REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA**




**F**aculté de **T**echnologie

# Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

---

## Thème

# Etude d'un blindage à proximité d'un bâtiment industriel existant au niveau de la zone industrielle de Rahmania, Wilaya d'Alger

---

Présenté par

**HACHEMI Mohammed Lamine**

**REBIHI Nour Eddine**

Proposé et Dirigé par

**Dr. KHIATINE Mohamed**

**Promotion Juin 2023**

**Résumé :**

Dans le domaine de la construction, le blindage joue un rôle essentiel en assurant la stabilité et sécurité d'espaces excavés contre un éboulement de l'environnement immédiat soit par glissement de terrain, par rupture de talus ou par infiltration d'eau.il permet aussi de protéger des passages, des espaces de travail pour les hommes et les machines Notre étude se focalise sur le soutènement par blindage de l'excavation à proximité d'une usine pharmaceutique existant. Nous avons procédé à une évaluation approfondie du facteur de sécurité à l'aide des logiciels Talren et Plaxis2D. Suite à nos constatations selon lesquelles le facteur de sécurité actuel ne satisfait pas aux critères requis, nous avons identifié trois solutions potentielles afin de déterminer celles qui conviendront le mieux : l'ajout des pieux ou des palplanches ou des parois moulées. Ces options offrent la possibilité d'améliorer significativement le niveau de sécurité.

Les mots clés : blindage, soutènement, excavation, facteur de sécurité, stabilité, pieux sécant, palplanches, parois moulée.

**Summary:**

In the field of construction, the shielding plays an essential role in ensuring the stability and safety of excavated spaces against a landslide in the immediate environment either by landslide, by rupture of embankment or by water infiltration. also to protect passages, work spaces for men and machines. Our study focuses on the support by shielding of the excavation near an existing pharmaceutical factory. We conducted a thorough safety factor assessment using Talren and Plaxis2D softwares. Following our findings that the current safety factor does not meet the required criteria, we have identified three potential solutions to determine which ones will be best: adding piles or sheet piling or diaphragm walls. These options offer the possibility of significantly improving the level of security.

Keywords : shielding, support, excavation, safety factor, secant pile, sheet piles, diaphragm walls.

ملخص

في مجال البناء ، يلعب التدريع دو ًرا أساسيًا في ضمان استقرار وسلامة المساحات المحفورة ضد االنهيارات ألارضية في البيئة المباشرة إما عن طريق االنهيار ألارضي أو تمزق الجسر أو تسرب المياه. انها تسمح بحماية الممرات وأماكن العمل للرجال واآلالت: تركز دراستنا على الدعم من خالل حماية الحفريات بالقرب من مصنع أدوية قائم.كما أجرينا تحقيقًا شام ًال لعامل ألامان باستخدام برنامجي Plaxis2D و Talren .بعد النتائج التي توصلنا إليها والتي تفيد بأن عامل ألامان الحالي ال يفي بالمعايير المطلوبة، حددنا ثالثة حلول محتملة لتحديد ألافضل منها: إضافة أكتواد قاطعة أو دعامات صفائح أو .جدران مصبوب. توفر هذه الخيارات إمكانية تحسين مستوى ألامان بشكل ملحوظ

الكلمات المفتاحية: الدرع، الدعم، الحفرية، عامل ألامان، الستقرار، ألاساسات العميقة، دعاما صفائح، الجدران ت

المصبوبة.

# Remerciements

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre reconnaissance envers Dieu pour nous avoir accordé le courage et la force nécessaires pour mener à bien ce travail. Nous prions constamment pour qu'Il soit à nos côtés

Nous souhaitons adresser nos sincères et respectueux remerciements à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce projet de fin d'études, et plus particulièrement à :

- Monsieur KHIATINE Mohamed, (chargé de cours à l'Université de Médéa). Nous tenons à vous exprimer notre gratitude la plus profonde pour votre amabilité et votre assistance tout au long de notre travail. Nous vous remercions également d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

- Les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail. Nous vous sommes reconnaissants de votre engagement et de votre temps consacré à évaluer notre projet.

Enfin, nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation tout au long de notre parcours universitaire. Votre expertise et vos enseignements ont été inestimables et ont grandement contribué à notre développement académique.

Nous tenons à exprimer notre gratitude envers toutes ces personnes qui ont jouéun rôle essentiel dans la réalisation de ce projet.

# Dédicace

Je dédie ce précieux travail :

A mes très chers parents qui m'ont donné le courage, et m'ont guidé durant toute ma vie pour que je réussisse, je prie Dieu de les honorer et les rendre fiers de moi et de mon travail.

Que Dieu les protégé.A

mes chers frères

A mes très chères sœurs ainsi qu'à leurs familles.A tous

mes oncles et tantes.

A tous les membres de la famille HACHEMI .

A tous mes amis et collègues qui m'ont aidé à réaliser ce travail, en particulier ceux de la section géotechnique.

A mon ami Abdelhak ABOUDAA

tous ceux qui me sont chers.

A tous les enseignants de l'université de Médéa, en particulier ceux dela faculté de génie civil.

**M.HACHEMI**

# Dédicace

A mes parents qui ont suivi avec attention et un grand intérêt mon parcours et ont mis à ma disposition tous les moyens requis pour mon éducation et mon instruction.
A mes chers frères et sœurs.

A tous les membres de ma famille « REBIHI »

A tous ceux qui ont de près ou de loin participé à la réalisation de ce travail.

**N.REBIHI**

**SOMMAIRE :**

**INTRODUCTION GENERALE** ..... **15**

**CHAPITRE I** ..... **16**

**ETUDE** ..... **16**

**BIBLIOGRAPHIQUE** ..... **16**

**I -1/ INTRODUCTION** ..... **17**
**I -2/DEFINITION DE BLINDAGE** ..... **17**
**I -3-1/PIEUX** ..... 18
**I-3-3 /LES MUR DE SOUTENEMENT** ..... 22
**I-3-4** /LES PAROIS MOULEES ..... 27
**I-3-5 /LES PALPLANCHES** ..... 27
**I-4/CONCLUSION** ..... **30**

**CHAPITRE Ⅱ** ..... **31**

**LES METHODES DES CALCULS** ..... **31**

**Ⅱ-1/ METHODES DES CALCUL DE LA STABILITE** ..... **32**
**Ⅱ-1-1/ INTRODUCTION** ..... 32
**Ⅱ-1-2/DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE** ..... 32
**Ⅱ-2/METHODES DES CALCUL** ..... 32
Ⅱ-2-1/LES METHODES L'EQUILIBRE LIMITE ..... 32
Ⅱ-2-3/LA METHODE D'ELEMENTS FINIS ..... 37
Ⅱ-2-4/LES METHODES PROBABILISTES ..... 38
**Ⅱ-3/CONCLUSION** ..... **39**

**CHAPITRE Ⅲ** ..... **40**

**PRESENTATION DE PROJET AVEC INVESTIGATION GEOTECHNIQUE** ..... **40**

**Ⅲ-1/INTRODUCTION** ..... **41**
**Ⅲ-2/SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIE** ..... 41
**Ⅲ-2-2-1/GEOLOGIE REGIONALE** ..... 42
**Ⅲ-2-2-2/DONNEES SISMOLOGIQUES** ..... 44
**Ⅲ-3 / RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE** ..... **45**
Ⅲ-3-1/TRAVAUX GEOTECHNIQUES SUR TERRAIN ..... 45
Ⅲ-3-2/AGRESSIVITE ..... 45

**Ⅲ-4/PROGRAMME D'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE** ..... **45**
Ⅲ-4-1/ RESULTATS DE L'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE ..... 46
Ⅲ-4-1-1/SONDAGES CAROTTE ..... 46
Ⅲ-4-1-2/SONDAGES PRESSIOMETRIQUE ..... 47
**Ⅲ-4-2/ ESSAIS DE LABORATOIRE** ..... 49
**Ⅲ-4-3/ESSAIS IN-SITU** ..... 60
**II-5/CONCLUSION** ..... **61**

**CHAPITREⅣ** ..... **62**

**ANALYSE DE STABILITE** ..... **62**

**Ⅳ-1/INTRODUCTION** ..... **63**
**Ⅳ-2/ LE LOGICIEL TALREN** ..... **63**
Ⅳ-2-1/LES DIFFERENTES OPTIONS POUR LA MANIPULATION DU LOGICIEL TALREN 4 ..... 64
Ⅳ-2-2/LA PROCEDURE DE CALCUL DE TALREN 4 ..... 64
Ⅳ-2-3/SAISIE DES DONNEES ..... 65
**Ⅳ-2/ LE LOGICIEL PLAXIS 2D** ..... **67**
**Ⅳ-3/ LES MODELES DE COMPORTEMENTS INTEGRES DANS PLAXIS** ..... **69**
Ⅳ-3-1/DEFINITION ..... 69
Ⅳ-3-2/MODELE ELASTIQUE LINEAIRE ..... 69
Ⅳ-3-3 / LE MODELE DE MOHR-COULOMB ..... 69
**Ⅳ-4/CALCUL DE GLISSEMENT DE TERRAIN** ..... **71**
Ⅳ-4-1/SAISIE DES DONNEES ..... 71
**Ⅳ-5/CONCLUSION** ..... **77**

**CHAPITRE V** ..... **78**

**LES SOLUTIONS** ..... **78**

**TECHNIQUES** ..... **78**

**V-1/INTRODUCTION** ..... **79**
**V-2/VISUALISATION DES RESULTATS** ..... **79**
**V-3/REALISATION DU PIEU ET PALPLANCHE** ..... **79**
**V-3-1 /PIEUX SECANT** ..... 79
**V-3-2 / LES PALPLANCHES** ..... 90
**V-3-3 / LA PAROI MOULEE** ..... 100

**CHAPITRE VI** ..... **113**

**ESTIMATION ECONOMIQUE DU PROJET** ..... **113**

VI- 1/INTRODUCTION ..... 114
VI-2/ CALCUL DE LA QUANTITE DES MATERIAUX ..... 114
VI-3/CALCUL DES PRIX ..... 114

CONCLUSION ..... 115

GENERALE ..... 115

BIBLIOGRAPHIE ..... 117

List des tableaux :

## Chapitre Ⅰ :

Tableau 3.1 Types de couches de sols constituant le site étudie SC01 .....46
Tableau 3.2 Types de couches de sols constituant le site étudie SCO2. .....47
Tableau 3.3 Résultats des sondages pressiométriques SP-01et SP-02 .....48
Tableau 3.4 Classification des sols selon la teneur en eau .....50
Tableau 3.5 Déterminations du degré de plasticité d'un sol par l'indice de plasticité .....53
Tableau 3.6 Résultats d'identification physique SC01. .....53
Tableau 3.7 Résultats d'identification physique SC02 .....54
Tableau 3.8 la consistance de sol à partir de Rc .....56
Tableau 3.9 Résultats des essais mécanique SC01. .....56
Tableau 3.10 Résultats des essais mécanique SC02 .....56
Tableau 3.11 Résultats des essais œdométrique SC01.....59
Tableau 3.12 Résultats des essais œdométrique SC02.....59
Tableau 3.13 Résultats des analyses chimiques du sol exprimés en % poids. .....59
Tableau 3.14 Résultats des essais SPT SC01. .....61
Tableau 3.15 Résultats des essais SPT SC02. .....61

## ChapitreⅣ:

Tableau 4.1 caractéristique physiques d'argile marneuse et marne grisâtre.....73

## Chapitre Ⅴ :

Tableau 5.1: caractéristique physiques de pieu sécant .....80
Tableau 5.2 caractéristique physiques d'argile marne et grisâtre à long terme. .....87
Tableau 5.3 caractéristique physiques de pieu sécant à long terme. .....87
Tableau 5.4 caractéristique physiques de palplanche. .....90
Tableau 5.5 caractéristique physiques de paroi moulée .....101

## ChapitreⅥ:

Tableau 6.1Quantité des matériaux utilisés.....114
Tableau 6.2 Cout total du projet pour les blindages .....114

List des figures :

## Chapitre Ⅰ :

Figure 1.1 l'exemple des ouvrages de soutènement.....17
Figure 1.2 l'exemple de blindage. .....18
Figure 1.3 Les pieux à tube battu.....20
Figure1.4 : Les pieux battus moulés .....20
Figure 1.5 les pieux forés .....21
Figure 1.6 Les pieux sécants .....21
Figure 1.7 les micropieux.....22
Figure 1.8 Les murs de soutènement .....23

Figure 1.9 Mur à caissons .....24
Figure 1.10 Mur gravitaire en maçonnerie .....24
Figure 1.11 schéma de mur gravitaire à redans .....25
Figure 1.12 Mur en «T renversé» classique .....25
Figure 1.13 Mur à contreforts.....26
Figure 1.14 Diverses dispositions de bêches .....26
Figure 1.15 les parois moulées .....27
Figure 1.16 le palplanche de bois .....29
Figure 1.17 Profils de palplanches en U. .....29
Figure 1.18 Rideaux en caisson Figure 1.19 Rideaux mixtes .....30
Figure 1.20 palplanche PVC.....30

**Chapitre Ⅱ:**

Figure 2.1 Description de découpage en tranches avec la surface de rupture. .....33
Figure 2.2 Démonstration des forces agissant sur une tranche.....33
Figure 2.3 Forces considérées dans la méthode de Junbu.....35
Figure 2.4 Représentation graphique des forces sur une tranche.....36
Figure 2.5 Schéma statique - méthode de Morgenstern-Price.....37
Figure 2.6 Modèle de Mohr coulomb. .....38

**Chapitre Ⅲ:**

Figure 3.1 Situation et vue aérienne du site.....41
Figure 3.2 Extrait de la carte géologique de l'Algérois (Boudiaf, 1996. modifiée).....43
Figure 3.3 Carte géologique de sidi Abdellah extraite de la carte géologique de Koléa au 1/50000 (published by the war office 1942) .....44
Figure 3.4 Carte de zonage sismique, après le séisme de BOUMERDES .....44
Figure 3.5 Schéma d'implantation des sondages de reconnaissances In-Situ. .....45
Figure 3.6 Schéma d'un L'essai des sondages carotte.....46
Figure 3.7 schéma d'essai pressiométrique.....47
Figure 3.8 Caractéristiques pressiométriques.....49
Figure 3.9Analyse granulométrique par tamisage Figure 3.10 Analyse granulométrique par sedimentometrie .....50
Figure 3.11 Teneur en eau en fonction de la profondeur .....51
Figure 3.12 Masse volumique sèche et humide en fonction de la profondeur.....52
Figure 3.13 Détermination des états de consistance d'un sol selon les limites d'Atterberg.....52
Figure 3.14 Limites d'Atterberg en fonction de la profondeur.....54
Figure 3.15 L'essai de cisaillement rectiligne à la boite de casagrande. Figure 3.16 L'essai de cisaillement rectiligne à la boite de casagrande.....55
Figure 3.17 Interprétation graphique de l'essai consolidé non drainé.....55
Figure 3.18 Profil lithologique. .....57
Figure 3.19 Cohésion en fonction de la profondeur.....57
Figure 3.20 la représentation schématique d'une cellule œdométrique.....59
Figure 3.21 Principe de l'essai SPT.....60

**ChapitreⅣ:**

Figure 4.1 Différentes fenêtres de visualisation des données.....64

Figure 4.2 fenêtres de saisie des données ..... 65
Figure 4.3 fenêtres de résultats de calcul ..... 66
Figure 4.4 le facteur de sécurité de 4m excavation. ..... 66
Figure 4.5 le facteur de sécurité de 6m excavation ..... 66
Figure 4.6 le facteur de sécurité de 8m excavation ..... 67
Figure 4.7 Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS ..... 68
Figure 4.8 Fenêtre des paramètres de MOHR-COULOMB ..... 70
Figure 4.9 caractéristiques générales du modèle ..... 72
Figure 4.10 taille du maillage ..... 72
Figure 4.11 Caractéristiques géométriques ..... 73
Figure 4.12 fenêtre des caractéristiques physique d'argile marneuse. ..... 73
Figure 4.13 fenêtre des caractéristiques physique de Marne grisâtre. ..... 74
Figure 4.14 Maillage du problème. ..... 74
Figure 4.15 la nappe phréatique ..... 75
Figure 4.16 Génération des pressions interstitielles initiales. ..... 75
Figure 4.17 Génération des contraintes initiales. ..... 76
Figure 4.18 Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur 8 m. ..... 76
Figure 4.19 étape de calcule ..... 77
Figure 4.20 Obtention de coefficient de sécurité. ..... 77

**Chapitre Ⅴ :**

Figure 5.1 Modèle géométrique du projet ..... 80
Figure 5.2 Caractéristiques physiques du pieu sécant ..... 80
Figure 5.3Maillage du projet ..... 81
Figure 5.4 Conditions hydrauliques initiales ..... 81
Figure 5.5 Génération des pressions interstitielles initiales ..... 82
Figure 5.6 Génération des contraintes initiales. ..... 82
Figure 5.7 Excavation jusqu'à la profondeur 8m ..... 83
Figure 5.8 Obtention de coefficient de sécurité ..... 83
Figure 5.9 Déformation de maillage. ..... 84
Figure 5.10 Déplacement total ..... 84
Figure 5.11 le déplacement vertical ..... 85
Figure 5.12 le déplacement horizontal ..... 85
Figure 5.13 le déplacement total dans le pieu. ..... 85
Figure 5.14 le déplacement horizontal et vertical dans le pieu. ..... 86
Figure 5.15 la force axial ..... 86
Figure 5.16 Le moment cisaillement et le moment flexion. ..... 87
Figure 5.17 l'obtention de coefficient de sécurité. ..... 87
Figure 5.18 le déplacement total. ..... 88
Figure 5.19 le déplacement horizontal et vertical. ..... 88
Figure 5.20 le déplacement total de pieu LT ..... 89
Figure 5.21 le déplacement horizontal et vertical ..... 89
Figure 5.22 la force axial pieu LT ..... 89
Figure 5.23 Le moment flexion et moment de cisaillement ..... 90
Figure 5.24 Modèle géométrique du projet ..... 91

Figure 5.25 Maillage du projet ..... 91
Figure 5.26 Conditions hydrauliques initiales. ..... 92
Figure 5.27 Génération des pressions interstitielles initiales ..... 92
Figure 5.28 Génération des contraintes initiales. ..... 92
Figure 5.29 Excavation jusqu'à la profondeur 8 m ..... 93
Figure 5.30 l'obtention de coefficient de sécurité ..... 93
Figure 5.31 la déformation de maillage. ..... 94
Figure 5.32 le déplacement total ..... 94
Figure 5.33 le déplacement horizontal et vertical ..... 95
Figure 5.34 le Déplacement total de palplanche ..... 95
Figure 5.35 le déplacement horizontal et vertical de palplanche ..... 96
Figure 5.36 La force axial de palplanche. ..... 96
Figure 5.37 Le moment de cisaillement et moment flexion. ..... 96
Figure 5.38 l'obtention de coefficient de sécurité ..... 97
Figure 5.39 la déformation de maillage ..... 98
Figure 5.40 le Déplacement total ..... 98
Figure 5.41 le déplacement horizontal et vertical ..... 98
Figure 5.42 le déplacement total de palplanche LT ..... 99
Figure 5.43 le déplacement horizontal et vertical de palplanche LT ..... 99
Figure 5.44 La force axiale de palplanche LT ..... 100
Figure 5.45 le moment de cisaillement et moment flexion. ..... 100
Figure 5.46 Modèle géométrique du projet ..... 101
Figure 5.47 Caractéristiques physiques de paroi moulée ..... 101
Figure 5.48 le Maillage du projet ..... 102
Figure 5.49 les Conditions hydrauliques initiales ..... 102
Figure 5.50 Génération des pressions interstitielles initiales ..... 103
Figure 5.51 Génération des contraintes initiales. ..... 103
Figure 5.52 l'excavation jusqu'à la profondeur 8m ..... 104
Figure 5.53 l'obtention de coefficient de sécurité. ..... 104
Figure 5.54 la déformation de maillage. ..... 105
Figure 5.55 le déplacement total ..... 105
Figure 5.56 Le Déplacement horizontal et vertical ..... 106
Figure 5.57 Le déplacement total de paroi moulée ..... 106
Figure 5.58 Le déplacement horizontal et vertical de paroi moulée ..... 107
Figure 5.59 La force axial de paroi moulée ..... 107
Figure 5.60 le moment de cisaillement et moment flexion. ..... 108
Figure 5.61 L'Obtention de coefficient de sécurité. ..... 108
Figure 5.62 La déformation de maillage. ..... 109
Figure 5.63 le déplacement total ..... 110
Figure 5.64 le déplacement horizontal et vertical ..... 110
Figure 5.65 le déplacement total de paroi moulée. ..... 111
Figure 5.66 le déplacement horizontal et vertical de paroi moulée ..... 111
Figure 5.67 La force axial ..... 112
Figure 6.68 le moment de cisaillement et moment flexion. ..... 112

## Symboles :

Définition

Fs :Le coefficient de sécurité

W :Le poids d'une tranche (Kn)

φ :Angle de frottement interne effectif (°)

α:L'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale. (°)

b :La largeur des tranches (m)

Ci :Cohésion effective de sol (Kpa)

U :Pression interstitielle agissante sur l'arc.( Kpa)

Vn, Xn :Les efforts inter-tranches (kn) (horizontaux et verticaux)

X :La fonction de la hauteur du gradin

Y :La fonction de l'angle du talus

γ:Poids volumique de sol (Kn /m3)

Hg :Hauteur du gradin (m)

Rec (%) :Refus cumulé

Pl (bar) :La pression limite pl qui caractérise la résistance de rupture du sol

Pf(bar) :La pression de fluage pf qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

E (bar) :Module de young

w (%) :La teneur en eau

Sr (%) :Degré de saturation

$\gamma$ d:Le poids volumique sec kN/m3)

γh :Le poids volumique humide (kN/m3)

γsat :Le poids volumique sature (kN/m3)

wP :Limite de plasticité

wL :Limite de liquidité

ws :Limite de retrait

IP :Indice de plasticité

Rc (bars) :La résistance à la rupture en compression simple

Ic :Indicateur dérivé

C uu , ΦUU :Caractéristiques mécaniques de sol obtenue à partir d'un essai de cisaillement non consolidé non draine UU

Ψ :L'angle de dilatance

K (m/s) :La perméabilité de sol

K0 :coefficient de poussée de terre au repos.

EA :Rigidité normale (kN/m)

EI :Rigidité de flexion (kN.m2/m)

D :Epaisseur équivalente (m)

ν: Coefficient de Poisson

# Introduction générale

Le développement urbain implique la construction de nouveaux bâtiments avec plusieurs niveaux souterrains, y compris des parkings, des voiries et des ouvrages d'assainissement. La réalisation de ces infrastructures nécessite des excavations profondes, qui sont souvent situées à proximité des ouvrages et structures existants en surface. Il est donc crucial de garantir l'intégrité et la stabilité de ces structures pendant toutes les phases de construction, notamment lors de l'excavation et de la construction des fondations.

Dans ce projet, nous allons examiner les techniques de blindage qui peuvent être utilisées pour réaliser les excavations et les fondations en toute sécurité. Nous allons procéder en plusieurs étapes : tout d'abord, nous présenterons les différentes méthodes de blindage et de stabilisation. Ensuite, nous effectuerons une enquête géotechnique pour mieux comprendre les conditions du sol et les risques potentiels. Nous utiliserons ensuite des logiciels tels que Plaxis$^{2D}$ et Talren pour effectuer une analyse de stabilité et proposer des solutions techniques. Enfin, nous terminerons par une étude économique du projet et une conclusion générale.

# CHAPITRE I :

# ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

## I -1/ Introduction :

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour retenir des terres et des charges, et empêcher leur effondrement ou leur glissement. Ces structures sont souvent utilisées dans les travaux de construction pour stabiliser les terrains en pente ou pour créer des niveaux de terrains artificiels. Les ouvrages de soutènement peuvent prendre différentes formes, telles que les murs de soutènement, les palplanches, les pieux, les rideaux de parois moulées et les batardeaux. Ils sont construits à partir de matériaux résistants tels que le béton armé, l'acier, le bois ou le composite. Les ouvrages de soutènement sont essentiels pour assurer la sécurité et la stabilité des infrastructures de surface et souterraines, ainsi que pour prévenir les effondrements de terrain et les glissements de terrain. Dans cet environnement en constante évolution, les ouvrages de soutènement sont une tendance de construction qui devrait continuer à se développer dans les années à venir [1] .

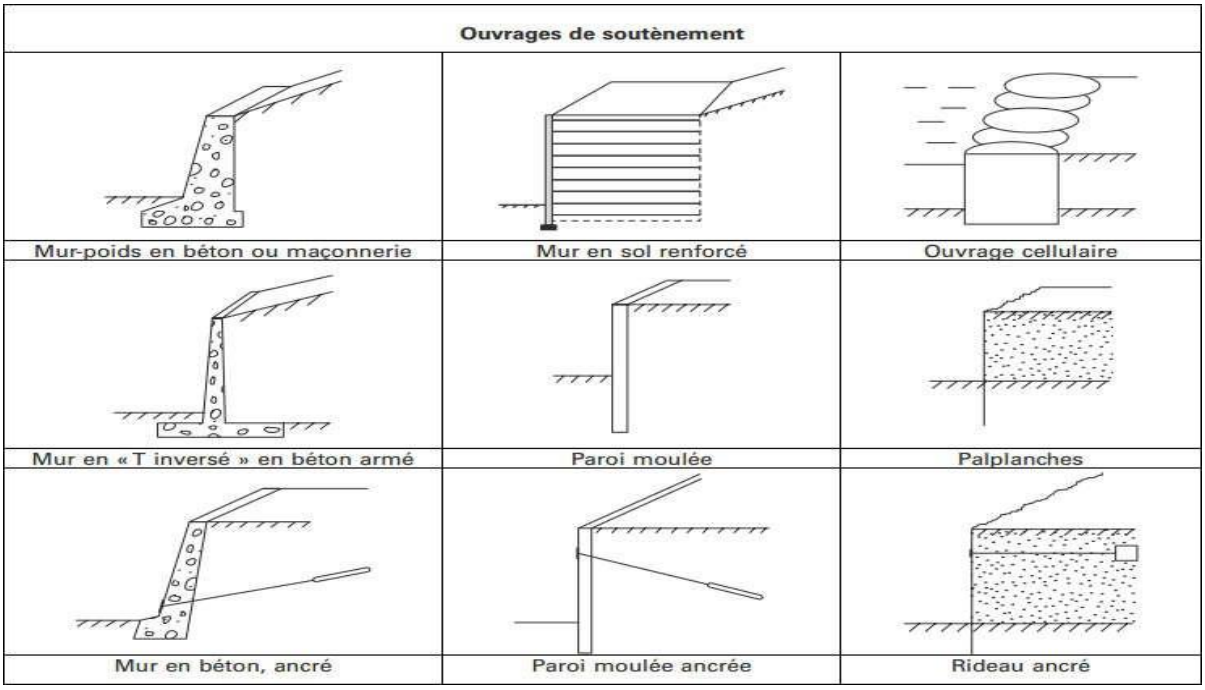



Figure 1.1 l'exemple des ouvrages de soutènement.

## I -2/Définition de blindage :

Dans le domaine de la construction, le blindage est l'ensemble des moyens mobilisés pour assurer la stabilité la résistance des parois ou des plafonds d'une excavation, savoir tranchée, fosse, galerie de mine, puits ou tunnel. L'étaiement est un blindage consistant en la pose d'étais [2] .

Le but du blindage est d'assurer la stabilité et la sécurité des ouvrages et ouvriers contre d'ensevelissement et d'effondrement de terrain.



Figure 1.2 l'exemple de blindage.

On distingue les blindages en deux catégories : blindages légers et lourds

**a -Les blindages lourds :**

Les blindages lourds sont préconisés en cas de fouilles larges ou profondes. Leur mise en place suppose l'utilisation d'engins de levage. Sont considérés comme des blindages lourds les blindages par caissons métalliques assemblés le plus souvent à l'extérieur de la fouille, le blindage par palplanches mis en place avant le terrassement.

Le blindage par palplanches est recommandé pour les travaux de grande ampleur. Ce type de blindage est couramment utilisé pour des tranchées de profondeur de 6 m jusqu'à 20 ou 30 m. Enfin, le blindage à simple (jusqu'à 3,50 m) ou double glissière (7,40 m) est utilisé pour les terrains sans cohésion, sa mise en place se fait au fur et à mesure du terrassement [3] .

**b - Les blindages légers :**

Quant aux blindages dits légers, ils se caractérisent par leur malléabilité et leur légèreté. Ce type de blindage peut être réalisé au moyen de cadres en aluminium modulaires reliés par des montants métalliques. Les cadres en aluminium peuvent atteindre une hauteur pouvant aller jusqu'à 2,5 m. Le blindage par panneaux de bois est également envisageable si les longueurs de tranchées sont conséquentes mais que leur profondeur est égale ou inférieure à 2,50 m [3] .

## 1-3/Type de blindage :

- Les pieux
- les murs de soutènement
- les parois moulées
- les palplanches

## I -3-1/Pieux :

## I -3-1-1Historique :

Un pieu, d'après le Petit Robert, est une « pièce de bois droite et rigide dont l'un des bouts est pointu et destiné à être fiché en terre ». Les premiers pieux installés servaient à ériger des clôtures pour se protéger des envahisseurs ou tout simplement, à garder le bétail des premiers peuples sédentaires. Chaque poteau de clôture est en partie un pieu. Le poteau a une partie dans la terre et une partie hors terre. La partie dans la terre est un pieu et permet de soutenir les structures hors terre. (Aujourd'hui, nous avons aussi des poteaux ancrés à l'aide de boulons sur des bases de béton, mais il en existe encore beaucoup qui sont insérés dans le sol.) C'est dans les écrits de l'architecte romain Marcus Vitruvius Pollio que l'on retrouve les plus vieilles explications au sujet de l'usage de pieux. On dit que Vitruvius aurait vécu au 1ersiècle Av. J-C [5] .

## I-3-1-2/ Définition :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes. On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple) [4] .

## I -3-1-3/Type de pieux :

On distingue deux grands groupes de pieux :

**a- les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol :**

- Les Pieux battus.
- Les pieux foncés.
- Les pieux battus moulés.

**b- les pieux réalisés par excavation du sol :**

- Les pieux fores.
- Les pieux sécant
- Les micropieux.

## 1-3-1-3-1/ Avec refoulement du sol en place :

**Les Pieux battus :**

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme de H. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par battage ou par vibration [4] .

**Les pieux à tube battu :**

Le pieu battu tubé, ou pieu pilonné de petit diamètre, est un pieu à tube perdu foncé par battage intérieur à faible énergie. Le battage est réalisé à l'aide d'un mouton à chute libre frappant un bouchon de béton sec, à l'extrémité inférieure du tube. Les éléments de tube sont assemblés par soudure, en fonction de la hauteur libre disponible [6].

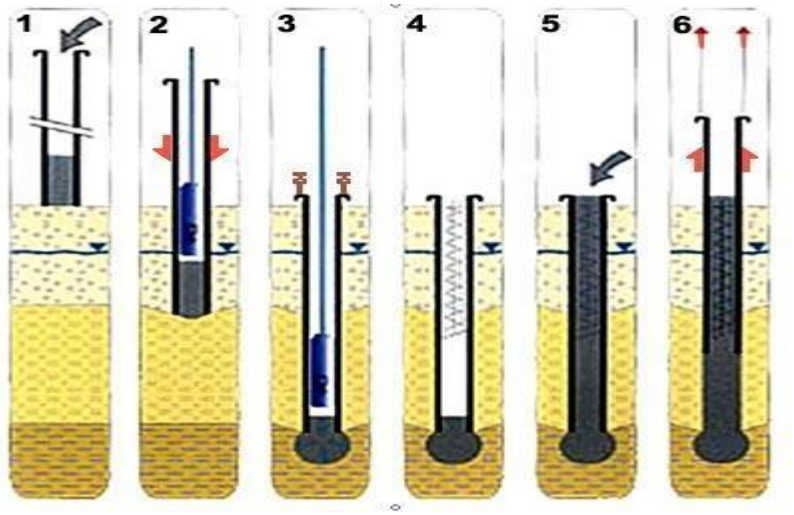



Figure 1.3 Les pieux à tube battu

**Les pieux battus moulés :**

Le pieu battu moulé dans le sol sur plaque est un pieu cylindrique en béton, réalisé par le battage dans le sol d'un tube en acier, récupérable et fermé dans le bas par une plaque perdu [7].



Figure 1.4 : Les pieux battus moulés

## I -3-1-3-2/ Les pieux réalisés par excavation du sol :

**Les pieux forés :**

Les pieux forés tubés sont une technologie très performante avec de nombreuses applications pour des fondations dans le génie civil et dans le bâtiment. L'utilisation d'un tubage en acier, temporaire ou permanent, permet de résoudre de nombreux problèmes techniques. [8]



Figure 1.5 les pieux forés

**Les pieux sécants:**

Le pieu sécant ou Le paroi en pieu est constituée de pieux forés moulés dans le sol qui s'entrecoupent. Les pieux sécants permettent de réaliser une paroi continue faisant office de soutènement.




Figure 1.6 Les pieux sécants

**Les micropieux:**

Les micropieux sont des poteaux composés d'un tube d'armature métallique que l'on scelle dans le terrain avec un coulis de ciment. Le diamètre et la longueur des pieux varient selon la nature du sol (sableux, rocheux, argileux) et la charge à supporter, de même que le nombre de micropieux à utiliser [9] .



Figure 1.7 les micropieux

### I-3-3 /Les mur de soutènement :

#### I-3-3-1 /Historique :

Les premiers murs de soutènement ont été réalisés pour la fabrication de terrasses sur des terrains pierreux en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier et en opus peu élaboré) récupérées par l'érosion des sols : ces murs sont édifiés pour combattre celle-ci (par exemple en Ardèche).Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierre (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas).Dans sa version initiale de l'époque moderne le mur poids en béton qui succéda au milieu du xx$^{e}$ siècle à la maçonnerie par appareillage du génie militaire ou civil, se compose d'un voile (mur mince) et d'une semelle. (Cette semelle varie en largeur suivant plusieurs facteurs dont la surcharge sur la partie supérieure, le poids volumique et la qualité des sols de fondation, la pente de talus naturel du matériau retenu par le mur).Depuis quelques décennies, les parois préfabriquées se sont largement substituées aux murs en béton coulé sur place et aux murs en maçonnerie appareillée, parce qu'elles sont meilleur marché, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus favorables à l'environnement [10] .

#### I-3-3-2 / Définition :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples [10] .



Figure 1.8 Les murs de soutènement

**I-3-3-3 / Le rôle de mur de soutènement :**

Le mur de soutènement est utilisé pour de nombreuses raisons. Le rôle de mur de soutènement est de retenir les massifs de terre et Limiter le déplacement en tête de l'ouvrage et assurer sa stabilité [11] .

**I-3-3-4 / Type de mur de soutènement :**

On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories :

- Les murs gravitaires ou murs-poids.
- Les murs-voile.

**I-3-3-5 / Murs gravitaires ou murs-poids :**

Ce sont des ouvrages résistants par leur poids propre à la majeure partie de la poussée des terres. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse de pierres ou de briques. Leur parement arrière peut présenter éventuellement des redans. Quelques exemples sur des murs gravitaires [12] .

**a-Mur à caissons :**

Il est constitué d'un ensemble de boites alignées, superposées, ou encore alignées et superposées. Chaque boite ou caisson est remplie de sol, de pierres ou d'un autre matériau de poids volumique élevé. La stabilité du mur est assurée par la largeur des caissons et le poids du matériau de remplissage [12] .




Figure 1.9 Mur à caissons

**b-Mur gravitaire en maçonnerie:**

Ce sont des murs constitués de pierres, de moellons ou de briques jointoyés [12].



Figure 1.10 Mur gravitaire en maçonnerie

**c-Mur gravitaire à redans :**

Mur gravitaire à redans est constitué d'éléments (généralement en béton non armé) tels que des parois en L, mis en place à l'avancement et liaisonnés entre eux par des pieux ou par des joints en béton. [12]

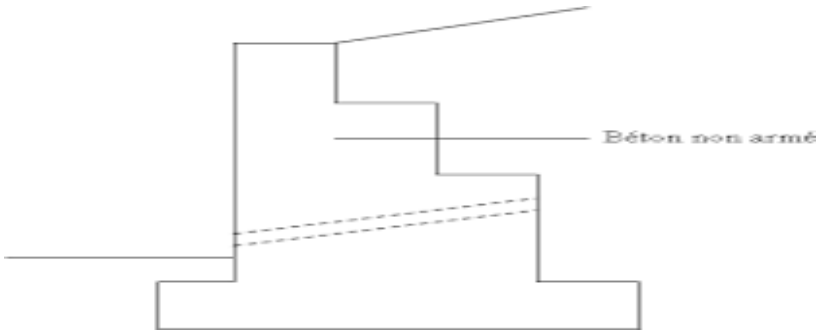



Figure 1.11 schéma de  mur gravitaire à redans

**I-3-3-6 / Murs-voiles:**

Ils sont aussi appelés quelquefois murs-chaises ou mur cantilever : ce sont des ouvrages utilisant comme élément de stabilisation le poids des terres soutenues par l'intermédiaire de leur semelle de fondation. De tels murs sont réalisés en voiles minces de béton  armé (d'où leur nom) et peuvent avoir des formes plus ou moins compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin ou bec et un talon avec parfois une bêche à l'arrière. Leur fut comporte parfois une chaise de lestage. On rencontre également des murs voiles à contreforts  avec radier de lestage. Quelques exemples sur des murs-voiles [12] .

**a-Mur en «T renversé» classique:**

Le mur en «T renversé» est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur- poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle [10] .



Figure 1.12 Mur en «T renversé» classique

**b-Mur à contreforts:**

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile [12] .



Figure 1.13 Mur à contreforts

**c-Diverses dispositions de bêches:**

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile. Cette bêche est toujours coulée en «pleine fouille» sans coffrage. Le premier cas peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple). Le troisième cas est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferraillage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant armatures en attente [12].

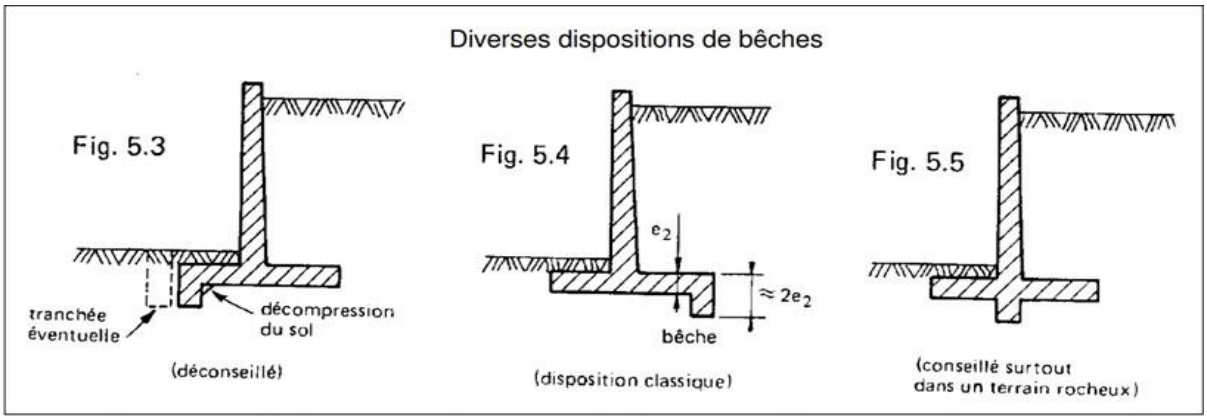



Figure 1.14 Diverses dispositions de bêches

**I-3-4/Les parois moulées :**

**I-3-4-1 / Historique :**

Après les premiers travaux théoriques en 1913 sur l'effet positif de la boue pour stabiliser les forages3, et l'utilisation ponctuelle de boue dans des forages miniers dès 1920, la bentonite est utilisée dans des forages pour la première fois en 19273. Un ingénieur autrichien, Christian Veder, imagine en 1938 le concept de mur coulé dans une tranchée emplie de boue, puis en 1948 a lieu la première réalisation similaire sur Terminal Island à Long Beach. La première réalisation en France est faite à Paris par Solétanche à l'impasse d'Antin ; la première paroi moulée des États-Unis est faite en 1962, et en 1966 c'est avec cette technique qu'est faite la « baignoire » étanche des fondations du World Trade Center [14].

**I-3-4-2 /Définition :**

Une paroi moulée (mur emboué) est un écran formé dans le sol, réalisé par la mise en place de béton et d'une armature en acier dans une tranchée creusée à l'aide d'une benne d'excavation sous fluide de support (boue thixotropique comme la bentonite par exemple) [13].

**I-3-4-3 / Le rôle de palplanche :**

Les parois moulées assurent simultanément trois fonctions : soutènement, portance et étanchéité. La technique se prête à la réalisation d'une grande diversité d'ouvrages dans des sites et des conditions géotechniques très variés [15].



Figure 1.15 les parois moulées

**I-3-5 /Les palplanches :**

**I-3-5-1/ Historique :**

Les premiers écrans de soutènement consistaient à enfoncer des planches de bois dans le sol afin de créer des caissons en pleine eau. C'est à partir du début du XX$^{ème}$ siècle que les

palplanches métalliques ont fait leur apparition. Le premier grand projet date de 1908, aux Etats-Unis, pour la construction d'une écluse (près de 7000 tonnes de palplanches mises en œuvre). C'est seulement en 1929 que la première usine de laminage française se lance dans la réalisation de ces profilés (la sidérurgie ROMBAS racheta les brevets de LARSSEN) [14] .

**I-3-5-2 /Définition :**

Les palplanches sont des pièces (lames) longues enfoncées dans le sol par battage ou vibration les unes à côté des autres de façon à former une paroi plane ou cylindrique [13] .

**I-3-5-3 / Le rôle de palplanche :**

Ils servent de retenue d'eau ou de terre, et permettent la réalisation du mur en déblais (c'est-à-dire qu'on fonce les palplanches dans le sol avant de creuser sur l'un des côtés du rideau) ou en remblais. L'écran ainsi formé peut être étanche ou non.

- afin de réaliser un dénivelé de quelques mètres (une dizaine au maximum) dans un espace exigu (soutènement définitif ou provisoire comme le blindage de fouilles) ;
- au bord des canaux, de manière à stabiliser les berges et éviter leur érosion ;
- d'autre part, ils permettent la réalisation ou l'extension de quais, ports, écluses ;
- pour confiner les sols pollués ;
- afin de bloquer le phénomène de grand glissement d'un talus ;
- lors de réalisation de batardeaux (ouvrages en rivière permettant la construction au sec de piles de ponts ...) ;
- afin de réaliser les parois verticales de tranchées couvertes ;
- ... (marginalement, on les utilise aussi comme ouvrages de fondation ou comme support de revêtement anti-bruit, et ainsi réaliser des écrans acoustiques près des routes ...) [14] .

**I-3-5-4 /Type de palplanches :**

Les palplanches sont faites de différents matériaux tels que le bois, le béton armé, l’acier et le PVC.

**-Les palplanches en bois :**

leur emploi est quasiment abandonné. Il s’agit de pieux en bois enfoncés en terre pour former un mur de soutènement [13] .



Figure 1.16 le palplanche de

**-Palplanches en acier :**

Ce sont les plus utilisées. Elles offrent une optimisation de leur section mais aussi de pénétrabilité dans le sol. Les profilées généralement adoptés sont de la forme : plate, U ou Z [13] .



Figure 1.17 Profils de palplanches en U.

A partir de ces profilés, on peut former des rideaux en caisson, ou rideaux mixtes (composés d'élément principaux [profilés en H], et d'éléments secondaires) [13] .



Figure 1.18 Rideaux en caisson



Figure 1.19 Rideaux mixtes

**-Palplanches en PVC :**

Les Palplanches en PVC Sont fabriquées en plastique et utilisées dans des zones contenant de l'eau ou les sites aquatiques (fleuves, bassins, zones marécageuses…). Son objectif est d'assurer la protection et la séparation (barrière hydraulique) [13] .



Figure1.20 le palplanche PVC

## I-4/Conclusion :

En conclusion, l'étude bibliographique sur les types de blindage tels que les pieux, les palplanches, les murs de soutènement et les parois moulées a permis de mettre en évidence les caractéristiques, les avantages et les inconvénients de chacun de ces systèmes de soutènement. Chacun de ces types de blindage a des applications spécifiques en fonction des conditions du sol, de la profondeur d'excavation et des contraintes environnementales. Il est donc important de bien comprendre les caractéristiques de chaque système de soutènement pour choisir le plus adapté à chaque situation.

# Chapitre Ⅱ :

# Les méthodes des calculs

## Ⅱ-1/ Méthodes des calcul de la stabilité:

### Ⅱ-1-1/ Introduction:

L'objectif d'un calcul de stabilité d'un blindage est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur. Ce chapitre met en évidence les principales méthodes de calcul de la stabilité des blindages, dont les méthodes de calcul les plus courantes qui sont basées sur la notion d'équilibre limite, et les méthodes numériques, basées sur le concept des éléments finis [15] .

### Ⅱ-1-2/Définition du coefficient de sécurité:

Le calcul de stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité Fs. Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistant au glissement aux forces provoquant le glissement [16] .

FS = moments des forces résistance au mvt/moments des forces provoquant le mvt Théoriquement Fs>1, le talus est stable.

Fs<1, le talus ne peut que glisser.

Fs = 1, le talus est en état d'équilibre limite.

Mais dans la pratique, le coefficient Fs est compris entre 1,15 et 1,30 jusqu'à 1,50 en

Tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurait [17] .

### Ⅱ-2/Méthodes des calcul:

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des blindages sont :

- Les méthodes l'équilibre limite.
- La méthode d'élément finis.
- La méthode probabiliste

### Ⅱ-2-1/Les méthodes l'équilibre limite:

Plusieurs méthodes d'équilibre limite ont été développées pour l'analyse de la stabilité des pentes. Toutes les méthodes d'équilibre limite sont basées sur certaines hypothèses pour les forces normales et de cisaillement entre les coupes. La différence fondamentale entre les méthodes d'équilibre limite réside dans la façon dont ces forces sont déterminées ou assumées. De plus, la forme de la surface de glissement supposée et les conditions d'équilibre

pour le calcul du coefficient de sécurité sont également des points de différence dans différentes méthodes d'équilibre limite [18] .

**-Méthode Des Tranches :**

Les méthodes dites de calcul à l'équilibre limite reposent sur une hypothèse de mécanisme de rupture à priori suivant des surfaces de glissement, et l'analyse de la stabilité de la partie du massif délimitée par ces surfaces de rupture.

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres de talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

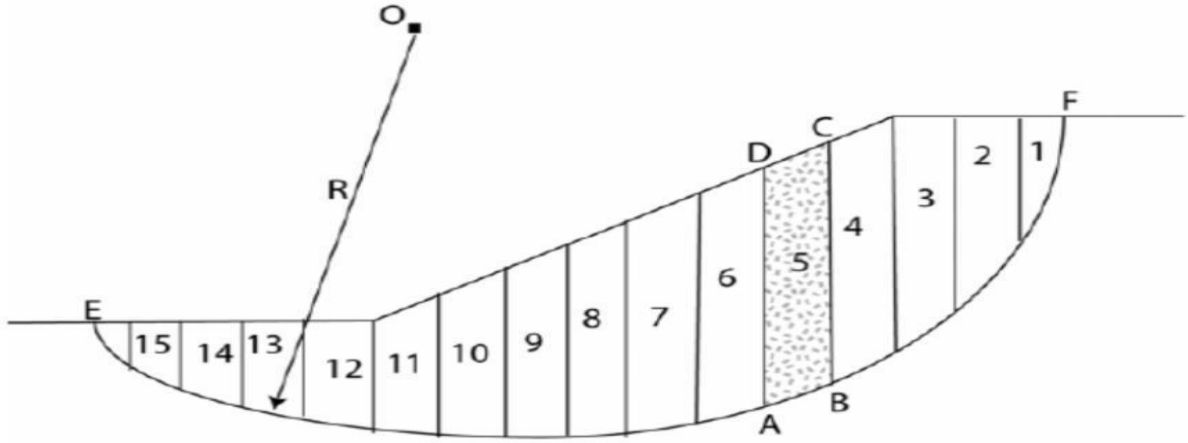



Figure 2.1 Description de découpage en tranches avec la surface de rupture.

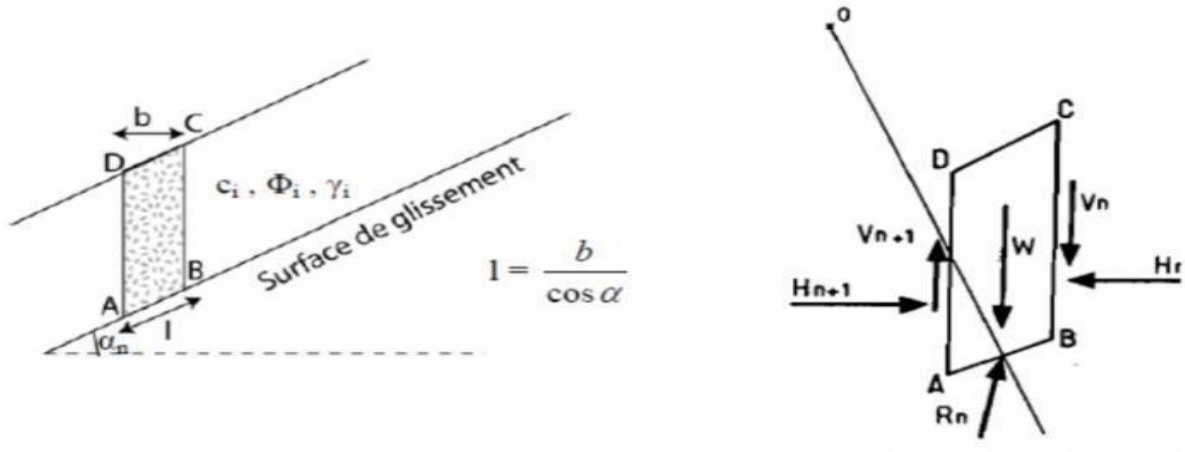



Figure 2.2 Démonstration des forces agissant sur une tranche.

La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limités par des plans verticaux .chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

Son poids :

$$W = \gamma n * h n * b n$$

Les efforts inter-tranchent décomposés en efforts horizontaux H n et H n+1 et en efforts

Verticaux V n et V n+1. La réaction Rn du milieu sous –jacent sur l'arc AB (résistances de

Cisaillement) Elle se compose en une compose normale et tangentielle. [19]

**-Méthode de Fellenius (1927) :**

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent, elle est basée sur les hypothèses suivantes :

- La surface de glissement est de forme circulaire et divise le talus en tranches.
- Elle néglige totalement les efforts inter-tranches (efforts verticaux et horizontaux).

La méthode de Fellenius vérifié l'équilibre globale des moments tout en négligeant les forces entre-tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante : [20]

$$Fs = \frac{\sum Ci * \frac{b}{cosai} + \left(w.cos\alpha i - \frac{U.b}{cos\alpha i}\right).tan\varphi i}{\sum W.sin\alpha i}$$

**-Méthode de Bishop :**

Méthode des tranches basée comme la précédente sur une rupture circulaire. Dans sa version simplifiée Elle ne satisfait que l'équilibre des moments, la composante verticale des forces inter-tranche est négligée. La version modifiée ne tient compte que des forces inter tranches horizontales.

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante [21] :

$$Fs = \frac{\sum_1^n (ci\ bi + Wn\ tg\ \varphi i)}{m\alpha \sum_1^n Wn\ sin\ \alpha n}$$

**-Méthode de Junbu:**

Cette méthode elle a comme hypothèse, les forces inter-tranches sont horizontales, ce qui sous-estime le coefficient de sécurité. Dans cette méthode les forces verticales inter-tranches sont supposées nulles. Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales puis un facteur de correction empirique est multiplié par ce coefficient de sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches. L'équilibre des moments n'est pas satisfait.

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \Sigma[\acute{c}](N - ul)\tan\varphi\,]\cos\alpha/\Sigma N \sin\alpha$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivalent à [22] :

$$F_s = \Sigma[\acute{c}](N - ul)\tan\varphi\,]\cos\alpha/\Sigma W \sin\alpha$$

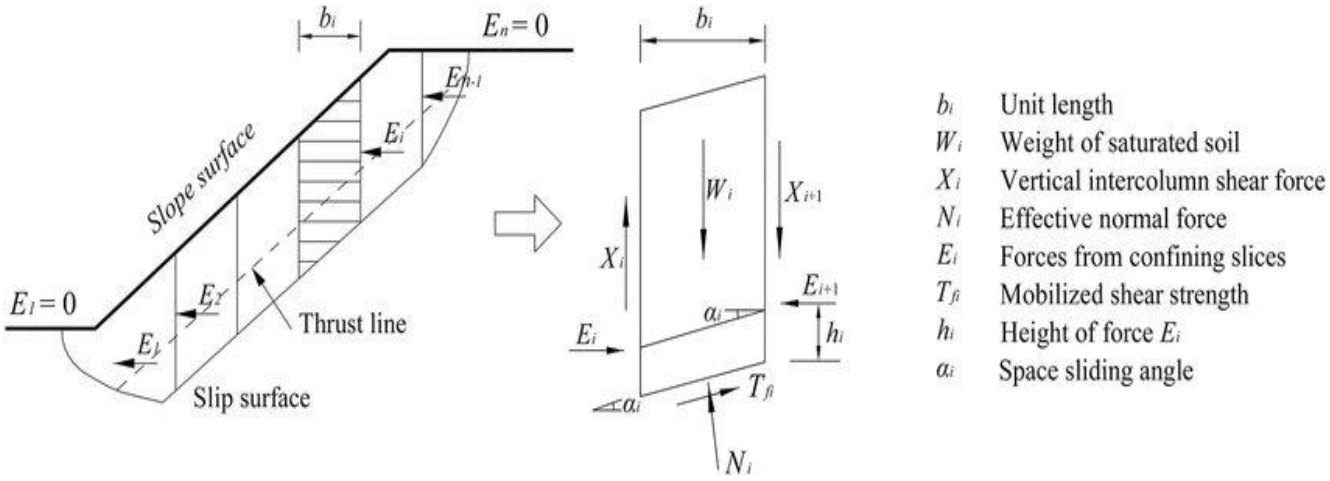



Figure 2.3 Forces considérées dans la méthode de Junbu.

**-Méthode de Morgenstern et Price :**

La méthode de Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches [23] :

$$\tan\theta i = \frac{X}{E} = \lambda.F\,(x_i)$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure suivant :

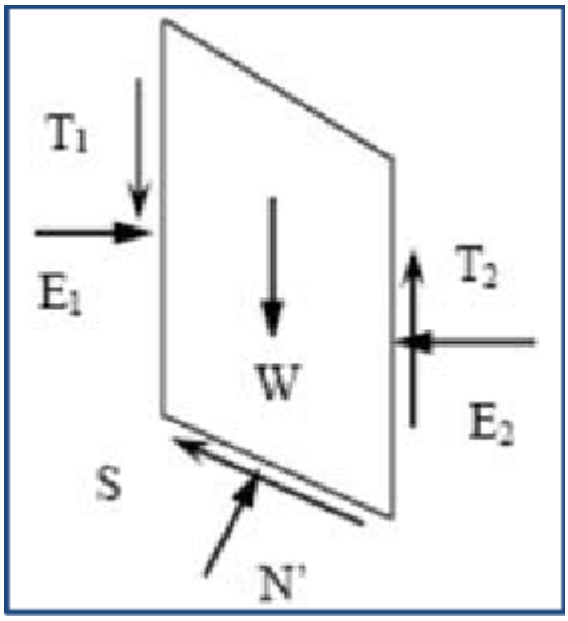



Figure 2.4 Représentation graphique des forces sur une tranche

Ou θi : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varié systématiquement d'une

tranche à une autre, le long de la surface de glissement ;

λ: un scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité ;

F(x) : une fonction de variation par rapport à la distance le long de surface de glissement ;

X : une distance varie le long de la surface de glissement ;

Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les

Mêmes que dans la méthode générale de Junbu. Pour une fonction de force, les forces inter tranchent

Sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, Ff est égal à Fm dans les Équations suivantes : [24]

$$Ff = \frac{\sum[C'.l+(N-l)tan\varphi'].sin\alpha}{\sum[W-(T2-T1)]tan\alpha+\sum(E2-E1)}$$

Et

$$Fm = \frac{\sum[C'.l+(N-u.l)tan\varphi']}{\sum W.sin\alpha}$$

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi

que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

en 1977, Fredlund et Krahnont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyses, que le choix de la fonction f(x) dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité [24] .

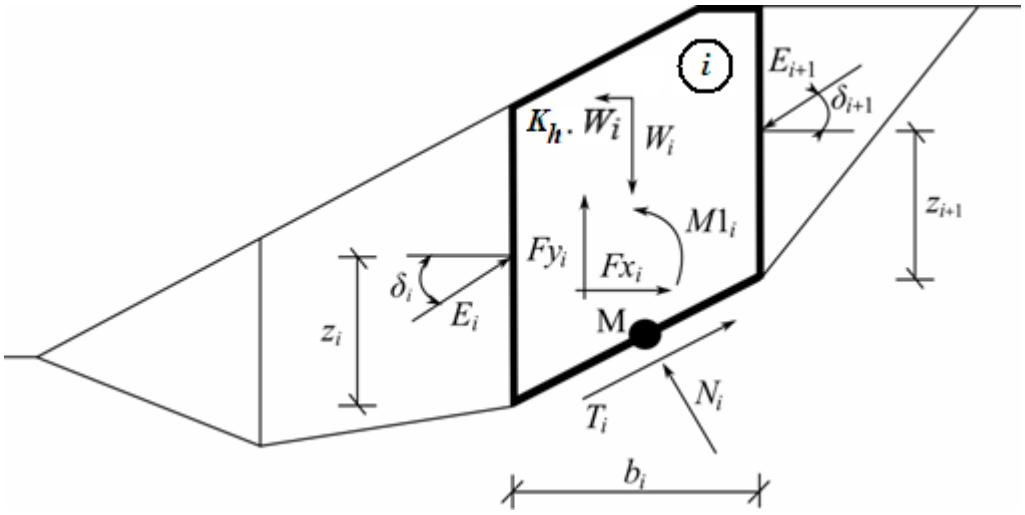



Figure 2.5 Schéma statique - méthode de Morgenstern-Price

**-Méthode de Spencer :**

Tenant compte de tous les paramètres des autres méthodes, SPENCER a établi des abaques donnant l'angle de frottement Φd en fonction de la géométrie de la pente, des propriétés du sol, du constant ru = (uw/γ.h) et une valeur initiale du coefficient de sécurité. Ensuite F est calculé par la formule F= (tan Φ / tan Φd) jusqu'à convergence [25] .

**Ⅱ-2-3/La méthode d'éléments finis:**

La méthode des éléments finis est une technique numérique pour trouver des solutions approximatives aux problèmes de valeurs aux limites. Dans la méthode des éléments finis, le corps de la matière est divisé en des petits éléments réguliers connus sous le nom d'éléments finis. Ces éléments sont interconnectés avec des liaisons appelées les nœuds. Les nœuds se trouvent sur les limites des éléments où les éléments adjacents sont considérés comme connectés. Le modèle le plus utilisé en éléments finis c'est Mohr-Coulomb [26] .

**-Mohr-Coulomb model :**

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

$$\tau = \sigma_n \, tg \, \phi + c$$

Où : σn et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

Ce modèle comporte cinq paramètres : Le module d'Young E, le coefficient de Poisson ν (paramètres d'élasticité) et la cohésion c, l'angle de frottement υ [26] .

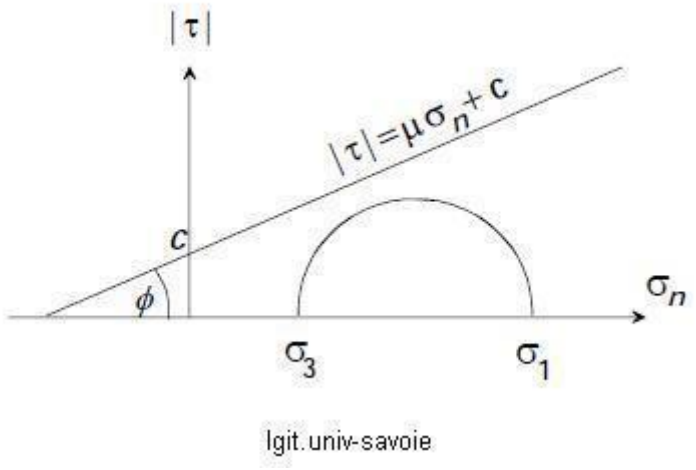



Figure 2.6 Modèle de Mohr coulomb.

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

De nombreux logiciels existent sur le marché, nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes : Talren – Plaxis … [26] .

**Ⅱ-2-4/Les méthodes probabilistes:**

Il y a lieu de signaler que les méthodes d'équilibre limite ne considèrent pas l'ensemble des incertitudes sur les paramètres du problème à résoudre, notamment les données géométriques, et les erreurs de mesure au laboratoire des caractéristiques mécaniques du sol et leur variation spatiale et temporelle sur le terrain.

Compte tenu de l'aspect plus ou moins aléatoire des paramètres d'analyse, des méthodes probabilistes, basées spécialement sur le calcul de risque ont été développés.

Il faut cependant ajuster la variation de chaque paramètre influençant d'une manière significative la stabilité à une loi probabiliste et de calculer la fonction probabilité de rupture comme étant une combinaison de plusieurs fonctions aléatoires.

On synthétise dans ce qui suit quelques méthodes probabilistes :

- **Simulation Monte-Carlo** : Cette méthode est basée sur l'identification d'un modèle déterministe avec introduction des variables multiples pour l'estimation les résultats en une simple valeur. La distribution de probabilité pour chaque variable es établie pour le modèle de simulation. On obtient ainsi la distribution de probabilité du paramètre de sortie.
- **Evaluation de la fiabilité :** Au niveau de cette méthode, les résultats de l'analyse de stabilité de pentes est assimilé à une distribution du coefficient de sécurité ou de la hauteur critique.
- **Analyse statistique :** Dans le cas de l'étude de stabilité des pentes, l'analyse statistique peut être d'une grande contribution. Il y a lieu de déterminer les paramètres statistiques notamment la moyenne, l'écart type, la fonction de densité de probabilité et la fonction de distribution de probabilité. La variation des coefficients de sécurité peuvent ^être représentées respectivement par rapport aux fréquences ainsi qu'aux probabilités. Certains chercheurs se sont penchés sur l'approche probabiliste est mettant en évidence :

-Le non unicité de la relation entre le coefficient de sécurité et la probabilité de rupture,

- La prise en charge de la troisième dimension qui conditionne la probabilité de rupture.

-La considération d'une approche probabiliste en considérant comme paramètres prépondérants la cohésion et l'angle de frottement interne**.**

- **Analyse de la stabilité des pentes par approche stochastique** : Les approches stochastiques d'analyse de stabilité peuvent être adoptées en considérant les variables d'entrée comme des variables aléatoires ou des fonctions aléatoires. Ainsi le résultat final, c'est à dire le coefficient de sécurité correspond à une variable aléatoire dépendante. Cette variable a une fonction de distribution statistique avec une espérance mathématique et une variance [27] .

## Ⅱ-3/Conclusion

L'étude des méthodes de calcul de stabilité est essentielle pour garantir la sécurité et la fiabilité des ouvrages géotechniques. Les méthodes de calcul, telles que la méthode de l'équilibre limite, la méthode des éléments finis et la méthode probabiliste, sont utilisées pour déterminer le facteur de sécurité en fonction des caractéristiques du site, des charges appliquées et des incertitudes associées à l'analyse. On implique dans la conception et l'analyse des ouvrages géotechniques doivent comprendre les principes de base de ces différentes méthodes de calcul et choisir la méthode la plus appropriée pour chaque situation afin de garantir une sécurité et une fiabilité maximales des ouvrages géotechniques.

# Chapitre Ⅲ :

# Présentation de projet avec investigation géotechnique

## Ⅲ-1/Introduction:

Dans le cadre de l'extension de l'usine pharmaceutique à Rahmania, Sidi Abdellah, Wilaya d'Alger, un laboratoire a été sollicité pour la réalisation d'un programme d'investigation géotechnique in situ et au laboratoire concernant le site du projet. Les travaux de reconnaissance ont été menés sur le site. Dans le rapport final, sont présentés l'ensemble des résultats de la campagne de reconnaissance in-situ et au laboratoire, tel qu'ils ont été récoltés (sondages carottés, sondages pressiométriques, essais au carottier SPT,…), ainsi que les résultats des essais réalisés dans le laboratoire. Ajouté à cela, vous y trouverai, des analyses et interprétations des résultats des essais récoltés sur site et au laboratoire [28].




Figure 3.1 Situation et vue aérienne du site.

## Ⅲ-2/Situation géographique et topographie:

### a -Situation géographique :

La zone d'étude se situe à 25 km au sud-ouest d'Alger, elle fait partait du Sahel. Cette dernière limitée au sud la plaine de la Mitidja et au nord par la plaine côtière. L'usine située à Rahmania au niveau de la zone industrielle de Sidi Abdellah (Zéralda), construite sur 8000 m² de surface utile, l'usine pharmaceutique dont l'inauguration a eu lieu en avril 2008 produira à pleine capacité près de 66 millions d'unités de vente par an. Elle se situe à environ 36°40'49.50" de latitude et sa longitude est de plus de 2°54'57.60"avec une altitude de 175 m par rapport au niveau de la mer [28] .

**b – Topographie et morphologie du site :**

La région d'étude reflète une topographie vallonnée, on signale la présence de plusieurs collines dont le point le plus élevé correspond à la cote 210 m, tandis que la topographie la plus faible est de 39 m. En effet, 98.7 % de la zone d'étude illustre une altitude inférieur à 200 m. Lors de la visite de site établi par nos équipes sur place, on a constaté que l'assiette allant recevoir l'ouvrage projeté présente un relief topographique incliné d'une pente de l'ordre 11 à 18% plongeant vers le Nord-Sud [28].

**c–Hydrologie et hydrogéologie :**

La zone est caractérisé par un relief mamelonné représenté par un ensemble de collines dénudées et ravinées d'altitude moyenne de 100 m. Le réseau hydrographique de la région est constitué essentiellement par les Oueds Sidi Bennour et Errabaï, compliqué part un système de thalwegs et rus. A écoulement Nord-Sud, vers la plaine de la Mitidja.

Le climat de la région est méditerranéen tempéré avec un hiver doux et humide et un été chaud et sec. Il règne une température moyenne de 17°C. La région bénéficie d'une pluviométrie moyenne de l'ordre de 600 mm/an. Les vents sont généralement de direction Ouest - Nord - Ouest, leur vitesse peut atteindre des pointes de 120 km/h.

Les niveaux aquifères dans le Sahel s'établissent essentiellement au-dessus des argiles sahéliennes. Les quelques niveaux sableux inférieurs du Pliocène, relativement potentiels ne suffisent pas pour constituer des nappes importantes. En effet, leur faible épaisseur et leur extension sporadique et restreinte dans la région de Sidi Abdellah ne permet d'alimenter que de rares puits creusés aux voisinages des anciennes fermes. Par conséquent les terrains de cette zone sont classés de très faible perméabilité avec absence d'aquifère souterrain [28].

**Ⅲ-2-2-1/Géologie régionale:**

La carte géologique ''Koléa'' feuille n°41, échelle 1/50 000 publiée en 1961, a été consultée. En général c'est des formations du Pliocène inferieur (plaisancien). Ce faciès géologique est généralement marno-argileux, de couleur bleuâtre ou verdâtre avec de la couverture sédimentaire tertiaire qui se développe dans la région [28].

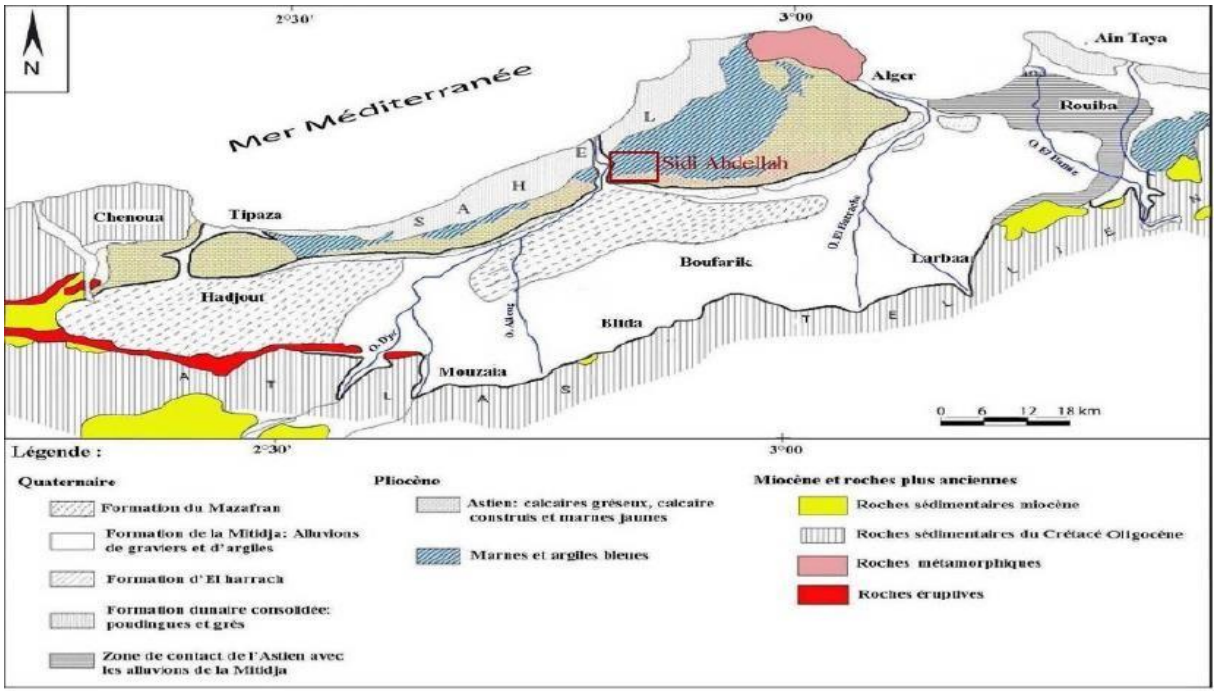



Figure 3.2 Extrait de la carte géologique de l'Algérois (Boudiaf, 1996. modifiée).

Sur le plan stratigraphique la cartographie nous a permis de distinguer les différentes formations géologiques suivantes:

1- Les formations actuelles composées de : sables de plages, dunes actuelles, alluvions récentes, dépôts marécageux et sables rouges (complexe : sable, graviers et argiles).

2- Le Quaternaire formé de :

* Terrasses marines Tyrrhéniennes et Siciliennes : composées de

- Dunes consolidées

- Poudingues et grès marins coquilliers.

- Alluvions anciennes.

*Terrasses marines Calabriennes : composées de :

- Alluvions anciennes.

* Le Villafranchien : formé de marnes jaunes.

3- Le Tertiaire : représenté par le Pliocène qui se présente sous deux formations :

- Une formation caractérisée par un faciès marneux à la base (Plaisancien : marnes bleues).

- Une formation caractérisée par des faciès argilo- sableux, argilo-greseux et un faciès calcaro-gréseux fossilifères (calcaires à lithothamniées), (figure. 3.4) [28].

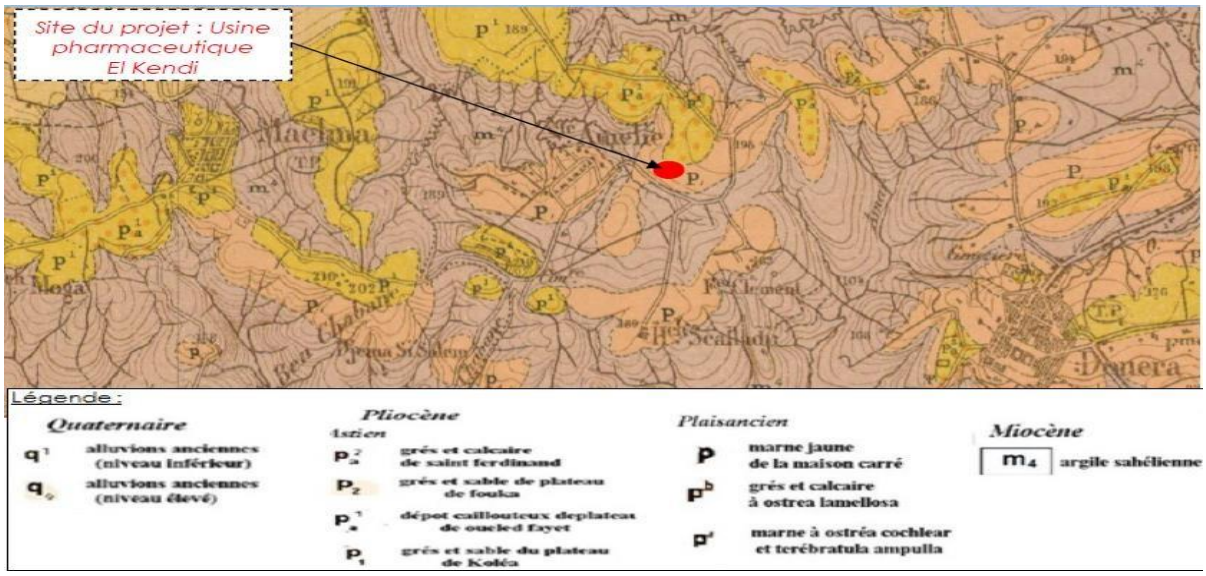



Figure 3.3 Carte géologique de sidi Abdellah extraite de la carte géologique de Koléa au 1/50000 (published by the war office 1942)

### Ⅲ-2-2-2/Données sismologiques:

D'après le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/ Addenda 2003), publié par le Centre de Génie Parasismique C.G.S, le territoire national a été subdivisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies ci-dessous :

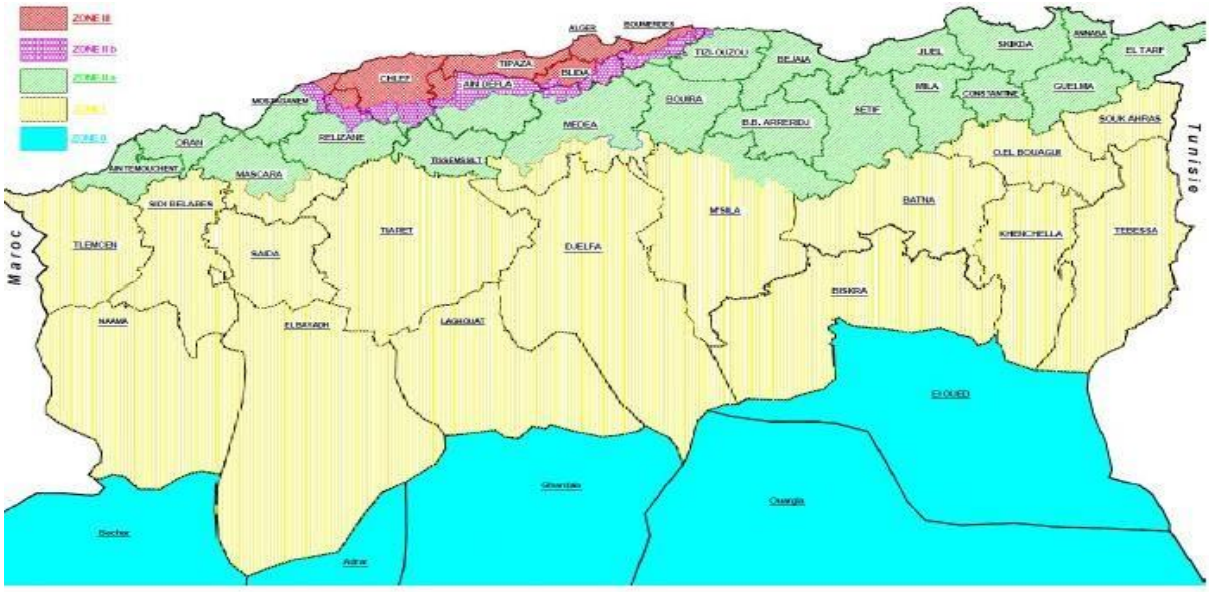



Figure 3.4 Carte de zonage sismique, après le séisme de BOUMERDES

La zone étudiée se trouve dans une zone classée Zone III, il s'agit d'une zone à sismicité élevée d'après la nouvelle classification sismique des wilayas d'Algérie faite par le Centre National de Recherche en Génie Parasismique C.G.S après le dernier séisme du 21 Mai 2003, RPA 99 (version 2003) [28].

## Ⅲ-3 / Reconnaissance géotechnique:

### Ⅲ-3-1/Travaux géotechniques sur terrain:

Un programme de reconnaissance a été effectué à l'aide des moyens suivants :

- Deux sondages carottés de trente (30) mètres de profondeur avec prélèvements des échantillons intacts pour des essais de laboratoire dans le but de :

- Déterminer la nature du sol .
- visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire
- deux essais pressiométrique d'une profondeur de 30m par rapport au niveau du terrain actuel.

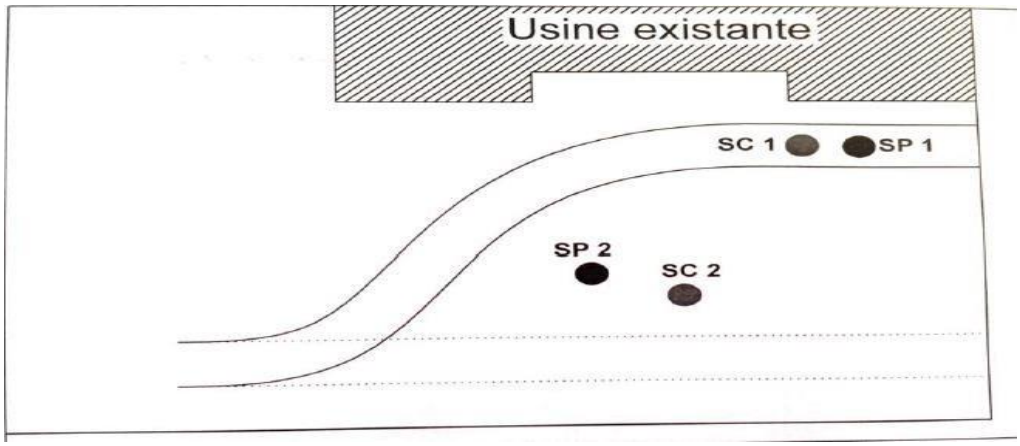



Figure 3.5 Schéma d'implantation des sondages de reconnaissances In-Situ.

### Ⅲ-3-2/Agressivité:

les résultats obtenus traduisent une agressivité nulle pour le béton hydraulique durci. Aucune mesure particulière ne peut être recommandée pour l'infrastructure de l'ouvrage, néanmoins, il est toujours utile de respecter les règles de l'art de la confection du béton et sa mise en œuvre.

## Ⅲ-4/Programme d'investigation géotechnique:

Les travaux d'investigation réalisés in-situ sur le site ont démarré le 03/07/2014. Le programme d'investigation in-situ a consisté en l'exécution de ce qui suit:

-Un (01) Sondage carotté de 30m.00de profondeur SC 01

- Un (01) Sondage carotté de 30m.00 profondeur SC 02

- Un (01) sondage pressiométrique de 30m.00 de profondeur SP 01

-Un (01) sondage pressiométrique de 30m.00 de profondeur SP 02

## Ⅲ-4-1/ Résultats de l'investigation géotechnique:

### Ⅲ-4-1-1/Sondages carotté:

Les sondages carottés permettent de déterminer précisément les natures et les limites mécaniques des différentes couches géologiques rencontrées ainsi que d'effectuer des prélèvements d'échantillons non remaniés. (Figure 3.6) Cette opération est réalisée par la mise en station d'un outil de forage, la réalisation du carottage sur une profondeur prédéfinie, mise en caisse des carottes de roche, étiquetage, conservation et caractérisation. Un échantillon non remanié se prélève au sein de chaque sondage afin de réaliser des essais en laboratoire.

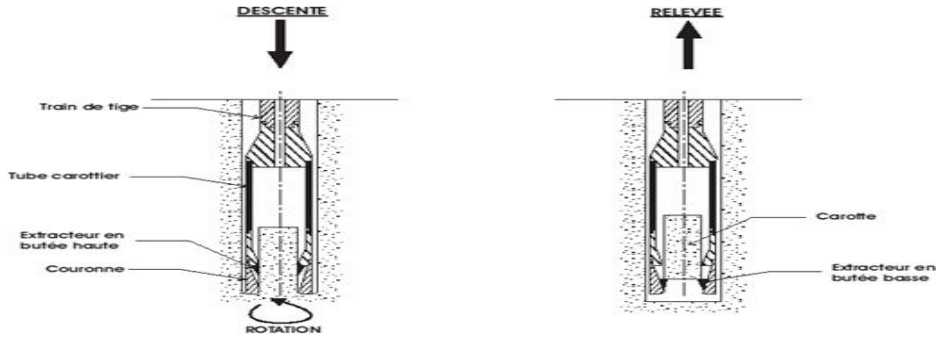



Figure 3.6 Schéma d'un L'essai des sondages carotte

Le principe des sondages carottés est de venir découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place. Le découpage des terrains peut être fait par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).

Pour cette étude, les sondages carottés ont été implantés sur le site du glissement ou des échantillons intacts et remanies ont été prélevés pour les essais de laboratoire. Cette opération a montré que le sous-sol du site est constitué de trois principales couches tel que représente sur le tableau 1.1 et 1.2 ci-dessous.

Tableau 3.1Types de couches de sols constituant le site étudie SC01

| Sondage | Profondeur(m) | Type de sol | Rec (%) |
|---|---|---|---|
| SC1 | 0.00 - 0.50 m | Terre végétale | 100% |
| | 0.50 - 2.20 m | Argile marneuse à tâche blanchâtre beige à gris verdâtre | |
| | 2.20 - 10.0 m | Argile marneuse beige à gris verdâtre | |
| | 10.0 - 30.0 m | Marne grisâtre | |

Tableau 3.2Types de couches de sols constituant le site étudie SCO2.

| Sondage | Profondeur(m) | Type de sol | Rec (%) |
|---|---|---|---|
| SC2 | 0.00 - 1.00 m | Terre végétale | - |
| | 1.00 - 2.30 m | Argile limoneuse sableuse à graveleuse brun rougeâtre marneuse | |
| | 2.30 - 3.00 m | Argile marneuse à tâche blanchâtre beige à gris verdâtre | |
| | 3.00 - 8.00 m | Argile marneuse beige à gris verdâtre | |
| | 10.0 - 30.0 m | Marne grisâtre | |

**Ⅲ-4-1-2/Sondages pressiométrique:**

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. (Figure 3.7). Il permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol

- Le module pressiométrique EM qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite pl qui caractérise la résistance de rupture du sol.
- La pression de fluage pf qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

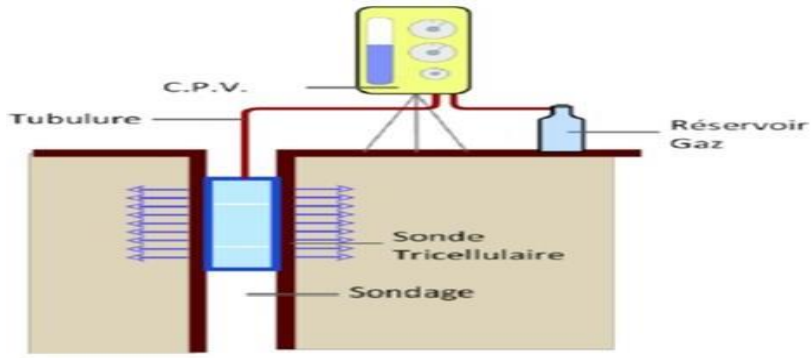



Figure 3.7 schéma d'essai pressiométrique.

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

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

Cet essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

Les essais pressiométriques réalisés pour cette étude sont situés au niveau des trous de forage des deux sondages SP1, SP2 à raison de 15 essais au niveau de SP1 et SP2.

Tableau 3.3 Résultats des sondages pressiométriques SP-01et SP-02

| Sondage | Profondeur (m) | Pl (bar) | Module E (bar) | E/PL | Observations |
|---|---|---|---|---|---|
| SP1 | 2 | 2,94 | 45,43 | 15.45 | Néant |
| | 4 | 9,64 | 83,21 | 8.63 | |
| | 6 | 19,47 | 165,26 | 8.49 | |
| | 8 | 31,70 | 2530,10 | 79.81 | |
| | 10 | 35,35 | 146,94 | 4.16 | |
| | 12 | 55,85 | 964,94 | 17.28 | |
| | 14 | 56,11 | 9512,75 | 169,54 | |
| | 16 | 56,11 | 2994,49 | 53,37 | |
| | 18 | 56,11 | 2355,57 | 41,98 | |
| | 20 | 56,11 | 1856,08 | 33,08 | |
| | 22 | 78,61 | 8160,88 | 103,81 | |
| | 24 | 56,11 | 11496,85 | 204,90 | |
| | 26 | 56,11 | 11348,02 | 202,25 | |
| | 28 | 56,11 | 20684,41 | 368,64 | |
| | 30 | 56,11 | 19069,03 | 339,85 | |
| SP2 | 2 | 4,04 | 25,04 | 6.20 | Néant |
| | 4 | 9,29 | 81,30 | 8,75 | |
| | 6 | 12,82 | 92,97 | 7,25 | |
| | 8 | 72,32 | 6123,71 | 84,68 | |
| | 10 | 72,22 | 9824,99 | 136,04 | |
| | 12 | 71,88 | 7013,14 | 97,57 | |
| | 14 | 73,52 | 15212,68 | 206,92 | |
| | 16 | 71,77 | 3315,58 | 46,20 | |
| | 18 | 71,04 | 8911,00 | 125,44 | |
| | 20 | 78,18 | 1361,40 | 17,41 | |
| | 22 | 62,75 | 8423,31 | 134,24 | |
| | 24 | 78,25 | 4954,84 | 63,32 | |
| | 26 | 76,46 | 11572,92 | 151,36 | |
| | 28 | 76,35 | 8221,36 | 107,68 | |

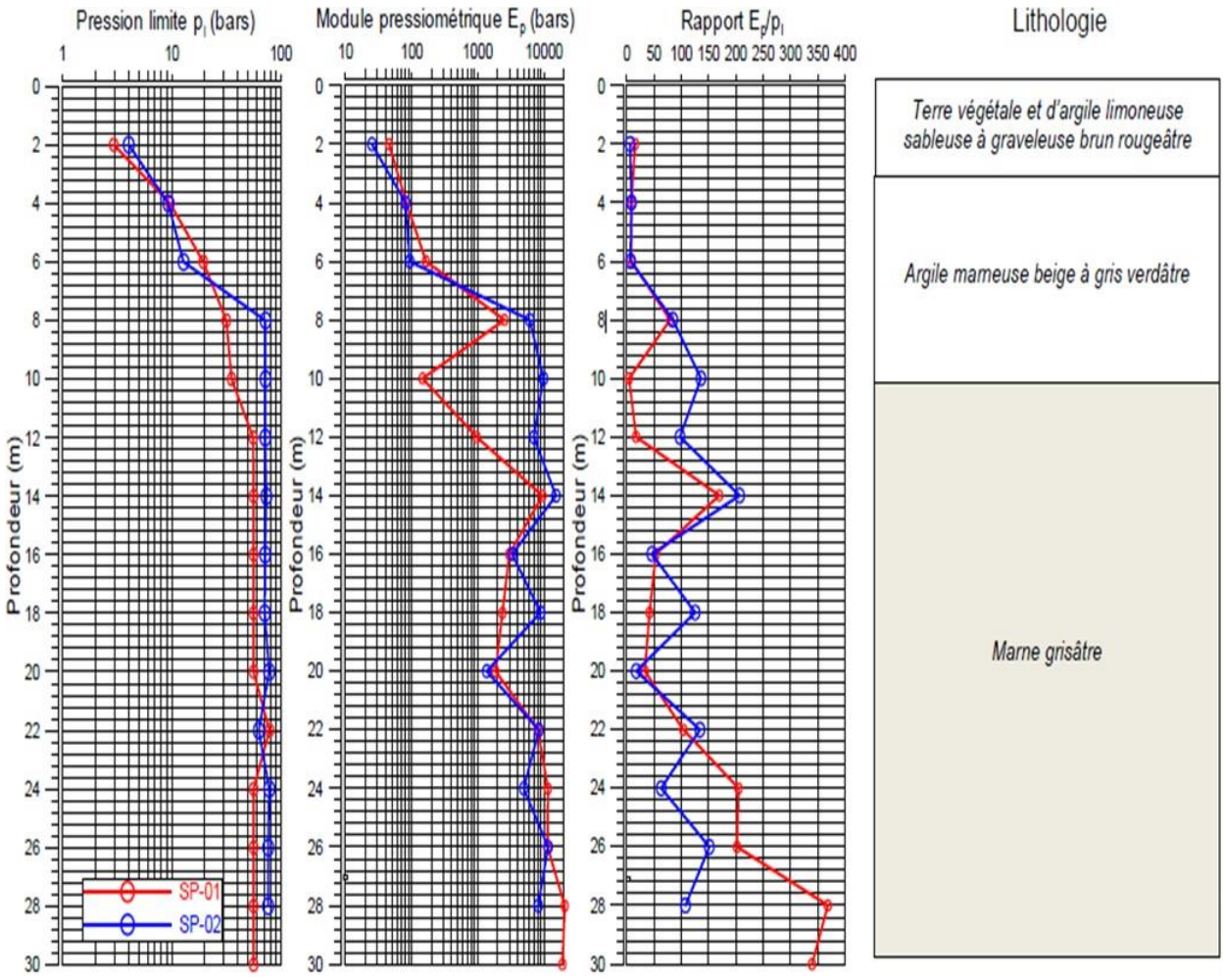



Figure 3.8 Caractéristiques pressiométriques.

## Ⅲ-4-2/ Essais de Laboratoire:

### Ⅲ -4-2-1/ Programme des essais de laboratoire:

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et des analyses chimiques pour la connaissance des paramètres physiques et géo mécaniques sommaires à savoir :

- Analyses granulométriques.
- Mesure des teneurs en eau et degré de saturation.
- Mesure des limites d'Atterberg.
- Essais de cisaillement direct sur UU et CU a la boite de CASAGRANDE.
- Essais de résistance à la compression simple (Rc).
- Essai œdométrique.
- Analyses chimiques.

**a-Analyses granulométriques :**

L'analyse granulométrique par tamisage est un essai qui consiste à étudier la granulométrie du granulat, c'est-a-dire la distribution des grains suivant leurs dimensions en déterminant par pesée l'importance relative des classes de grains de dimension bien définies par pourcentage. Elle se fait par tamisages ; en passant par une série de tamis de maille carrée de plus en plus petit pour la fraction de granulat (figur3.9).

L'analyse granulométrique par sédimentométrie permet de déterminer la distribution en poids des particules fines (de diamètre inférieur à 80um) d'un sol en fonction de leurs dimensions. Cette L'analyse par sédimentométrie complète l'analyse par tamisage.

La séparation par décantation consiste à déterminer les diamètres équivalents des particules sphériques en fonction de leur vitesse de chute dans un environnement visqueux afin d'obtenir le tracé d'une courbe granulométrique pour des particules inférieur à 0,08mm



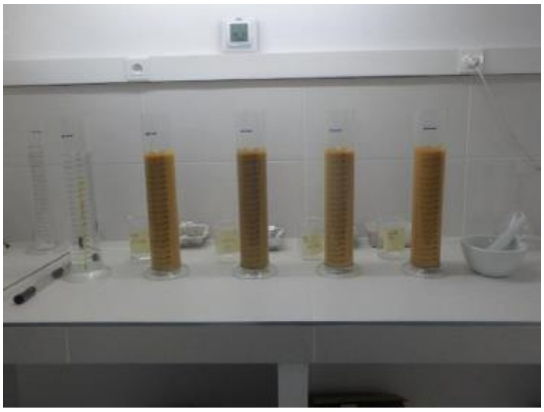


Figure 3.9 Analyse granulométrique par tamisage Figure 3.10 Analyse granulométrique par sedimentometrie

**b-Mesure des teneurs en eau et degré de saturation Sr :**

La teneur en eau d'un matériau et le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids de même matériau sec

$$w\ (\%) = \frac{Ww}{Ws}$$

Selon le pourcentage de teneur en eau obtenu, on pourra connaitre l'état d'humidité du sol

Tableau 3.4 Classification des sols selon la teneur en eau

| w (%) | État |
|---|---|
| 01 - 25 | Légèrement Humide |
| 25 – 50 | Humide |
| 50 – 75 | Mouillé |
| 75 – 90 | Détrempé |
| ≤ 100 | Saturé |

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau. Ce degré est obtenu par la relation suivante :

$$Sr\ (\%) = \frac{Vw}{Vv}$$

• Pour le sol saturé : Sr=100%

• Pour le sol sec : Sr=0%

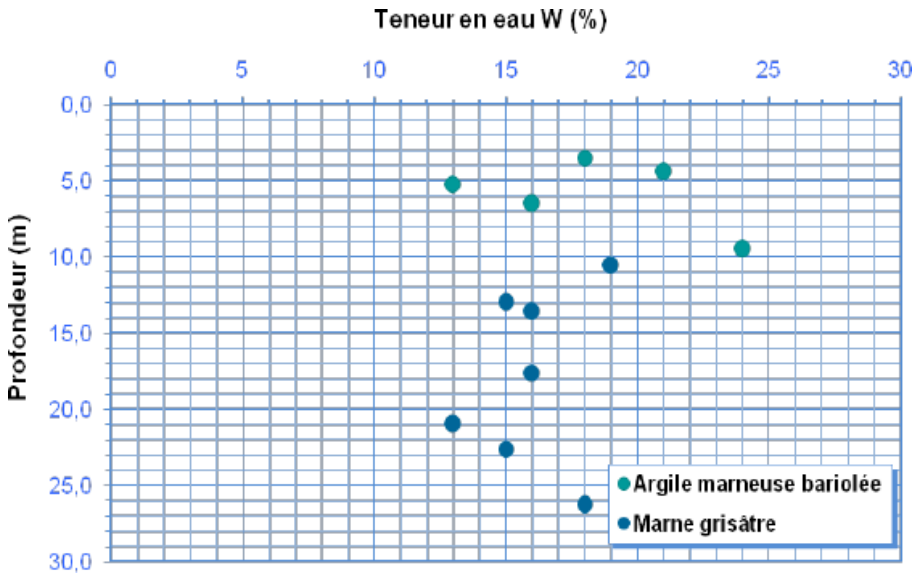



Figure 19 Teneur en eau en fonction de la profondeur

Le sol étudié est dans un état détrompé à saturé. Le degré de saturation est compris entre 84 et 100%.

***Poids Volumiques**

• Poids volumique du sol humide γ (γ h)

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimé par : $\gamma = \frac{Wt}{Vt} \frac{(Ws+Wa+Ww)}{(Vt+Va+Vw)}$

• Poids volumique du sol sec (γd) :

C'est rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans Une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée comme suit : $\gamma d = \frac{Ws}{Vt}$

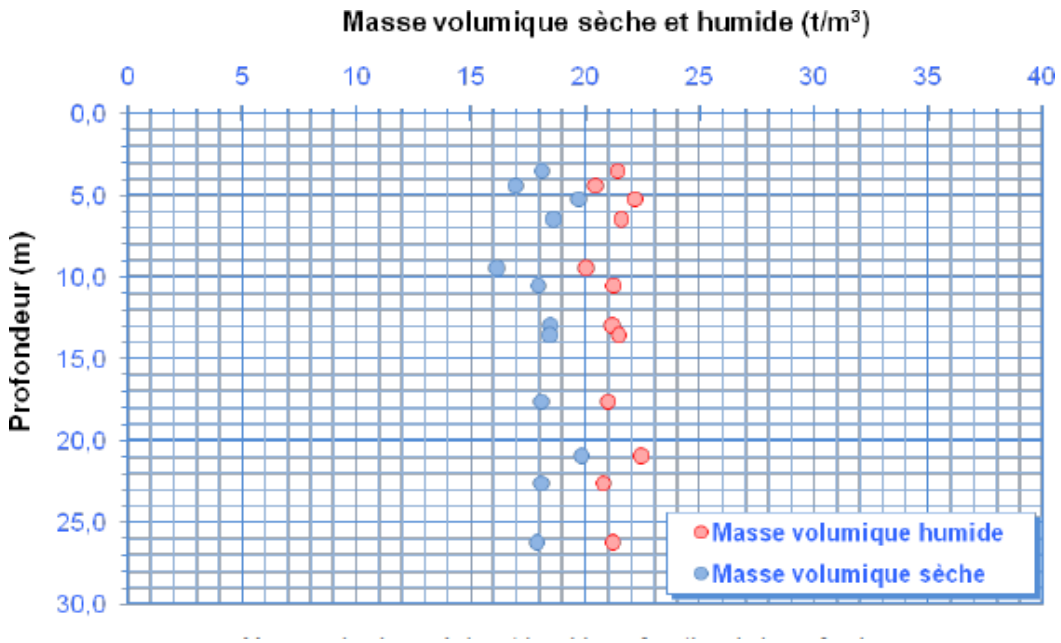



Figure 3.12 Masse volumique sèche et humide en fonction de la profondeur.

Les valeurs de densité sont généralement comprises entre 1,62 t/m3 et 1,98t/m3, montrant ainsi que le sol étudié est de densité moyenne à dense.

**c-Limites D'Atterberg :**

Elles sont utilisées pour la détermination des états de consistance d'un sol. Cette consistance varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide. Ces essais définissent conventionnellement les limites entre ces états.

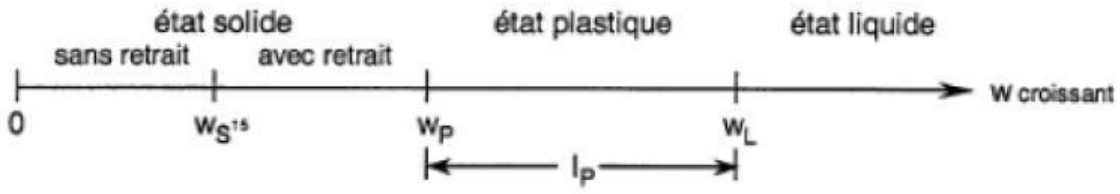



Figure 3.13 Détermination des états de consistance d'un sol selon les limites d'Atterberg

***Limite de plasticité wp :**

La limite de plasticité (wp) caractérise la transition entre l'état solide et l'état Plastique.

***Limite de liquidité wl :**

La limite de liquidité (wl) caractérise la transition entre l'état plastique et l'état Liquide.

***** Limite de retrait ws :**

La limite de retrait est la valeur minimale eau au-dessous duquel une diminution de cette valeur ne produit pas une réduction de volume du terrain en question

***Indice de plasticité IP :**

Il est donné par la formule suivante :

IP=WL-WP

Cet indice est d'autant plus élevé que le sol contient de l'argile (Tableau 3.5)

Tableau 3.5 Déterminations du degré de plasticité d'un sol par l'indice de plasticité

| Indice de plasticité | Degré de plasticité |
|---|---|
| 0 - 5 | Non plastique |
| 5 - 15 | Peu plastique |
| 15 - 40 | Plastique |
| > 40 | Très plastique |

***Indice de liquidité Wl :**

Il est donné par la formule suivante :

LL= (w -wp) / (IP)

Indice de consistance IC

Il s'agit d'un indicateur dérivé :

Ic= (wL - w) / IP

Avec w : la teneur en eau.

Tableau 3.6 Résultats d'identification physique SC01.

| Sondage | Profondeur (m) | Teneur en eau% | Sr% | γh(t/$m^3$) | γd(t/$m^3$) | WI % | WP % | Ip | Ic | Analyse Granu% |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SC1 | 1.15-1.45 | 18 | 100 | 2.142 | 1.809 | 47 | 25 | 22 | 1.318 | 98.76 |
| | 5.4-5.6 | 23 | 97 | 2.223 | 1.975 | 39 | 24 | 15 | 1.733 | 95.38 |
| | 9.5-9.75 | 24 | 100 | 2.008 | 1.619 | 59 | 30 | 29 | 1.207 | 99.38 |
| | 11.5-11.75 | - | - | - | - | 50 | 18 | 32 | 1.562 | 98.76 |
| | 13-13.3 | 15 | 92 | 2.124 | 1.846 | 50 | 18 | 32 | 1.093 | 99.62 |
| | 17.6-17.9 | 16 | 91 | 2.099 | 1.813 | 50 | 30 | 19 | 1.794 | 99.30 |
| | 22.6-23 | 15 | 84 | 2.078 | 1.813 | 49 | 20 | 29 | 1.172 | 99.79 |

Tableau 3.7 Résultats d'identification physique SC02

| Sondage | Profondeur (m) | Teneur en eau% | Sr% | γh(t/$m^3$) | γd(t/$m^3$) | WI % | WP % | Ip | Ic | Analyse Granu% |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SC2 | 4.4-4.9 | 21 | 98 | 2.050 | 1.695 | 57 | 33 | 24 | 1.500 | 99.41 |
| | 6.5-6.9 | 16 | 98 | 2.157 | 1.865 | 38 | 20 | 18 | 1.222 | 93.99 |
| | 10.5-11 | 19 | 100 | 2.129 | 1.793 | 36 | 15 | 21 | 0.809 | 98.98 |
| | 13.6-14 | 16 | 99 | 2.147 | 1.849 | 54 | 27 | 27 | 1.407 | 99.07 |
| | 21-21.4 | 13 | 100 | 2.248 | 1.984 | 50 | 31 | 20 | 1.850 | 99.45 |
| | 26.3-26.7 | 18 | 100 | 2.120 | 1.790 | 62 | 35 | 27 | 1.629 | 99.79 |

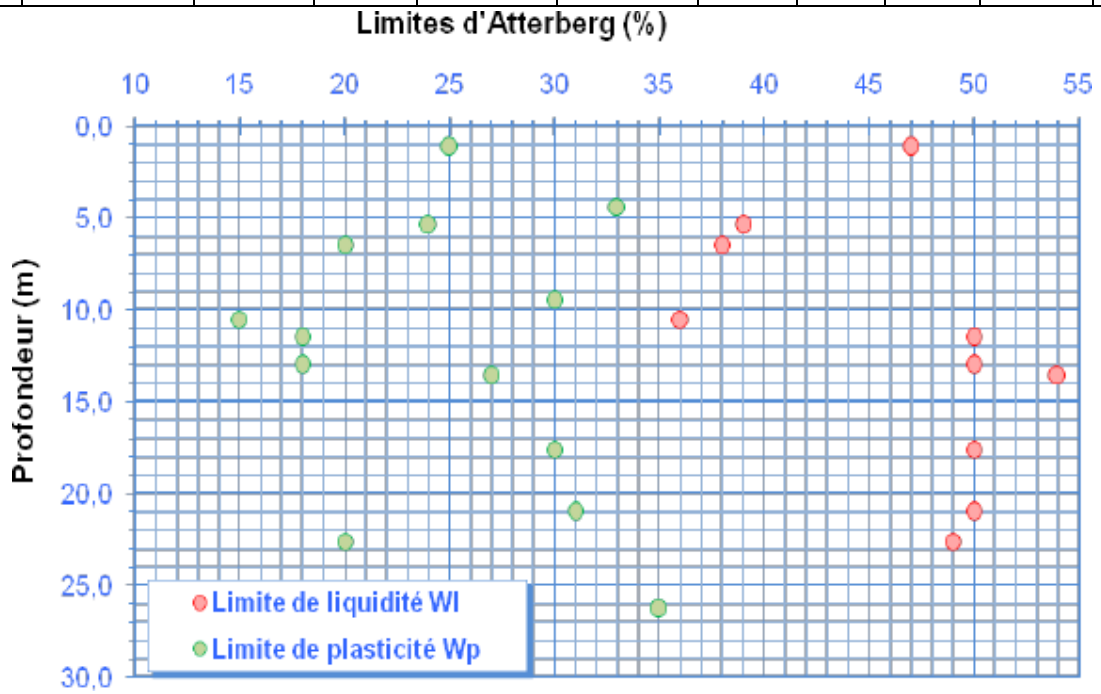



Figure 3.14 Limites d'Atterberg en fonction de la profondeur.

Les valeurs des limites de plasticité (Wp) et liquidité (Wl) reprise dans le tableau 3.6/3.7 et figure 3.14 dévoilent l'existence d'un sol fin en général à comportement peu plastique à plastique.

**D- Essais de cisaillement direct sur UU et CU a la boite de CASAGRANDE**

***Essais de cisaillement direct sur UU :**

Le but de cet essai est de déterminer les valeurs de la cohésion (C) et l'ongle de Frottement interne (φ).

Cet essai consiste à mettre un échantillon de sol dans l'appareil constitue de deux demi boite (figure.4.12) pouvant se déplacer de manière relative pour créer un effort de cisaillement dans leur plan de séparation .L'échantillon est soumis à une force verticale N(effort de compression) par l'intermédiaire de la demi boite supérieur, et un effort de tension T horizontal pour une certain valeur de N appliquée sur l'échantillon, on fait varie l'effort T (à une vitesse contrôlé) jusqu'a l'obtention de la rupture.

La connaissance de N et T permet de déterminer une pointe de la courbe intrinsèque, En effet, si A est la surface de la boite, les composantes de la contraintes sont : $\sigma = N / A$ et $\tau = T/A$



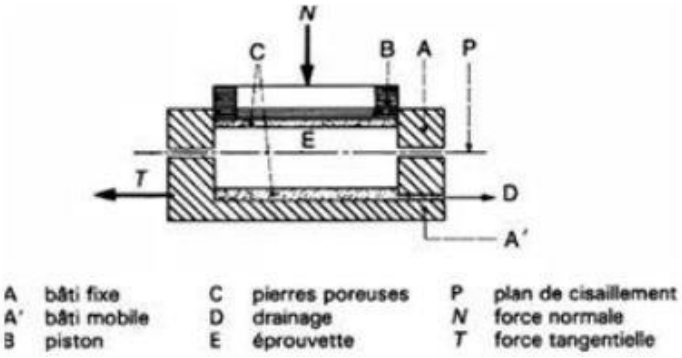



Figure 3.15 L'essai de cisaillement rectiligne à la boite de casagrande. Figure 3.16 L'essai de cisaillement rectiligne à la boite de casagrande.

***L'essai consolidé, non drainé:**

Avec mesure de « u », l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, permet d'accéder aux caractéristiques inters granulaires du sol c *'* et ϕ', à condition de l'interpréter en contraintes effective.

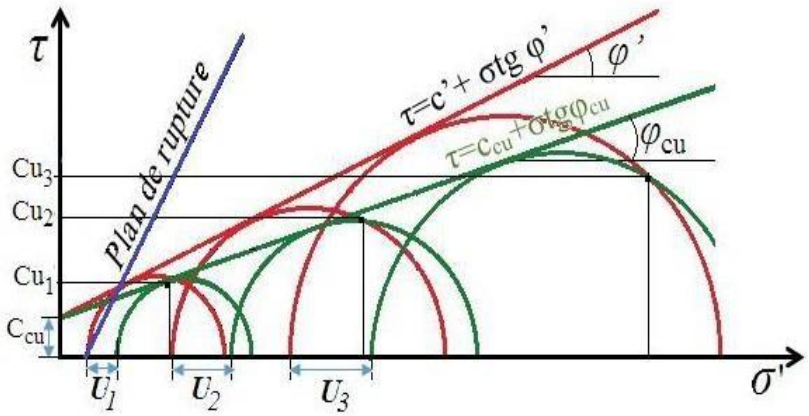



Figure 3.17 Interprétation graphique de l'essai consolidé non drainé.

**E-Essais de résistance à la compression simple (Rc) non saturée :**

L'essai permet de mesurer la résistance à la rupture en compression simple (Rc) du sol. L'éprouvette généralement cylindrique, d'élancement 2(H=2D) est placée entre les deux plateaux d'une presse et soumise à des charges croissantes jusqu'à la rupture (figure 3.17). La vitesse d'écrasement doit être suffisamment rapide (1,5 à 2 mm/mn) pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai. La relation Rc =4P /$\pi$.D2 donne en fonction de la charge appliquée P a la rupture, la valeur de la résistance à la compression simple Rc. La cohésion non drainée des argiles saturées s'en déduit immédiatement et présente un angle de frottement interne nul.

Terzaghi donne à partir de Rc une échelle de consistance du sol résumé sur le tableau :

Tableau 3.8: la consistance de sol à partir de Rc

| La consistance | Rc (bars) |
|---|---|
| Très molle | Rc < 0.25 < bar |
| Molle | 0.25 < Rc < 0.50 bar |
| Mi-consistante | 0.50 < Rc < 1 bar |
| Consistante | 1 < Rc < 2 bars |
| Très consistante | 2 < Rc < 4 bars |
| Extrêmement consistante | Rc > 4 bars |

Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau 3.9 Résultats des essais mécanique SC01.

| sondage | Profondeur(m) | φ(°) | Cu(bar) | RC |
|---|---|---|---|---|
| SC1 | 1.15-1.45 | 18.63 | 0.36 | - |
| | 5.2-5.5 | 16.65 | 0.64 | |
| | 9.5-9.75 | 17.6 | 0.88 | |
| | 13-13.3 | 17.1 | 0.93 | |
| | 17.6-17.9 | - | - | |
| | 22.3-23 | - | - | |

Tableau 3.10 Résultats des essais mécanique SC02

| sondage | Profondeur (m) | φ(°) | Cu(bar) | Rc |
|---|---|---|---|---|
| SC2 | 4.4-4.9 | - | - | 5.2 |
| | 6.5-6.9 | 17.45 | 0.69 | - |
| | 10.5-11 | - | - | 5.87 |
| | 21-21.4 | 20.51 | 1.23 | - |
| | 26.3-26.7 | - | - | 8.16 |

Les valeurs des cohésions obtenues des essais de cisaillement à la boite, de type non consolidé, non drainé (UU) et type consolidé, non drainée (CU) varient entre 0,36 bars à 1,23 bars.

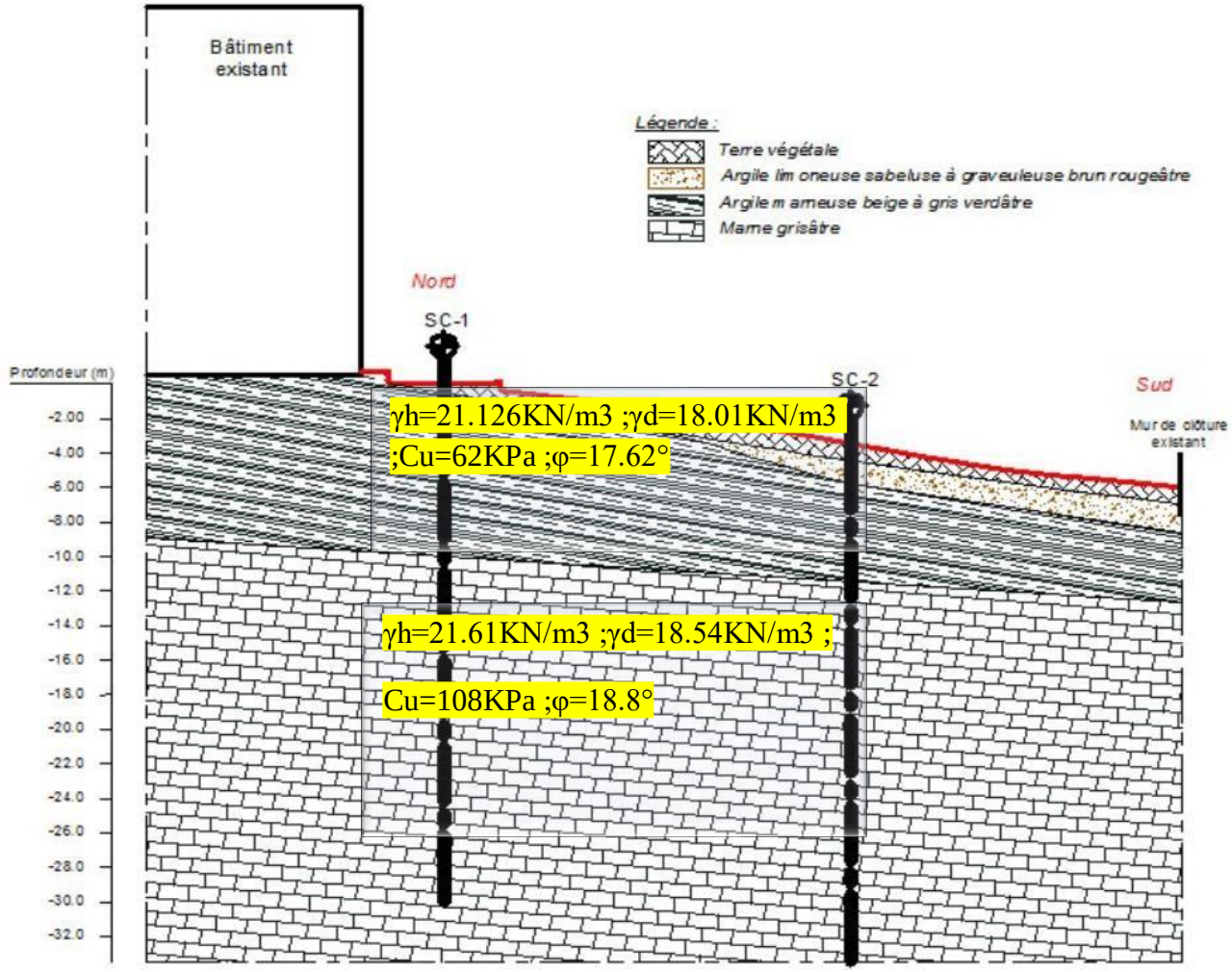



Figure 3.18 Profil lithologique.

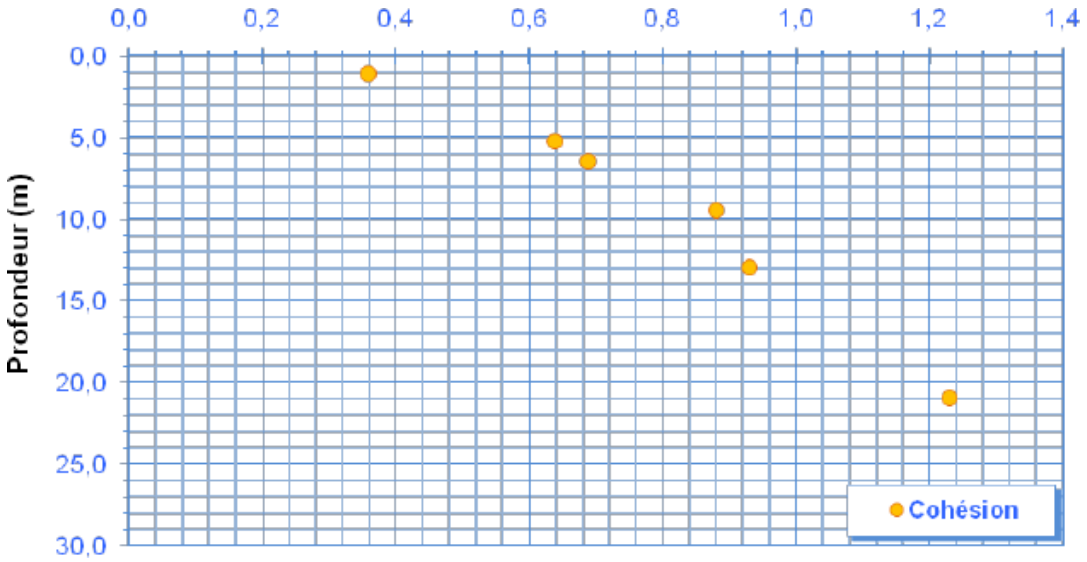



Figure 3.19 Cohésion en fonction de la profondeur

**f-Essai œdométrique :**

L'essai œdométrique est un essai fondamental, et une application directe de la théorie de la consolidation.il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution.

**-Principe de l'essai :**

L'échantillon de sol est placé dans une enceinte cylindrique rigide empêchant les déformations latérales menue de deux pierres poreuses permettant l'expulsion de l'eau, on exerce sur sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et on mesure les affaissements observés après stabilisation. On détermine ainsi la relation entre la contrainte effective et les déformations verticales.

L'essai œdométrique est synthétisé par trois courbes :

- La courbe de compressibilité, qui traduit les variations de l'indice des vides en fonction de la charge appliquée.

- Les courbes de tassement en fonction du temps.

- La courbe de perméabilité lorsque la mesure a été réalisée. Cette courbe permet d'obtenir le coefficient de perméabilité verticale $kv$.

A partir de la courbe de compressibilité on peut estimer la valeur du module œdométrique qui est :

$Eoed = -\frac{\Delta \dot{\sigma}}{\frac{\Delta H}{H}}$ = sachant que : $\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e0}$

Avec :

H : hauteur initiale de l'échantillon.

$e0$ : Indice des vides initial correspondant à H.

**1. Classification des sols vis-à-vis la compressibilité**

• Les sols sur-consolidés : sont les sols ou σ̀p>σż.

• Les sols normalement consolidés : sont les sols ou σ̀p=σ̀z..

• Les sols sou-consolidés : sont les sols ou σ̀p < σ̀z..

Avec :

σ̀p: Contrainte de pré-consolidation

σ̀z.: Contrainte effective due au poids des terres.

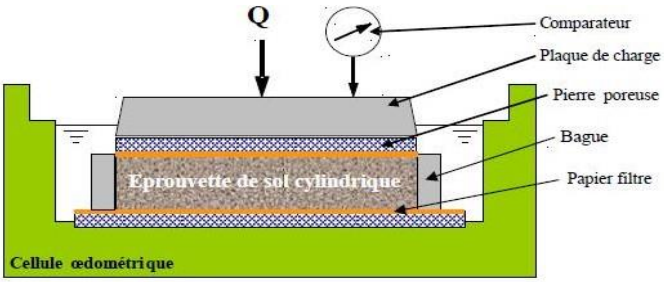



Figure 3.20 la représentation schématique d'une cellule œdométrique.

Tableau 3.11 Résultats des essais œdométrique SC01

| Sondage | profondeur | Pc (bar) | Cc (%) | Cg (%) |
|---|---|---|---|---|
| SC1 | 1.15-1.45 | 2.19 | 11.64 | 2.02 |
| | 52-5.5 | - | - | - |
| | 9.5-9.75 | 3.82 | 12.64 | 3.13 |
| | 13-13.3 | - | - | - |
| | 17.6-17.9 | - | - | - |
| | 22.3-23 | - | - | - |

Tableau 3.12 Résultats des essais œdométrique SC02

| Sondage | profondeur | Pc (bar) | Cc (%) | Cg (%) |
|---|---|---|---|---|
| SC2 | 4.4-4.9 | - | - | - |
| | 6.5-6.9 | - | - | - |
| | 10.5-11 | 3.13 | 9.98 | 1.4 |
| | 21-21.4 | - | - | - |
| | 26.3-26.7 | - | - | - |

Les essais de compression à l'œdomètre réalisés donnent des valeurs du coefficient de compressibilité variant entre 9% et 13% attestant ainsi que le sol étudié est moyennement compressible, et des valeurs de coefficient de gonflement compris entre 0,4% et 3,13%, montrant ainsi que le sol étudié est peu gonflant

**E- Analyse chimique :**

Les analyses chimiques effectuées sur des échantillons prélevés dans les sondages carottés SC-02 sont données dans le tableau :

Tableau 3.13 Résultats des analyses chimiques du sol exprimés en % poids.

| Sondage | Profondeur | Sulfates $SO4^{2-}$ |
|---|---|---|
| SC1 | 13.0 – 13.30 | 0.247 |
| SC2 | 21.0 – 21.40 | 0.082 |

La teneur en sulfates nous indique une agressivité nulle vis-à-vis du béton hydraulique durci ainsi, le béton fabriqué dans les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques sans aucune autre mesure particulière.

## Ⅲ-4-3/Essais in-situ:

### Ⅲ-4-3-1/ Programme des essais de laboratoire:

**L'essai SPT :**

L'essai SPT est un essai de pénétration dynamique qui permet de prélever des échantillons remaniés pour l'identification des sols traversés. La profondeur d'investigation se limite à 15 m. L'essai SPT est particulièrement adapté aux terrains pulvérulents mais d'interprétation plus difficile dans le cas des terrains cohérents.

Les résultats sont présentés sous forme d'une coupe indiquant :

- la nature des couches traversées, leurs épaisseurs et leurs caractéristiques ;

- les niveaux d'eau éventuels ;

- les profondeurs des essais et les valeurs mesurées ;

- les méthodes de perforation et les caractéristiques de l'appareillage employé.

Le principe de fonction de l'essai est représenté sur la figure

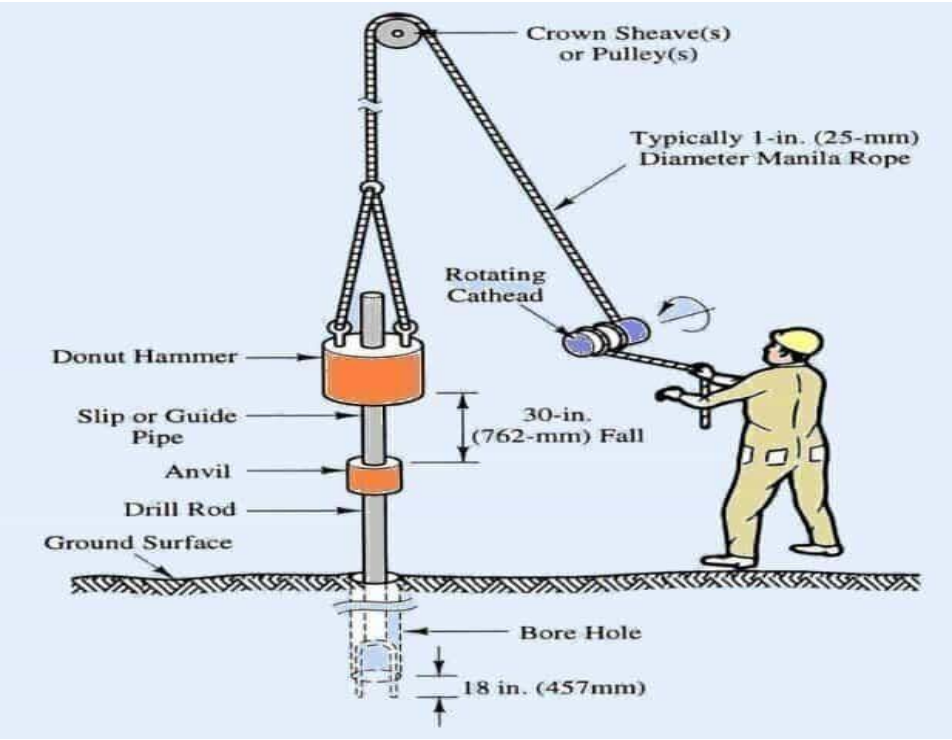



Figure 3.21 Principe de l'essai SPT

Tableau 3.14 Résultats des essais SPT SC01.

| Sondage | Profondeur (m) | Nspt |
|---|---|---|
| SC1 | 3 | 9 |
| | 6 | 23 |
| | 9 | 43 |
| | 12 | 49 |
| | 15 | Refus |
| | 18 | |
| | 21 | |
| | 24 | |
| | 27 | |
| | 30 | |

Tableau 3.15 Résultats des essais SPT SC02.

| Sondage | Profondeur (m) | Nspt |
|---|---|---|
| SC2 | 3 | 19 |
| | 6 | 33 |
| | 9 | 28 |
| | 12 | 38 |
| | 15 | 47 |
| | 18 | Refus |
| | 21 | |
| | 24 | |
| | 27 | |
| | 30 | |

Les argiles marneuses bariolées sont de consistance très raide à dure. La couche de marne est de consistante dure.

## II- 5/Conclusion :

La zone étudiée a des formations géologiques marno-argileuses du Pliocène inférieur, avec une couverture sédimentaire tertiaire. Elle est classée en Zone III en termes de sismicité élevée. La présence d'eau a été détectée au début de la fondation,. Les formations lithologiques comprennent une couche superficielle de terre végétale et d'argile limoneuse sableuse à gravelé-rougeâtre, sur une couche d'argile bariolée. Le rapport de sol recommande des fondations superficielles ancrées à 2.5 m de profondeur. D'après les résultats des essais pressiomètriques et SPT, le site est classé dans la catégorie des sols meubles S3. En raison de la topographie accidentée, les travaux de terrassement doivent être réalisés en soutenant les talus avec des ouvrages de soutènement. Afin de réaliser l'extension à proximité de l'usine pharmaceutique existant, les travaux de terrassement doivent être effectués pendant la période sèche pour réduire le risque de glissements de terrain.

# ChapitreⅣ :

# Analyse de stabilité

## Ⅳ-1/Introduction:

L'avancement technologique a posé des défis croissants aux ingénieurs travaillant sur des projets géotechniques complexes, coûteux et soumis à des exigences de sécurité strictes. Pour comprendre le comportement de systèmes physiques complexes, les ingénieurs ont adopté des méthodes de simulation en raison de la complexité des méthodes analytiques de résistance des matériaux. La méthode des éléments finis (MEF) s'est établie comme l'une des plus puissantes, capable de prendre en compte les petits déplacements. Cependant, il est reconnu que le sol subit d'importantes déformations lorsqu'il atteint le cisaillement. C'est là que la méthode des déplacements finis (MDF) intervient en traitant à la fois les petits et les grands déplacements. La MDF est largement utilisée dans divers secteurs industriels tels que le génie civil, la construction navale, la mécanique et les technologies offshores [29].

## Ⅳ-2/ Le logiciel Talren:

TALREN est un logiciel mis en place par Terrasol, son nom est tiré de Talus Renforcés, il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblais, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement, tirants précontraintes, clous, pieux et micropieux, géotextiles, palplanches ou parois moulées.

Les principaux types de données que TALREN peut prendre en compte sont :

-La géométrie (qui peut être complexe).

-Les caractéristiques de sol.

-Les surcharges (charges réparties, charges linéaires, moments additionnels).

-Les renforcements (clous, tirants, bandes, butons).

-Les conditions hydrauliques (nappe phréatique, pressions le long d’une surface de rupture polygonale).

-Les accélérations sismiques (horizontale et verticale).

-Les coefficients partiels (calculs aux ELU par la prise en compte de coefficients partiels de sécurité / pondération).

-Les options de calcul (méthode des tranches : Fellenius, Bishop, méthode globale : perturbations, méthode de calcul à la rupture) [29].

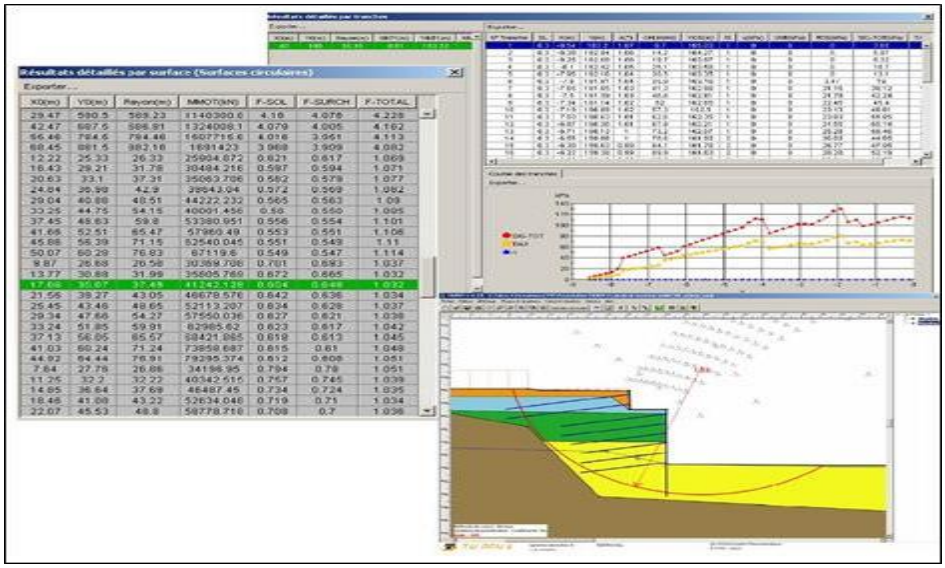


Figure 4.1 Différentes fenêtres de visualisation des données.

**Ⅳ-2-1/Les différentes options pour la manipulation du logiciel talren 4 :**

L'interface de TALREN 4 est une interface graphique interactive, développée en fonction des principes suivants :

-La plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.

-TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible.

-Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de qs clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.

-De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (sol, renforcements) sont disponibles [29].

**Ⅳ-2-2/La procédure de calcul de talren 4 :**

Talren 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel, à partir d'une coupe initiale, qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage (lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements). Il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases ou situations d'exécution successive (chaque phase ou situation correspondant à une coupe du projet). Où on peut voir des modifications de donnée, tout dépend de notre cas de calcul.

-Modification de certaines caractéristiques de sols.

-Activation/désactivation d'élément de sols, surcharges, ou renforcements.

-Modification des conditions hydrauliques.

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

Les méthodes de calculs utilisés par le logiciel TALREN sont les suivantes :

-La méthode de Bishop.

-La méthode de Fellenius.

-La méthode des perturbations.

-La méthode du calcul a la rupture [29].

**Ⅳ-2-3/Saisie des données:**

**a-les caractéristiques générales :**

Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 50 m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 30 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « général setting »

-On saisit les donnes géomatique et physique de notre projet

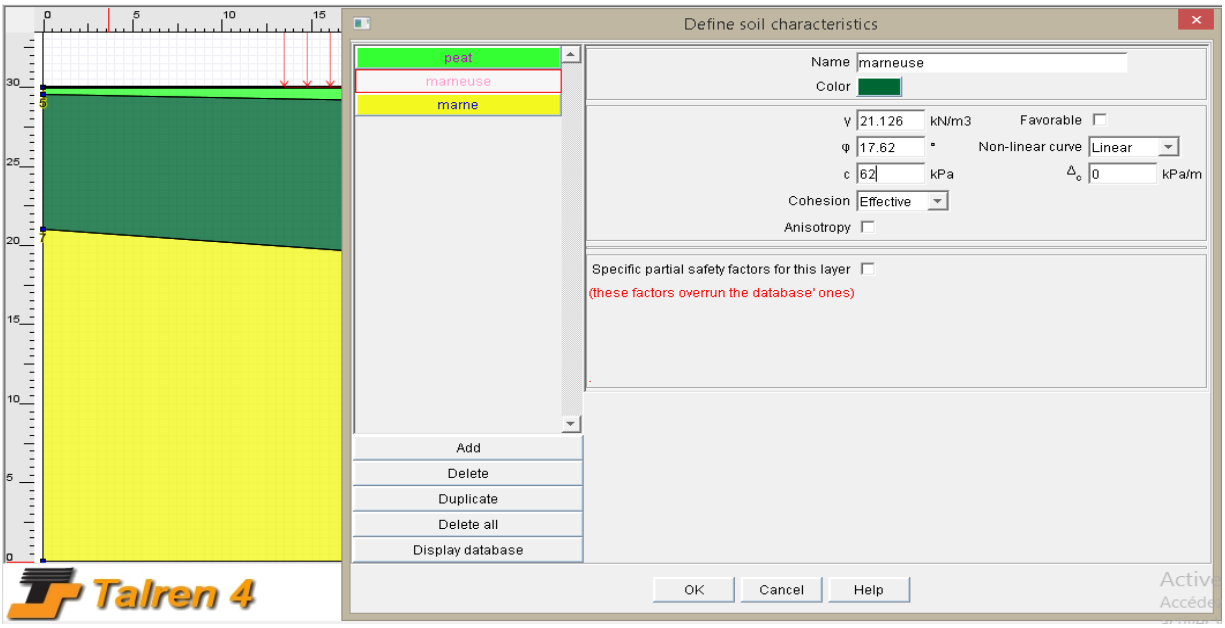



Figure 4.2 fenêtres de saisie des données.

**b-Etape de calcul :**

On procéder le calcul

Calcul itératif de Fs par la méthode de BISHOP à l'état saturé.

Le factor de sécurité est : 7.19 dans situation 1

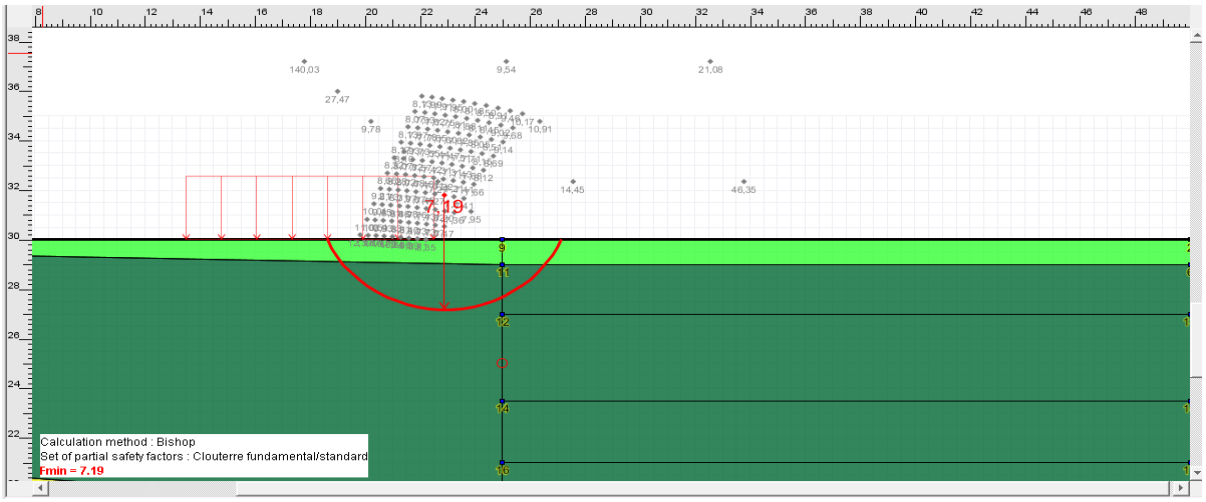



Figure 4.3 fenêtres de résultats de calcul

Après excavation de 4m le facteur de sécurité diminue de 1.57

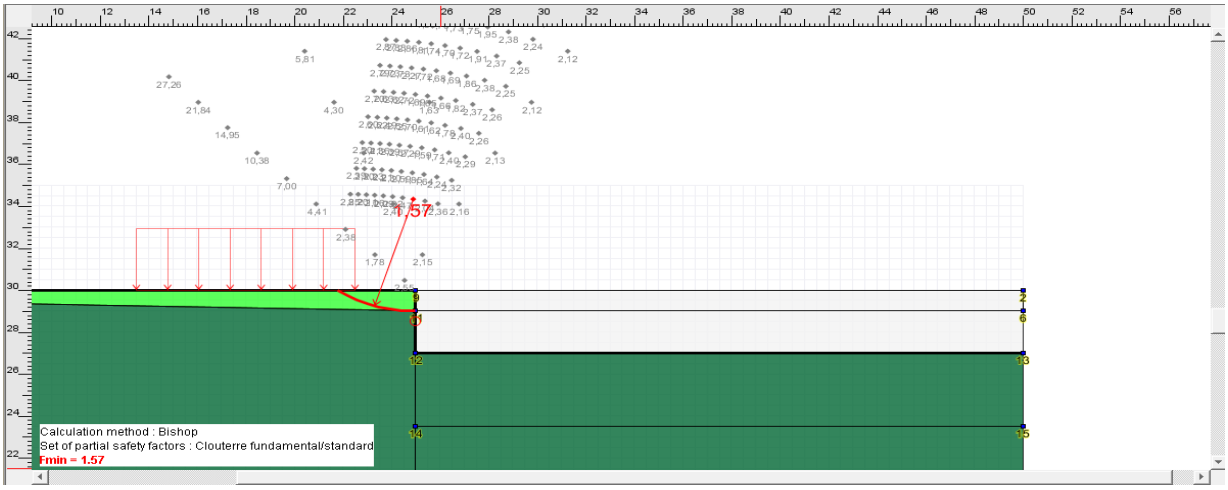



Figure 4.4 le facteur de sécurité de 4m excavation.

Après excavation de 6m le facteur de sécurité diminue de 1.04

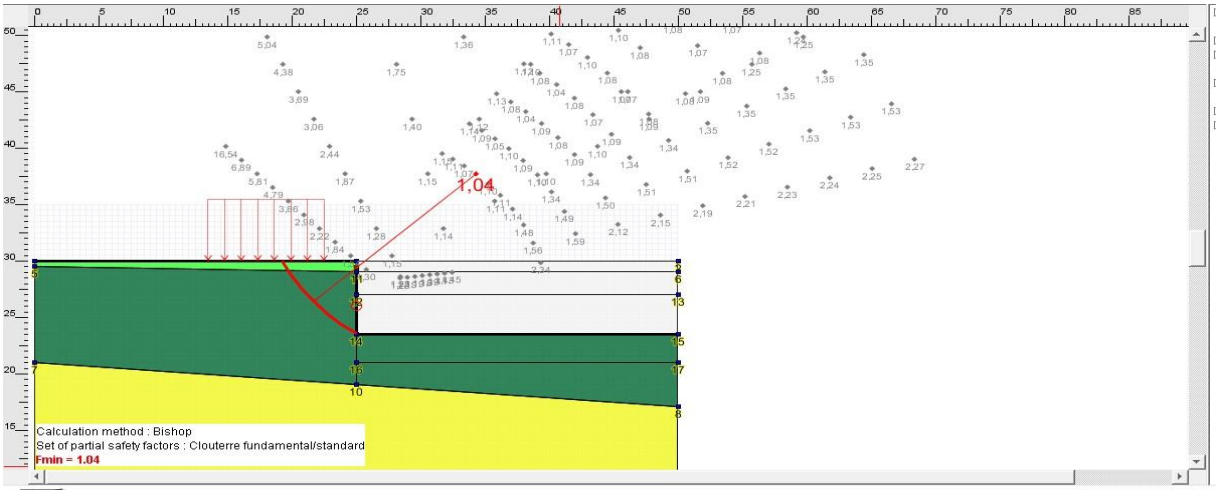



Figure 4.5 le facteur de sécurité de 6m excavation

Après excavation de 8m le facteur de sécurité diminue de 0.88

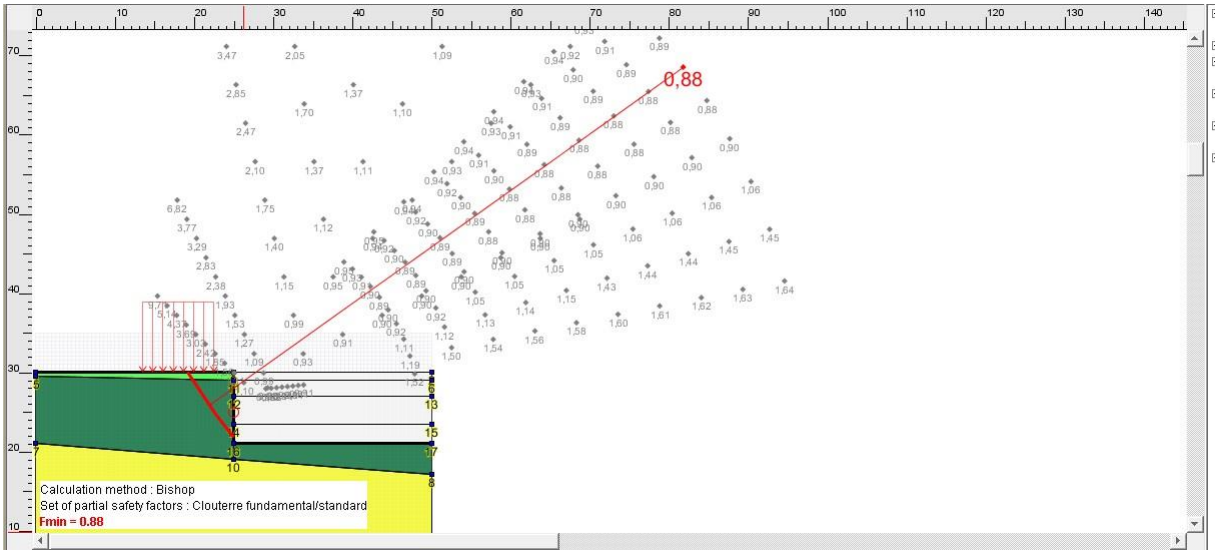



Figure 4.6 le facteur de sécurité de 8m excavation

D'après les analyses de stabilisé menés, les facteurs de sécurité Fs sont inférieurs à 1.3. D'où le talus sera instable après travaux de terrassement. Donc un blindage est indispensable afin de réaliser le projet d'extension de l'usine existante.

## Ⅳ-2/ Le logiciel Plaxis 2D:

Le code PLAXIS est un logiciel de calcul par éléments finis des ouvrages géotechniques (fondations, tunnels et autres ouvrages souterrains, remblais, soutènements, etc.) dans lequel est implémenté, entre autres, le modèle Mohr-Coulomb. Ce logiciel exécutable sous Windows, comporte une interface graphique permettant, pour un modèle géométrique donné, de générer un maillage d'éléments finis (triangles à 6 nœuds ou à 15 nœuds selon la précision recherchée), d'effectuer les calculs plans ou axisymétriques pour le modèle de comportement considéré et d'éditer les résultats obtenus sous forme graphique (courbes) ou numérique (tableaux) en vue de leur analyse. Le système d'options du code plaxis commencent par :

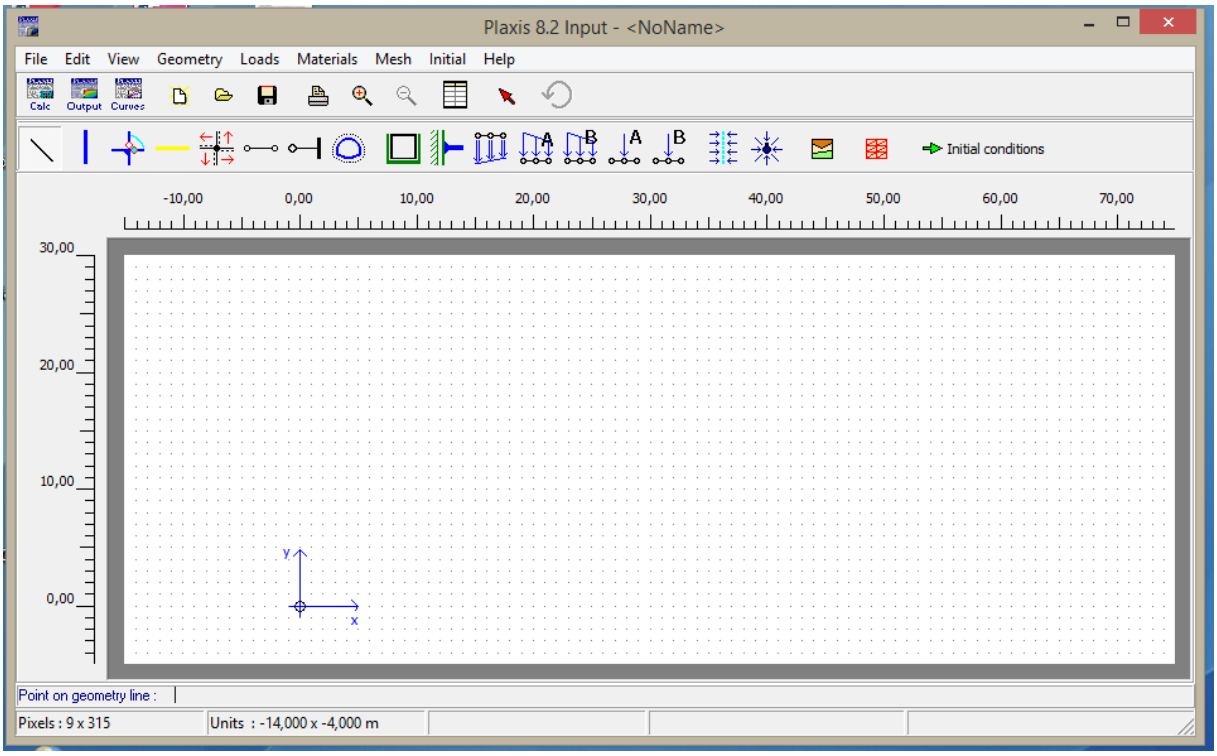



Figure 4.7 Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS

**a- Le Maillage :** l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.

**b- Les conditions aux limites en déplacement:** si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

**c- Les contraintes initiales dues au poids des terres :** peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état ko donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre k-0et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité L'option ko est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

**d- Les pressions interstitielles :** ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

**e- Le coefficient de sécurité :** est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliquent, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui présider à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

## Ⅳ-3/ Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis:

### Ⅳ-3-1/Définition:

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. Les modèles de comportement utilisés dans plaxis sont :

### Ⅳ-3-2/Modèle élastique linéaire:

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson v, l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (=G''), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young: le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé.

G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométrique. On passe de G à E par la relation: $E= 2 G (1+v)$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol.

### Ⅳ-3-3 / Le modèle de Mohr-Coulomb:

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de paramètres. Les deux premiers sont E et v (paramètres d'élasticité). Les deux autre sont c et o respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires.

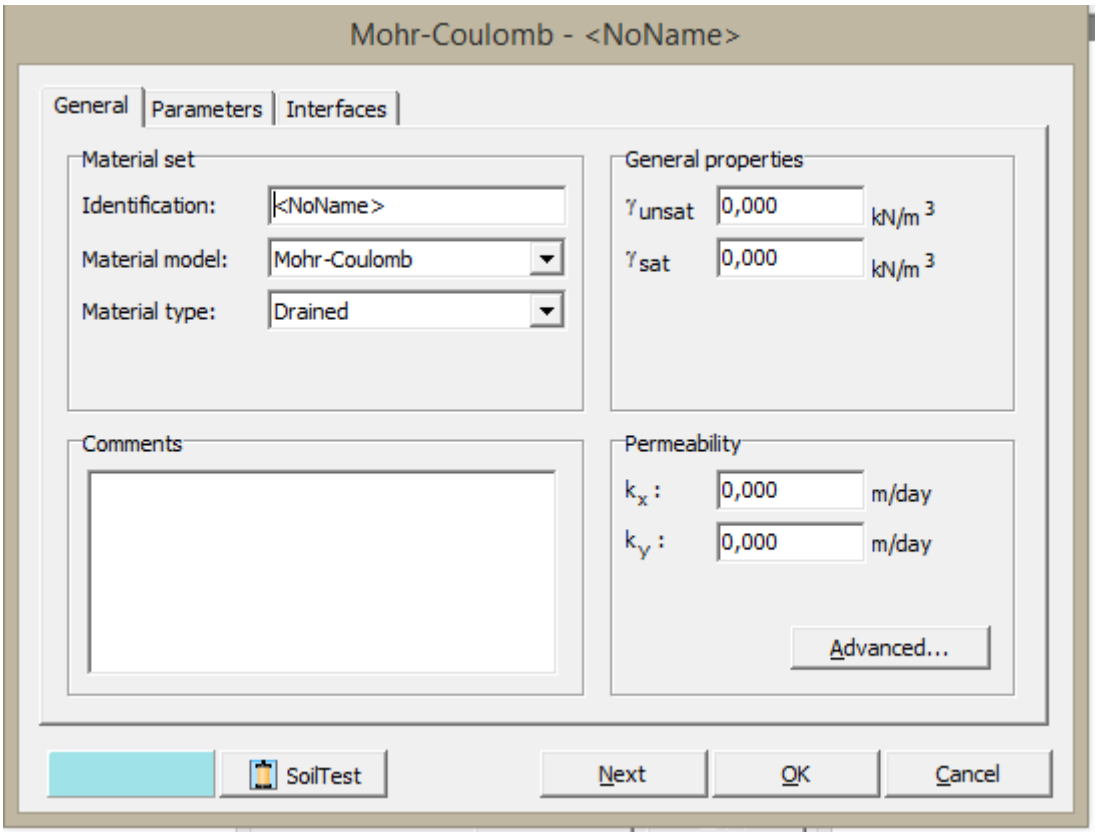



Figure 4.8 Fenêtre des paramètres de MOHR-COULOMB

**a- le module de Young**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module «< moyen >>, par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture

**b- Le coefficient de poisson**

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

**c- L'angle de frottement:**

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

**d- La cohésion :**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à l kpa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec φu=0.

Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre C- depth.

**e- L'angle de dilatance :**

Le dernier paramètre est l'angle de «< dilatance »> note ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalue par la règle (grossière) suivante :

Ψ = -30° pour > 30°

Ψ = 0 pour <30°

Les cas ou Ψ <0 correspond à des sables très lâches.

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

## Ⅳ-4/Calcul de glissement de terrain:

### Ⅳ-4-1/Saisie des données:

**a-les caractéristiques générales :**

Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 50 m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 30 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « général setting »

- Axysymetrie;
- 15 Nœuds;
- Maillage de 50*30 m

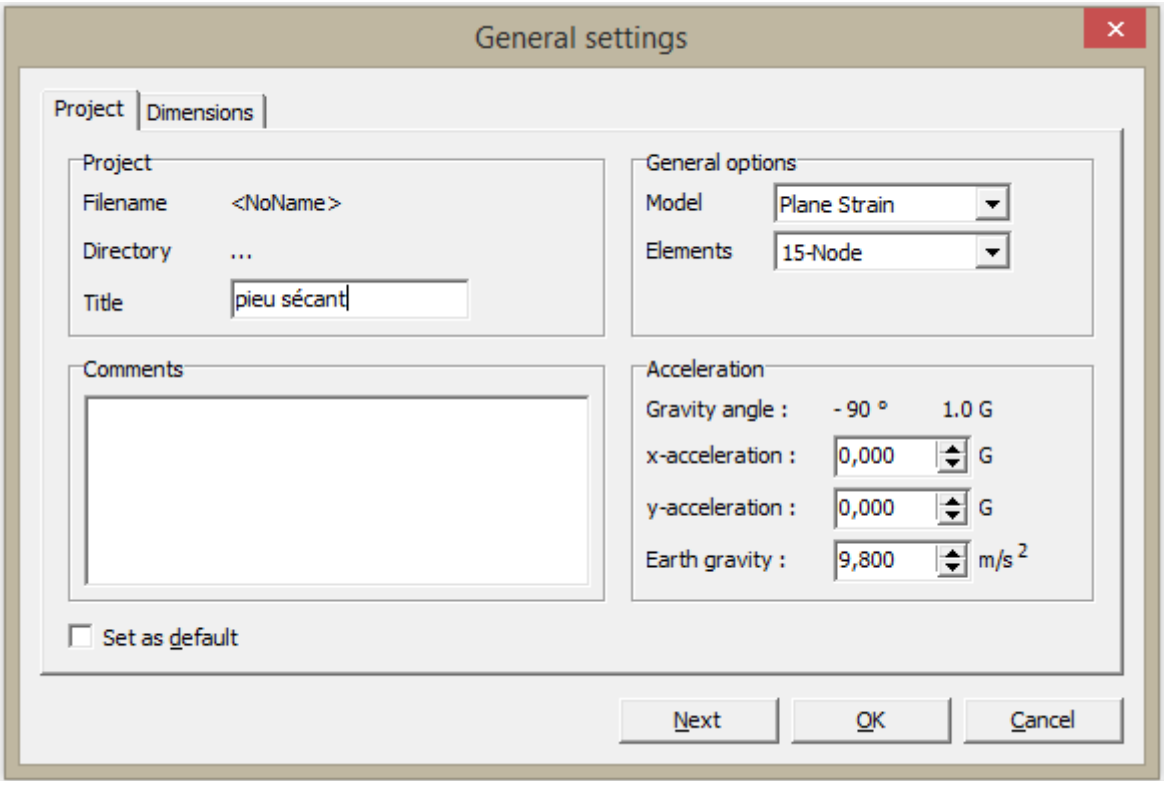



Figure 4.9 caractéristiques générales du modèle

**b-Caractéristiques géométriques :**

On peut alors rentrer les différents points :

- La coordonnée x; dans notre cas 50m
- La coordonnée y. 30m

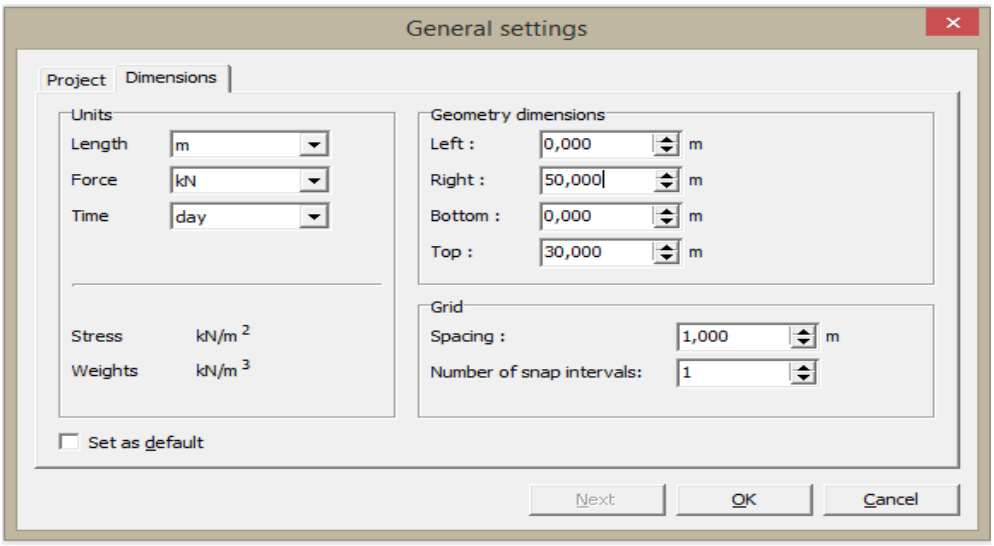



Figure 4.10 taille du maillage

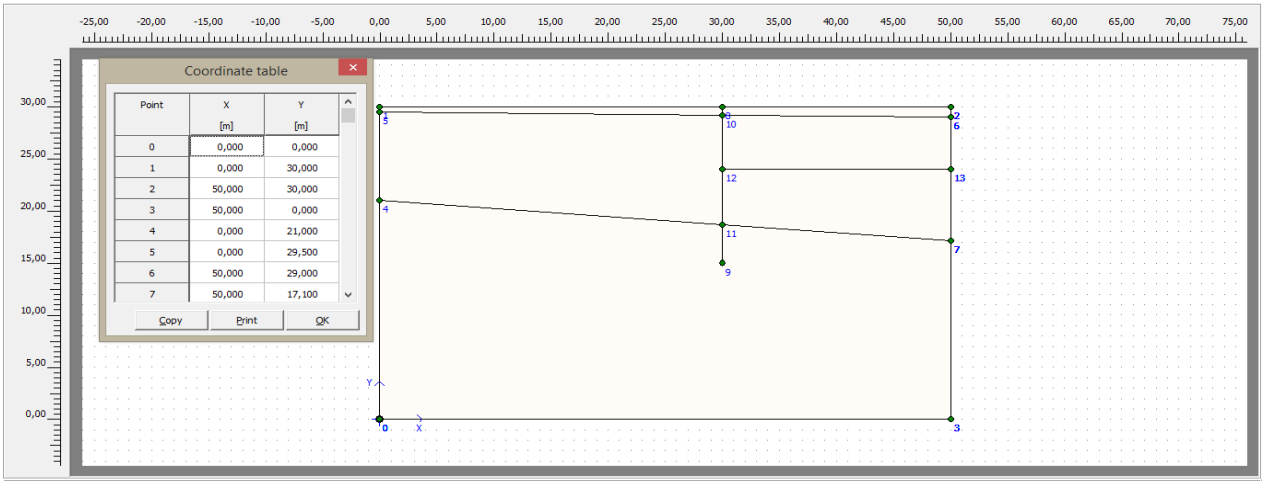



Figure 4.11 Caractéristiques géométriques

**b - Caractéristiques physiques :**

Paramètre des matériaux :

Tableau 4.1 caractéristique physiques d'argile marneuse et marne grisâtre.

| sol | γunsat(KN/m$^{3)}$ | γsat(KN/m$^{2)}$ | K m/day | Eref KN/m$^2$ | ν(nu) | Cref(KN/m$^{2°}$ | Φ° | ψ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Argile marneuse | 18.010 | 21.126 | 1*10$^{-5}$ | 2.175*10$^4$ | 0.35 | 62 | 17.62 | 0 |
| Marne grisâtre | 18.540 | 21.610 | 1*10$^{-8}$ | 8*10$^4$ | 0.3 | 108 | 18.8 | 0 |

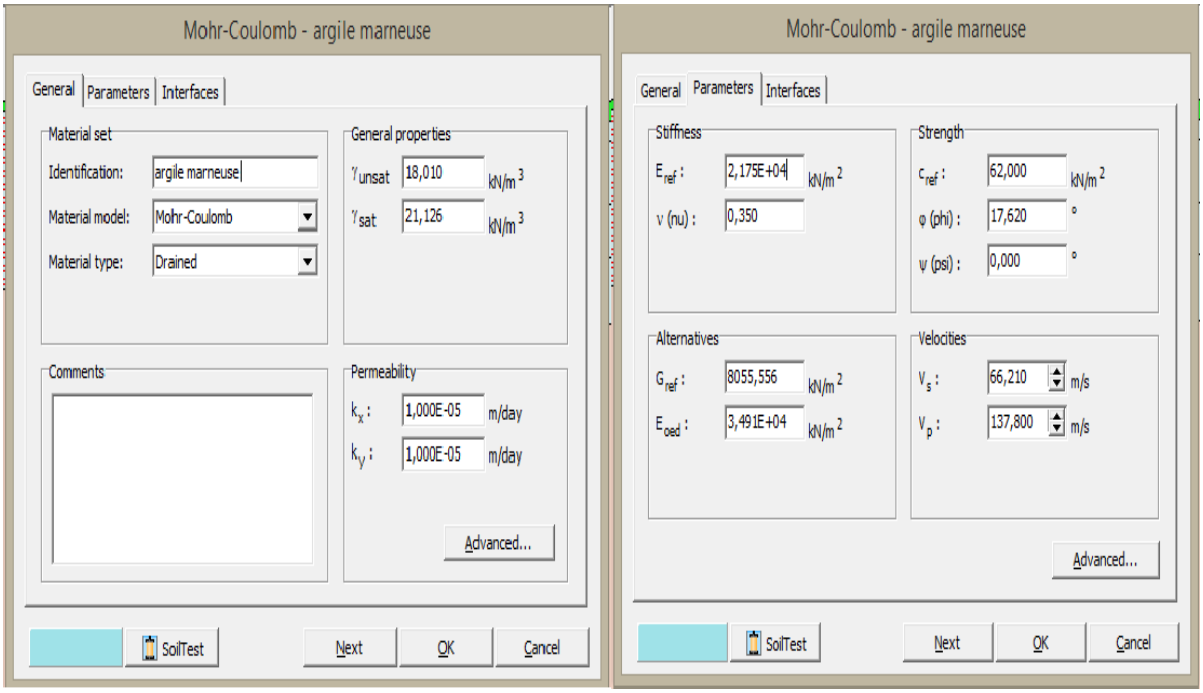



Figure 4.12 fenêtre des caractéristiques physique d'argile marneuse.

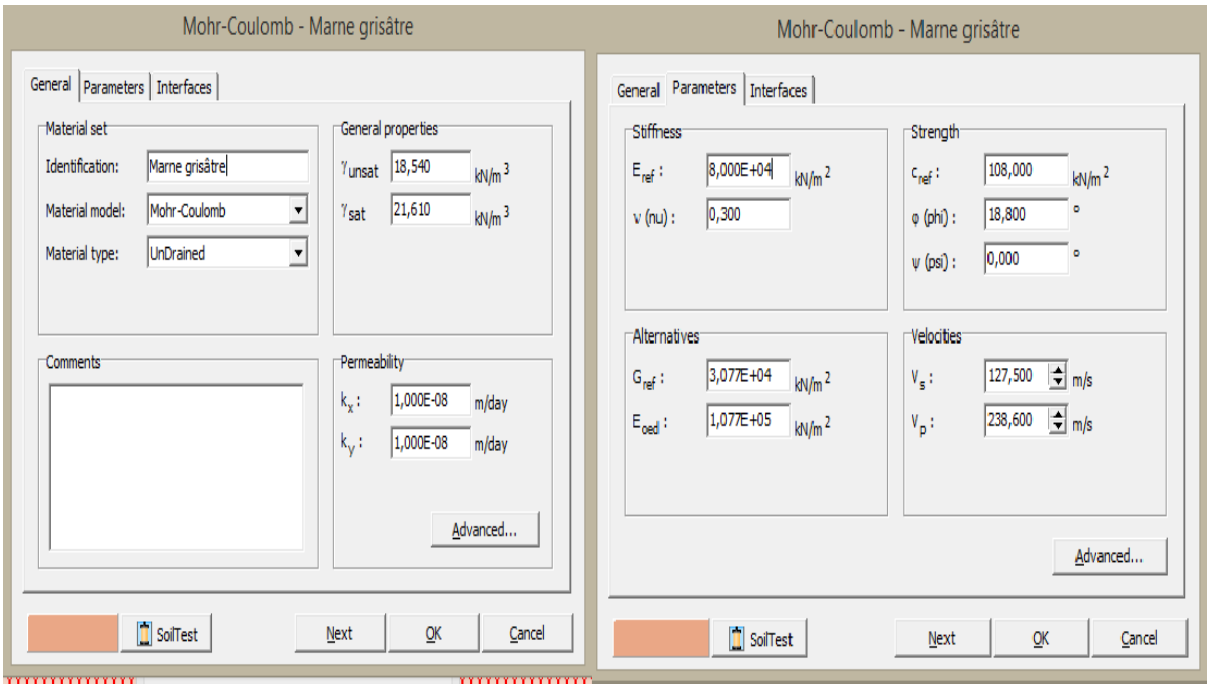



Figure 4.13 fenêtre des caractéristiques physique de Marne grisâtre.

**c-Génération du maillage :**

Le modèle de référence se fait par des éléments plaque triangulaires à 15 nœuds. On règle la finesse du maillage sur «fine », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux.

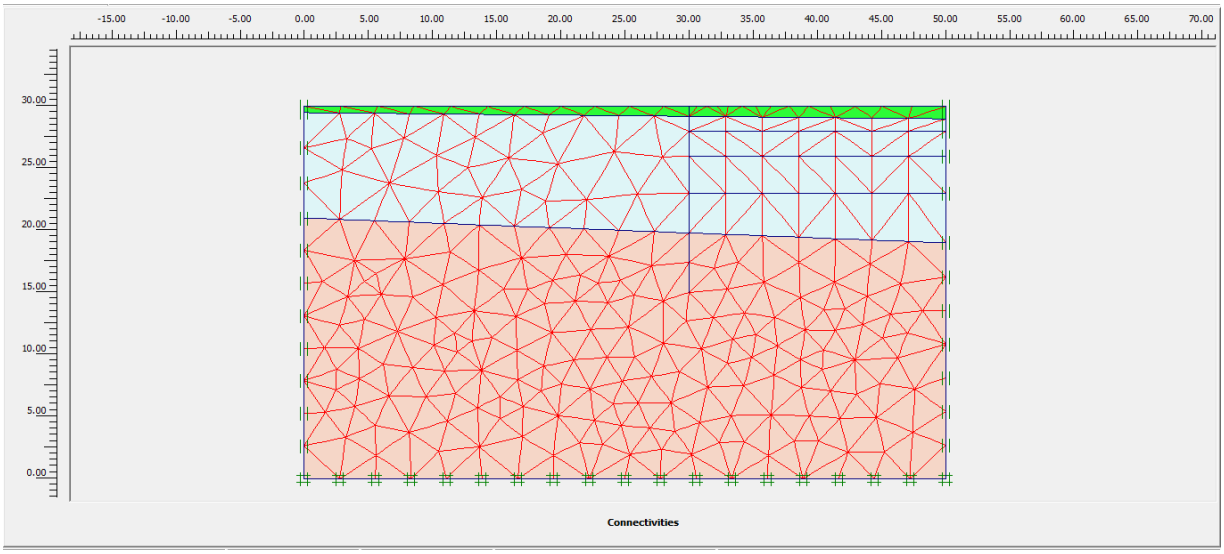



Figure 4.14 Maillage du problème.

**d - Conditions initiales :**

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

**e- Conditions hydrauliques:**

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 0 m de la surface du sol.

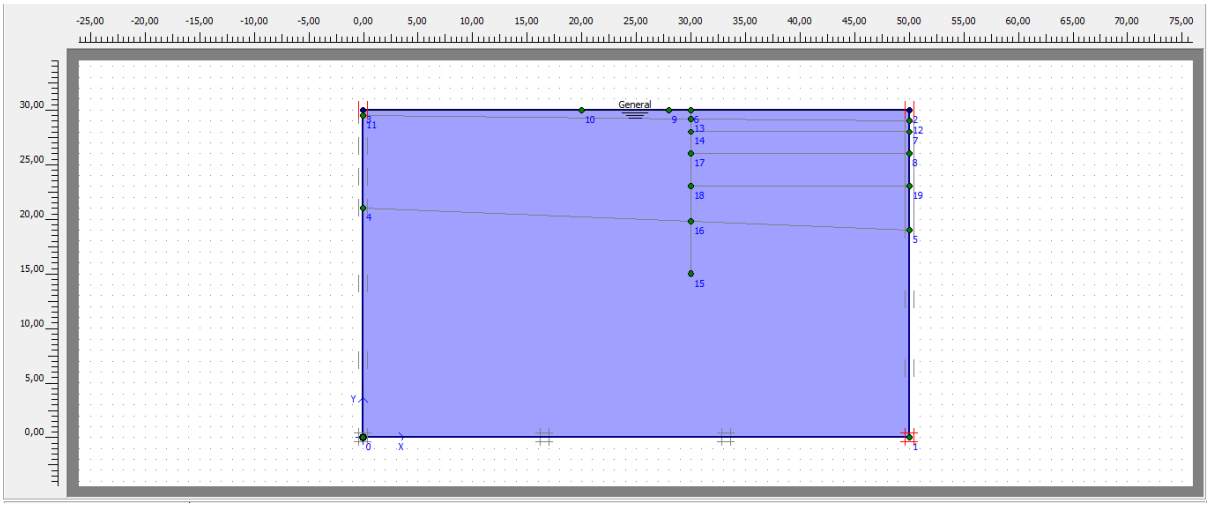



Figure 4.15 la nappe phréatique

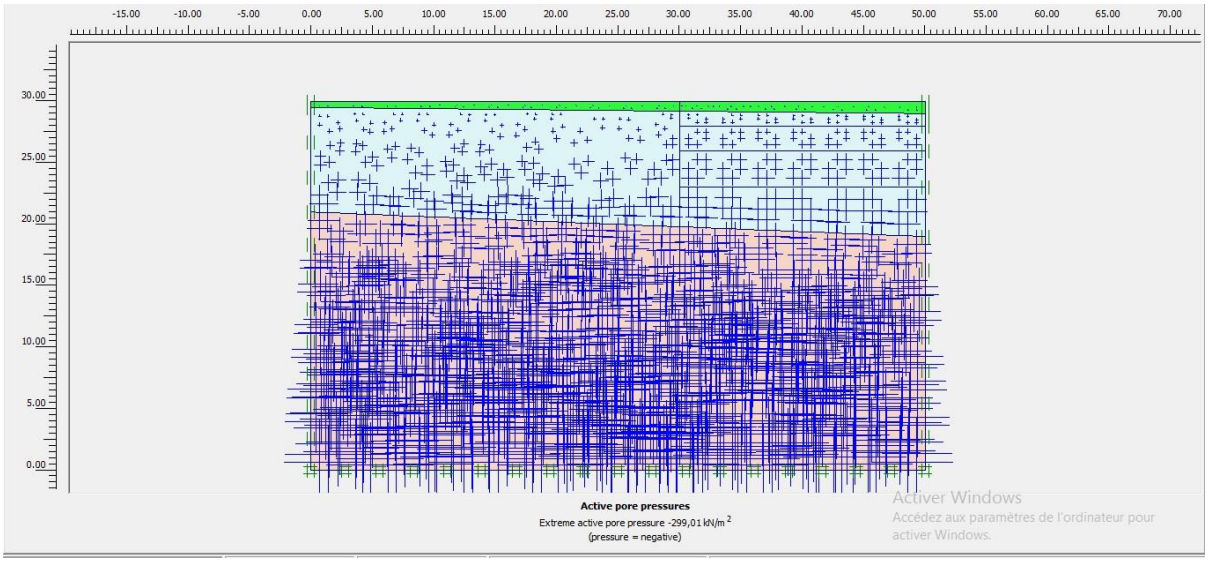



Figure 4.16 Génération des pressions interstitielles initiales.

**f-Contraintes initiales dans le sol:**

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

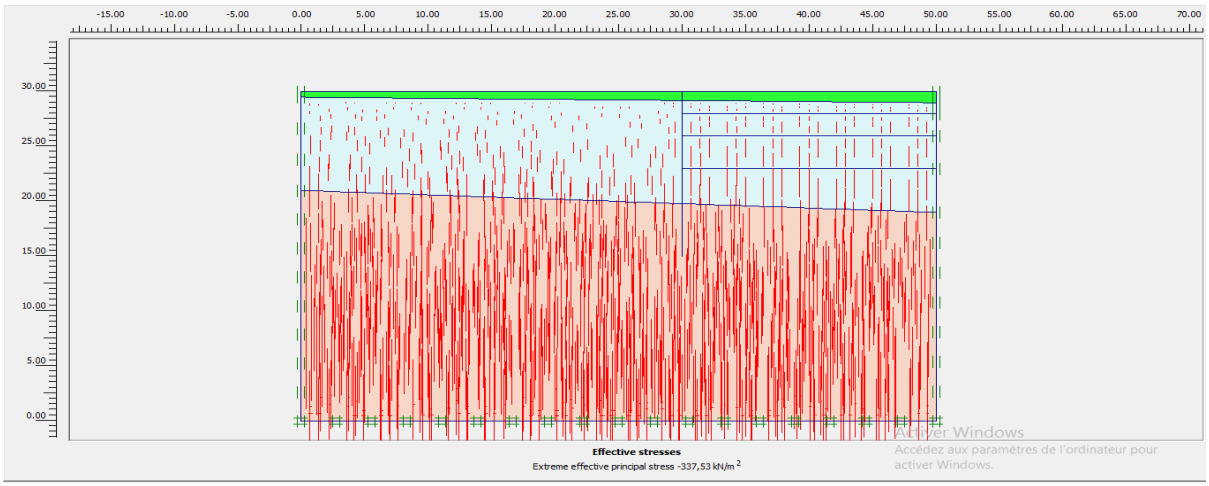



Figure 4.17 Génération des contraintes initiales.

Le modèle fait 50 m de largeur et 30 m de profondeur. Cependant l'excavation aura une profondeur de 8m alors que le niveau de la nappe phréatique est de 0 m par rapport à la surface du sol. Une interface a été introduite pour prendre en compte l'interaction sol structure.

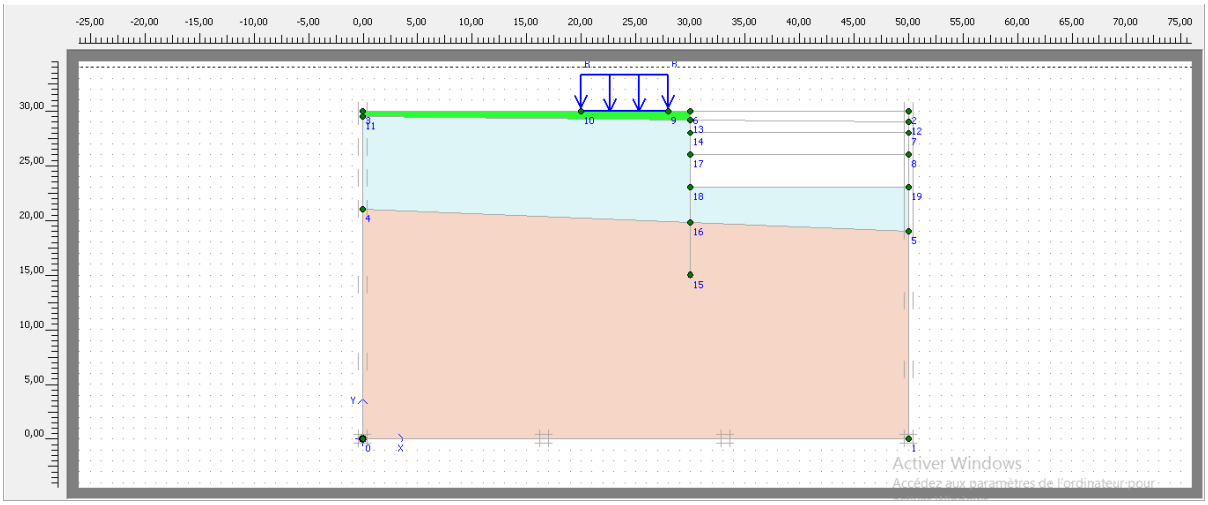


Figure 4.18 Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur 8 m

**g - Etape de calcul :**

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement.

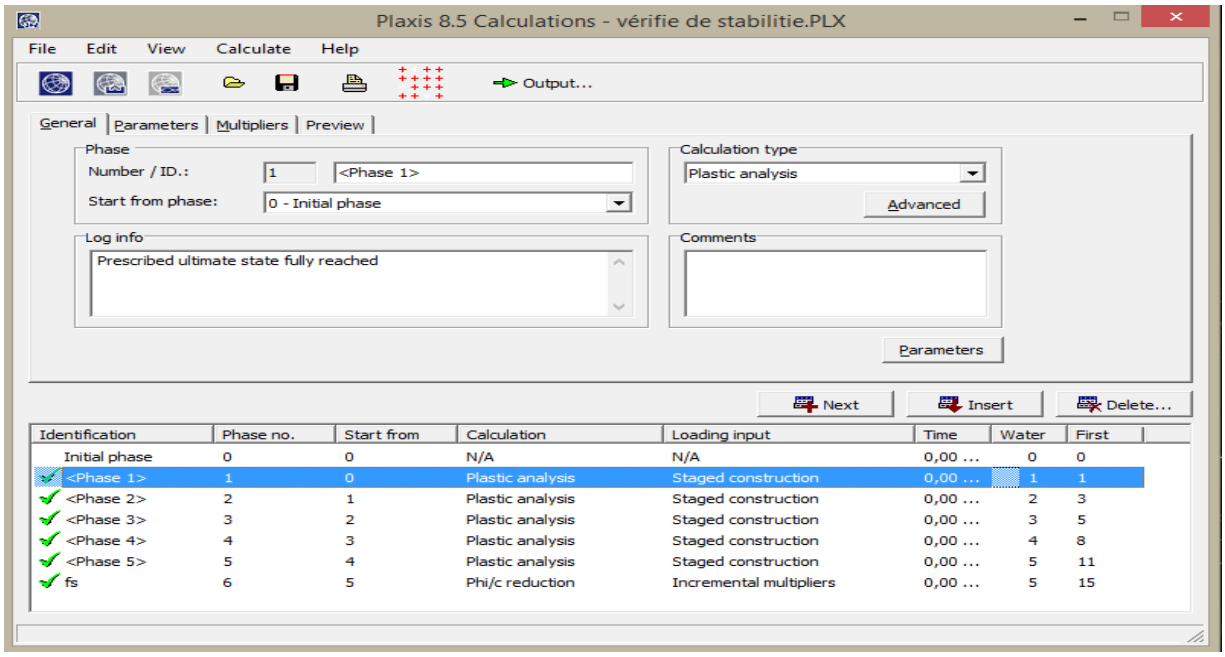



Figure 4.19 étape de calcule

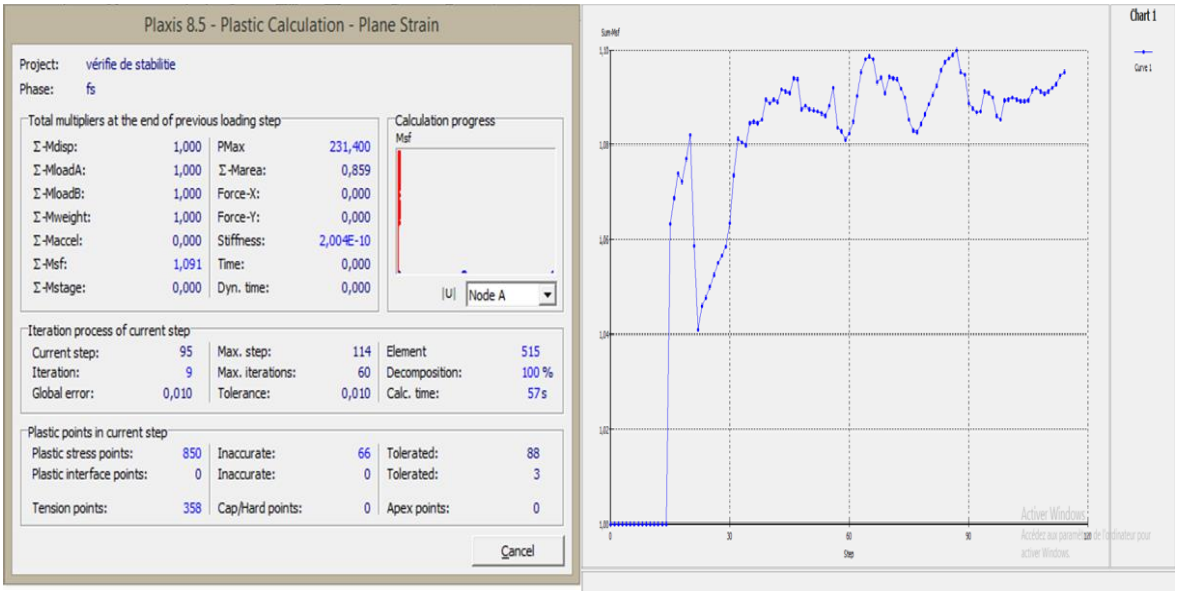



Figure 4.20 Obtention de coefficient de sécurité.

Le coefficient de sécurité FS=1.108<1,3 notre excavation est instable

## Ⅳ-5/Conclusion:

D'après les analyse de stabilité réaliser par les deux logiciels Talren et Plaxis 2D, les facteurs de sécurité son inferieurs à 1.3 pour une excavation de 8m à proximité de l'usine existant. D'où le nécessite de réalisé un blindage.

# CHAPITRE V :

# Les solutions techniques

## V-1/INTRODUCTION :

Suite à notre analyse approfondie de la situation sécuritaire liée à l'excavation du terrain, nous avons formulé des propositions de solutions à la fois techniques et économiquement avantageuses afin d'atteindre un niveau de stabilité optimal. Ces recommandations se matérialisent à travers les techniques suivantes :

- Pieux sécant
- Palplanches
- Parois moulées

En optant pour ces solutions, nous visons à assurer la sécurité et la stabilité de l'excavation de manière efficace tout en tenant compte des aspects économiques.

## V-2/Visualisation des résultats :

Plaxis 2D permet la sortie des résultats suivants :

- La déformée de maillage.

- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux) et les déformations.

- Les diagrammes des forces (moments, efforts verticaux et efforts de cisaillement)

## V-3/Réalisation du pieu et palplanche :

### V-3-1 /Pieux sécant :

Cette approche consiste à implanter des pieux verticaux entrecroisés afin de former une paroi solide et résistante. Les pieux sécants permettent de prévenir les mouvements de sol et les glissements, assurant ainsi une stabilité optimale.

**1-Court terme :**

**a-Géométrie du modèle:**

Le modèle fait 50 m de largeur et 30 m de profondeur. Le soutènement est assuré par un pieu de 15,0 m de profondeur et 0,8 m d’épaisseur.

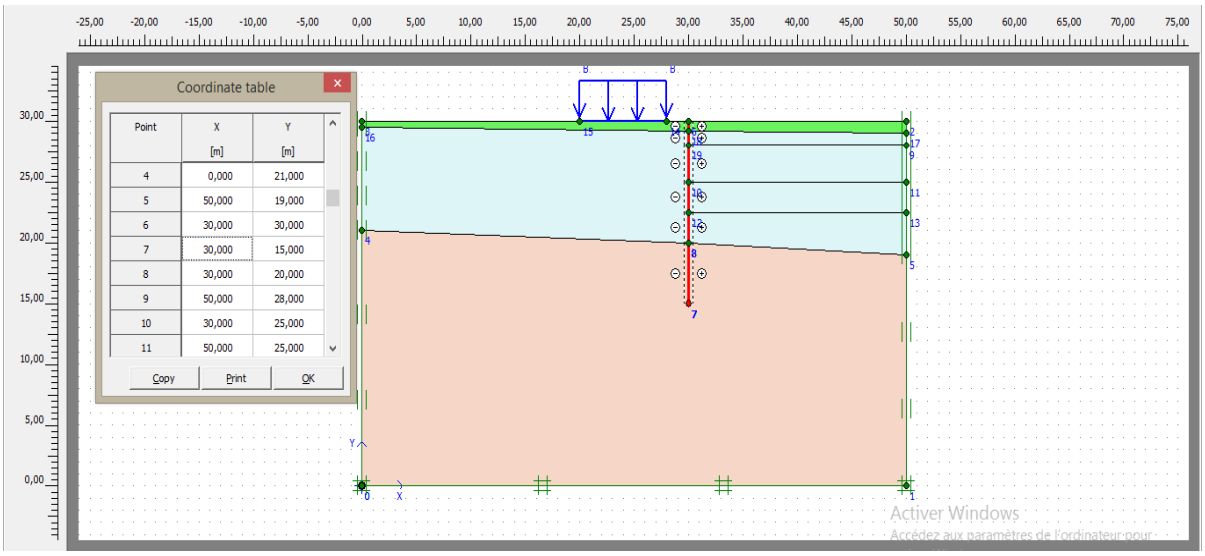



Figure 5.1 Modèle géométrique du projet.

**b - Caractéristiques physiques :**

Tableau 5.1: caractéristique physiques de pieu sécant.

| matériel | E*A KN/m | E*I $KNm^2/m$ | v(nu) |
|---|---|---|---|
| Pieu sécant | $4.806*10^6$ | $3.041*10^4$ | 0.15 |

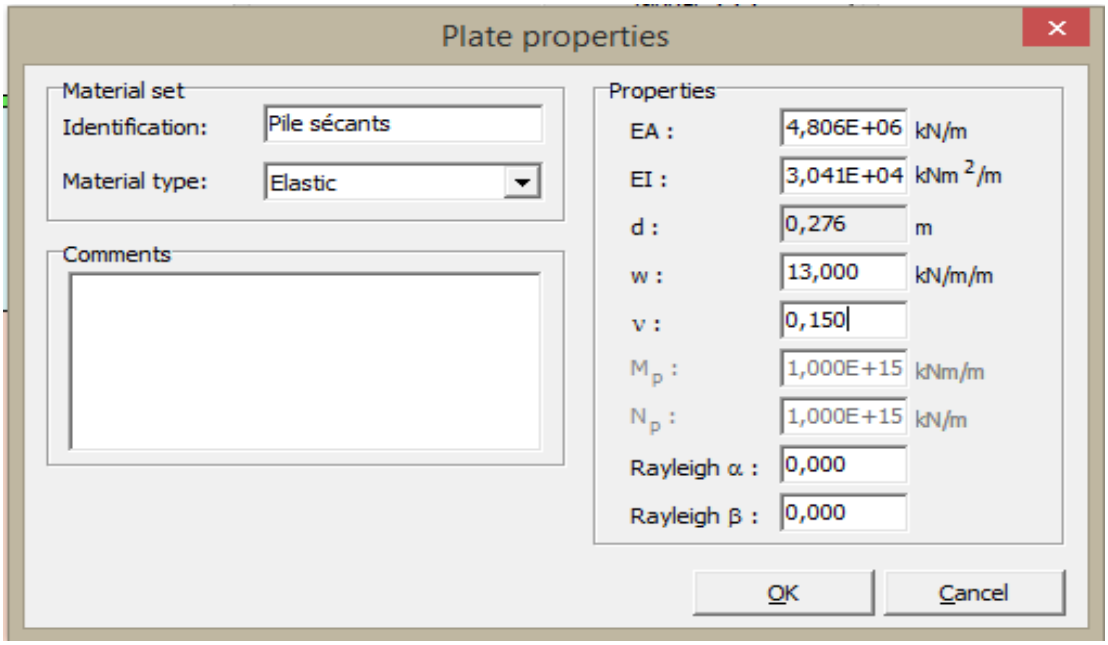



Figure 5.2 Caractéristiques physiques du pieu sécant.

**c - Génération du maillage :**

On peut alors lancer la génération automatique du maillage (élément distribution "fine")

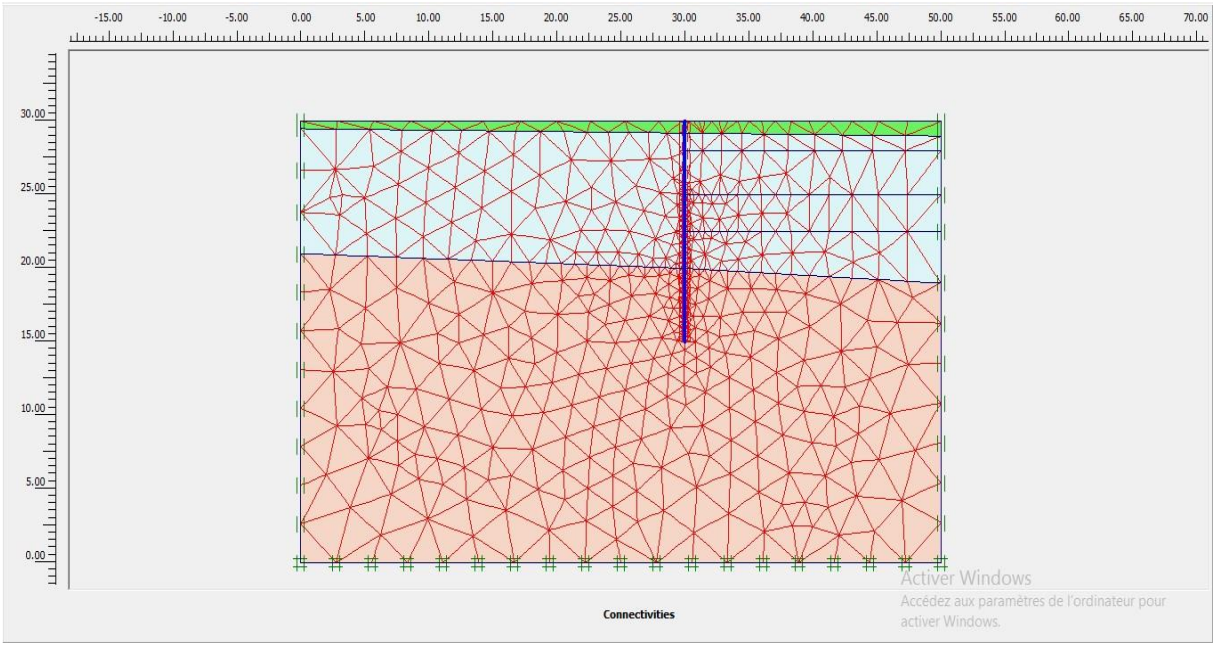



Figure 5.3 Maillage du projet

**c - conditions initiales :**

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

**d-Conditions hydrauliques:**

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 0 m de la surface du sol.

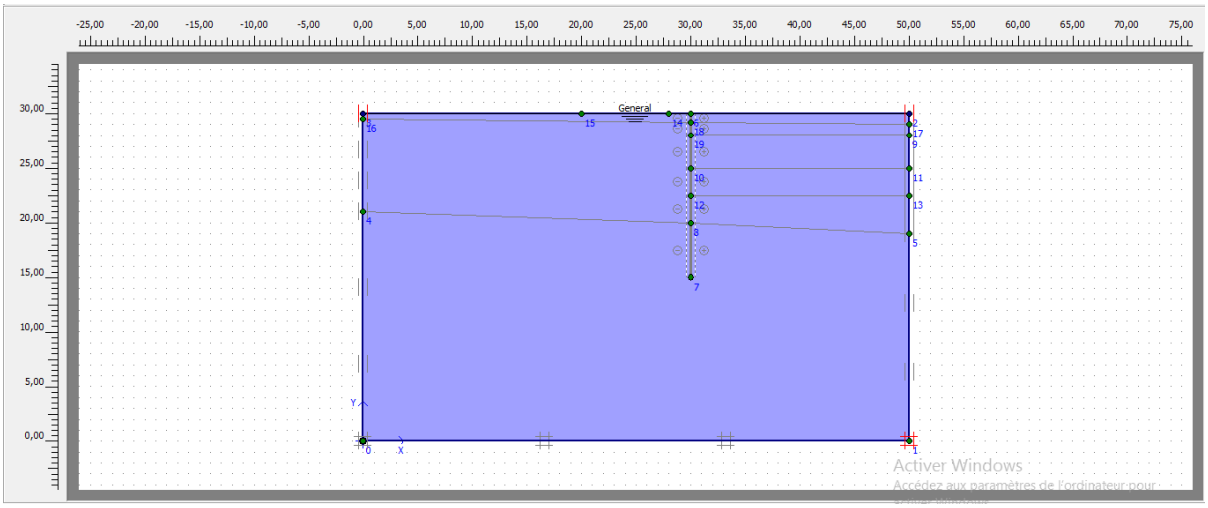



Figure 5.4 Conditions hydrauliques initiales.

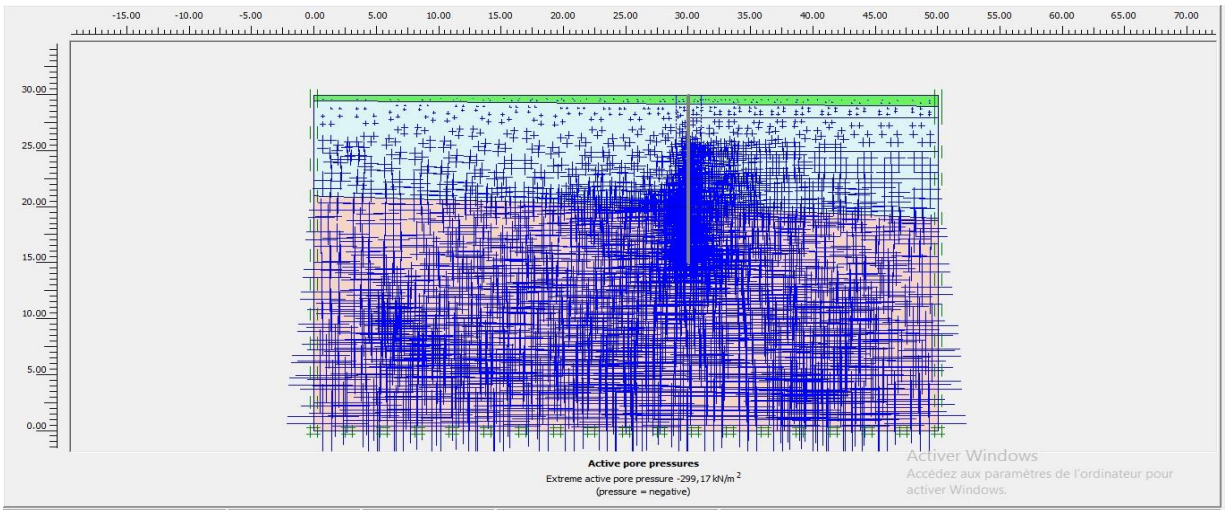



Figure 5.5 Génération des pressions interstitielles initiales.

**e-Contraintes initiales dans le sol:**

Validez le poids volumique de l'eau. L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions K0. PLAXIS propose par défaut un K0 selon la formule de Jaky (K0 = 1-sinφ) que l'opérateur peut modifier. Dans cette phase d'initialisation des contraintes, il faut placer le sol initial à la place du pieu avant de lancer le calcul. On obtient la figure ci-dessous

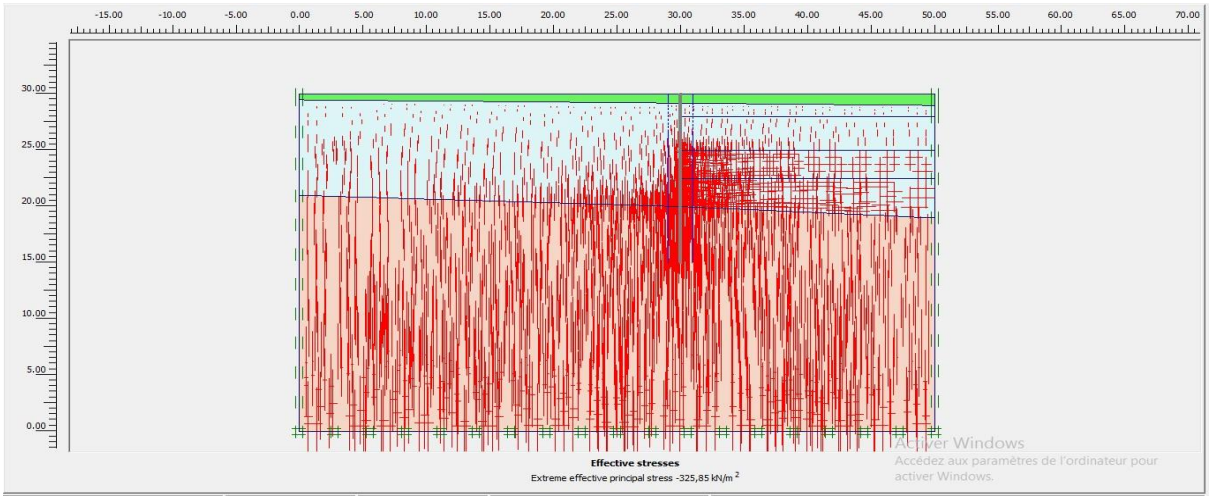



Figure 5.6 Génération des contraintes initiales.

**f - Procédure de calcul :**

Le modèle fait 50 m de largeur et 30 m de profondeur. Cependant l'excavation aura une profondeur de 8 m alors que le niveau de la nappe phréatique est de 0 m par rapport à la surface du sol. Le processus d'excavation comprendra 4 phases, à chaque phase nous creusons 2 mètres jusqu'à atteindre 8 mètres.

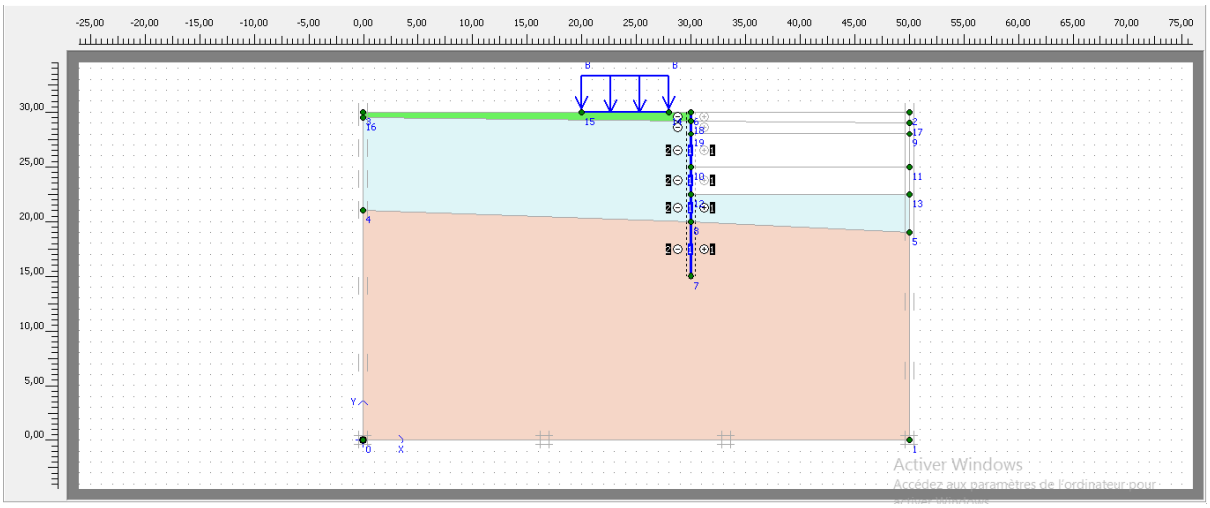


Figure 5.7 Excavation jusqu'à la profondeur 8m.

**e - Etape de calcul :**

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement et étude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité :

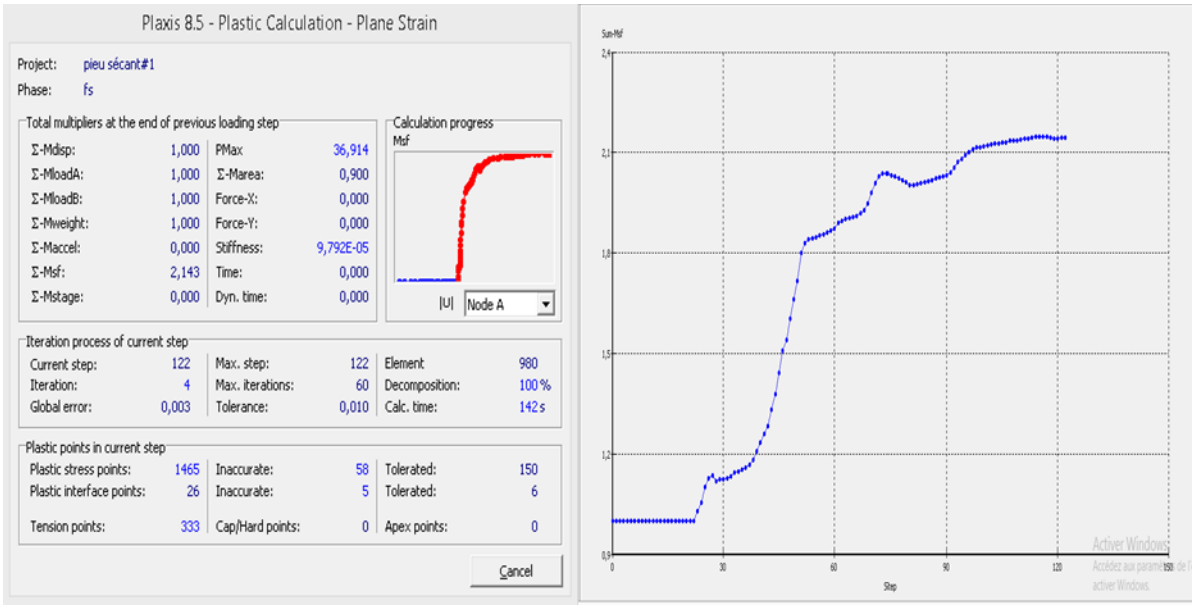



Figure 5.8 Obtention de coefficient de sécurité

On trouve un coefficient de sécurité FS =2.143>1.3 donc elle est stable.

**f - Analyse paramétriques :**

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur des pieux.

**- Effet de l'épaisseur des pieux:**

On étudiera l'effet de diamètre de le pieux concernons:

1-Déformation de maillage

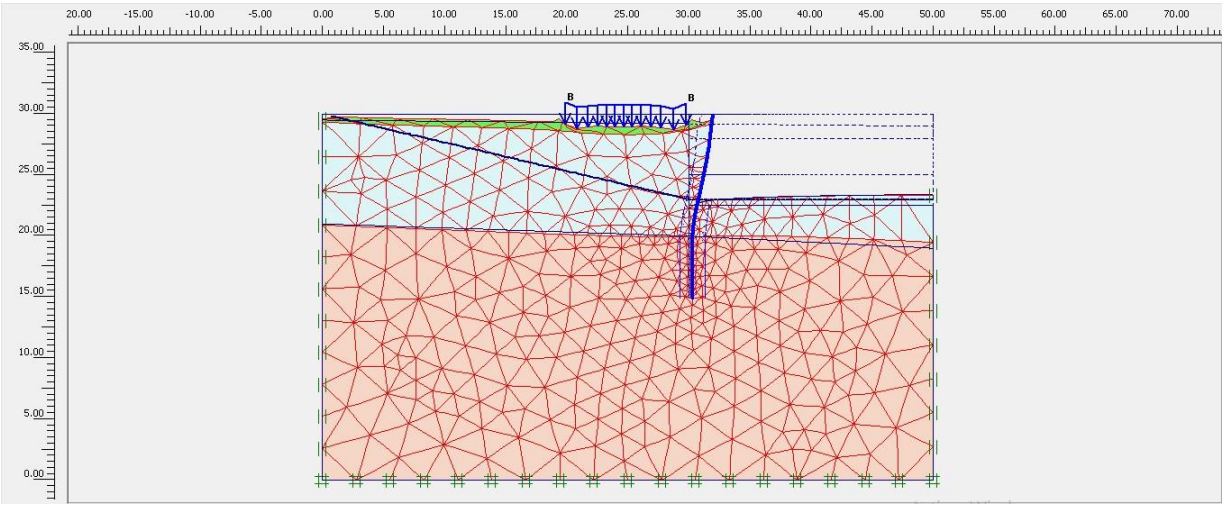



Figure 5.9 Déformation de maillage.

**2.** Déformation des éléments structuraux indiquées par :

- Le déplacement total : $41.11*10^{-3}$m

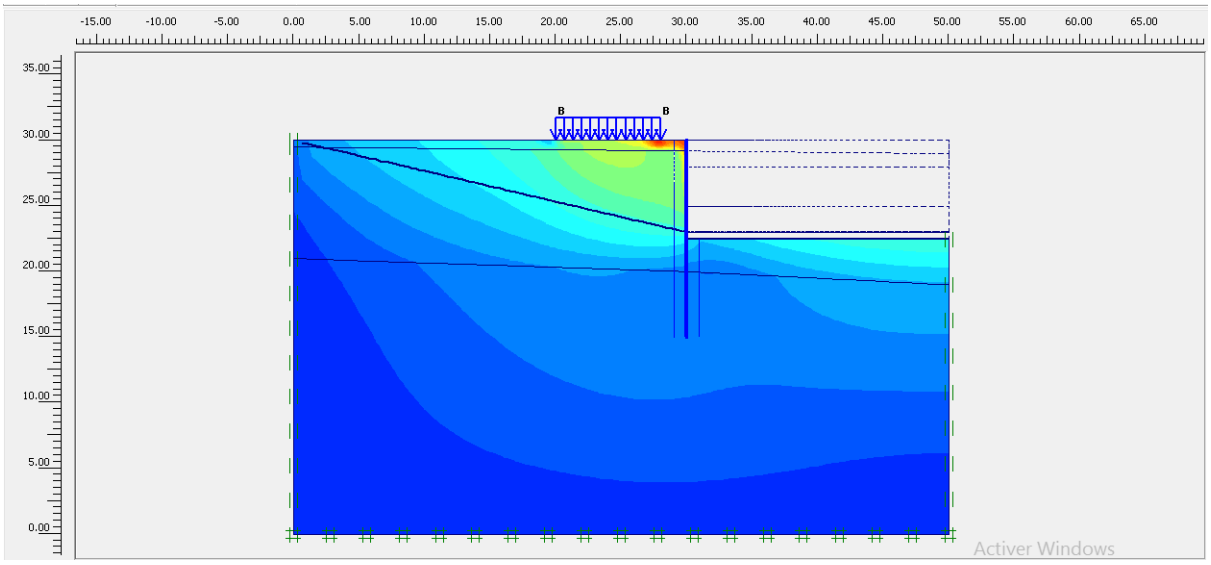



Figure 5.10 Déplacement total.

- Le déplacement vertical : $491.91*10^{3}$m

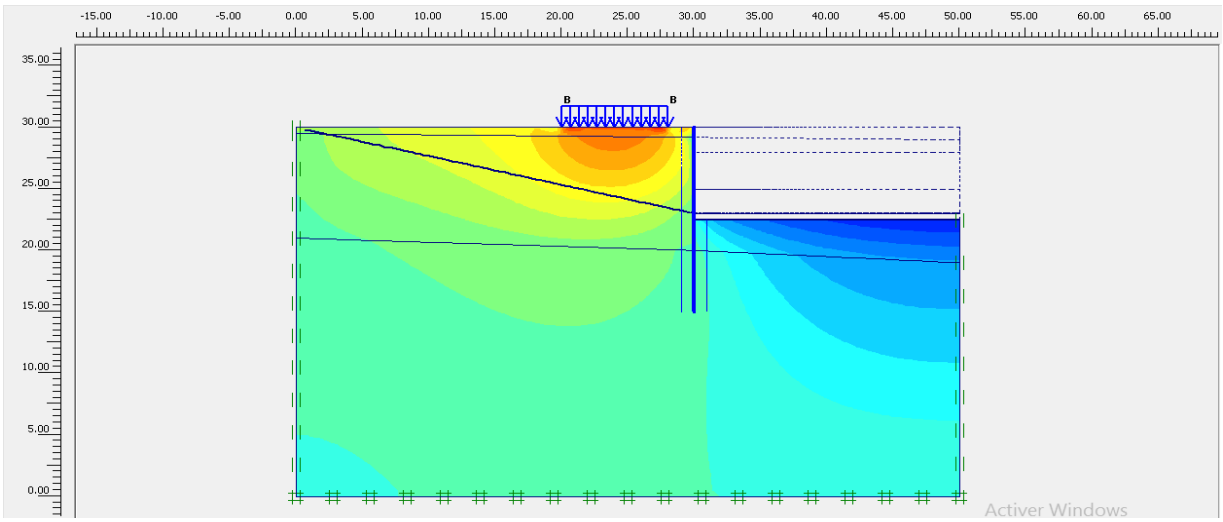



Figure 5.11 le déplacement vertical.

Le déplacement horizontal : $39.14*10^{-3}$ m

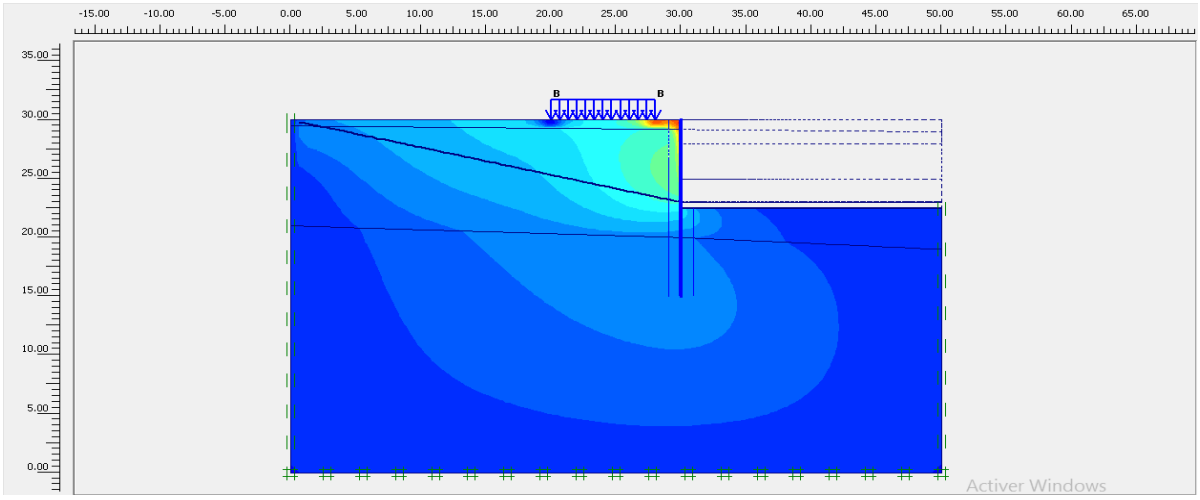



Figure 5.12 le déplacement horizontal.

- Le Déplacement total dans les pieux : $39.91*10^{-3}$m

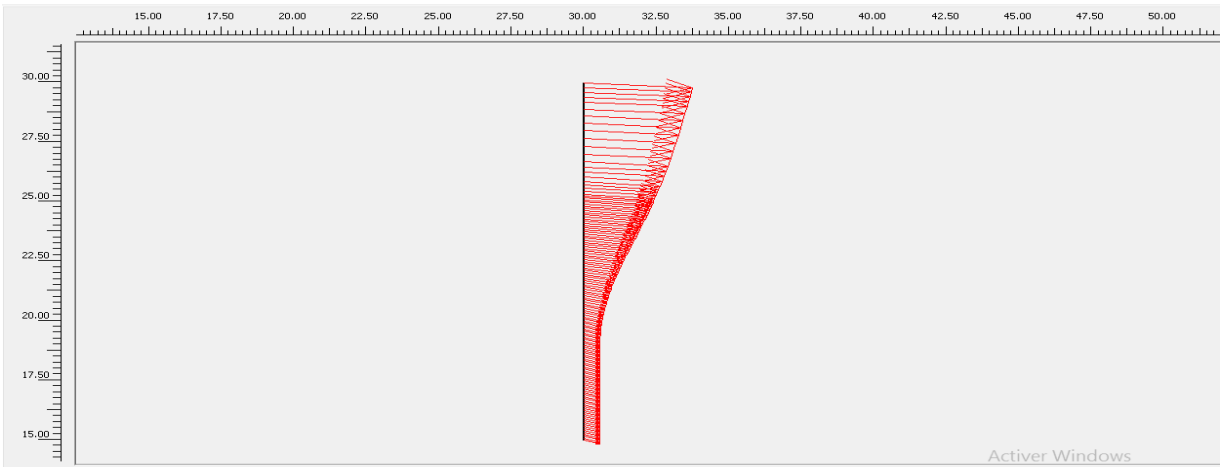



Figure 5.13 le  déplacement total dans le pieu

-Le déplacement horizontal est=39.86*$10^{-3}$ et le déplacement vertical=-2.5*$10^{-3}$m

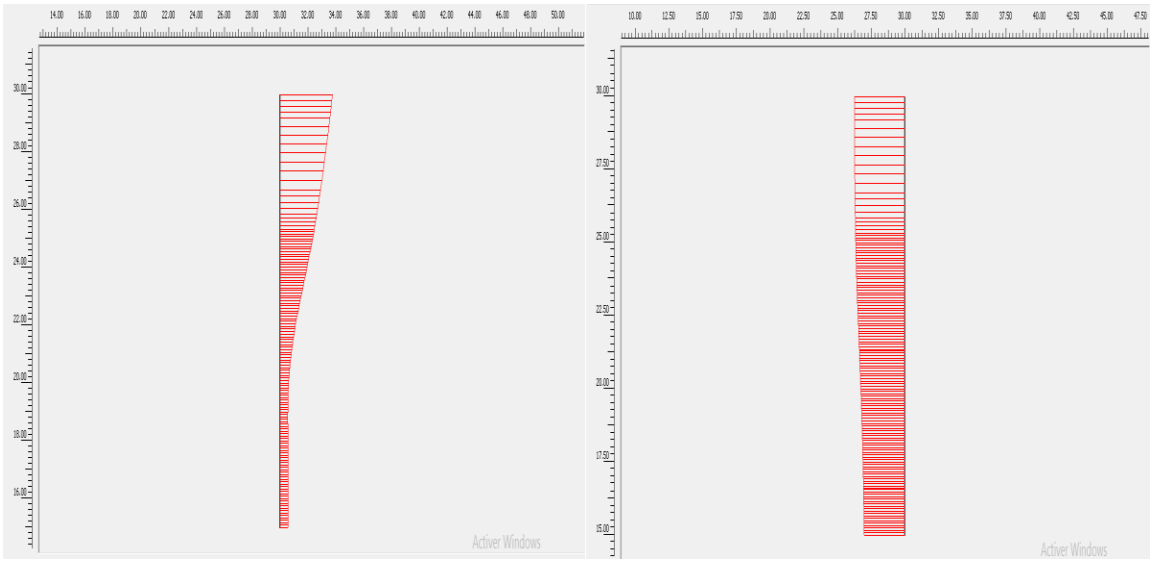


Figure 5.14 le  déplacement horizontal  et vertical dans le pieu.

-La Force axial=-246.40 KN/m

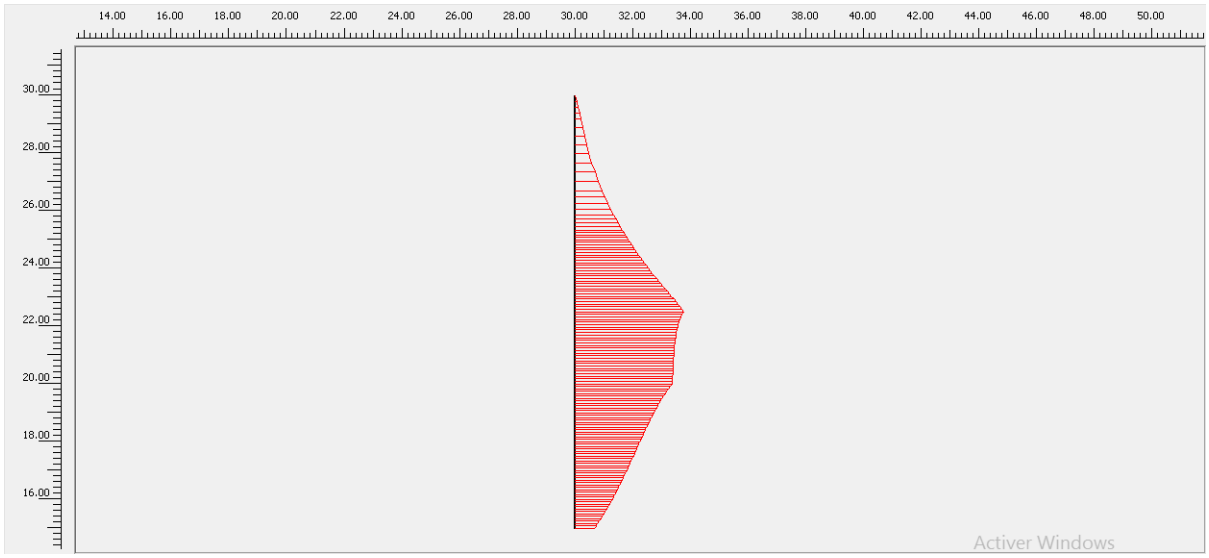



Figure 5.15 la force axial.

- Le moment flexion=-50.77KNm/m et le moment de cisaillement=-53.86KN/m

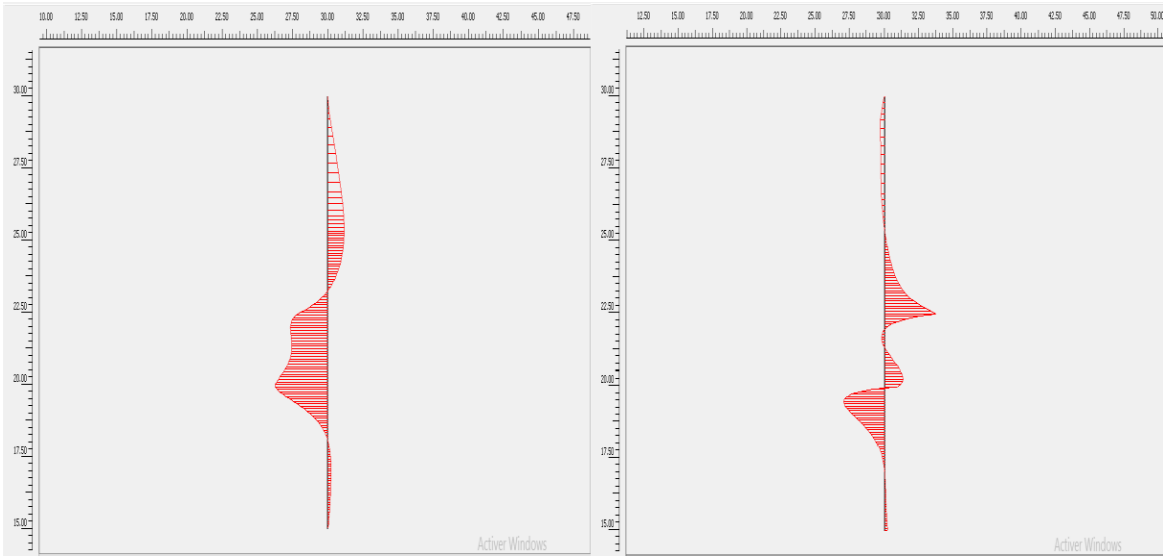


Figure 5.16 Le moment cisaillement et le moment flexion.

**2-long terme :**

Appliquer les mêmes étapes que ci-dessus en remplaçant C et φ de sol par C' et φ' en utilisant corrélations entre les caractéristiques et on trouve :

Tableau 5.2 caractéristique physiques d'argile marne et grisâtre à long terme.

| sol | C' | Φ' |
|---|---|---|
| marne | 65 | 17 |
| grisâtre | 8 | 32 |

Tableau 5.3 caractéristique physiques de pieu sécant à long terme.

| matériel | EA long terme KN/m | EI long terme $KNm^2/m$ |
|---|---|---|
| Pieu sécant | $5.7759*10^3$ | $2.31038*10^2$ |

**a-Etape de calcul :**

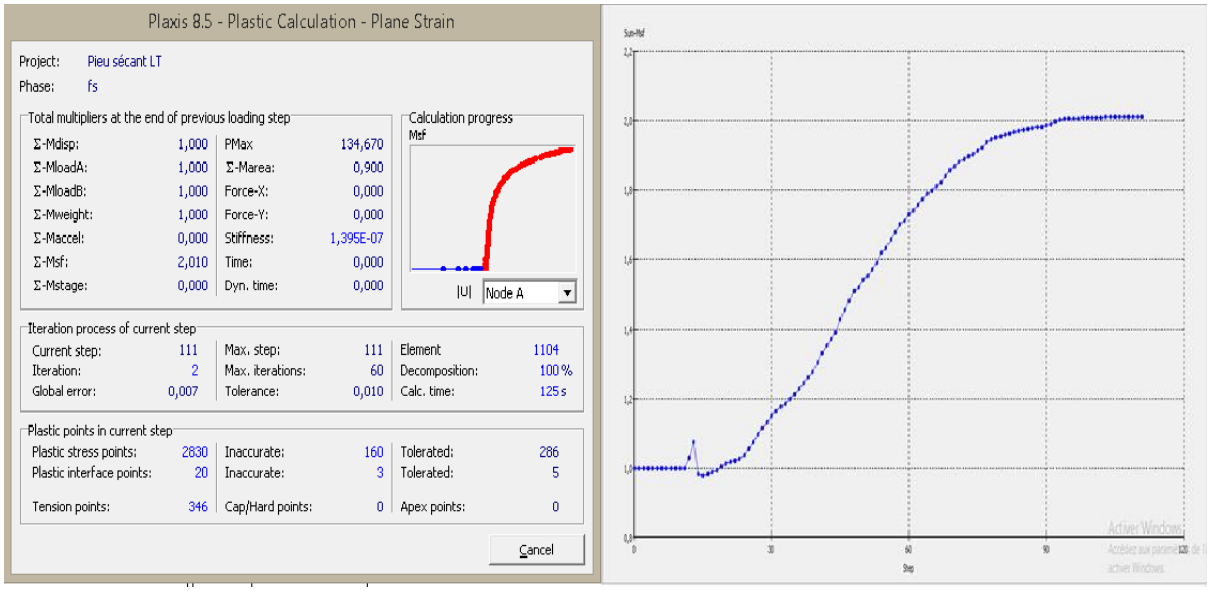



Figure 5.17 l'obtention de coefficient de sécurité.

- On trouve un coefficient de sécurité FS =2.010>1.5 donc elle est stable

## b-Analyse paramétriques :

• Le déplacement total de pieu LT
• Le déplacement horizontal.
• Le déplacement vertical.
• Effort normal.
• Effort tranchant au niveau de pieu LT
• Moment de flexion au niveau de pieu LT

-Le déplacement total est : $37.07*10^{-3}$ m

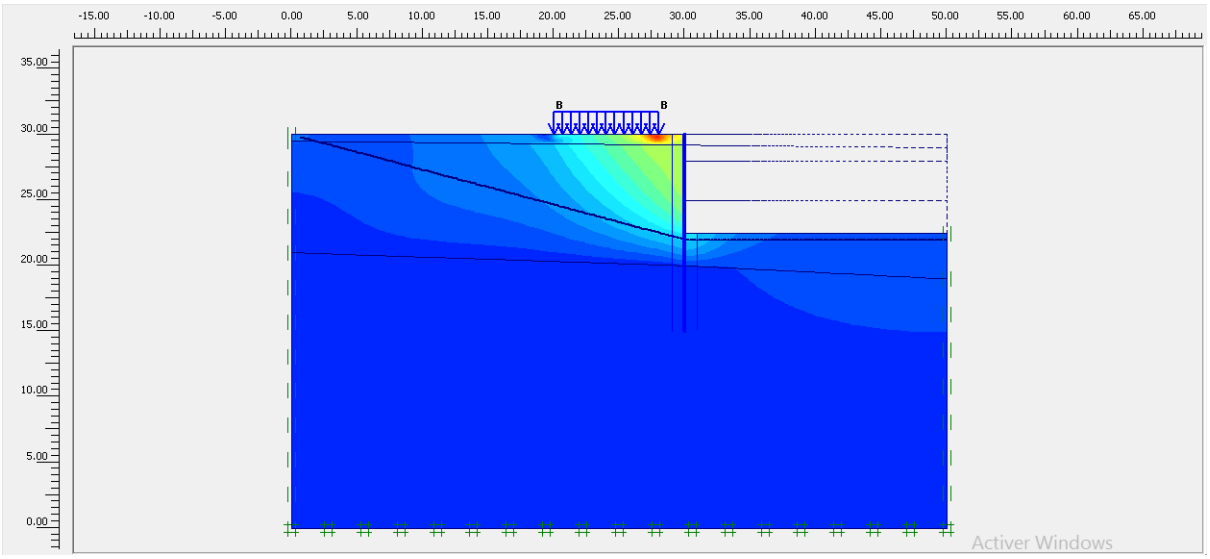



Figure 5.18 le déplacement total.

Le déplacement horizontal et vertical est : $35.06*10^{-3}$m et $-19.04*10^{-3}$m

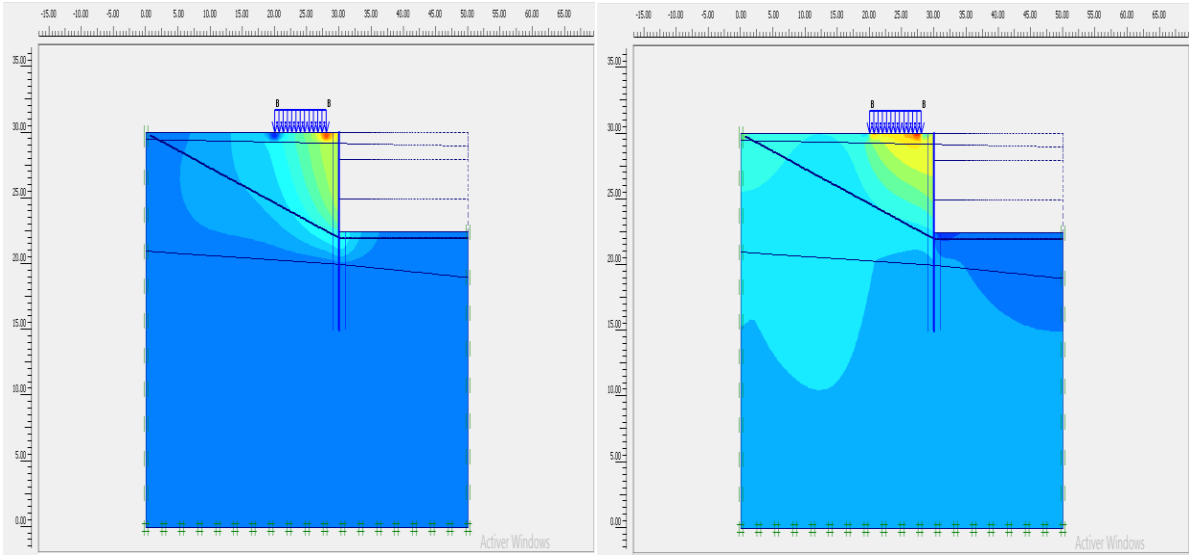


Figure 5.19 le déplacement horizontal et vertical.

-Le déplacement total de pieu LT est : $24.72*10^{-3}$m.

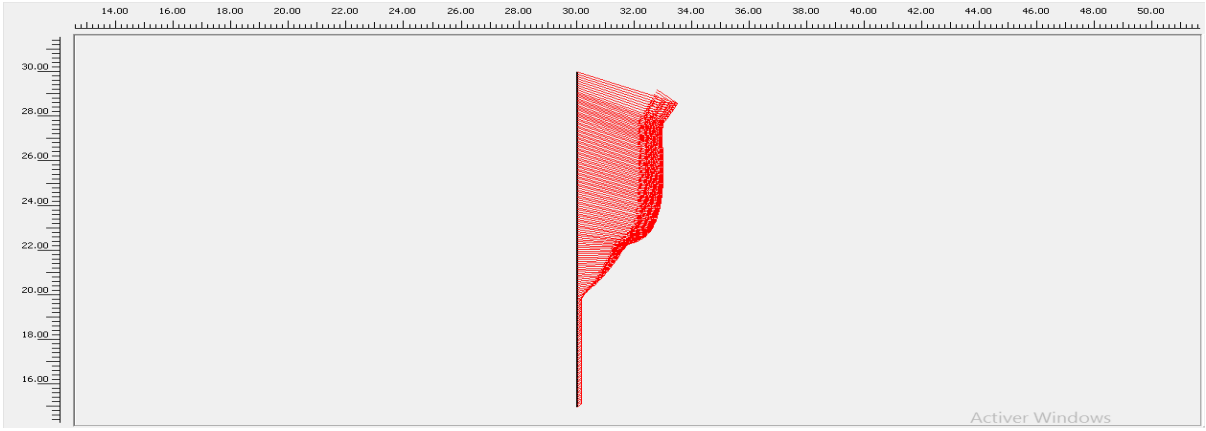



Figure 5.20 le déplacement total de pieu LT.

Le déplacement horizontal et vertical sont : $22.99*10^{-3}$m et $-9.10*10^{-3}$m

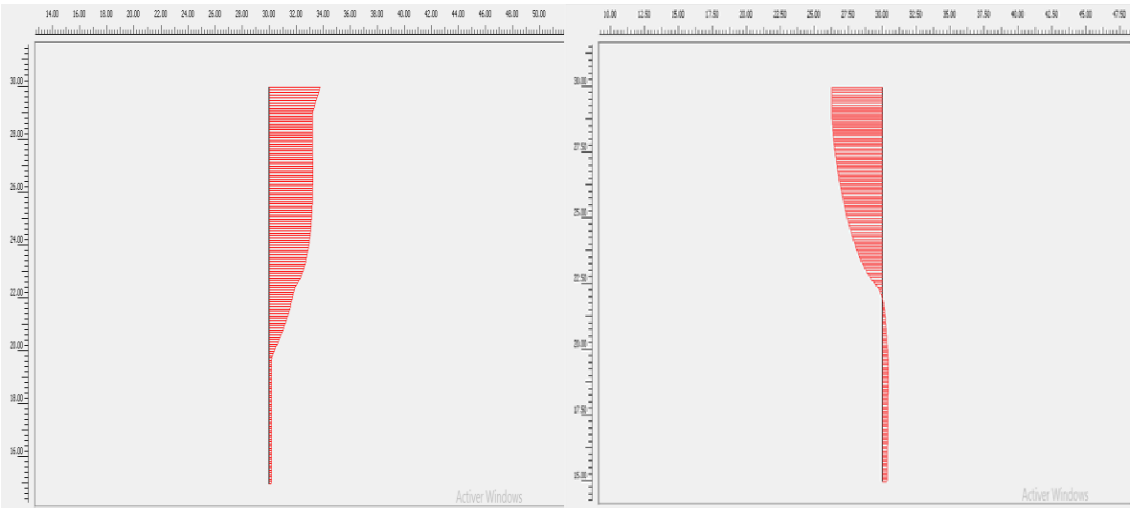



Figure 5.21 le déplacement horizontal et vertical.

-la force axial est :-24.93KN/m

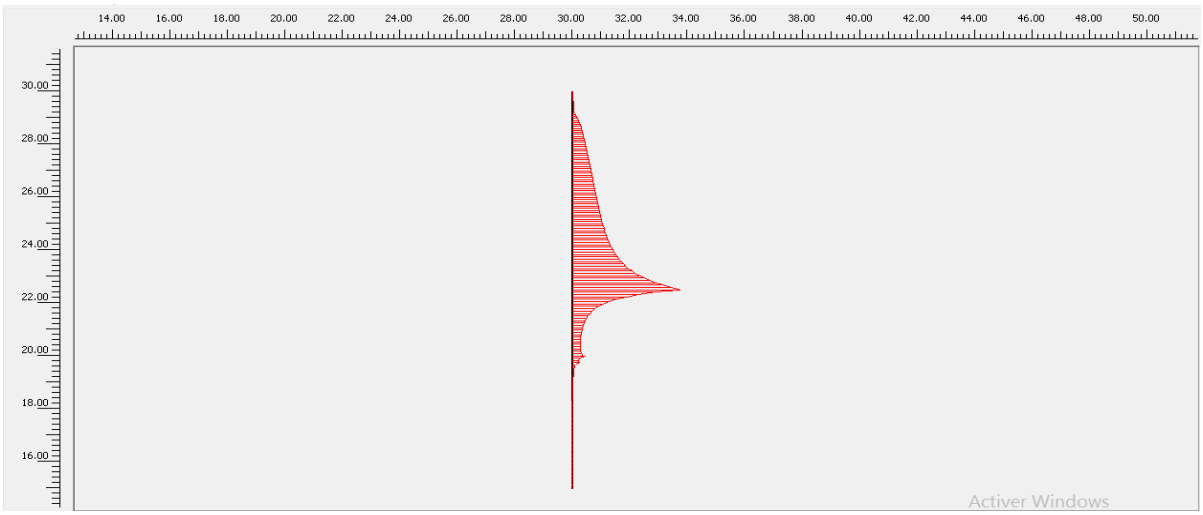



Figure 5.22 la force axial pieu LT

- Le moment flexion : -1.36 KN/m et le moment de cisaillement :-8.95kN/m

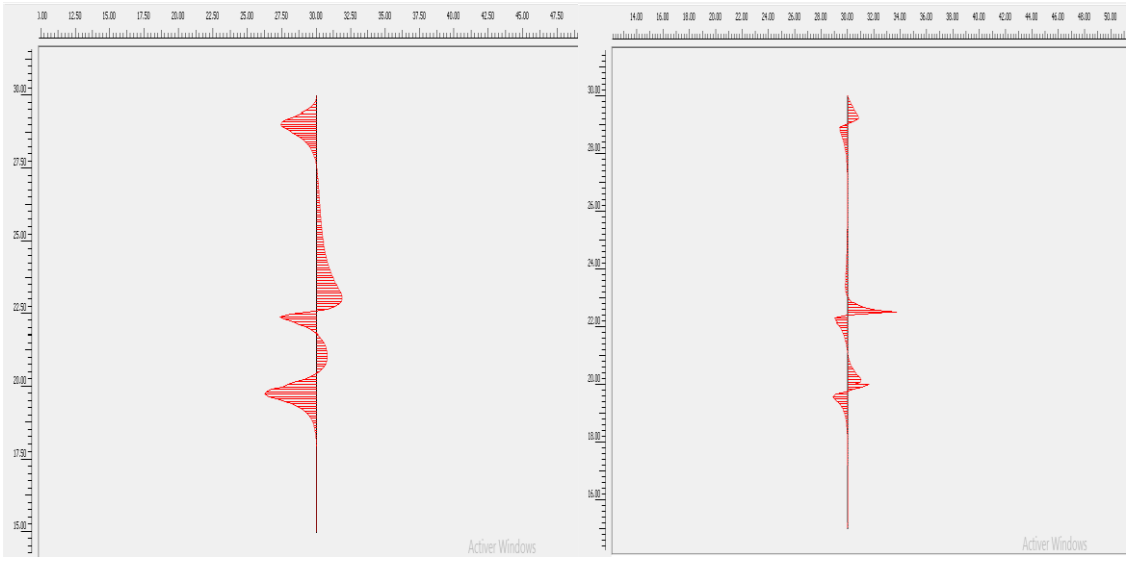


Figure 5.23 Le moment flexion et moment de cisaillement.

### V-3-2 / les palplanches:

Quant à elles, se révèlent être un choix astucieux en raison de leur flexibilité et de leur capacité à retenir les sols environnants, contribuant ainsi à la stabilité globale de l'environnement.

### 1-Court terme :

### a - Géométrie du model :

Le modèle fait 50 m de largeur et 30 m de profondeur. Le soutènement est assuré par une palplanche de 15 m de largeur et 15 d'hauteur et 0.24m d'épaisseur.

Tableau 5.4 caractéristique physiques de palplanche.

| matériel | EA | EI | v(nu) |
|---|---|---|---|
| palplanche | $2.772*10^5$ | $6.022*10^3$ | 0.15 |

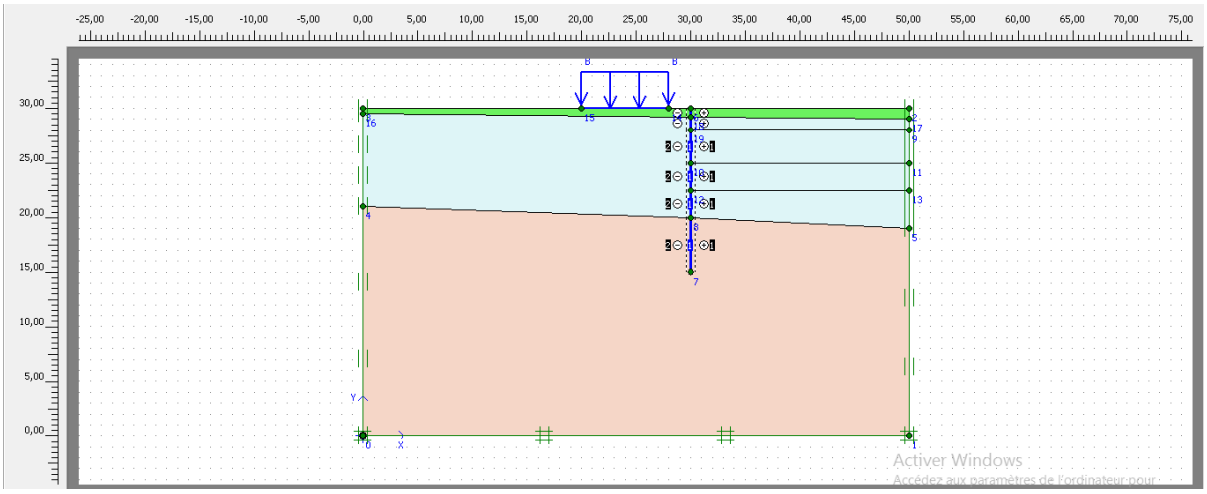


Figure 5.24 Modèle géométrique du projet.

**b- Génération du maillage :**

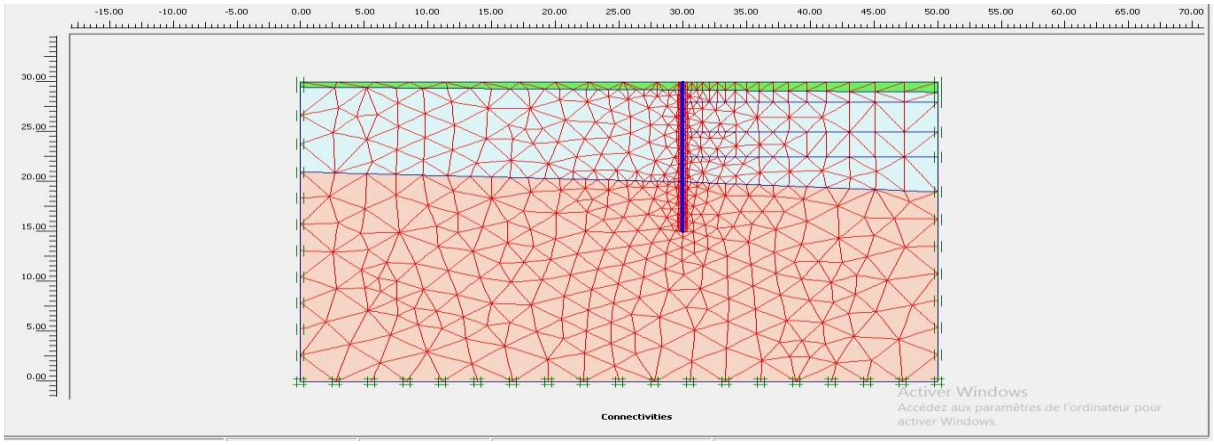



Figure 5.25 Maillage du projet

**c - Conditions initiales :**

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

**d- Conditions hydrauliques:**

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 0 m de la surface du sol :

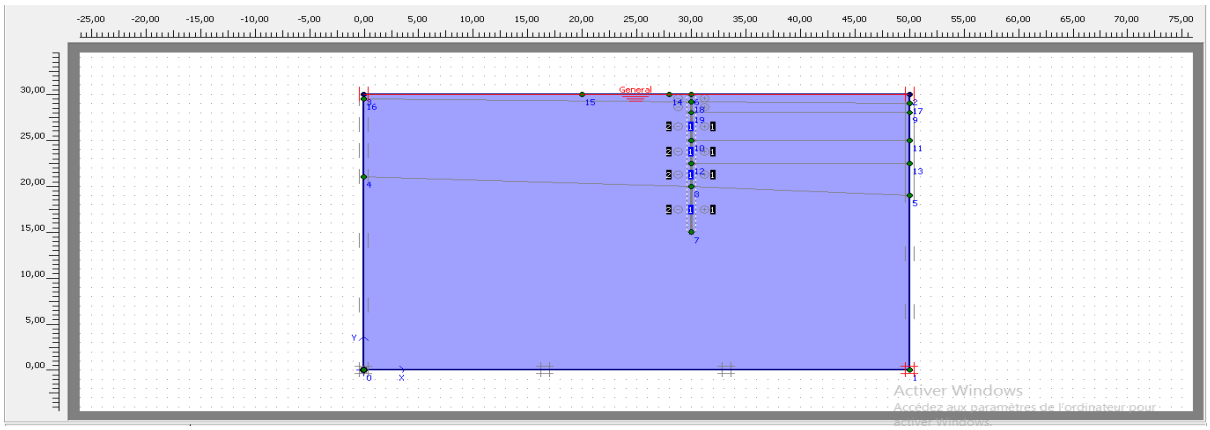


Figure 5.26 Conditions hydrauliques initiales.

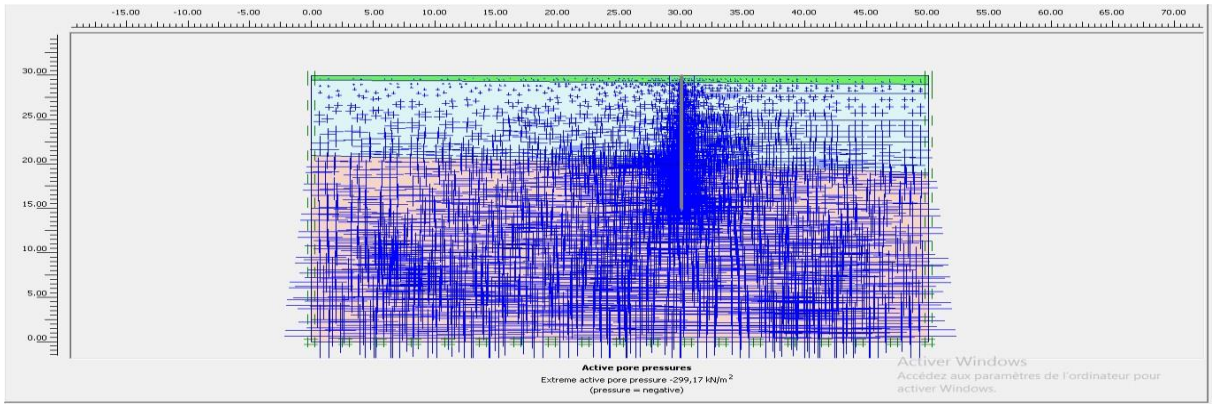



Figure 5.27 Génération des pressions interstitielles initiales.

### c- Contraintes initiales dans le sol:

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

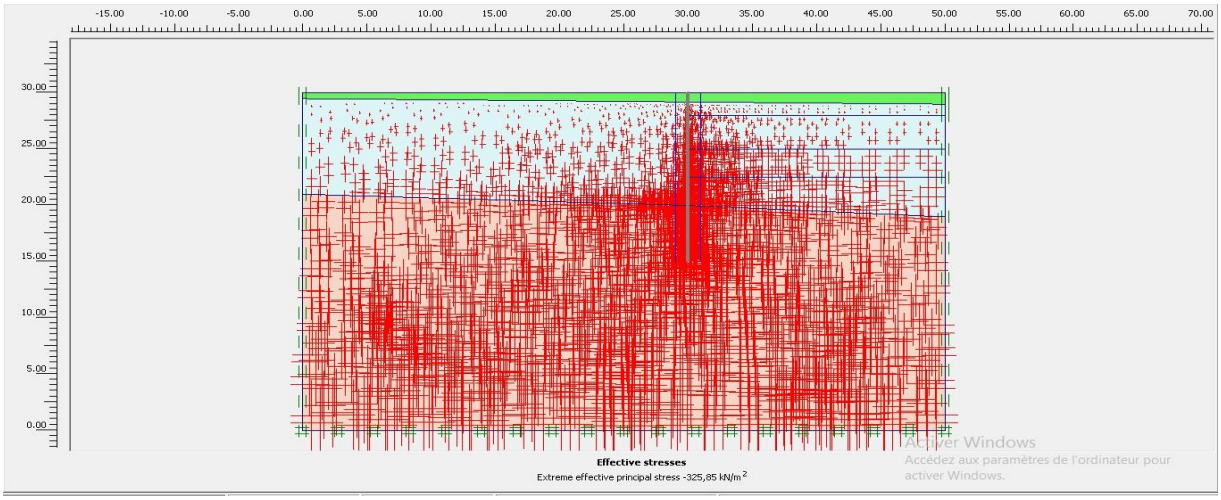



Figure 5.28 Génération des contraintes initiales.

**d - Procédure de calcul :**

On réalise la palplanche comme la figure suivante :

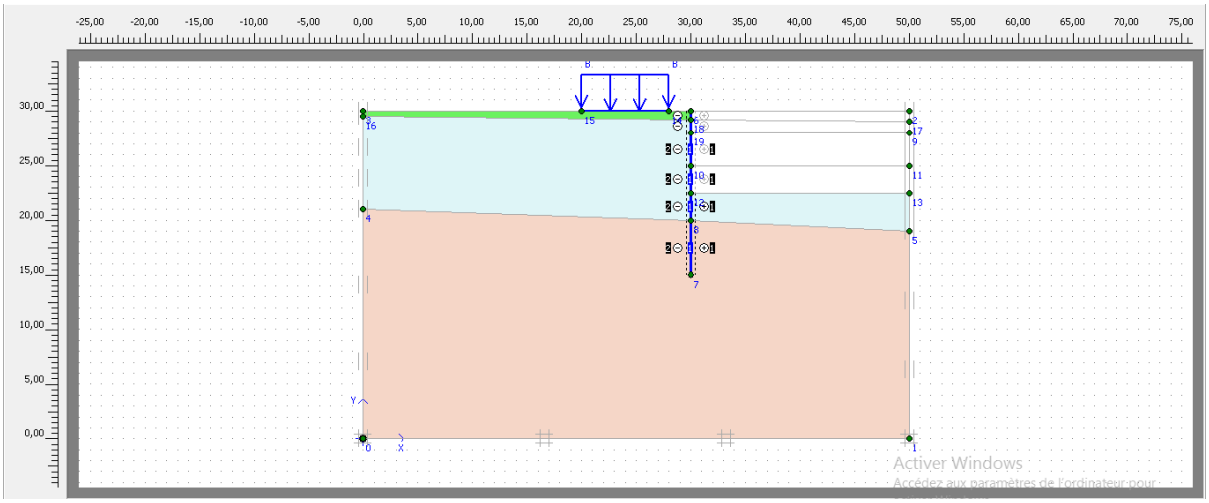


Figure 5.29 Excavation jusqu'à la profondeur 8 m.

**e - Etape de calcul :**

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement et étude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité :

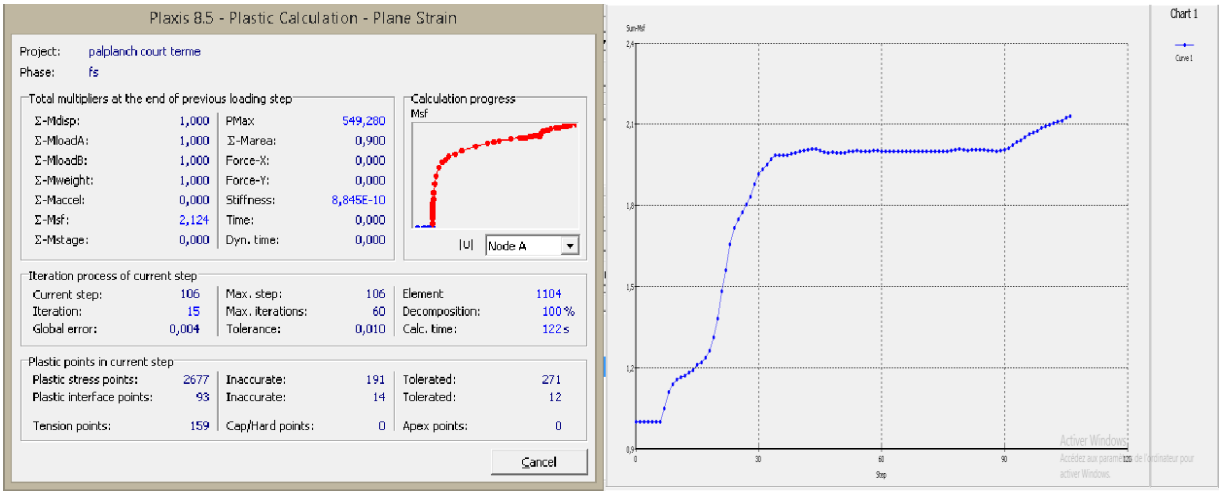



Figure 5.30 l'obtention de coefficient de sécurité

- On trouve un coefficient de sécurité FS =2.124>1.3 donc elle est stable

**f - Analyse paramétriques :**

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur de la palplanche :

**Effet de l'épaisseur de la palplanche :**

On étudiera l'effet de diamètre de palplanche concernons:

1. Déformation de maillage.

2. Déformation des éléments structuraux indiquées par :

• Le déplacement total de  palplanche

• Le déplacement horizontal.

• Le déplacement vertical.

• Effort normal.

• Effort tranchant au niveau de palplanche.

• Moment de flexion au niveau de la palplanche

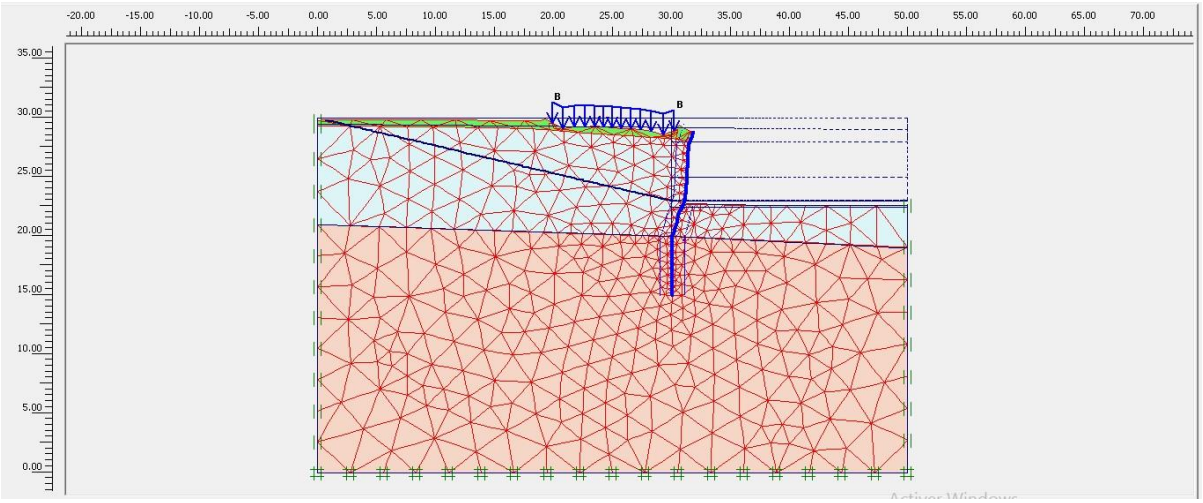



Figure 5.31 la déformation de maillage.

-Le déplacement total est : $51.85*10^{-3}$m.

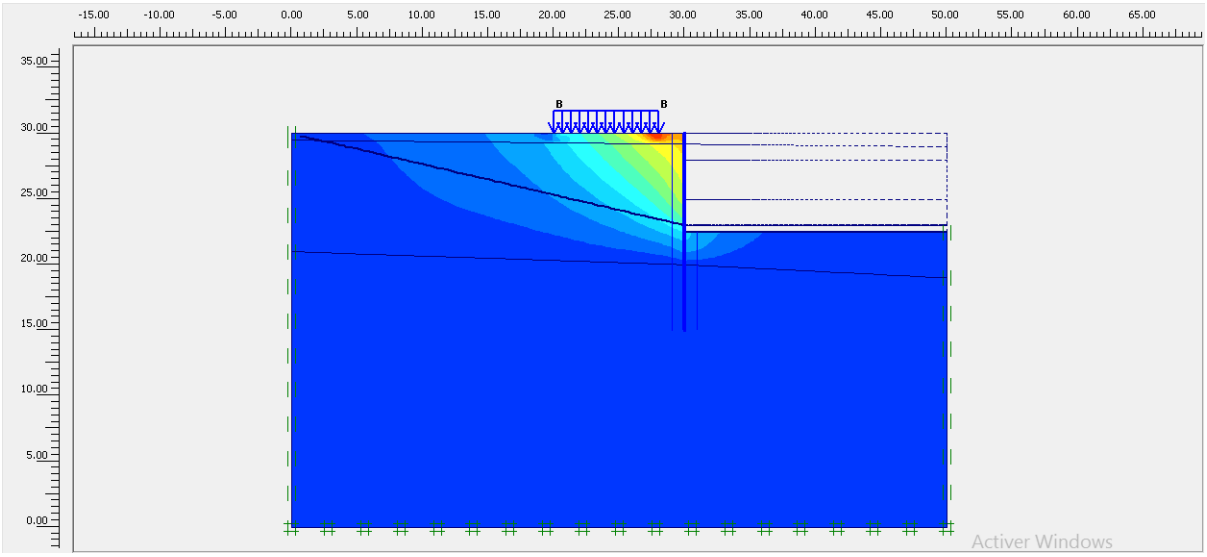



Figure 5.32 le déplacement  total.

-Le déplacement horizontal : $47.79*10^{-3}$ et le déplacement vertical : $-27.91*10^{-3}$m.

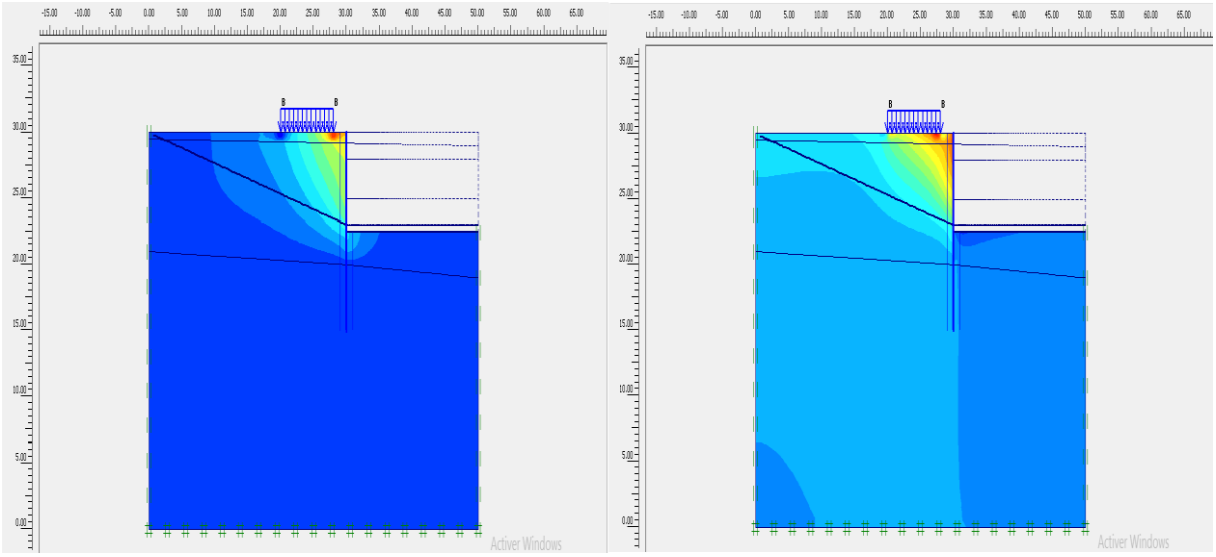


Figure 5.33 le déplacement horizontal et vertical.

Le déplacement total de palplanche : $44.42*10^{-3}$m

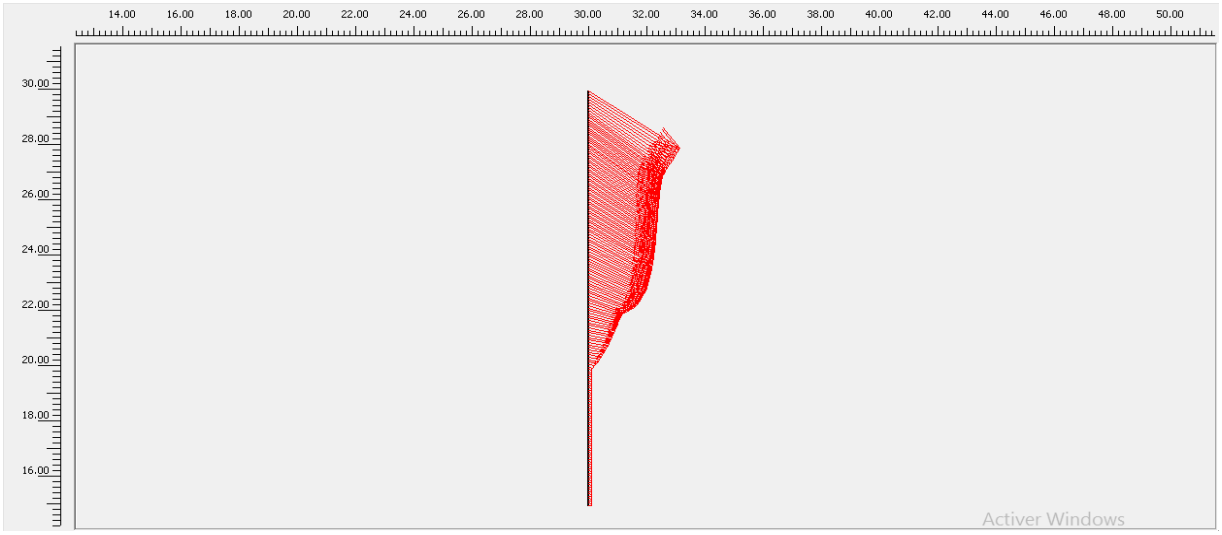


Figure 5.34 Déplacement total de palplanche.

- Le déplacement horizontal : $37.13*10^{-3}$m et le déplacement vertical : $-24.38*10^{-3}$m.

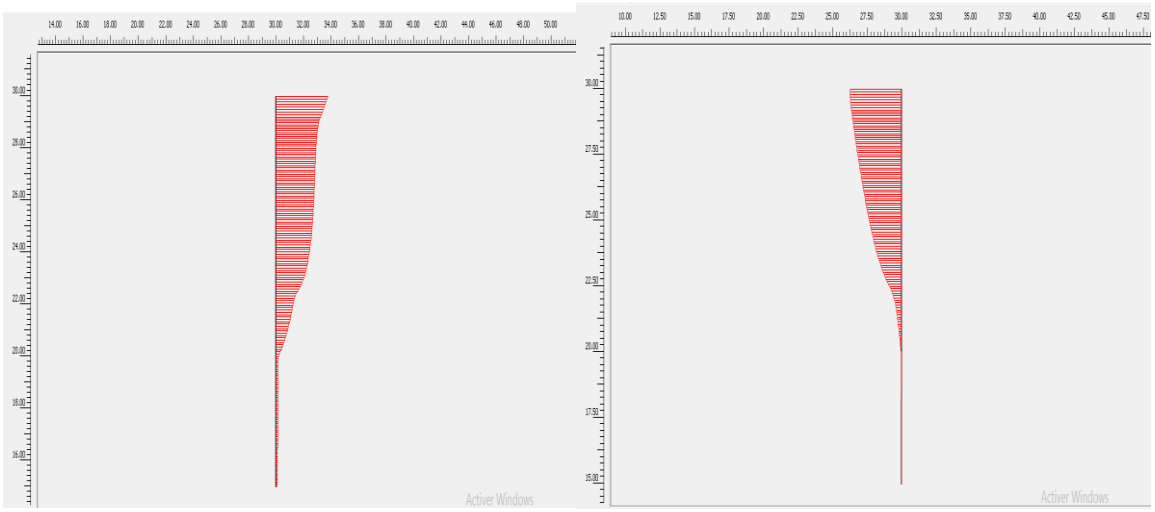


Figure 5.35 le déplacement horizontal et vertical de palplanche.

- La Force axial -39.58 kN.m .

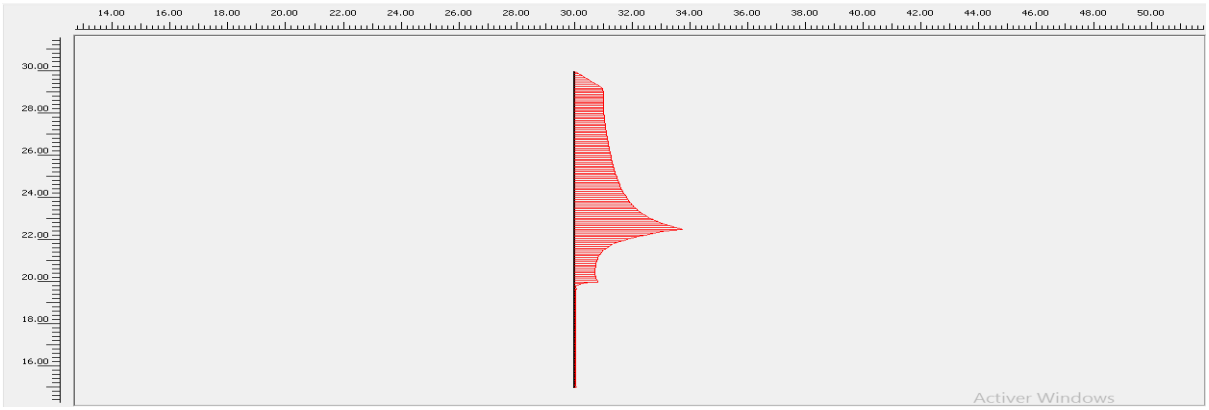


Figure 5.36 La force axial de palplanche.

- Le moment de cisaillement -11.35 kN.m et le moment flexion : -2.31 kN.m

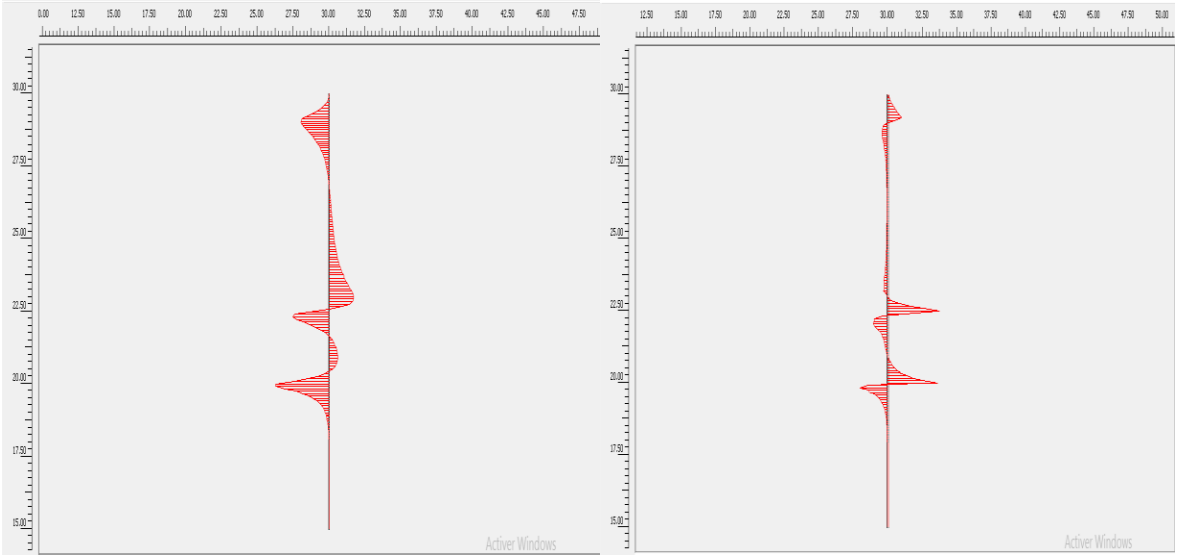


Figure 5.37 Le moment de cisaillement et moment flexion.

**2-long terme :**

Les Mêmes étapes avec remplacement C,φ par C',φ' .

**a - Etape de calcul :**

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement et étude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité.

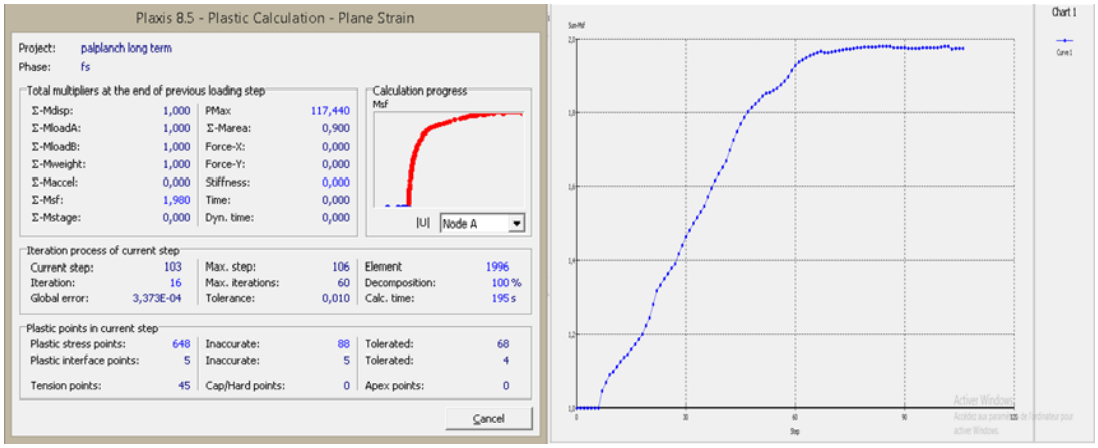



Figure 5.38 l'obtention de coefficient de sécurité

- On trouve un coefficient de sécurité FS =1.98>1.5 donc elle est stable.

**b - Analyse paramétriques :**

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur de la palplanche :

**Effet de l'épaisseur de la palplanche :**

On étudiera l'effet d'épaisseur de la palplanche concernons:

1. Déformation de maillage.

2. Déformation des éléments structuraux indiquées par :

• Le déplacement total de palplanche

• Le déplacement horizontal.

• Le déplacement vertical.

• Effort normal.

• Effort tranchant au niveau de la palplanche.

• Moment de flexion au niveau de la palplanche

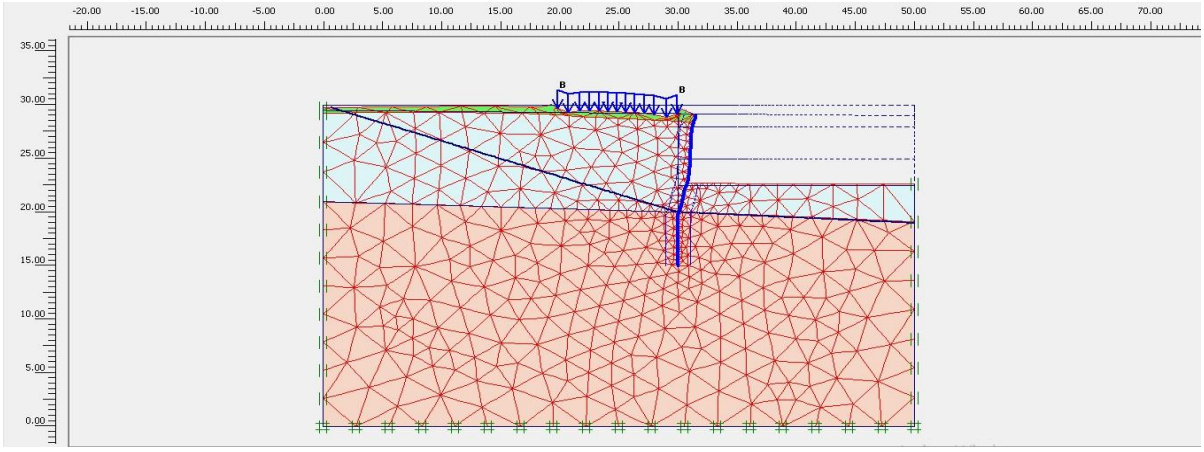


Figure 5.39 la déformation de maillage.

- Le déplacement total est : $43.64*10^{-3}$m.

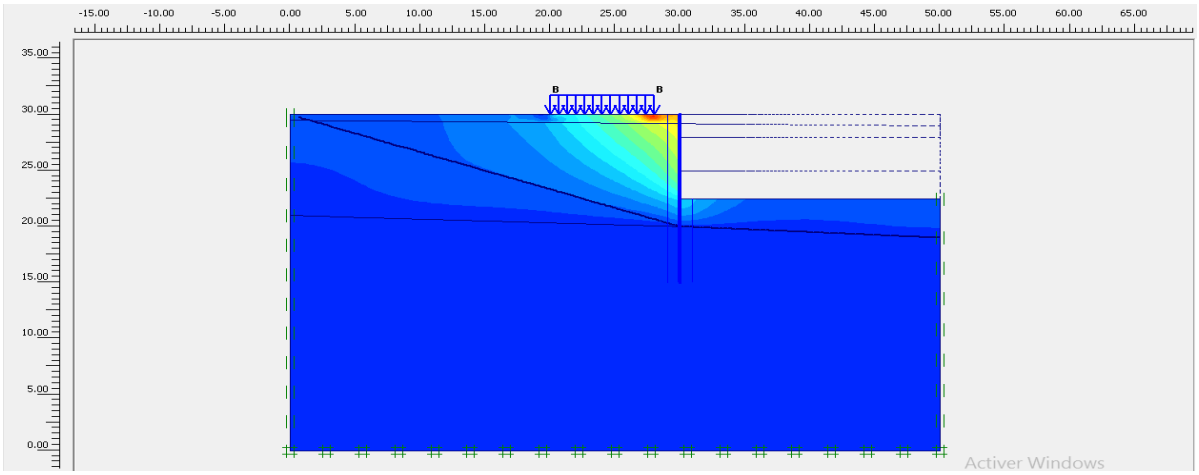


Figure 5.40 le Déplacement total.

. - Le déplacement horizontal : $40.67*10^{-3}$m et le déplacement vertical : $-22.62*10^{-3}$m.

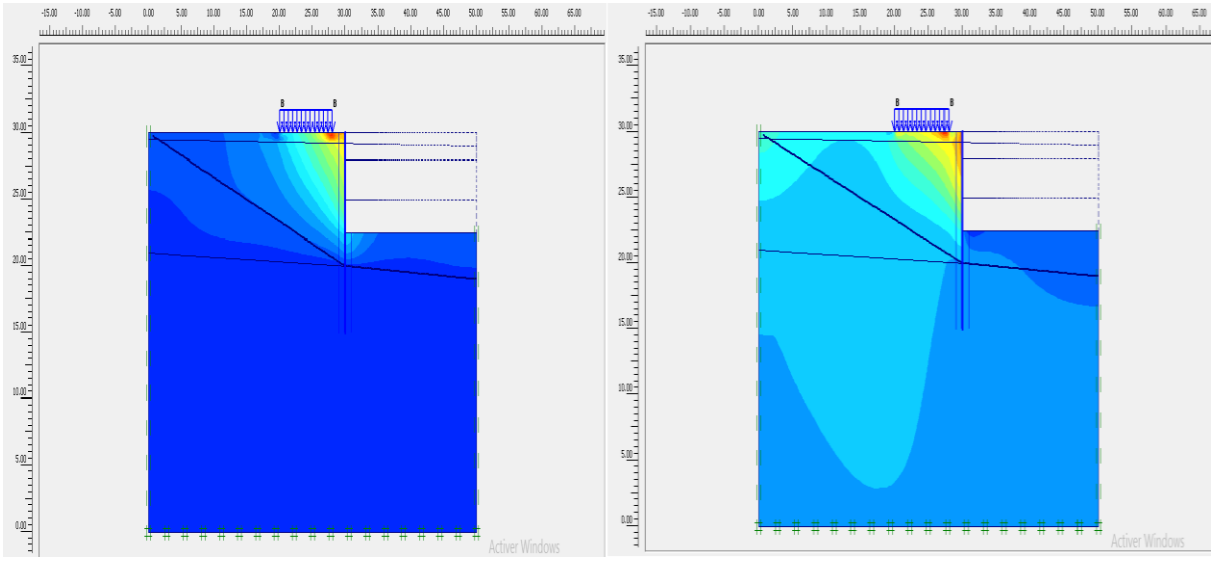


Figure 5.41 le déplacement horizontal et vertical.

- Le déplacement total de palplanche : $36.68*10^{-3}$m.

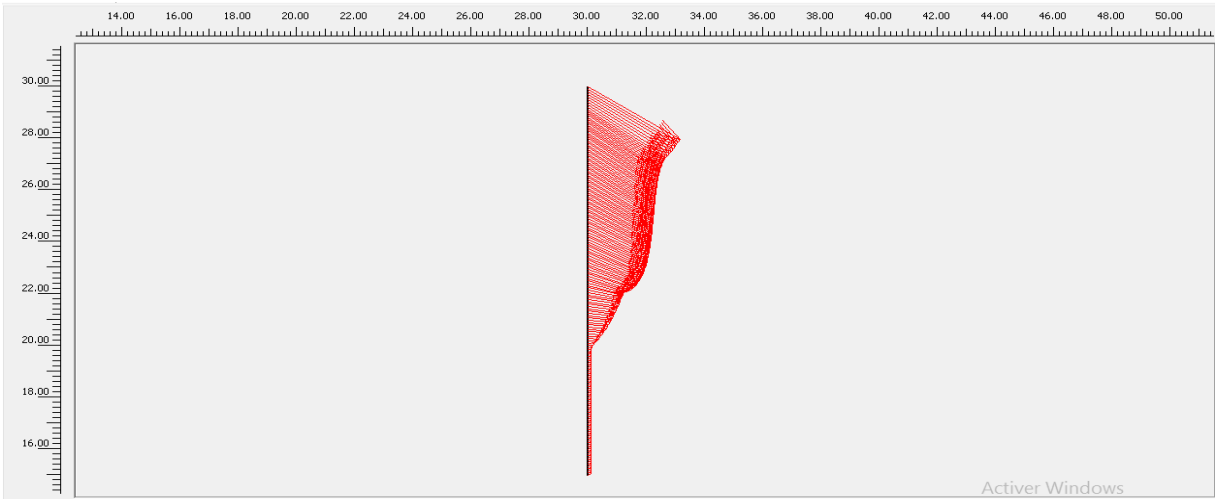



Figure 5.42 le déplacement total de palplanche LT.

- Le déplacement horizontal : $30.92*10^{-3}$m et le déplacement vertical : $-19.62*10^{-3}$m.

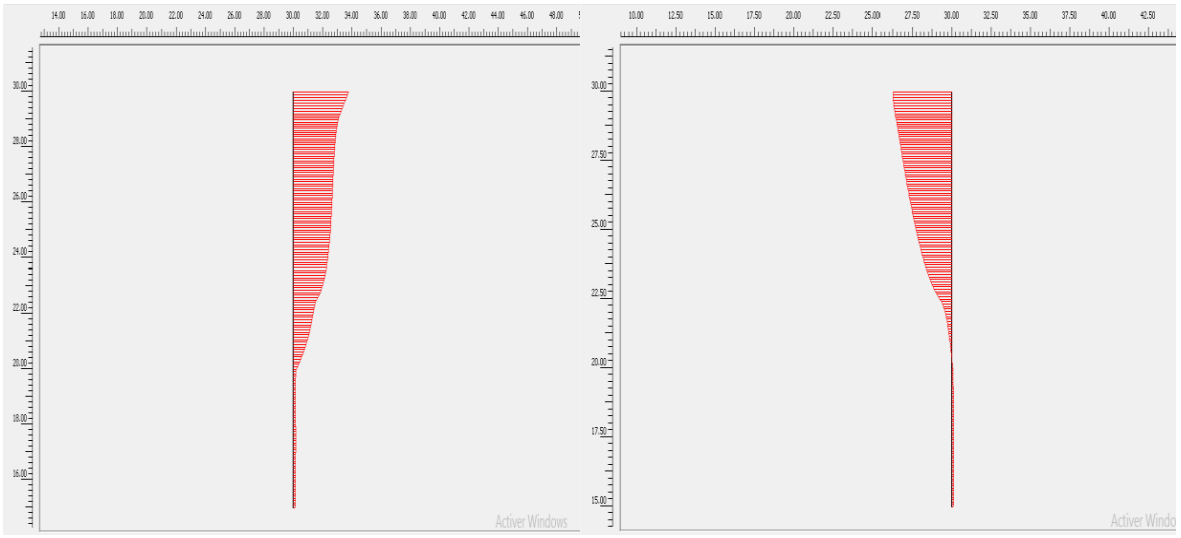



Figure 5.43 le déplacement horizontal et vertical de palplanche LT

- La Force axial : -35.09 kN.m

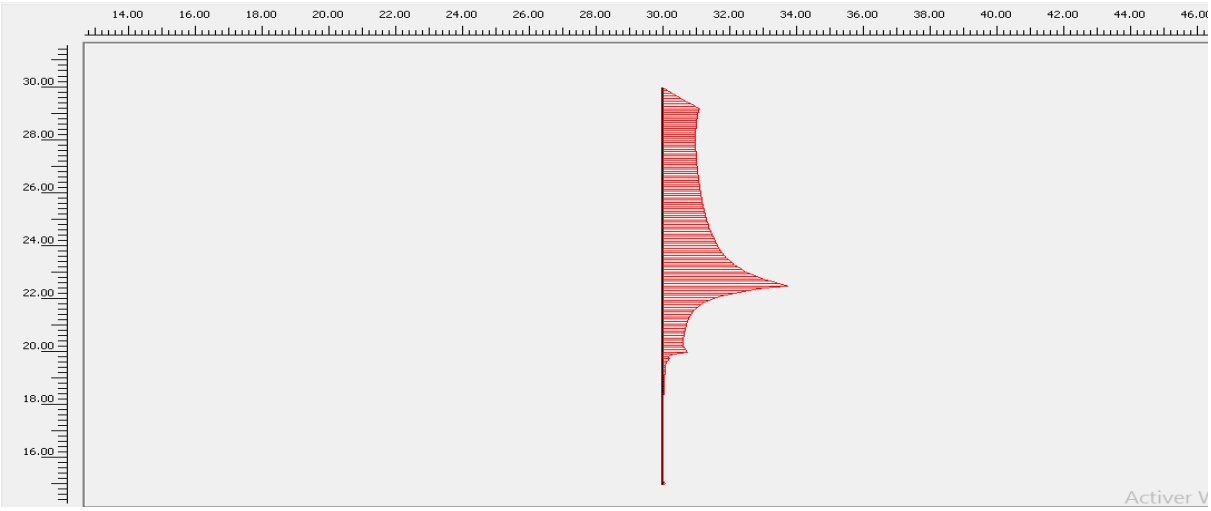


Figure 5.44 La force axiale de palplanche LT.

- Le moment de cisaillement: -10.08 kN.m et le moment flexion :-1.97 kN.m/m.

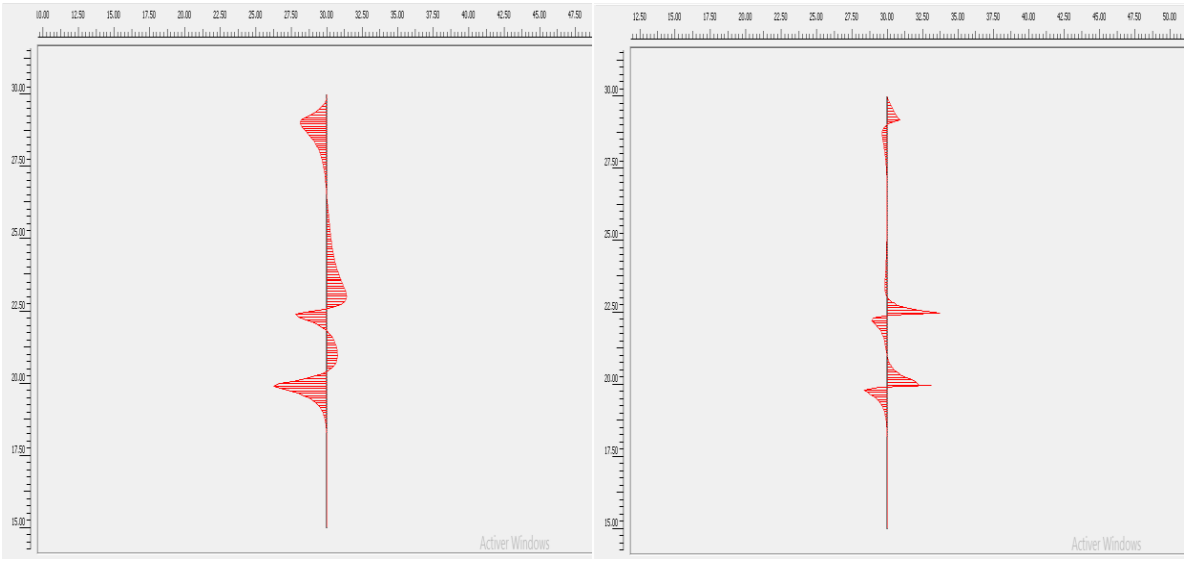


Figure 5.45 le moment de cisaillement et moment flexion.

### V-3-3 / la paroi moulée :

Grâce à leur construction précise et leur capacité à résister aux contraintes extérieures, représentent une option robuste pour assurer la protection et la stabilité des zones concernées. Notre approche professionnelle, fondée sur des connaissances techniques approfondies et une évaluation minutieuse des besoins spécifiques, nous permet d'apporter des solutions sur mesure, répondant aux exigences les plus strictes en matière de sécurité et de durabilité.

## 1-Court terme :

### a-Géométrie du modèle:

Le modèle fait 50 m de largeur et 30 m de profondeur. Le soutènement est assuré par une paroi moulée de 15,0 m de profondeur et 0.4 m d'épaisseur

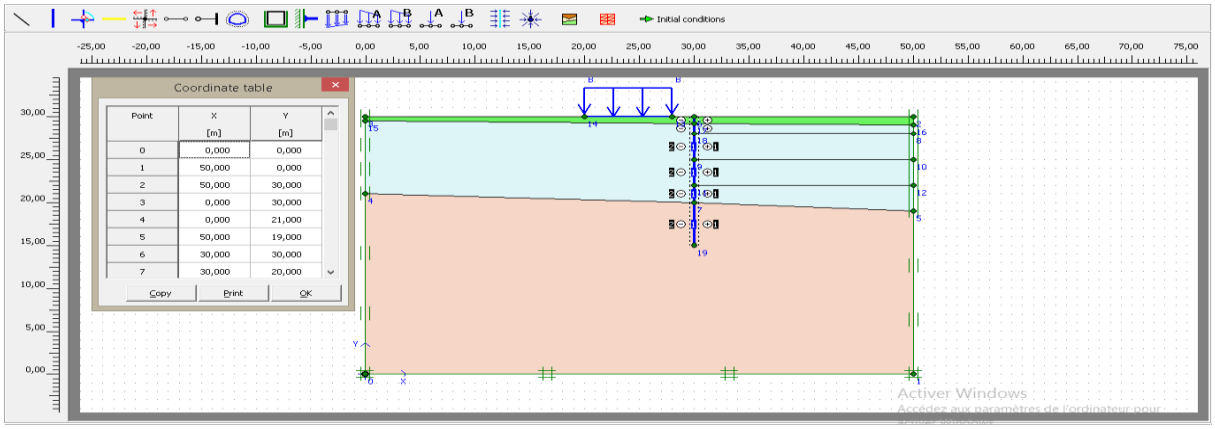



Figure 5.46 Modèle géométrique du projet

### b - Caractéristiques physiques :

Tableau 5.5 caractéristique physiques de paroi moulée.

| matériel | EA KN/m | EI $KNm^2/m$ | v(nu) |
|---|---|---|---|
| Paroi moulée | $3.9*10^7$ | $2.16*10^5$ | 0.15 |

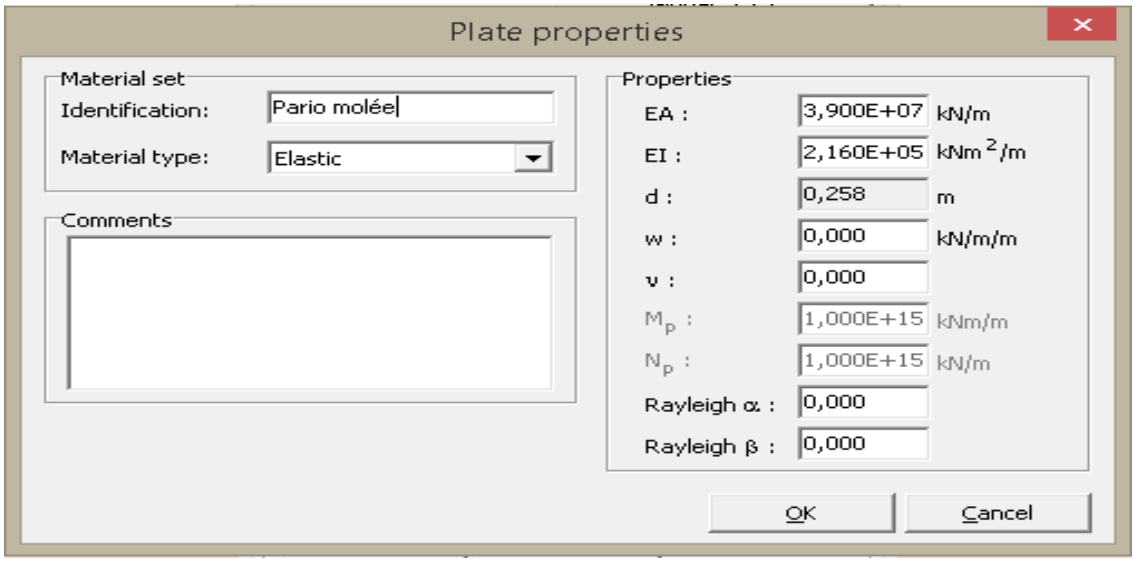



Figure 5.47 Caractéristiques physiques de paroi moulée

## c - Génération du maillage :

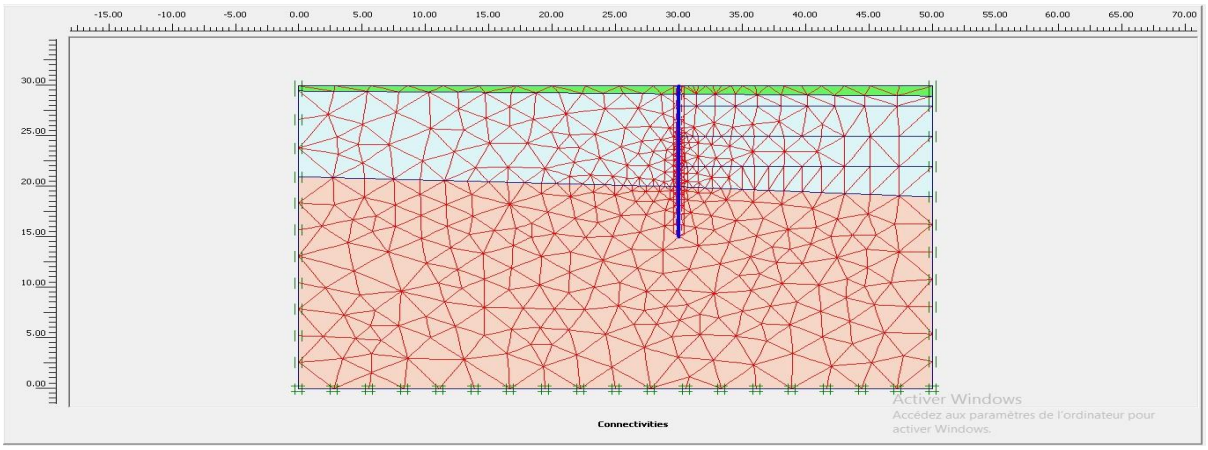



Figure 5.48 le Maillage du projet.

## d - Conditions initiales :

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

## c- Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 0 m de la surface du sol

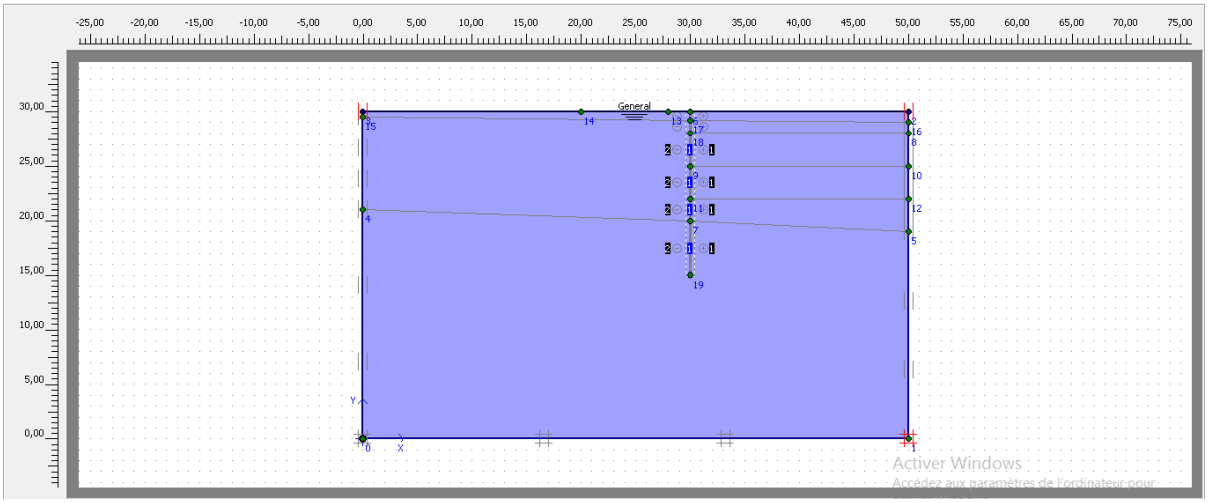



Figure 5.49 les Conditions hydrauliques initiales.

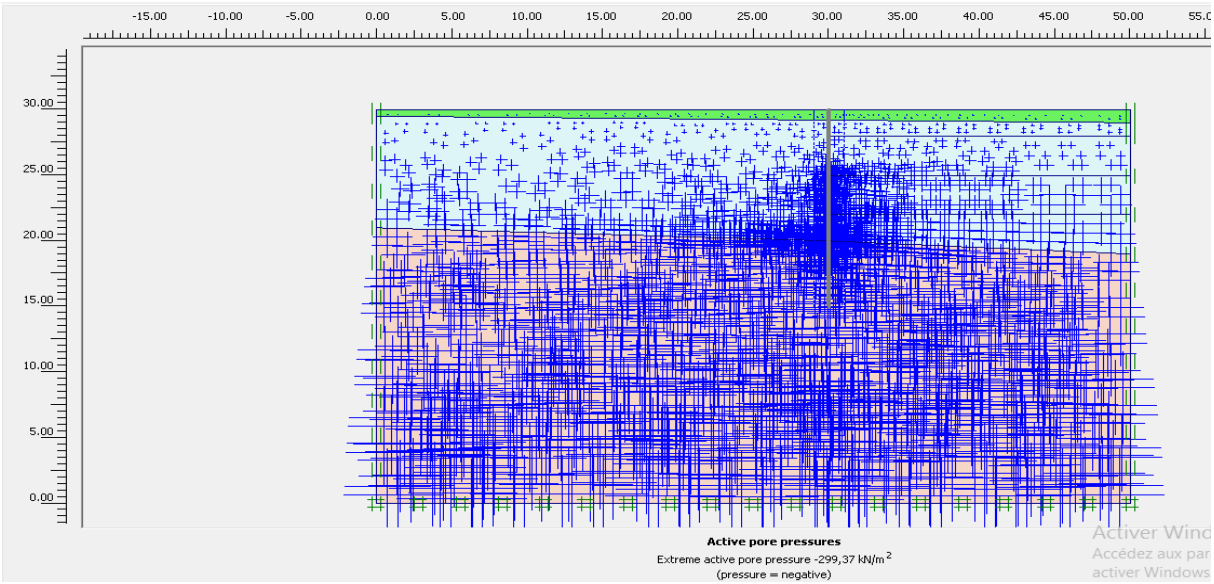



Figure 5.50 Génération des pressions interstitielles initiales.

**e- Contraintes initiales dans le sol :**

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

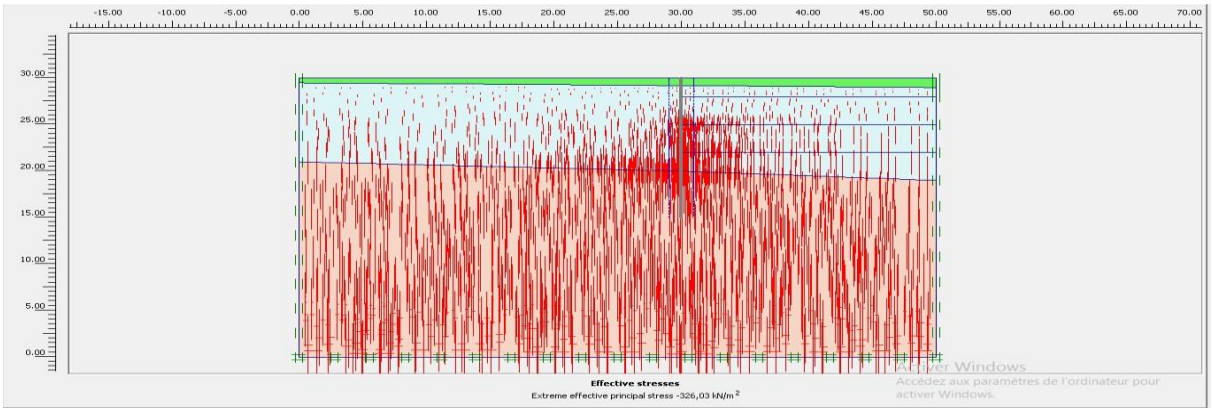



Figure 5.51 Génération des contraintes initiales.

**f- Procédure de calcul :**

On réalisé excavation de 8m avec renforcement de paroi moulée.

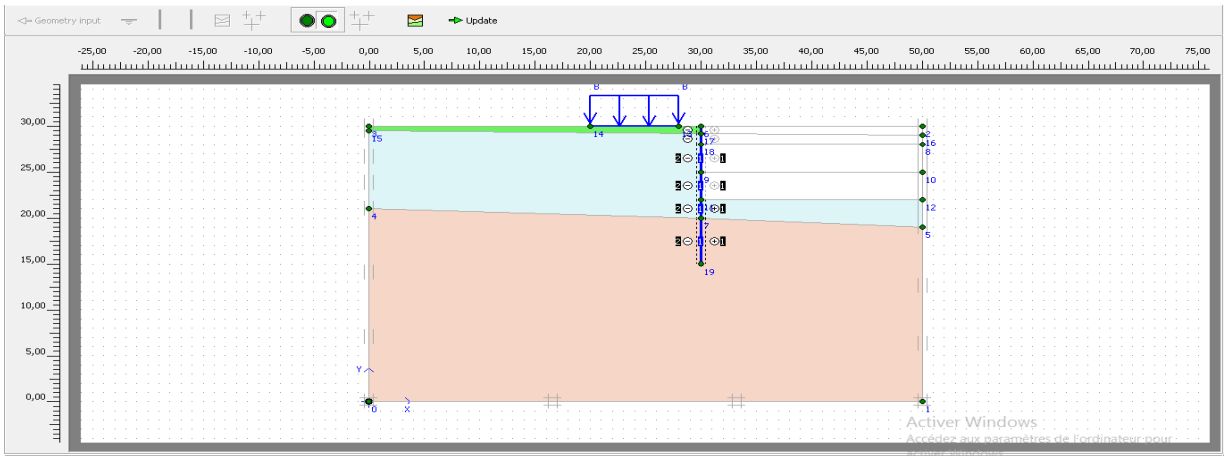


Figure 5.52 l'excavation jusqu'à la profondeur 8m.

### h - Etape de calcul :

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement et étude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité.

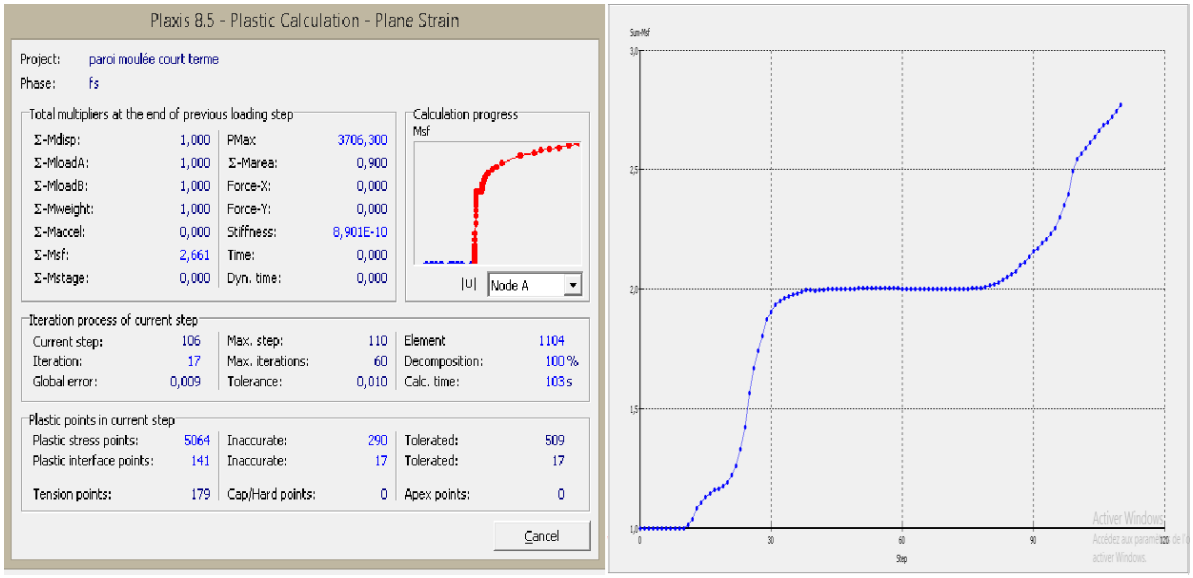



Figure 5.53 l'obtention de coefficient de sécurité.

- On trouve un coefficient de sécurité FS =2.661>1.3 donc elle est stable.

### I - Analyse paramétriques :

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur de paroi moulée.

### Effet de l'épaisseur de paroi moulée :

On étudie :

1. Déformation de maillage.

2. Déformation des éléments structuraux indiquées par :

• Le déplacement total de paroi moulée

• Le déplacement horizontal.

• Le déplacement vertical.

• Effort normal.

• Effort tranchant au niveau de paroi moulée

• Moment de flexion au niveau de paroi moulée.

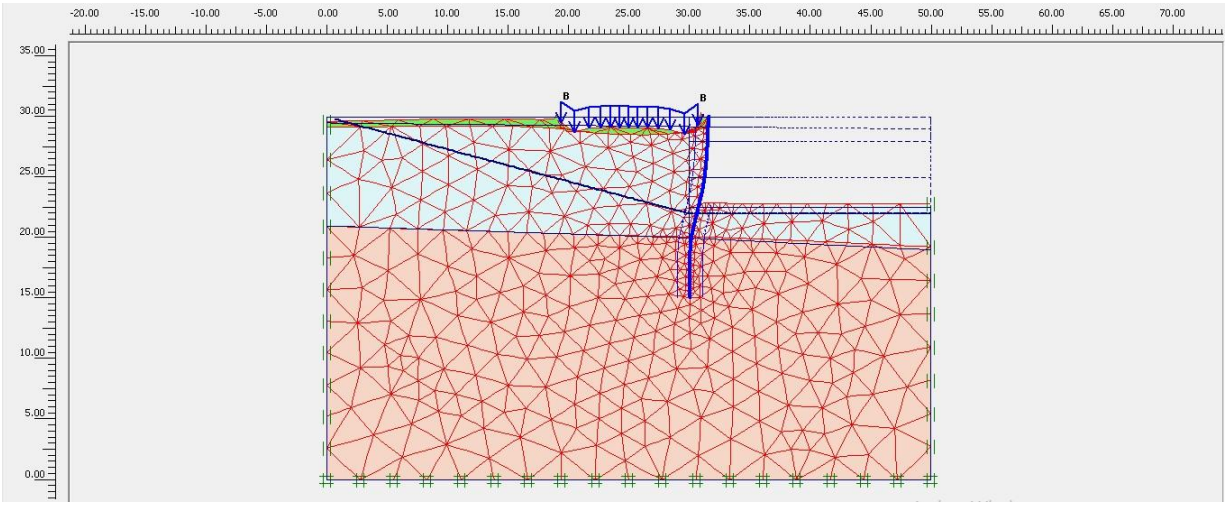


Figure 5.54 la déformation de maillage.

Le déplacement total est : $30.22*10^{-3}$m.

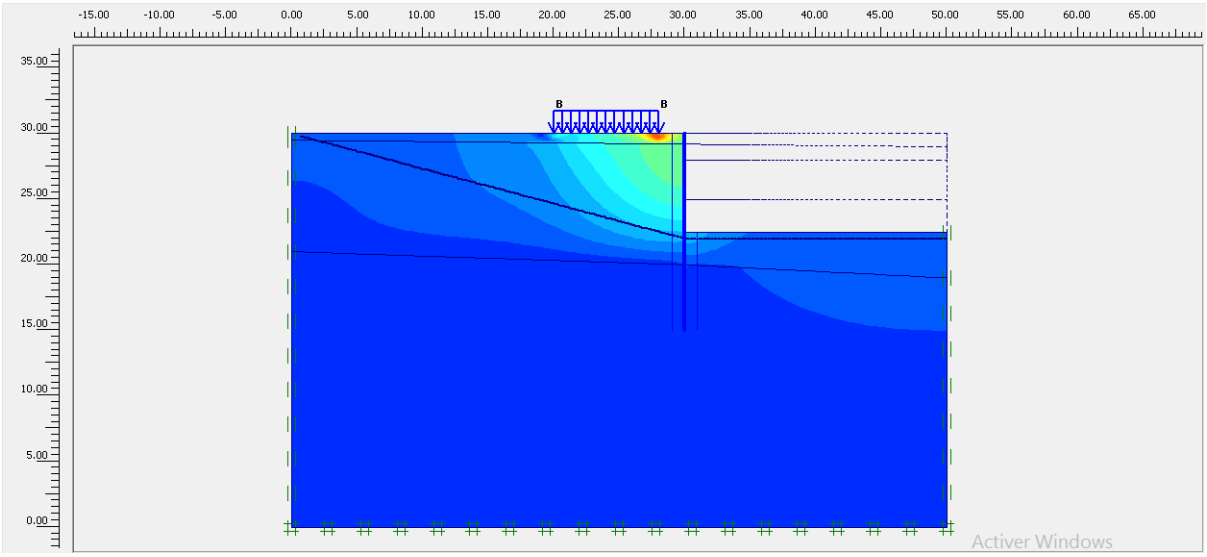



Figure 5.55 le déplacement total.

Le déplacement horizontal est : $29.63*10^{-3}$m et déplacement vertical est : $-14.31*10^{-3}$m.

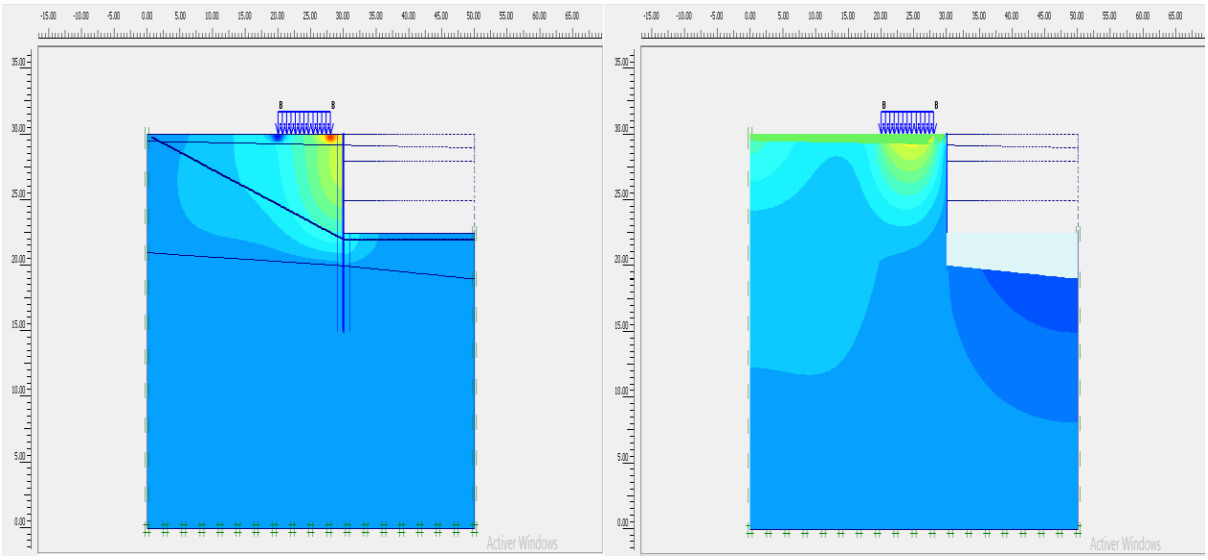


Figure 5.56 Le Déplacement horizontal et vertical.

Le déplacement total de paroi moulée est : $16.35*10^{-3}$m .

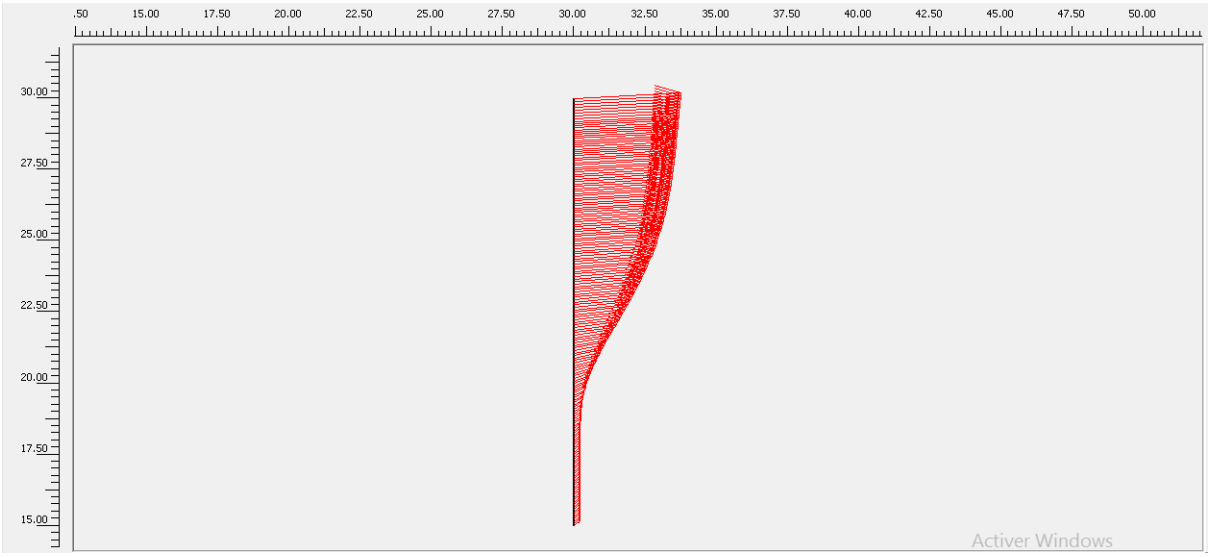



Figure 5.57 Le déplacement total de paroi moulée.

Le déplacement horizontal est : $16.33*10^{-3}$ m et déplacement vertical est : $853.33*10^{-6}$m.

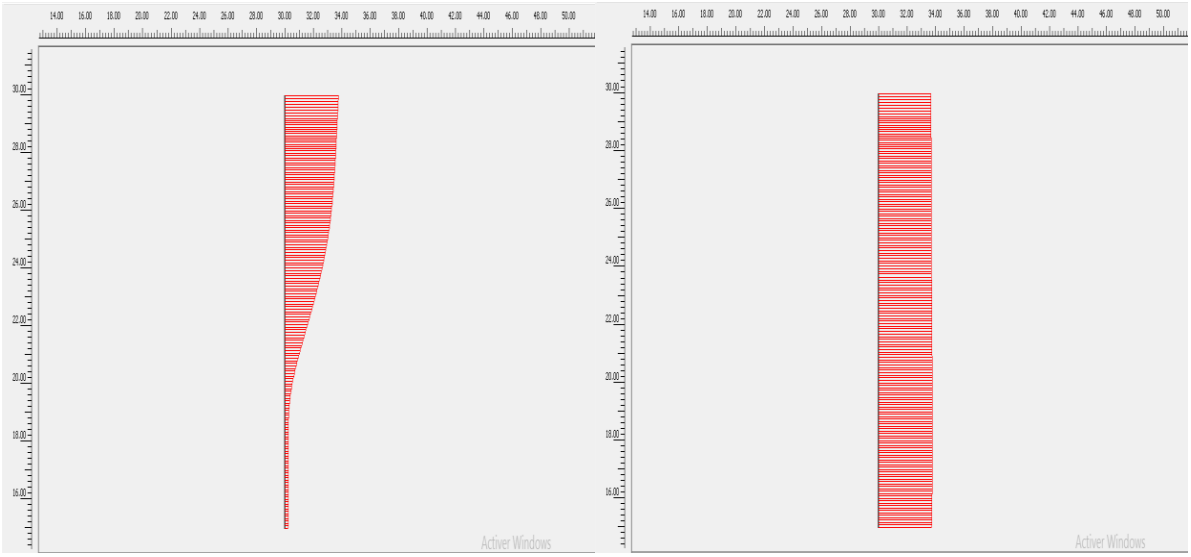


Figure 5.58 Le déplacement horizontal et vertical de paroi moulée.

- La Force axial -124.11 KN/m.

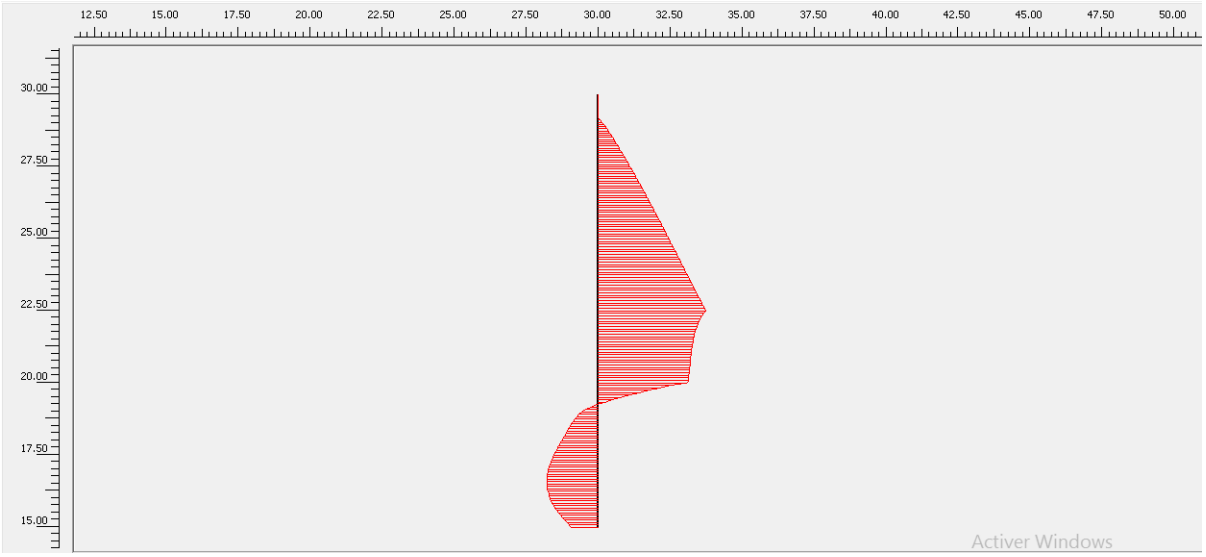



Figure 5.59 La  force axial de paroi moulée.

- Le moment de cisaillement : 174.32 kN.m et le moment flexion :-262.81 KN.m/m.

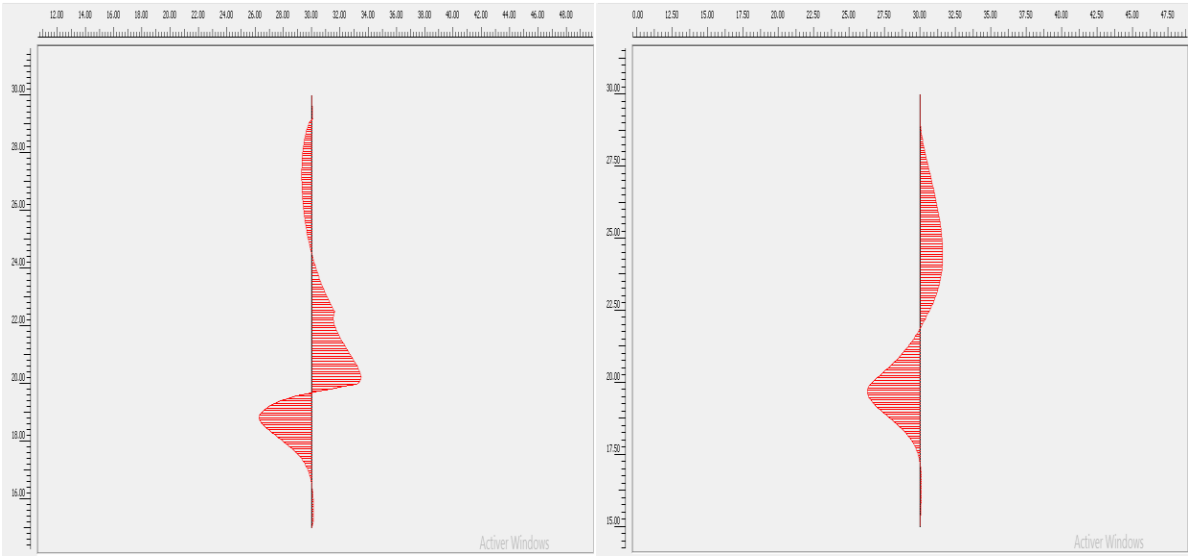


Figure 5.60 le moment de cisaillement et moment flexion.

**2-long terme :**

Même étapes avec remplacement C,φ par C',φ'

**a - Etape de calcul :**

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement et étude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité

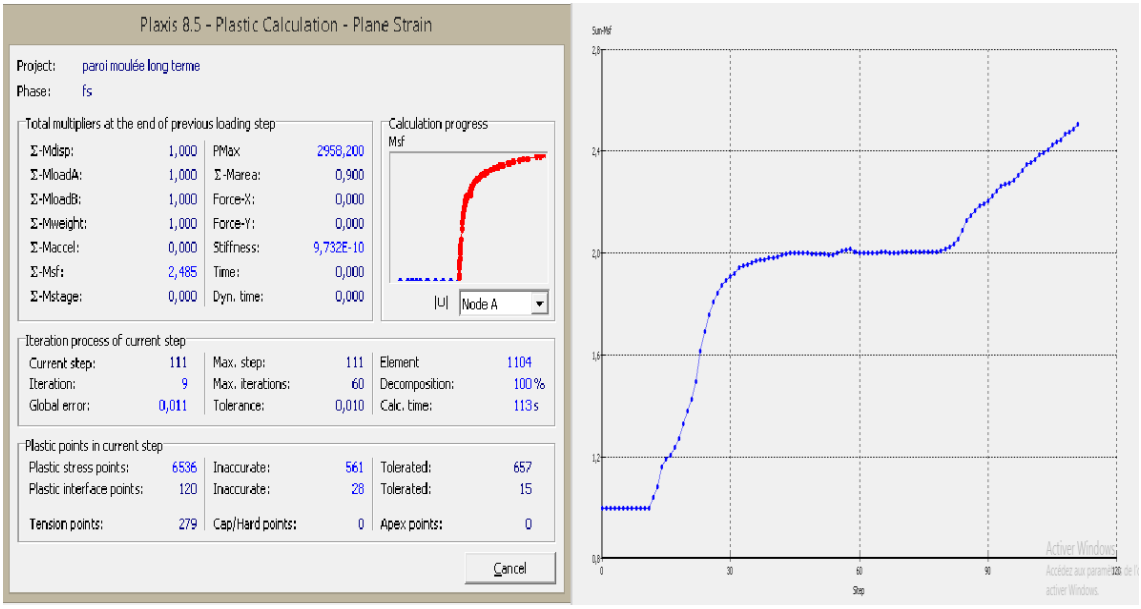



Figure 5.61 L'Obtention de coefficient de sécurité.

- On trouve un coefficient de sécurité Fs =2.45>1.5 donc elle est stable.

**b- Analyse paramétriques :**

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur de paroi moulée

**Effet de l'épaisseur de paroi moulée :**

On étudiera l'effet de l'épaisseur de paroi moulée concerne :

1. Déformation de maillage.

2. Déformation des éléments structuraux indiquées par :

• Le déplacement total de paroi moulée

• Le déplacement horizontal.

• Le déplacement vertical.

• Effort normal.

• Effort tranchant au niveau de paroi moulée

• Moment de flexion au niveau de paroi moulée

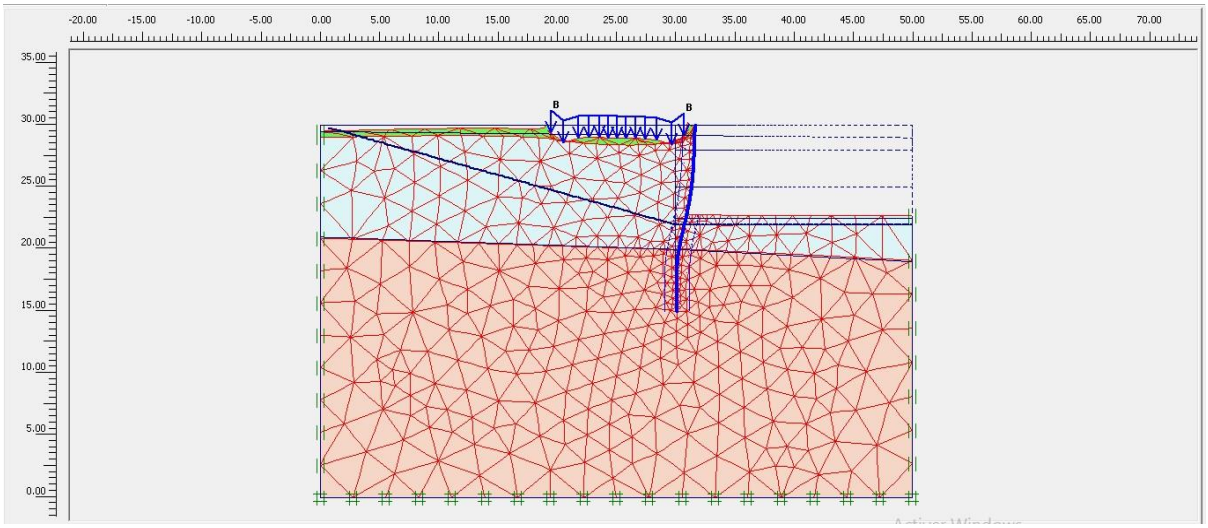



Figure 5.62 La déformation de maillage.

-le déplacement total est : $30.88*10^{-3}$m.

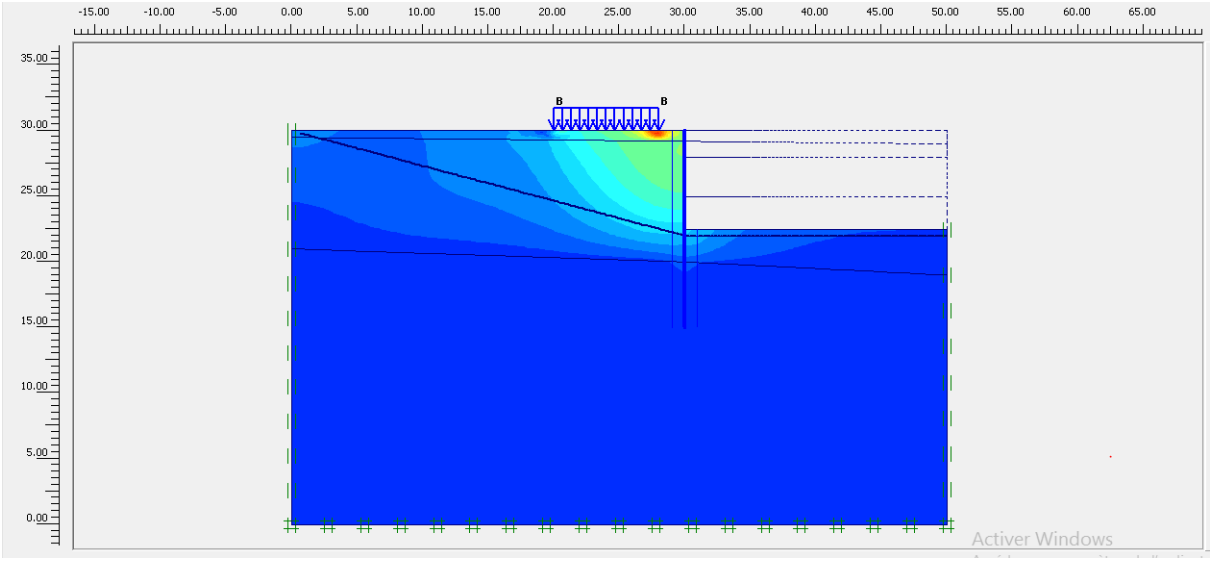



Figure 5.63 le déplacement total.

-Le déplacement horizontal : $30.04*10^{-3}$m et le déplacement vertical : $-15.34*10^{-3}$m.

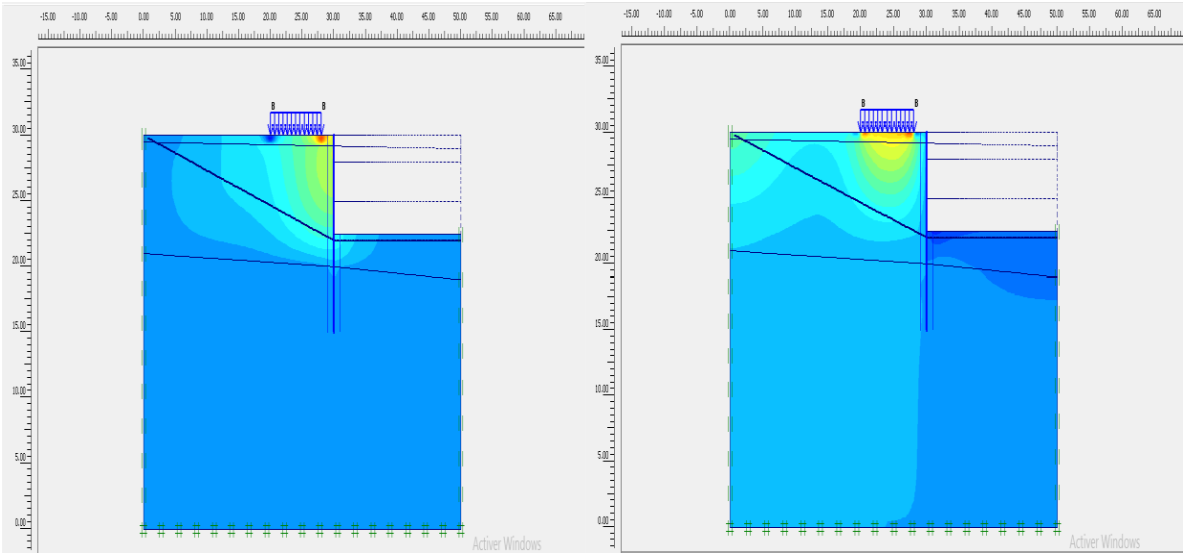



Figure 5.64 le déplacement horizontal et vertical.

- le déplacement total de paroi moulée LT : $16.67*10^{-3}$ m.

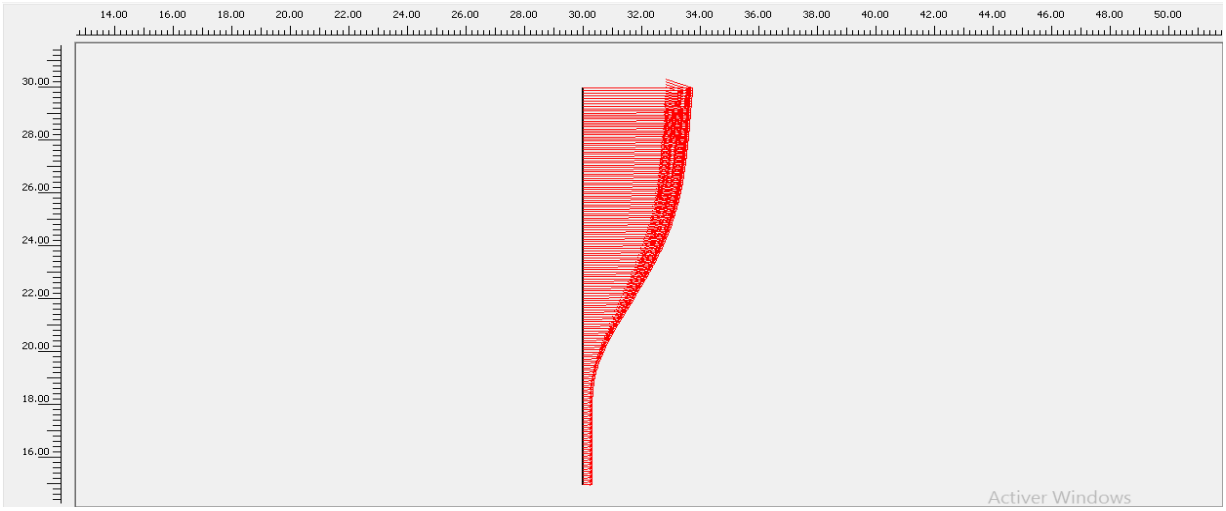



Figure 5.65 le déplacement total de paroi moulée.

- Le déplacement horizontal : $16.67*10^{-3}$m et le déplacement vertical : $69.94*10^{-6}$m.

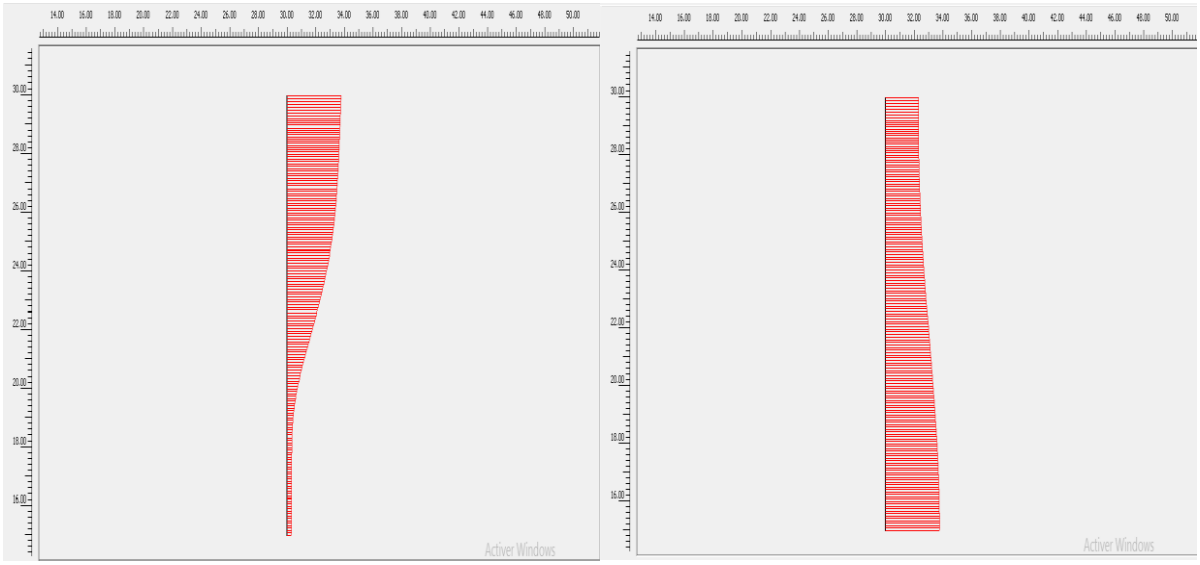



Figure 5.66 le déplacement horizontal et vertical de paroi moulée.

- La Force axial : -133.13 KN/m

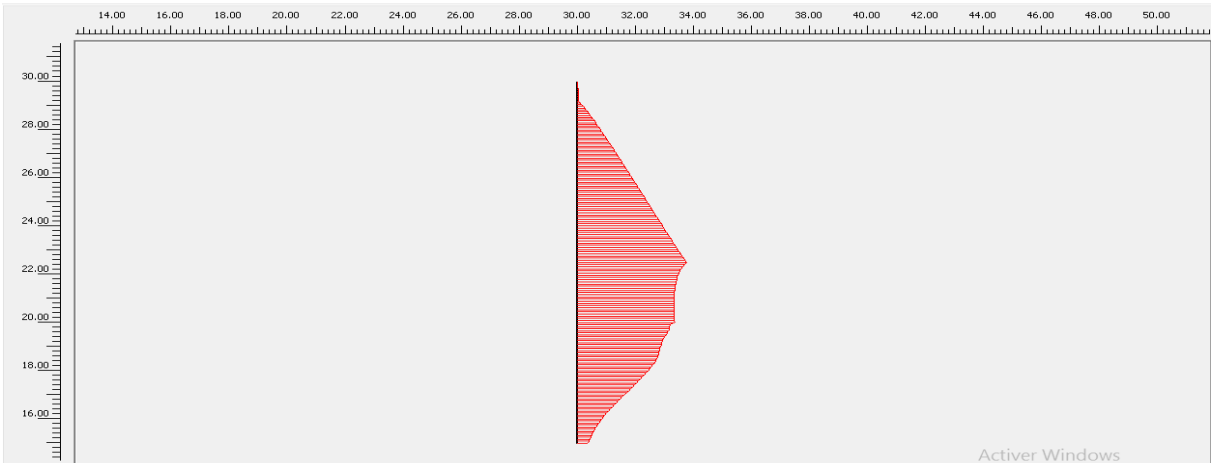



Figure 5.67 La force axial.

- Le moment de cisaillement : -28.kN/m et le moment flexion : 147.00 KNm/m.

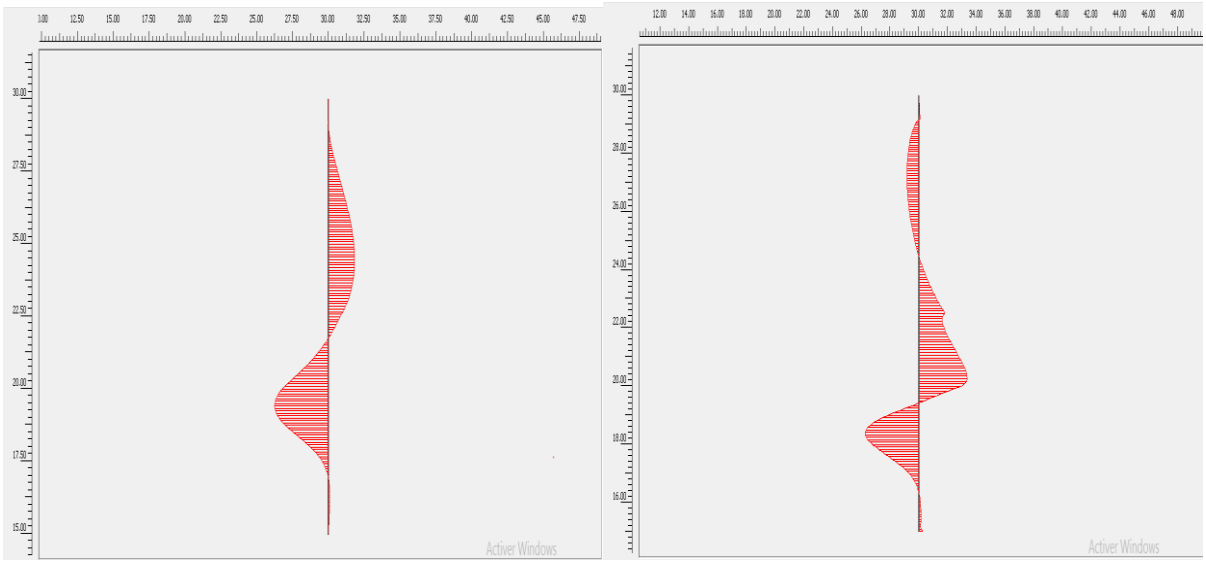



Figure 5.68 le moment de cisaillement et moment flexion.

## V-4/Conclusion :

Après avoir effectué le renforcement du sol en utilisant les trois types de blindages par logiciel plaxis 2D nous avons obtenu des coefficients de sécurité supérieurs à 1.3 à court terme et supérieurs à 1.5 à long terme dans chaque cas. Ainsi, la stabilisation du sol a été atteinte. Il convient désormais d'évaluer l'aspect économique du projet.

# CHAPITRE VI :

# Estimation économique du projet

## VI- 1/Introduction :

Notre étude ne se cantonnera pas exclusivement aux résultats techniques obtenus ; elle sera approfondie par l'intégration d'une analyse économique. L'évaluation économique constitue une étape fondamentale dans l'étude d'un projet, permettant d'estimer les coûts et le budget nécessaires à sa réalisation.

## VI-2/ Calcul de la quantité des matériaux

Tableau 6.1 Quantité des matériaux utilisés.

| blindage | Poids ou d'acier | Volume du béton ($m^3$) | Forage (ml) |
|---|---|---|---|
| Pieux de d=0,8m | 913.223t | 304.16 | 1838 |
| Palplanches U | 2240.094t | 285.15 | 723.279 |
| Paroi moulée | 3724.5375t | 477.75 | 1188.75 |

## VI-3/Calcul des prix

Tableau 6.2 Cout total du projet pour les blindages.

| éléments | Les prix unitaires | Prix total |
|---|---|---|
| Les pieux | 75000 DA/ml | 7500000DA |
| Les palplanches | 13170 DA/$m^2$l | 15655837.5DA |
| Paroi moulée | 14650 DA/$m^2$l | 17415187DA |

**Commentaire :**

D'après l'estimation économique faite, on remarque que le cout d'exécution des palplanches et paroi moulée ne diffère pas trop de celui des pieux de 0,8m.

# CONCLUSION GENERALE

## Conclusion générale :

Permet de visualiser de risque d'instabilité à proximité de bâtiment existant pour éventuel travaux d'excavation de 8 m de profondeur. Les analyses de stabilité sont été réalisées à l'état court terme et long terme.

La méthodologie utilisée dans ce travail a été de mener une étude géotechnique, géologique, hydrologique et topographique du site pour comprendre la composition des paramètres physique de la zone.

La présence de nappe phréatique a été détectée au début de la profondeur de la terre.

Cet étude a été analyse par calcul numérique basé sur la méthode de Bishop sur logiciel Talren et une véritable analyse numérique basée sur la méthode de Mohr-coulomb sur la logique de Plaxis2D, qui nous permet d'observer la réalité du facteur de sécurité (Fs) dans l'état de court terme et long terme.

Le processus de renforcement a consisté à soutenir le sol avec pieux sécant ou palplanche ou paroi moulée. Les renforts sont analysés numériquement à l'aide du programme Plaxis 2D pour comparer les résultats obtenus par ces trois techniques et s'assurer de la fiabilité de ce renfort.

Dans le cadre de ce travail, il s'agit d'une évaluation techno-économique réalisée pour les trios solution proposés.

D'après les résultats obtenus, on choisit des pieux sécants d'un diamètre de 0,8 m pour assurer la stabilisation et l'aspect technique et économique de note projet.

# Bibliographie


[1] PROFRACTAL (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de soutènement., 2000.

[2] «https://fr.wikipedia.org/wiki/Blindage_(construction),» [En ligne].

[3] «https://construction-maison.ooreka.fr/astuce/voir/624017/blindage,» [En ligne].

[4] «http://forum-btp.blogspot.com/2014/06/les-pieux.html,» [En ligne].

[5] «https://info-pieux.com/histoire-du-pieu/,» [En ligne].

[6] «] https://www.ffgb.be/fr/techniques/pieux/pieux-battus/pieu-battu-tube,» [En ligne].

[7] «https://www.ffgb.be/fr/techniques/pieux/pieux-battus/pieu-battu-moule-dans-le-sol-sur-plaque#:~:text=Le%20pieu%20battu%20moul%C3%A9%20dans,bas%20par%20une%20plaque%20perdue,» [En ligne].

[8] «https://www.keller-france.com/expertise/techniques/pieux-fores-tubes,» [En ligne].

[9] «https://www.m-habitat.fr/terrassement-et-fondation/fouilles-et-fondations/les-micropieux-pour-fondation-d-une-maison-3576_A,» [En ligne].

[10] «https://fr.wikipedia.org/wiki/Mur_de_sout%C3%A8nement,» [En ligne].

[11] U. d. S. e. d. l. T. d. -M. B.-F. d. e. d. G. C. D. d. G. Civil, «polycopié de mur soutènement théorie et application».

[12] D. d. G. C. Université de Djelfa, « polycopié de mur soutènement chapitre 01,» p. chapitre 01.

[13] D. d. G. C. Université de Mila, «polycopié de Les rideaux de palplanches chapitre 3,» p. chapitre 3.

[14] «https://public.iutenligne.net/genie-civil/geotechnique/fauqueux/palplanches/co/Palplanches_15.html,» [En ligne].

[15] H. Z. e. D. Mohamed, «Mémoire pour l'obtention du master en genie civil Thème ANALYSE ET CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TALUS,» Université de Tlemcen, Jeudi 27 Juin 2019, p. 47.

[16] K. M'ZOUGHEM et W. CHENAFA, «« Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif) »,» chez *Mémoire de fin d'études, diplôme d'Ingénieur d'Etat en Géologie ;*

*Option : Géologie de l'ingénieur ;*, université de Sétif, 2006.

[17] A. Roza et H. Nesrine, «« Etude de stabilité des talus des gradins Cas : la mine du Phosphate de Djebel Onk(Tebessa) »,» chez *mémoire de fin d'études ; Option : exploitation des mines*, Département des mines ; Faculté des Sciences de la terre ; univérsité de Annaba.

[18] M. R. F. M. M. Sazzad, «In: Proceedings of the 3rd International Conference on Civil Engineering for Sustainable Development (ICCESD),,» chez *Effects of water-level variation on the stability of slope by LEM and FEM. In*, 2016, pp. 953-959.

[19] Y. BOUHADAD, «Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique évaluation de l'aléa et exemples en Algérie,» chez *Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux*, université de Guelma,, 15-16 novembre, 2005.

[20] T. B. A. Amarouche., «Etude géotechnique de la stabilité des talus cas de la carrière de Meftah w Blida,» chez *Mémoire de Master en Mines et Géologie*, Université de Abderrahmane mira - Bejaia, 2015, p. 118.

[21] H. Domi., «Étude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes (application au cas du talus aménagé de sidi Ahmed à Bejaia),» chez *Mémoire de Master en Génie Civil*, Université Mohamed Boudiaf, Msila, 2016, p. 52.

[22] J.-L. DURVILLE, «stabilité des pentes,» chez *glissement en terrain meuble*, 2008, p. 12.

[23] B. OMAR, «thèse de doctorat en génie civil.,» chez *Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations*, 2013.

[24] B. A. AMAROUCHE Tassadit, «Etude géotechnique de la stabilité des talus cas de la carrière de Meftah .w .Blida,» chez *Mémoire de Master En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Mines et Géologie*, UNIVERSITE ABDERAHMANE MIRA - BEJAIA, 27 /06 /2015, p. 23.

[25] M. KHEMISSA, «METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE ET TECHNIQUES DE STABILISATION DES PENTES,» chez *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, Lyon (France), 2006.

[26] G. M. A. e. B. Hadjer, «Analyse numérique de la stabilité des talus sous l'action des pluies en conditions saturées (S) et non saturées (U),» chez *MEMOIRE Présenté pour l'obtention du diplôme de Master Académique en genie civil*, Université Larbi Tébessi – Tébessa –, 13 / 06 / 2021, pp. 13-14-15.

[27] L. W. A. e. A. 2002, «"Slope stability and stabilization methods",» USA.

[28] «Rapport GEOTECHNIQUE,EXTENSION USINE PHARMACEUTIQUE , RAHMANIA, ALGER,»

] 09/08/2014.

[29 ] M. Massinissa, Écrivain, *Mémoire .Etude de la stabilité du glissement de terrain de Tala Alem par pieux.* [Performance]. Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté du génie de la construction Département de génie civil, 08/10/2013 .

[30 ] «] https://www.be-gph.fr/blog/115-le-radier-un-systeme-de-fondation-avec-beaucoup-de-prejuges.html,» [En ligne].

[31 ] H. Trocmé, « « Le pont de Brooklyn et le rêve américain »,» o6.1984, p. pp 34 à 41.

[32 ] Z. F. Z. /. O. n. F. z. /. S. /. N. /. Hajar, «Le Radier Général, ses types,» chez *Faculté Des Sciences et Techniques de Tanger*.