

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE
L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Présenté par :

M^{elle} : Tamsaouit Cylia

M^{elle} : Hamdouche Ibtissem

En vue de l'obtention du diplôme de Master en :

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Etude comparative d'un glissement de terrain avant et après traitement du sol

Devant le jury composé de :

- Belmihoub Hassen MCA Président
- Mohamadi Saddika MAA Examinatrice
- Saoudi Nacira MCB Encadrant

Année Universitaire 2022/2023

Remerciements

*Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à Dieu Le Tout puissant qui grâce à son aide nous avons terminé ce modeste travail Nous tenons à remercier chaleureusement notre promotrice **Dr Saoudi Nacira** son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de préparation de ce mémoire et nous remercions également l'honorable jury qui a bien voulu examiner notre travail*

*Nous remercions la chef de département **Mme Mohamadi. S**, maître assistant à la faculté ST de l'université de Bouira. Je remercie à l'ensemble des techniciens de laboratoire mécanique des sols et toute l'équipe pédagogique de l'université **AKLI MOHAND OULHADJ** de Bouira*

*Nous remercions aussi le laboratoire de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction, de Bouira, particulièrement monsieur chef de service **Azzi Lakhdar** de nous avoir accueillis pendant notre période de stage.*

*Nous remercions aussi le laboratoire de LCTP de Bouira particulièrement monsieur **Bourras Saïd** et **Mme Amghar***

Je tiens à remercier particulièrement tous les membres du Département de Génie Civil Pour leurs soutiens et leurs aides Nous tenons à exprimer nos reconnaissances et nos gratitude à toutes celles et tous ceux qui nous ont aidés dans la préparation de ce travail.

Dédicace

Je dédie mon travail :

A mes chers parents Belkacem et Linda qui m'ont beaucoup aidé et sont sacrifiés, pour mon bien et qui m'ont encouragé et soutenu tout au long de mon parcours, long de ma vie et mes études qu'Allah vous préserve et vous donne santé et long vie

A ma chère sœur Naoual Je leur souhaite un avenir meilleur, plein de bonheur et de réussite.

A ma compagne Amel, Souhila, Yacine, Farida, Hussam et Nassima

A toute ma famille Tamsaouit sans exception qui me souhaite un avenir prospère, en particulier mes grands-parents dieu paix leurs âmes.

Sans oublier mes camarades de la promotion génie civil.

Merci à tous

Tamsaouit Cylia

Dédicace

Je dédie mon travail à mes chers père **Athman** et mère et mon fiancé, qu'ont déployé les efforts les plus profonds pour réussir ce voyage scientifique.

A mes chères sœurs Soumia, Chaima et Malak et mes frères Zakaria et Iyad Je leur souhaite un avenir meilleur, plein de bonheur et de réussite.

Je remercie également tous les membres de ma famille **Hamdouche** et **Korichi**, chacun en son nom, sa description et son statut. ne oublie pas tous mes amis à l'intérieure et à l'extérieur du domaine d'étude

Merci à tous

Hamdouche Ibtissem

Résumé

Parmi les phénomènes majeurs de la géotechnique, l'instabilité des sols à savoir le glissement. Ce dernier est provoqué soit des capacités de chargement élevées qui dépassent la capacité portante soit par le type de sol qui sont actives ou par talutage. Des techniques de renforcement mécaniques ou d'amélioration des propriétés géotechniques de sol sont poussées dans des travaux de recherches actuellement. Nous avons traité un cas de glissement sis à Bouira par ajout 10% de la boue, ensuite modélisé par logiciel GEO5 afin d'optimiser l'aptitude de la modification sur le rayon de glissement, le coefficient F_s ou sur l'ensemble de l'assiette de glissement.

Mots clé : sol, renforcement, la modification, la Boue, amélioration, modélisations, GEO5, glissement.

الملخص

من بين الظواهر الرئيسية الجيوتقنية، عدم استقرار التربة أي الانزلاق، هذا الأخير ناتج عن اما عن قدرة التحميل العالية التي تتجاوز قدرة التحمل او بسبب نوع التربة النشطة المنحدرة يتم دفع تقنيات التعزيز الميكانيكي تحسين الخصائص الجيوتقنية للتربة في العمل البحثي حاليا. GEO5 لقد عالجت حالة الانزلاق الموجودة في البويرة بإضافة 10% من الطين ثم تم تصميمها بواسطة من أجل تحسين ملاءمة برنامج

التعديل على نصف قطر الانزلاق أو المعاملFs أو على اللوحة المنزلقة بأكملها

الكلمات المفتاحية: تربة، تقوية، تعديل، طين، تحسين، النمذجة، GEO5 انزلاق،

Abstract

Among the major phenomena of geotechnics, the instability of the soil, namely sliding. The latter is caused either by high loading capacities that exceed the bearing capacity or by the type of soil that are active or by sloping. Techniques of mechanical reinforcement or improvement of the geotechnical properties of the soil are being pushed in research work currently. We treated a slip case located in Bouira by adding 10% of the mud, then modeled by GEO5 software in order to optimize the aptitude of the modification on the slip radius, The coefficient F_s or on the whole of the sliding plate.

Keywords: soil, reinforcement, modification, Mud, improvement, modeling, GEO5, sliding

Sommaire

Introduction generale	1
I.1. Méthode des éléments finis	3
I.2. La méthode des tranches	3
I.3. Méthode des tranches de Fellenius	3
I.4. Méthodes des tranches de Bishop	5
I.5. Les modes de renforcement du sol	6
I. 5.1. Introduction	6
I.5.2. Les renforcements mécaniques	7
I.5.3. Les renforcements physico-chimiques des sols	24
I.5.3.1. Traitement des Sols par les Nanomatériaux	24
I.5.3.2. Traitement des sols par les Fibres	28
I.5.3.3. Traitement des sols par des Polymères	31
II .Etude expérimentale	36
II.1. Introduction	36
II .2. Matériaux utilisés et leurs caractéristiques.....	36
II .2.1. La base de données initiale	36
II .3 .Essai de cisaillement direct	41
II .4. LOGICIEL GEO5	43
II .4.1. Etapes d'applications sur GEO5	44
II.5. Présentation des résultats	59
II .6. Modélisation avec logiciel GEO5	61
Conclusion générale	70

Liste des figures

Figure I. 1: Détail des tranches.	4
Figure I. 2: Classification des ouvrages de soutènements d'après le mode de reprise (nov 1977)	7
Figure I. 3: Modes de la rupture des ouvrages de soutènements (François Schlosser, 10 nov 1977).	8
Figure I. 4: Mur en T renverse. (-les-murs-de-soutènement ,2013)	8
Figure I. 5: Mur en contrefort.	8
Figure I. 6: Les murs du mur en contreforts (-les-murs-de-soutènement ,2013)	9
Figure I. 7: Mur consolidé (Rénovation Maçonnerie .10 Juillet 2017)	9
Figure I. 8: Sollicitation du mur de soutènement. (-les-murs-de-soutènement ,2013)	10
Figure I. 9: Diagramme des forces du mur de soutènement.	10
Figure I. 10: Coupe transversale schématique du mur de soutènement	11
Figure I. 11: Poussée des terres à la p. (-les-murs-de-soutènement ,2013)	11
Figure I. 12: Mur en T avec talus incliné fini. (-les-murs-de-soutènement ,2013)	13
Figure I. 13: Mur en T avec une charge uniforme infinie sur le Terre-plein. (2013)	13
Figure I. 14: Mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein (2013)	13
Figure I. 15: Exemple de disposition de la charge (les-murs de soutènement ,2013)	14
Figure I. 16: Les cinq grands types de renforcement	17
Figure I. 17: procédure de réalisation (Fabien Borsellino, 18 Mai 2021)	18
Figure I. 18: Disposition typique des clous de sol.	18
Figure I. 19: Détails typiques d'une plaque de tête de clou de sol (Lazarte and all, 2015)	18
Figure I. 20: Zones active et dans un mur en sol cloué résistante (François Schlosser, 10 nov 1977)	19
Figure I. 21: Mécanismes de ruine d'un massif cloué. (Fabien Borsellino, 18 Mai 2021)	19
Figure I. 22: Différents types de surface de rupture potentielle.	20
Figure I. 23: Schéma des efforts dans un ouvrage, cas de stabilité d'un sol cloué.	20
Figure I. 24: Système sol- clou, travaillant en traction simple.	21
Figure I. 25: Analyse élasto-plastique d'un clou long travaillant en traction, cisaillement et flexion. ..	22
Figure I. 26: Modèle de laboratoire et croquis schématique de la pente en terre cloué. (2023)	22
Figure I. 27: Modèle de laboratoire et croquis schématique de la pente en terre cloué.(2023)	23
Figure I. 28: Glissement plan du massif renforce et stable	23
Figure I. 29: L'aptitude d'affaissement des sols traités avec différents (Johari et al ,2022)	26
Figure I. 30: Cohésion et angle de frottement des sols traités avec nano matériaux	27
Figure I. 31: L'aptitude d'affaissement des sols traités avec de la fibre (Bakir et al 2017)	29
Figure I. 32: Paramètres de résistance au cisaillement des sols traités avec des matériaux fibreux.	30
Figure I. 33: a) L'aptitude d'affaissement b) cohésion des sols traités (M. Ayeldeen, 2017)	Erreur ! Signet non défini.
Figure I. 34: Cohésion et angle de frottement des sols traités (H. Dehghan, 2019).	33

Figure I. 36: L'effet de la mousse de polyuréthane sur les paramètres (A.S. Abdulrasool, 2021).	33
Figure II. 1: Situation de zone de glissement de profile 01.	37
Figure II. 2: Situation de zone de glissement de profile 02.	39
Figure II. 3: Exemple d'un échantillon cisailé.	42
Figure II. 4: levé topographie de site	44
Figure II. 5: exporter les données	45
Figure II. 6: Apres l'exportation	45
Figure II . 7: Un fichier en 3D	46
Figure II. 8: Sélectionner les objets	46
Figure II. 9: Registrée le travail	46
Figure II . 10: Découper tous les objets et garder point	47
Figure II . 11: Dessin et Visualisation 3D	47
Figure II. 12: les coordonnées X, Y et Z	47
Figure II. 13: sortir les données sur un fichier externe Excel	48
Figure II. 14: Commande Fin	48
Figure II. 15: les coordonnées X,Y,et Z en EXCEL	48
Figure II. 16: les coordonnées X,Y,et Z en Blok –notes	49
Figure II. 17: Logiciel Terrain	49
Figure II. 18: Importée les données de fichier Bloc Note	49
Figure II . 19: les points de terrain	50
Figure II . 20: Générer le terrain	50
Figure II . 21: L'identité de projet	50
Figure II. 22: Le nombre des coordonnées existantes	51
Figure II . 23: les différent couche de terrain	51
Figure II . 24: Renommer les couches	52
Figure II . 25: Placer les couches dans le dessin	52
Figure II. 26: Les coordonnées de sondage	53
Figure II . 27: Les coordonnées de sondage et les profondeurs des couches	53
Figure II . 28: Le terrain en 3D	54
Figure II . 29: Le dessin de la coupe A-A '	54
Figure II . 30: Les coordonnées x, y et z de chaque point (A et A ')	55
Figure II . 31: Ajouter les coordonnes des deux points (A et A ')	55
Figure II . 32: Model Slope Stability	56
Figure II . 33: Les Interfaces	56
Figure II. 34: la charge routière	57
Figure II . 35: La direction de glissement.	57

Figure II. 36: La commande “ Lanche“ pour l’analyse	58
Figure II . 37: Le rapporte des résultats	58
Figure II. 38: L’essai de cisaillement à la boîte du sol 01 avec 10%boue a l’état sec.	59
Figure II . 39: Sol 01 avec 10% boue à l’état sec.....	59
Figure II. 40: Caractéristiques mécanique de sol 01.	60
Figure II. 41: L’essai de cisaillement à la boîte du sol 02 avec 10%boue à l’état sec.	60
Figure II. 42: Profil 02 modifier avec 10% boue a l’état sec.....	61
Figure II. 43: Caractéristiques mécanique de profil 02.....	61
Figure II. 44: La couche faible pour profile 01.	62
Figure II. 45: Profile 01 avant modification.	63
Figure II. 46: Profile 01 après modification avec 10%à sec.....	64
Figure II. 47: Profile 01modifier avec 10%boue+ω.....	64
Figure II. 48: Le développement de rayon de glissement par des modifications profile 01	65
Figure II. 49: La surface occupe par le rayon de glissement avant modification profile 01.....	65
Figure II. 50: La surface occupe par le rayon de glissement après la modification 10% la boue	65
Figure II. 51: Surfaces de occupe par le rayon glissement après 10% de la boue humide	66
Figure II. 52: La couche faible pour profile 02.	66
Figure II . 53: Profile 02 avant modification.	67
Figure II. 54: Profile 02 modifié par 10% de boue.	67
Figure II. 55: Profile 02 modifié avec 10%boue+ω	68
Figure II . 56: Le développement de rayon de glissement par des modifications profile 02.....	68
Figure II . 57: Surfaces occupé par le rayon de glissement avant la modification sol 02.....	69
Figure II. 58: Surfaces occupe par le rayon de glissement après 10% de la boue.....	69
Figure II. 59: Surfaces occupe par le rayon de glissement après modification boue humide.....	69

Liste de tableaux

Tableau 2 : Les paramètres géotechniques des coches à l'état naturel sol 01	38
Tableau 3 : Les caractéristiques physiques	38
Tableau 4 : Les caractéristiques mécaniques	38
Tableau 5 : les paramètres géotechniques des couches à l'état naturel de sol 02	40
Tableau 6 : Les caractéristiques physique à l'état naturel de sol 02.....	40
Tableau 7 : Les caractéristiques mécaniques à l'état naturel de sol 02	40
Tableau 8 : les résultats de cohésion et l'angle de frottement de sol 01	59
Tableau 9 : les résultats de cohésion et l'angle de frottement de sol 02	60

Liste des abréviations

C : Cohésion effective.

Φ : Angle de frottement interne effectif.

γ : Poids volumique du sol.

K_a : Coefficient de poussées active des terres au repos.

G_o : Poids propre du mur.

G : Poids des terres sur la semelle avant.

G_2 : Poids des terres sur la semelle arrière.

PG : Résultantes de la poussée de terres soutenues.

PQ : Résultante de la poussée due à la charge d'exploitation.

PB : Résultante de la butée des terres à l'avant du mur.

γ_h : Poids volumique humide.

γ_d : Poids volumique sec.

γ_s : Poids volumique des grains solide.

R : Réaction du sol sous la semelle.

W : Teneur en eau.

σ_{ref} : La contrainte verticale (de référence).

A_o : La surface initiale.

T : L'effort de cisaillement.

A' : La surface cisailée.

τ : La contrainte De cisaillement.

σ : La contrainte normale.

WL : Limite de liquidité.

Wp: Limite de plasticité.

I_p : L'indice de plasticité.

I_c : L'indice de consistance.

INTRODUCTION

Introduction generale

A travers les conditions géologiques de notre pays, des sols inadaptés apparaissent les limitations en termes de résistance au cisaillement et au glissement sont Rencontre souvent. Le glissement de terrain est un phénomène de relief qui se produit dans de nombreuses régions du globe. Ils présentent un risque important pour la population, car ils peuvent affecter les marchandises et dans certains cas provoque des catastrophes. Il est donc nécessaire d'améliorer ces sols afin qu'il peut être utilisé pour la construction. Ces limitations peuvent être obtenues en Améliorer les caractéristiques géotechniques des sols en utilisant plusieurs modes (physico-chimique et/ou mécaniques), donc intéressé à la stabilisation des sols.

Pour choisir un de ces modes dépend de plusieurs paramètres, par exemple : là les considérations économiques, la nature du sol à améliorer et la durée de l'opération, Disponibilité des matériaux utilisés et conditions environnementales.

Notre mémoire compose de deux chapitres :

Après l'introduction générale ; le premier chapitre présente les différents méthodes calcul de coefficient de sécurité de la stabilité d'un terrain (Méthode des éléments finis, la méthode des tranches, Méthode des tranches de Fellenius et Méthodes des tranches de Bishop). Ensuite les différents modes de renforcements d'un sol (Les ouvrages de soutènements, clouages et autre renforcement, traitement physico-chimique du sol).

Le deuxième chapitre est une étude expérimental pressons la base des données et l'essai du cisaillement sur les différents sols en laboratoire pour définit les caractéristiques après traitement du sol), ainsi que une formation sur logiciel GEO5. Ensuite on fait la comparaison et la modélisation numériques avec logiciel GEO5.

On fin ; nous avons tiré la conclus.

Chapitre I :
Synthèse
bibliographique

I.1. Méthode des éléments finis:

La discrétisation par la méthode des éléments fini de la pente verticales en éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique et aux variables propriétés physique dans l'espace. Cette méthode ne prend pas en compte la notion de coefficient de sécurité et propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds de l'élément. Les calculs peuvent être effectués par n'importe quel programme général d'éléments finis ou en utilisant des logiciels spécialisés pour la modélisation géotechnique tels que Plaxis, César, Crip.

I.2. La méthode des tranches :

Grâce à Peterson (1916), c'est une méthode suédoise qui a connu plusieurs adaptations au fil des ans, par exemple développée par Fellenius en 1927 pour les interruptions cycliques, par Bishop en 1954, et enfin étendue aux interruptions acycliques. Circulaire de Nouveiller 1956, la méthode de tranche consiste à diviser un volume instable en un certain nombre de tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de fracture sous les efforts et moments requis. En général, cette approche permet de prendre en compte la plus grande complexité : surfaces de terrain de toute forme, surfaces de fracture non circulaires, hétérogénéité du terrain, efforts extérieurs éventuels (charges supplémentaires sur les pentes, etc.), écoulement des eaux souterraines. Il est alors bien adapté aux études de pentes naturelles souvent complexes.

I.3. Méthode des tranches de Fellenius :

C'est la méthode d'analyse la plus simple pour la stabilité des pentes. Considérons une pente constituée de plusieurs couches de sol aux caractéristiques différentes : c_i , i et γ_i . Fellenius suppose que la ligne de glissement est circulaire et nous voulons vérifier la stabilité. La méthode consiste à découper le volume du terrain considéré (inclus dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches délimitées par des plans verticaux. La découpe des couches se fait de manière à ce que l'intersection du cercle glissant et de la frontière de la couche corresponde à la frontière entre les deux tranches. Prenons l'exemple de l'étude d'équilibre d'une tranche (ABCD), les forces agissant sur la tranche sont les suivantes

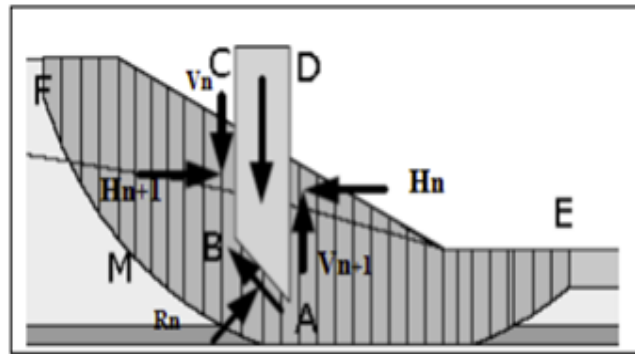


Figure I. 1: Détail des tranches.

Le poids est représenté par W , pour la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB est noté R_n ,

De même la décomposition des réactions sur les faces verticales AD et BC en réactions horizontales H_n et H_{n+1} en réactions verticales V_n et V_{n+1} ce sont les forces inter tranches,

Vis à vis du centre de glissement défini par O , il y a un moment moteur (poids des terres W , de l'eau interstitielle et des surcharges éventuelles, qui tendent à provoquer le glissement). Pour les moments résistants (des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche).

Le coefficient de sécurité est donné par le rapport :

$$FS = \frac{\sum EF \text{ des moments résistant maximum}}{\sum EF \text{ des moments moteurs}} \quad (1)$$

Les forces inter-tranches est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W , qui est décomposé en deux forces, l'une normale à AB (NN) et l'autre tangentielle (TN).

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fournis par la valeur maximale que peut prendre

En considérant la somme des moments sur tout l'arc EF , on constate que la somme des moments la composante tangentielle de R_n , d'après la loi de coulomb, elle s'écrit :

$$(R_n)_t = C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_i \quad (2)$$

- La somme des moments pour toutes les tranches est :

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

Avec :

m : nombre total de tranches,

c_i et Φ_i : cohésion et angle de frottement de la couche dans laquelle est situé AB.

- L'expression du coefficient de sécurité FS se réduit à :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} T_n}$$

En remplaçant AB, N_n et T_n dans la formule (4) on obtient :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} w \cdot \sin \alpha} \quad (2)$$

Dans le cas de l'existence de la nappe (B. Hubert et al, 2003) ; le coefficient FS est donné par :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left(C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \left(w \cos \alpha_i - \frac{u_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \Phi_i \right)}{\sum_{i=1}^{i=n} w \cdot \sin \alpha} \quad (3)$$

Avec : $u = Z_w \cdot w$

u: Pression interstitielle.

Z_w : hauteur d'eau.

W : poids volumique de l'eau.

I.4. Méthodes des tranches de Bishop :

a .Méthode simplifiée :

La méthode de Fellenius a été améliorée en 1954 par Bishop, et ceci en considérant que pour tout tranche étudiée, $V_n - V_{n+1} = 0$ ce qui permet d'envisager les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité FS, s'exprime par cette méthode comme suit :

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^{i=n} w \sin \alpha_i} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(w_i - u_i \cdot b_i) \tan \Phi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \Phi_i}{FS}} \quad (4)$$

Tous les termes sont connus, et FS est calculé par itérations successives. La valeur de la première itération est FS₀, qui est le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. La méthode de Bishop simplifiée

Est généralement utilisée pour le traitement informatique. Nous avons vu comment **calculer** le coefficient de sécurité FS d'un cercle a priori. Pour connaître le vrai FS d'une pente il faut définir le

Cercle donnant le minimum de FS, en effet le long de cette surface de glissement des fractures se produiront.

b. Méthode détaillée :

Cette méthode a été publiée en 1955 par Bishop nommée méthode détaillée, elles permettent de calculer le coefficient de sécurité en tenant compte des sollicitations (V_i, V_{i+1} et H_i, H_{i+1} des réactions sur les tranches verticales). Le coefficient de sécurité (FS) est donné par la formule générale :

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n w \sin \alpha_i} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(w_i - u_i \cdot b) \tan \Phi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \Phi_i}{FS}} \quad (5)$$

U : pression interstitielle agissante sur l'arc.

C : cohésion effective

Φ : angle de frottement interne effectif.

I.5. Les modes de renforcement du sol :

I. 5.1. Introduction:

En principe, le renforcement des sols consiste à associer le sol à des éléments résistants pour former des matériaux composites. Après avoir présenté les différents types de renforcement et les techniques correspondantes, nous étudions le comportement fondamental entre le sol et les éléments de renforcement, qui est commun à toutes les techniques de sol renforcé. Avant de discuter de chaque technique plus en détail, quelques principes généraux de conception concernant les calculs d'état limite (ELU) et d'aptitude au service (ELS), les facteurs de sécurité partiels et la durabilité sont introduits.

I .5.2. Les renforcements mécaniques:

1. Les ouvrages de soutènements:

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c’est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. (François SCHLOSSER (10 nov 1977) dit, dans ce dernier cas, qu’il s’agit d’un ouvrage de soutènement en déblai. L’effort de poussée exercé par le massif de terre retenu (cf. article Ouvrages de soutènement. Poussée et butée [C 242]) peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

La poussée est reprise par le poids de l’ouvrage de soutènement, encastrement de l’ouvrage de soutènement et par des ancrages.



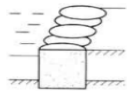
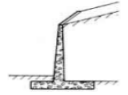


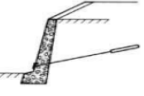
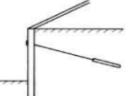
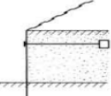
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l’ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

Figure I. 2: Classification des ouvrages de soutènements d’après le mode de reprise de la poussée ; (François SCHLOSSER, 10 nov 1977)

2. Les modes de rupture des ouvrages de soutènements

Cinq modes de rupture, illustrés à la (figure 2) peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

La figure(a) schématise le glissement a la base de l’ouvrage, pour le renversement c’est la figure (b).le sol de fondation subit un poinçonnement cas de la figure (c). Pour un glissement majeur qui englobe l’ouvrage, il est représenté en figure (d). La figure (e) montre la rupture des éléments structuraux ;

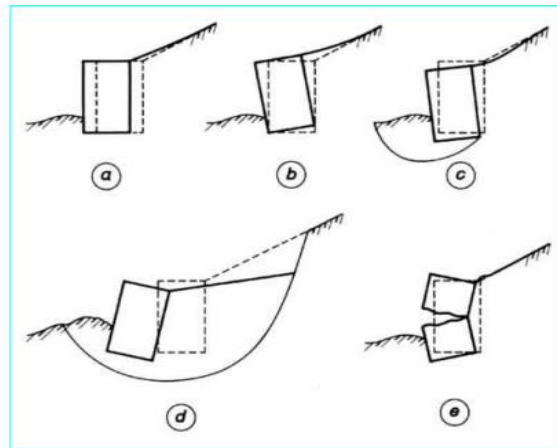


Figure I. 3: Modes de la rupture des ouvrages de soutènements (François Schlosser, 10 nov 1977).

3. Les murs en béton armée

a. Mur en T renverse

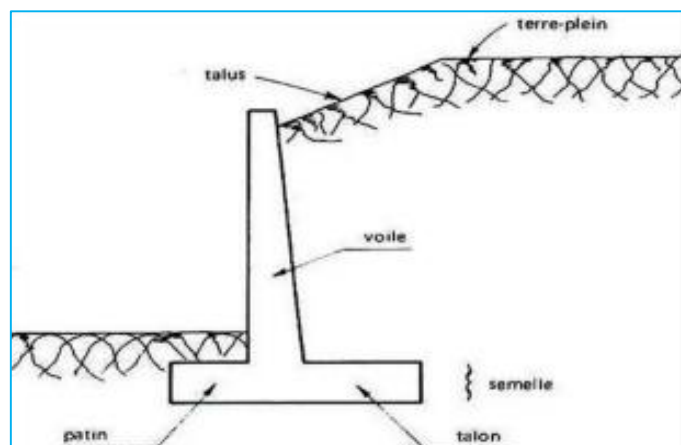


Figure I. 4: Mur en T renverse. (les murs de soutènement ,2013)

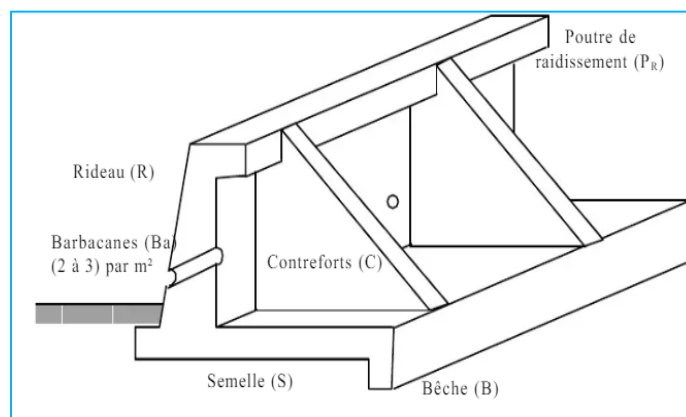


Figure I. 5: Mur en contrefort.

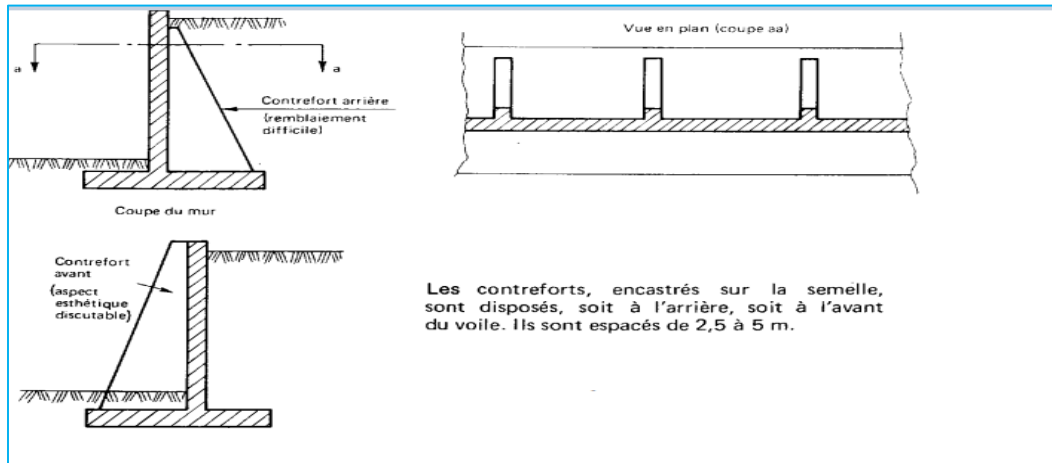


Figure I. 6: Les murs du mur en contreforts (-les-murs-de-soutènement ,2013)

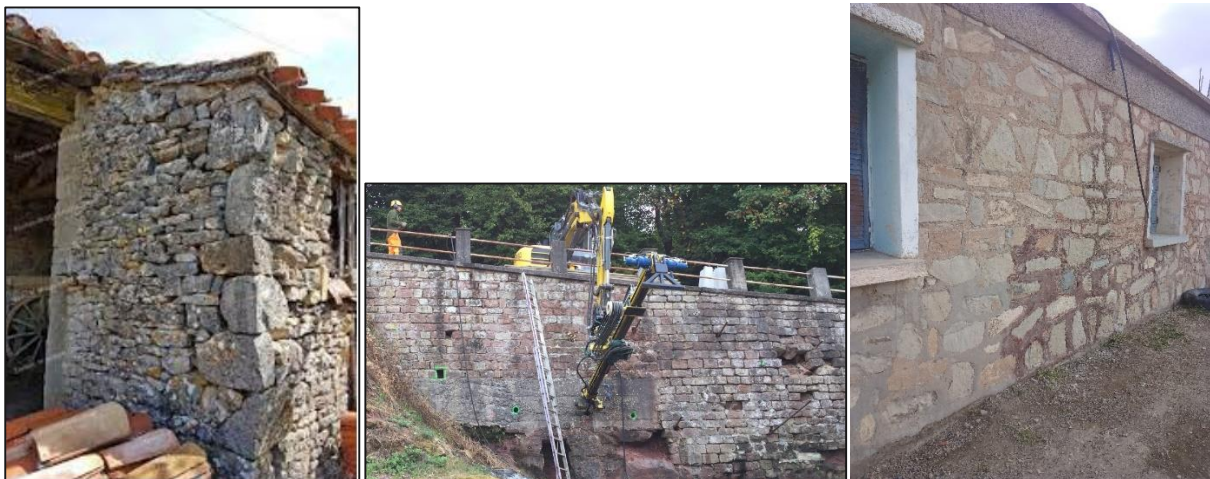


Figure I. 7: Mur consolidé (Rénovation Maçonnerie .10 Juillet 2017)

a. Force agissantes ;

G_0 : Poids propre du mur ;

G_1 : Poids des terres sur la semelle avant ;

G_2 : Poids des terres sur la semelle arrière ;

Q : Charge d'exploitation sur les terres soutenue par le mur ;

PG : Résultante de la poussée des terres soutenues ;

PQ : Résultante de la poussée due à la charge d'exploitation ;

PB : Résultante de la butée des terres à l'avant du mur ;

R : Réaction du sol sous la semelle ;

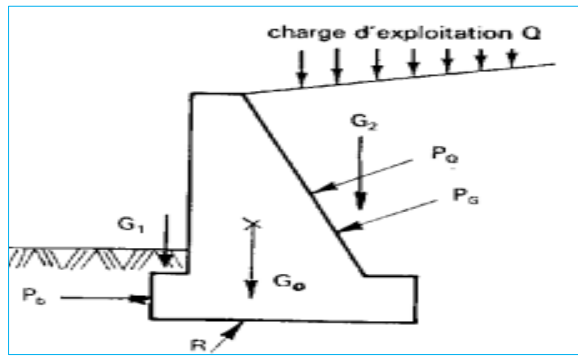


Figure I. 8: Sollicitation du mur de soutènement. (-les-murs-de-soutènement ,2013)

- Poids propre du mur : $G_0 = 25.V_0$. Avec V_0 : volume du mur.
- Poids propre des terres : $G_{1,2} = \gamma.VT$. Avec VT : volume des terres.
- Force due à la poussée des terres.

b. Calcul des poussées des terres sur les murs de soutènement :

Les principes de calcul des pousses des terres à partir de données sur les valeurs des propriétés du sol .Il y a trois approches différentes existant en pratique : la théorie de Rankine ; la théorie de Boussinesq et la théorie de Coulomb

Pour la sécurité de l'ouvrage ; l'hypothèse est de considérer des sols Pulvérulents (de cohésion pris égale à zéro (0)).

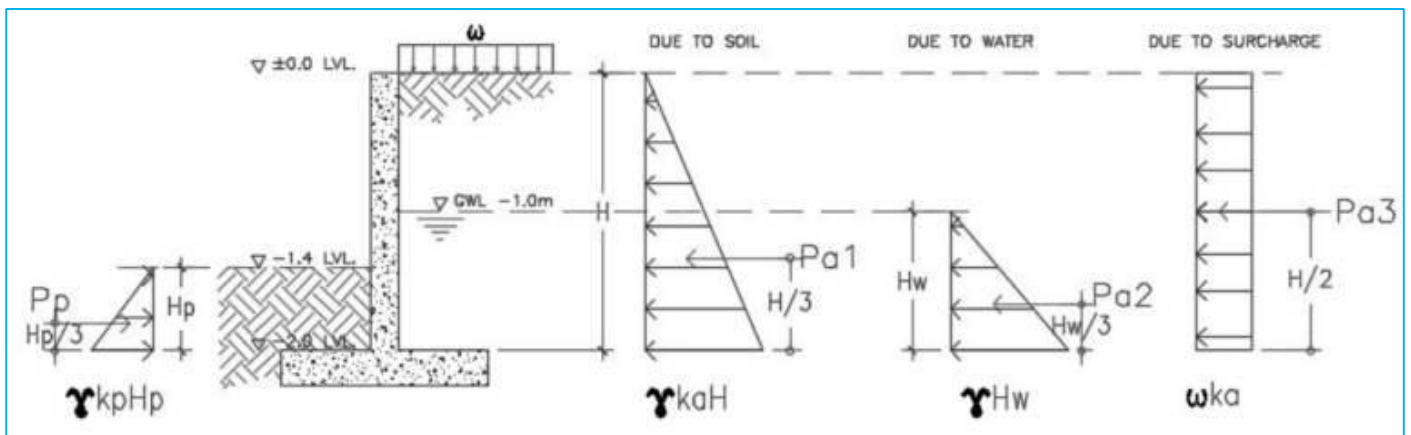


Figure I. 9: Diagramme des forces du mur de soutènement.

En considérant la figure, (Planconsult, avril 2019) pouvant dériver l'équation suivante pour les pressions actives, Pa et la pression passive Pp. Notez que les pressions agissant sur le mur sont équivalentes à l'Aire (triangle) du diagramme de distribution de pression .Ainsi :

$$Pa_1 = Ka \cdot \gamma \cdot H^2 / 2$$

H : est la hauteur de sol retenue.

$$Pa_2 = \gamma \cdot Hw / 2$$

Hw : est la hauteur du niveau de la nappe phréatique.

$$Pa_3 = w \cdot Ka \cdot h$$

h : est la hauteur de surcharge

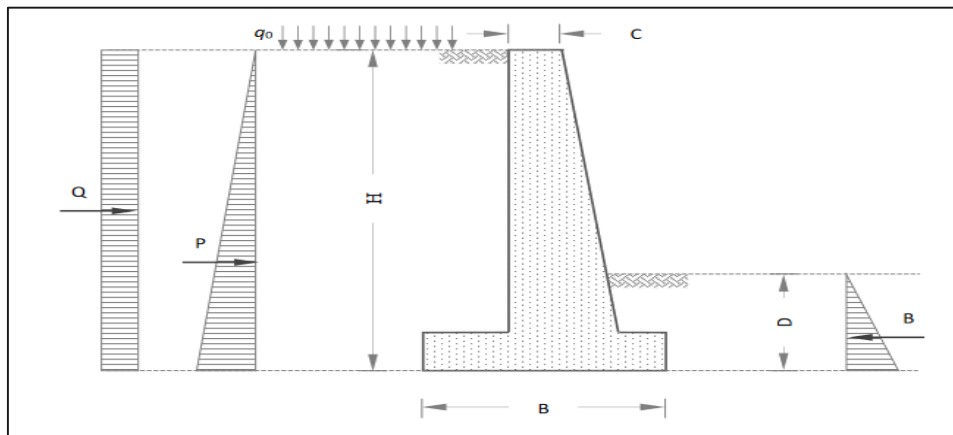


Figure I. 10: Coupe transversale schématique du mur de soutènement en béton armé diagramme des efforts.

C. Poussée des terres en un point : La poussée du sol la dimension de pression ou de contrainte est exercée par la terre derrière l'écran, en un point M à un distance z du borde supérieur de l'écran (virtuel ou réel) note loi :

$$PM = Ka \cdot \gamma \cdot z$$

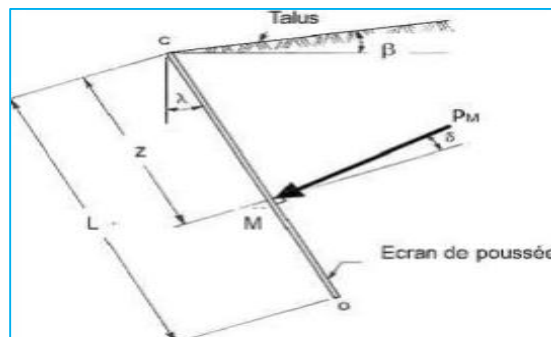


Figure I. 11: Poussée des terres à la p. (les murs de soutènement ,2013)

- γ : Poids volumique du sol ;
- K_a : Coefficient de poussées active des terres au repos.

Le coefficient K_a dépend de :

- L'angle β que le talus fait avec l'horizontale (Figure ci-contre) ;
- L'angle λ d'inclinaison de l'écran sur la verticale ;
- L'angle de frottement interne φ du terrain situé en arrière de l'écran ;
- L'angle δ d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran. L'angle δ dépend de l'état de rugosité du parement, fonction du type de coffrage utilisé pour la réalisation le béton de l'écran. On prend en général :
 - $\delta = (2/3).\varphi$ si le parement est parfaitement lisse (coffrage métallique).
 - $\delta = \varphi$ si le parement est rugueux (coffrage en bois).
 - $\delta = \beta$ pour un écran fictif vertical (Voir plus bas).

La contrainte $P(M)$ se décompose en une composante horizontale $PH(M)$ et une composante verticale $PV(M)$.

• **La contrainte $P(M)$ se décompose en :**

- une composante horizontale $PH(M) = P(M) \cdot \cos(\lambda + \delta) = K_{aH} \cdot \gamma \cdot z$, avec $K_{aH} = K_a \cdot \cos(\lambda + \delta)$;
- et une composante verticale : $PV(M) = P(M) \cdot \sin(\lambda + \delta) = K_{aV} \cdot \gamma \cdot z$, avec $K_{aV} = K_a \cdot \sin(\lambda + \delta)$.

L'effort résultant PG des poussées, sur la hauteur L de l'écran, est appliqué au tiers inférieur du parement (distribution triangulaire) avec une inclinaison δ . L'intensité est donnée par :

$$PG = K_a \cdot \gamma \cdot L^2 / 2$$

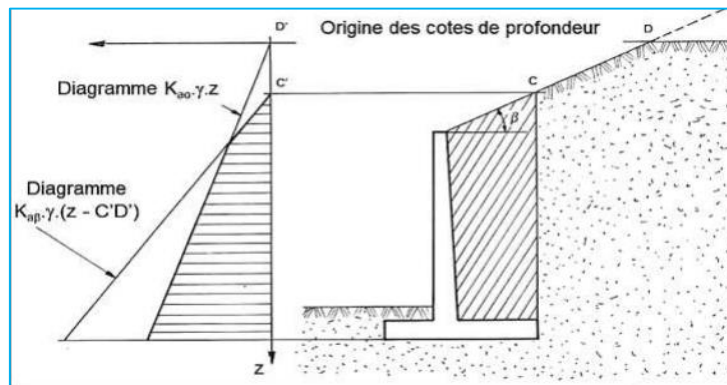


Figure I. 12: Mur en T avec talus incliné fini. (-les-murs-de-soutènement ,2013)

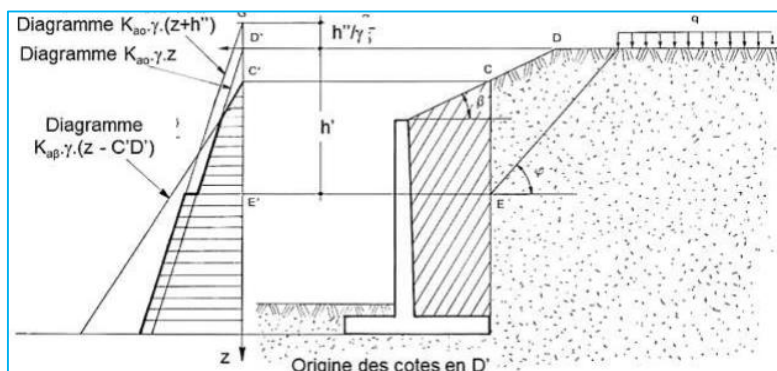


Figure I. 13: Mur en T avec une charge uniforme infinie sur le Terre-plein. (-les-murs-de-soutènement ,2013)

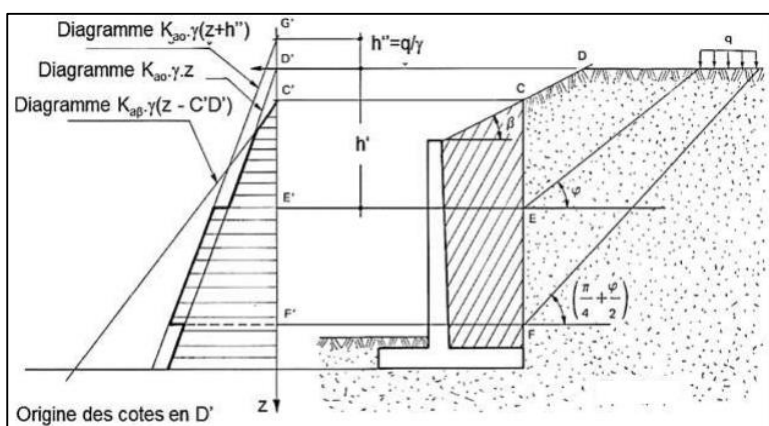


Figure I. 14: Mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein (-les-murs-de-soutènement ,2013)

La vérification de la stabilité externe d'un mur de soutènement concerne : le glissement, le renversement et la résistance du sol sous la semelle (non-poinçonnement du sol).

- **Stabilité au glissement**

Il faut vérifier que la somme des forces horizontales (déstabilisantes) est inférieure à la somme des forces verticales (stabilisantes).

Les combinaisons d'actions à vérifier sont :

- **A L'ELS :**

$$FH \leq Fv \cdot \tan\varphi / 1,5$$

- **ELU durable :**

$$1,35P_1 + 1,5P_2 \leq 0,5(\sum G_i) \tan\varphi$$

- **ELU accidentel :**

$$P_{1d} + P_{2d} \leq (\sum G_i) \tan\varphi / 1,2$$

Avec :

F_H : Somme des forces horizontales ;

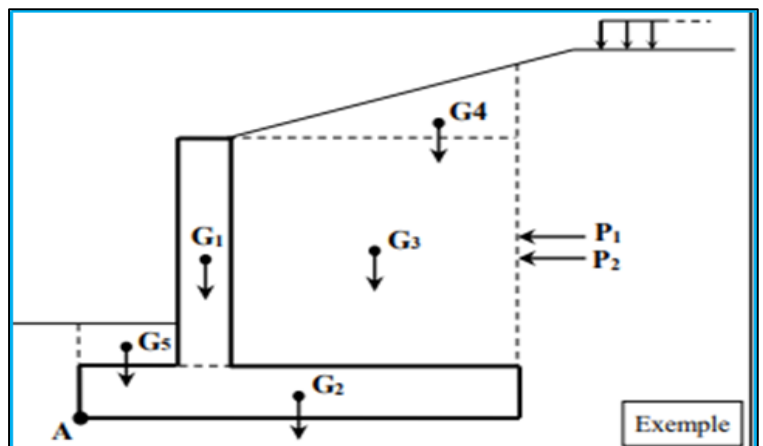


Figure I. 15: Exemple de disposition de la charge (les murs de soutènement ,2013

- φ : Angle de frottement interne du sol ;
- $\sum G_i$: Somme des forces verticales (stabilisantes) ;
- P_1, P_{1d} : Poussée dues aux terres au repos et dynamique respectivement ;
- P_2, P_{2d} : Poussée due à la charge d'exploitation au repos et dynamique respectivement.

- **Stabilité au renversement**

La justification de non renversement du mur consiste à montrer que la somme des moments stabilisateurs autour du point A (Figure précédente) est supérieure à celle des moments renversants autour du même point. Les combinaisons d'actions à vérifier sont :

- **A L'ELS** : $\sum M_{stab} / \sum M_{renv} = \sum M_{Gi} / M_{p1} + M_{p2} \geq 1,5$

- **ELU durable** : $0,9 (\sum M_{Gi}) \geq 1,35 M_{p1} + 1,5 M_{p2}$

- **ELU accidentel** : $(\sum M_{Gi}) \geq 1,3(M_{p1} + M_{p2})$

- **Vérification du non-poinçonnement**

Consiste à s'assurer que la contrainte verticale (contrainte de référence) est au plus égale à la contrainte de calcul admissible du sol.

$$\sigma_{ref} \leq \sigma' e^{-\delta R} \quad \text{Avec : } \delta R \text{ en radian et } \tan \delta R = F_H / F_V$$

La contrainte verticale (de référence) est calculée comme suit :

✓ **Répartition triangulaire** : $e_A \leq B/3$ ou $e_G \geq B/6$

$$\Rightarrow \sigma_{ref} = N_U / B - 2 e_G \quad \text{Ou } \sigma_{ref} = N_U / 2 e_A$$

✓ **Répartition trapézoïdale** : $e_A \geq B/3$ ou $e_G \leq B/6$

$$\Rightarrow \sigma_{ref} = N_U / B (1 + 3 e_G / B) \quad \sigma_{ref} = 5 N_U / 2B (1 - 1,2 e_A / B)$$

❖ **Note importante concernant K_a :**

✓ **A L'ELU durable**, utiliser les tables de **Caquot-Kérisel** (Voir annexe) pour déterminer **K_a** ;

✓ **A L'ELU accidentel**, utiliser le **RPA99/V.2003** qui recommande d'utiliser à la place de K_a un coefficient de poussée des terres dynamique noté **K_{ad}** . Le calcul de **K_{ad}** est détaillé ci-dessous : La vérification de la stabilité en situation accidentelle est effectuée par application de deux coefficients sismiques **k_h** et **k_v** :

$$K_h = A \text{ (%g)}$$

$$K_v = \pm 0,3 K_h$$

Le coefficient "A" est celui d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont et/ou en aval du mur. En absence d'ouvrage, il y'a lieu de choisir la valeur de correspondant à celle du groupe 2 en fonction de la zone sismique

Ainsi, le calcul des poussées devient :

- Poussée dynamique due aux terres appliquée horizontalement à (H/3) au-dessus de la base de la semelle du mur ;

$$P_{1d} = \frac{1}{2} K_{ad} (1 \pm K_v) \frac{q \cdot H}{\cos \beta}$$

- K_{ad} est donné par l'expression :

$$K_{ad} = \frac{\cos(\varphi - \theta)}{\cos \theta} \cdot 1 + \left[\sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2$$

H : Hauteur totale du mur ;

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale ;

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right)$$

- **Vérification de l'état de contrainte interne du mur :**

Les efforts internes induits dans le mur par les charges appliquées sont exprimés (mètre linéaire) comme suit (PLANCONSULT, avril 2019) :

$$M(z) = -\gamma_h \cdot K_a \frac{Z^3}{6} - q_0 K_a \frac{Z^2}{6}$$

$$V(z) = -\gamma_h \cdot K_a \frac{Z^2}{2} + q_0 K_a Z$$

$$N(z) = \gamma_b \left[Cz + \frac{s-c}{H-e} Z^2 \right]$$

4 .Clouage et autre renforcement :

La stabilisation des sols fait partie d'une gamme de techniques de renforcement artificielle des sols. Le principe du ferrailage est de placer des renforts métalliques plus ou moins rigides au sol, Béton, bois, plastique ou autres matériaux dans le but d'améliorer sélectivement leur résister. Il existe cinq types de renforcement :

- ✓ Le clouage, les colonnes ballastées, les micros pieux se réalisent sur le terrain en place.
- ✓ La Terre armée et les géotextiles sont utilisés pour renforcer des sols rapportés.

- a) La Terre armée,
- b) Les géotextiles,
- c)Le clouage (présenté précédemment).
- d) Les colonnes ballastées.
- e) Les micros pieu.

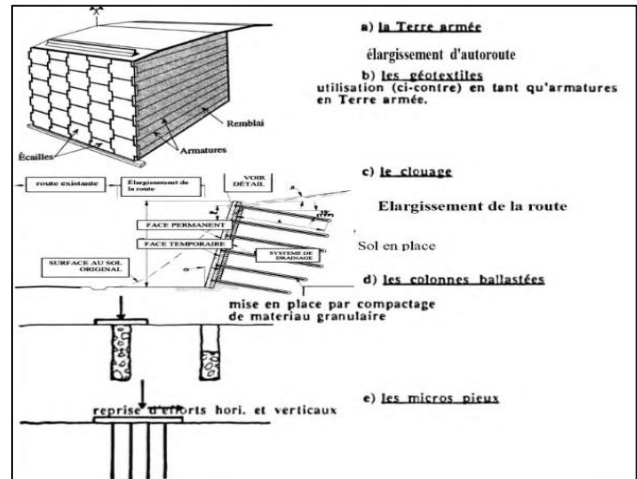


Figure I. 16: Les cinq grands types de renforcement

5. Les soutènements en sol clouée :

En géotechnique, le clouage est une technique de renforcement des sols. C'est un mode de construction qui assure la stabilité des remblais en plaçons des inclusions rigides (généralement métallique), soit en fons des trous et en injectant de coulis pour coller les inclusions au sol, soit en frappant des tiges métalliques.

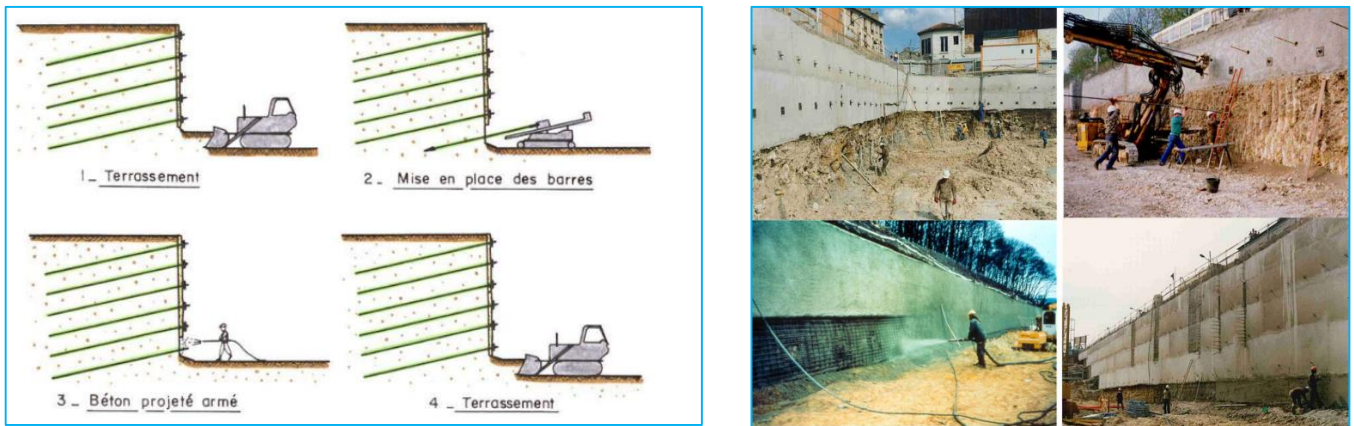


Figure I. 17: procédure de réalisation (Fabien Borsellino, 18 Mai 2021)

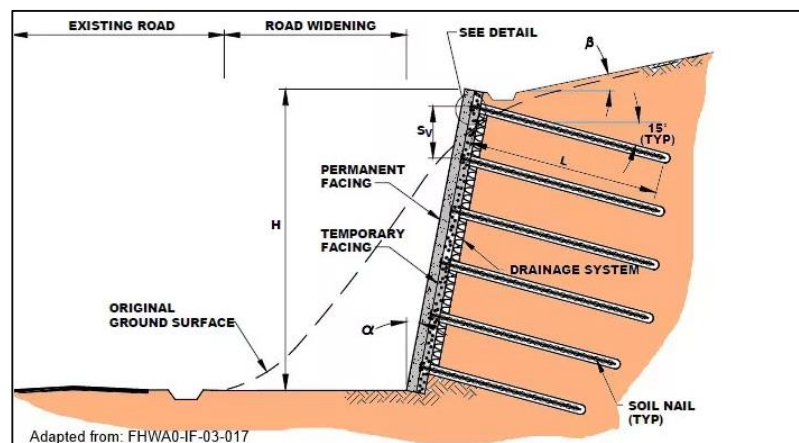


Figure I. 18: Disposition typique des clous de sol.

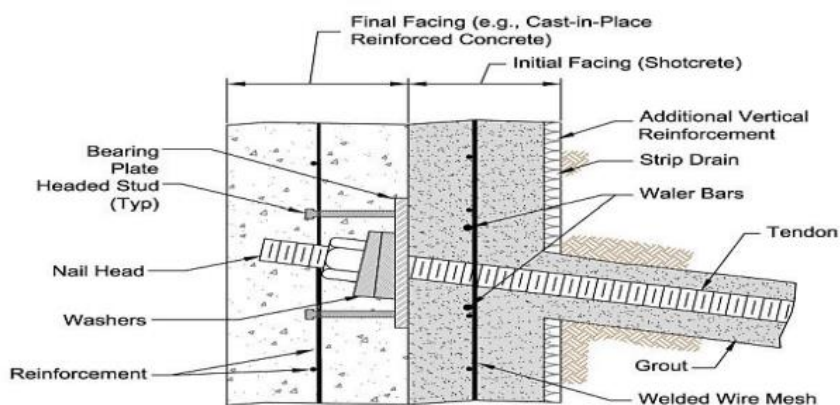


Figure I. 19: Détails typiques d'une plaque de tête de clou de sol et de béton projeté (Lazarte and all, 2015)

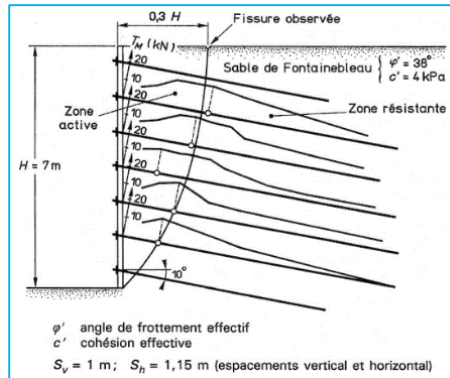


Figure I. 20: Zones active et dans un mur en sol cloué résistante (François Schlosser, 10nov 1977)

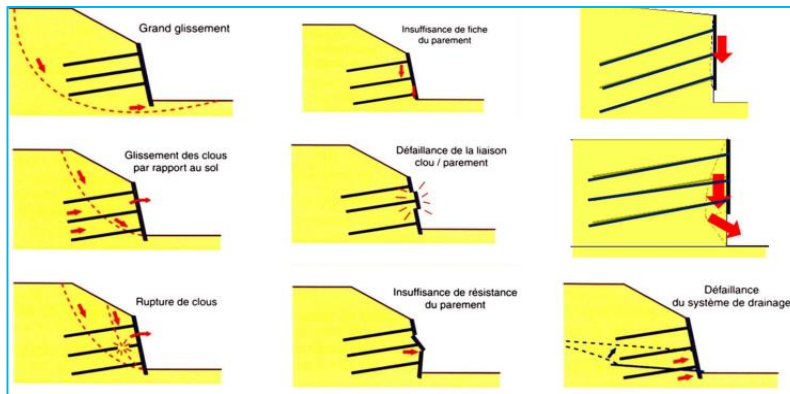


Figure I. 21: Mécanismes de ruine d'un massif cloue. (Fabien Borsellino, 18 Mai 2021)

La surface de rupture sont classées éventuellement en surface interne, mixte ou externe suivant qu'elles interceptent tout, en partie, ou aucun des clous.

L'hypothèse de la rupture considère que le sol et les clous emploient simultanément leurs résistances le long de la surface de rupture (théories de compatibilité des déformations et de ductilité des différents matériaux : sol, clous, interface sol-clous).

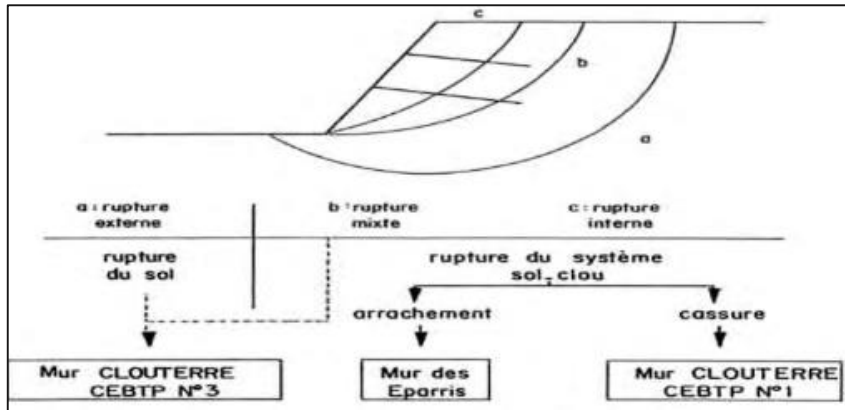


Figure I. 22: Différents types de surface de rupture potentielle.

L'analyse de l'équilibre-limite de la masse de sol délimitée par la surface de rupture potentielle considérée se fait en comparant la résultante des efforts extérieurs τ_{ext} (actions) avec les efforts résistants mobilisables dans le sol cloué τ_{max} (sol cloué).

D'un point de vue numérique, le calcul des termes τ_{ext} et τ_{max} fait par la méthode des tranches (Bishop simplifiée) (fig.21) ou peut se faire par la méthode des perturbations en incluant dans toutes les équations d'équilibre les efforts ponctuels des clous le long de la surface de rupture potentielle.

Les clous participent alors dans τ_{ext} (actions) en tant que forces extérieures supplémentaires, le plus souvent stabilisatrices, et dans τ_{max} (sol cloué) par l'augmentation de résistance au cisaillement résultant de l'augmentation de contrainte normale due aux clous

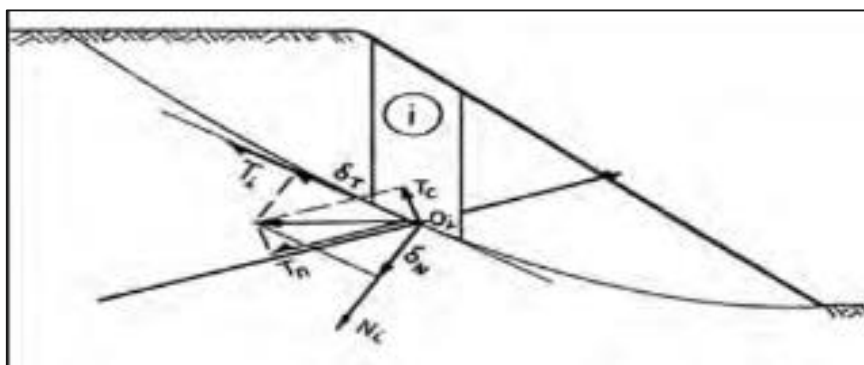


Figure I. 23: Schéma des efforts dans un ouvrage, cas de stabilité d'un sol cloué.

Deux cas extrêmes de clous sont à considérer : ceux qui travaillent en traction simple et ceux qui travaillent en traction, cisaillement et flexion. Le critère de rupture en traction simple du clou est $T_n \leq R_n$

Où R_n : résistance en traction simple de la barre et le critère de rupture par arrachement du clou.

$$T_n \leq \pi \times D \times q_s \times L_a$$

Avec :

Le diamètre du forage D , frottement latérale unitaire q_s et L_a ; longueur d'ancrage derrière la surface de rupture potentielle considérée.

➤ L'effort maximal mobilisable dans le clou T_{max} vaut alors :

$$T_{max} = \min (R_n ; \pi \times D \times q_s \times L_a)$$

Pour le cas des clous qui travaillent en traction, cisaillement et flexion, il faut tenir compte de deux critères à savoir : Le critère de rupture du sol par plastification sous le clou et le critère de plastification par flexion du clou.

$$\text{Deux critères de rupture : } \begin{cases} \text{arrachement du clou} & T_n \leq \pi \times D \times q_s \times L_a \\ \text{cossure du clou} & T_n \leq R_n \end{cases}$$

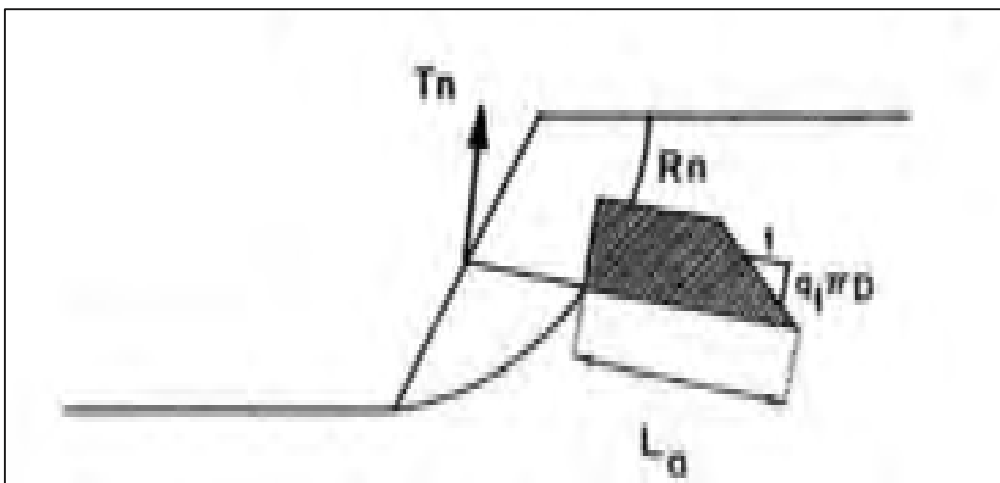


Figure I. 24: Système sol- clou, travaillant en traction simple

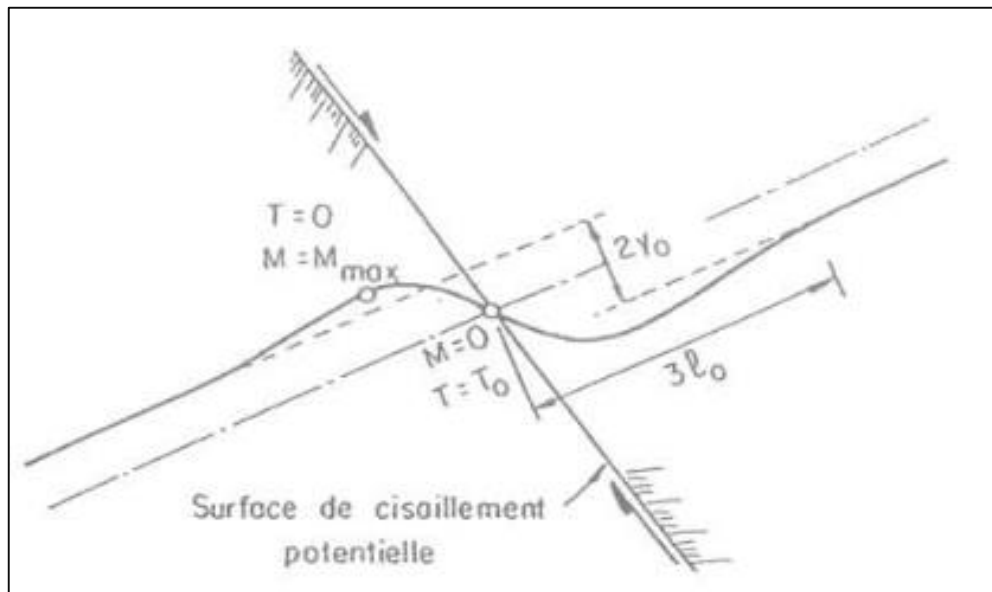


Figure I. 25: Analyse élasto-plastique d'un clou long travaillant en traction, cisaillement et flexion.

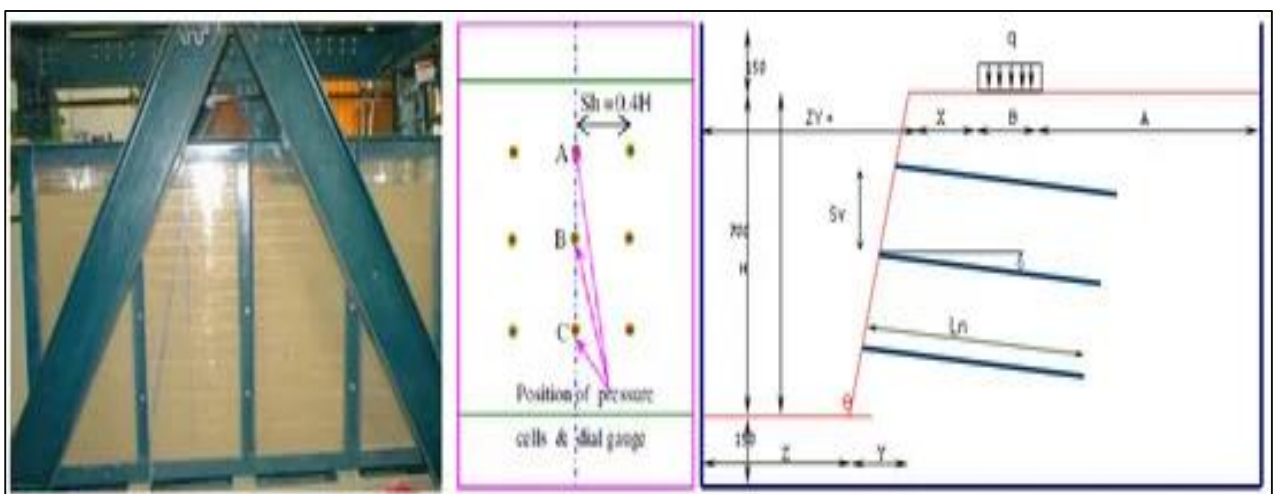
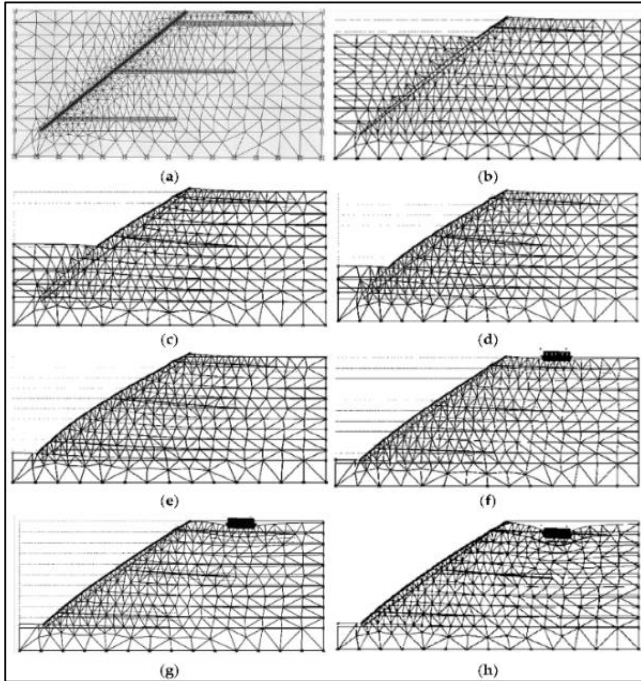


Figure I. 26: Modèle de laboratoire et croquis schématique de la pente en terre cloué. Finite Element Modeling of the Soil-Nailing Process in Nailed-Soil Slopes, 2023)

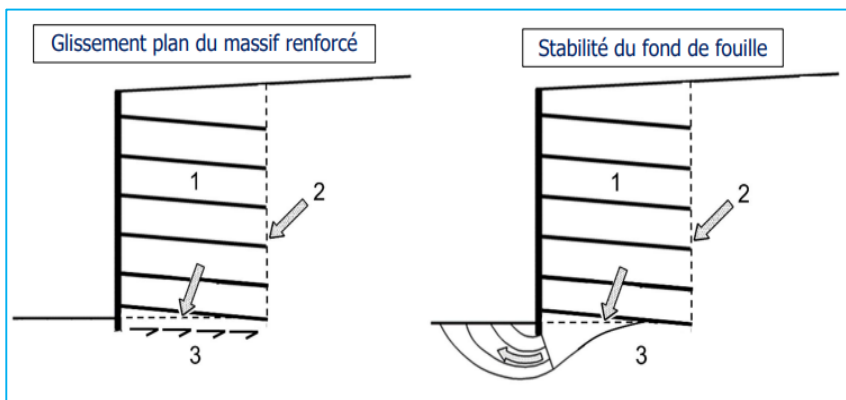
➤ Model aux éléments fini des pentes du sol cloue :



- (a) Maillage initial.
- (b) Maillage au stade 1.
- (c) Maillage au stade 3.
- (d) Maillage au stade 4
- (e) Maillage au stade 5
- (f) Maillage au stade 6.
- (g) Maillage au stade 8.
- (h) Maillage au stade 7.

Figure I. 27: Modèle de laboratoire et croquis schématique de la pente en terre cloué.(Finite Element Modeling of the Soil-Nailing Process in Nailed-Soil Slopes,2023)

- 1-Mur poids fictif.
- 2-Poussee.
- 3Glissement



- 1- Mur poids fictif.
- 2-Poussee.
- 3- poinçonnement.

Figure I. 28: Glissement plan du massif renforcé et stable

I.5.3. Les renforcements physico-chimiques des sols:

Dans cette partie nous présentons des travaux de recherches avancées et les plus récents sur l'amélioration et la stabilisation des sols vis-à-vis de glissement, effondrement et autres phénomènes.

Mohammad Ali Khodabandeh 2023 , Gabor Nagy 2023 et Akos Torok 2023 ont effectuées des travaux sur les sols limoneux , ils ont étudiés la stabilisation des sols par les nanomatériaux { nano-argile, nano-silice, nano-alumine, nano-carbonate de calcium, nanolime, nano-fumée de silice et nano-kaolinite}, les fibres {fibres plastiques, fibres de verre broyées, micro-fibres synthétiques, fibres de polyester recyclé, fibres de paille de riz fibres }, polymères {géopolymère à base de métakaolin, géo polymère activé par l'hydroxyde de sodium et géopolymère activé par l'hydroxyde de potassium, SH, silicate de sodium, mousse de polyuréthane, gomme Xanthane et gomme Guar}, Matériaux biologiques d'amélioration des sols {famille bactérienne Bacillus, bactérie Bacillus sphaericus et chlorure de calcium (CaCl₂), et racine végétale racines de plantes}, et les déchets industriels {boues textiles, laitier de haut fourneau broyé et granulé laitier granulé de haut fourneau (CGBS) actif par les déchets de coquille d'œuf , poudre de fer, poussière de marbre}.

Pour but d'expliquer l'influence de chaque matériau sur les caractéristiques mécaniques des sols effondrés a été comparée

I.5.3.1. Traitement des Sols par les Nanomatériaux:

1. Propriétés physico-chimiques des nanomatériaux :

Selon leur morphologie, les nanomatériaux peuvent être classés en trois catégories : (les nanoparticules unidimensionnelles telles que la nano-silice et le nano-aluminium ; les fibres unidimensionnelles telles que les nanotubes de carbone et les nanotechnologies). Fibres unidimensionnelles telles que (les nanotubes de carbone ; et les feuilles bidimensionnelles telles que la nano-argile et le graphène).

Les nanoparticules ont une taille comprise entre 1 et 100 nm et possèdent des propriétés physico-chimiques spécifiques en raison leurs structures unique, d'une grande surface spécifique et d'un taux élevé d'activité de surface. L'utilisation des matériaux à l'échelle nanométrique en géotechniques est une technique très récente. Divers nanomatériaux, tels que la nano-silice, la nano argile, le nano carbonate de calcium, la nano alumine, la nano chaux, le nano cuivre (A. Haddad, 2016) et la nano fumée de silice, ont été utilisés pour améliorer les propriétés géotechniques des sols effondrés. Par rapport aux méthodes d'injection traditionnelles,

L'amélioration des sols à l'aide de nanomatériaux est plus rentable, plus respectueuse de l'environnement et entraîne moins de déplacements du sol.

2. Propriétés techniques des sols stabilisés par des nanomatériaux :

Les nanomatériaux affectent les propriétés des sols, en particulier la collapsibilité (Akos Torok 2023), et les propriétés mécaniques des sols glissants. Tabarsa et al(2012) ont examiné l'effet des nano-argiles sur les limites d'Atterberg, la résistance à la compression non confinée, la résistance au cisaillement non consolidé non drainé et la collapsibilité du sol de loess du barrage de Gonbad en Iran. En augmentant la concentration en nano-argile jusqu'à 3 % de la masse sèche, la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité augmentent respectivement de 36 %, 25 % et 66 %. La surface spécifique plus élevée des particules de nano-argile par rapport aux particules du sol de loess naturel est responsable de ce comportement. Avec l'augmentation des nano-argiles, le NGC et la cohésion du loess ont augmenté, et le potentiel d'effondrement du loess a diminué de manière significative, comme le montre (la figure 28). En outre, l'angle de frottement du loess a été légèrement réduit. Cependant, le résultat net de la modification de la cohésion et de l'angle de frottement a été une augmentation de la résistance au cisaillement du mélange. Selon un test in situ, l'ajout de 2 % de nano-argile peut conférer aux canaux d'irrigation une résistance élevée à la corrosion et à l'érosion.

La stabilisation avec la nano-silice Valishzadeh (2021) les résultats ont montré que le NGC augmentait après 28 jours de durcissement et que l'effondrement des sols diminuait. L'indice d'effondrement de l'échantillon non stabilisé était de 9,87 % et a été réduit à 4,51, 5,08 et 3,95 % respectivement pour les échantillons stabilisés par la nano-silice, la nano-argile et le nano-carbonate de calcium.

Les limites de liquidité et de plasticité du sol Silteux sont été améliorées en augmentant la quantité de nano-kaolinite dans le sol. Yazarloo et al (2019). Cela est dû au niveau élevé de la surface spécifique de la nano-kaolinite ou à la forte interaction de la nano-kaolinite avec l'eau. La nano-kaolinite a pénétré dans les nanocavités naturelles des structures du sol en raison de sa petite taille.

La nano-argile a réduit le potentiel d'effondrement des limoneux plus que les autres nanomatériaux en raison de sa surface spécifique plus élevée que les autres, (B. Iranpour 2016), quatre nanomatériaux, dont la nano-argile, nanocuiivre, la nano-alumine et la nano-silice, ont été utilisés pour traiter les échantillons. Ils ont été mélangés à différents pourcentages du poids sec total du sol.

L'efficacité de la nano-argile dans la réduction du taux d'effondrement a été prouvée dans une autre étude. Comme la montre (la figure 28a), avec l'augmentation de l'argile nanométrique jusqu'à 5 % de la masse sèche, le potentiel d'effondrement a diminué à moins de 1 %. La présence de nano-argile a permis aux

composants d'interagir sans être piégés dans des cavités. Elle a entraîné une plus grande résistance spécifique avec les particules du sol, ce qui a conduit à une structure de sol plus stable.

Le degré de gonflement diminue, avec l'augmentation du pourcentage de nano-silice. Johari et al (2022), ce qui est dû à l'interaction entre la nano-silice et l'interface entre le sol limoneux et le sol de loess. Les molécules d'eau ont été attirées dans les inter-feuilles des minéraux limoneux lors de l'absorption de l'eau.

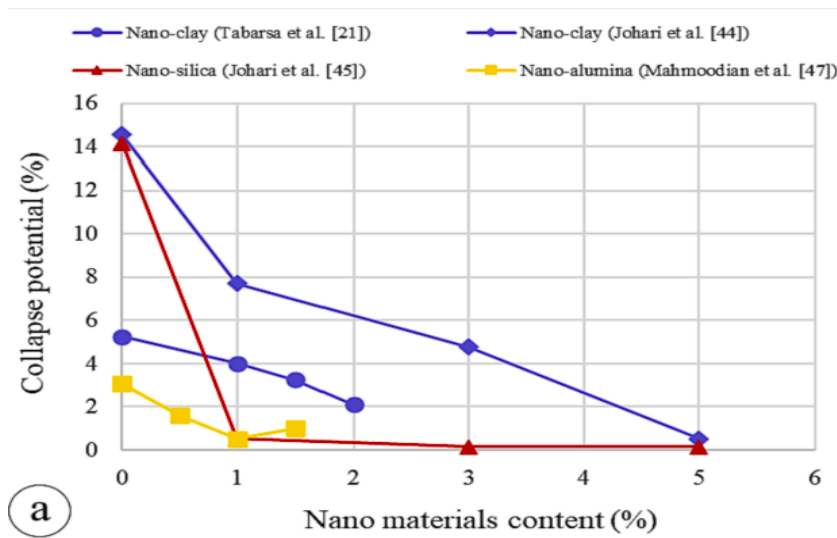


Figure I. 29: L'aptitude d'affaissement des sols traités avec différents nanomatériaux (Johari et al, 2022).

Kong et al (2018), ont conclu qu'avec l'augmentation de la nano-silice, le NGC augmentait. Cependant, l'ajout de nano-SiO₂ entraîne une réduction du nombre de pores de grande taille. Kong et al (2018) ont considéré que les changements dans la structure du sol plutôt que les réactions chimiques étaient responsables de l'amélioration de la résistance du sol après le traitement avec la nano-silice.

H. Mahmoudian, (2020) conclut qu'avec l'augmentation de la nano et de la micro alumine, l'aptitude d'affaissement diminuait (Fig. 28a). La nano-alumine est plus efficace que la microalumine pour réduire l'effondrement et augmenter la NGC.

D'après (Mahmoudian et al), la micro-alumine était plus efficace pour améliorer la résistance à la traction. Les particules de micro-alumine sont dix fois plus grosses que les particules de nanoalumine. Ces particules plus grosses peuvent interagir avec les particules du sol sur une plus grande longueur de contact. Les

contraintes de traction sont partagées au sein de la matrice du sol lorsque la longueur de contact est plus grande entre les additifs et les particules du sol est plus longue.

En comparaison avec les spécimens traités par de la nano-alumine, les spécimens traités avec de la micro-alumine sont plus résistants, les échantillons traités avec de la micro-alumine peuvent résister à une déformation et à une contrainte de traction plus élevées avant la rupture.

Comme le montre les figures 29b et 29c, (Sarli et Tabarsa 2020), plus de la nano-silice augmente, plus la cohésion du sol augmente de manière significative et l'angle de frottement interne diminue légèrement. La dose de 4 % correspond à la résistance maximale au cisaillement, au-delà de ce taux la résistance au cisaillement n'augmente plus de manière significative. Cela pourrait être dû à la forte capacité d'adsorption des nanoparticules.

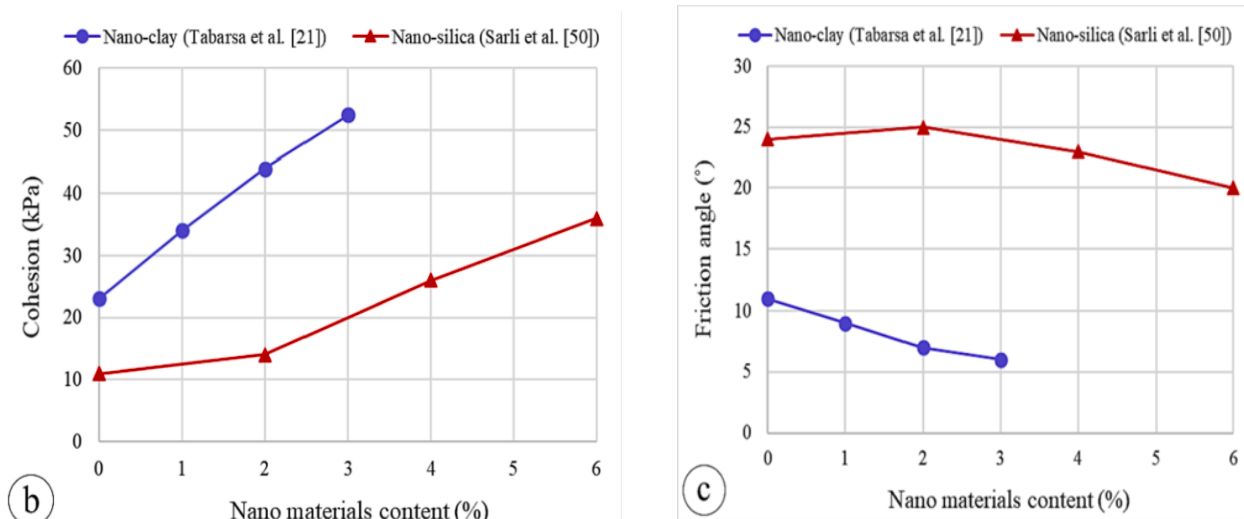


Figure I. 30: Cohésion et angle de frottement des sols traités avec nano matériaux

Plus le pourcentage de nano-calcaire augmente, plus le glissement des sols limoneux diminue, Zimbardo *et al* (2020). Cependant, les paramètres d'élasticité et de résistance au cisaillement du loess augmentent. L'aptitude d'affaissement a diminué de façon presque nulle en ajoutant 1 à 2 % de masse sèche de nanomatériau *figure 29*.

La surface spécifique des nanoparticules augmente avec la diminution de la taille des particules. En conséquence, la surface de l'atome augmente, ce qui accroît sa capacité d'échange d'ions et sa capacité à interagir avec d'autres éléments.

L'ajout de nanomatériaux en quantité supérieure à la valeur optimale entraîne l'agglomération des particules, ce qui a un impact négatif sur les propriétés mécaniques du sol. Il est recommandé de mélanger le sol avec des nanoparticules dans des solutions colloïdales afin de minimiser cet impact négatif.

I.5.3.2. Traitement des sols par les Fibres:

Les matériaux en fibres résistent à la détérioration chimique et biologique et n'entraînent pas le lessivage des sols ne provoquent pas la lixiviation (**Extraction d'un composé soluble à partir d'un produit pulvérisé, par des opérations de lavage et de percolation**) du sol. Les matériaux fibreux présentent des avantages tels que la disponibilité, la rentabilité, la facilité d'utilisation, la rapidité d'exécution et l'adaptation à toutes les conditions météorologiques. Techniquement l'utilisation de fibres dans le renforcement du sol facilite la prévention de la formation de fissures de traction, et présente l'avantage de l'augmentation de la conductivité hydraulique et de la résistance à la liquéfaction, la diminution de la conductivité thermique, la réduction de la tendance au gonflement des sols expansifs. Les fibres synthétiques comme le polypropylène, le polyester et les fibres de verre, ainsi que des fibres naturelles comme la paille de riz, ont été utilisées pour stabiliser les sols.

Les fibres de polypropylène et de polyester sont hydrophobes, non corrosives et résistantes aux alcalis, aux produits chimiques et aux chlorures. La fibre de verre est une fibre à module d'élasticité élevé (53-95 GPa). La fibre de paille de riz est considérée comme une biomasse ligno-cellulosique, et est principalement composée de cellulose, d'hémicellulose et de lignine.

[Baki et al \(2017 \)](#), ont étudié l'effet des fibres de verre broyées (3 %, 4 %, 5 % et 6 % de la masse sèche) sur le glissement d'un sol en mouvement (contenant 80 % de sable et 20 % de kaolin) à différentes énergies de compactage (20, 40 et 60 coups) pour la consolidation du sol. , le potentiel de glissement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau ([la figure 30](#)) et de l'énergie de compactage. À 6 % de teneur en eau (w) et 60 coups d'énergie de compactage, le taux minimum d'affaissement a été atteint. L'aptitude d'affaissement du sol diminue avec l'augmentation du pourcentage de fibres de verre broyées. Un taux minimal d'affaissement a été obtenu pour les sols traités avec 6 % de fibres de verre.

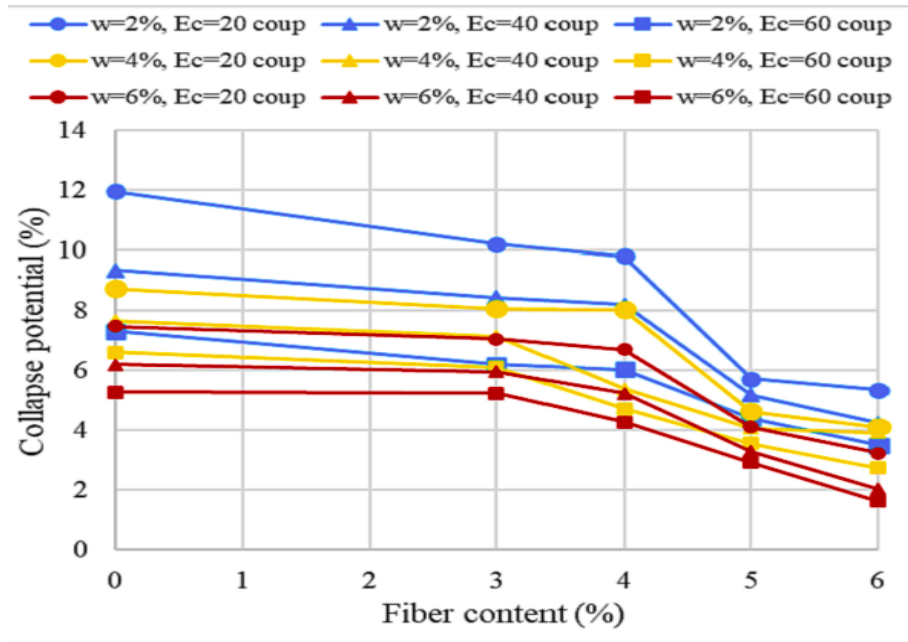


Figure I. 31: L’aptitude d’affaissement des sols traités avec de la fibre de verre broyée (Bakir et al 2017).

Des essais d’affaissement, de cisaillement direct et de chargement, Abdul Rahman et al (2021) d’un sol gypseux affaisant traité avec 1 % de fibre plastique, ont montré que la cohésion a augmenté de 2 kPa à 11 kPa et que l’angle de frottement a augmenté de 36° à 44° après le mélange avec 1 % de fibres plastiques (Fig. 31). Lorsque le sol gypseux submergé non traité a été mélangé avec 1 % de fibres plastiques, la capacité de charge d’une semelle modèle est passée de 2,66 MPa à 4,5 MPa, de 2,66 MPa à 4,8 MPa

Sakr et al (2014), ont étudié l’effet de deux types de fibres micro-synthétiques (6 mm et 12 mm) sur le l’aptitude d’affaissement, la limite de liquidité et la résistance à la traction. Le compactage et les paramètres de résistance au cisaillement des sols affaissement. Les résultats ont révélé que plus la teneur en fibres dans les échantillons de sol augmente plus la limite de liquidité diminue. Cet effet s’explique par la composition de la fibre, qui influence l’interpénétration des particules de sol avec l’augmentation de la teneur en fibres, le poids unitaire sec maximal a diminué en raison du faible poids de la fibre, qui a remplacé les particules de sol. L’augmentation de la teneur en fibres, induit à une augmentation de teneur en humidité optimale en raison du transport de l’humidité le long de la surface de la fibre sans absorption Sakr et al (2014), L’aptitude d’affaissement diminue linéairement à mesure que la teneur en fibres augmente. Cela est dû à l’effet de renforcement par des fibres, qui relie les particules du sol et réduisent les pores. D’après les résultats des

essais de cisaillement direct, la cohésion augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres, et l'angle de frottement interne a diminué pour l'état saturé en raison de la diminution de l'effet de frottement et de l'augmentation de l'effet de cohésion (Fig. 31).

L'étude de Sarli et al (2021), sur les sols de loess traités avec des fibres de polyester recyclées et ont conclu que la résistance au cisaillement a été améliorée avec des fibres de polyester recyclé. Comme la montre (la Fig. 31), la teneur en fibres de polyester recyclé de 0,5 % à 1,5 %, la résistance au cisaillement des sols de loess augmente de 0,5 % à 1,5 %, l'angle de frottement interne et la cohésion ont augmenté respectivement de 29 % et de 190 %. 29 % et 190 %, respectivement.

Sabbaqzade et al (2022), ont étudié les paramètres géotechniques du sol affaissant stabilisé au ciment et traités avec des fibres de paille de riz. Diminution de poids unitaire sec maximal et augmentation de la teneur en eau optimale, pour une même teneur en ciment et la proportion de fibres augmente dans l'essai de compactage standard. L'essai de résistance à la compression des sols non confinée (UCS) stabilisés par des fibres a révélé que l'utilisation de fibres seules diminuait la résistance à la compression. L'augmentation de la quantité de fibres a également rendu les échantillons plus flexibles et a augmenté la déformation à la rupture.

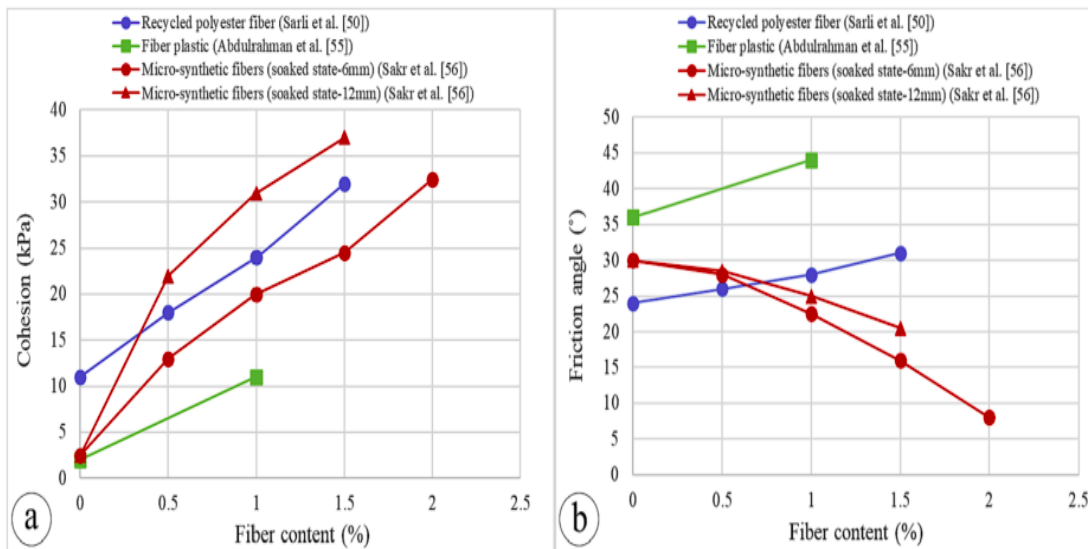


Figure I. 32: Paramètres de résistance au cisaillement des sols traités avec des matériaux fibreux.

Des recherches antérieures ont démontré que le renforcement par des fibres augmente la résistance et la rigidité du sol composite. Celles-ci sont en fonction des propriétés du sol, telles que la forme, la taille des particules et la granulométrie, et des conditions d'essai,

Par rapport à la chaux, au ciment et à d'autres techniques de stabilisation chimique, les conditions météorologiques n'affectent pas de manière significative la construction renforcée par des fibres (2005).

Une mauvaise liaison inter-faciale peut résulter de ces variations de la dimension de la fibre qui peuvent se produire tout au long de la durée de vie du produit. Dimensions des fibres qui peuvent se produire tout au long de la phase de durcissement du matériau composite sol-fibre. La caractéristique hydrophile des fibres naturelles peut les amener à absorber l'eau et à la pousser efficacement sur la matrice du sol pendant les phases de production, de mélange et de séchage de la production. Ensuite, à la fin de la phase de durcissement, la fibre perd l'eau absorbée, ce qui provoque son se rétrécir. Un vide se forme autour de la surface de la fibre, ce qui peut affaiblir la liaison interracial.

L'argile hautement compressible a été traité par [Kumar et al \(2006\)](#), l'essai non confinés UCS avec 0 %, 0,5 %, 1,0 %, 1,5 % et 2,0 % de fibres de polyester plates et ondulées. Les fibres ondulées ont été coupées à 3 mm, tandis que les fibres plates ont été choisies en trois longueurs de 3 mm, 6 mm et 12 mm Les résultats ont montré que la valeur de l'UCS augmentait en fonction de la longueur ou de la teneur en fibre. Le NGC augmente lorsque les fibres sont ondulées. L'enchevêtrement des fibres est un autre aspect majeur qui rend souvent difficile l'obtention d'un mélange homogène.

I.5.3.3. Traitement des sols par des Polymères:

Un géopolymère est une substance inorganique d'aluminosilicate fabriquée en combinant de la silice amorphe et de l'alumine des activateurs alcalins ([J. Davidovits 1991](#) , [A.A. Khalaf 2020](#)).

Grâce aux liaisons ioniques et aux liaisons hydrogène, ils peuvent interagir directement avec les particules fines du sol (c'est-à-dire le limon et l'argile). Les polymères organiques synthétiques tels que le polyuréthane, le propylène et les polyacrylates sont des polymères fabriqués par l'homme avec différentes compositions de chaînes principales et latérales.

[Hanegbi et Katra \(2020\)](#) ont étudié l'effet d'un géopolymère à base de métakaolin sur le contrôle des poussières et le traitement des sols de loess. Les sols ont été évalués pour l'émission de poussière dans une soufflerie. La soufflerie a été utilisée pour 30 passages (5 échantillons, 3 répétitions, 2 vitesses de vent). Simulations sous des vents quasi-naturels standardisés dans les souffleries à couche limite, ce qui a permis d'obtenir des données quantitatives sur les taux d'émission de poussières de sol des données quantitatives sur les taux d'émission de poussières de sol. Le géopolymère utilisé dans cette étude a donné d'excellents résultats en matière de contrôle de la poussière et d'essais de traction de traction.

Une solution d'activation de silicate de sodium et d'hydroxyde de sodium (NaOH) avec un ajout de 30 % de métakaolin a été la composition de géopolymère la plus efficace offrant la résistance maximale du sol après 28 jours.

L'effet de deux Biopolymères a été étudié [Ayeldeen et al\(2017\)](#), à savoir la gomme Xanthane (**La gomme xanthane est un polyside obtenu à partir de l'action d'une bactérie, la Xanthosomas campestris. Elle est soluble à froid et est utilisée comme additif alimentaire sous le code E415 pour ses propriétés épaississantes et gélifiantes afin de modifier la consistance des aliments**) et la gomme Guar, sur l'affaissement et le cisaillement dont la gomme xanthane et la gomme Guar sur les paramètres de glissement et de résistance au cisaillement des sols glissants (Un mélange à l'état humide, l'indice d'affaissement des sols traités avec une concentration de 2 % de biopolymères a diminué de 9 % à 1 % (**Figure 32. a**). Plus la concentration des deux types de biopolymères augmente plus la cohésion augmente et l'angle de frottement diminue légèrement. Le traitement du sol avec des biopolymères a augmenté la capacité portante du sol et réduit le tassement sous les semelles pendant et après la saturation. La gomme de guar a été plus efficace que la gomme de Xanthane pour améliorer la cohésion du sol, et minimise l'aptitude d'affaissement et résister au tassement après saturation. Cela a été attribuée au poids moléculaire plus élevé de la gomme guar par rapport à la gomme de xanthane, Une diminution de la perméabilité a restreint l'infiltration dans la matrice du sol et limité l'impact de la saturation.

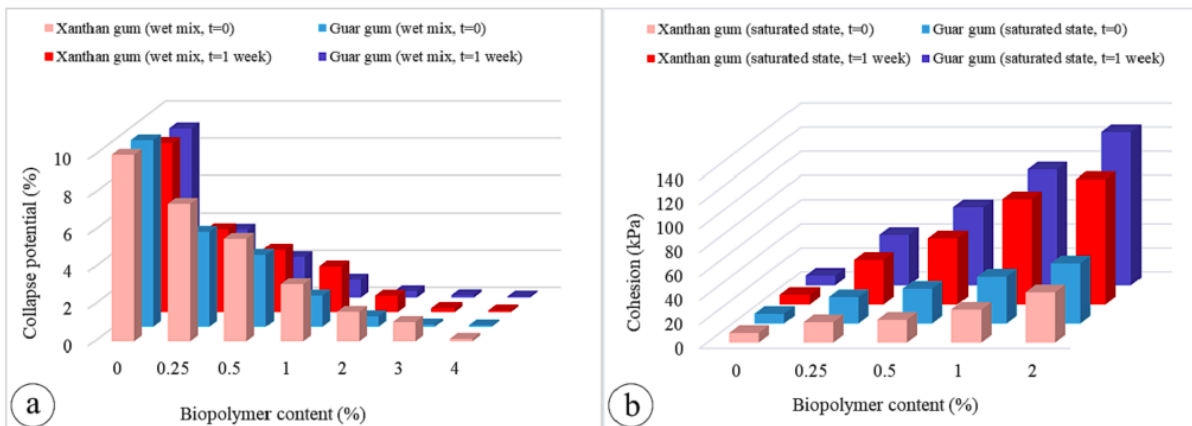


Figure I. 33: a) L'aptitude d'affaissement b) cohésion des sols traités à la gomme Xanthane et à la gomme Guar (M. Ayeldeen, 2017)

Les gommés de Xanthane et de Guar pour stabiliser des sols affaissables. Dehghan (2019), il conclut que le biopolymères diminue considérablement la perméabilité à différentes densités en raison de la liaison entre les particules et du remplissage des pores. Plus les biopolymères augmentent, plus la cohésion augmente et l'angle de frottement diminue (Fig. 33). L'aptitude d'affaissement des sols traités avec des biopolymères a diminué.

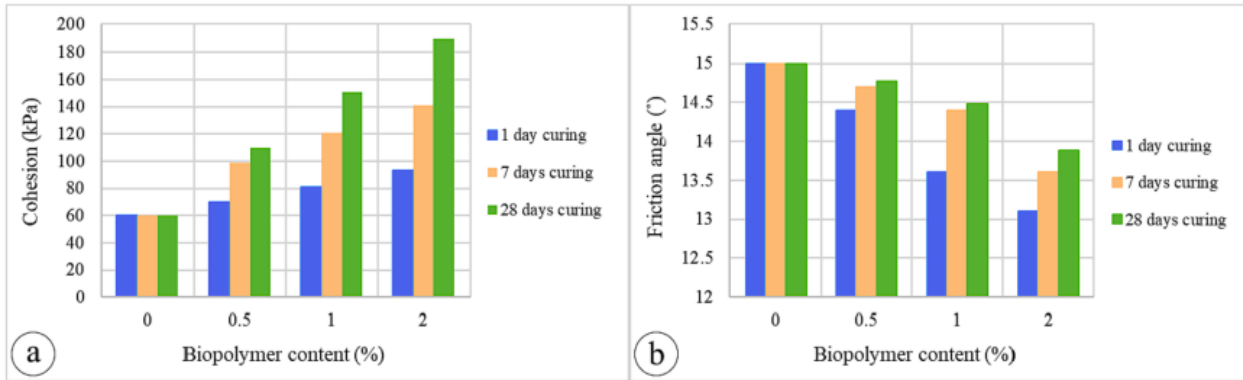


Figure I. 34: Cohésion et angle de frottement des sols traités avec de la gomme Xanthane à différents temps de cure (H. Dehghan, 2019).

Abdulrasool et Al-Wakel (2021), ont étudié l'effet de la mousse de polyuréthane sur les paramètres de glissement et de résistance des sols gypseux. La figure 6a montre que 3 % de mousse de polyuréthane est la valeur optimale. L'aptitude d'affaissement des sols traités avec 3 % de mousse de polyuréthane a été réduit de manière significative à moins de 1 %, et le CBR a augmenté pour les sols renforcés avec de la mousse de Polyuréthane. La cohésion des sols stabilisé avec de la mousse de polyuréthane a augmenté, et l'angle de frottement interne a diminué, comme le montre la figure 34 b. La mousse agit comme une couche imperméable autour des particules de sol gypseuses, évitent l'affaissement de la structure après saturation.

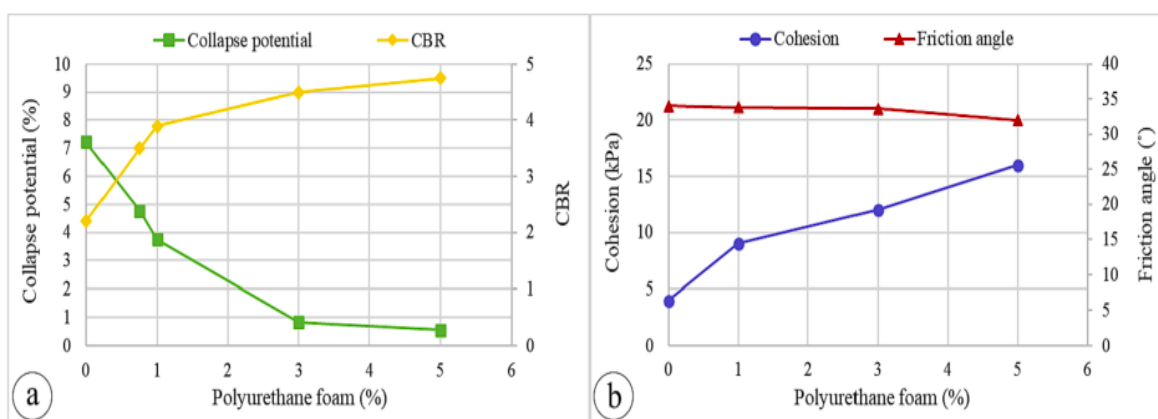


Figure I. 35: L'effet de la mousse de polyuréthane sur les paramètres de résistance au cisaillement et le potentiel d'effondrement des sols effondrable gypseux (A.S. Abdulrasool, 2021).

Les polymères de poids moléculaire élevé peuvent renforcer les interactions sol-polymère, selon Richardson et al (1987). Un réseau de polymères stabilisateurs de sol plus homogène peut être produit en utilisant des polymères de petite taille. L'humidité, un facteur critique qui peut avoir des effets à la fois positifs et négatifs sur l'efficacité de la stabilisation du sol par les polymères. Cas de traitement au ciment et à la chaux, une humidité excessive peut affaiblir les sols stabilisés de même une humidité excessive peut affaiblir les sols stabilisés par des polymères.

La température de durcissement a un impact sur la résistance des géopolymère, ce qui peut affecter l'efficacité de la stabilisation (R.L. Santoni, J.S. Tingle, (2005)), ce qui peut affecter l'efficacité de la stabilisation. La géopolymérisation est possible en dessous de 100 °C. Selon des recherches antérieures les géopolymère à base de métakaolin qui ont été polymérisés à des températures plus élevées (60-80 °C) présentaient une résistance initiale plus élevée mais une résistance à long terme plus faible que ceux durcis à des températures plus basses (10-40 °C). Le développement rapide de grands pores et l'augmentation du volume total des pores sont causés par une température élevée qui affaiblit la résistance finale.

Chapitre II :

Etude

expérimentale

II .Etude expérimentale**II.1. Introduction:**

La partie expérimentale compose de deux parties ; la première partie est consacrée à la base des données et les caractéristiques initiales des matériaux utilisés dans cette étude.

Le but de notre travail est d'atteindre une bonne résistance au glissement. Nous avons fait ces expériences en ajoutant un pourcentage de la boue (10%) a deux sol différent pour avoir cette ajoute de ce additif empêche le glissement ou non. D'après la modélisation de logiciel GEO5 ; nous avons comparé avec l'Etat naturel et d'autre glissement de la région d'Aghbalou, W. Bouira la RN15.

L'essai de cisaillement a pour but de détermination l'angle de frottement et la cohésion des sols traités.

La deuxième partie est la modélisation avec logiciel GEO5 des différent sol a l'Etat initial. Et après les modifications ; au but de détermine le coefficient de sécurité et le Royan de glissement après et avant traitements du sol et faire la comparaison.

II .2. Matériaux utilisés et leurs caractéristiques**II .2.1. La base de données initiale:****Projet sis à Aghbalou :**

Dans cette partie nous presentant le premier site de glissement .L'ensemble des données qui on a été récupérer au niveau de la direction travaux publics BOUIRA DTP

Situation de la zone de glissement :

Nous définissons le sol qui prélevé au niveau de la RN15 au Pk69+800 et **le Profil 02** au niveau de la RN15 au Pk68+300 dans la région d'Aghbalou, W. Bouira **Profil 01** : au niveau de la RN15 au Pk69+800 dans la région d'Aghbalou, W. Bouira.



Figure II. 1: Situation de zone de glissement de profile 01.

Sondage carotté :

D'après le sondage carotté réalisé par la DTP a montré la succession lithologique suivante :

0,00 – 01,70 m : Remblai et corps de chaussée.

01,70 – 03,00 m : Argile schisteuse brune, présence de quelques cailloux.

03,00 – 09,80 m : Eboulis de pente (argile grise et éléments graveleux caillouteux parfois des Galets de nature schisteuse et gréseuse).

09,00 – 10,60 m : Schiste argileux très altéré.

10,60 – 11,60 m : Grés dur.

11,60 – 12,50 m : Schiste gris altéré.

Les paramètres géotechniques des couches que nous avons pris en considération pour calculer la stabilité au glissement circulaire sont résumés dans le tableau suivant(DTP) :

Tableau 1 : Les paramètres géotechniques des coches à l'état naturel sol 01

Paramètres géotechniques	Remblai	Eboulis	Schiste altéré	Blocs et cailloux	Schiste gris
γ (t/m ³)	1,80	1,00	2,00	2,20	2,50
C' (bars)	0	0,15	0,20	0	1,00
Φ' (°)	10	10	20	25	30

❖ Les résultats des essais réalisés par laboratoire des travaux publics sur la partie suivant :

Tableau 2 : Les caractéristiques physiques

Nature de l'échantillon	Argile schisteuse brune	
Profondeur (m)	1,70 – 2,00 m	
Teneur en eau (%)	18,68	
Masse volumique	γ_d (t/m ³)	1,60
	γ_h (t/m ³)	1,90
Degré de saturation (%)	75,43	

Tableau 3 : Les caractéristiques mécaniques

Cisaillement rectiligne	C' (KPa)	10,5
	Φ' (°)	25

Profil 02 : au niveau de la RN15 au Pk68+300 dans la région d'Aghbalou, W. Bouira ;



Figure II. 2: Situation de zone de glissement de profile 02.

Sondage carotté Sc1 :

D'après le sondage carotté réalisé par la DTP a montré la succession lithologique suivante :

0.0 à 1.00 m : remblai en argile graveleuse légèrement caillouteuse de couleur brunâtre.

1.0 à 1.30 m : argile noirâtre, fines concrétions calcaires, quelques galets.

1.3 à 2.60 m : argile brune marron intercalée de cailloux et galets de grés dur, oxydés.

2.6 à 4.00 m : argile jaunâtre à brunâtre, graveleuse, passage argilo-graveleux de 3 à 3.25 m.

4.0 à 7.30 m : argile brunâtre, renfermant des éléments de schiste tendre, oxydée, intercalée de cailloux et graviers de gré dur.

7.3 à 10.0 m : cailloux, galets et blocs de grés, passage argilo-schisteux grisâtre, altéré de 8 à 8.6 m

10.0 à 11.5 m : grés dur gris récupéré en blocs jusqu'à 10.5 m et en graviers, cailloux et galets

11.5 à 15.5 m : schiste gris très fracturé et intercalations de petits bancs de grés gris.

Les paramètres géotechniques des couches que la DTP est pris en considération pour calculer la stabilité au glissement circulaire sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4 : les paramètres géotechniques des couches à l'état naturel de sol 02

Paramètres géotechniques	Remblai	Argile	Schiste altéré	Schiste gris
γ (t/m ³)	1,80	2,00	2,20	2,50
Φ' (°)	10	10	25	30
C' (bars)	0	0,15	0,50	1,00

- Les résultats caractéristiques physiques des essais réalisés par laboratoire de travaux publics sur la partie suivant :

Tableau 5 : Les caractéristiques physique à l'état naturel de sol 02

Caractéristiques		Sc1 (Prof. 3.25 – 3.80 m)
Densité humide - γ_h - (t/m ³)		02.24
Densité sèche - γ_d - (t/m ³)		01.90
Teneur en eau - W - (%)		17.89
Limites d'Atterberg	WL (%)	50.00
	WP (%)	24.00
	IP (%)	26.00

Tableau 6 : Les caractéristiques mécaniques à l'état naturel de sol 02

Caractéristiques		Sc1 (Prof. 3.25 – 3.80 m)
Cisaillement (CD)	C' (Kpa)	37,6
	ϕ' (°)	17.50
Œdomètre	P_c (Bars)	1.59
	C_c (%)	12.27
	C_g (%)	2.86
Granulométrie	> 0.02 mm (%)	24.00
	> 2.0 mm (%)	09.00
	< 0.080mm (%)	81.79

C. La boue

C'est une boue BENI Amrane qui est calcinée à une température de 750°.

II .3 .Essai de cisaillement direct

Si un volume déterminé d'un sol (non drainé, non consolidé) subit un système de forces, ils développent des contraintes de cisaillement. Ces dernières entraînent des déformations du sol qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces appelées surfaces de glissement ou de rupture.

L'essai de cisaillement a pour but de déterminer les caractéristiques mécanique, la cohésion C et de l'angle de frottement.

A. Contraintes verticales

Une contrainte verticale appliquée à la série d'échantillon du sol, elle doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après la réalisation de l'ouvrage. On choisit généralement 100, 200 et 300 KPa.

Essai n°1 : 1 bar

Essai n°2 : 2 bar

Essai n°3 : 3 bar

La vitesse de cisaillement est conditionnée par le types d'essais à effectuer ; nos essais sont non drainés, nous prenons la valeur maximal 1,5 mm /min.

B. Préparation des échantillons :

Dans ces essais on travaille avec sol naturel à l'état sec (la plus défavorable) et sol modifier (remanié non drainer). Le sol a été apporté de laboratoire des travaux publics (LDTP) Bouira.

1. Préparer environs de 500 gramme de sol sec tamisé au tamis de 0,250 mm et 10% de la boue (Pour la première modification), 18,68% d'eau pour le Sol 01 et 17,89% d'eau pour Sol 02.



Figure II. 3: Exemple d'un échantillon cisailé.

C. Les calculs :

Avant l'ajoute l'eau au sol modifié on a calculé la teneur en eau de sol à l'état sec.

Nous pesons $M_1=120$ grammes (sol +la boue) et la mettons au four dans le degré 105° pendant 24 heures et nous pesons à renaitre M_2 .

La surface : nous avons considère dans nos calculs la section totale

$$A_0 = L_{ar} \times Long \quad A_0 = 60 \times 60 \quad A_0 = 3600 \text{ mm}^2.$$

$$\text{La surface cisailée : } A' = L_{ar} \times (Long - \Delta h) \quad A' = 60 \times (60 - \Delta h)$$

$$\text{L'effort de cisaillement } \tau = T / A'$$

$$\text{La contrainte normale } \sigma = F / A'$$

II. 4. LOGICIEL GEO5:

Logiciel géotechnique ; GEO5 est basée sur deux méthodes principales, la méthode analytique et la méthode des éléments finis, ce logiciel a la particularité d'avoir plusieurs mini-logiciel pour résoudre un problème.

Basé sur la méthode des éléments finis, il facilite la modélisation et la vérification d'un large éventail de solution géotechnique incluant le tassement de terrain, palplanches parois moulées, stabilité des pentes, excavation, l'analyse de tunnels .Plusieurs types de matériau pour l'analyses des sols et une variété des éléments structurels tels que murs, ancrages, géotextiles ou géo grillés. GEO5 MEF sert à calculer des déplacements, des forces internes dans les éléments structurels, des contraintes, des tensions et des zones plastiques du sol et d'autre quantité dans chaque étape de construction. (Md. Khaja Moniuddin, Septembre 2019).

Nous utilisons le logiciel GEO5 pour l'analyse du facteur de sécurité de la pente rocheuse. Le logiciel utilise le critère de Coulombs de Mohr pour calculer le FS de la pente, le mode de défaillance considéré est la surface de glissement plane. Les paramètres d'entrée tels que le poids unitaire, la cohésion, l'angle de frottement interne sont utilisés pour déterminer le FS de la pente rocheuse. L'analyse de la fiabilité se réfère principalement au pourcentage de probabilité de rupture de la pente à partir des résultats fournis par le logiciel.

Ils prennent en compte les diverses incertitudes dans les paramètres d'entrée et aident à sélectionner le facteur de sécurité correct. L'analyse de fiabilité est effectuée en utilisant la règle des trois sigmas, dans laquelle la variance de chaque paramètre est prise en compte et ensuite les valeurs variées sont utilisées dans la détermination du facteur de sécurité.

Les valeurs variées ont été utilisées pour déterminer le facteur de sécurité. La variation qui fournit le facteur de sécurité minimum est considérée comme critique.

Si ce facteur de sécurité est bien en deçà du facteur de sécurité requis, la pente rocheuse est considérée comme stable.

Si ce n'est pas le cas, des ancrages sont utilisés pour renforcer la roche (toute autre méthode de renforcement peut également être utilisée). (Md. Khaja Moniuddin, Septembre 2019).

Les solutions apportées par GEO5 :

- ✓ Les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis sont toutes deux disponibles dans le logiciel.
- ✓ Un grand nombre de problèmes tels que la stabilité des pentes, les structures en sol renforcé, la stabilité des pentes rocheuses, les semelles étalées, les plaques, peut être résolu à l'aide de ce logiciel.
- ✓ Il permet de concevoir et d'analyser la stabilité des roches avec des surfaces de glissement planes, polygonales et en gradins.
- ✓ les méthodes de critère de défaillance telle que le Coulomb de Mohr, Barton Bandis et Hoek-Brown peut être utilisée pour l'analyse par ce logiciel.

II .4.1. Etapes applications sur GEO5 :

Afin d'apporter aux lecteurs de ce manuscrit une formation, nous allons appliquer un exemple de GEO5 pour déterminer le coefficient de sécurité de terrain glissé ; nous prenons l'exemple de glissement à lieu au niveau de la RN15 au Pk71+320 dans la région d'Aghbalou W. Bouira.

- Présentation de site sur un levé topographique

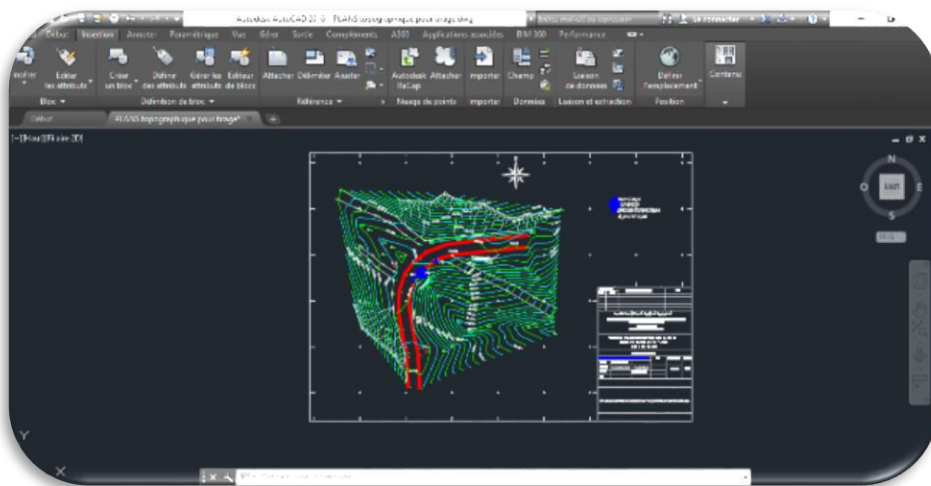


Figure II. 4: levé topographique de site

- Sélectionnée sur insertion puis Extra Data pour exporter les données de plan qui été déjà sélectionner

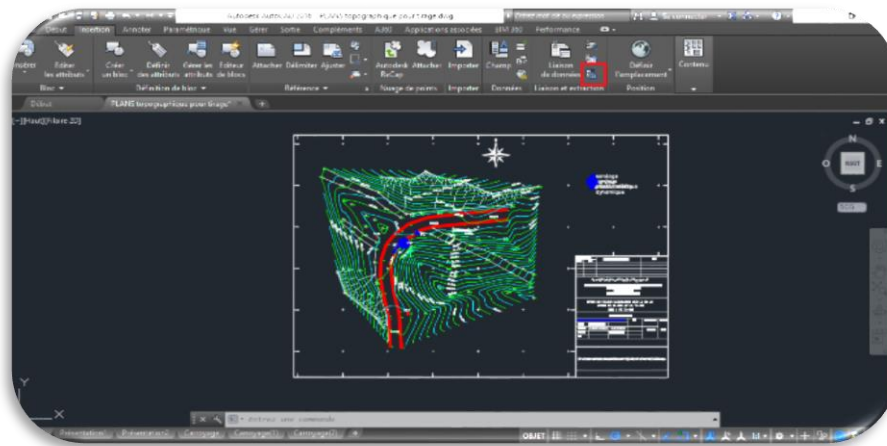


Figure II. 5: exporter les données

Après l'exportation faite suivant qui bien montre sur figure ci-dessus :

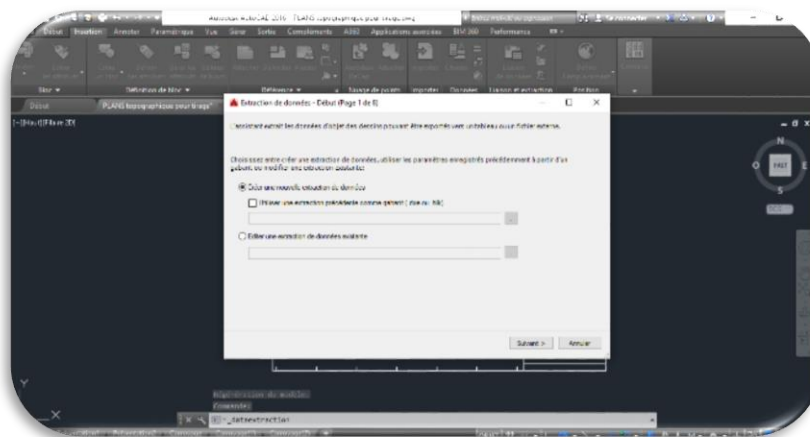


Figure II. 6: Après l'exportation

- Registerer le travail dans un fichier en 3D

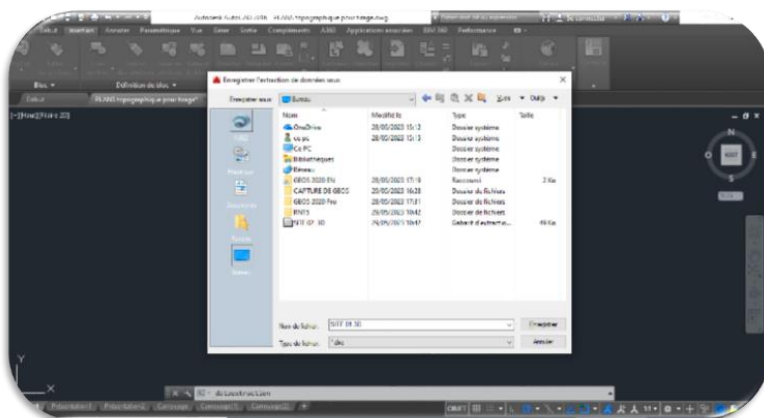


Figure II . 7: Un fichier en 3D

- Sélectionner les objets dans le dessin actif, puis cliquer sur entrer ;



Figure II. 8: Sélectionner les objets

- Cliquer sur suivant ;



Figure II. 9: Registerée le travail

- Découper tous les objets et garder point, puis ajouter suivant ;

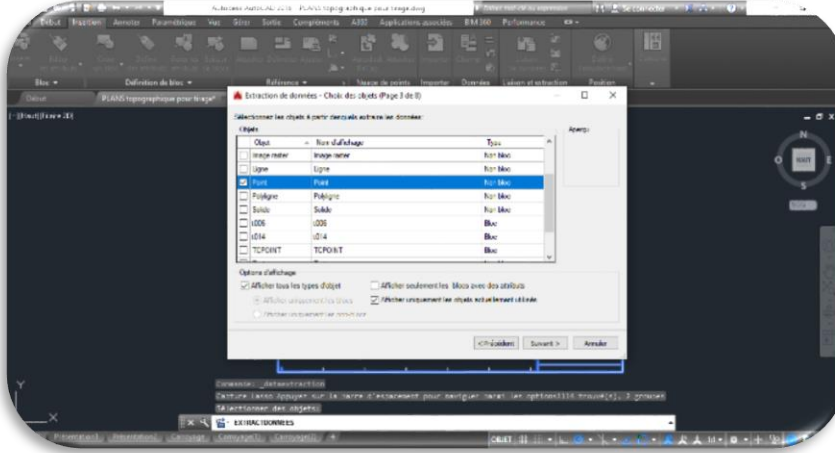


Figure II . 10: Découper tous les objets et garder point

- Découper sur filtrage de catégories (Dessin et Visualisation 3D)



Figure II . 11: Dessin et Visualisation 3D

- Garder les coordonnées X, Y et Z seulement et supprimé les autres colonnes, puis cliquer sur suivant ;

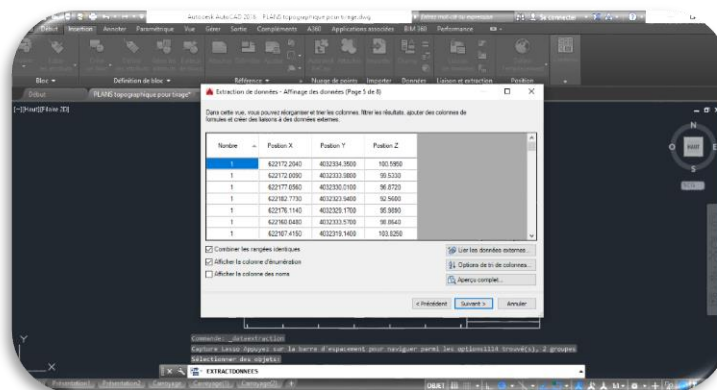


Figure II. 12: les coordonnées X, Y et Z

- Coucher la case sortir les données sur un fichier externe Excel pour registrar



Figure II. 13: sortir les données sur un fichier externe Excel

- Cliquer sur fin pour terminer étape sur Auto CAD :

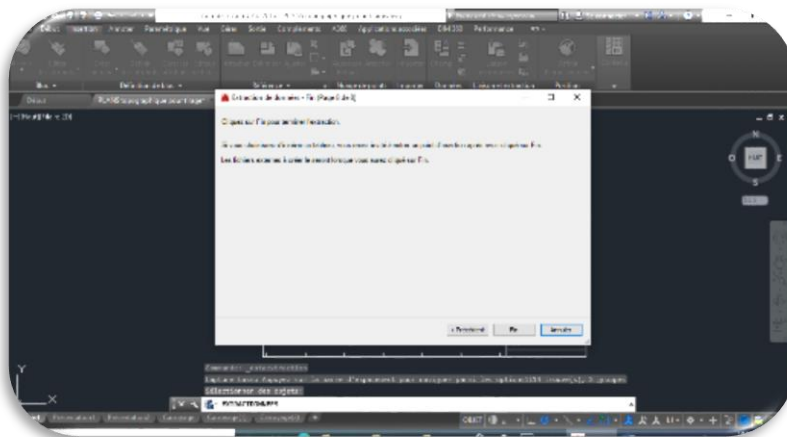


Figure II. 14: Commande Fin

- Deuxième étape, ouvrir fichier Excel qui a été déjà registrar ;

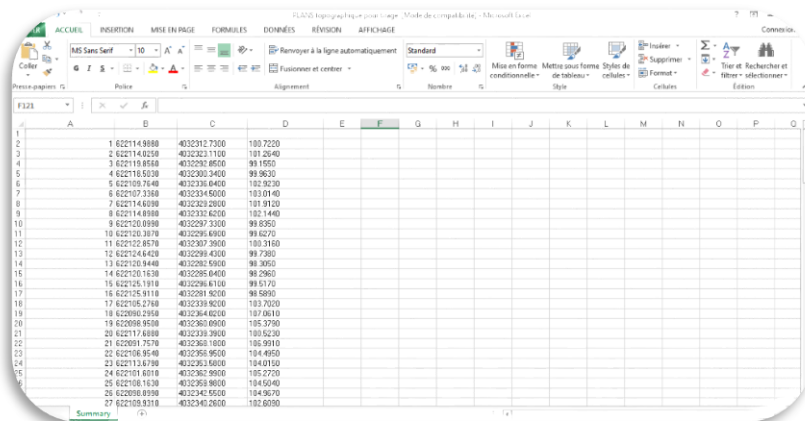


Figure II. 15: les coordonnées X,Y,et Z en EXCEL

- Copier le tableau de coordonnées et coller dans BLOC NOTES, Registerer le fichier :

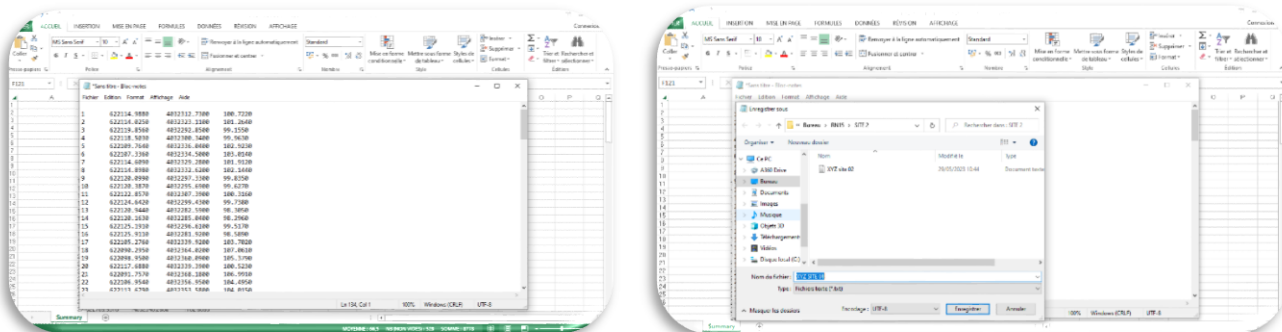


Figure II. 16: les coordonnées X,Y,et Z en Blok –notes

- Ouvrir logiciel terrain :

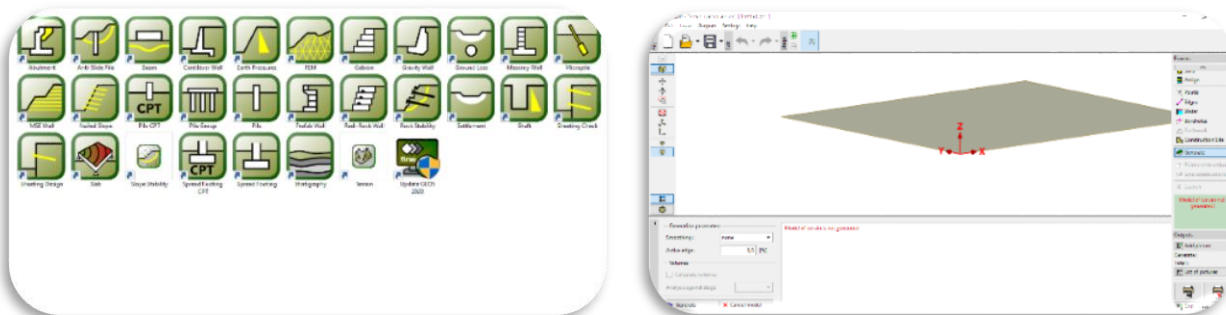


Figure II. 17: Logiciel Terrain

- Cliquer sur file puis import, Format ASCII, open pour ouvrir le fichier Bloc Note :

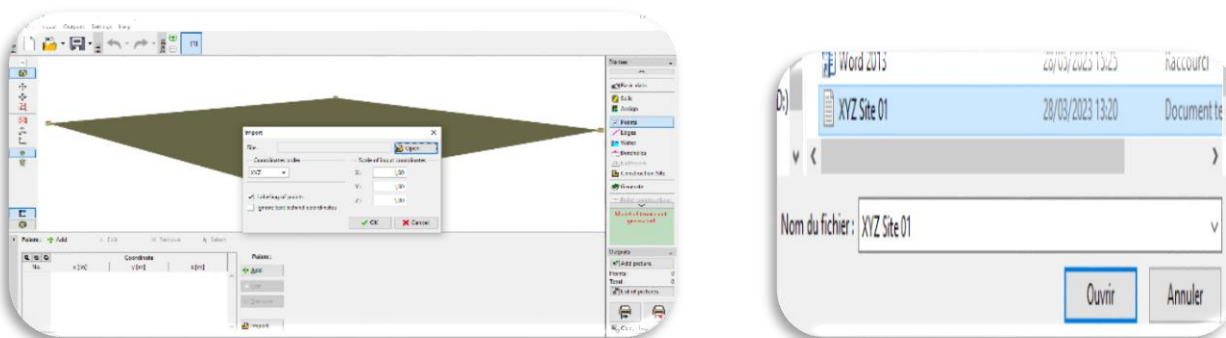


Figure II. 18: Importée les données de fichier Bloc Note

- Cliquer sur commande **points** pour afficher les points de terrain :

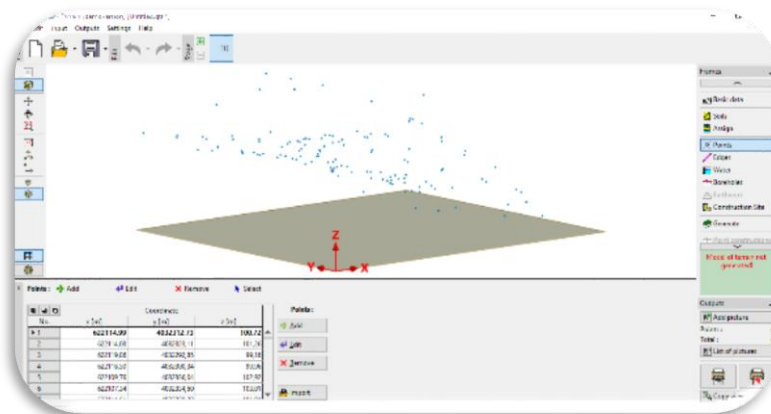


Figure II . 19: les points de terrain

- Cliquer sur **Generate** pour générer le terrain :

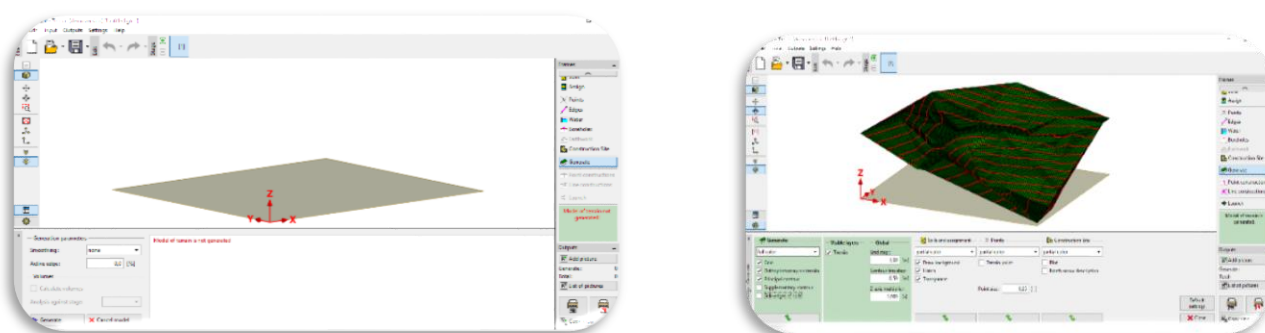


Figure II . 20: Générer le terrain

- Cliquer sur **Project** pour définir le projet réalisé sur TERRAIN :

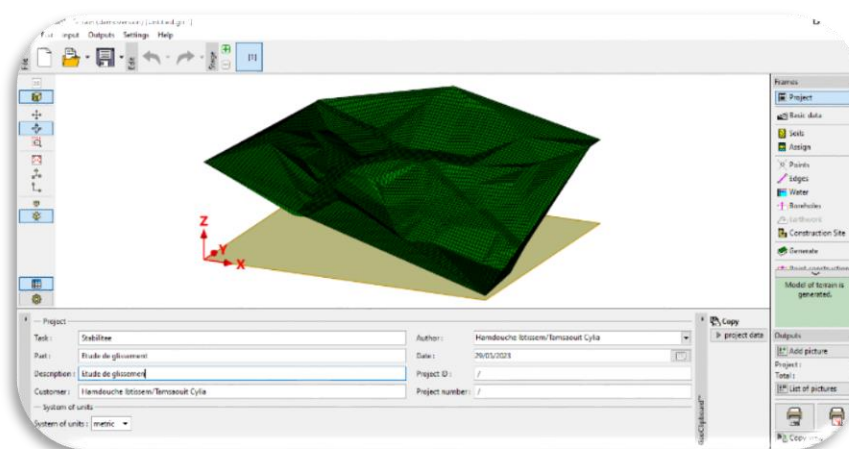


Figure II . 21: L'identité de projet

- Cliquer su **Basic Data** pour ajouter nombre des coordonnées existante :

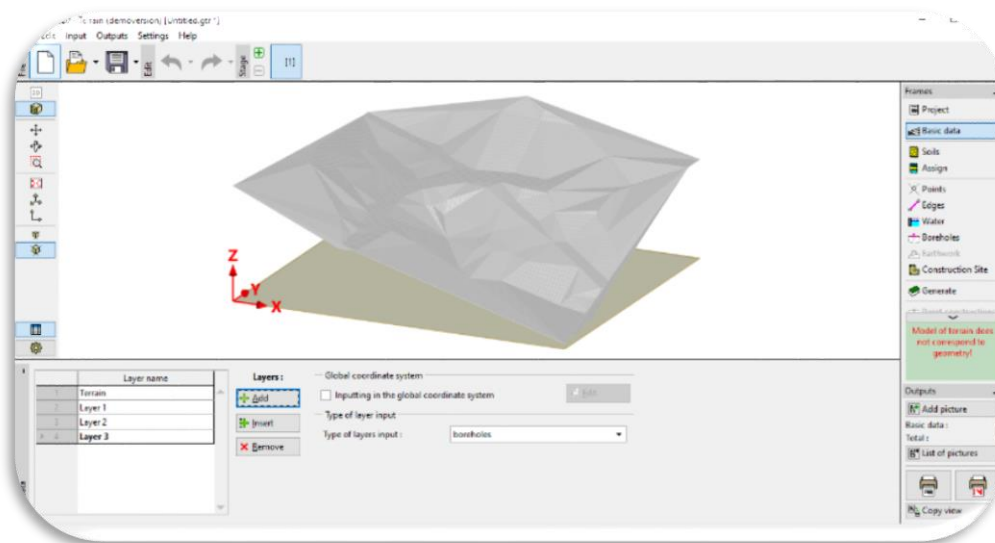
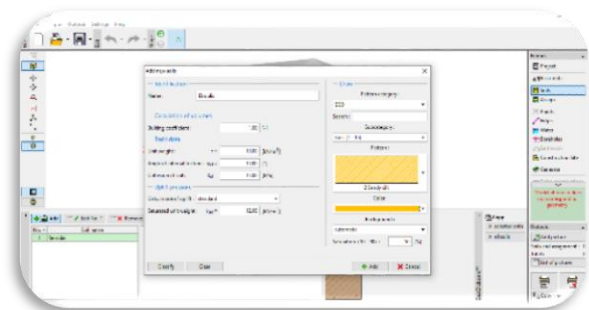
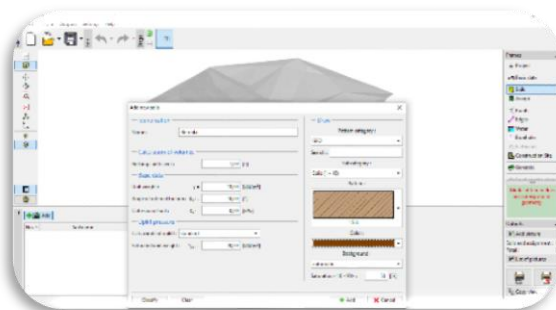


Figure II. 22: Le nombre des coordonnées existantes

- Cliquer sur **soils** pour definir les defferante caracterstique des couches :

Couche 01

Couche 02



Couche 03

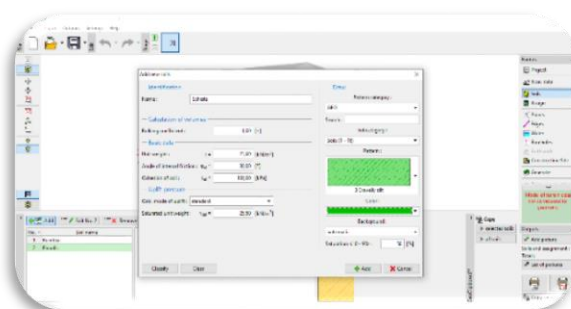


Figure II . 23: les différent couche de terrain

- Puis renommer les couches :

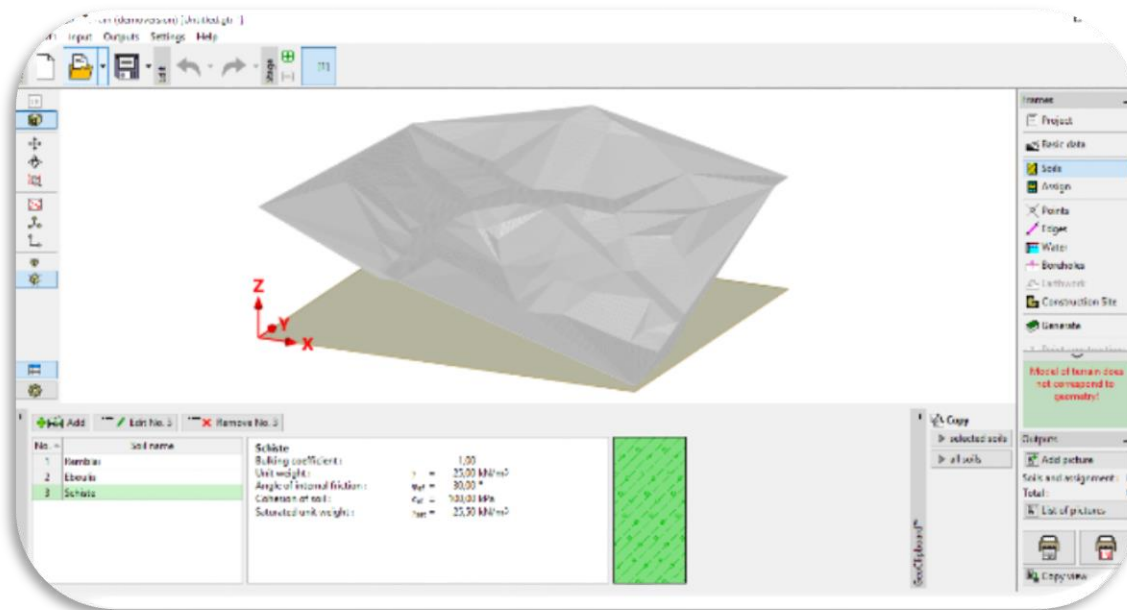


Figure II . 24: Renommer les couches

- Cliquer sur **Assign** pour placer chaque une des couches dans le dessin :

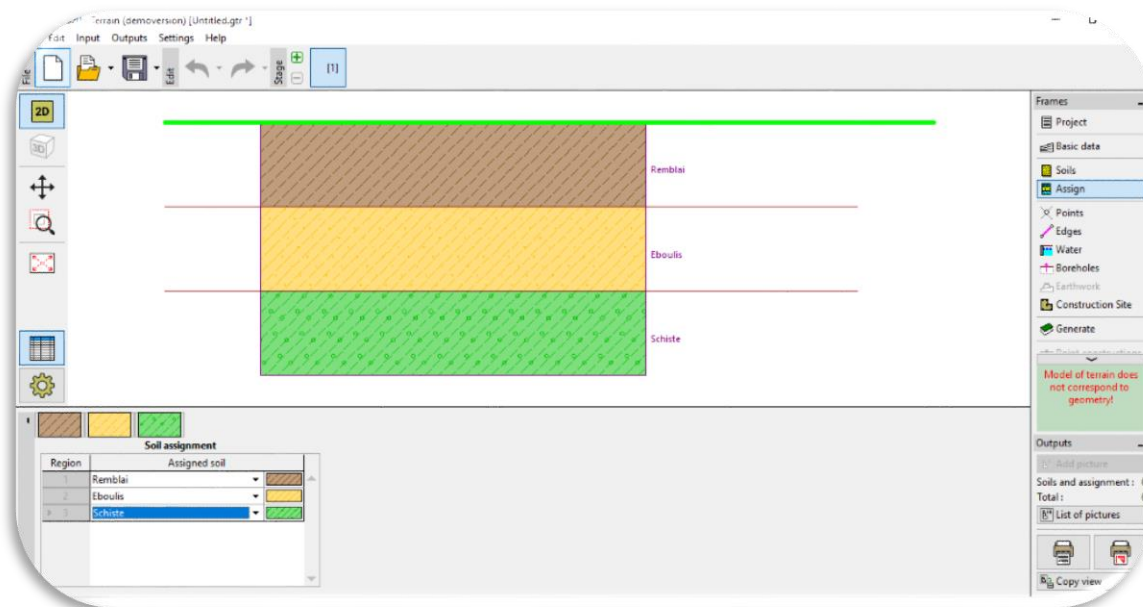


Figure II . 25: Placer les couches dans le dessin

- Revenir sur AtouCAD pour adopter les coordonnées de sondage :

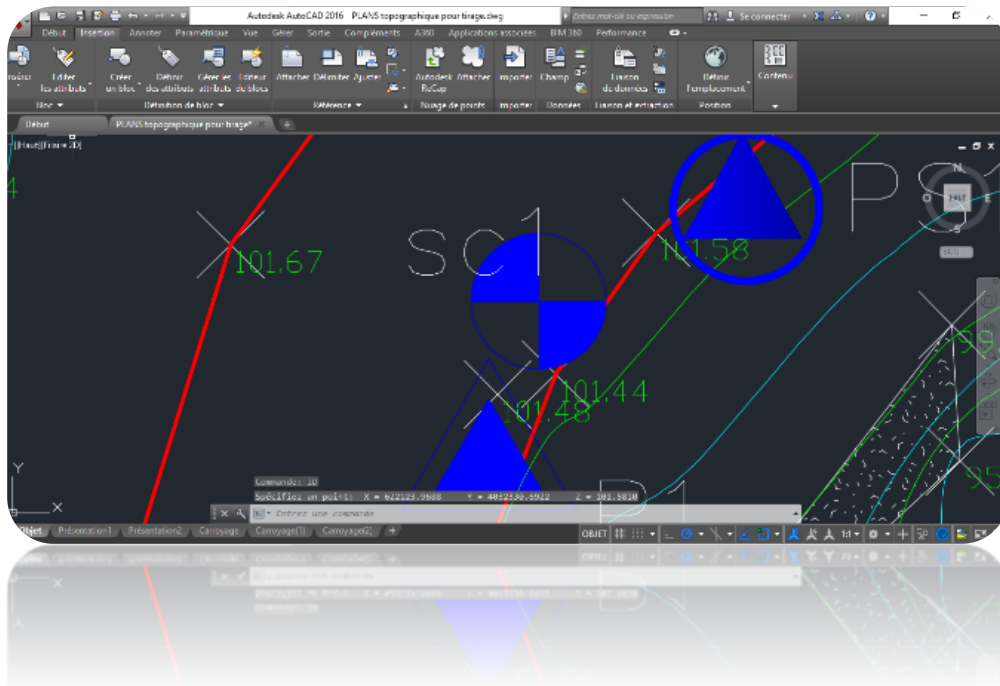


Figure II. 26: Les coordonnées de sondage

Cliquer sur **Borehole** pour entrer les coordonnées de sondage et les profondeurs des couches :

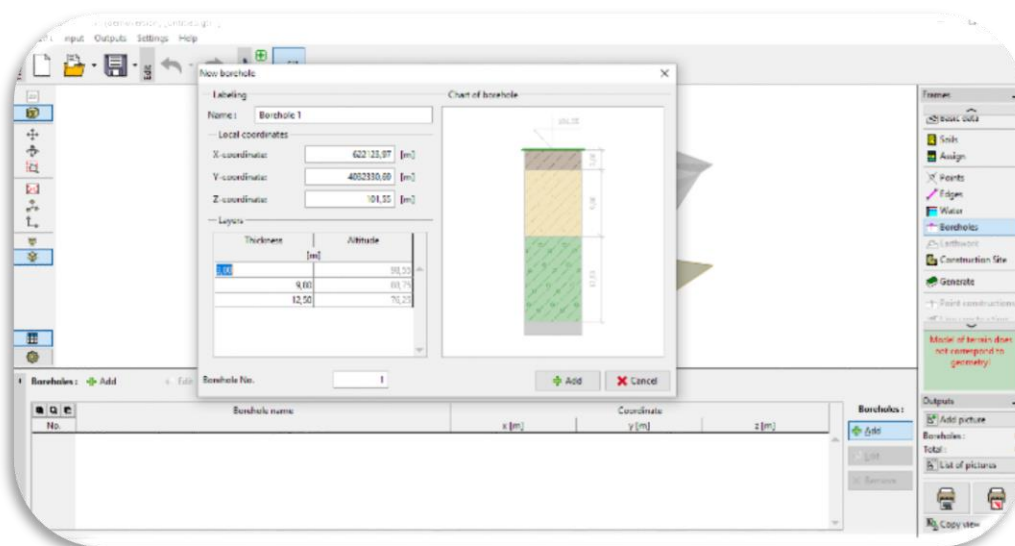


Figure II . 27: Les coordonnées de sondage et les profondeurs des couches

- Cliquer sur Generate pour afficher les en 3D :

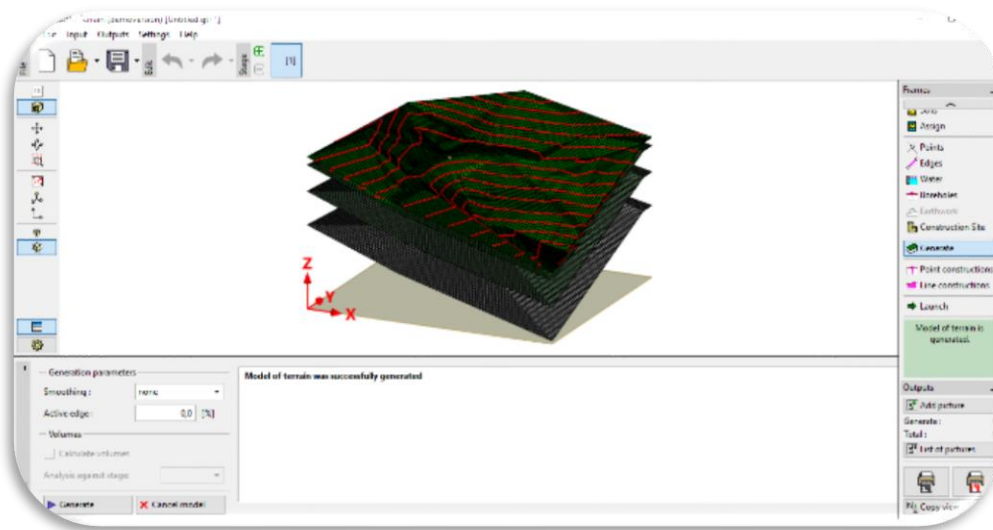


Figure II. 28: Le terrain en 3D

Sur **Auto CAD** dessiner la coupe A-A ' par utilisation la commande **Ligne** :

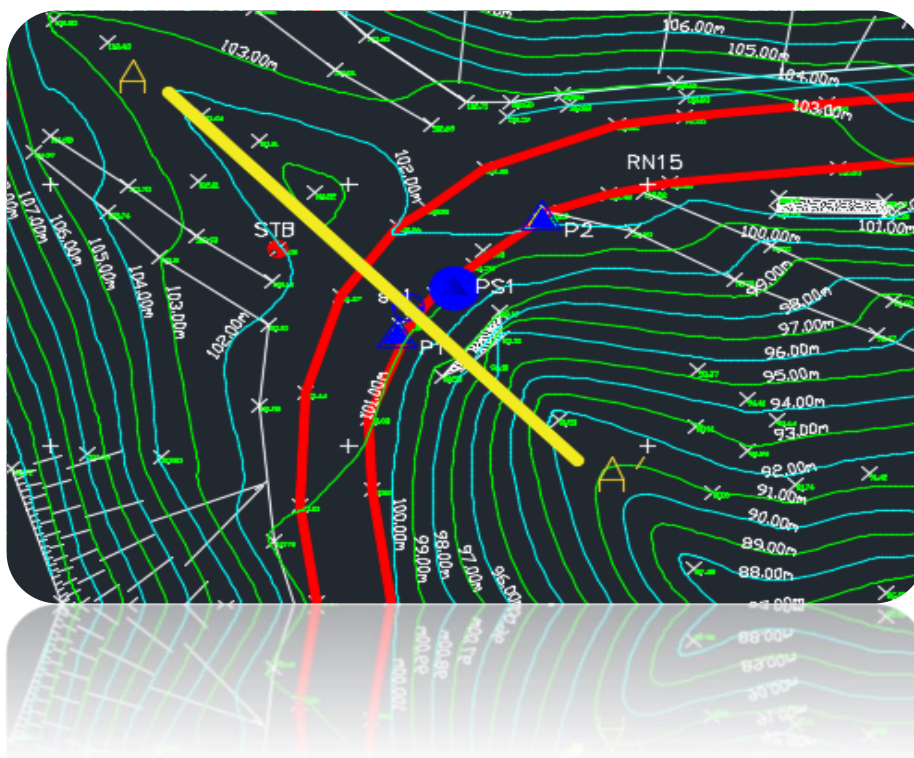


Figure II . 29: Le dessin de la coupe A-A '

Sur le plan Topographique écrire **ID** puis entre pour adopter les coordonnées x, y et z de chaque point (A et A') :

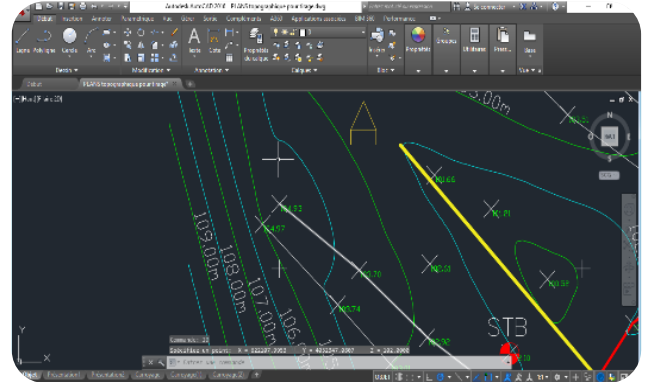
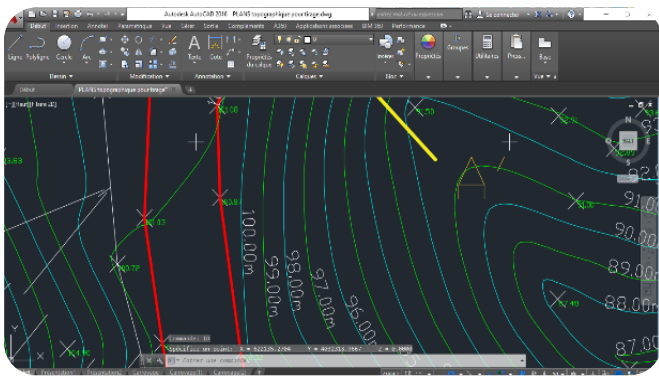


Figure II . 30: Les coordonnées x, y et z de chaque point (A et A')

- Cliquer sur **Line construction** pour définir les coordonnes des deux points :

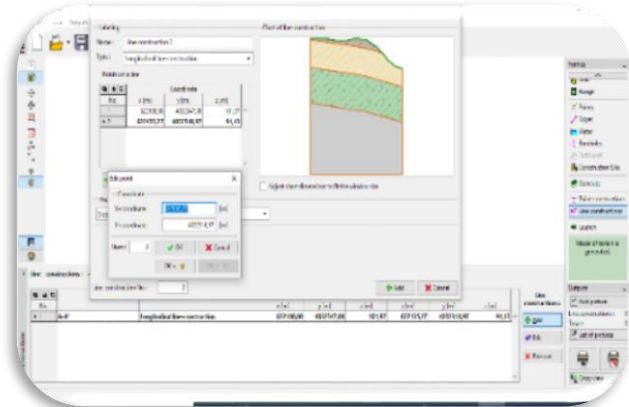
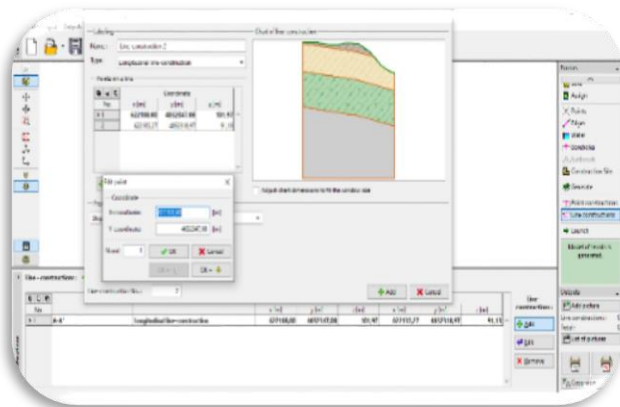


Figure II . 31: Ajouter les coordonnes des deux points (A et A')

- Lancer **Lunch** pour revenir sur **Slope Stability** :

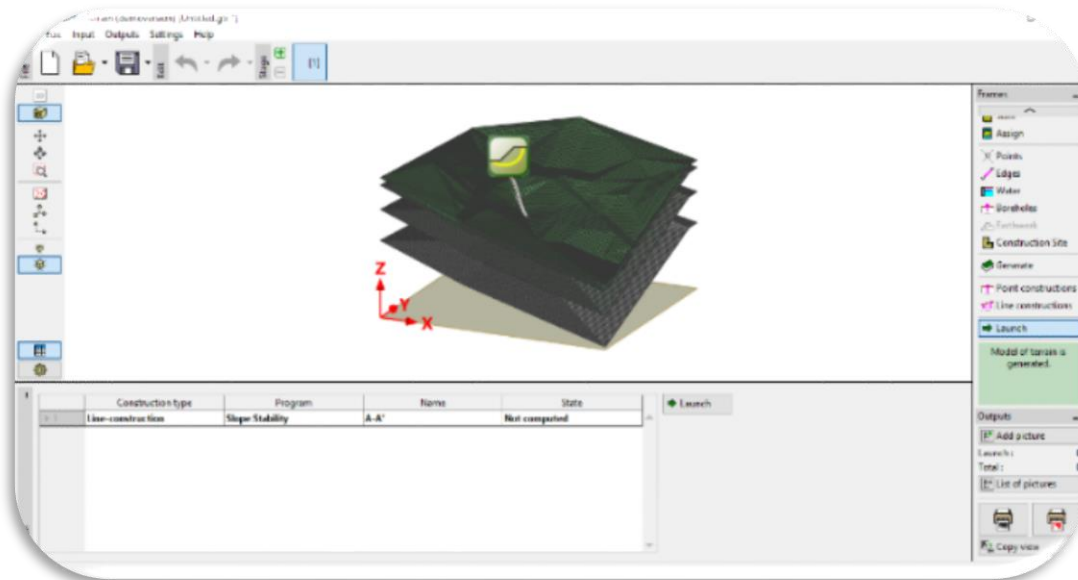


Figure II . 32: Model Slope Stability

- Sur Slope **Stability** cliquer sur **Interfaces** pour afficher façade de la coupe :

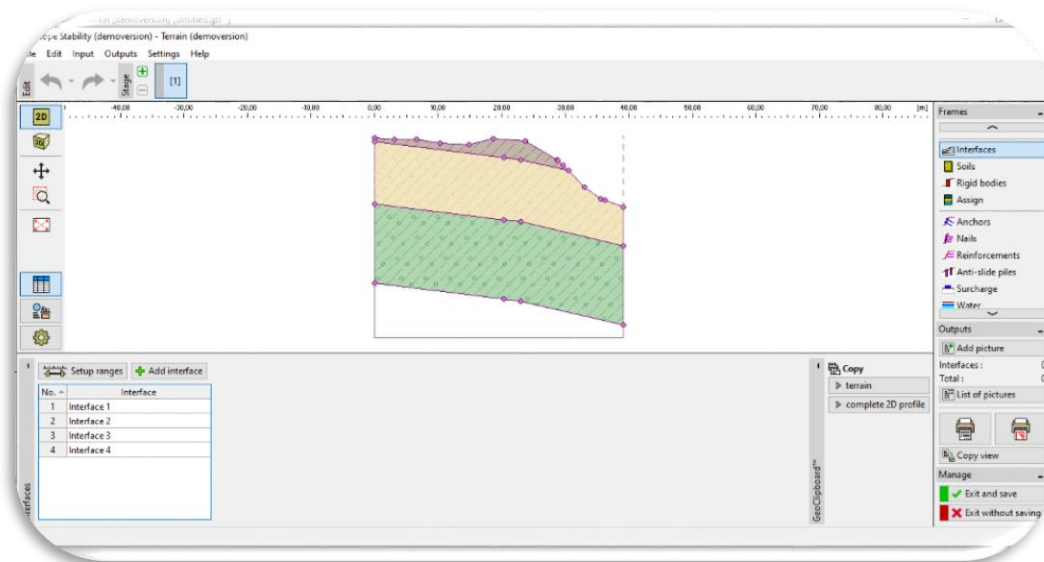


Figure II. 33: Les Interfaces

- Cliquer sur **Surcharge** pour entrer le poids de la route :

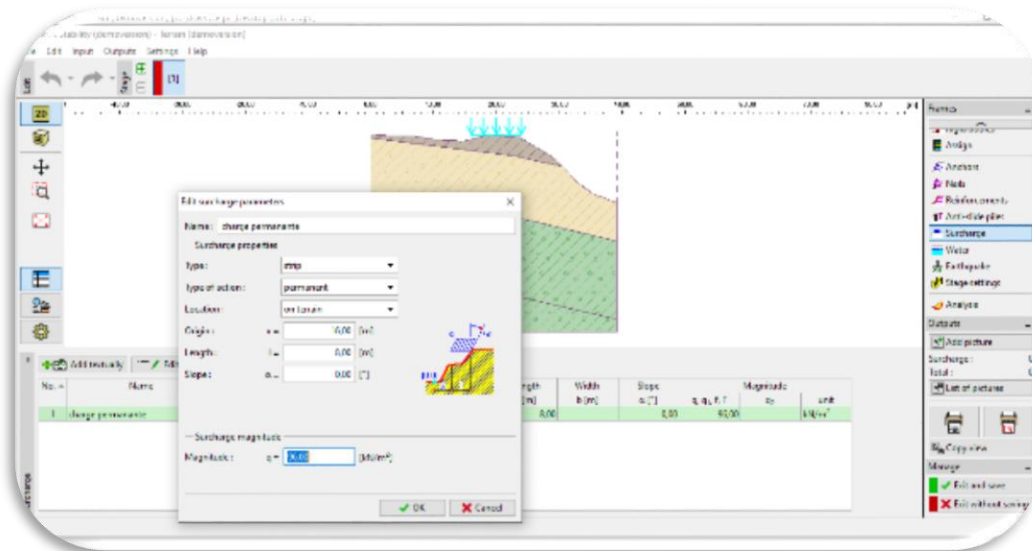


Figure II. 34: la charge routière

- Tracer la direction de glissement à l'aide de commande **Replace graphically**

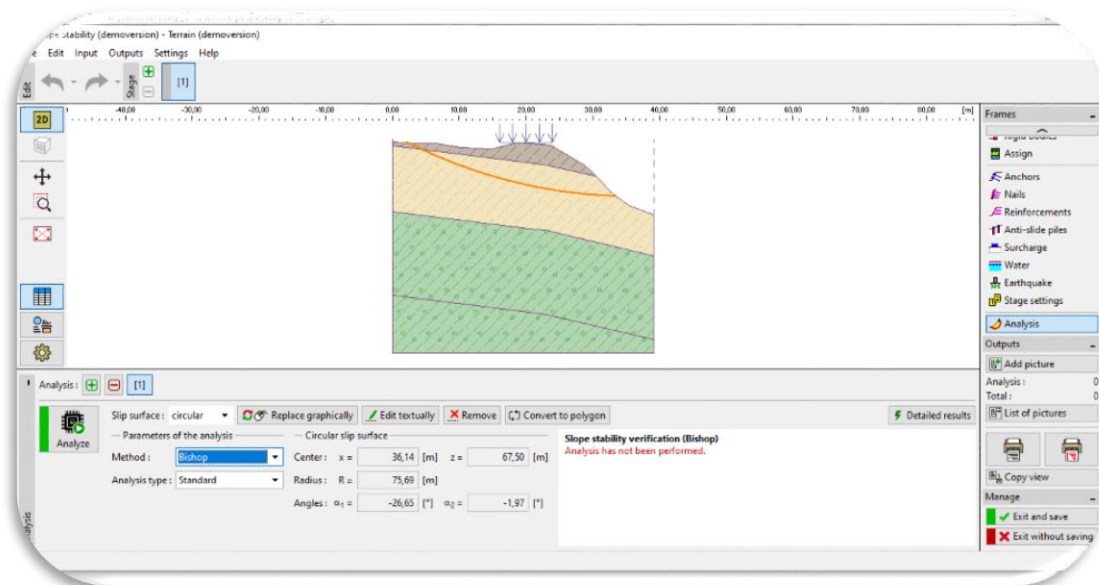
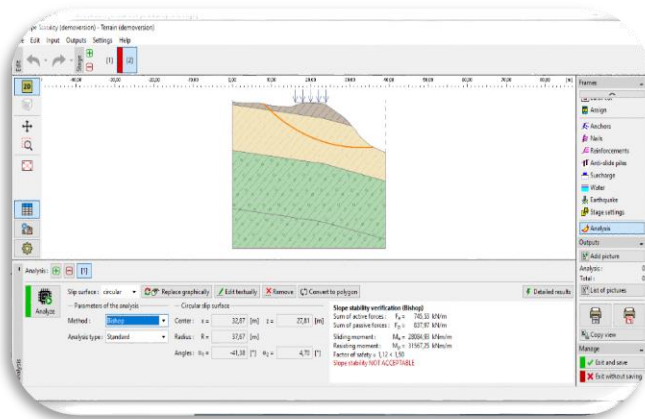


Figure II. 35: La direction de glissement.

A la fin lancer **Analysis** :



Slope stability verification (Bishop)
 Sum of active forces : $F_a = 745,53 \text{ kN/m}$
 Sum of passive forces : $F_p = 837,97 \text{ kN/m}$
 Sliding moment : $M_a = 28084,93 \text{ kNm/m}$
 Resisting moment : $M_p = 31567,25 \text{ kNm/m}$
 Factor of safety = $1,12 < 1,50$
Slope stability NOT ACCEPTABLE

Figure II. 36: La commande “ Lanche“ pour l’analyse

La dernière étape : pour afficher le rapporte cliquer sur **file** puis, **print document**

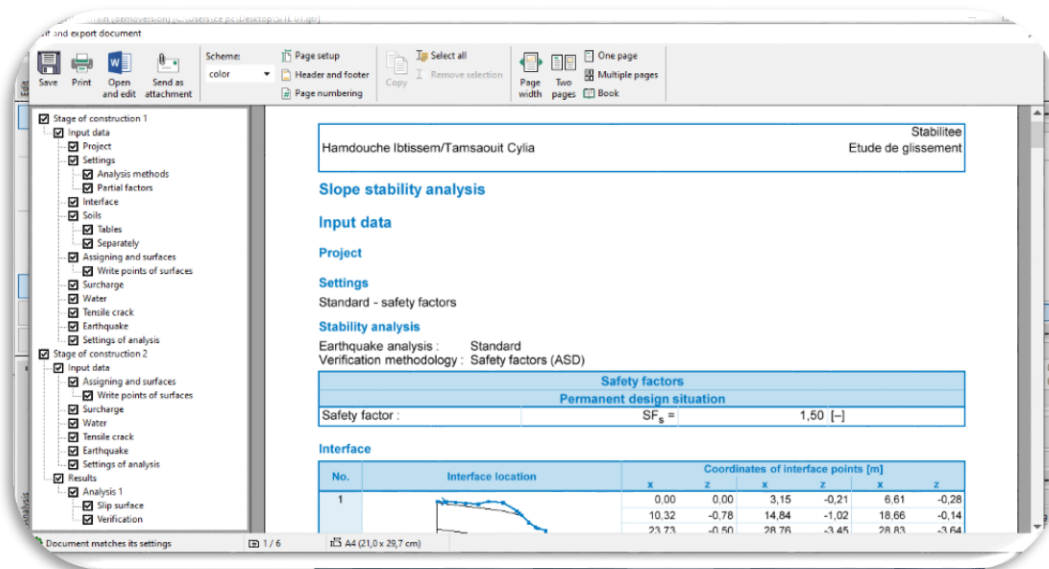


Figure II . 37: Le rapporte des résultats

II.5. Presentation des resultants:

1/ Le sol 01 :

Tableau 7 : les résultats de cohésion et l'angle de frottement de sol 01

CAS	γ (KN/m ³)	Φ (°)	C(Kpa)
SOL 1 Naturel	16	25	10,5
Sol 1 + 10 % de la boue	16,2	19,737	102,69
Sol 1 + 10 % de la boue+W	16,5	39,41	40,4

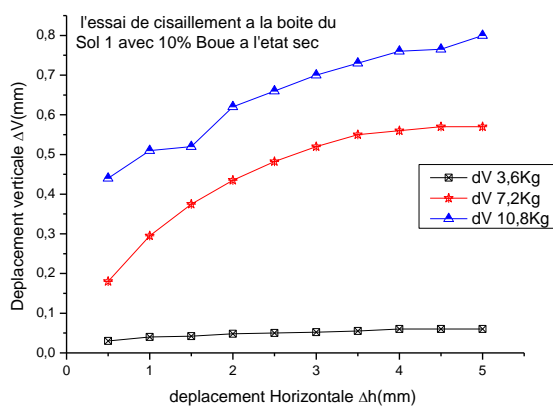


Figure II. 38: L'essai de cisaillement à la boîte du sol 01 avec 10%boue a l'état sec.

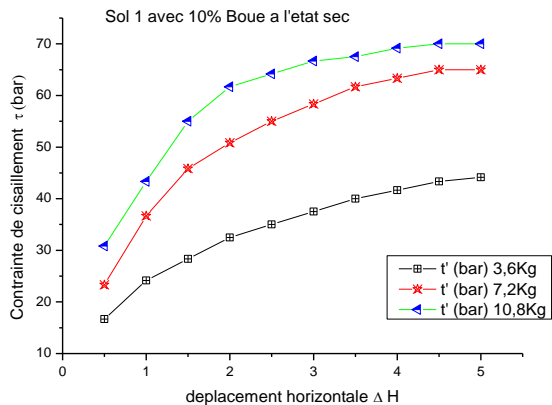


Figure II. 39: Sol 01 avec 10% boue à l'état sec.

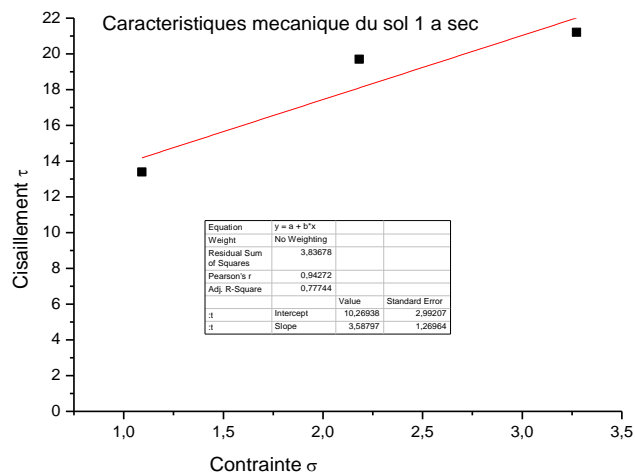


Figure II. 40: Caractéristiques mécaniques de sol 01.

1/ Le sol 02 :

Tableau 8 : les résultats de cohésion et l'angle de frottement de sol 02

CAS	Φ (°)	C(Kpa)
SOL 2 Naturel	17.50	37,6
Sol 2 + 10 % de la boue	29,056	57,24
Sol 2 + 10 % de la boue +W	17,95	14,31

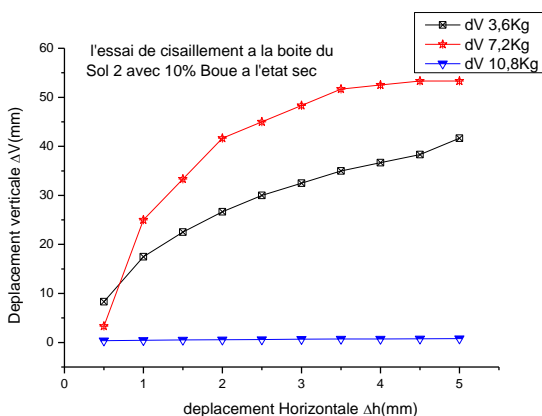


Figure II. 41: L'essai de cisaillement à la boîte du sol 02 avec 10%boue à l'état sec.

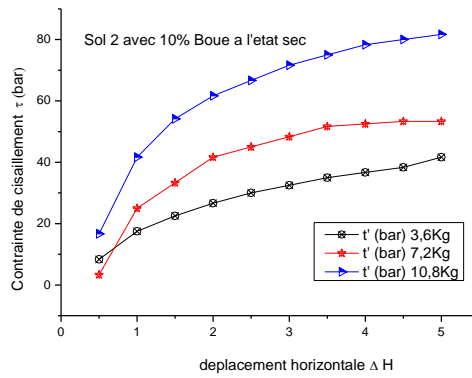


Figure II. 42: Profil 02 modifier avec 10% boue a l'état sec.

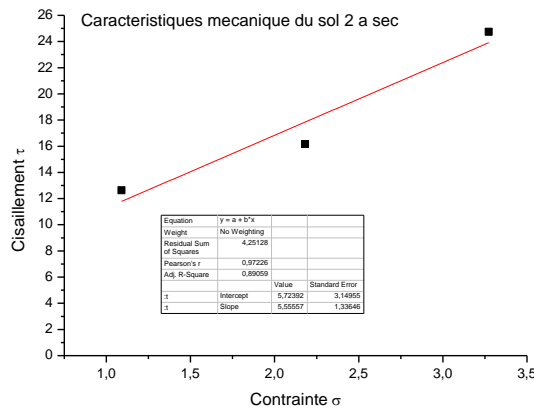


Figure II. 43: Caractéristiques mécaniques de profil 02.

II .6. Modélisation avec logiciel GEO5

Le glissement touche la couche supérieure uniquement à savoir (le remblai) donc il ne nécessite pas un renforcement major (un gabion peut-être une solution). Mais notre but est de modifier le sol par des déchets et de voir leurs effets sur le rayon de glissement et son centre, de ce fait on a considéré au départ que la première couche et la couche supérieur sont toutes argiles, puis après cette argile et modifier par les déchets, évidemment pour les couches en lité.

Profil 1 :

a) Sol a l'état initial

Dans la figure suivante nous présentons le coupe du terrain sous les conditions initiales (voir types couches géotechniques et surcharges routière)

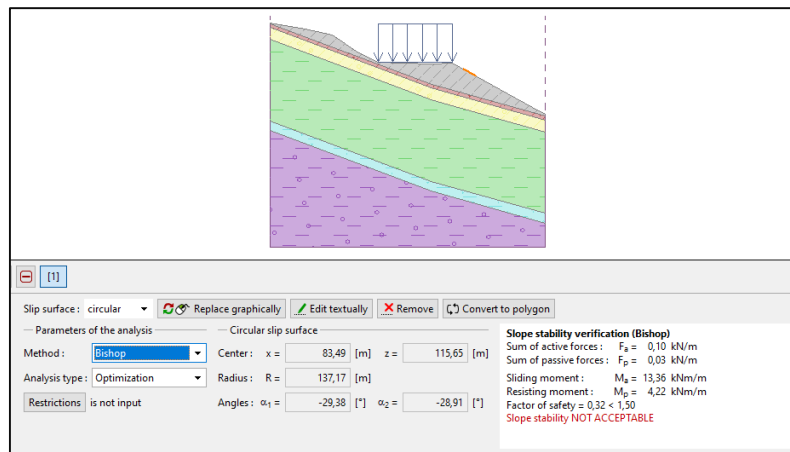


Figure II. 44: La couche faible pour profile 01.

De la figure 44 en remarque une réponse de logiciel sur la situation du site, qu'il affiche une phrase en rouge, qui déclare que la stabilité n'est pas assurée. Cette situation après analyse résulte

$F_s=0.32$ inférieur a 1.5 donc il est instable.

$R=137.17m$

Pour rendre le glissement important, dans la (figure 45) on suppose une profondeur différente au cas précédent (la couche première est entre 0,2m) ayant les mêmes caractéristiques que la premier couche (figure 44, (0m a 1,7m)) Les résultats de la modélisation présent dans figure ci-dessus :

- $F_s = 1,27$ inférieur a 1,5
- $R=6,45m$

Le moment renversant dans ce cas est de 1264KN.m/ml alors que dans la situation initiale (figure 44) le M_r est de 13,36KN.m/ml, de ce fait nous avons un glissement important à étudier.

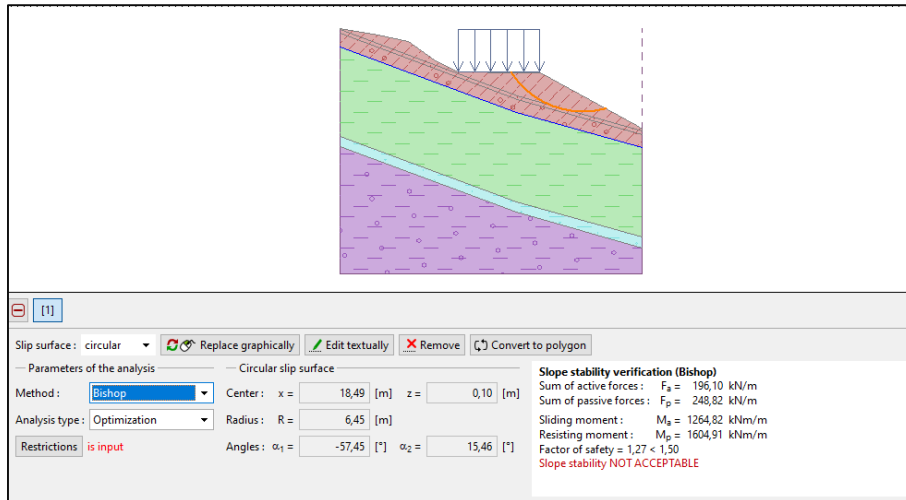


Figure II. 45: Profile 01 avant modification.

b) Sol traité avec de la boue à sec

Dans (la figure 46) ci-dessus on a modélisé le terrain de glissements du profile N°1 après modification à sec de sol de la couche supérieure (0m à 2m) par 10% de la boue. Les nouveaux paramètres mécaniques sont (cisaillement) sont $\gamma=16.2\text{KN/m}^3$, $\Phi= 19.737^\circ$, $C=102.69\text{KPa}$: Les résultats obtenus sont

- $F_s=4,27$ supérieur à 1,5
- $R=9,57\text{m}$

Une nette amélioration du coefficient de sécurité. En remarque que les coordonnées de centre de rayon tendent vers une position à l'extérieur de l'enceinte de glissement.

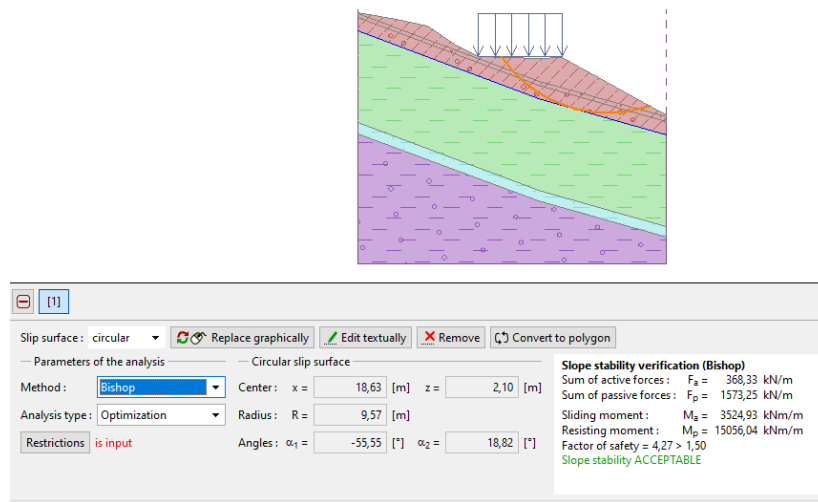


Figure II. 46: Profile 01 après modification avec 10% à sec.

c) Sol traité avec de la boue (humide)

Dans cette étape la modification de sol par 10% de boue en présence d'une certaine humidité à savoir la teneur en eau du sol modifier est similaire à celle à l'état initial (in situ) ., les résultats obtenus :

- $F_s=3,08$ supérieur à 1,5
- $R=9,99m$

Ce sol dans son état humide traite par une boue (10%) à présenter des caractéristique mécanique $C=40.4$ kPa et l'angle de frottement $39,41^\circ$ présente une augmentation par rapport au sol modifier à sec par la même quantité de boue d'environ de 50%.

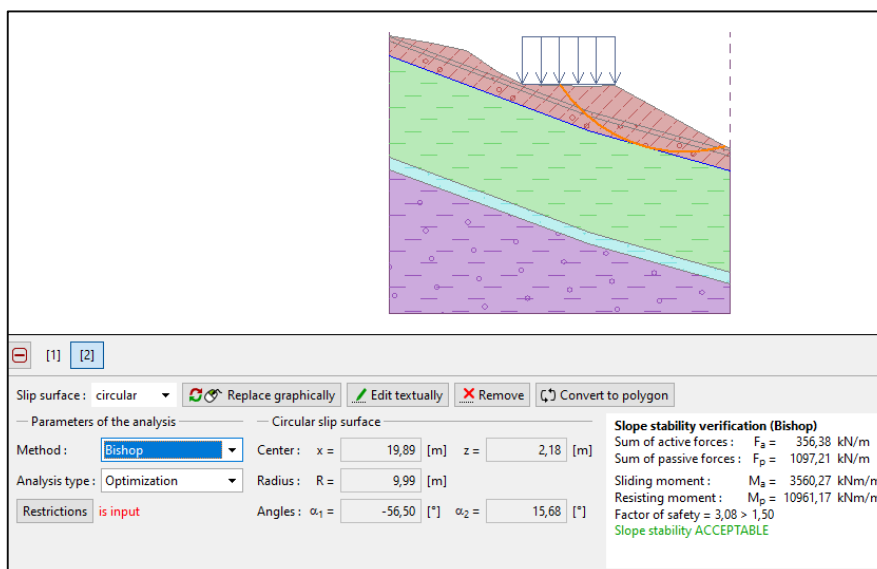


Figure II. 47: Profile 01 modifier avec 10% boue + ω

Ci-après (figure 48) représente une modélisation des trois cas (sol naturel ; sol modifier avec boue à sec, et sol modifier en présence d'une humidité et boue), on remarque que le centre de rayon se glisse vers l'extérieur de l'enceinte de glissement. Un résultat qui confirme l'importance de traitement par les déchets.

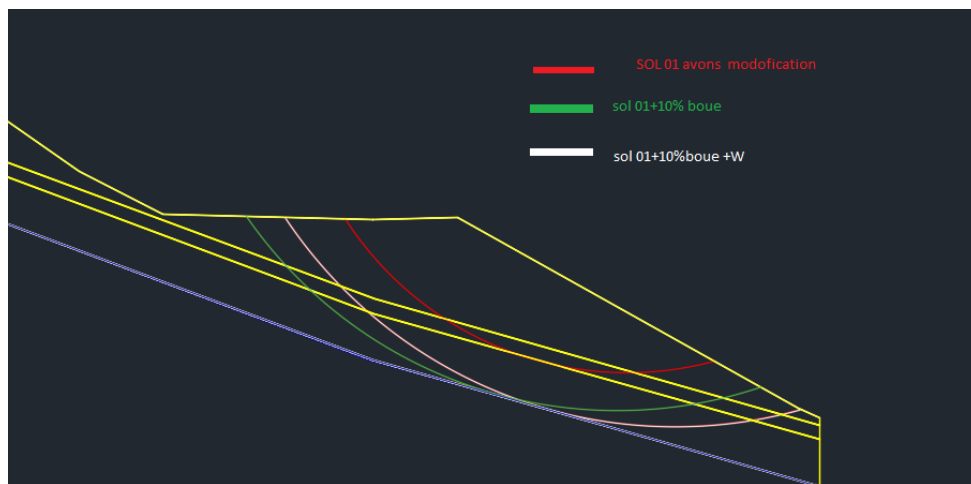


Figure II. 48: Le développement de rayon de glissement par des modifications profile 01

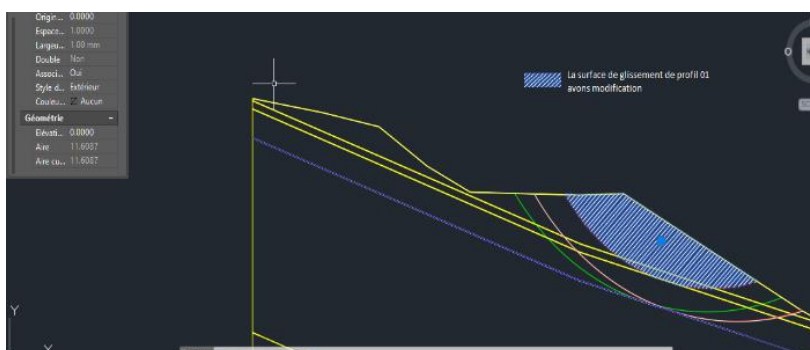


Figure II. 49: La surface occupe par le rayon de glissement avant modification profile 01

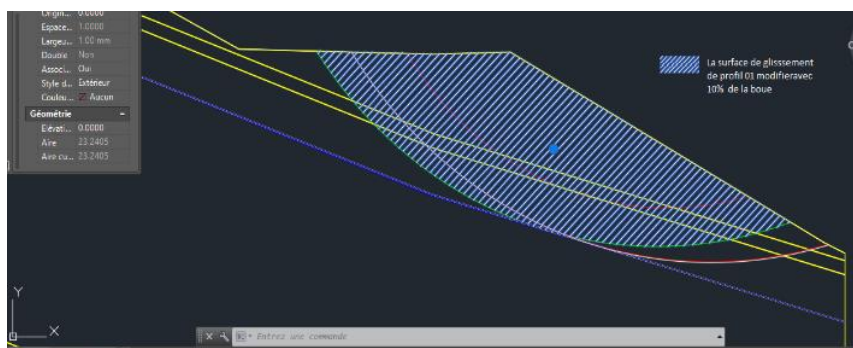


Figure II. 50: La surface occupe par le rayon de glissement après la modification profile 01 avec 10% la boue

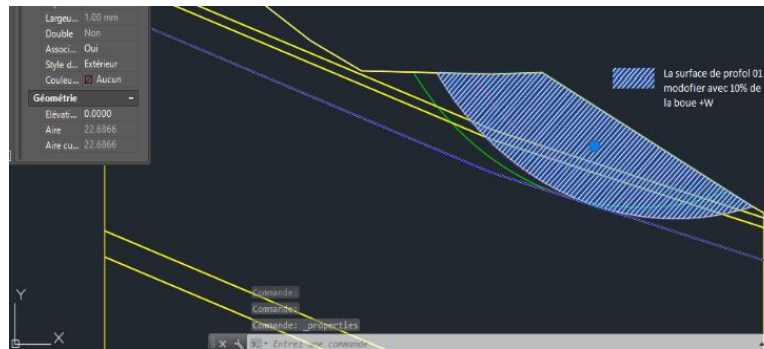


Figure II. 51: Surfaces de occupe par le rayon glissement après modification profile 01 avec 10% de la boue humide

B / Profil 02 :

- ❖ Ce profil présente une différence par rapport au premier profil en termes de profondeur, la succession des couches et leurs épaisseurs.

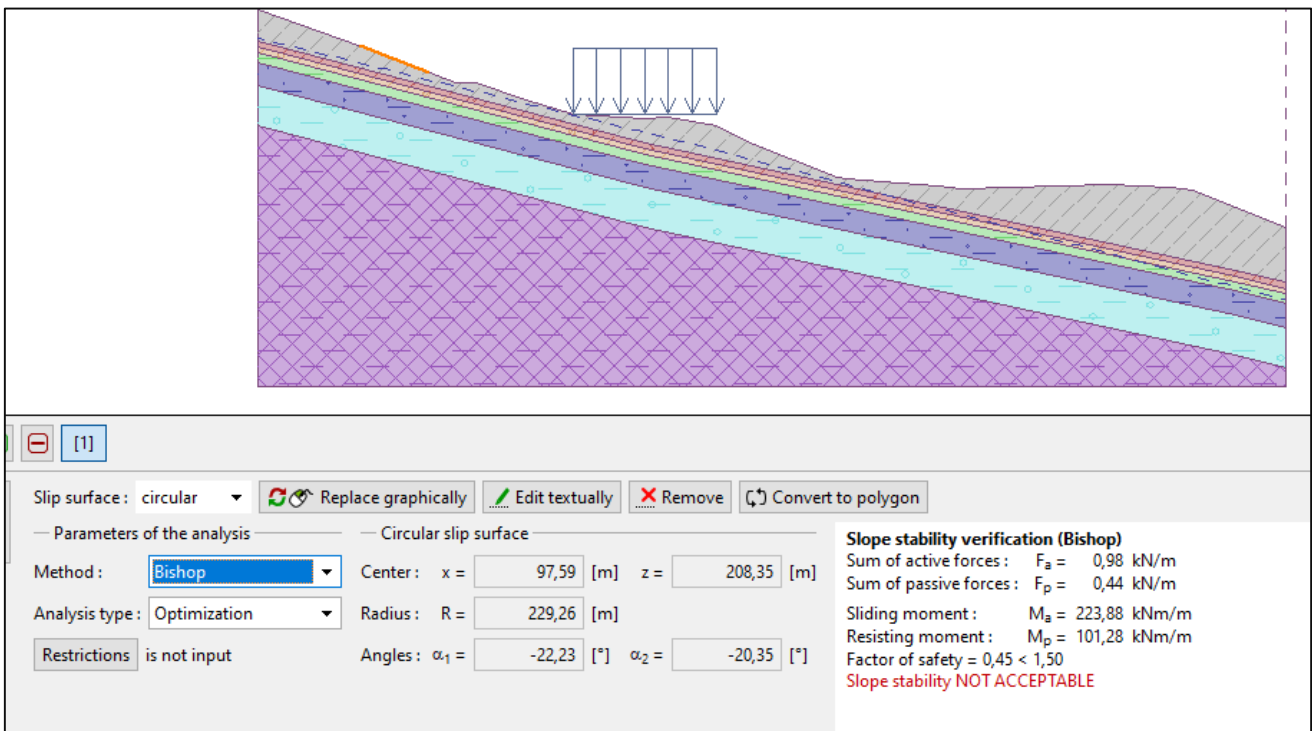


Figure II. 52: La couche faible pour profile 02.

- ❖ La première modélisation de ce profil s'avère que le glissement n'est pas majeur (figure 50). De la même manière on suggère une modification à ce profil afin d'avoir une assiette de glissement importante (voir figure 51).

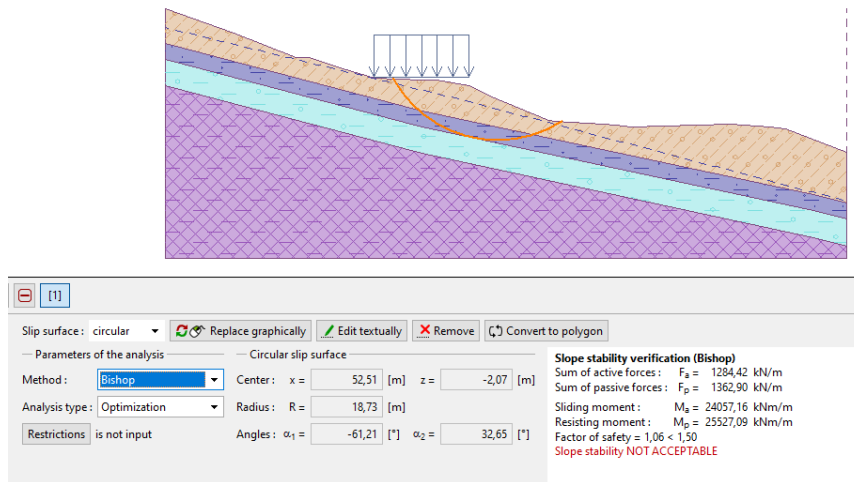


Figure II . 53: Profile 02 avant modification.

La figure 51 présente un glissement de rayon 18,73m alors qu'il été 229,26m, c'est-à-dire que la ligne de glissement passe sous forme d'une tangente au sol.

- ❖ La modification de la couche du sol par 10% de boue, donne des résultats significatifs vis-à-vis de la géométrie de l'enceinte de glissement (figure 52).

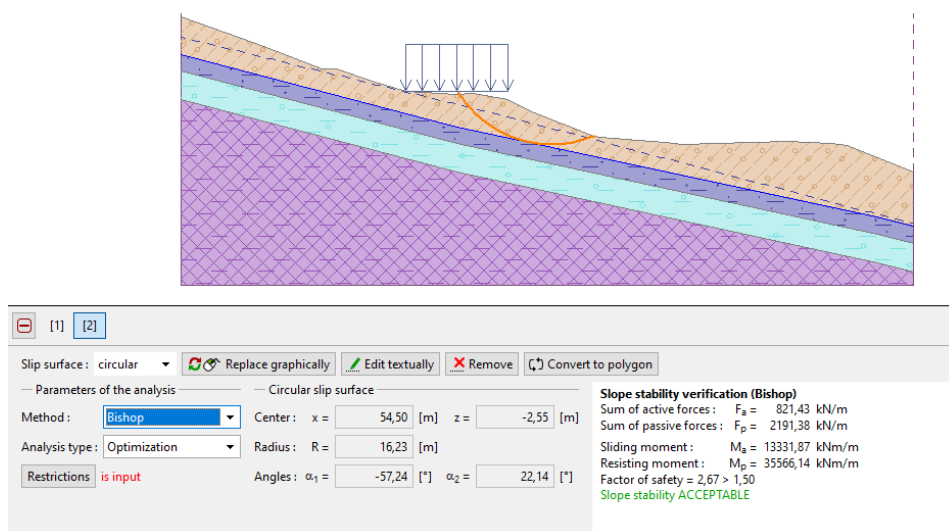


Figure II. 54: Profile 02 modifié par 10% de boue.

La modification d'un sol par 10% de boue en ramenant le sol à sa teneur en eau initiale, à donner un coefficient de sécurité de 1,07 qui est inférieur au coefficient admissible. La masse volumique qui est de 16KN/m^3 son épaisseur qui est 4,8m ainsi que la modification en présence de l'eau résulte un effet négatif.

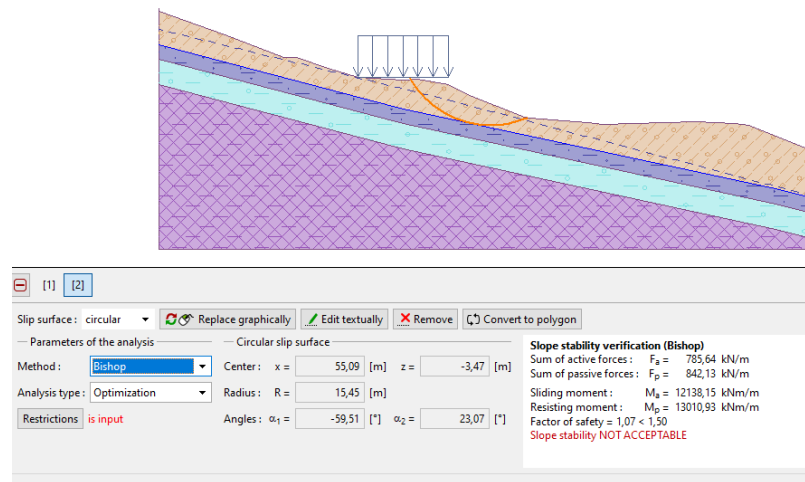


Figure II. 55: Profile 02 modifié avec 10%boue+ω

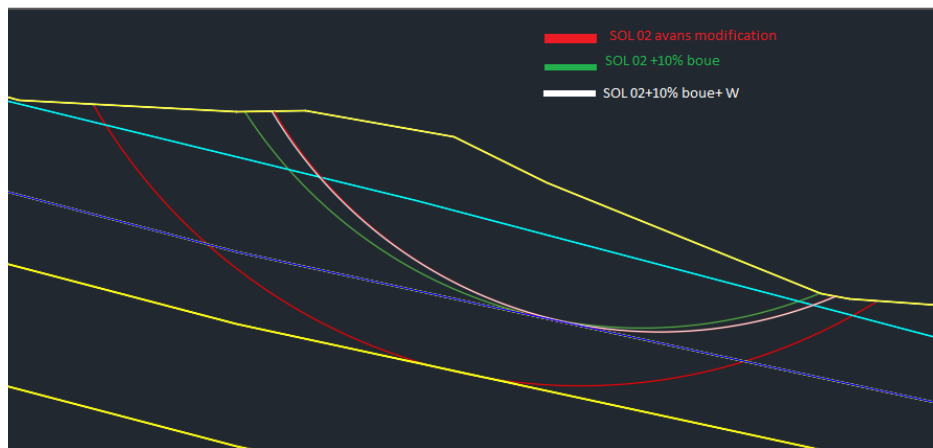


Figure II . 56: Le développement de rayon de glissement par des modifications profile 02

L'assiette de glissement à l'état proposé été d'une surface de $136,94\text{m}^2$, la modification de sol par un déchet (boue) a un effet important sur le glissement voir cette surface qui se réduit à $66,46\text{m}^2$ pour la modification à l'état sec, l'aire de surface dans le cas humide est de $63,25\text{m}^2$.

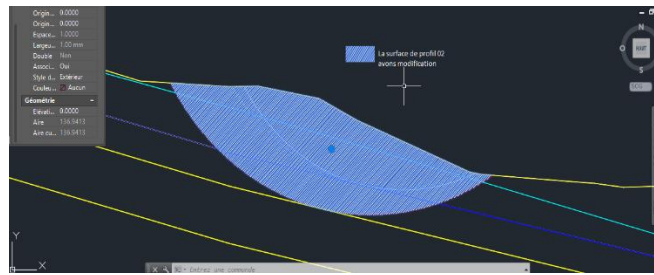


Figure II . 57: Surfaces occupé par le rayon de glissement avant la modification sol 02

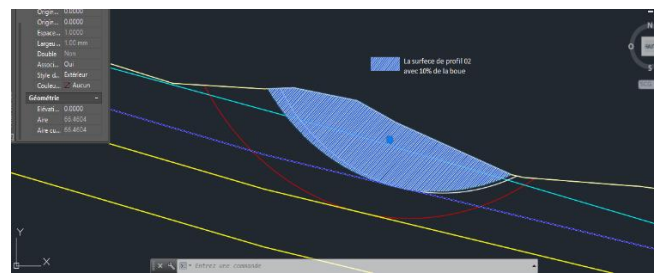


Figure II. 58: Surfaces occupe par le rayon de glissement après modification profile 02avec 10% de la boue

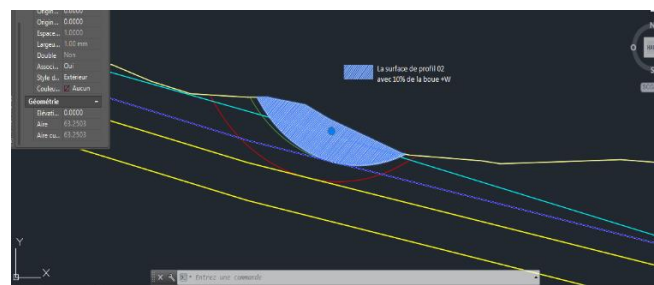


Figure II. 59: Surfaces occupe par le rayon de glissement après modification profile 02 avec 10% de la boue humide

Conclusion générale

Le domaine de génie civil (structure, travaux publics ; matériaux), on a besoins de relier nôtre études à la géotechnique pour bien connaitre la nature des sols ou bien les caractéristiques mécaniques et physique pour que les travaux doit ils de bonne réalisations, le traitement ou la modification des sols permette de améliorer leur résistance vis- à -vis des différents phénomènes (glissement, le tassement, l'effondrement....)

Ce modeste travail basée sur un traitement chimique du sol de la région d'Aghbalou, Wilaya de Bouira pour but de d'apporter une solution physico-chimique au glissement et/ou d'apaiser la grandeur de ce phénomène, souvent rencontrer dans la région vue son relief rurale.

Ce manuscrit scindé en deux partie, la première résume des travaux de recherches les plus récents (2023) à savoir le renforcement des sols (mécaniques et physico-chimique), la deuxième partie nous présentons notre compagne expérimentale est modélisation au logiciel GEO5.

Dans la parte expérimentale on a traité le sol avec 10% de boue issue du barrage de Beni-Amrane dans les deux cas sec et humide, les résultats obtenu ;

La modification de sol à l'état sec avec 10 de Boue présente des améliorations, dans le premier profile le coefficient FS égale 1.27 et 4.27 respectivement avant et après modification. La stabilité est atteinte et le risque de glissement négligeable, dans le deuxième profile le taux d'amélioration est moins grande en comparaison au premier profile. Cette différence indiquer que le type de sol joue un rôle dans la l'amélioration (la couche modifier dans le profil 01 est un remblai, dans profile 02 argile schisteuse)

La modification de deuxième profile par 10% de la boue et une teneur en eau du mélange similaire à celle de sol avant modification a présenté un résultat proche à l'état naturel avant traitement.

En résumé les résultats obtenu dans cette investigation nous permettent de conclure que le traitement physico-chimique d'un profile géotechnique du terrain glissant dépend de la profondeur traité et de la nature du sol que ce soit pulvérulent ou cohérent.

Références

Bibliographiques

Liste des références :

- **S.M Haeri, A. Zamani, A.A. Garakani**, Collapse Potential and Permeability of Undisturbed and Remolded Loessial Soil Samples, *Unsaturated Soils Res*, Apple Haeri 301-308, https://doi.org/10.1007/978-3-642-31116-1_41.
- **S.M. Haeri, A. Valishzadeh, 19 (2021)**. Evaluation of Using Different Nanomaterial's to Stabilize the Collapsible Loessial Soil, *Int. J. Civ. Eng.* 583-594, <https://doi.org/10.1007/s40999-020-00583-8>.
- **A. Hosseini, S.M. Haeri, S. Mahvelati, A. Fathi, (11, 2019)** .Feasibility of using electrokinetics and nanomaterial's to stabilize and improve collapsible soils, *J. Rock Mech. Geotech. Eng.* 1055-1065, <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.06.004>.
- **B. Iranpour, A. Haddad, (2016)** .The influence of nanomaterial's on collapsible soil treatment, *Eng. Geol.* 205 40-53, <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.02.015>.
- **Johari, H. Golkarfard, F. Davoudi, A. Fazeli, (2022)**. Experimental Investigation of Collapsible Soils Treatment Using Nano-silica in the Sivand Dam Region, Iran. *J. Sci. Technol. - Trans, Civ. Eng.* 46 (2) 1301-1310.
- **R. Kong, F. Zhang, G. Wang, J. Peng, (2018)** .Stabilization of loess using nano-SiO₂, *Materials (Basel)*. 11 1-14, <https://doi.org/10.3390/ma11061014>.
- **H. Mahmoudian, M. Hashemi, R. Ajalloeian, B. Movahedi, (2020)**. Investigating the effect of additives' size on the improvement of the tensile and compressive strengths and deformation characteristics of collapsible soils, *Environ, Earth Sci.* 79 1–16, <https://doi.org/10.1007/s12665-020-09085-1>.
- **J.M. Sarli, F. Hadadi, R.A. Bagheri, (2020)**. Stabilizing Geotechnical Properties of Loess Soil by Mixing Recycled Polyester Fiber and Nano-SiO₂, *Geotech. Soil by Mixing Recycled Polyester Fiber and Nano-SiO₂, Geotech. Geol. Eng.* 38 1151–1163, <https://doi.org/10.1007/s10706-019-01078-7>.

- **M. Zimbardo, L. Ercoli, M.C. Mistretta, R. Scaffaro, B. Megna, Collapsible intact soil stabilization**[10] **N. Bakir, K. Abbeche, G. Panczer, (2017)**. Experimental study of the effect of the glass fibers on reducing ceollapse of a collapsible soil, *Geotech. Eng.*, 1271-83.

<https://doi.org/10.12989/gae.2017.12.1.071>.

- **S.M. Abdulrahman, M.Y. Fattah, E.A. Ihsan, (2021)**.Influence of plastic fiber on the geotechnical properties of gypseous soil, *Int. J. Eng. Trans. B Appl.*34, 367.374.<https://doi.org/10.5829/IJE.2021.34.02B.08>.
- **M.A.M. Sakr, M.A. Sawaf, A.K. Nazir, A.K.(2014)**, Rabah, Behavior of collapsible soils stabilized with fibers, *Alexandria Int. Conf. Struct. Geotech. Eng. d'Alexandrie (AICSGE 8) Egypt GT.* (2014).
- **F. Sabbaqzade, M. Keramati, H. Moradi Moghaddam, P. Hamidian, (2022)**.Evaluation of the mechanical behaviour of cement - stabilized collapsible soils treated with natural fibres, *Geotech. Geoengin.* 17, (6 1735-1750).
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.11.045>
- **A. Kumar, B.S. Walia, J. Mohan, (2006)**.Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay, *Constr. Build. Mater.* 20, 1063-1068,
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.02.027>.
- **N. Hanegbi, I. Katra, A clay-based ,(2020)** .géopolymère in loess soil stabilization, *Appl. Sci.* 10, (7) 2608.
- **J. Huang, R.B. Kogbara, N. Hariharan, E.A. Masad, and D.N. little, (2021)**.A state-of-the-art review of polymers used in soil stabilization, *Constr. Build. Mater.* 305, 124685,
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124685>.
- **A.A. Khalaf, K. Kopecsko, (2020)**. Proposed simplified method of geopolymer concrete mix design, *Concr.Struct.* 21, 31–37. <https://doi.org/10.32970/cs.2020.1.5>.
- **J. Davidovits, J. Therm. Anal, (1991)** .Géopolymère inorganic polymeric new materials,. 37 1633–1656, <https://doi.org/10.1007/bf01912193>.
- **Chang, J. Im, G.-C. Cho, (2016)**. Introduction of microbial biopolymers in soil treatment for future enviro
- **M. Ayeldeen, A. Negm, M. El-Sawwaf, M. Kitazume, (2017)**. Enhancing mechanical behaviors of collapsible soil using two biopolymers, *J. Rock Mech. Geotech. Eng.* 9, 329–339.
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.11.007>.
- **H. Dehghan, A. Tabarsa, N. Latifi, Y. Bagheri, (2019)** .Use of xanthan and guar gums in soil strengthening, *Clean Technol. Environ, Policy* 21 ,155–165.
<https://doi.org/10.1007/s10098-018-1625-0>.

- **A.S. Abdulrasool, S.F.A. Al-Wakel, (2021).** Effects of polyurethane foam on the behaviour of collapsible soils, *Geotech. Res.* 8 ,108–116.
<https://doi.org/10.1680/jgere.21.00005a>.
- **J. Huang, R.B. Kogbara, N. Hariharan, E.A. Masad, D.N. Little, (2021).** A state-of-the-art review of polymers used in soil stabilization, *Constr. Build. Mater.* 305, 124685.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124685>.
- **J.L. Richardson, W.T. Gunnerson, J.F. Giles, (1987).** Influence of in Situ Two-Phase Polymers on Aggregate Stabilization in Various Textured North Dakota Soils, *Can. J. Soil Sci.* 67, 209–213.
<https://doi.org/10.4141/cjss87-019>.
- **R.L. Santoni, J.S. Tingle, M. Nieves, (2005).** Accelerated strength improvement of silty sand with nontraditional additives, *Transp. Res. Rec.* 34–42.
- **François SCHLOSSER, (10 nov 1977).** Murs de soutènement. © Techniques de l’Ingénieur, traité Construction. 244 – 2.
<https://geniecivilpdf.com/wp-content/uploads/murs-de-soutenement.pdf>
- **Planconsult Plans, (avril 2019).** Calcul de stabilité des ouvrages. Etudes d’aménagement hydroagricoles pour 6 périmètres dans le Nord-Ouest. pour le WELHUNGERHILFE.
<https://fr.scribd.com/document/474788316/Chapitre-1-murs-de-soutenements-pdf>
- https://www.welthungerhilfe.org/fileadmin/pictures/tender/english/2019-tender-hti-1145-WHH-CDB-JRAON-006-Annexe_1C.pdf
- **Received: 1 January 2023 , Revised: 29 January 2023 , Accepted: 3 February 2023, Published: 7 February 2023 .**Finite Element Modeling of the Soil-Nailing Process in Nailed-Soil Slopes .
<https://www.mdpi.com/2121320>
- **Md. Khaja Moniuddin, Dr. Vagesha S. Mathada, Sharankumar Mathada, Abhijith H T, September (2019).** Factor of Safety and Reliability Analysis of Rock Slope using GEO5 Software Md. Khaja | Volume 4 | Issue 10 | ISSN: 2455-5703. GRD Journals- Global Research and Development Journal for Engineering page 40. *All rights reserved by www.grdjournals.com*
- **Fabien Borsellino, Fahd Cuira, Pierre de Lavernee, Nicolas Nayrand, Gilles Valdeyron, Webinaire du (18 Mai 2021).**Utilisation pratique de la norme NF P 94 270 pour le calcul des soutènements en sols cloués. Page 4
- **François SCHLOSSER, Philippe Unterreiner, transférer par Abdelkader Safa en (08 Jan, 2021).**Renforcement des sols par inclusions. © Techniques de l’Ingénieur, traité Construction C245 – 7
- **Mentally-friendly and sustainable geotechnical engineering, Sustain.** 8, (3) ,251.

➤ <https://images.app.goo;gl/k3jevd4E5tQhyXc8A>

➤ **Lazarte, C. A., Robinson, H., Gomez, J. E., Baxter, A., Cadden, A., Berg, R. R., & Berg, R. R. (2015).** Geotechnical engineering circular No. 7 soil nail walls-reference manual (No. FHWA-NHI-14-007). National Highway Institute (US).