choisi

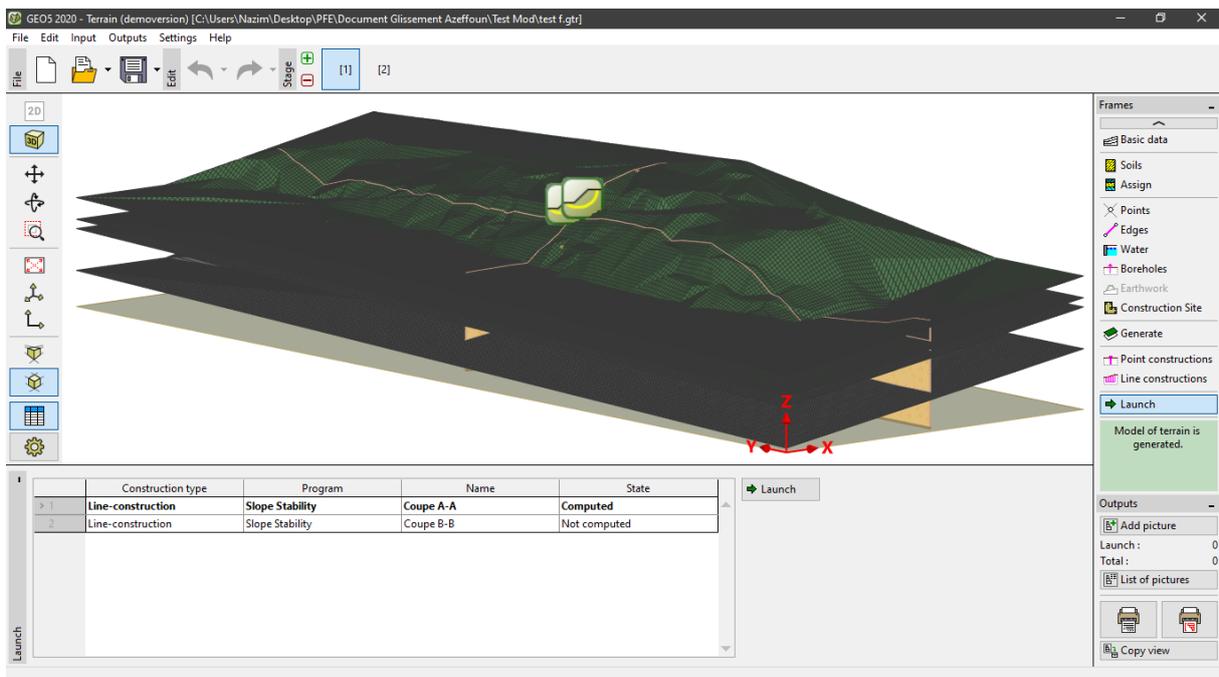


Figure IV.11 La Rubrique "Launch" dans l'interface GEOS

IV.5 Étude de stabilité dans le module Slope Stability

Après avoir créé le modèle et effectuer tous les paramètres du sol et après qu'on démarre l'analyse depuis la rubrique "Launch", le module choisi "Slope Stability" démarre

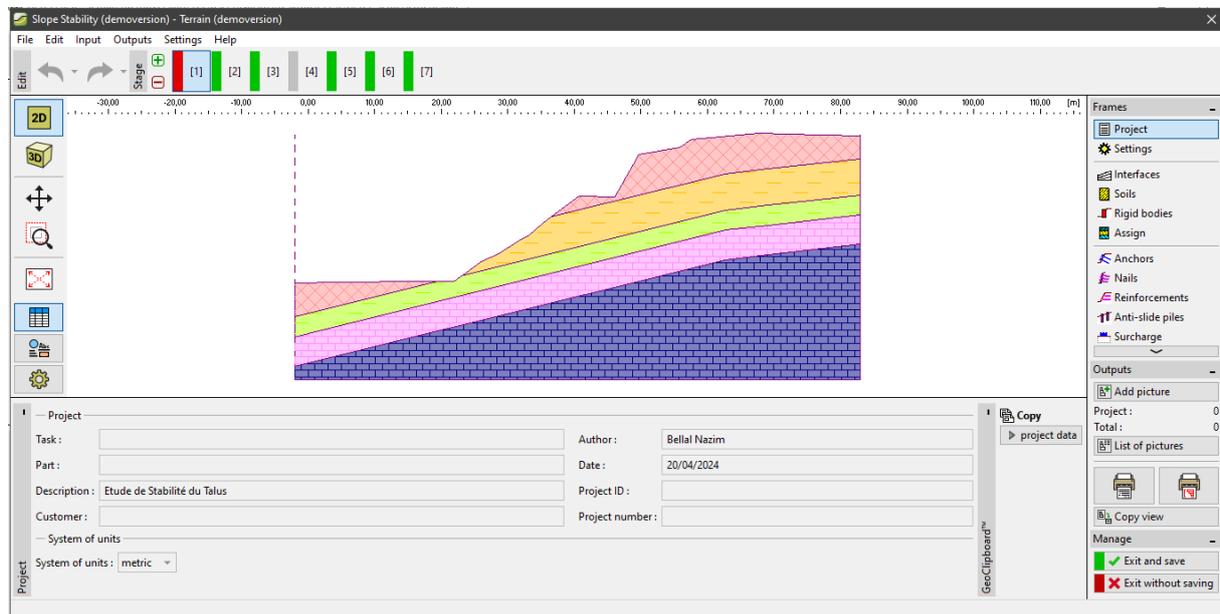


Figure IV.12 Interface du Module "Slope Stability"

"Slope Stability" Utilisé pour effectuer une analyse de stabilité des pentes (remblais, déblais, structures de soutènement ancrées, murs en terre renforcée par des géogrilles, etc.)

Dans ce module, on va diviser et analyser le projet en plusieurs phases, mais avant, on doit sélectionner les paramètres et les normes qu'on va utiliser dans notre étude, puis on va supposer un cercle de glissement provisoire et l'analyser dans la première phase, dans la deuxième phase on va démarrer nos terrassements, puis on ajoute les surcharges sur notre talus et analyser les cercles de glissements

Dans les points suivants on explique les étapes d'analyse :

- **Settings :** Dans cette rubrique, on va définir les méthodes et les normes de vérification, dans notre cas on va utiliser les normes françaises.

La stabilité du projet sera vérifiée aux ELU avec coefficients de sécurité partiels selon la norme (NF P 94-270).

Les coefficients de sécurité recherchés dans ce cas sont $F \geq 1$ à l'ELU avec coefficients de sécurité partiels et $F \geq 1.5$ à l'ELS (sans coefficients de sécurité partiels).

Le coefficient de sécurité recherché dans le cas sismique est $F \geq 1$ (sans coefficients de sécurité partiels).

Les Valeurs des Coefficients Partiels utilisées sont représentés dans les Annexes 19,20,21 et 22.

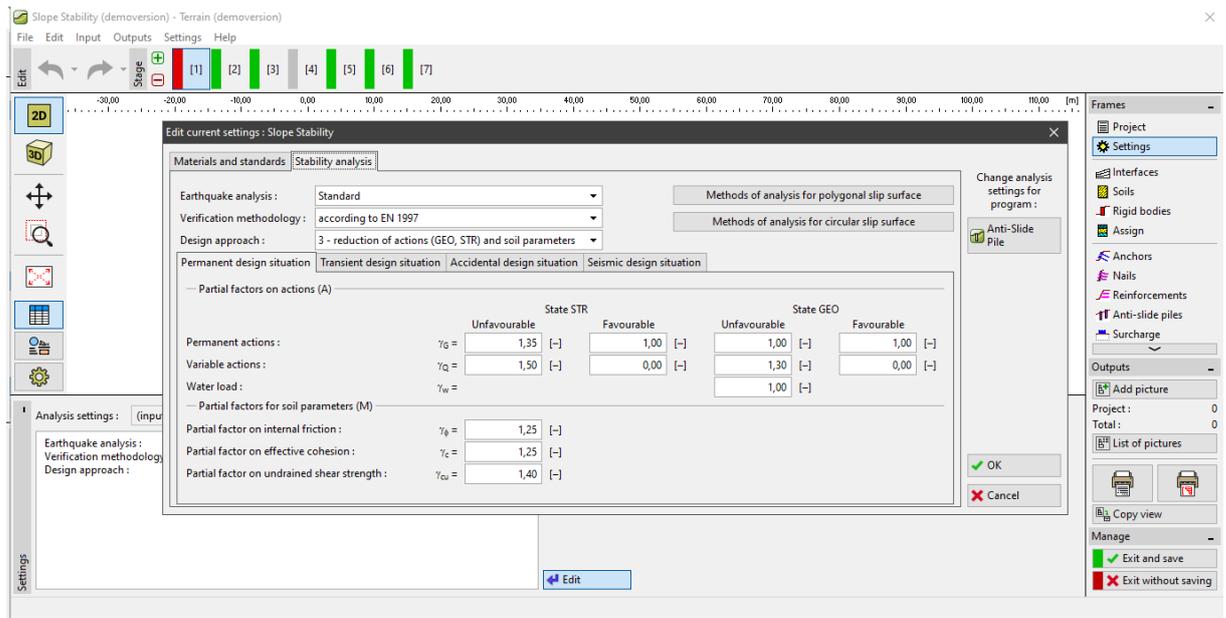


Figure IV.13 Choix de la méthodologie d'analyse

- **Interfaces** : Dans cette rubrique, on peut modifier la géométrie du site
- **Soils** : Pour vérifier les couches de sols intégré dans le premier module « Terrain »
- **Assign** : Pour assigner les couches de sols pour les différentes interfaces crée et/ou déjà exister dans le modèle
- **Surcharge** : Pour Ajouter les différentes charges dans le modèle (Route, Bâtiments...)
- **Water** : Pour ajouter la nappe phréatique s'il y a lieu
- **Earthquake** : pour ajouter les charges sismiques pour notre projet
- **Analysis** : Ici on va introduire graphiquement un cercle de glissements provisoire et définir la méthode d'analyse ainsi que son type.
Dans notre étude on va utiliser la méthode de "Bishop" et "Fellenius" présenté dans, et « Optimization » comme type d'analyse pour avoir le maximum nombre de cercles de glissement

Pour lancer l'analyse il suffit d'ajouter graphiquement une ligne de cercle de glissement provisoire et de cliquer sur Analyse pour lancer l'analyse

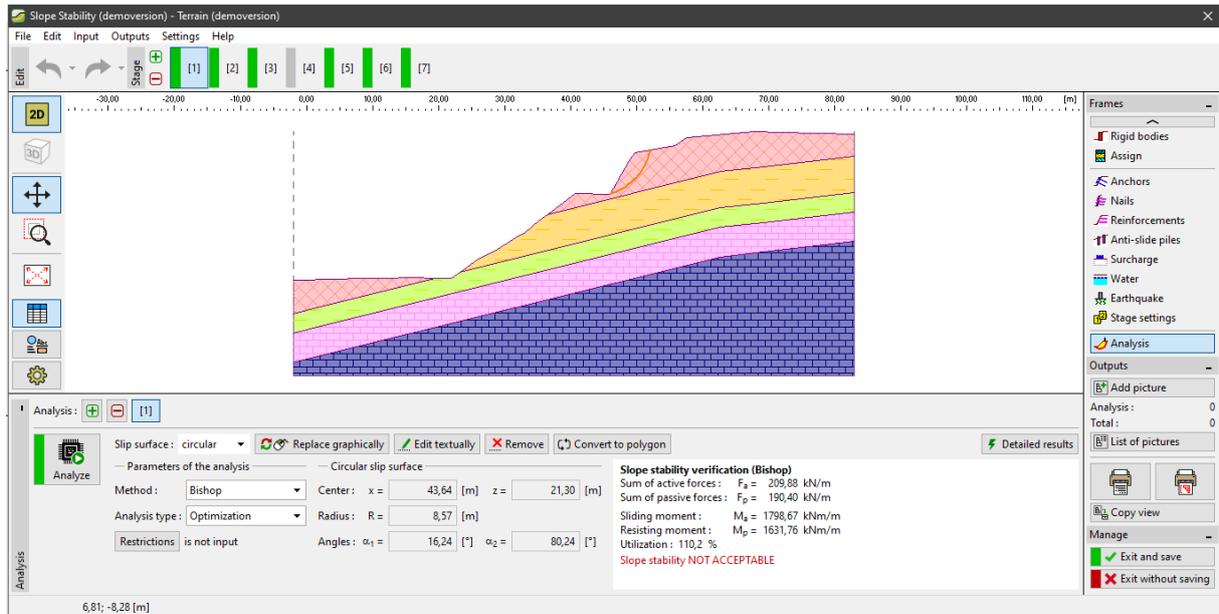


Figure IV.14 Analyse des Cercles de Glissements de Talus avant Terrassements

IV.5 Conclusion

Ce chapitre a présenté le logiciel Geo5 et les méthodes de calcul de stabilité Bishop et Fellenius. Geo5 est un logiciel complet d'analyse et de traitement de divers problèmes géotechniques tels que la stabilité des pentes, les fondations et les écrans de soutènement...etc.

Nous avons exploré ses fonctionnalités principales de quelque modules spécialisés. Geo5 utilise des méthodes avancées comme l'équilibre limite et les éléments finis pour fournir des résultats précis.

Geo5 offre des moyens efficaces pour évaluer les risques et proposer des solutions optimales. La maîtrise de Geo5 et des méthodes de calcul de stabilité est essentielle pour assurer la sécurité et la durabilité des infrastructures.

Chapitre V

ETUDE DE STABILITE DU TALUS

V.1 Introduction

Afin de prendre une décision et de choisir la méthode de confortement il est important d'étudier d'abord la stabilité du site. Pour aboutir au choix d'une méthode de confortement adéquate passe d'abord par une bonne modélisation du problème et le choix des méthodes de calcul.

Dans cette partie de ce travail on va présenter la modélisation numérique des talus en utilisant le logiciel Geo5. Après introduction des données géométriques et géotechniques des différentes stratigraphies du site l'analyse de stabilité a été effectuée en utilisant les deux méthodes de Bishop et de Flénu. Ces deux méthodes sont très utilisées dans les études de stabilité des pentes pour évaluer les facteurs de sécurité. Les analyses sont effectuées conformément aux normes Eurocode 7, garantissant des solutions robustes et sûres. Pour le confortement des talus, deux techniques principales sont explorées : le clouage des sols et l'utilisation d'écrans en pieux stabilisateurs.

V.2 Vérification de la Stabilité de Talus

V.2.1 Terrassements Effectués

Après l'analyse du projet et les plans d'exécutions des terrassements, nous avons élaboré les modèles suivants pour notre configuration afin de calculer les Facteurs de Sécurité :

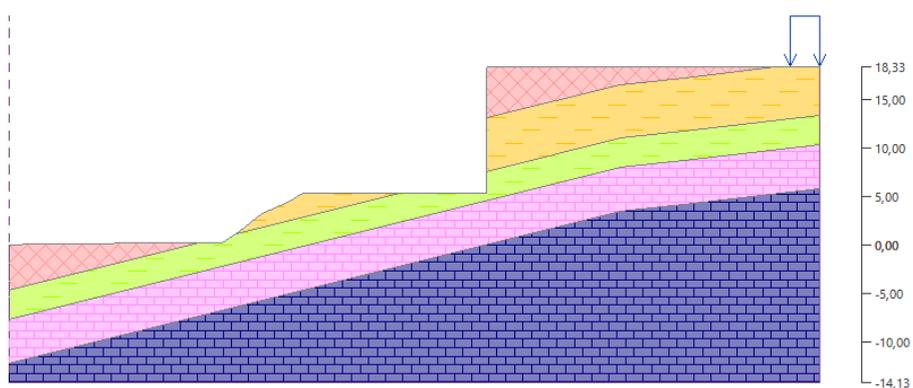


Figure V.1 Coupe lithologique modélisée après première talus

Excavation de 12,93m de profondeur, avec des terrassements effectués avec un angle de 90° par rapport à l'horizontale pour la réalisation du premier bloc de projet.

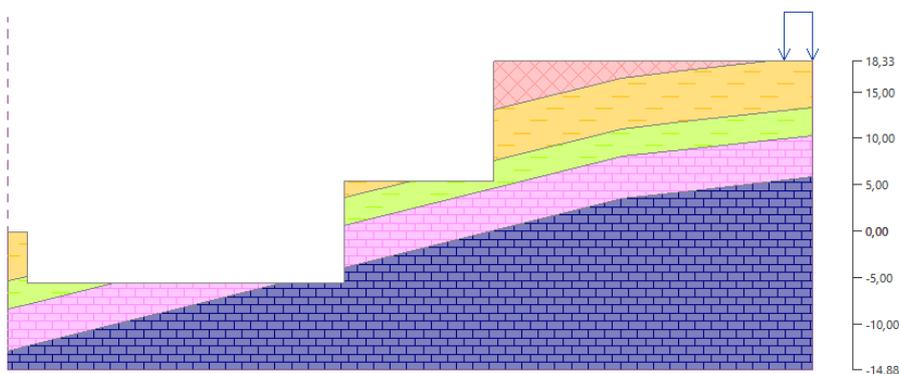


Figure V.2 Coupe lithologique modélisée après deuxième talus

Après la réalisation de la première excavation, on réalise une deuxième excavation de 10.96m de profondeur, avec des terrassements effectués avec un angle de 90° par rapport à l'horizontale pour la réalisation d'autres blocs de projet.

V.2.2 Vérification de la stabilité

Les calculs du coefficient de sécurité ont été effectués par la méthode de rupture circulaire en utilisant la méthode de Bishop et Fellenius.

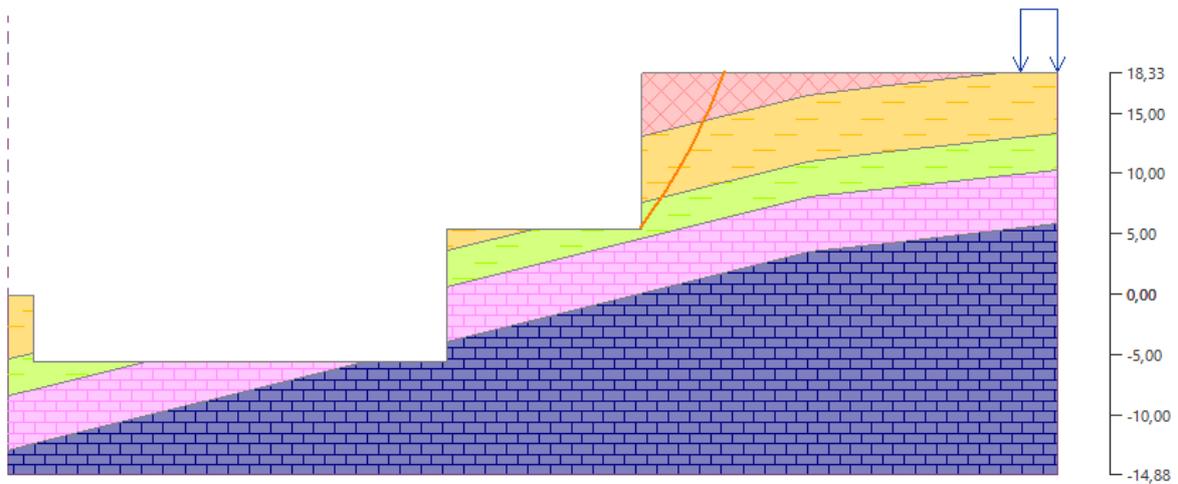


Figure V.3 Plan de rupture le plus défavorable au niveau du talus

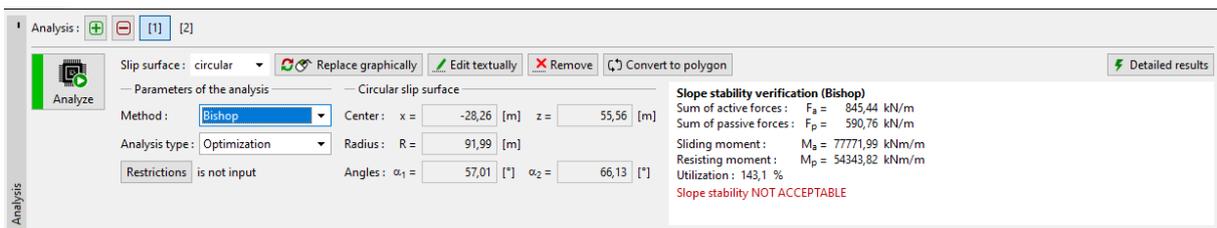


Figure V.4 Résultats de Calcul par la méthode de Bishop

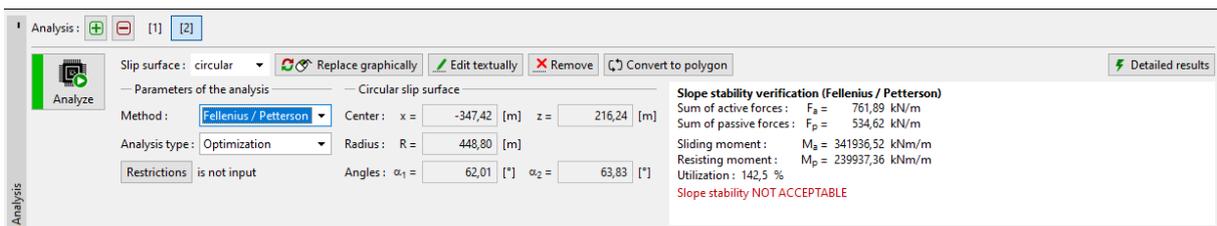


Figure V.5 Résultats de Calcul par la méthode de Fellenius

Le tableau ci-dessous représente un récapitulatif des résultats obtenus après l'analyse de stabilité de talus selon les méthodes Bishop et Fellenius

Tableau V.1 Valeurs des coefficients de sécurité FS calculés

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	777771.99 kN.m/m	0.69	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	54343.82 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	341936.52 kN.m/m	0.70	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	239937.36 kN.m/m		

- On constate que : Les facteurs des sécurités déduits sont inférieurs à 1,00 a l'ELU, ce qui indique une stabilité instable au niveau des talus à réaliser

V.3 Etude de Stabilité de Talus par Clouage

L'étude consiste à choisir les techniques qui donnent le meilleur gain de sécurité dans des conditions technico-économiques acceptables.

Dans ce cas un seul type de techniques de confortement est particulièrement étudié : Clouage des sols.

À cet effet, nous proposons un mode de soutènement permanent qui sera assuré par une paroi clouée, qui sera drainé par un dispositif de drainage (Barbacanes).

V.3.1 Propriétés des matériaux

Les éléments structuraux du soutènement sont constitués de béton projeté avec treillis soudés en acier dont les principales caractéristiques sont données dans le tableau suivant.

1. Les Aciers et Le Béton

Conformément à la norme NF P94-282, la définition du parement sera réalisée à l'ELU en situation fondamentale en considérant :

Tableau IV.2 Caractéristiques des éléments structuraux

	Calcul ELU (Fissuration peu préjudiciable)	
Béton	Classe de béton	C25/30
	Enrobage minimum	3 cm côté terre et parement
Acier	Nuance	HA FE500

2. Drainage

La mise en place de système drainant sera indispensable pour garantir la stabilité de l'ouvrage, ils devront être réalisés en même temps que l'ouvrage lui-même.

Conformément à la norme NF P94-70, Des barbacanes en PVC diamètre minimale de $\varnothing=60\text{mm}$, mises en place dans le parement avant bétonnage a raison d'une barbacane pour 4 m^2 de parement.

Tableau IV.3 Caractéristiques des drains

Matériau	PVC
Longueur	40 cm
Inclinaison	15°
\varnothing	60 mm
Densité	Un tube pour chaque 4m^2

3. Les Ancrages (Clous)

Il s'agit des clous constitués par une armature centrale scellée au coulis de ciment dans un forage préalable, et dans la suite de l'étude de la paroi, nous adopterons des clous dont les caractéristiques sont dimensionnées ci-dessous :

Pour le dimensionnement des clous, on utilise les recommandations de la norme **NF P 94-270**

- **Longueur des clous** : $0.7h$ à $1.2h$ pour les clous forés, avec h : la hauteur totale de clous.
- **L'inclinaison** : généralement entre 5° à 15° et ça peut dépasser dans le cas où il y a d'obstacle (Fondations, Canalisations...).
- **Diamètre** : Entre 25mm et 32mm (selon la disponibilité dans le marché algérien).
- **Espacement** : Il est recommandé de les disposer à raison d'environ un clou pour 2.5m^2 à 6m^2 de parement

V.3.2 Calcul de Stabilité du 1er Talus

Les vérifications de stabilité STR et GEO des ouvrages de soutènement et de traitement des instabilités aux états limites pour les situations de projets durables, transitoires et accidentelles sont faites conformément aux principes généraux de l'Euro Code 7 à savoir :

- **Stabilité externe générale – GEO** : Vérification de stabilité du site vis-à-vis au glissement global selon l'approche de calcul 3.
- **Stabilité interne de la structure – STR et Mixte** : Justification du dimensionnement des éléments constitutifs des ouvrages.

L'analyse de stabilité est effectuée en utilisant la méthode d'équilibre limite selon la méthode de Bishop et Fellenius intégrant les coefficients de sécurité partiels apportés par l'approche de calcul 3 de la norme NF P94-270 à l'aide du logiciel GEO 5 version 2020.

- **Dimensionnement des clous :** Nous adopterons des clous dont les caractéristiques sont données dans le tableau ci-dessous

Tableau V.4 Caractéristiques des clous

Caractéristiques		
Longueur des clous	0.7*12.93	
Diamètre des Clous	25mm	
Inclinaison α	15°	
Espacement	Verticale	1.5m
	Horizontale	1.5m
Diamètre de Forage	90mm	
Nuance des Clous Fy	FE500	
Frottement Latéral gs	100 kPa	

Les résultats de stabilité obtenus dans les différentes phases d'étude (coefficient de sécurité et cercles de glissement critique) de la situation finale de calcul en statique et sont représentés sur les figures et les tableaux ci-après :

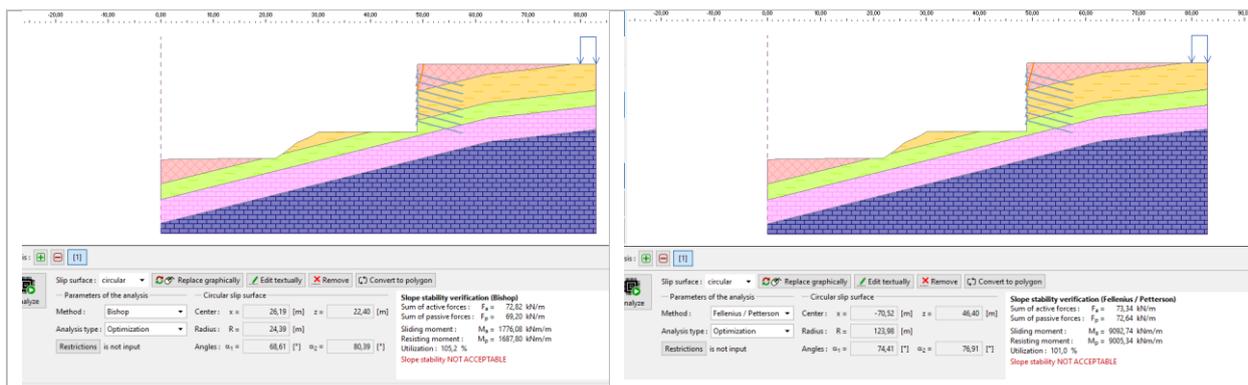


Figure IV.6 Résultats de Calcul de stabilité du talus après clouage par les deux méthodes Bishop et Fellenius

Tableau V.5 Résultats de calculs de stabilité après clouage

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	1776.08 kN.m/m	0.95	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	1687.80 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	9092.94 kN.m/m	0.99	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	9005.34 kN.m/m		

- **Interprétation des résultats :** On voit une augmentation de FS après le clouage du talus, mais ce n'est pas suffisant pour stabiliser la pente, la ligne de rupture la plus défavorable après clouage elle est toujours existante dans la partie supérieure des talus ou il y a le remblai, on opte donc de faire un reprofilage de l'angle de talus de 90° à 76° et d'augmenter le diamètre des clous à 32mm

Tableau V.6 Caractéristiques des clous après talutage

Caractéristiques		
Longueur des clous	0.7*13.27	9ml
Diamètre des Clous	32mm	
Inclinaison α	15°	
Espacement	Verticale	1.5m
	Horizontale	1.5m
Diamètre de Forage	90mm	
Nuance des Clous Fy	FE500	
Frottement Latéral gs	100 kPa	

Après modification des caractéristiques des clous et le reprofilage du talus on obtient les résultats dans la figure V.7 :

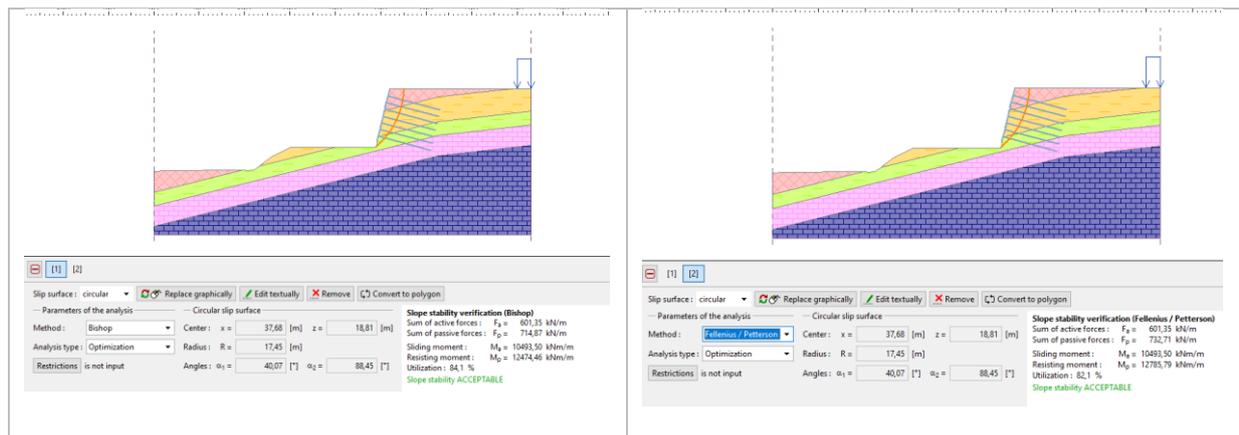


Figure V.7 Résultats de Calcul de stabilité du talus après reprofilage et clouage par les deux méthodes Bishop et Fellenius

Tableau V.7 Résultats de calculs de stabilité après reprofilage et clouage

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	10493.50 kN.m/m	1.18	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	12474.46 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	10493.50 kN.m/m	1.21	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	12785.79 kN.m/m		

- **Interprétation des résultats :** On voit une augmentation de FS après le reprofilage et clouage du talus, mais ce n'est pas suffisant pour stabiliser la pente, on a décidé donc de faire un talutage (2 talus de 6.47m d'hauteur pour chacun) incliné d'un angle de 65°

Tableau V.8 Caractéristiques des clous après re-talutage

Caractéristiques		
Longueur des clous	0.7*7.13	5 ml
Diamètre des Clous	32mm	
Inclinaison α	15°	
Espacement	Verticale	1.5m
	Horizontale	1.5m
Diamètre de Forage	90mm	
Nuance des Clous Fy	FE500	
Frottement Latéral gs	100 kPa	

Après talutage et mise en place des clous on obtient les résultats dans la figure ci-dessous :

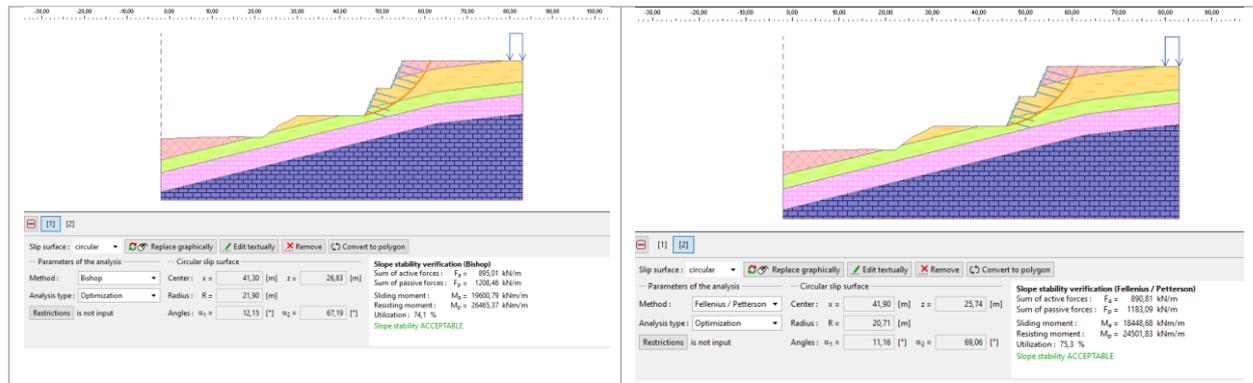


Figure V.8 Résultats de Calcul de stabilité du talus après talutage et clouage par les deux méthodes Bishop et Fellenius

Tableau V.9 Résultats de calculs de stabilité après talutage et clouage

Méthode	Résultats	FS	Commentaire	
Bishop	Moment Renversants	19600.79 kN.m/m	1.35	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	26465.37 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	18448.83 kN.m/m	1.32	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	24501.83 kN.m/m		

- **Interprétation des résultats :** On voit une augmentation de FS après le re-talutage en 2 talus de 6.47m de hauteur, mais ce n'est pas suffisant pour stabiliser la pente et d'assurer la sécurité, on a décidé donc d'augmenter la longueur des clous.

Tableau V.10 Caractéristiques des clous après augmentation de longueur

Caractéristiques		
Longueur des clous	1.2*7.13	8.5ml (On prend 8ml)
Diamètre des Clous	32mm	
Inclinaison α	15°	
Espacement	Verticale	1.5m
	Horizontale	1.5m
Diamètre de Forage	90mm	
Nuance des Clous Fy	FE500	
Frottement Latéral gs	100 kPa	



Figure V.9 Résultats de Calcul de Stabilité du talus après talutage et augmentation de longueur des clous

Tableau V.11 Résultats de calculs après talutage et clouage

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	23364.77 kN.m/m	1.58	Vérfiée
	Moment Stabilisants	36950.12 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	19977.53 kN.m/m	1.48	Vérfiée
	Moment Stabilisants	29756.37 kN.m/m		

- **Interprétation des résultats :** D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que la solution adoptée assure la stabilité totale du Talus.

1. Analyse sismique

Après calcul statique de la stabilité du talus, et selon les recommandations de le RPA99/2003, on doit introduire les charges sismiques dans notre modèle pour vérifier le comportement de l'ouvrage sous l'action sismique.

1.1 Calcul des Coefficients sismiques

Selon le RPA99/2003, on doit calculer les deux coefficients sismique K_h et K_v avec :

$$K_h = 0.5 * A * (\%g) \text{ Et } K_v = 0.3 * A * (\%g)$$

Et A : Coefficient d'Accélération de Zone donné par le tableau 4.1 dans le RPA99/2003

Note : Ouvrage de grande importance situé dans la zone sismique IIa.

Tableau V.12 Coefficient d'Accélération de Zone A (RPA99/2003)

	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.3	0.4
1 B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

- **Calcul de K_h :**

$$K_h = 0.5 * 0.2 * \frac{9.81}{100} = 0.00981$$

- **Calcul de K_v :**

$$K_v = 0.3 * 0.2 * \frac{9.81}{100} = 0.005886$$

1.2 Introduction des charges sismique

Après avoir calculer les coefficients sismiques K_h et K_v , on doit les introduire dans le modèle numérique selon les deux directions pour chaque coefficient sismique .

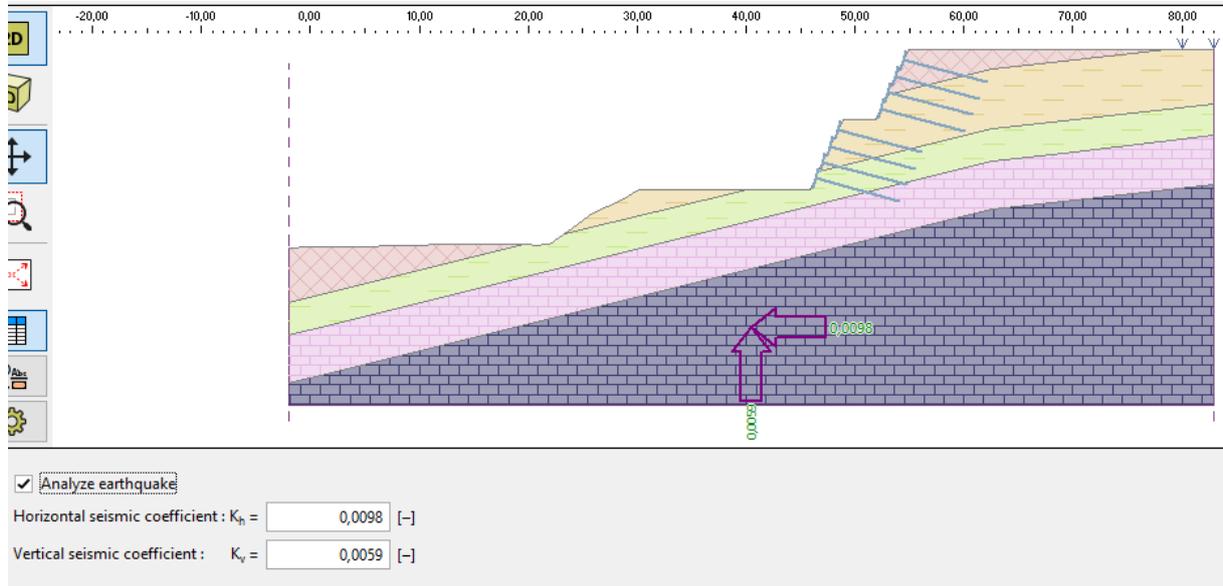


Figure V.10 Introduction des Coefficients Sismiques

1.3 Analyse de Stabilité dans la situation sismique

Après introduction des coefficients sismiques calculer, et le lancer l'analyse (Situation Sismique, on obtient les résultats dans les figures et le tableau ci-dessous :

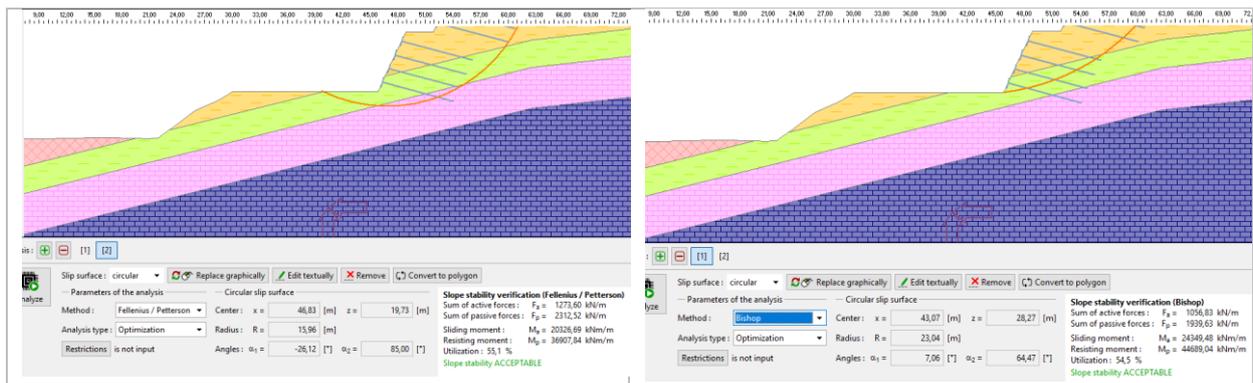


Figure V.11 Résultats de Calculs de stabilité du Talus (Situation Séismique)

Tableau V.13 Résultats de Calculs de stabilité du Talus dans les situations séismiques

Méthode	Résultats	FS	Commentaire	
Bishop	Moment Renversants	24349.48 kN.m/m	1.83	Vérfifiée
	Moment Stabilisants	44689.04 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	20326.69 kN.m/m	1.81	Vérfifiée
	Moment Stabilisants	36907.69 kN.m/m		

La solution de mise en œuvre des files de clous de diamètre $\varnothing 32$ mm espacés de 1.5m installé sur les deux talus, apporte le gain de sécurité nécessaire pour assurer la stabilité de talus.

2. Vérification des Déplacements

Conformément à la norme NF P94 270, Les déplacements les plus défavorables horizontaux et verticaux d'un massif argileux sont estimés à :

$$d_h = \frac{4h}{1000 \lambda}$$

Figure V.12 Déformation schématique d'un massif en sol

h : Hauteur de Parement

d_0 : Déplacement de la paroi

Pour l'estimation de déplacements maximal de massif horizontale, ça se fait par la méthode des éléments finis en utilisant le module MEF dans le logiciel Geo5.

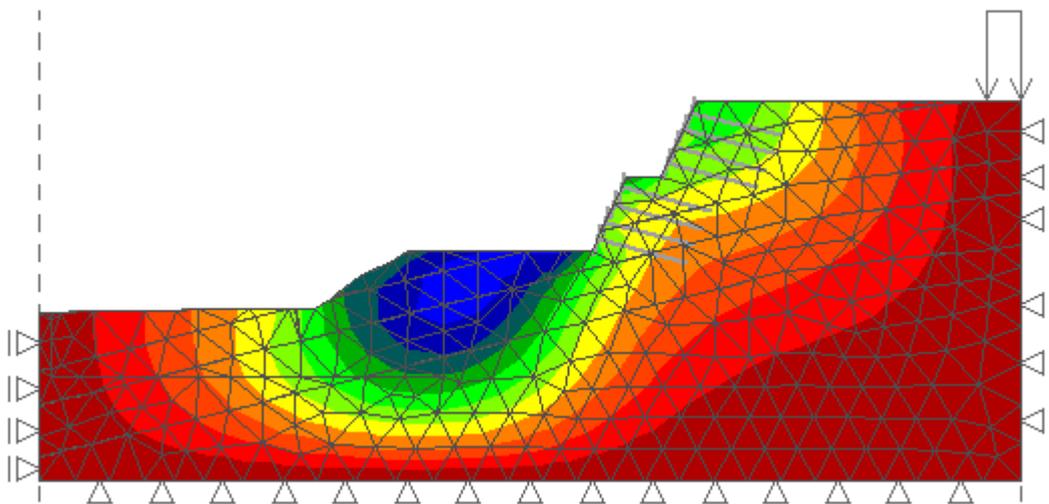


Figure V.13 Modélisation de Talus dans le module FEM

Les Résultats de Calcul dans le module FEM sont figurés dans la figure ci-dessous :

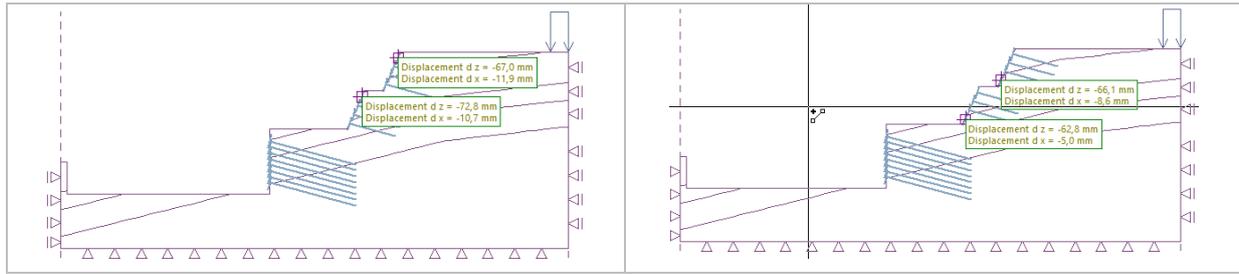


Figure V.14 Déplacements totales dans le Talus après confortement

Note : Figure V.14 sont représenté en Annexes 23 et 24 en grand format.

On aura ainsi $dx = 11.9 \text{ mm} < dh = \frac{4 \cdot 7130}{1000} = 28.52 \text{ mm}$, pour $H = 7.13 \text{ m}$ est reste inférieure au déplacement acceptable.

3. Vérification de la stabilité Interne

3.1 Vérification de la Résistance d'interaction Sol-Renforcement

Selon la norme NF P 94-270, Pour démontrer que la résistance d'interaction sol — lit de renforcement dans un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut d'adhérence, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges.

$$T_{max,d} \leq R_{f;d}$$

Avec :

$T_{max,d}$: La valeurs de calcul de l'effort de Traction max du lit de renforcement, dans le cas des clous, selon la norme NF P 94-270 cette valeur est prise égale à q_s

$R_{f;d}$: La valeur de résistance ultime de l'interaction Sol-Lit de Renforcement avec :

$$R_{f;d} = \frac{\tau_{max;k} * P_s * L_a}{\gamma_{M;f}}$$

Avec :

$\tau_{max;k}$: la valeur caractéristique de la contrainte maximale de contact entre le sol et le lit de renforcement, $\tau_{max;k} = q_s = 100 \text{ kPa}$, cette valeur doit être obligatoirement vérifiée par des essais d'arrachement.

P_s : Périmètre de Forage, $P_s = 2 * \pi * \text{Rayon de Forage} = 2 * 3.14 * 45 = 0.2826 \text{ m}$

L_a : est la longueur du lit de renforcement, $L_a = \frac{2}{3} l t = \frac{2}{3} * 8 = 5.33 \text{ m}$

$\gamma_{M;f}$: Facteur de sécurité partiel de résistance d'interaction de lit de renforcement, $\gamma_{M;f} = 1.1$

$$R_{f;d} = \frac{100 * 0.2826 * 5.4}{1.1} = 138.73 \text{ kPa}$$

$$T_{max,d} = 100 \text{ kN} \leq R_{f;d} = 138.73 \text{ kN}$$

Tableau V.14 Récapitulation des Résultats de vérification de l'interaction Sol-Renforcement

qs	$T_{max,d}$	$\tau_{max;k}$	P_s	L_a	$\gamma_{M,f}$	$R_{f;d}$	Obs
100 kPa	100 kN	100 kPa	0.2826m	5.33m	1.1	138.73 kPa	Vérifiée

3.2 Dimensionnement de la plaque d'appuis

$$e_{min} = \sqrt{\frac{T_{par;d}}{\pi * f_y}} = \sqrt{\frac{161.57}{3.14 * 235 * 1000}} = 14.79 \text{ mm}$$

e_{min} : Epaisseur de la plaque d'appuis

On opte pour une plaque plane d'une épaisseur de 20mm dont les caractéristiques sont présentées dans l'annexe 16.

3.3 Vérification de Résistance des dispositifs de liaison au parement

Pour démontrer que les dispositifs de liaison des lits de renforcements au parement d'un ouvrage en sol renforcé supporteront la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$\frac{T_{par;d}}{N} \leq Ra;d$$

Avec :

$T_{par;d}$: Valeur de calcul de l'effort de traction. (Prise de Geo5 Nailed Slope, voir Figure V.15)

N : Nombre de points d'attache individuels, avec $N = \frac{1}{1.5} = 0.67$

$Ra;d$: Valeur de calcul de la résistance ultime de traction d'un point d'attache ;

$$Ra;d = \frac{0.045 * f_{ck} * 4h * (a+h)}{1.5} + \frac{(a+2h)^2 * Pl^*}{2} = \frac{0.045 * 25 * 4(0.2) * (0.2+0.15)}{1.5} + \frac{(0.2+2(0.15))^2 * 1.2}{2} = 457.5 \text{ kN}$$

Avec :

f_{ck} : Résistance du Béton à t=28jours ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$)

a : Coté de la plaque d'appui (200mm)

h : Epaisseur du Béton sous la plaque d'appui (h=150mm)

Pl^* : Pression limite pressiométrique (1.2MPa)

$$\frac{T_{par;d}}{N} = \frac{161.57}{0.67} = 241.15 \text{ kN} \leq Ra; d = 457.5 \text{ kN}$$

Tableau IV.15 Récapitulation des Résultats de Résistance des dispositifs de liaison au parement

$T_{par;d}$	N	$Ra; d$	Obs
161.57	0.67	457.5 kN	Vérfiée

3.4 Calcul de Parement

➤ Vérification vis-à-vis la flexion

Les calculs définiront les sections d'acier nécessaires dans le parement conformément aux règles BAEL91/99. Le dimensionnement abordera la vérification du parement à la flexion à l'ELU en situation finale.

Système statique du voile en béton projeté :

Selon norme 94-270 le moment maximum à appliquer sera déterminé par l'application de la formule forfaitaire suivante :

$$P_a = (0,4 + 0,2s) * \frac{T_{max} * \cos(\Phi - n)}{(sv \cdot sh)}$$

Avec :

P_a : Effort Appliquer sur le parement (kN)

sv, sh : Espacement verticale et horizontale des clous (m)

s : Max entre sv et sh (m)

T_{max} : La valeur max de l'effort de Traction (Pondéré) prise en compte dans les calculs (kN)

Φ : Inclinaison des clous

n : Fruit de Mur ($n = 0$)

$T_{max} = 161.57 \text{ kN} = 16.15t$ (Tiré de Module Nailed Slope de Geo5, figure ci-dessous représente l'effort de traction max dans les clous)

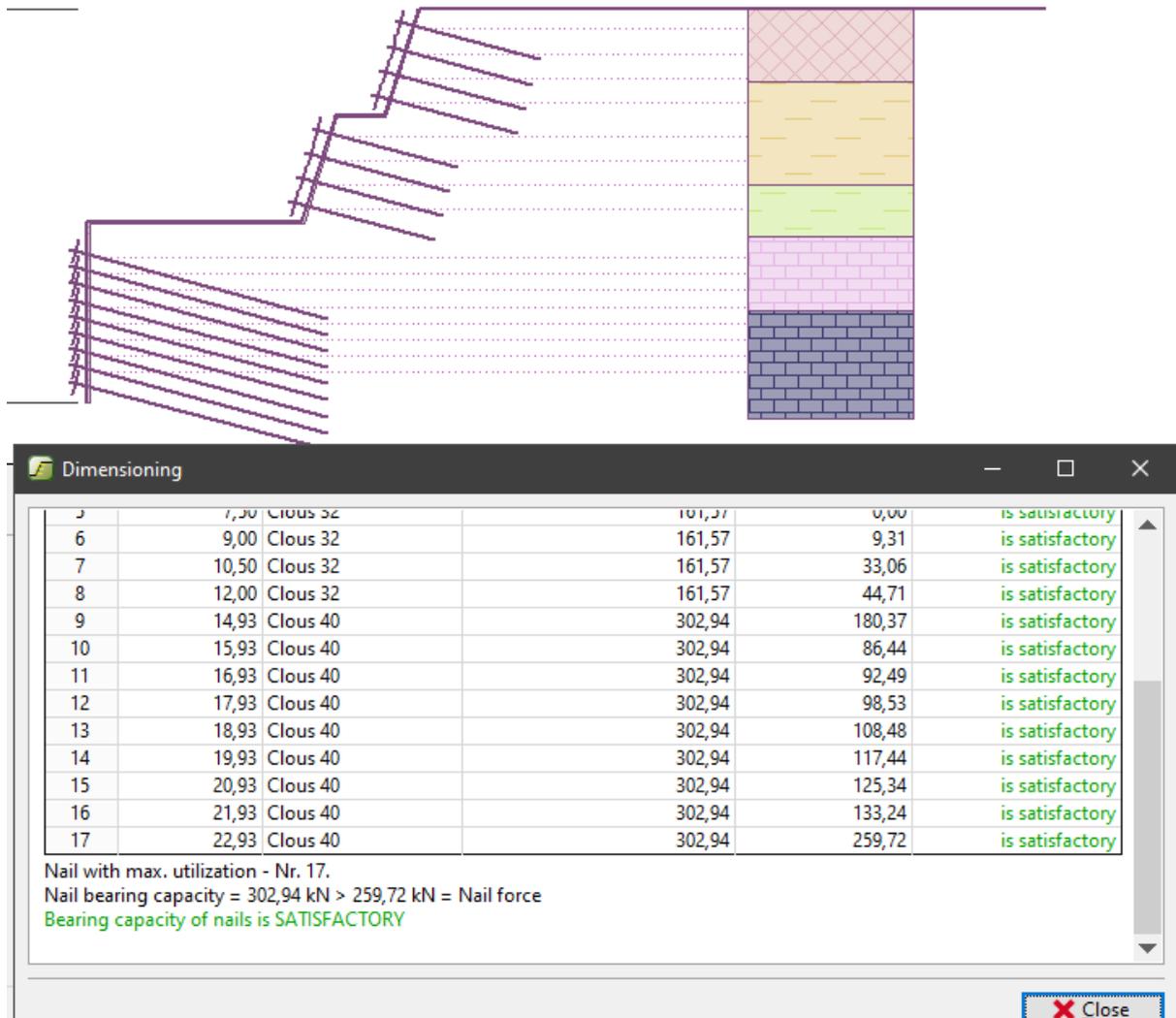


Figure V.15 Effort de Traction dans les Clous - Tiré de Nailed Slope

$$P_a = (0,4 + 0,2 * 1,5) * 16,15 * \frac{\cos(15 - 0)}{(1,5 * 1,5)} = 4,84 \frac{t}{m^2}$$

➤ Le moment max en tête du clou

$$M_{max} = 1,35 * P_a * \frac{l^2}{12} = 1,35 * 4,84 * \frac{2^2}{12} = 2,18 \text{ t.m}$$

➤ **Calcul de Section en Flexion Simple**

On ferraille la section du parement à la flexion simple selon les hypothèses et la section représentée dans les tableaux ci-suivant :

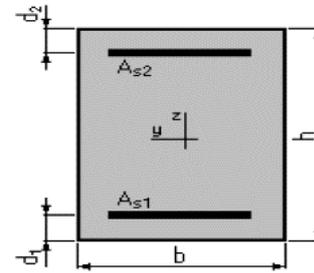


Tableau V.16 Hypothèses de Calcul

Acier	Béton	Fissuration	Règlement
FE500	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	Prés Préjudiciable	BAEL 91 mod 99

Tableau V.17 Section à Ferrailer

h	b	d1	d2
15cm	100cm	2cm	2cm

Sections d'Aciers :

Section théorique $A_{cal} = 4.07\text{cm}^2$

Section minimal RPA $A_{min}^{RPA} = 3\text{cm}^2$

Tableau V.18 Résultats de Ferrailage de Premier Parement

Sens	Section obtenue (cm ² /ml)	
	Côté parement	Côté terre
Horizontal	4.07	4.07
Vertical	4.07	4.07

On opte pour 02 nappes **ST25** Soit $\Phi 7$ mm -maille 15*15 cm avec une section totale acier $2.57*2 = 5.14\text{cm}^2$ pour les deux côtés.

Fiche technique sur le treillis soudées choisi est présente dans l'annexe 17

V.4 Calcul de Stabilité de 2^{ème} Talus

V.4.1 Vérification de Stabilité après le confortement de 1^{er} talus

Après lancement d'analyse, en constate les résultats dans les figures et le tableau ci-dessous :



Figure V.16 Résultats de Calcul de stabilité du 2^{ème} talus après le confortement de 1^{er} talus par les méthodes de BISHOP et Fellenius

Tableau V.19 Résultats de calculs de stabilité du 2^{ème} talus

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	202776.02 kN.m	1.08	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	219460.13 kN.m		
Fellenius	Moment Renversants	149898.21 kN.m	1.06	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	159573.13 kN.m		

- **Interprétation des résultats :** On constate la non stabilité de talus, on doit mettre en place un système de confortement pour le stabilisé.

V.4.2 Calcul de Stabilité

- **Dimensionnement des clous :** Nous adopterons des clous dont les caractéristiques sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.20 Caractéristiques des clous pour le 2^{ème} talus

Caractéristiques		
Longueur des clous	1.2*10.93=13.2ml	14ml
Diamètre des Clous	32mm	
Inclinaison α	15°	
Espacement	Verticale	1.5m
	Horizontale	1.5m
Diamètre de Forage	90mm	
Nuance des Clous Fy	FE500	
Frottement Latéral gs	100 kPa	

Les résultats de stabilité obtenus dans les différentes phases d'étude (coefficient de sécurité et cercles de glissement critique) de la situation finale de calcul en statique sont représentés sur les figures et les tableaux ci-après :

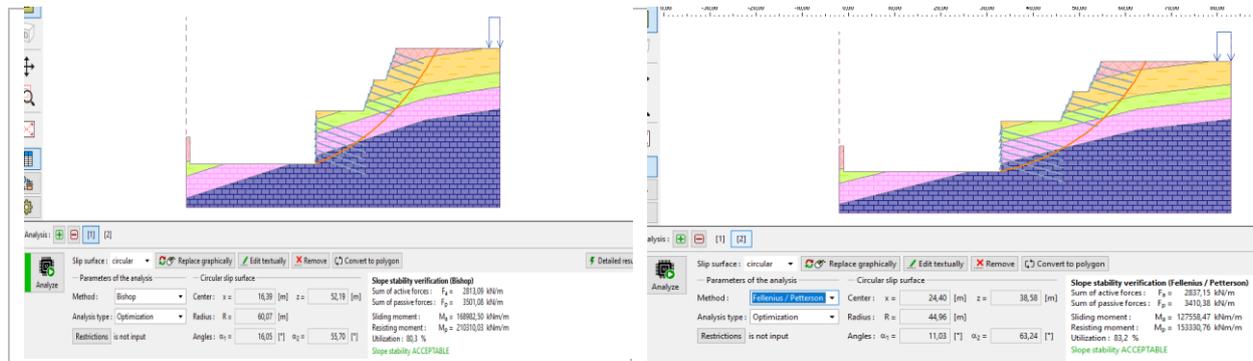


Figure V.17 Résultats de Calcul de stabilité du 2^{ème} talus après clouage par les méthodes de BISHOP et Fellenius

Tableau V.21 Résultats de calculs de stabilité après clouage

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	168982.5 kN.m/m	1.24	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	210310.03 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	127558.47 kN.m/m	1.20	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	153330.76 kN.m/m		

- **Interprétation des résultats :** On voit une augmentation de FS après le clouage du talus, mais ce n'est pas suffisant pour stabiliser la pente, donc on augmente la longueur des clous et leurs espacements et on opte pour les caractéristiques présentées sur le tableau ci-dessous :

Tableau V.22 Caractéristiques des Clous après augmentation de leurs sections

Caractéristiques		
Longueur des clous	15ml	
Diamètre des Clous	40mm	
Inclinaison α	15°	
Espacement	Verticale	1m
	Horizontale	1m
Diamètre de Forage	90mm	
Nuance des Clous Fy	FE500	
Frottement Latéral gs	100 kPa	

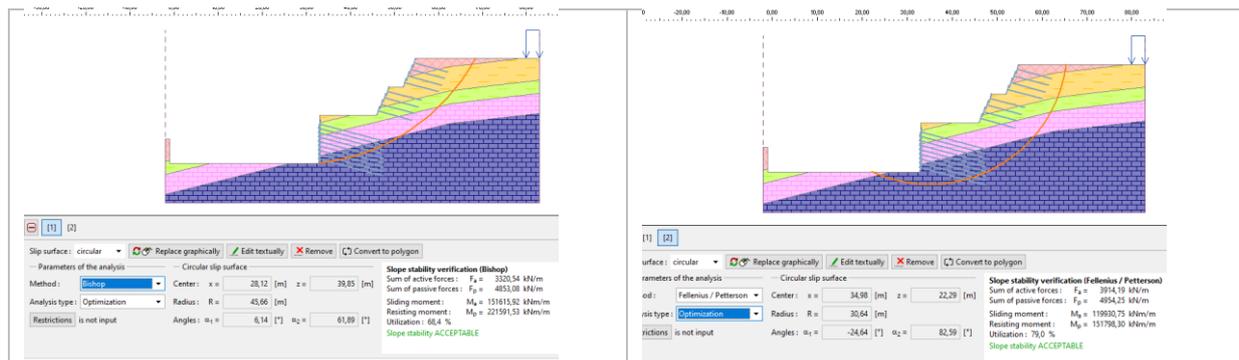


Figure V.18 Résultats de Calcul de stabilité du 2^{ème} talus après augmentation des clous par les méthodes de BISHOP et Fellenius

Tableau V.23 Résultats de calculs de stabilité après clouage

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	151615.92 kN.m/m	1.46	Vérifiée
	Moment Stabilisants	221591.53 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	119930.75 kN.m/m	1.26	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	151798.3 kN.m/m		

- **Interprétation des résultats :** On constate qu'après le redimensionnement de clouage, le FS augmente par rapport aux caractéristiques précédentes, on voit que dans la méthode de Bishop la stabilité est vérifiée, par contre, dans la méthode de Fellenius, c'est l'opposé. Et ça revient aux méthodes de calcul différentes où la méthode de Bishop sous-estime les résultats et la méthode de Fellenius surestime les résultats.

V.4.2.1 Analyse de Stabilité dans la situation sismique

Après introduction des coefficients sismiques calculer, et le lancer l'analyse (Situation Sismique, on obtient les résultats dans les figures et le tableau ci-dessous :

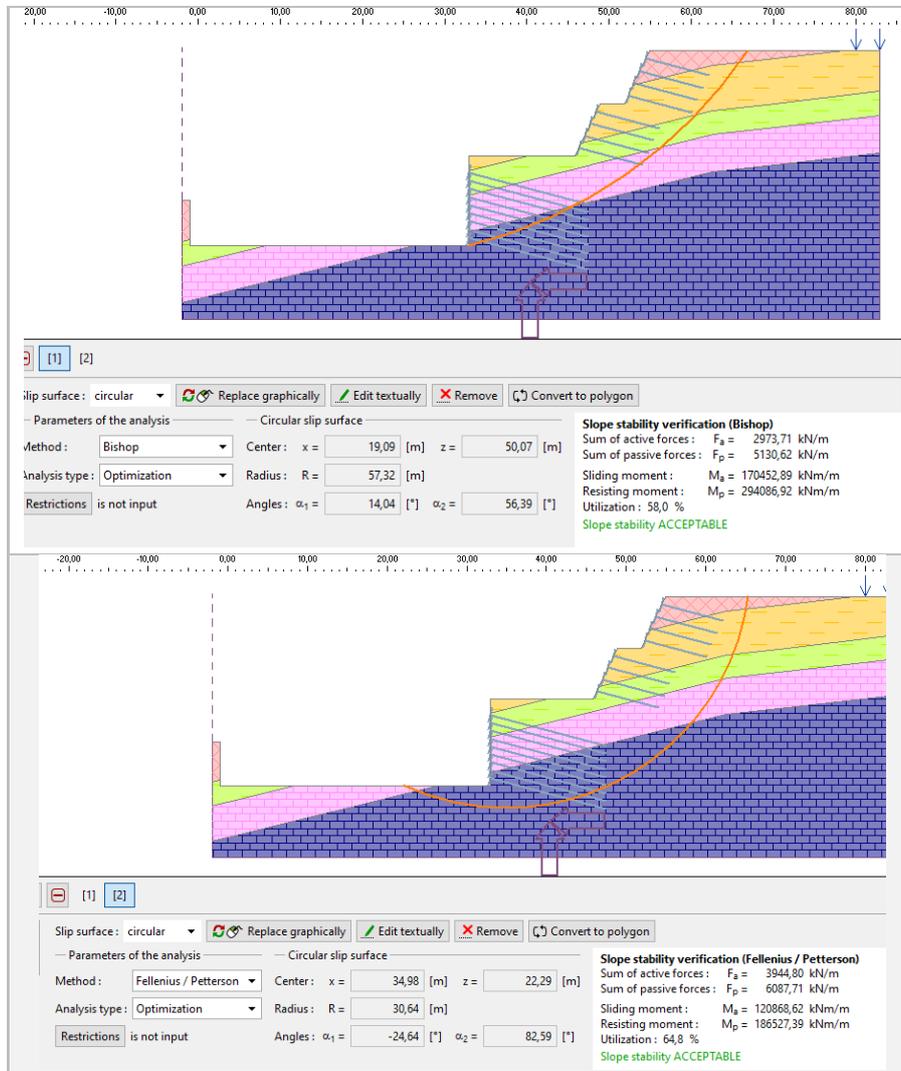


Figure V.19 Résultats de Calculs de stabilité du Talus (Situation Séismique)

Tableau V.24 Résultats de Calcul de Stabilité dans le cas sismique du 2^{ème} talus

Méthode	Résultats	FS	Commentaire	
Bishop	Moment Renversants	170452.89 kN.m/m	1.72	Vérifiée
	Moment Stabilisants	294086.92 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	120868.62 kN.m/m	1.54	Vérifiée
	Moment Stabilisants	186527.39 kN.m/m		

La solution de mise en œuvre des files des clous de diamètre $\varnothing 40$ mm espacés de 1m installé tout long de talus, apporte le gain de sécurité nécessaire pour assurer la stabilité de talus.

V.4.3 Vérification des Déplacements

Conformément à la norme NF P94 70, Les déplacements les plus défavorables horizontaux et verticaux d'un semi-rocheux sont estimés à :

$$d_h = d_v = \frac{h}{1000}$$

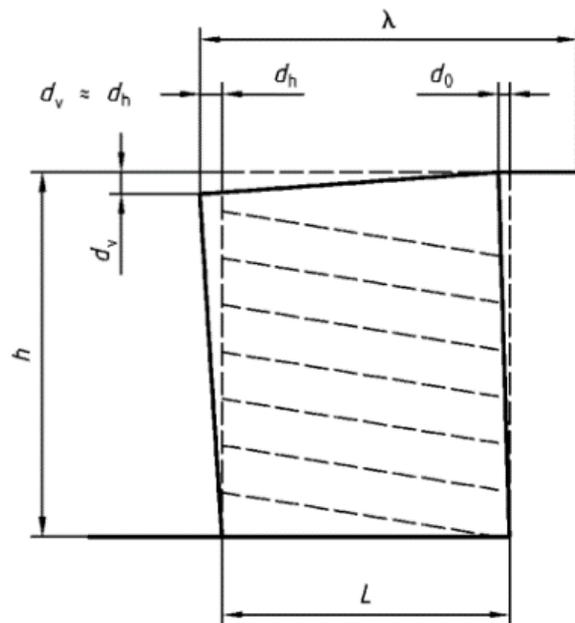


Figure V.20 Déformation schématique d'un massif en sol

Pour l'estimation de déplacements maximal de massif horizontale, ça se fait par la méthode des éléments finis en utilisant le module MEF dans le logiciel Geo5.

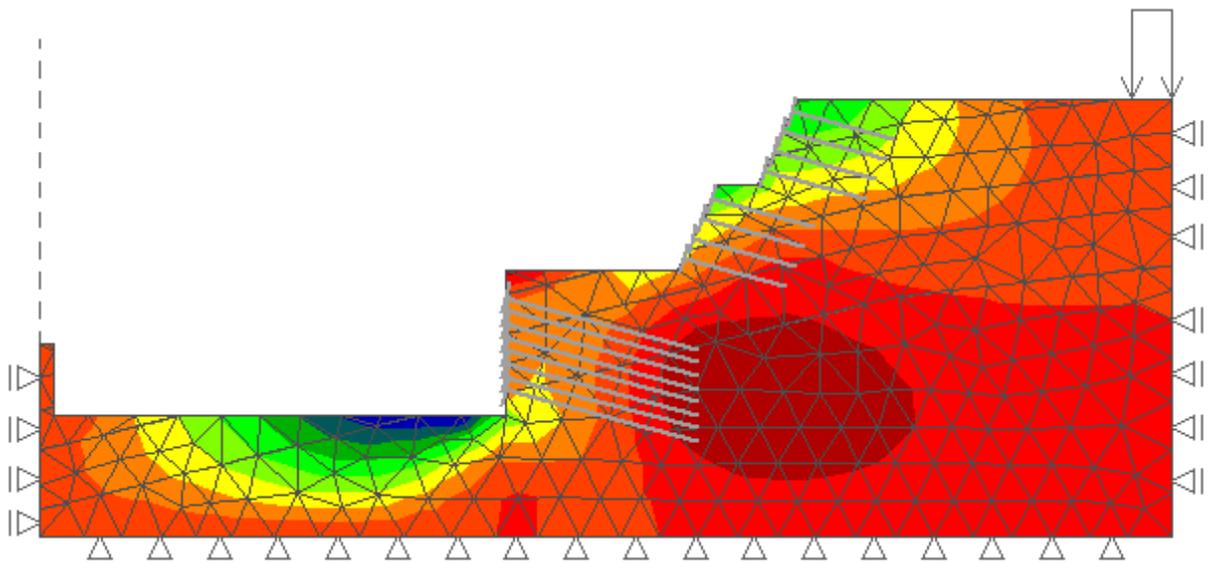


Figure V.21 Modélisation du Talus après le 2^{ème} confortement dans le module FEM

Les Résultats de Calculs dans le module FEM sont figurés dans la figure ci-dessous :

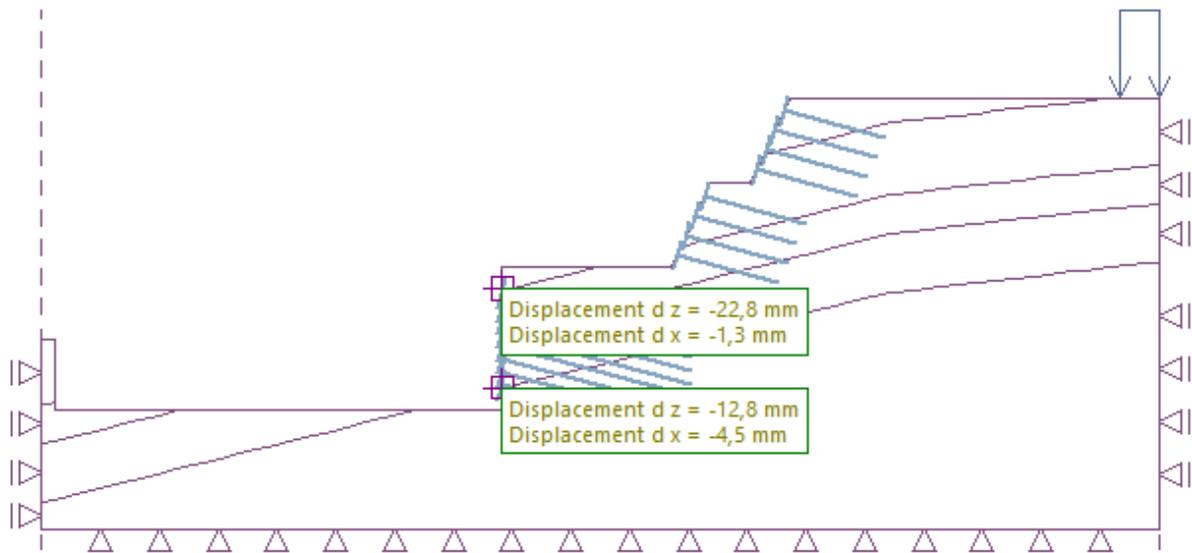


Figure V.22 Déplacements totales dans le Talus après confortement

On aura ainsi $dx = 4.5 \text{ mm} < dv = dh = \frac{10930}{1000} = 10.93 \text{ mm}$, pour $H = 10.93 \text{ m}$ et reste inférieure au déplacement acceptable.

V.4.4 Calcul de Stabilité Interne

1. Vérification de Résistance d'interaction Sol-Renforcement

$$T_{max,d} \leq R_{f;d}$$

Et :

$$R_{f;d} = \frac{\tau_{max;k} * P_s * L_a}{\gamma_{M;f}}$$

Donc :

$$R_{f;d} = \frac{100 * 0.2826 * 9.33}{1.1} = 239.78 \text{ kPa}$$

$$T_{max,d} = 100 \text{ kN} \leq R_{f;d} = 138.73 \text{ kN}$$

Tableau V.25 Récapitulation des Résultats de vérification de l'interaction Sol-Renforcement

qs	$T_{max,d}$	$\tau_{max;k}$	P_s	L_a	$\gamma_{M;f}$	$R_{f;d}$	Obs
100 kPa	100 kN	100 kPa	0.2826m	9.33m	1.1	138.73 kPa	Vérifiée

2. Dimensionnement de la plaque d'appuis

$$e_{min} = \sqrt{\frac{T_{par;d}}{\pi * f_y}} = \sqrt{\frac{302.94}{3.14 * 235 * 1000}} = 20.26mm$$

On opte pour une plaque plane d'une épaisseur de 30mm dans ces caractéristiques sont présente dans l'annexe 13

3. Vérification de Résistance des dispositifs de liaison au parement

$$\frac{T_{par;d}}{N} \leq Ra; d$$

Avec :

$$N = \frac{1}{1} = 1$$

Et :

$$Ra; d = \frac{0.045 * f_{ck} * 4h * (a+h)}{1.5} + \frac{(a+2h)^2 * Pl^*}{2} = \frac{0.045 * f_{ck} * 4h * (a+h)}{1.5} + \frac{(a+2h)^2 * Pl^*}{2} = 456 \text{ kN}$$

Donc :

$$\frac{T_{par;d}}{N} = \frac{302.92}{1} = 302.92 \text{ kN} \leq Ra; d = 456 \text{ kN}$$

Tableau V.26 Récapitulation des Résultats de Résistance des dispositifs de liaison au parement

$T_{par;d}$	N	$Ra; d$	Obs
302.92 kN	1	456 kN	Vérifiée

4. Calcul de Parement

Les calculs définiront les sections d'acier nécessaires dans le parement conformément aux règles BAEL91/99 Le dimensionnement abordera la vérification du parement à la flexion à l'ELU en situation finale et au poinçonnement.

➤ Vérification vis-à-vis la flexion

$$P_a = (0,4 + 0,2s) * \frac{T_{max} * \cos(\Phi - n)}{(sv \cdot sh)}$$

$T_{max} = 302.94kN = 30.294t$ (Tiré de Module Nailed Slope de Geo5, figure ci-dessous représente l'effort de traction max dans les clous)

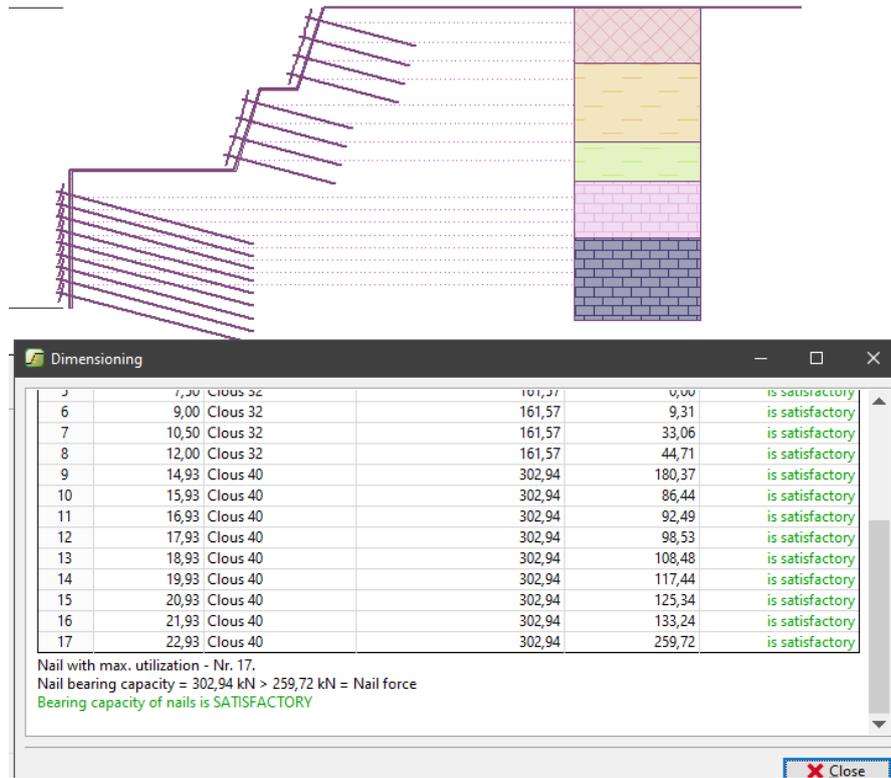


Figure V.23 Effort de Traction dans les clous

$$P_a = (0,4 + 0,2 * 1) * 30.29 * \frac{\cos(15 - 0)}{(1 * 1)} = 17.55 \frac{t}{m^2}$$

➤ Le moment max en tête du clou

$$M_{max} = 1.35 * P_a * \frac{l^2}{12} = 1.35 * 17.55 * \frac{2^2}{12} = 7.89 t \cdot m$$

➤ Calcul de Section en Flexion Simple

Tableau V.27 Sections

h	b	d1	d2
15cm	100cm	2cm	2cm

Sections d'Aciers :

Section théorique $A_{cal} = 12.01 \text{ cm}^2$

Section minimal RPA $A_{min}^{RPA} = 3.4 \text{ cm}^2$

Tableau V.28 Section obtenue pour ferrailage de Parement

Sens	Section obtenue (cm ² /ml)	
	Côté parement	Côté terre
Horizontal	12.01	12.01
Vertical	12.01	12.01

On opte pour 02 nappes **ST60** Soit $\Phi 9$ mm -maille 125*125 mm avec une section totale acier $6.36 \times 2 = 12.72 \text{ cm}^2$ pour les deux côtés.

V.5 Calcul de Stabilité par une Paroi en Pieux

L'étude consiste à choisir les techniques qui donnent le meilleur gain de sécurité dans des conditions technico-économiques acceptables. Et pour ce cas, plusieurs types de techniques de soutènement est possible.

À cet effet, et a but de faire une étude comparative, de point de vue technique et économique, entre deux techniques de soutènement, nous proposons une deuxième structure de soutènement permanent, qui sera assuré par une paroi en pieux stabilisateurs.

V.5.1 Les Paroi en Pieux

En disposant des pieux les uns à côté de l'autre, il est possible construire une paroi qui peut être serve comme un soutènement de sol. Cette paroi est constituée de pieux en béton primaire (Béton) et secondaire (Béton armé), qui peuvent être emboîtés (sécants), en contact (tangents) ou forés les uns à côté des autres. Ces pieux ensemble forment une paroi de soutènement efficace, particulièrement adaptée pour stabiliser des terrains secs et cohésifs lors de fouilles dans des espaces restreints.

Dans le cadre de cette étude, on va utiliser des pieux qui sont des éléments de fondation et de soutènement formé d'un rideau de pieux, ils alignés avec un entraxe inférieur à leur diamètre pour former une paroi structurale. Ces parois de pieux ont la capacité également de limiter les venues d'eau. La conception peut incorporer une cage d'armatures ou des profilés pour le renforcement, et des tirants ou des butons peuvent créés des appuis de retenue intermédiaires, si besoin.

V.5.2 Vérification de Stabilité de Talus

Comme indiqué dans le Titre **V.4.1. Vérification de La Stabilité après le confortement de 1^{er} Talus** dans ce chapitre, ainsi que la Figure V.16 et le Tableau V.19, on constate que le talus n'est pas stable après la disposition de la 1^{ère} solution pour le premier talus avec un FS=1.08 (Méthode de Bishop) .

Tableau V.29 Les valeurs de FS dans le 2^{ème} Talus sans Dispositif de Soutènement

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	202776.02 kN.m/m	1.08	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	219460.13 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	149898.21 kN.m	1.06	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	159573.13 kN.m		

- **Interprétation des résultats :** On constate la non stabilité de talus, on doit mettre en place un système de confortement pour le stabilisé.

V.5.3 Dimensionnement de la Paroi en Pieux

Pour le Dimensionnement de la paroi en pieux, on va utiliser le module "Sheeting Design" de logiciel Geo5, ce module nous permet de faire la conception et le dimensionnement des pieux, hauteur ainsi que la Fiche, les charges sur les pieux, la capacité portante et les réactions sur la poutre de couronnement.

Après l'exécution de module "Sheeting Design", insertion de la géométrie de talus, les caractéristiques géotechniques des différentes couches de sols ainsi que les caractéristiques de la paroi, géométrie des pieux, caractéristique mécanique du Béton, les différentes caractéristique adoptée sont présenté dans le Tableau V.30 ci-dessous, on aura l'interface présenté dans la figure ci-dessous :

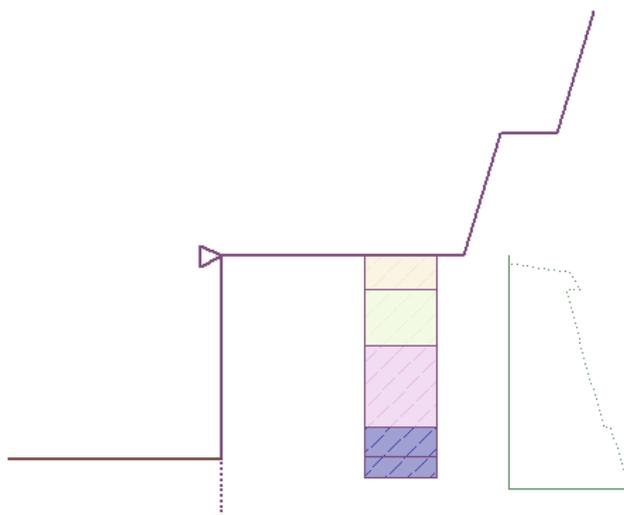


Figure V.24 Géométrie de Talus dans le Module Sheeting Design

Tableau V.30 Caractéristique adopté pour l'élaboration de Modèle

Type de Paroi	Diamètre (cm)	Chevauchement	f_{c28}	Armatures
Rideaux en Pieux	ø 80	10cm	25 MPa	Fe500

Après lancement d'Analyse on obtient les résultats présentés dans les figures ci-dessous :

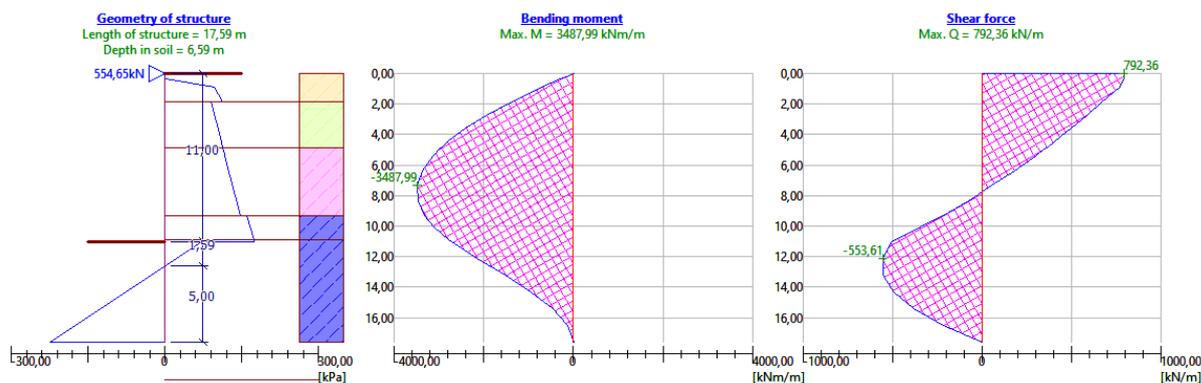


Figure V.25 Résultats d'Analyse de Modèle "Sheeting Design"

- **Interprétation des Résultats :** Après l'élaboration de modèle dans le Module "Sheeting Design", On obtient les résultats suivants :

Tableau V.31 Récapitulation des Résultats d'Analyse de la Paroi en Pieux

Hauteur de la Paroi	Hauteur de la Fiche	Valeur Maximale de l'effort de Cisaillement	Valeur Maximale du Moment
17.59m ≈ 18m	6.59m ≈ 7m	3487.99 kNm/m	792.36 kN/m

Après l'obtention de ces Résultats, le Module "Sheeting Design" nos permet d'extraire la valeur de la capacité portante des pieux, dans la rubrique "Dimensioning" et après choix primaire de sections d'armatures d'un pieu, on constate les Résultats représentés dans les Figures et Tableaux ci-dessous :

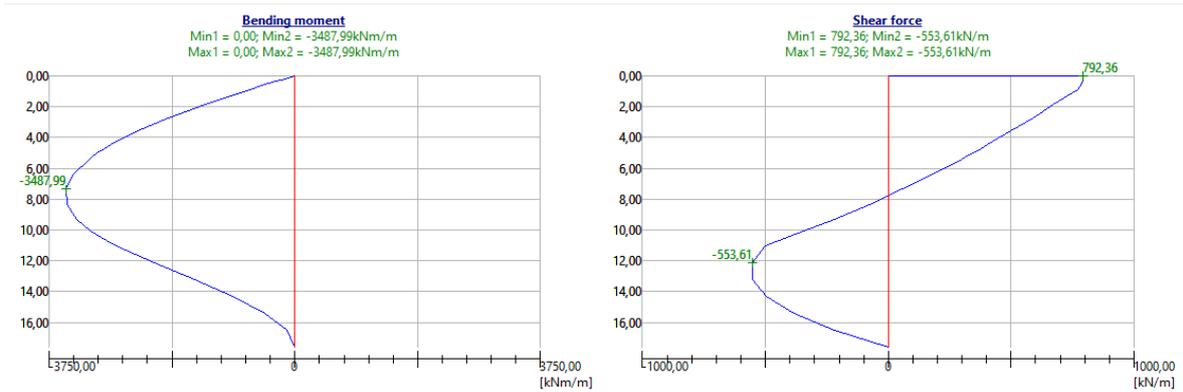


Figure V.26 Distribution des Moments et des Efforts de Cisaillement sur les Pieux

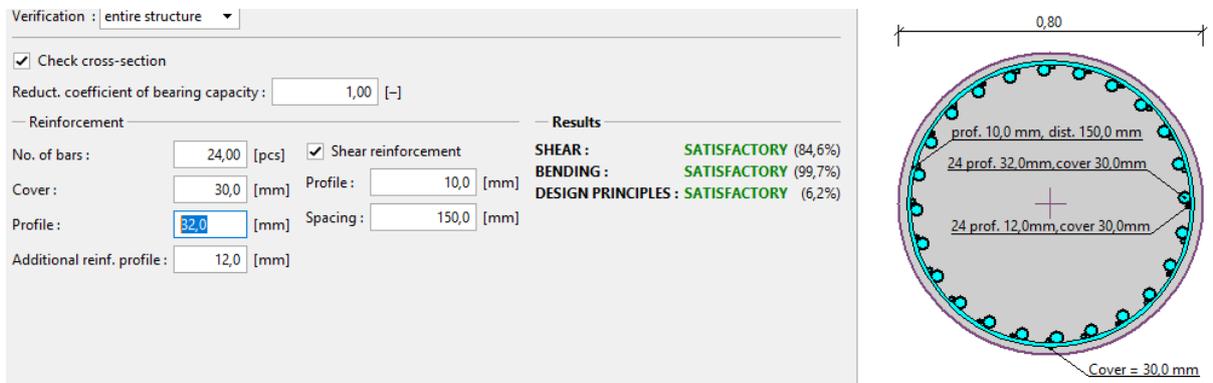


Figure V.27 Sections d'Armatures Adopté pour le ferrailage des Pieux

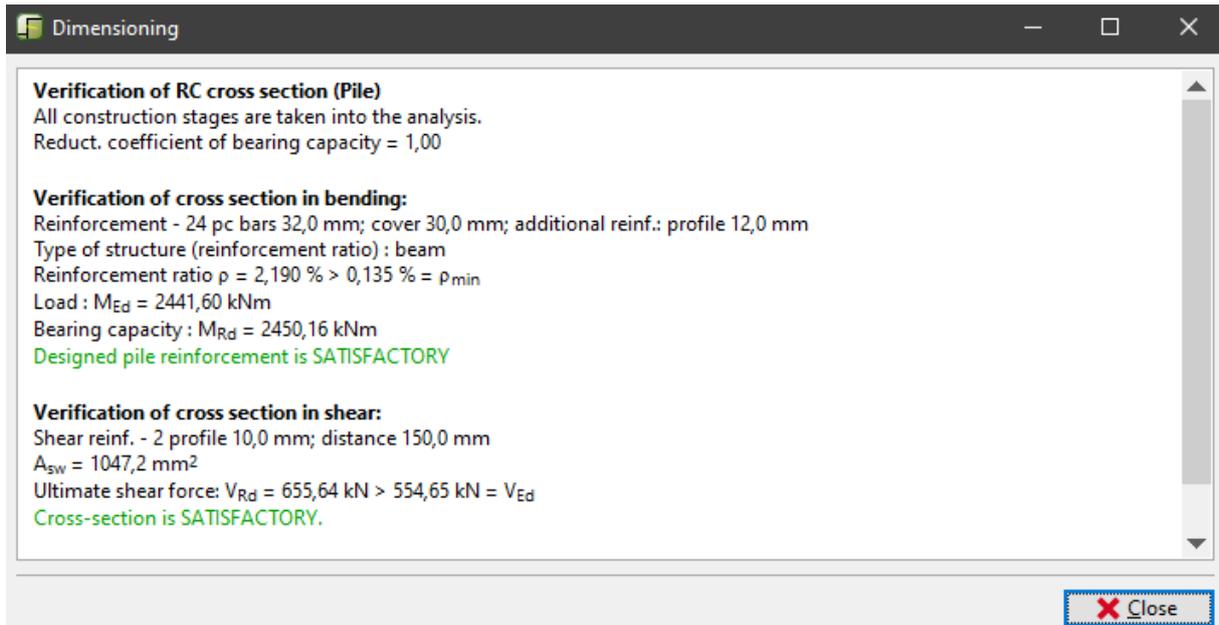


Figure V.28 Résultats de Dimensionnement et vérification de Ferrailage des Pieux selon l’Eurocode 2

- **Interprétation des Résultats :** Après le dimensionnement des pieux et mettre en place les sections d’Armatures dans le module “Sheeting Design”, on peut que la résistance au cisaillement soit égale à $V_{Rd} = 655.64kN$ (Ultimate Shear Force)

V.5.4 Vérification de la stabilité de Talus

Après le dimensionnement des Pieux, on doit intégrer les résultats obtenus dans le module “Sheeting Design” dans le module “Slope Stability” pour la vérification de la stabilité de Talus.

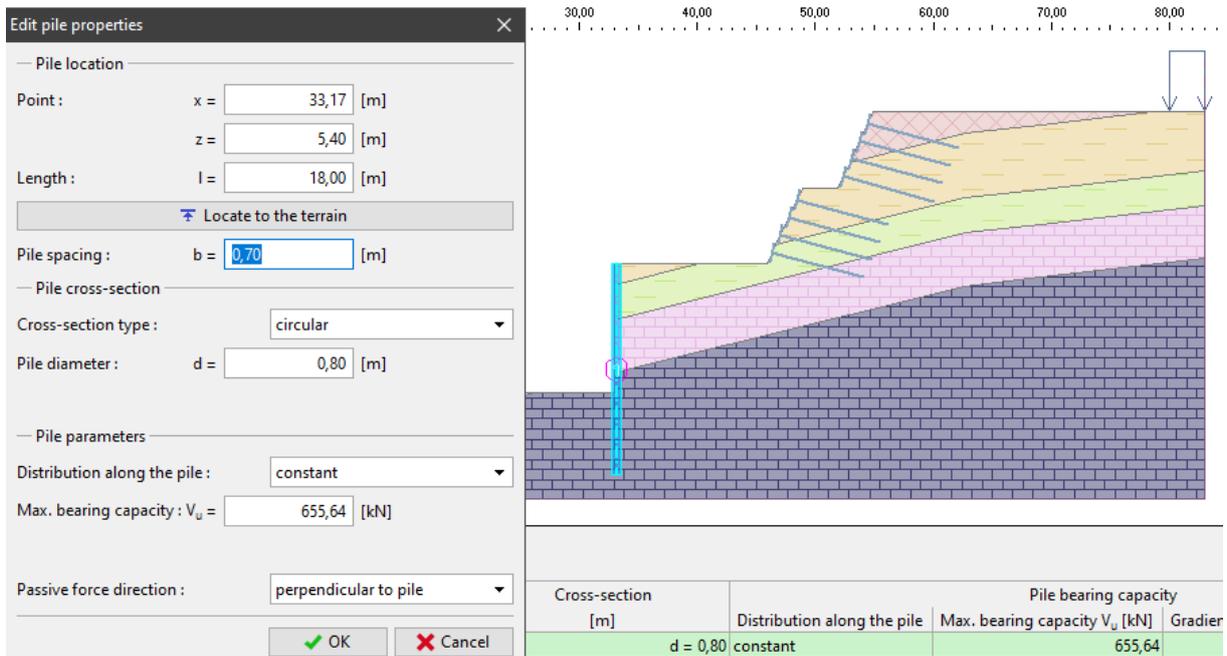


Figure V.29 Caractéristiques des Pieux adopté dans le modèle dans le Module “Slope Stability”

Après l'analyse on obtient les Résultats représente dans les Figures et Tableau ci-dessous :

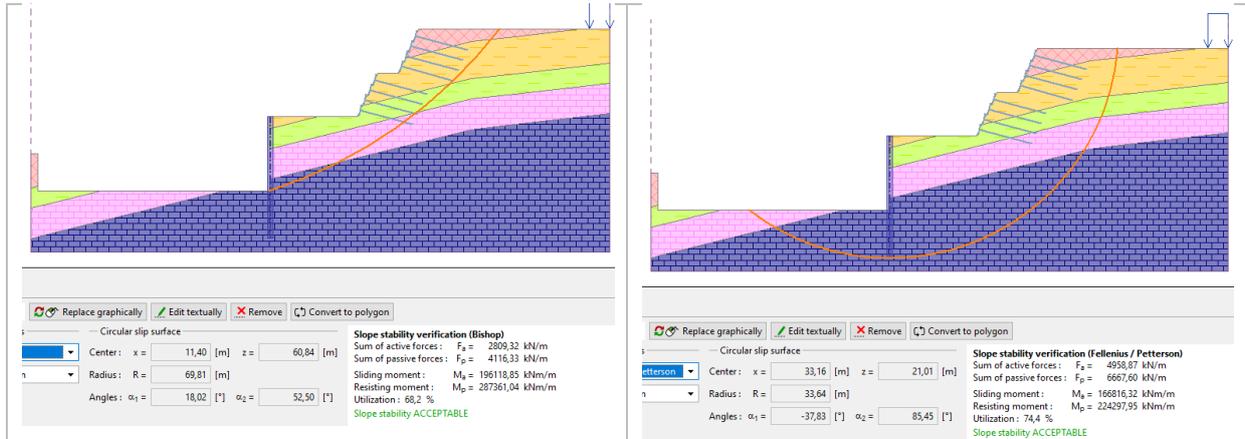


Figure V.30 Résultats de Calcul de stabilité du Zémé talus avec une Paroi en Pieux par les méthodes de BISHOP et Fellenius

Tableau V.32 Résultats de Calcul de FS de Zémé Talus avec Paroi en Pieux

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	196118.85 kN.m/m	1.46	Vérifiée
	Moment Stabilisants	287361.04 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	166816.32 kN.m/m	1.34	Non Vérifiée
	Moment Stabilisants	224297.95 kN.m/m		

- **Interprétation des Résultats :** On constate après la mise en œuvre d'une Paroi en Pieux de Diamètre $\varnothing 0.8m$ avec un chevauchement de 10cm et d'une longueur de 18m (Fiche de 7m dans le sol), le talus se stabilise, on voit que dans la méthode de Bishop la stabilité se vérifie, par contre, dans la méthode de Fellenius, c'est l'opposé. Et ça revient aux méthodes de calcul différente où l'une sous-estime les résultats et l'autre surestime les résultats.

V.5.5 Vérification de la stabilité dans la situation sismique

Après l'introduction de la charge séismique, on obtient les résultats présentés dans les figures et tableaux suivants :

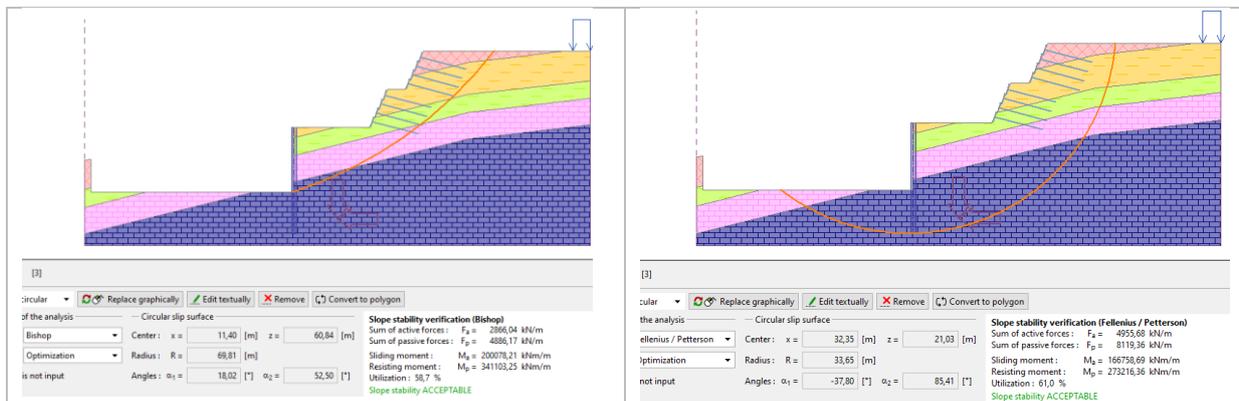


Figure V.31 Résultats de Calcul de stabilité avec une Paroi en Pieux par les méthodes de BISHOP et Fellenius (Séismique)

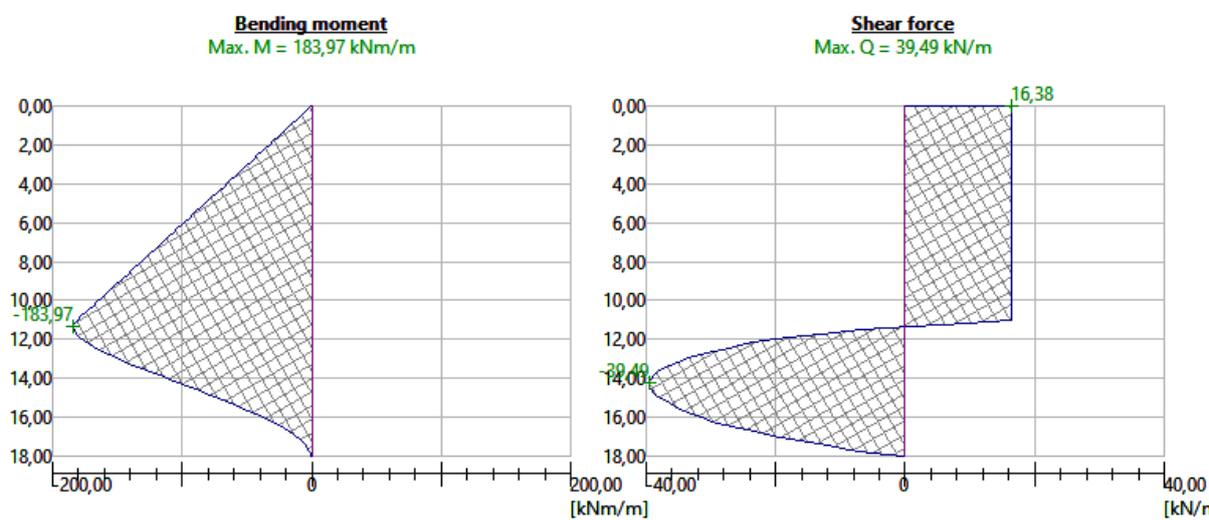
Tableau V.33 Calcul de FS de 2^{ème} Talus avec Paroi en Pieux (Séismique)

Méthode	Résultats		FS	Commentaire
Bishop	Moment Renversants	200078.21 kN.m/m	1.70	Vérifiée
	Moment Stabilisants	341103.25 kN.m/m		
Fellenius	Moment Renversants	166758.69 kN.m/m	1.63	Vérifiée
	Moment Stabilisants	273216.36 kN.m/m		

V.5.6 Vérification d'un seul Pieu

Pour la vérification d'un seul pieu, on va utiliser le module "Anti-Slide Pile" pour extraire les résultats d'analyse d'un seul pieu dans la paroi.

➤ Efforts dans un seul pieu



➤ Déplacements dans un seul pieu

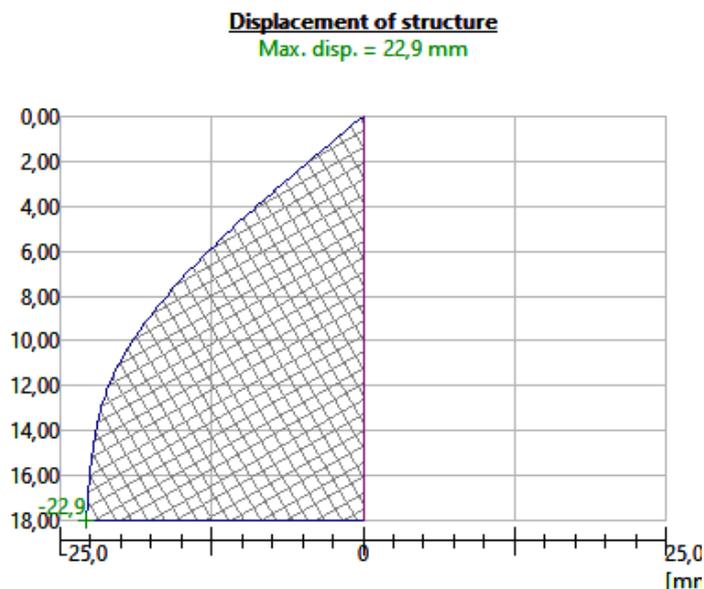


Figure V.32 Déplacement de la structure

➤ Tassements

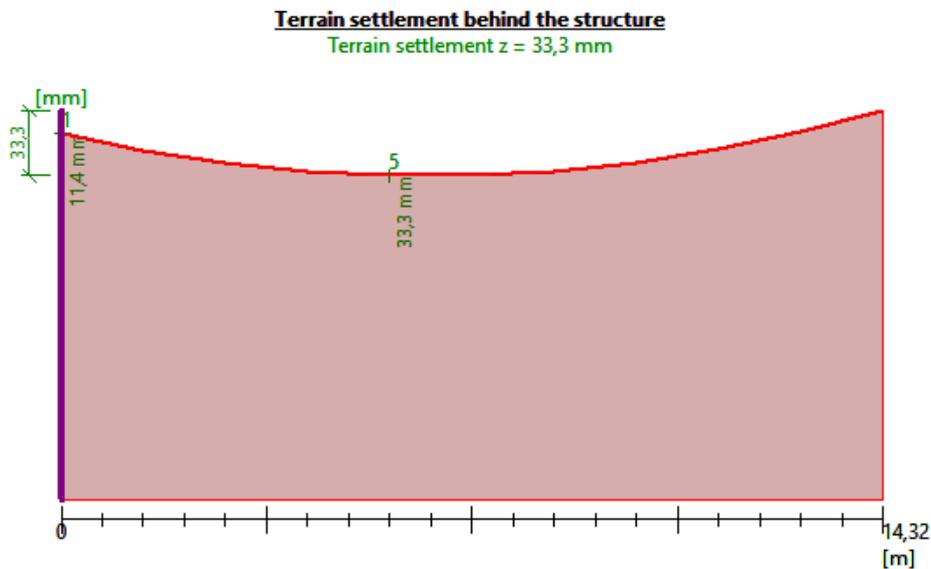


Figure V.33 Tassement de la Structure

$$\Delta_z = 33.3 \text{ mm}$$

V.6 Conclusion

L'élaboration d'un modèle nécessite le suivi minutieux des étapes de la modélisation et le choix des modules à utiliser et les méthodes de calculs adéquates. La modélisation du massif du sol concerné par le glissement a nécessité l'utilisation de 05 modules du logiciel Geo5 ; ces modules sont Terrain, Slope Stability, Nailed Slope, FEM, Anti-Slide Pile, Sheeting Design, et en premier lieu on a commencé par l'introduction des données topographiques et les caractéristiques géotechniques et physiques des différentes couches du sol en question.

L'introduction de la géométrie du site nous a permis de redessiner le profil du massif dont des coupes à étudier ont été définies. Par la suite on a introduit la géométrie du talus après excavations qui est localisée par les coordonnées géométriques. Après l'introduction des paramètres géotechniques du site une analyse de stabilité de ce dernier et pour chacune des variantes a été effectuée.

A partir des résultats obtenus de l'étude de stabilité on a procédé au choix de la méthode de confortement. Le premier choix a été porté sur le prédimensionnement d'une paroi clouée comme solution pour stabiliser le talus. Cette solution nous a donné un gain de sécurité suffisant. Pour l'objectif de faire une comparaison technique et économique on a proposé une deuxième solution pour le 2^{ème} talus. Cette solution consiste à mettre en place une paroi en Pieux Stabilisateurs. Il a été constaté que cette solution peut offrir un gain de sécurité nécessaire pour stabiliser le talus en question.

Chapitre VI

**COMPARAISON TECHNICO-ECONOMIQUE DES
SOLUTIONS PROPOSEES**

VI.1 Introduction

La comparaison technico-économique des structures de soutènement proposés dans cette étude vise à fournir aux décideurs, ingénieurs et concepteurs les informations nécessaires pour des choix éclairés de la méthode à opter. Cette comparaison va ainsi contribuer à la réalisation des projets de génie civil de manière plus sûrs, durables et rentables.

L'objectif visé dans cette partie de ce travail est de réaliser une comparaison technico-économique des différentes solutions de soutènement adopter pour le 2^{ème} Talus présenté dans le chapitre 5 dans ce mémoire, dans l'objectif de choisir la meilleure solution a réalisé, on va tenir compte de manière globale de ces trois critères :

- Aspects Qualitatif : Avantages et Inconvénients de chaque solution.
- Aspects Technique : Meilleurs Gains de Sécurité.
- Aspects Economique : Les couts de Réalisation.

VI.2 Comparaison Générale

On va faire une comparaison générale sur les avantages et inconvénients de chaque méthode étudié dans ce projet (2^{ème} Talus).

Les solutions adoptées pour la stabilité de 2^{ème} Talus sont :

- Une Paroi en Béton Projeté clouée avec des clous de $\varnothing 40\text{mm}$ et d'une longueur de 15ml
- Une Paroi en Pieux de $\varnothing 0.8\text{m}$ et d'une longueur de 18ml

VI.2.1 Paroi Clouée

A. Avantages

- **Conception Flexible** : La paroi clouée s'adapte à une variété de conditions de sol et de configurations de site.
- **Mise en Ouvre Rapide** : La technique est relativement rapide à mettre en œuvre, ce qui peut réduire les temps de construction.
- **Coût Initial** : En général, les coûts initiaux sont inférieurs à ceux des systèmes plus lourds comme les pieux.
- **Interférence Minimale** : Moins de perturbations pour les structures dans la zone d'exécutions

B. Inconvénients

- **Limites de Profondeur** : Les Parois Clouée sont efficaces principalement pour des profondeurs modérées ; au-delà de certaines limites, la stabilité peut devenir un problème.
- **Sensibilité aux Conditions de Sol** : Moins efficace dans les sols très instables ou en présence de niveaux d'eau élevés.

- **Entretien** : Peut nécessiter un entretien plus fréquent (Drainages, Corrosion des Clous, ...)

VI.2.2 Paroi en Pieux

A. Avantages

- **Stabilité Supérieure** : Offre une grande stabilité et est capable de supporter des charges importantes et des excavations profondes.
- **Étanchéité** : Les parois en pieux peuvent être conçues pour être étanches, ce qui est idéal pour les zones avec des niveaux d'eau élevés.
- **Durabilité** : Généralement plus durable et ça nécessite moins d'entretien à long terme.
- **Adaptabilité** : Efficace dans une large gamme de conditions de sol, y compris les sols instables.

B. Inconvénients

- **Coût Élevé** : Les coûts initiaux de construction sont souvent plus élevés en raison de la complexité et des matériaux utilisés.
- **Temps de Construction** : Plus long à mettre en œuvre en raison de la nécessité de forer et d'installer des pieux.
- **Impact sur l'Environnement** : Peut causer plus de perturbations lors de l'installation, surtout dans des environnements urbains denses.

VI.3 Comparaison Technique

VI.3.1 Paroi Clouée

Après Adaptation des caractéristiques des Clous et la stabilité de Talus, on a eu les caractéristiques représentées dans le tableau ci-dessous :

Type d'Acier	Fe500
Diamètre	40mm
Longueur	15m
Inclinaison	15°
Espacement Horizontale	1m
Espacement Verticale	1m
Diamètre de Forage	90mm

Et Après le lancement d'Analyse on a eu un FS=1.46 selon la méthode de Bishop, donc cette méthode nous a donné un gain de sécurité de 35.18%

VI.3.2 Paroi en Pieux

Après Adaptation des caractéristiques des Pieux et la stabilité de Talus, et après le lancement d'Analyse on a eu un FS=1.46 selon la méthode de Bishop, donc cette méthode nous a donné un gain de sécurité de 35.18%

VI.4 Comparaison Economique

Dans cette partie, on va présenter dans des tableaux les listes des prix unitaire des matériaux et de la mise en place des deux solutions adoptées, ainsi que les quantités nécessaires pour la réalisation des deux solutions afin de faire une comparaison économique générale de ces dernières.

VI.4.1 Paroi Clouée

➤ Liste des Prix Unitaire Incluant la mise en Œuvre :

Tableau VI.1 Liste des Prix Unitaire pour l'exécution d'une Paroi Clouée

N°	Désignation	Unité	Prix Unitaire (DZD)
1	Terrassement	M^3	350.00
2	Clous Ø40mm (Fe500)	ML	4 000.00
3	Plaque d'Appui e=30mm	Pcs	3 500.00
4	Manchon de Barre Ø40mm	Pcs	2 500.00
5	Coulis de Ciments	M^3	8 000.00
6	Treillis Soudé ST60	Kg	220.00
7	Béton Projeté pour Parement	M^3	35 000.00
8	Drainage PVC Ø60mm	ML	1 500.00

➤ Quantités :

A. Quantité des Terrassements

Pour raison de simplification de calcul on considère que le terrassement effectué sera calculé comme un Triangle

Volume des excavations totale de 2ème talus : $V_1 = h * L * P$

Avec h : hauteur de talus, L : Longueur, P : Profondeur.

Donc :

$$V_1 = 11 * 55 * 34 = 20570 m^3$$

B. Nombre de Clous

Pour un Parement de 11m de hauteur et 55m de longueur avec des espacements horizontal et verticale de 1ml, on aura :

$$Nbr \text{ de lits de clous} = \frac{h - D}{S_V}$$

Avec h : Hauteur de talus, D : Ancrages des fondations, S_v : Espacement verticale des Clous

Donc :

$$\text{Nbr de lits ce clous} = \frac{11 - 2}{1} = 9 \text{ lits}$$

Et la quantité de clous dans chaque lit :

$$\text{Nbr de Clous/Lit} = \frac{L - 2 * S_v}{S_v} = \frac{55 - (2 * 1)}{1} = 53 \text{ Clous/Lit}$$

Donc on aura la quantité totale des clous :

$$\text{Nbr Clous} = 53 * 9 = 477 \text{ Clous}$$

Soit :

$$L_{\text{Clous}} = 477 * 15 = 7155 \text{ml}$$

C. Nombre des Plaque d'appuis

Une plaque d'appuis pour chaque clou, donc :

$$\text{Nbr Plaque} = 477 \text{ Plaques}$$

D. Quantité des Manchons

Un manchon pour chaque clou, donc :

$$\text{Nbr Manchons} = 477 \text{ Manchons}$$

E. Coulis de Ciments :

Pour l'injection des coulis ciments, on a besoin d'un volume V_2 de :

$$V_2 = [(Surface de Forage - Surface de Clous * (Longueur de Clous)] * Nbr Clous$$

Donc :

$$V_2 = \left[\left(\frac{\pi * 0.09^2}{4} - \frac{\pi * 0.04^2}{4} \right) * 15 \right] * 477 = 36.53 \text{m}^3$$

$$V_2 = 36.53 \text{m}^3$$

F. Treillis Soudée

Les treillis utilisé, figurant en Annexe 14, ont des dimensions de $6 * 2.4 \text{m}^2 / \text{Pcs}$.

Pour une surface de Parement de : $S_{par} = h * L = 55 * 11 = 605 \text{m}^2$ On besoin de :

$$Nbr\ Treillis = \frac{Spar}{S\ treillis} = \frac{605}{6 * 2.4} = 42pcs$$

Donc en 2 nappes :

$$Nbr\ Treillis = 84\ Pcs$$

Poids d'un Panneau égale à 100.6kg/ Panneau

$$P\ treillis = 84 * 100.6 = 8450.4\ kg$$

G. Béton Projeté

Pour le Parement, on a besoin d'un volume V_3 de

$$V_3 = L * h * e_{BP}$$

Avec L : longueur de Talus, h : hauteur de talus et e_{BP} : Epaisseur de Béton Projeté

Donc :

$$V_3 = 55 * 11 * 0.2 = 121m^3$$

$$V_3 = 121m^3$$

H. Drainage

Une densité d'un tube de PVC Ø60mm pour chaque 4m² de parement, d'une longueur de 40cm,

Donc :

$$L_{PVC} = 0.4 * \frac{55 * 11}{4} = 60.5ml$$

Le Récapitulatif des Quantités est représenté dans le Tableau suivant :

Tableau VI.2 Récapitulatif des Quantité pour la réalisation de la Paroi Clouée

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Terrassement	M ³	20570
2	Clous Ø40mm (Fe500)	ML	7155
3	Plaque d'Appui	Pcs	477
4	Manchon de Barre Ø40mm	Pcs	477
5	Coulis de Ciments	M ³	36.53
6	Treillis Soudé ST60	Kg	8450.4
7	Béton Projeté pour Parement	M ³	121
8	Dispositif de Drainage	ML	60.5

Dans ce qui suit, un devis estimatif pour la réalisation de la paroi clouée est récapitulé dans le tableau suivant :

- **Note à propos de Devis Estimatif :** Seuls les couts directs sont représentés dans cette comparaison, les couts reliés aux frais d'installation de chantier, amenée et repli du matériel, de mise en station des machines, les frais d'étude d'exécution, frais d'électricité d'eau ne sont pas pris en considération.

Tableau VI.3 Devis Estimatif pour la Réalisation de la Paroi Clouée

N°	Désignation	Unité	Qts	Prix Unitaire HT (DZD)	Prix Total HT (DZD)
1	Terrassement	M ³	20570	350.00	7 199 500.00
2	Clous Ø40mm (Fe500)	MI	7155	4 500.00	32 197 500.00
3	Plaque d'Appui	Pcs	477	3 500.00	1 669 500.00
4	Manchon de Barre Ø40mm	Pcs	477	2 500.00	1 192 500.00
5	Coulis de Ciments	M ³	36.53	8 000.00	292 240.00
6	Treillis Soudé ST60	Kg	8450.4	220.00	1 878 888.00
7	Béton Projeté pour Parement	M ³	121	35 000.00	4 235 000.00
8	Drainage PVC Ø60mm	ML	60.5	1 500.00	90 750.00
Total HT					48 755 878.00

VI.4.2 Paroi en Pieux

- **Liste des Prix Unitaire Incluant la mise en Œuvre :**

Tableau VI.4 Liste des Prix Unitaire pour l'exécution d'une Paroi Clouée

N°	Désignation	Unité	Prix Unitaire (DZD)
1	Forage des Pieux Ø800 mm	ML	16 000.00
2	Armatures	Kg	350.00
3	Manchon de Barre Ø32	Pcs	2 000.00
4	Béton	M ³	11 000.00
5	Terrassement	M ³	350.00

- **Quantités :**

A. Longueur de Forages

$$Nbr\ de\ Pieux = \frac{L}{\emptyset} = \frac{55}{0.8} = 68.75\ Pieux$$

Donc on aura 68 Pieux

$$\text{Longueur de Forages} = \text{Nbr de Pieux} * \text{Hauteur Pieux} = 68 * 18 = 1224 \text{ ML}$$

Donc : *Longueur de Forages* = 1224 ML

B. Quantités d'Armatures

Chaque pieu sera Ferrailer comme suit :

Longitudinale : 24HA32mm & 24HA12 Soit 432 ml HA32 et 432 ml HA12

Transversale : 120HA10 Espacé de 15cm soit 301.44 ml HA10

Fiche technique des poids des Armatures présenté en Annexe 15

$$P_{arm} = (0.617 * 301.65) + (0.888 * 432) + (6.31 * 432) = 3295.52kg$$

C. Quantité des Manchons de Barre Ø32

Fiche Technique des Manchons utilisé sont présenté en annexe 16

On a 24HA32 Pour chaque pieu soit 24 Manchon / Pieu

$$Nbr_{Manchon} = 24 * 68 = 1632 \text{ Manchons}$$

D. Quantité du Béton

$$V_{b\acute{e}ton} = Nbr_{Pieux} * Volume_{Pieux} = 68 * \frac{\pi * 0.8^2}{4} = 614.93 \text{ m}^3$$

E. Quantité des Terrassements

$$V_{Terrassements} = 11 * 55 * 34 = 20570 \text{ m}^3$$

Dans ce qui suit, un devis estimatif pour la réalisation de la paroi clouée est récapitulé dans le tableau suivant :

- **Note à propos de Devis :** Seuls les couts directs sont représentés dans cette comparaison, les couts reliés aux frais d'installation de chantier, amenée et repli du matériel, de mise en station des machines, les frais d'étude d'exécution, frais d'électricité d'eaux ne sont pas pris en considération.

Tableau VI.5 Devis Estimatif pour la Réalisation de la Paroi en Pieux

N°	Désignation	Unité	Qts	Prix Unitaire HT (DZD)	Prix Total HT (DZD)
1	Forage des Pieux Ø0.8m	ML	1224	16 000.00	19 584 000.00
2	Armatures	Kg	29376	350.00	10 281 600.00
3	Manchon de Barre Ø32	Pcs	1632	2 000.00	3 264 000.00
4	Béton	M ³	614.93	18 000.00	11 068 740.00
5	Terrassement	M ³	20570	350.00	7 199 500.00
Total HT					51 97 840.00

VI.5 Conclusion

Au terme de cette comparaison Technico-Economique des deux solutions : Paroi cloué et Paroi et Pieux Stabilisateurs, on conclut que :

- Sur le plan technique : les deux solutions donnent le même coefficient de sécurité FS=1.46
- Sur le plan Financière : D'après les estimations des prix on constate que la réalisation de la paroi clouée est plus économique (48 755 878.00 DZD) par rapport à la réalisation de la paroi en Pieux (51 397 840.00 DZD), un rapport de 2 641 962DZD entre les deux solutions est important.

Conclusion

La conception, l'analyse et confortement d'un problème de la stabilité des pentes nécessite l'utilisation des moyens et des connaissances approfondies dans les domaines de la mécanique des sols de la géotechnique et la maîtrise de logiciel de modélisation ainsi que des connaissances sur technique confortement. L'étude de la stabilisation passe d'abord par la connaissance des caractéristiques du site à étudier. Les données nécessaires pour cerner le problème sont les données topographiques, géométriques et géotechniques du site ainsi sa géologie et son hydrogéologie. Après la collecte des différentes données le choix des méthodes de calculs et les logiciels de modélisation ont un rôle dans le choix de la méthode de confortement.

Le site étudié se situe au lieu-dit front de Mer sur la RN 24 dans la localité d'Azeffoun dans la wilaya de Tizi-Ouzou. La zone d'instabilité en question s'étale sur une longueur 55m et une largeur qui dépasse 34m et une profondeur d'excavation d'environ 24m. Le fait que talus se situe dans une zone fréquentée par des habitations et commerces cela complique l'intervention et toute erreur d'exécution peut conduire à une catastrophe. Du point de vue hydrologie, la topographie marquée par une pente forte, favorise le ruissellement d'eau pluviale, sachant que la région connaît de fortes précipitations durant la saison hivernale donc elle ne favorise pas la cumulation des eaux. Les essais pénétrométriques montrent que le sol est hétérogène détenant un faible pouvoir porteur. Les essais au laboratoire ont montré que le sol est moyennement compressible et non gonflant.

La modélisation du problème a été effectuée en utilisant le logiciel GEO5. La modélisation du massif du sol concerné par le glissement a nécessité l'utilisation de 05 modules de ce logiciel. Ces modules sont Terrain, Slope Stability, Nailed Slope, FEM, Anti-Slide Pile, Sheet Piling Design. Pour la modélisation on a introduit la géométrie du talus après excavations. Celle-ci est localisée par ses coordonnées géométriques. Après introduction des paramètres géotechniques du site une analyse de stabilité de ce dernier et pour chacune des variantes a été effectuée.

A partir des résultats obtenus de l'étude de stabilité on a procédé au choix de la méthode de confortement. Le premier choix a été porté sur le prédimensionnement d'une paroi clouée comme solution pour stabiliser le talus. Cette solution nous a donné un gain de sécurité suffisant. Le clouage des sols, par la mise en place de barres d'acier dans les pentes instables, a montré une efficacité notable pour améliorer la cohésion et la résistance au cisaillement ainsi que la stabilité de la pente, particulièrement dans les sols meubles. Les pieux stabilisateurs, en revanche, sont particulièrement adaptés pour les sols plus complexes ou les situations où les charges importantes doivent être supportées, offrant une robustesse et une durabilité accrues.

Les simulations ont montré que l'utilisation de clous et de pieux peut augmenter significativement le coefficient de sécurité des pentes, souvent au-delà du seuil critique de 1.4, assurant ainsi une

Conclusion

stabilité fiable. Ces modélisations ont également permis de réaliser diverses vérifications, telles que l'analyse de la résistance d'interaction sol-renforcement et la résistance des dispositifs de liaison au parement et autres vérifications.

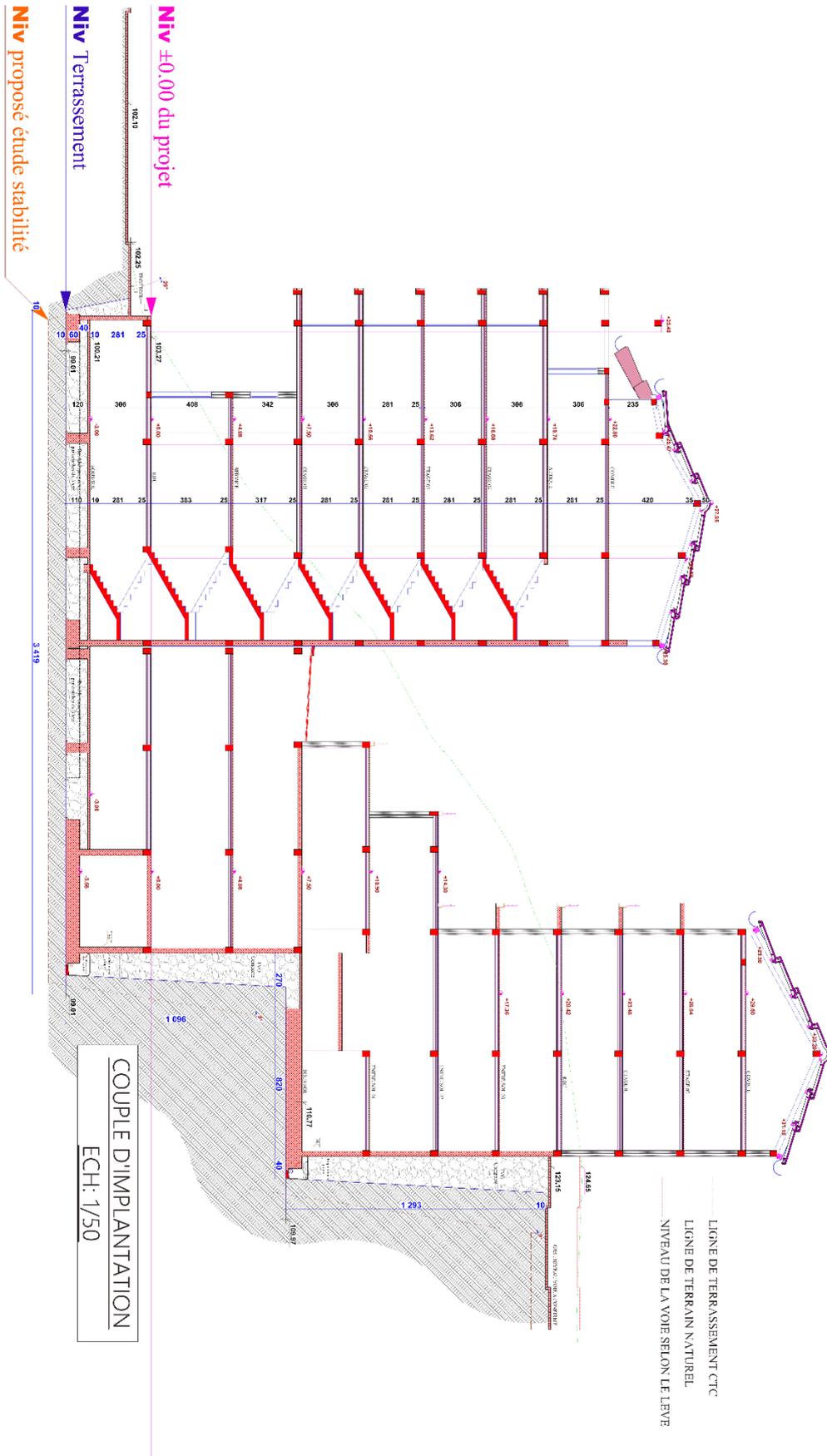
En somme, le recours à ces techniques de confortement constitue non seulement une stratégie judicieuse, mais également une exigence essentielle pour le développement urbain et infrastructurel en Algérie.

Références

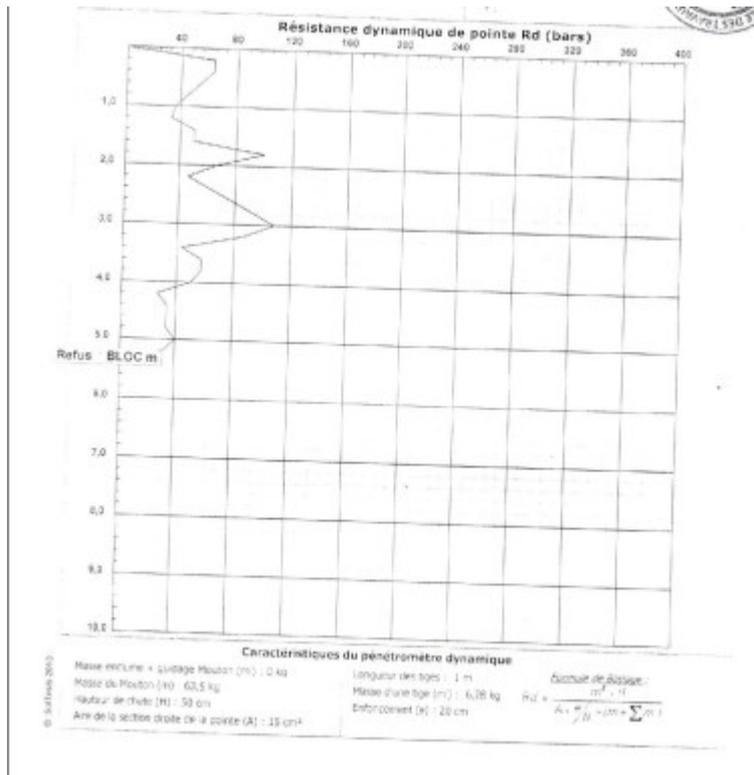
- [1] Les Antilles, terres à risques, Par GEODE Caraïbe · 1999 - pages 82
- [2] Maurice Renard, Yves Lagabrielle, Erwan Martin, Marc de Rafelis, Éléments de géologie, Dunod, 2015, p. 789)
- [3] Construire Parasismique, risque sismique, conception parasismique des bâtiments, réglementation, par Milan Zacek 1996, P.39
- [4] Torrents et rivières de montagne, Dynamique et aménagement, Par Alain Recking, Didier Richard, Gérard Degoutte ·2013, P.27
- [5] Drich Hungr, Serge Leroueil et Luciano Picarelli, « The Varnes classification of landslide types, an update », Landslides (en), 1er avril 2014, P.167-194
- [6] PHYSIQUE DU SOL, par André Musy, Marc Soutter ·1991, P.175
- [7] (En) Susan Y. Schwartz et Juliana M. Rokosky, « Slow slip events and seismic tremor at circum-Pacific subduction zones », Reviews of Geophysics, vol. 45, no 3, 2007
- [8] Soil Liquefaction Web Site », sur depts.washington.edu (consulté le 25 novembre 2017).
- [9] A. Billard, T. Muxart, E. Derbyshire, Y. Egels, M. Kasser, J. Wang, Glissements de terrain induits par les pluies dans les lèss de la Province de Gansou, Chine In Annales de Géographie, Armand Colin, 1992, P.520
- [10] Jean-Maurice Durand, Paul Royet, Patrice Mériaux · 1999, P.159
- [11] Etude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes, Application au glissement de Kenscoff-Mahotièrè (Haïti), Par Berthoumieux Junior Jean · 2012, page 63.)
- [12] Extrait des leçons sur le drainage - Page 11
- [13] Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre Par Danielle Lautrin · 2003 pages 170.)
- [14] A. Collin, Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux, accompagnées de considérations sur quelques principes de la mécanique terrestre, Paris, Carilian-Gœury et Vve Dalmont, 1846, P.182
- [15] Grade.1."def. 2. Whitney, William Dwight, and Benjamin E. Smith. The Century dictionary and cyclopedia vol.3. New York : Century Co., 1901. 2589.
- [16] Géotechnique appliquée aux terrassements. Presses des ponts, par Fauconnier, D, And, Francois, P.145-167)

- [17] Nouveau Dictionnaire du Génie Civil : Tome 06, P.229
- [18] Vingt mille lieux sous les terres, Espaces publics souterrains, par Ivo Frei · 2004 P.82
Claude Resse, Béton projeté, Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures (STRESS), novembre 2008
- [19] Claude Resse, Béton projeté, Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures (STRESS), novembre 2008
- [20] Foundation Design : Principale and Practices“ par Donald P. Conduto, Man-chu Ronald Yeung, William A. Kitch, chapitre 7, discussion détaillée des pieux.)
- [21] “Principales of foundation Engineering“ par Braja M. Das, chapitre 13, sections sur les pieux.
Aymeric de Vigan et Jean de Vigan, Grand Dicobat, 2019, P.864.
- [22] Aymeric de Vigan et Jean de Vigan, Grand Dicobat, 2019, 864 p, soutènement n. m
- [23] Setra, Les ouvrages de soutènement : conception générale, Montligeon, 1998, P.154.
Bâtir, manuel de la construction, Par René Vittone · 2010, P257-258.)
- [24] AFNOR, NF P94-282 (mars 2009) : Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Écrans, Modifié par : Amendement A1 (février 2015) ; Amendement A2 (novembre 2020)
Indice de classement : P94-282, AFNOR, 2009
- [25] Météo et climat : Azazga (Algérie) - Quand partir à Azazga ?" Planificateur a-contresens,
<https://planificateur.a-contresens.net/afrique/algerie/wilaya-de-tizi-ouzou/azazga/2506043.html>.
- [26] Carte géologique au 1/50 000 (AZAZGA – Port Gueydon), feuille 9/24.
- [27] Bishop, A.W. (1955) "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes",
Geotechnique, Great Britain, Vol. 5, No. 1, Mar., pp. 7-17
- [28] Petterson KE (1955) The early history of circular sliding surfaces. Géotechnique P-275-296.

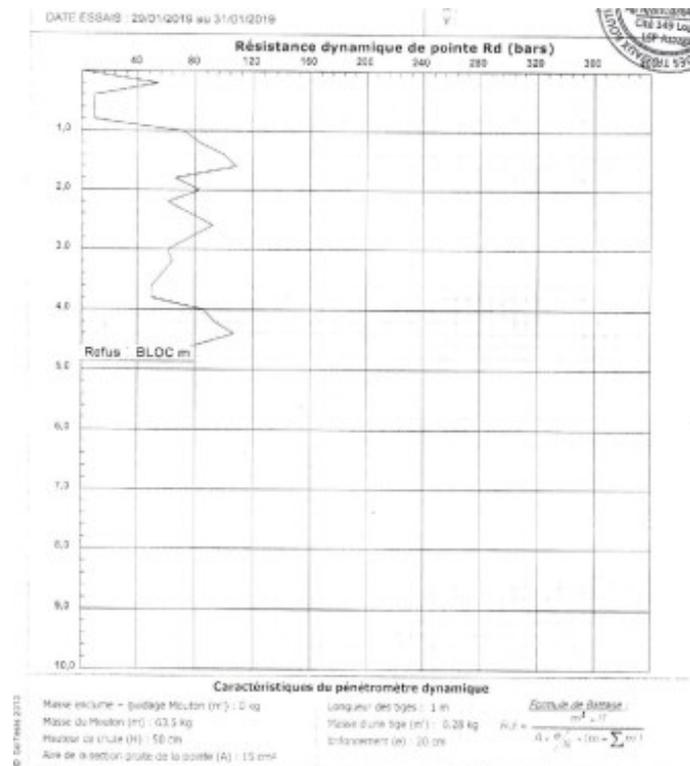
Annexes







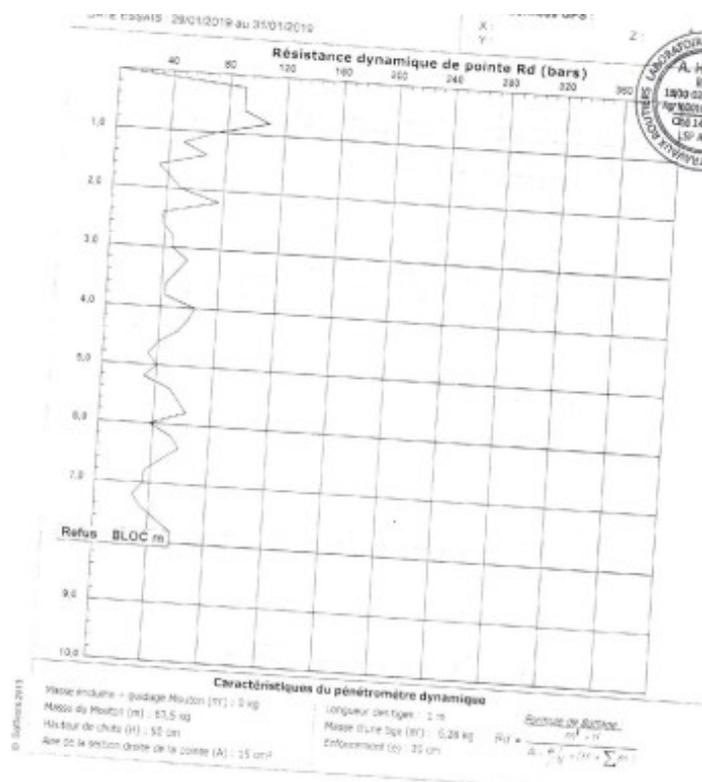
A.4



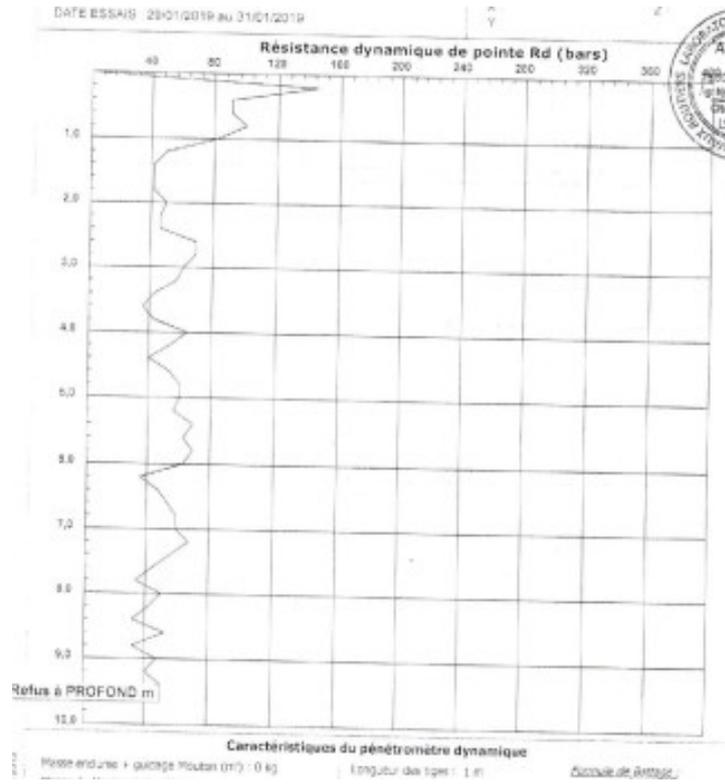
A.5



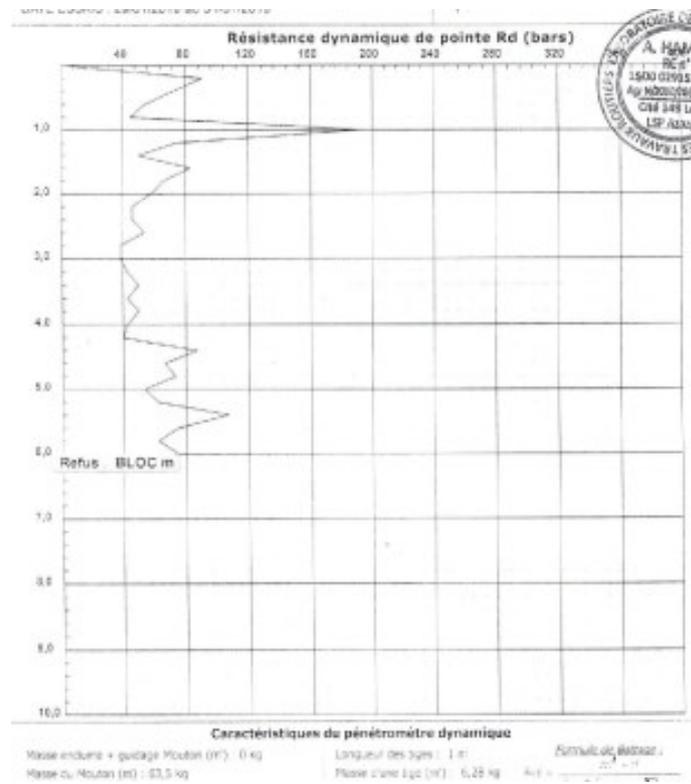
A.6



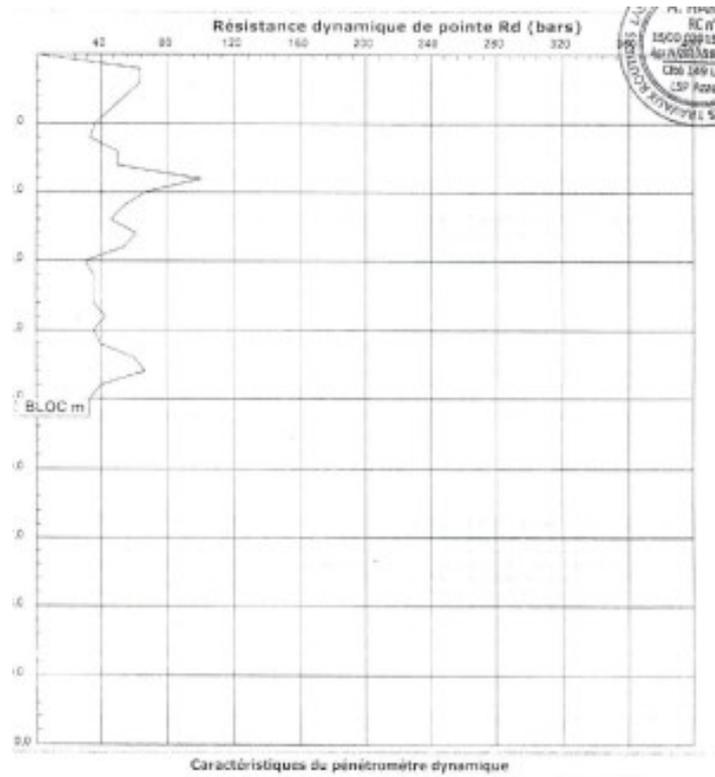
A.7



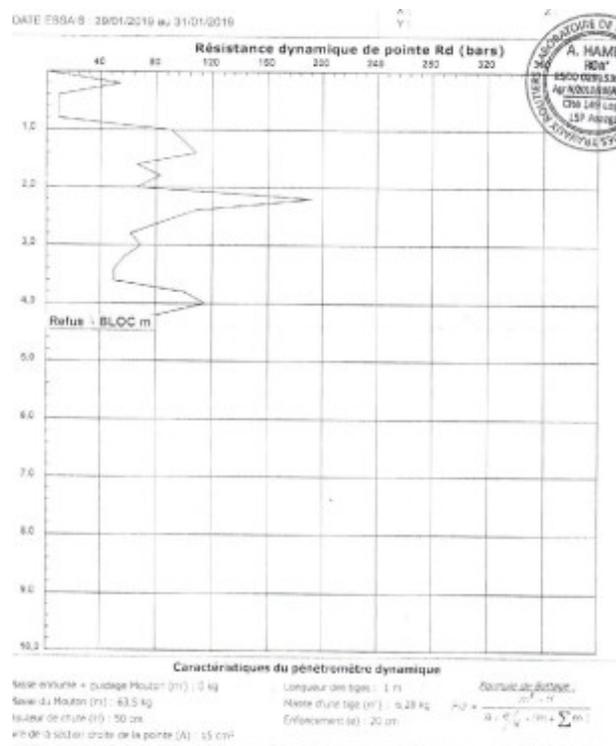
A.8



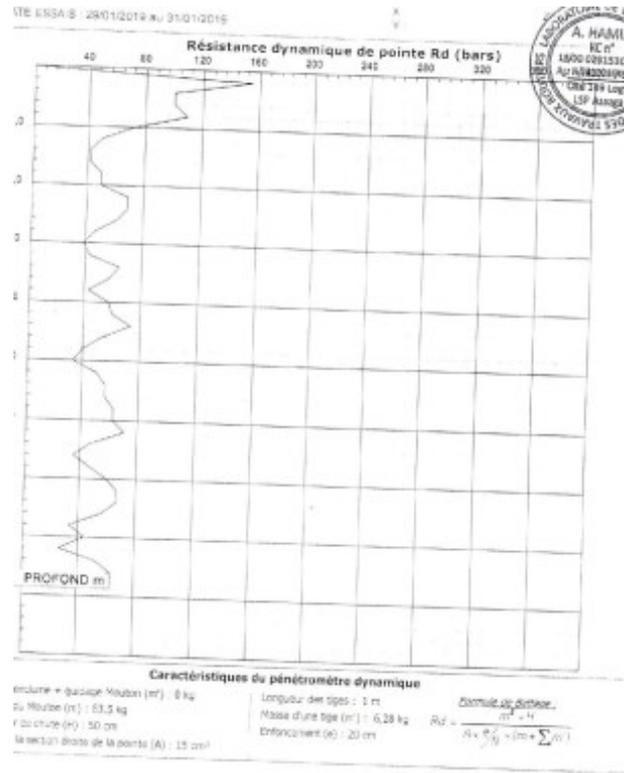
A.9



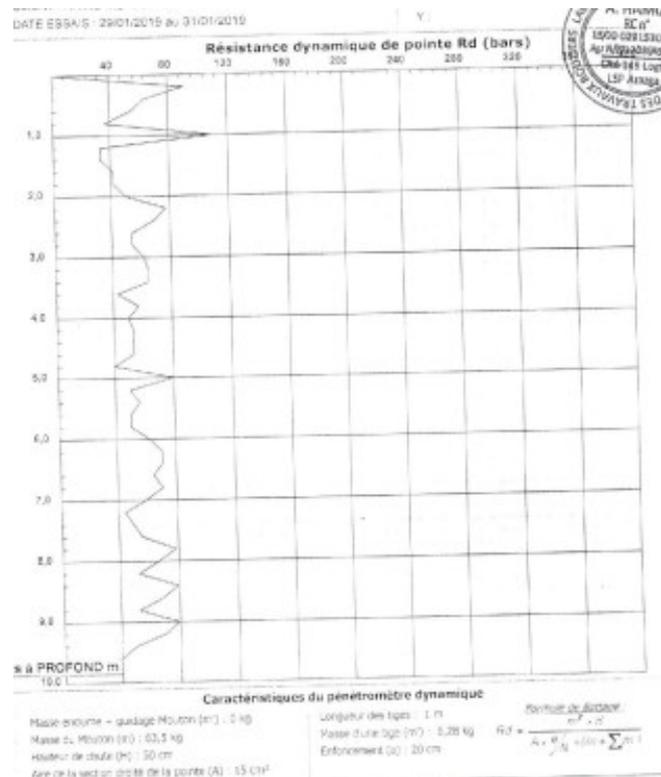
A.10



A.11



A.12



A.13

DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL

Accessoires

Plaque plane – Ecrou droit & Ecrou sphérique

Ø nom [mm]	Référence	L [mm]	E [mm]	D [mm]		Poids [kg]
				Droit	Sphérique	
16	PL 150 ² x8	150	8	24	24	1,3
20				24	41	
16	PL 200 ² x10	200	10	24	24	3,0
20				24	41	
25				34	46	
28				34	52	
20	PL 200 ² x20	200	20	24	41	6,0
25				34	46	
28				34	52	
32				41	58	
32	PL 200 ² x30	200	30	41	58	8,9
40				46	70	
50	PL 250 ² x30	250	30	58	87	13,5
63	PL 300 ² x40	300	40	70	107	26,5

Matériau : Acier S235 MPa (S355 MPa sur demande)

DSI
Système GEWI®

A.16

TREILLIS SOUDÉS DE STRUCTURE												
(NF A 35-080-2 de nuance B500A et/ou de nuance B500B)												
Désignation panneau ADETS	Section S (cm ² /m)	S s (cm ² /m)	E e (mm)	D d (mm)	Abouts AV AR ad ag (mm/mm)	Nb de fils N n	Longueur L Largeur l (m)	Masse nominale (kg/m ²)	Surface 1 panneau (m ²)	Masse 1 panneau (kg)	Colisage	Masse 1 paquet (kg)
ST 15 C®	1,42	1,42 1,42	200 200	6 6	100/100 100/100	12 20	4,00 2,40	2,220	9,60	21,31	70	1492
ST 20®	1,89	1,89 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81	40	1432
ST 25®	2,57	2,57 1,28	150 300	7 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	3,020	14,40	43,49	40	1740
ST 25 C®	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 40	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30	1739
ST 25 CS®	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 20	3,00 2,40	4,026	7,20	28,99	40	1160
ST 35®	3,85	3,85 1,28	100 300	7 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30	1739
ST 40 C®	3,85	3,85 3,85	100 100	7 7	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	6,040	14,40	86,98	20	1740
ST 50®	5,03	5,03 1,68	100 300	8 8	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	5,267	14,40	75,84	20	1517
ST 50 C®	5,03	5,03 5,03	100 100	8 8	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	7,900	14,40	113,76	15	1706
ST 60®	6,36	6,36 2,54	100 250	9 9	125/125 50/50	24 24	6,00 2,40	6,986	14,40	100,60	16	1610
ST 65 C®	6,36	6,36 6,36	100 100	9 9	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	9,980	14,40	143,71	10	1437

A.17

Diamètre nominal mm	Section nominale mm ²	Masse linéique nominale kg/m
4	12,6	0,099
4,5	15,9	0,125
5	19,6	0,154
5,5	23,8	0,187
6	28,3	0,222
6,5	33,2	0,260
7	38,5	0,302
7,5	44,2	0,347
8	50,3	0,395
8,5	56,7	0,445
9	63,6	0,499
9,5	70,9	0,556
10	78,5	0,617
11	95	0,746
12	113	0,888
14	154	1,21
16	201	1,58
20	314	2,47
25	491	3,85
28	616	4,83
32	804	6,31
40	1257	9,86
50	1963	15,40

A.18

Action		Symbole	Ensemble	
			A1	A2
Permanente	Défavorable	γ_{Gsup}	1,35	1,0
	Favorable	γ_{Ginf}	1,0	1,0
Variable	Défavorable	γ_{Qsup}	1,5	1,3
	Favorable	γ_{Qinf}	0	0

A.19 (Facteurs Partiels Pour les Actions)

Paramètres du sol	Symbole	Ensemble	
		M1	M2
Angle de frottement interne ^a	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Cohésion effective	γ_c	1,0	1,25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,0	1,4
Poids volumique	γ_r	1,0	1,0

a Ce facteur est appliqué à $\tan \phi$.

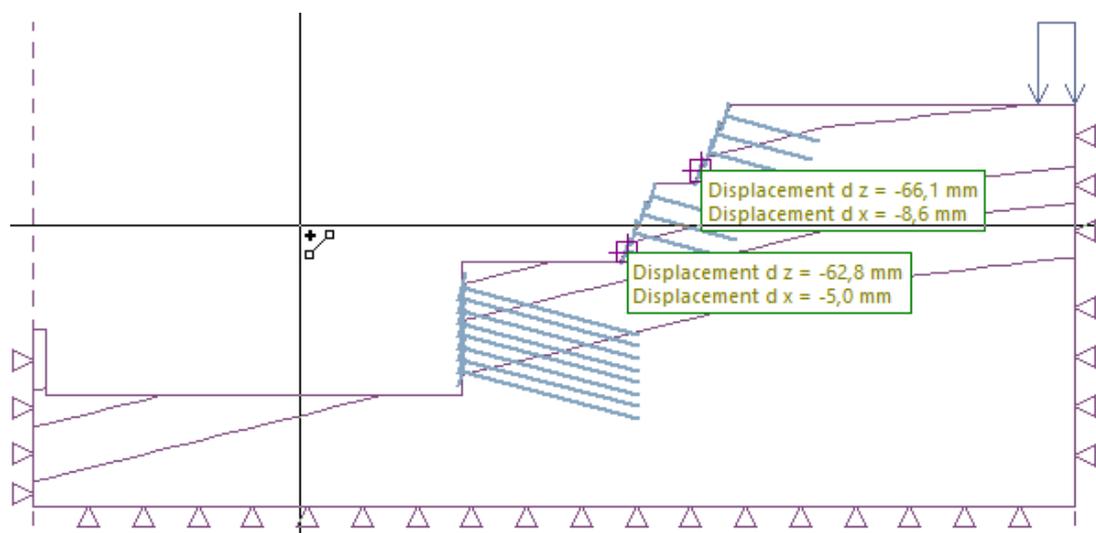
A.20 (Facteurs Partiels Pour les Paramètres de Sols)

Propriétés	Symbole	Ensemble	
		M1 ^a	M2 ^b
Limite d'élasticité f_y	M0	1,0	1,0
Rupture en traction f_u	γ_{M2}	1,25	1,25
a Stabilité interne.			
b Stabilité mixte.			

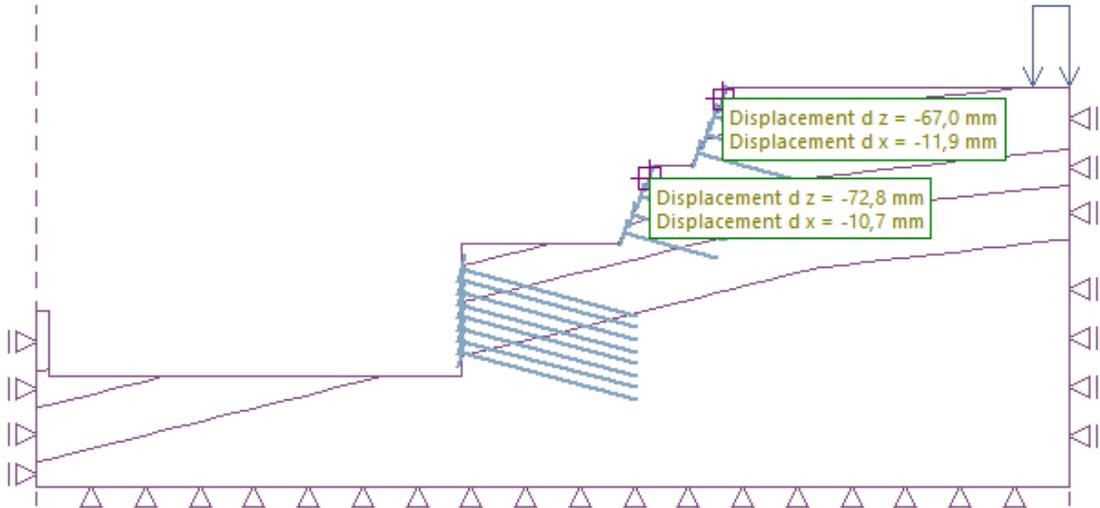
A.21 (Facteurs Partiels Pour les Éléments de Renforcement)

Résistance	Symbole	Ensemble	
		M1 ^a	M2 ^b
μ ^c tiré d'une base de données documentée	M1f	1,35	1,1
q_s ^d déduit d'essais d'arrachement	γ_{M1f}	1,4	1,1
a Stabilité interne.			
b Stabilité mixte.			
c Interaction sol-renforcement τ_{max} pour les ouvrage en remblai renforcé.			
d Interaction terrain-clou τ_{max} pour les massifs cloués.			

A.22 (Facteurs Partiels de la Résistance d'interaction)



A.23



A.24



A.25