

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
L'Université d'Echahid Mohamed Lakhdar Ammara d'El Oued  
Faculté de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



Mémoire de Fin d'Études  
En vue de l'obtention du diplôme de  
**MASTER ACADEMIQUE**

**Thème**

**Étude numérique de la stabilité des  
ouvrages de soutènement**

<b>Encadré par :</b> ❖ Dr. FARIK Ali <b>Co- encadreur :</b> Dr. ZERGUINE Salah	<b>Présenté et soutenu par :</b> ❖ BEDDA Lamya ❖ BENKADI Otmane ❖ MACHANA Adel Abdelhakim ❖ MELIK Maroua
---	--

Soutenu le 14/06/2022. Devant le jury composé de:

Dr. Kaab Mohamed zohair. Président

Dr. Aouadj abdefatah. Examineur

Année universitaire : 2021\_ 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

﴿ رَبَّنَا لَا تُؤَاخِذْنَا إِنْ نَسِينَا أَوْ أَخْطَأْنَا رَبَّنَا وَلَا تَحْمِلْ عَلَيْنَا إصْرًا كَمَا حَمَلْتَهُ  
عَلَى الَّذِينَ مِنْ قَبْلِنَا رَبَّنَا وَلَا تُحَمِّلْنَا مَا لَا طَاقَةَ لَنَا بِهِ وَاعْفُ عَنَّا وَارْحَمْنَا أَنْتَ  
وَارْحَمْنَا أَنْتَ مَوْلَانَا فَانصُرْنَا عَلَى الْقَوْمِ الْكَافِرِينَ ﴾ سورة البقرة : الآية 286 .

" صدق الله العظيم "

## Remerciements

Nous remercions initialement Allah de nous avoir donné du courage et de patience pour arriver à terminer ce modeste travail.

Tous nos remerciements et nos appréciations à nos chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour notre réussite.

Nous remercions **Dr. FARIK Ali, et Dr. ZERGUINE Salah** notre encadreur, non pas par simple courtoise mais pour ses précieux conseils et son orientation qui a permis de mener à terminer ce travail.

Nous remercions également les membres du jury de nous avoir fait l'honneur de rédiger notre travail et de nous faire part de leurs appréciations instructives.

Nos vifs remerciements s'adressent à tous nos professeurs et collègues du département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'université d'Eloued, notamment **Kaab Mohamed Zouhir et Aouedj Abed-El-Fettah**

En fin, nous remercions tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail de près ou de loin.

## Résumé

La réalisation des excavations dans les zones urbaines suppose l'utilisation des structures de soutènement afin de protéger les constructions existantes avoisinantes, ces structures sont souvent utilisées en génie civil ; le calcul et le dimensionnement ne sont pas simples ; les interactions entre le sol, la paroi et les structures avoisinantes étant importantes, ainsi leur prise en compte étant difficile.

L'objet du présent travail porte sur la modélisation numérique et l'analyse de la stabilité d'une paroi de pieux en béton armé fichée dans le sable par la méthode numérique aux éléments finis en utilisant deux logiciels Plaxis 2D-v8.5 et plaxis 3D-v2013 .

L'analyse s'applique à un cas réel d'un rideau de pieux de soutènement réalisé pour le soutènement d'excavation lors de la réalisation d'une trémie au niveau du carrefour TIKSEBET, de la rentrée du côté nord de la ville d'El oued (Algérie).

L'influence du modèle de comportement du sol, la remonté de la nappe phréatique, la longueur de la fiche sur le déplacement horizontal, le coefficient de sécurité et la comparaison entre les résultats de la modélisation bidimensionnelle (2D) et tridimensionnelle (3D) ont été mis en évidence dans cette étude numérique.

**Mots clés:** soutènement, modélisation numérique, excavation, stabilité, pieu, comportement.

## ABSTRACT

Urban excavations require the use of retroactive structures to protect existing adjacent buildings. These structures are often used in civil engineering ; Calculation and determination of the dimensions of these structures are not easy, interactions between soil, wall and adjacent structures are important, and therefore taking them into account is difficult.

The objectif of this work relates to numerical modeling and the analysis of the stability of a barrier-type wall of pigments completed with reinforced concrete installed in sand soil using the limited element method using two programs: Plaxis 2D- v8.5 and Plaxis 3D- v2013.

The analysis applies to a real situation, and it concerns a wall formed from a barrier of pilgrims to support drilling during the completion of an underpass at the crossroads of TIKSEBET, at the north of Eloued city (Algeria).

The impact of the soil behaviour model, water level rise and peg length on horizontal deformation, safety coefficients, and comparison of 2D and 3D modelling results highlighted in this numerical study.

**Keywords:** retaining, numerical modeling, excavation, stability, pile, behavior.

تتطلب الحفريات في المناطق الحضرية استخدام الهياكل الاستنادية لحماية المباني المجاورة. غالباً ما تستخدم هذه الهياكل في مجال الهندسة المدنية ؛ إلا أن الحساب و تحديد أبعاد هذه الهياكل ليسا بسيطين ؛ حيث تعتبر التفاعلات بين التربة و الجدار و الهياكل المجاورة مهمة، و بالتالي يكون أخذها في الاعتبار أمراً صعباً. يتعلق الهدف من هذا العمل بالنمذجة الرقمية و تحليل ثبات جدار مشكل من حاجز من الخوازيق المنجزة بالخرسانة المسلحة مثبتة في تربة رملية باستعمال طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامجين: البلاكسيس ثنائي الأبعاد (Plaxis 2D- v8.5) و البلاكسيس ثلاثي الأبعاد (Plaxis 3D- v2013). ينطبق التحليل على حالة حقيقية، و يتعلق الأمر بجدار مشكل من حاجز من الخوازيق لدعم الحفر أثناء إنجاز ممر سفلي على مفترق طرق تكسبت، بالمدخل الشمالي لمدينة الوادي (الجزائر). إن تأثير نموذج سلوك التربة، ارتفاع منسوب المياه و طول التود، على التشوه الأفقي، معامل الأمان و المقارنة بين نتائج النمذجة ثنائية الأبعاد (2D) و ثلاثية الأبعاد (3D) تم أخذها بعين الاعتبار في هذه الدراسة العددية. **الكلمات المفتاحية:** الإسناد، النمذجة الرقمية، الحفر، الاستقرار، الخازوق، السلوك.

**Table des matières**

Remerciements	I
Résumé	II
ABSTRACT	III
ملخص	IV
Table des matières	V
Liste des figures	VII
Liste des tableaux	XI
Introduction générale	1
<b>Chapitre 1 : Généralité sur les ouvrages de soutènement</b>	
1.1.Introduction	4
1.2.Définition des ouvrages de soutènement	4
1.3.Différents types des ouvrages de soutènement	5
1.3.1.Ouvrage de soutènement gravitaires	5
1.3.2.Ouvrage de soutènement en gabions	6
1.3.3.Ouvrage de soutènement en porte-à-faux	6
1.3.4.Soutènement par pieux	7
1.3.5 Soutènement par paroi moulée	8
1.4.Types de sols	11
1.4.1. Types de sol et propriétés	11
1.4.2. Différence entre un sol léger et un sol lourd	12
1.4.3. Propriété physiques du sol	12
1.5.Eléments de renforcement	12
1.5.1. Introduction	12
1.5.2. Renforcement de sol	12
1.6. Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement	14
1.7. Conclusion	14
<b>Chapitre 2 :Méthodes de calcul de la stabilité des ouvrages de soutènement</b>	
2.1. Introduction :	16
2.1.1.Méthodes de calcul des poussées et des butées des terres	16
2.1.2.Méthode de Coulomb :	19
Calcul de la force de poussée :	19
2.1.3.Méthode de Rankine	21
2.1.4.Méthode de Boussinesq (1882) :	22
2.2.Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur	23
2.3.Dimensionnement des ouvrages de soutènement	23
2.4.Modes de rupture des ouvrages de soutènement	24
2.5.Justification de la stabilité	24
2.5.1.Stabilité interne:	25
2.5.2.Stabilité externe:	25
2.6.Méthodes de calcul des écrans de soutènement	27
2.6.1.Les méthodes classiques:	28

Table des matières

2.6.1.1. Les avantages des méthodes de calcul classiques :	29
2.6.1.2. Les inconvénients des méthodes de calcul classiques :	29
2.6.2. La méthode du coefficient de réaction	29
2.6.2.1. Les avantages de la méthode du coefficient de réaction :	31
2.6.2.2. Les inconvénients de la méthode du coefficient de réaction :	32
2.6.3. La méthode des numériques :	32
2.6.3.1. Méthode des différences finies	32
2.6.3.2. La méthode aux éléments finis	32
2.7. Conclusion	33
<b>Chapitre 3 : Présentation de l'outil de simulation numérique</b>	
3.1. Introduction :	35
3.2. La méthode d'éléments finis en géotechniques :	35
3.3. Présentation de PLAXIS :	35
3.4. PLAXIS 3D :	39
3.4.1. Aperçu sur le code Plaxis 3D	40
3.5. Le modèle de comportements qu'on utilisé dans PLAXIS 2D et 3D	49
3.6. CONCLUSION	51
<b>Chapitre 4: Etude de cas</b>	
4.1. Introduction :	53
4.2. Présentation de cas étudié:	53
4.2.1. Descriptif du projet :	53
4.2.2. Caractéristique techniques :	54
4.3. Simulation numérique de l'ouvrage (modèle de référence):	58
4.3.1. Géométrie :	58
4.3.2. Caractéristiques des matériaux :	58
4.3.3. Processus d'excavation et méthodologie de modélisation :	60
4.3.4. Génération du maillage:	62
4.3.5. Les résultats	63
4.3. Etude paramétrique :	69
4.3.1. L'effet du choix du modèle de comportement de sol	69
4.3.2. L'effet de la nappe phréatique :	70
4.3.3. Effet de la longueur de la fiche	73
4.3.4. Comparaison entre la modélisation en 2D et en 3D	74
4.4. Conclusion:	80
Conclusion générale	82
Références bibliographiques	84

Liste des figures

Figure	Nom de figure	Page
Figure 1.1	Exemples des ouvrages de soutènement	3
Figure 1.2	Type d'un mur gravitaire	4
Figure 1.3	Mur en gabions	4
Figure 1.4	Soutènement par pieux espacés	5
Figure 1.5	Soutènement par pieux sécants	6
Figure 1.6	Exmple d'un soutènement par pieux	7
Figure 1.7	Soutènement par paroi moulée	7
Figure 1.8	Différents types de géosynthétiques	12
Figure 2.1	Etat de poussée et butée	15
Figure 2.2	Cercle de Mohr pour un état d'équilibre limite	16
Figure 2.3	Cercles de Mohr correspondant aux différents états d'équilibre	16
Figure 2.4	Plan de rupture pour un état de poussée	17
Figure 2.5	Coin rigide de Coulomb pour un état de poussée	18
Figure 2.6	Force de poussée agissant sur un mur de soutènement	19
Figure 2.7	Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de mur	23
Figure 2.8	Rupture du mur par grand glissement	23
Figure 2.9	Rupture du mur par poinçonnement	24
Figure 2.10	Rupture par glissement sur la base du mur	24
Figure 2.11	Rupture du mur par renversement	25
Figure 2.12	Evaluation de la stabilité d'un mur de soutènement en béton armé	25
Figure 2.13	Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction	28
Figure 3.1	Organigramme du code Plaxis	35
Figure 3.2	Fenêtre principale du programme Input	35
Figure 3.3	Barres d'outils	37
Figure 3.4	Boite de dialogue de sélection rapide	38
Figure 3.5	Onglet ; Projet de la fenêtre ; Propriétés du projet	39
Figure 3.6	Onglet; modèle de la fenêtre des propriétés du projet	40
Figure 3.7	Fenêtre de Modification des couches de sol	41
Figure 3.8	Fenêtre de matériaux	42
Figure 3.9	Onglet du type de sol et des interfaces	42
Figure 3.10	Onglet des paramètres de d'ensemble du type de sol et interfaces	43
Figure 3.11	Option créer un déplacement ligne dans le menu déplacement imposé	44
Figure 3.12	Déplacement prescrit dans l'explorateur de sélection	45
Figure 3.13	Fenêtre des options de maillage généré	46
Figure 3.14	Maillage généré dans la fenêtre sortie	46
Figure 3.15	Phases explorer	47
Figure 3.16	Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire	47
Figure 3.17	Définition du module à 50 % de la rupture (modèle de Mohr-Coulomb)	48
Figure 3.18	Représentation de la relation hyperbolique géant l'écrouissage du modèle HSM	48
Figure 4.1	Localisation de l'ouvrage	52

Liste des figures

Figure 4.2	Pieux de l'ouvrage	54
Figure 4.3	Machine foreuse	54
Figure 4.4	Vue de l'ouvrage en cours de la réalisation	55
Figure 4.5	(a) coupe en travers de la section étudié, (b) diamètre du pieu	55
Figure 4.6	Modèle numérique adopté pour l'ouvrage réel (2D)	56
Figure 4.7	Modélisation de la 1ère phase	58
Figure 4.8	Modélisation de la 2ème phase	59
Figure 4.9	Modélisation de la 3ème phase	59
Figure 4.10	Modélisation de la 3ème phase	60
Figure 4.11	Représentation du maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS 2D	60
Figure 4.12	Déformation du maillage à la fin de la phase4 (plaxis 2D)	61
Figure 4.13	Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis2D (phase1)	61
Figure 4.14	Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis2D (phase2)	62
Figure 4.15	Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis2D (phase3)	62
Figure 4.16	Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis2D (phase4)	63
Figure 4.17	Déplacements totaux maximaux de l'écran de soutènement en fonction des phases d'excavation calculés avec plaxis2D	64
Figure 4.18	Déplacements horizontaux maximaux de l'écran de soutènement en fonction des phases d'excavation calculés avec plaxis2D	64
Figure 4.19	Déplacements horizontaux de l'écran de soutènement en fonction de la profondeur de pieu calculés avec plaxis2D	65
Figure 4.20	Schéma représentant les pressions latérales calculées avec plaxis2D (phase4)	66
Figure 4.21	Facteur de sécurité pour toutes les phases d'excavation calculé avec plaxis2D	66
Figure 4.22	Variation de facteur de sécurité en fonction des phases d'excavation calculé avec plaxis2D	67
Figure 4.23	Position de la nappe pour le cas 2 (-7m)	69
Figure 4.24	Variation de facteur de sécurité en fonction de la position de la nappe phréatique pour toutes les phases d'excavation	69
Figure 4.25	Déformation du maillage à la fin de la phase4 (cas 2)	70
Figure 4.26	Déformation du maillage à la fin de la phase4 (cas 3)	70
Figure 4.27	Déformation du maillage à la fin de la phase4 (pour une fiche de 8m)	71
Figure 4.28	Déformation du maillage à la fin de la phase 4 (pour une fiche de 18m)	71
Figure 4.29	Variation de facteur de sécurité en fonction de longueur de la fiche calculé avec plaxis2D	72
Figure 4.30	Représentation du maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS 3D	73
Figure 4.31	Modélisation de la 1ère phase	73
Figure 4.32	Modélisation de la 2ème phase	74
Figure 4.33	Modélisation de la 3ème phase	74
Figure 4.34	Modélisation de la 4ème phase	75
Figure 4.35	Déformation du maillage à la fin de la phase4 (plaxis 3D)	75

Liste des figures

Figure 4.36	Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis3D (phase4)	76
Figure 4.37	Schéma représentant les déplacements verticaux calculés avec plaxis3D (phase4)	76
Figure 4.38	Schéma représentant les pressions latérales calculées avec plaxis3D (phase4)	77

Liste des tableaux

<b>Tableau</b>	<b>Titre de tableau</b>	<b>page</b>
Table 1.1	Types de sols	9
Table 1.2	Tableau géométries [11]	11
Tableau 3.1	Propriétés matérielles de la couche de sable	44
Tableau 4.1	Propriétés géomécaniques du sol (modèle HSM)	57
Tableau 4.2	Propriétés géomécaniques des pieux	57
Tableau 4.3	Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis pour toutes les d'excavation	63
Tableau 4.4	Variation de facteur de sécurité en fonction des phases d'excavation	67
Tableau 4.5	Propriétés géomécaniques du sol (modèle MC)	68
Tableau 4.6	Comparaison entre les résultats de l'analyse par les deux modèles de comportement (HSM et MC) (phase4)	68
Tableau 4.7	Variation de facteur de sécurité en fonction de la position de la nappe phréatique pour toutes les phases d'excavation	69
Tableau 4.8	Comparaison entre les résultats de l'analyse par les différents cas de position de la nappe	70
Tableau 4.9	Variation de facteur de sécurité en fonction de longueur de la fiche	72
Tableau4.10	Comparaison entre les résultats de l'analyse par les deux modèles (2D et 3D) (phase4)	77

# *Introduction générale*

## Introduction générale

L'ingénierie fait partie de la vie depuis les débuts de l'existence humaine. La première pratique du génie civil a eu lieu entre 4000 et 2000 avant JC dans l'Égypte ancienne et la civilisation de la vallée de l'Indus et la Mésopotamie (ancien Irak) lorsque les humains ont commencé à abandonner la présence des Bédouins, créant un besoin de construire des abris. Les humains utilisaient le sol comme matériau de construction pour les bâtiments, les fondations des bâtiments, à des fins d'irrigation et pour les lieux de sépulture. Les premières activités d'irrigation et de contrôle des inondations étaient liées. Au fur et à mesure que les villes se développaient, des structures ont été érigées soutenues par des fondations formelles. Cependant, aucune base théorique pour la conception du sol n'a été développée et la discipline était plus un art qu'une science. S'appuyant sur l'expérience antérieure et provoquant de nombreux problèmes d'ingénierie liés aux fondations, comme la tour penchée de Pise, les scientifiques commencent à adopter une approche plus scientifique pour examiner ce qui se cache sous la surface. Les premiers développements se sont produits dans le développement des théories de la pression au sol pour la construction de murs de soutènement, une idée connue plus tard sous le nom d'angle de stabilité du sol. Un système primitif de classification des sols a été développé sur la base du poids unitaire du matériau. Un mur de soutènement est une structure qui bloque le sol. Les murs de soutènement stabilisent le sol et la roche contre le mouvement de la pente ou l'érosion et fournissent un support pour les changements de gradient verticaux ou presque verticaux. Les barrages souterrains et les digues, structures qui empêchent l'eau d'entrer, sont aussi parfois considérés comme des murs de soutènement. Cependant, il prend plus de place à la surface de la terre. L'enfouissement présente peu d'avantages (la solution souterraine est aussi la meilleure solution d'un point de vue purement urbain) mais apporte aussi son lot d'inconvénients sans parler des techniques de production, qui génèrent un surcoût net, qu'il faut aussi prendre en compte d'autres aspects comme la sécurité, l'entretien et la qualité de vie. Ainsi la présentation des différents effets liés à la construction souterraine des banlieues donne souvent du fil à retordre aux ingénieurs car la tâche est périlleuse et périlleuse. Les aléas qui en découlent sont bien connus : glissements de terrain, décharges, inondations de chantiers, etc. L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes principaux d'une part, il est nécessaire de maintenir la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuelles Les accidents pour assurer la réussite des travaux, en revanche, il faut maîtriser les déformations du massif environnant.

Le système de soutènement d'excavations doit faire face à deux principaux défis à savoir respecter les exigences du projet en termes de limitation des impacts sur les avoisinants et optimiser le dimensionnement pour une meilleure efficacité financière. Par conséquent, il s'avère indispensable de se donner les moyens de modéliser le soutènement le plus fidèlement possible afin de prédire son comportement avec justesse.

Le présent travail a pour objectif d'étudier numériquement la stabilité d'un rideau de pieux de soutènement réalisé afin d'empêcher l'éboulement du sable à la phase d'excavation lors de la réalisation d'une trémie au niveau du carrefour de TIKSEBET situé à la rentrée du côté nord de la ville d'El oued (Algérie).

Cet ouvrage est étudié par l'utilisation de deux codes de calcul performants en éléments finis Plaxis2D (version 8.6) et Plaxis3D (version 2013). Ces deux logiciels permettent de modéliser n'importe quelle structure de soutènement en étudiant plusieurs paramètres influant sur son comportement.

**Plan de travail :**

Ce mémoire est composé par deux parties, la première partie « synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènements » est constituée par 02 chapitres :

- **Chapitre I:** Généralités sur les ouvrages de soutènement comporte des généralités sur les ouvrages de soutènement et les différents types selon leur mode de fonction avec des notions des types des sols.
- **Chapitre II:** Méthodes de calcul de la stabilité des ouvrages de soutènement, ce chapitre portant des informations sur les méthodes de calcul des poussées et des butées avec des notions sur le principe et le dimensionnement des écrans de soutènement.

La seconde partie « Modélisation numérique » est constituée par 02 chapitres:

- **Chapitre III:** comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (PLAXIS 2D et PLAXIS 3D) nécessaires pour la modélisation des écrans de soutènement.
- **Chapitre IV:** sera consacré à l'étude et la modélisation numérique d'un rideau de pieux de soutènement. Il comporte la présentation de la simulation numérique de notre cas réel étudié et les diverses phases de calculs.

Ce chapitre présente aussi une étude paramétrique sur l'influence de plusieurs paramètres, comme le modèle de comportement de sol, la remontée de la nappe phréatique, longueur de la fiche et la comparaison entre modélisation bidimensionnelle (2D) et tridimensionnelle (3D) sur le déplacement horizontal, Pressions latérales sur l'écran de soutènement et le Coefficient de sécurité.

## **Chapitre 1 :**

**Généralité sur les ouvrages de soutènement.**

## 1.1. Introduction

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est à dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval. Il en existe une grande variété caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les deux grandes familles d'ouvrages de soutènement sont les murs et les écrans. Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage. L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements. Ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'Art (ponts, ...) restent cependant délicats et demandent un soin particulier de puis la conception jusqu'à la réalisation du projet.

## 1.2. Définition des ouvrages de soutènement

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 conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé la retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain. Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural) [1].

### 1.3. Différents types des ouvrages de soutènement

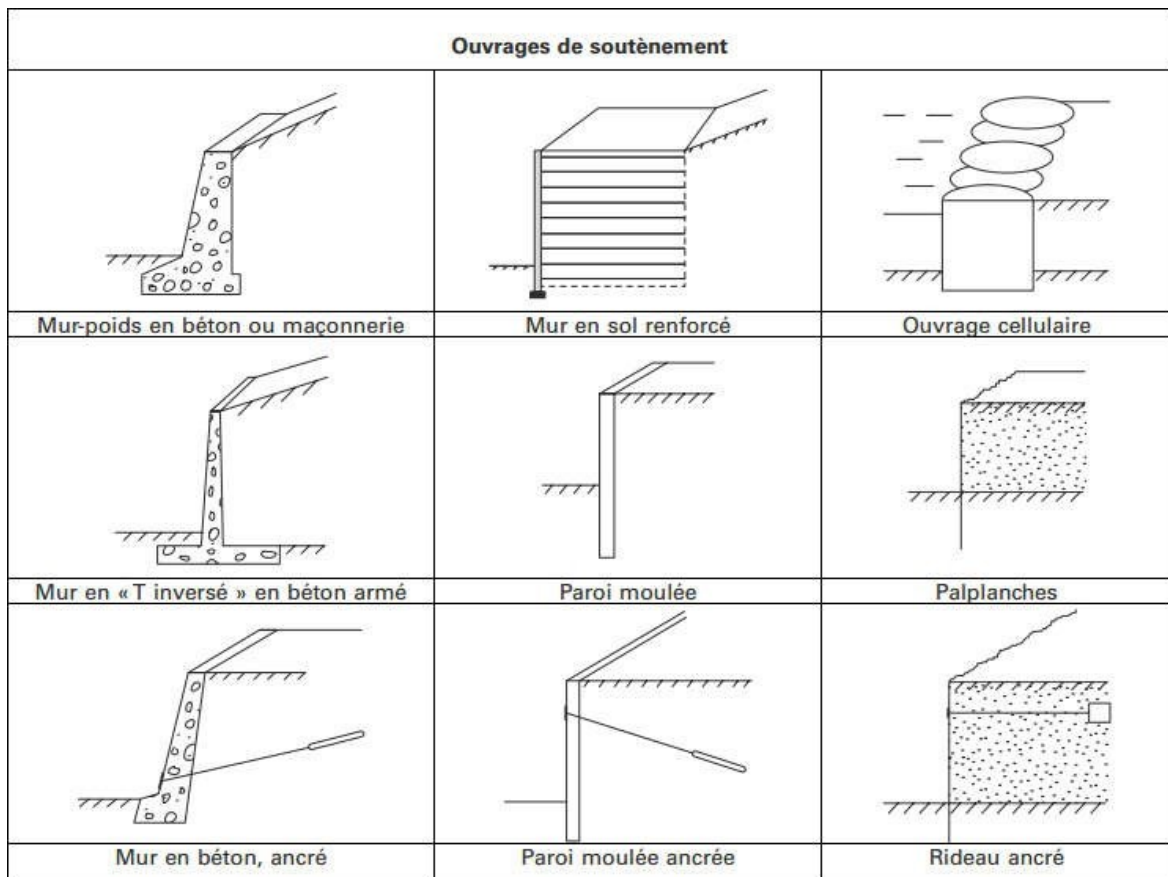


Figure 0.1 : Exemples des ouvrages de soutènement

#### 1.3.1. Ouvrage de soutènement gravitaires

Le mur porteur gravitaire repose sur son propre poids uniquement pour résister à la pression latérale du sol [3].

- En général, le mur de soutènement gravitaire est volumineux où il nécessite un poids considérable pour reprendre l'action de la pression latérale du sol.
- Il peut être construit à partir de différents matériaux tels que des éléments en béton, de la pierre et des briques.

Il est économique pour une hauteur allant jusqu'à 3 mètres.

- La largeur supérieure des murs en briques et les murs en béton ne doivent pas être inférieurs à 60 cm et 45 cm respectivement.
- La largeur inférieure des murs varie avec la hauteur.
- Le drainage dans le matériau retenu se fait en prévoyant une zone de 50 à 75 mm carrés tous les 2 mètres horizontalement et verticalement.

Aussi Crib RW et Gabion RW sont également un type de mur de soutènement gravitaire.

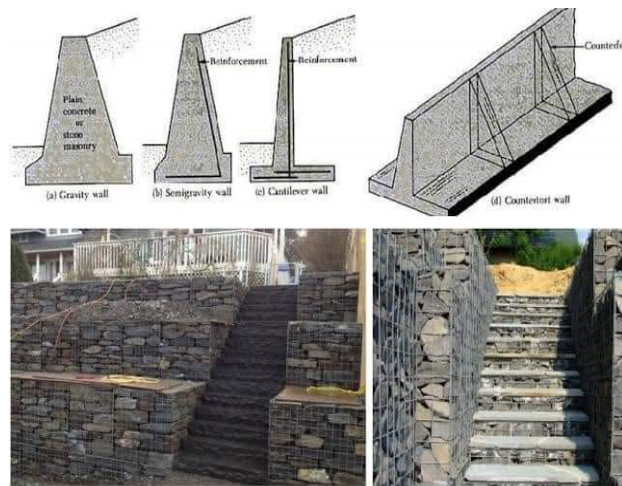


Figure 1.2 : Type d'un mur gravitaire

### 1.3.2. Ouvrage de soutènement en gabions

- Les murs de soutènement en gabions sont des caissons grillagés rectangulaires à plusieurs cellules, remplis de roches ou d'autres matériaux appropriés.
- Ils sont utilisés pour la construction de structures de contrôle de l'érosion.
- Ils sont également utilisés pour stabiliser les pentes abruptes [3].



Figure 0.3 : Mur en gabions

### 1.3.3. Ouvrage de soutènement en porte-à-faux

- Le mur de soutènement en porte-à-faux se compose d'une dalle de tige et d'une base. Ceux-ci sont en béton armé, en béton préfabriqué ou en béton précontraint.
- Il est considéré le type le plus couramment utilisé comme mur de soutènement. Ce type de mur est construit sur site ou hors site en l'usine, c'est-à-dire préfabriquée.
- La partie de la dalle de base sous le matériau de remblai s'appelle le stub, et l'autre partie s'appelle le pied.
- Le porte-à-faux ou mur en porte-à-faux est économique jusqu'à 10 mètres de hauteur.

- Il nécessite une moindre quantité du béton par rapport le mur gravitaire, mais il est conçu et construit avec soin.
- Comme un mur de soutènement gravitaire, le glissement, le renversement et la capacité portante du sol doivent être pris en considération lors de sa conception [3].

### 1.3.4. Soutènement par pieux

Cette technique consiste la mise en place des pieux en béton. Une paroi de pieux est constituée par :

- Des pieux espacés .
- Des pieux tangents.
- Des pieux sécants [4].

#### 1.3.4.1. Pieux espacés

Le soutènement par pieux espacés consiste à assurer l'excavation des pieux qui seront plus ou moins rapprochés de façon a constitué un rideau qui va assurer la stabilité de la fouille. En général, ce sont des pieux de diamètre 40-60 ou 80cm qui sont solidarités par une poutre ou lierne de raidissement qui va servir d'une part à solidariser les pieux entres eux et d'autre part à répartir les efforts horizontaux de poussée et enfin elle permettra de résister aux efforts de poinçonnement dus au tirant éventuel comme indiqué dans la figure [4].



**Figure 0.4 : Soutènement par pieux espacés**

Ces pieux vont être fichés dans le sol, puis on commence l'excavation.

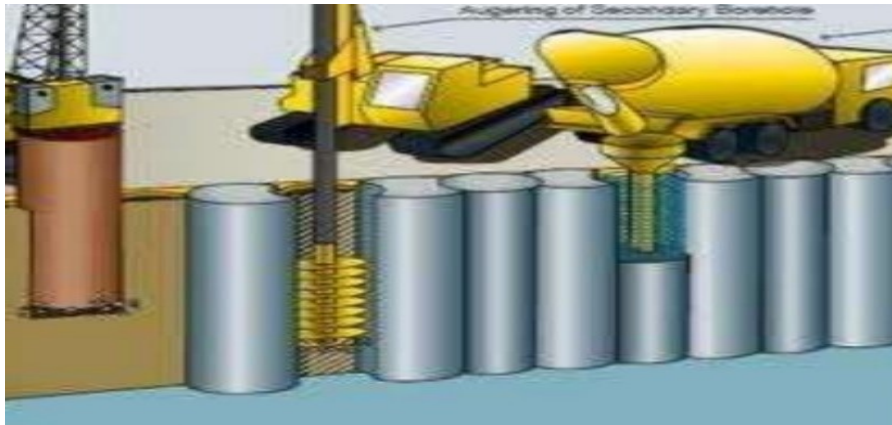
Au fur et à mesure que l'on procède à l'excavation, les pieux vont être lits de tirants ou de butons en fonction de la profondeur de la fouille et de la maintenus soit par des butons soit par de tirants. On peut avoir un ou plusieurs natures du sol, l'espacement des pieux varie en fonction de la nature du sol et de la poussée qui sollicite ces pieux [4].

#### 1.3.4.2. Pieux tangents et les pieux sécants

Les parois de pieux tangents et de pieux sécants sont exécutés dans un ordre bien Les pieux tangents retiennent uniquement les terres déterminés. Tandis que les pieux sécants retiennent non seulement les terres mais freinent aussi le passage de l'eau.

Un soutènement par pieux sécants s'utilise pour le blindage de fouille à côté d'une construction existante, les pieux sont réalisés à partir du niveau actuel le plus proche possible contre le mur existant. Cette technique peut être calculée pour prendre les charges verticales de la construction en fonction des dimensions et du type de fondation de la construction, le déplacement horizontal peut être évité par la réalisation d'ancrages.

Dans la paroi de pieux sécants il n'y a normalement qu'un pieu sur deux qui est armé (Figure 1.5), par contre dans la paroi des pieux tangents tous les pieux sont armés [4].



**Figure 0.5 : Soutènement par pieux sécants**

Ces parois de pieux ne sont jamais considérées comme parois drainantes définitives; pour la rendre étanche à l'eau, une cloison de béton devra être déversée du côté interne de la paroi des pieux de la fondation, en plus, on doit placer des ancrages à travers les pieux pour limiter l'écartement horizontal des têtes de pieux [4].

- ✚ Les avantages de la paroi des pieux espacés, sécants et tangents sont:
  - Le procédé s'adapte aux conditions de sol les plus défavorables.
  - Possibilité d'exécution dans tous les types de sols.
  - Supporte des charges faibles et élevées.
  - Faible nuisances sonores et absence de vibrations.
  - Peut être réalisés près des bâtiments adjacents.
  - Adapté à des chantiers de toutes tailles.
- ✚ Les inconvénients de la paroi des pieux espacés sont:
  - Problèmes liés à l'étanchéité.
- ✚ Les inconvénients de la paroi des pieux sécants et tangents sont:
  - Pendant l'exécution, l'alignement des pieux est difficile à atteindre.
  - Coût d'exécution élevé.
  - Etanchéité entre les joints est difficile à obtenir [4].

### 1.3.5 Soutènement par paroi moulée

On peut réaliser le blindage d'une fouille en réalisant une paroi en béton qui sera moulée dans le sol. Le principe c'est de réaliser dans le sol, suivant un tracé rectiligne ou courbe une tranchée

d'épaisseur constante que l'on va remplir de béton après introduction éventuelle préalable d'armatures. On réalise ainsi une paroi en béton qui sera exécutée avant de procéder à l'excavation de la fouille, sans battage, sans ébranler le sol, sans bruit et sans vibration, donc l'utilisation de cette paroi est intéressante dans un milieu urbain. Ces parois peuvent en général remplir trois fonctions :



**Figure 0.6 : Exemple d'un soutènement par pieux**

- Fonction de soutènement.
- Fonction de portance, c'est-à-dire elles peuvent participer à la structure de l'ouvrage.
- Fonction d'étanchéité en cas de présence d'eau.



**Figure 0.7 : Soutènement par paroi moulée**

De point de vue exécution, on décompose la paroi en un certains nombres de panneaux juxtaposés élémentaires que l'on va exécuter de façon alternées (panneaux impaires et panneaux paires). On commence par la réalisation de l'excavation de la tranchée à l'aide d'une perforatrice, l'épaisseur de la tranchée est obtenue selon la dimension voulue. Une fois que la perforatrice a commencé, elle va se poursuivre sous un fluide de forage qui remplit constamment la tranchée. Ce fluide va compenser la poussée du terrain et il va constituer une boue qui va maintenir les parois verticales en s'opposant à leur convergence, cette boue va également assurer la montée des déblais.

Au fur et à mesure que la perforation se fait, les déblais vont être mis en suspension dans la boue de forage et ils vont être évacués par aspiration dans un tube relié à une pompe. Lorsque l'excavation est terminée, le forage est rempli de boue, on procède à la mise en place des cages d'armatures. On introduit dans l'excavation des tubes plongeurs qui vont servir à l'amenée du béton au fond du forage, comme le béton est plus lourd, il va remplacer la boue qui va remonter au fur et à mesure que le bétonnage se fait. Cette boue de forage va être évacuée vers une installation de recyclage où elle va être recyclée et réutilisée. Enfin, le béton remplit totalement la tranchée et le panneau est terminé.

Une fois que l'on a exécuté la paroi, on va procéder à l'excavation de la fouille afin de pouvoir travailler à l'intérieur du volume ainsi dégagé. Au fur et à mesure qu'on excave, on va mettre en place des butons ou des tirants afin d'assurer la stabilité verticale puisque la paroi va être soumise au poussée latérale.

Quand l'excavation est terminée, on va exécuter les différents dalles et enlever en même temps les butons ou les tirants existants, puisque les planchers dalles vont jouer le rôle des butons et reprendre les effets horizontaux.

✚ Les parois moulées peuvent être appliquées comme :

- Élément de fondation dans le cas de fouilles profondes en zones urbaines.
- Paroi de soutènement et d'étanchéité pour des fouilles importantes et complexes.
- Soutènement d'excavations profondes proches des constructions existantes.
- Projets de tunnels et de parkings en environnement urbain, murs de quai.

✚ Le soutènement par paroi moulée présente les avantages suivants:

- Des grandes profondeurs de parois sont possibles (excavation à grande profondeur).
- Reprise de pression des terres et des eaux, elle protège la fouille contre les venues latérales.
- La méthode s'adapte à différentes situations défavorables dues à l'hydrologie du sol et sa mauvaise qualité.
- Réalisation sans bruit et sans vibration, ce qui signifie la possibilité d'excavation à côté des bâtiments existants.

✚ La paroi moulée présente quelques inconvénients liés à la méthode d'exécution, aux matériaux et à l'étanchéité:

- L'évacuation des déblais pose problème, la descente des matériaux et l'évacuation des déblais s'opèrent à l'aide des treuils, la technique exige de multiples précautions pour assurer la sécurité du personnel de fond.
- Problème lié à la qualité du béton, le béton de paroi moulée n'est jamais vibré, le bétonnage s'effectue au tube plongeur depuis le bas de la fouille jusqu'en haut.
- Problème lié aux enrobages des armatures, les cages d'armatures sont mises en place dans la tranchée pleine de boue avant le bétonnage, elles doivent être suffisamment rigides de façon à ne pas trop se déformer lors de l'opération de levage et de mise en place, elle nécessite des

moyens de manutention importants, ainsi que pour leur positionnement, le respect des enrobages doit être assuré par des écarteurs ou des galets de guidage.

- Problèmes liés à l'étanchéité au niveau des joints.
- Mise en place difficile en présence de sol rocheux.
- Le coût est élevé à cause de bentonite [4].

## 1.4. Types de sols

Le sol est connu comme un mélange complexe de composants résultant de plusieurs transformations qui se produisent dans certaines roches, et il se distingue par la multiplicité composition de sorte qu'il est divisé en différents types. Quels sont donc les types de sol [5]?

### 1.4.1. Types de sol et propriétés

✚ Types de sol:

- Sol sableux.
- Sol limoneux.
- Sol de tourbe.
- Sol crayeux.
- Sol argileux [5].

✚ Propriétés de sol : Il existe de nombreux types de sol en termes de composition et autres, nous mentionnons ici certaines propriétés des types de sol dans le tableau suivant :

**Table 0: Types de sols**

Sol	Propriétés
Sableux	Il est considéré comme l'un des sols légers car il se caractérise par ses éléments nutritifs, sa faible acidité et son manque d'argile. Il se caractérise également par un taux de perméabilité élevé, ce qui le rend facile à traiter. Il est également décrit comme un des types de sols les plus pauvres pour la culture en raison du manque de nutriments [5].  Les sols sableux sont généralement formés par la décomposition ou la fracturation calcaire et granit [6].
Argileux	Un sol lourd, qui bénéficie de nutriments élevés. le sol argileux reste humide et frais en hiver et s'assèche en été. Ce sol est composé de plus de 25% d'argile. En raison des espaces entre les particules d'argile, le sol argileux contient une grande quantité d'eau, ce qui signifie qu'il a une faible perméabilité [5].
Limoneux	Le limon se caractérise par la taille de ses très petites particules par rapport aux particules de sol sableux. La taille des particules de sable et d'argile. Ce type de sable est largement répandu sur les lacs, et plans d'eau ; en raison de son transport avec des courants d'eau en mouvement, le limon est glissant si son humidité augmente, et il est préférable de maintenir humidité du sol [5].
Tourbe	Le sol tourbeux est un sol riche en matière organique, qui retient une grande quantité d'humidité. Ce type de sol est rarement trouvé dans le jardin, donc il est souvent ajouté aux jardins pour fournir une base de sol idéale pour la culture [5].
Crayeux	Le sol crayeux peut être léger ou lourd, mais il toujours très alcalin en raison du carbonate de calcium ou de la chaux dans sa structure [5].

### 1.4.2. Différence entre un sol léger et un sol lourd

Un sol léger –comme le sable– est souvent considéré comme ayant une texture grossière tandis qu'un sol lourd –comme l'argile– qui a une texture fine, un sol léger est plus facile à traiter, il contient plus d'air, retient moins humidité et a une perméabilité supérieure, contiennent moins de matière organique et ont de plus grandes fluctuations de température entre le jour et la nuit en revanche , il est difficile à traiter les sols lourds, car ils contiennent moins d'air, beaucoup d'humidité, et moins de perméabilité, alors que leur activité vitale est plus importante, et qu'ils fluctuent moins vite en température entre le jour et la nuit [7].

### 1.4.3. Propriétés physiques du sol

- secteur du sol,
- texture du sol,
- composition du sol,
- porosité du sol,
- porosité du sol,
- perméabilité,
- couleur du sol,
- épaisseur et profondeur du sol,
- propriétés chimiques du sol,
- la fertilité des sols,
- l'acidité et la salinité du sol [8].

## 1.5. Eléments de renforcement

### 1.5.1. Introduction

Le sol est l'élément le plus important dans la plupart des domaines, y compris le domaine de la construction et du génie civil, et comme il est exposé à de nombreuses pressions telles que les remblais, on a parfois recours à le soutenir et à le renforcer avec divers matériaux composites synthétiques.

Comme nous l'apprendrons dans ce chapitre sur les matériaux de support qui renforcent le sol. Quels sont les matériaux qui supportent le sol ? et quelles sont ses caractéristiques les plus importantes ?

### 1.5.2. Renforcement de sol

Nous pouvons renforcer le sol en utilisant du sol renforcé qui est utilisé dans de nombreuses structures et murs de soutènement pour renforcer le sol [9].

#### 1.5.2.1. Renforcement par géosynthétiques

Cette formule est basée sur des polymères, qui sont utilisés dans le domaine du génie civil et de la géotechnique, de sorte qu'elle se divise en deux familles :

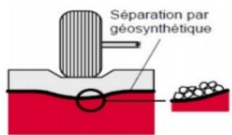
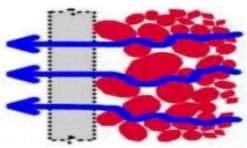
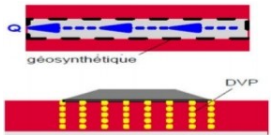
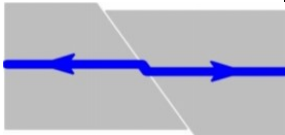
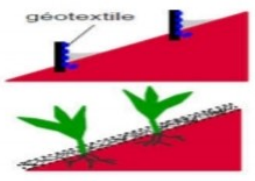
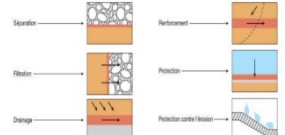
- les produits essentiellement étanches,
- les produits perméables [10].

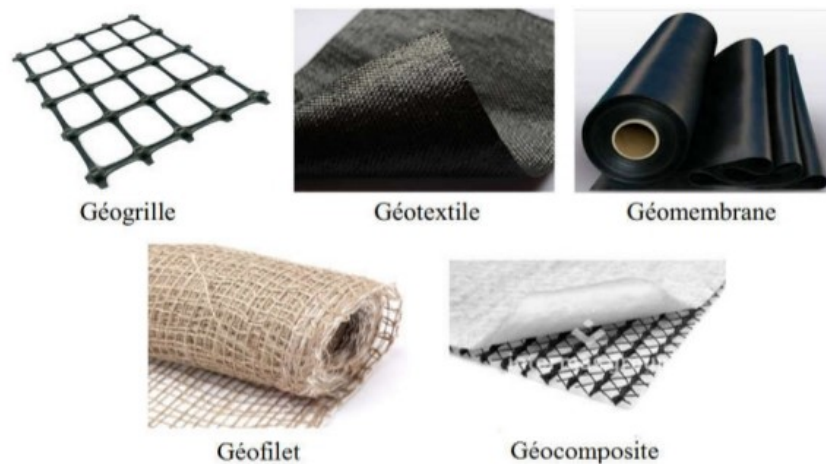
**1.5.2.2.Fonctions des géo synthétiques**

Sa composition divers matériaux polymères spécialement conçus pour être utilisés dans de nombreux domaines, notamment le génie civil et les travaux hydrauliques car il se caractérise par de nombreuses fonction de filtration, de drainage et autres [11].

**1.5.2.3.Tableau représentant la fonction des géométrique**

**Table 1.2 : Tableau géométries [11]**

Fonctions	Utilisation	Figure
Séparation	Il fonctionne pour séparer la structure du sol en deux couches de sol avec des granulométries différentes, de sorte qu'il empêche l'absorption des matériaux du substrat en pénétrant dans le sol meuble de la sous base.	
Filtration	La couche de sol synthétique agit comme un filtre à sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant les particules de sol en amont, dans lequel son utilité c'est d'empêcher la migration du sol lors du rejet de matériaux granulaires ou vidange tout en maintenant le débit dans le système.	
Drainage	La couche de terre artificielle agit comme un drain pour diriger les fluides dans le sol pour minimiser la perméabilité. Des composants sont utilisés comme écrans ont été développés pour le drainage du sol. Des drains verticaux préfabriqués (PVDS) sont également utilisés pour accélérer l'établissement de sols mous et cohésifs sous remblais et ponts pré chargés.	
Renforcement	La terre synthétique agit comme un renfort de compression dans la masse du sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite qui a des propriétés d'amélioration de la déformation et de la résistance par rapport au sol non renforcé.	
Contrôle de l'érosion	Il réduit l'érosion des sols causée par l'effet de la pluie et du ruissellement et est utilisé comme substrat rocheux sédimentaire pour retenir les particules et suspendre le ruissellement chargé de sédiments.	
Confinement de (barrières aux)fluides/gaz	Les géotextiles synthétique agissent comme une barrière relativement imperméable contre les liquides ou les gaz tels que les composites à couche mince et les géotextiles, ils sont utilisés pour couvrir comme étant une barrière aux fluides pour limiter l'écoulement des fluides.	



**Figure 0: Différents types de géosynthétiques**

### 1.6. Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement

- Amélioration des caractéristiques mécaniques de sols,
- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre,
- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau,
- Modification de structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités.
- Diminution des emprises,
- Création de merlons antibruit d'aspect naturel,
- Réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale),
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité de remblais,
- Préservation de l'aspect naturel du paysage,
- Optimisation des coûts de construction [12].

### 1.7. Conclusion

Dans cette partie, nous avons appris les types de sols et les propriétés chimiques et physiques les plus importantes et leurs composés. Les différences entre les sols légers et lourds ont également été étudiées.

L'utilisation de la technologie civile de renforcement des sols a été développée pour une variété d'applications dans le domaine de la réparation et des machines. L'incorporation de géotextiles dans le sol peut améliorer les propriétés de ces sols.

Dans le domaine hydraulique, les composites civiles (géotextiles, généralement textiles, composites ou géomembranes) contribuent à améliorer les capacités de filtration, de drainage et d'étanchéité. Dans le domaine mécanique, les installations au sol (généralement en tissu ou en treillis) contribuent à améliorer les propriétés de séparation et de renforcement.

***Chapitre 2 :***  
***Méthodes de calcul de la stabilité des***  
***ouvrages de soutènement***

## 2.1. Introduction :

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions latérales dites « poussée des terres ». L'analyse de ces pressions horizontales des terres est d'un aspect très important en MDS. Généralement, les hypothèses admises sont : un état de déformation plane et un comportement rigide-parfaitement plastique, car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante. Ses applications sont diverses tel que l'analyse de stabilité versants et le dimensionnement des différents ouvrages, comme les digues et les ouvrages de soutènement, etc. Ces derniers doivent être conçus de manière à résister à cette poussée [13].

Pour un massif de sol, on distingue trois états d'équilibre : un état au repos, un état actif "de poussée" et un état passif "de butée".

### 2.1.1. Méthodes de calcul des poussées et des butées des terres

Plusieurs méthodes ont été développées en se basant sur la théorie des états limites de poussée et de butée, et elles sont pratiquement utilisées dans les calculs des ouvrages de soutènements.

La méthode de coulomb est la méthode fondatrice de plusieurs méthodes développées ultérieurement, on cite aussi autres méthode telles que les celle de Rankine, Boussinesq-Caquot et Kérisel, Sokolovski, Cullmann, les états correspondants, Brunch Hansen, la ligne élastique et la poutre équivalente.

Le dimensionnement d'un mur de soutènement nécessite en première étape la détermination des pressions des terres agissant sur la surface de contact du mur et du massif de sol, en se basant sur l'application des théories de poussée et de butée bien connues. Le comportement du sol est couramment supposé du type rigide-plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb, et caractérisé par trois paramètres : le poids volumique  $\gamma$ , l'angle de frottement  $\phi$  et la cohésion  $C$ .

Les trois principales méthodes de calcul utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limites sont celles de Coulomb (1776), Rankine (1860) et Boussinesq (1882). Par ailleurs, Prandtl propose un type particulier d'équilibre formé de deux familles de lignes de glissement : la première est formée d'un faisceau de rayons polaires et la deuxième est formée de spirales logarithmiques. Ce type d'équilibre est d'ailleurs connu sous le nom Equilibre de Prandtl [15].

Afin d'aborder les problèmes qui ne relèvent ni du schéma d'équilibre limite du Boussinesq, ni de celui de Prandtl, Sokolovski (1961) a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques en milieu pulvérulent ou cohérent, permettant de traiter les problèmes dont la solution peut être présentée sous forme d'une zone plastique.

En conséquence de sa théorie, il fut possible d'établir un théorème relatif à la similitude mécanique des zones plastiques qui généralise celui des états correspondants de Caquot et Kérisel (1948) [15].

Les équations d'équilibre limite au sein d'un massif en plasticité parfaite nécessitent en fait une intégration numérique en vue de déterminer le tenseur de contraintes en tout point du massif.

Les équations de Boussinesq, laborieuses et limitées au cas d'un sol pulvérulent non surchargé, ont

été par la suite intégrées numériquement par Caquot et Kérisel (1948) pour aboutir aux tables bien connues des coefficients de poussée et de butée [16].

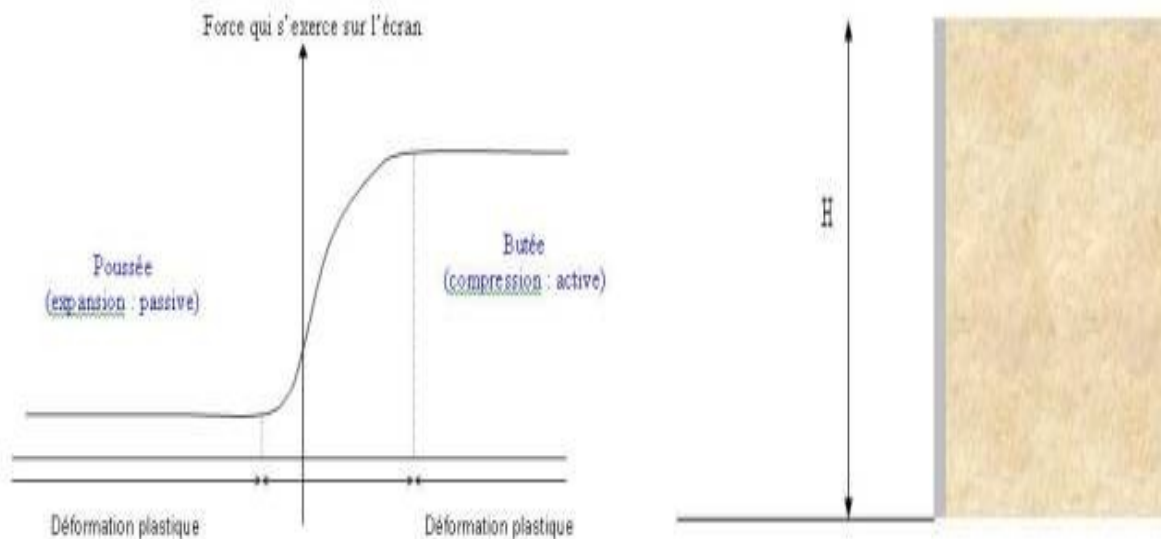
Absi (1984) a montré que pour un sol cohérent, cette superposition mène à un état d'équilibre surabondant, donnant ainsi des résultats pessimistes mais du côté de la sécurité [17].

#### ✚ Calcul des efforts de poussée-butée

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les efforts de poussée et de butée. Les principales sont présentées dans ce chapitre par ordre chronologique après un rappel de la notion de poussée-butée.

#### ✚ Equilibre de poussée-butée

Les sollicitations dites de poussée et de butée se rencontrent dans tous les cas où un ouvrage comprend une surface sub-v verticale en contact avec le sol.



**Figure 2.1 : Etat de poussée et butée**

Si l'on déplace un mur par rapport au sol, dans un sens ou dans l'autre, on observe que pour un certain déplacement, le massif va se rompre. Selon le sens de ce déplacement, cet équilibre est différent. On parle alors d'équilibre limite de poussée ou de butée [19].

On dit qu'un milieu semi-infini est en équilibre limite, si en tout point du milieu le cercle de Mohr des contraintes est tangent aux droites de Coulomb, donc si le critère de plasticité est satisfait en tout point du milieu (figure 2.2).

Remarque : toute augmentation de la sollicitation entraîne la rupture par écoulement plastique.

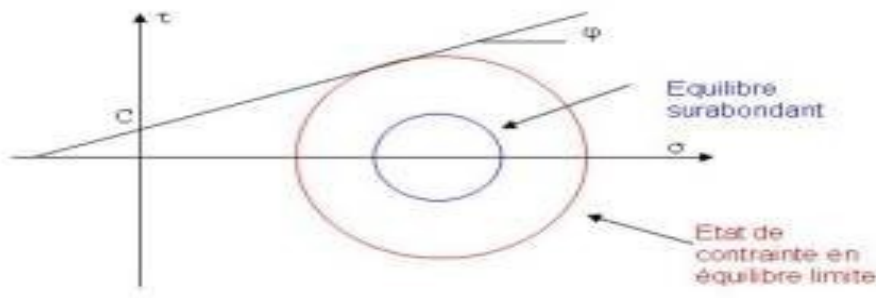


Figure 2.2 : Cercle de Mohr pour un état d'équilibre limite

Si l'on imagine un déplacement horizontal dans le sens d'une décompression du massif : après un déplacement de l'ordre de  $h/1000$  ( $h$  est l'hauteur du mur), le massif va atteindre la rupture. On appelle cette limite : l'équilibre limite de poussée.

Si l'on imagine un déplacement horizontal du mur dans le sens d'une compression du massif : après un déplacement de l'ordre de  $h/100$  (soit environ 10 fois plus que dans le cas précédent), le massif situé à droite du mur va atteindre la rupture.

On appelle cette limite : l'équilibre limite de butée. On s'intéresse à présent à l'état de contrainte dans le sol.

- L'état initial dans le massif est donné par le cercle d'extrémités ( $\sigma'_v$ ;  $\sigma'_h$ )
- Poussée : à partir de l'état de repos, on diminue  $\sigma'_v$  en imposant une expansion, c'est-à-dire un relâchement du massif jusqu'à ce que le cercle atteigne la courbe intrinsèque [19].

$$\sigma'_h = K_a \sigma'_v \text{ en poussée}$$

- Butée : à partir de l'état de repos, la contrainte horizontale augmente jusqu'à atteindre la valeur limite maximale pour laquelle le cercle de Mohr tangente la droite de rupture.

$$\sigma'_h = K_p \sigma'_v \text{ en butée}$$

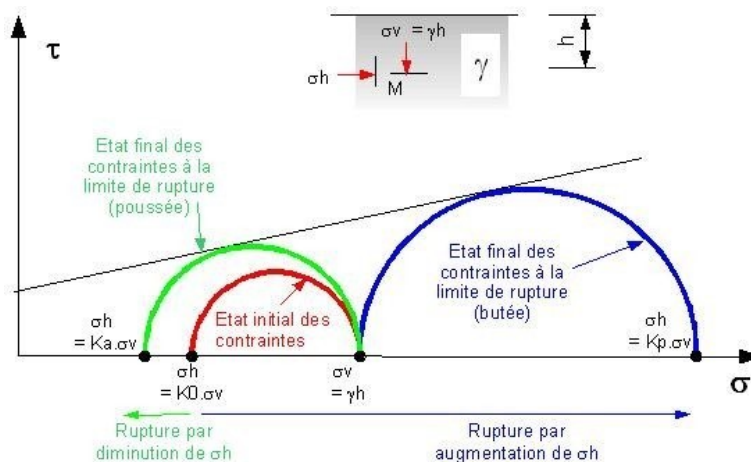


Figure 2.3 : Cercles de Mohr correspondant aux différents états d'équilibre

On appelle « a » pour « actif » et « p » pour « passif », ces termes se référant à « l'action » du sol.

Remarque :  $K_a \cdot K_p = 1$  si  $C'=0$

### 2.1.2. Méthode de Coulomb :

Charles Augustin Coulomb (1736 - 1806) a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791. Son premier ouvrage important fut, en tant que " Lieutenant en Premier du Génie ", la construction de 1764 à 1772 à la Martinique du fort Bourbon. A son retour en métropole en 1773 il publie à l'Académie des Sciences un important mémoire de mécanique appliquée intitulé : Sur une application des règles de Maximis & Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture. (Par M. COULOMB, Ingénieur du Roi). La méthode de coulomb permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considérations de l'état de contrainte s'exerçant dans le sol derrière le mur [20].

Elle repose sur les hypothèses suivantes :

- sol semi-infini, homogène, isotrope,
- condition de déformation plane,
- courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB,
- massif à surface libre plane, COULOMB suppose que la surface de rupture est plane (coin de Coulomb).

### Calcul de la force de poussée :

Soit un écran vertical de hauteur  $H$  soutenant un massif de sol sans cohésion avec un terre-plein horizontal :

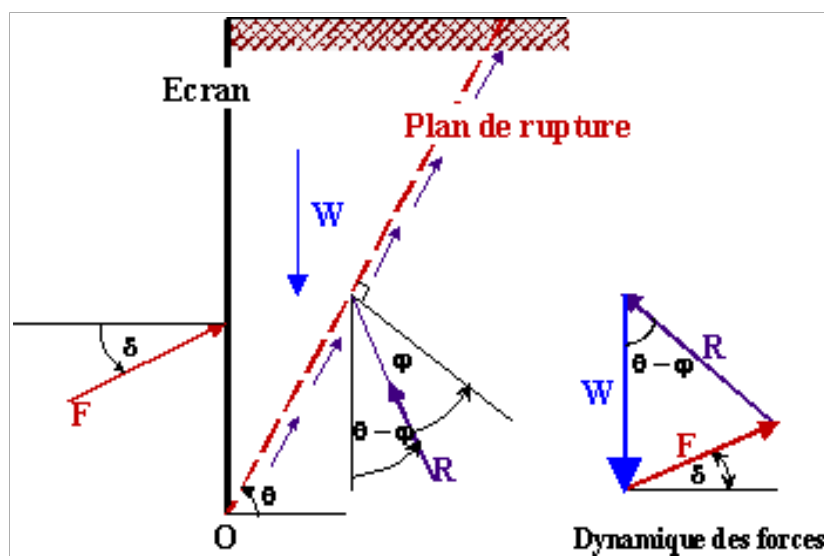


Figure 2.4 : Plan de rupture pour un état de poussée

On suppose que la surface de rupture potentielle est un plan (coin de Coulomb) passant par le pied

de l'écran et faisant un angle  $\theta$  avec l'horizontale.

- On fait l'hypothèse que la contrainte de cisaillement  $\tau = \sigma \text{tg}\varphi$  (sol sans cohésion) est complètement mobilisée le long de ce plan. Le coin de Coulomb se comporte de façon rigide plastique, ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur.
- La réaction totale du sol R sur lequel glisse le coin de Coulomb est incliné de l'angle  $\varphi$  sur la normale au plan de rupture [20].
- La force  $F = -P$  (poussée du sol) est inclinée de  $\delta$  sur la normale à l'écran  $\delta$  est supposée connue.
- Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces qui s'appliquent sur le coin de sol (R, W et  $F = -P$  ; W est le poids du mur et F est l'opposé de la force de poussée qu'exerce le sol sur le mur).
- On détermine ainsi F en fonction de l'angle  $\theta$
- La méthode de Coulomb consiste à prendre le maximum de  $F(\theta)$  (Maximis) pour calculer la poussée, ce serait le contraire pour la butée (Minimis). En appliquant la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que  $F(\theta)=0$ . Le maximum de F est donné pour:  $\theta=\pi/4+\varphi/2$

$$F_a = 1/2\gamma h^2 \text{tg}^2(\pi/4-\varphi/2)$$

et  $K_a = \text{tg}^2(\pi/4-\varphi/2)$

Poncelet a généralisé la méthode de Coulomb à un écran incliné de  $\lambda$  et à un sol surmonté d'un talus d'angle  $\beta$ . Par la même procédure, on détermine le coefficient de poussée  $K_a$ , avec  $\delta$ ,  $\lambda$  et  $\beta$  positifs dans le sens trigonométrique.

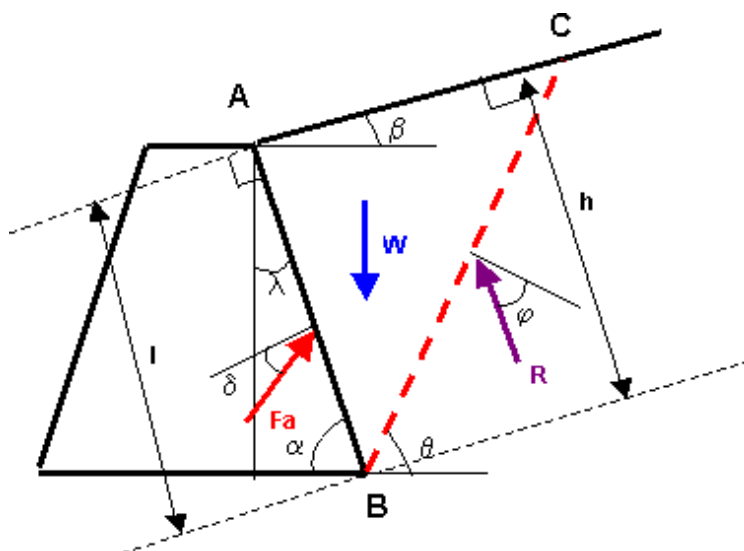


Figure 2.5 : Coin rigide de Coulomb pour un état de poussée

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{(\sin^2 \alpha)(\sin(\alpha - \delta)) \left[ 1 + \sqrt{\frac{(\sin(\varphi + \delta)(\sin(\varphi - \delta))}{(\sin(\alpha - \delta)(\sin(\alpha + \delta))}} \right]^2}$$

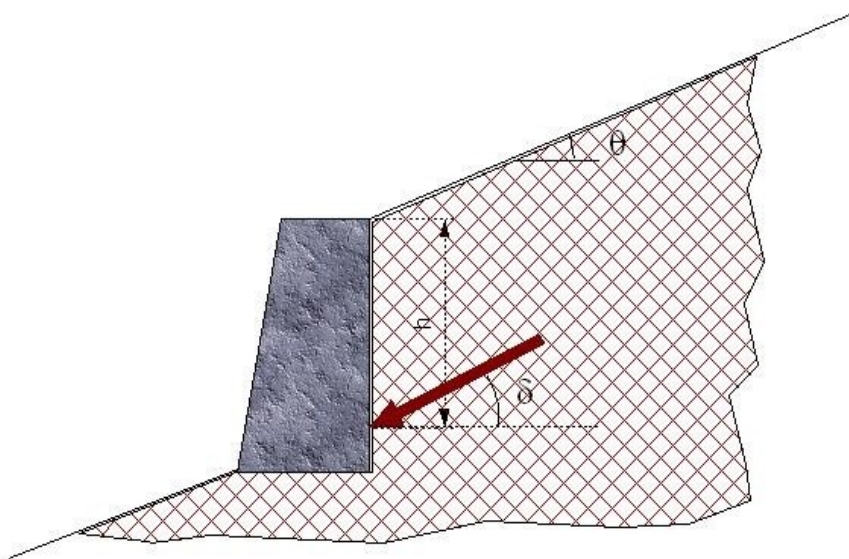
et

$$F_a = 1/2 K_a \cdot \gamma \cdot l^2$$

### **Remarque :**

- La méthode de Coulomb, qui suppose des plans de rupture, n'est pas applicable dans le cas de la butée pour laquelle les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans.
- La méthode de Coulomb donne des résultats acceptables pour le calcul de la poussée de sols sans cohésion, spécialement si  $\delta, \lambda$  et  $\beta$  sont positifs. Par contre elle n'indique pas la répartition des contraintes le long de l'écran. La méthode de Coulomb ne permet donc pas de déterminer le point d'application de la force  $F_a$

### 2.1.3. Méthode de Rankine



**Figure 2.6 : Force de poussée agissant sur un mur de soutènement**

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact de l'écran.

La poussée est homogène à une **contrainte**, inclinée de  $\delta = \theta$  à une profondeur donnée  $h$  sur un écran vertical avec une surface libre du terrain incliné de  $\theta$ . Le calcul de la force de poussée ou de butée  $v$  s'effectue par intégration des contraintes sur la hauteur du mur. L'inconvénient est que cette méthode on impose la **direction de la contrainte** qui s'exerce sur le mur en tout point du mur et qu'on ne tient pas compte du frottement entre le sol et le mur. Les contraintes de poussée et de butée qui s'exercent sur le mur sont :

$$\text{pour un sol pulvérulent : } \sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v$$

$K_a$  et  $K_p$  s'appliquent sur les contraintes effectives.

Ces contraintes sont inclinées de  $\delta=\theta$  par rapport à l'horizontale [20].

- **Cas particuliers** Pour un milieu pulvérulent ( $c'=0$ ,  $\varphi'$ ), dans le cas d'une surface libre horizontale:
- $\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v$   
avec coefficient de poussée :  $K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$   
 $\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v$   
avec coefficient de butée :  $K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \varphi/2)$   
Dans le cas d'un massif incliné, on a  $K_a = f(\theta, \varphi)$  et  $K_p = g(\theta, \varphi)$   
Prise en compte de la cohésion : Le théorème des états correspondants permet de prendre en compte la cohésion. Dans le cas d'un massif à surface horizontale, les contraintes de poussée et de butée sont alors :
- $\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2c' \cdot (K_a)^{1/2}$
- $\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2c' \cdot (K_p)^{1/2}$

#### 2.1.4. Méthode de Boussinesq (1882) :

Cette méthode prend en compte le frottement sol-mur. Elle conduit à la modification de l'orientation des lignes de glissement. Elle est donc plus rigoureuse que la méthode de Rankine. L'obliquité  $\delta$  de l'action limite sur la paroi est une donnée mécanique qui dépend de l'angle de frottement sol-écran et du déplacement relatif terrain-écran. Cet angle de frottement est souvent appelé "rugosité" et il est souvent considéré, conventionnellement, comme égal à 2/3 (en valeur absolue) de l'angle de frottement dans le sol [19]. Les principes de la méthode de Boussinesq ainsi que ses avantages et ses inconvénients sont les suivantes :

- La rugosité de l'écran est prise en compte.
- L'interaction sol-écran est prise en compte.
- Les conditions aux limites à une distance de l'écran sont prises en considération.
- Le déplacement relatif entre l'écran et le sol est considéré, et par conséquent l'inclinaison de la Contrainte sur l'écran est introduite.
- Le milieu est pesant, pulvérulent et non surchargée.
- La surface de sol est supposée libre, inclinée et plane.
- La répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire.
- Le problème se transforme en un système d'équations différentielles non intégrables.

Les résultats sont donnés sous forme de tables de poussée et de butée.

L'influence de l'inclinaison du talus sur la valeur de la poussée et sur celle de la butée est introduite [20].

Les coefficients de poussée et de butée respectivement ( $k_a$ ,  $k_p$ ) ont été calculés en fonction de l'angle du mur ( $\lambda$ ), de l'angle du talus derrière le mur ( $\beta$ ), du frottement sol/mur ou rugosité ( $\delta$ ) et de l'angle de frottement interne du sol ( $\varphi$ ). Les tables donnent directement le coefficient de poussée  $k_a$  ou de

butée  $k_p$  à la profondeur  $z$ .

## 2.2. Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur

### a. Paramètres de résistance au cisaillement :

La résistance au cisaillement du sol est l'un des paramètres les plus importants dans l'étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement. En dehors des sols pulvérulents où seul intervient l'angle de frottement interne  $\varphi$ , les sols comportant une partie notable de fines ont une résistance au cisaillement dépendant à la fois de leur état de saturation et de la rapidité de la sollicitation de cisaillement.

Pour un sol fin saturé, la résistance à court terme est caractérisée par la seule cohésion non drainée  $c_u$ , l'angle de frottement étant alors nul ( $\varphi_u = 0$ ). Par contre, la résistance effective ou à long terme est caractérisée par deux paramètres :  $c'$  la cohésion effective et  $\varphi'$  l'angle de frottement interne effectif.

Pour le calcul des efforts de poussée ou de butée d'un sol non saturé on prendra généralement la résistance effective ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) mesurée sur le sol saturé. Dans le cas d'un sol fin saturé (limon, argile), il sera parfois nécessaire de faire deux calculs, l'un à court terme correspondant aux conditions juste après la construction, l'autre à long terme correspondant aux conditions dans lesquelles les surpressions interstitielles se sont dissipées, soit quelques semaines à quelques mois après la construction. C'est le cas des parois exécutées dans le sol en place avec excavation. Cependant l'expérience montre que c'est le calcul à long terme et en contraintes effectives ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) qui est le plus défavorable, aussi se contente-t-on souvent de ce seul calcul.

Il convient d'être prudent sur la prise en compte de la cohésion effective  $c'$  dans le cas des sols saturés. On la néglige souvent dans le calcul de la poussée considérant qu'elle peut être facilement détruite sous l'effet, notamment, des déplacements de l'ouvrage.

### b. Frottement sol-mur

L'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- ✓ la rugosité du parement ;
- ✓ l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$ ;
- ✓ le tassement relatif entre le mur et le sol ;
- ✓ l'inclinaison de la surface.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau 2. Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle  $\delta$  est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important. Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de  $2/3 \varphi$  est celle à retenir. [14]

## 2.3. Dimensionnement des ouvrages de soutènement

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semi-flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il est courant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de la méthode au module de réaction qui consiste à assimiler la paroi retenant le sol à une poutre sur un appui élasto-plastique continu [19].

#### **2.4. Modes de rupture des ouvrages de soutènement**

Cinq modes de rupture, illustrés à peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement

1. le glissement de l'ouvrage sur sa base
2. le renversement de l'ouvrage
3. le poinçonnement du sol de fondation
4. le grand glissement englobant l'ouvrage
5. la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi (cf. article Ouvrages de soutènement. Poussée et butée).

L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Nous ne les détaillerons que dans le cas des murs en béton ou en maçonnerie.

Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. Nous l'explicitons systématiquement, sauf dans le cas des murs poids en béton ou en maçonnerie où cette étude relève des calculs classiques de béton [14].

#### **2.5. Justification de la stabilité**

Parmi les modes de rupture possibles, le calcul de stabilité prend en compte la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).

Un facteur de sécurité est calculé pour chacun de ces modes, et on retient le plus petit. S'il est très proche ou inférieur à 1, il est jugé insuffisant, et redimensionne le mur. Généralement le coefficient de sécurité est pris supérieur ou égale à 1,5 [18].

### 2.5.1. Stabilité interne:

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. [18]

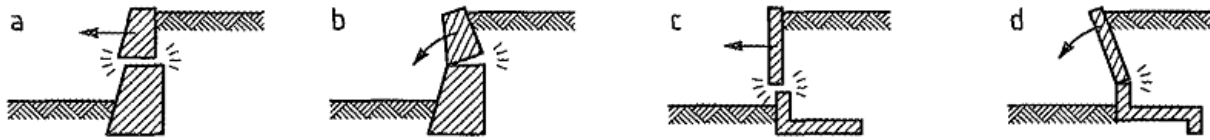


Figure 2.7: Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de mur

### 2.5.2. Stabilité externe:

L'étude de la stabilité externe comporte les points suivants :

#### A. Stabilité d'ensemble

Il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Celle-ci est, toutefois, la cause initiatrice de ce mouvement d'ensemble, en raison des travaux de déblai ou de remblai qu'impose sa construction. Cette étude relève du domaine de la stabilité des pentes.

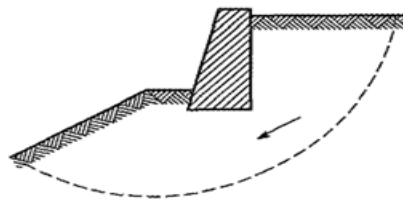


Figure 2.8 : Rupture du mur par grand glissement

#### B. Stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation.

Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol (contrainte admissible). Cette justification relève du calcul des fondations

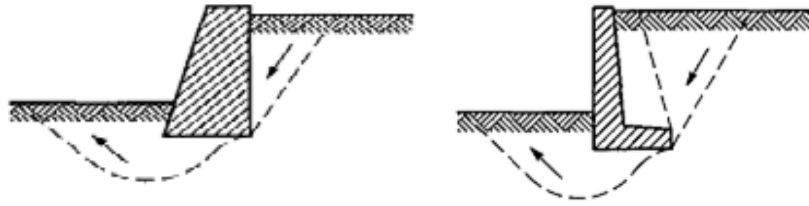


Figure 2.9 : Rupture du mur par poinçonnement

### C. Stabilité au glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5.

La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur.



Figure 2.10 : Rupture par glissement sur la base du mur

### D. Stabilité au renversement

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation.

La justification consiste à s'assurer que le coefficient de sécurité au renversement  $F_s$ :

$$F_s = (\text{somme des moments résistants} / \text{somme des moments moteurs}) \geq 1.5$$

❖ Les moments résistants sont induits par :

- L'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.
- L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.[18]

Les moments moteurs sont ceux induits par :

- la poussée des terres
- éventuellement l'action de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage

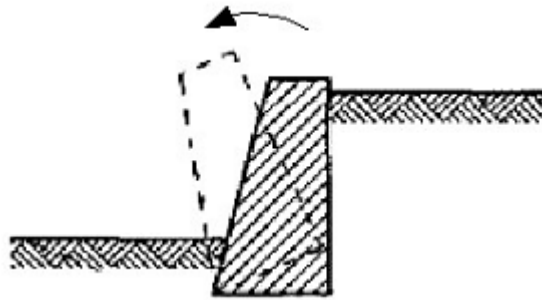


Figure 2.11 : Rupture du mur par renversement

Les différentes étapes d'évaluation de la stabilité d'un mur de soutènement sont représentées dans la figure 12.

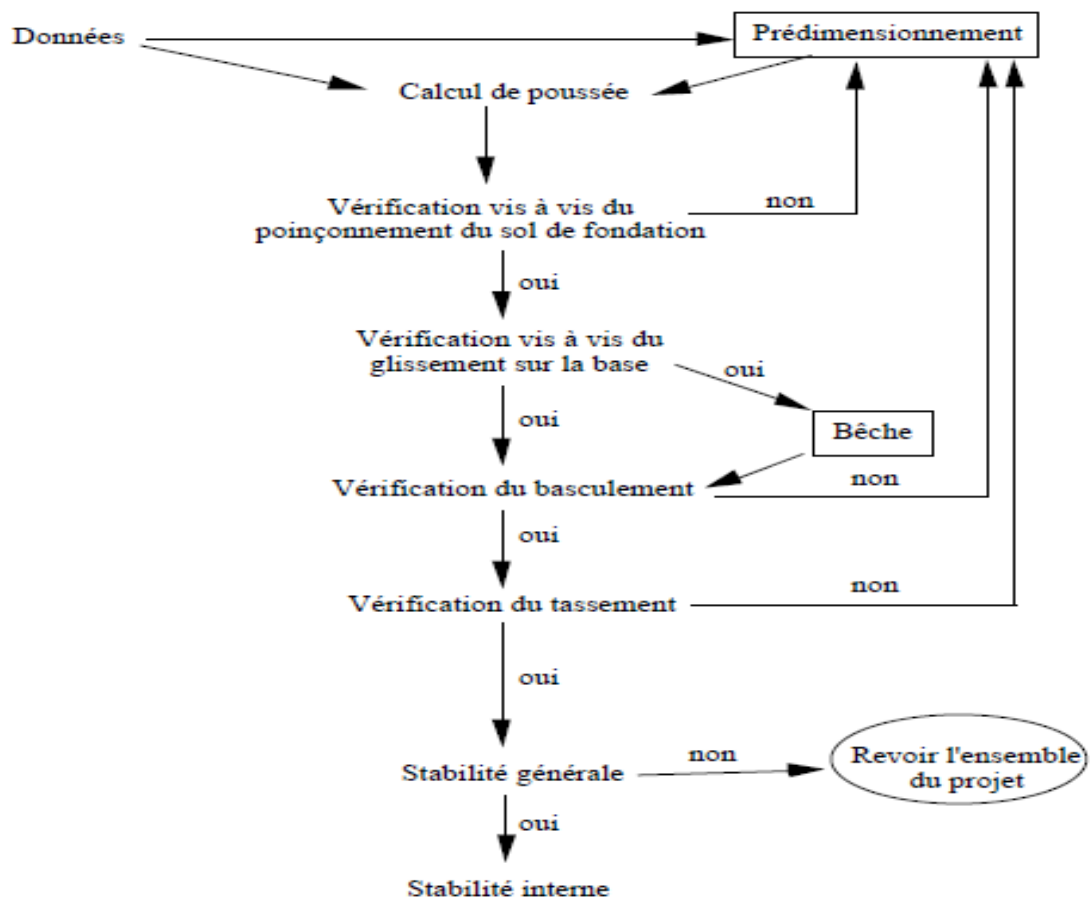


Figure 2.12 : Evaluation de la stabilité d'un mur de soutènement en béton armé

### 2.6. Méthodes de calcul des écrans de soutènement

Après avoir décrit les différents écrans de soutènements ainsi que les différents systèmes d'appui, on présente dans une deuxième partie les différentes méthodes de dimensionnement et de calcul des écrans de soutènement qui existe aujourd'hui. On distingue cinq familles de méthode énumérées comme suivant (Delattre, 2001) :

- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages.

- Les méthodes classiques, dites à la rupture, faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres.
- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte l'effet d'interaction sol-structure.
- La méthode des éléments finis, prenant en compte de l'ensemble de l'ouvrage et son environnement.

Les méthodes classiques dites à la rupture basées sur l'équilibre des états limite de poussée et de butée, la méthode au coefficient de réaction basée sur les lois rhéologiques ou comportements élasto-plastiques, les méthodes empiriques et semi-empirique qui tiennent compte du comportement observé des ouvrages et enfin la méthode des éléments finis basée sur les modèles de comportement des sols sophistiqués.

Dans ce présent paragraphe, on s'est intéressé à présenter trois principales méthodes avec plus de détails [18].

### 2.6.1. Les méthodes classiques:

La première et la plus immédiate des méthodes classiques de calcul des écrans de soutènement, est la méthode de la butée simple. Elle fait l'hypothèse que, sous l'action de la poussée des terres, l'écran se déplace de façon rigide et mobilise en réaction, d'une part la butée du terrain le long de la partie en fiche et, d'autre part l'appui en partie supérieure. Donc, il en résulte respectivement une pression active et une pression passive du sol, lorsque l'écran se déplace dans le sens d'une expansion du massif du sol ou vers l'extérieur du massif on parle de pression active ou de poussée et quand l'écran se déplace dans le sens d'une compression du massif ou vers l'intérieur du massif la pression est passive ou butée.

Cinématique d'un écran rigide ancré et distribution résultante des pressions (terrain frottant homogène).

En s'appuyant sur la notion de poussée et de butée, les méthodes classiques basées sur des schémas de comportement simplifiés s'intéressent à la vérification des deux états d'équilibre limite résultants et par conséquent, elles nécessitent la détermination des distributions des contraintes exercées sur l'écran par application de différents coefficients, en particulier, on parle du coefficient de pression latérale des terres  $k_0$  du coefficient de poussée  $k_a$  et du coefficient de butée  $k_p$ .

Outre du poids volumique, le comportement du sol est défini par deux principaux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol qui sont l'angle de frottement et la cohésion du massif, cependant l'interaction sol-écran est considérée généralement rugueuse. Toutefois, ces deux états limites peuvent être vérifiées et justifiées en fonction de l'équilibre des contraintes développées dans le massif du sol autour de l'écran ou par l'équilibre des résultantes des forces exercées par le sol sur la paroi.

Alors, ces méthodes de calcul pratiquement indispensables pour le pré-dimensionnement des ouvrages de soutènement, sont simples et rapides et fournissent des résultats assez satisfaisants, mais elles ne permettent pas de déterminer les déplacements du sol et de l'écran. Plusieurs méthodes ont été développées en se basant sur la théorie des états limites de poussée et de butée et

elles sont pratiquement utilisées dans les calculs des ouvrages de soutènements. La méthode de coulomb est la méthode fondatrice de toutes les autres méthodes développées ultérieurement comme les méthodes de Rankine, Boussinesq, Blum Tschebotarioff et Rowe etc...Mais, compte tenu de la nécessité de réaliser des ouvrages enterrés à proximité immédiate d'ouvrages existant, cela explique l'apparition des méthodes du coefficient de réaction [18].

#### 2.6.1.1. Les avantages des méthodes de calcul classiques :

- Application facile et rapide.
- Bonne adaptation pour le pré-dimensionnement de la fiche.
- Prise en compte d'un coefficient de sécurité.

#### 2.6.1.2. Les inconvénients des méthodes de calcul classiques :

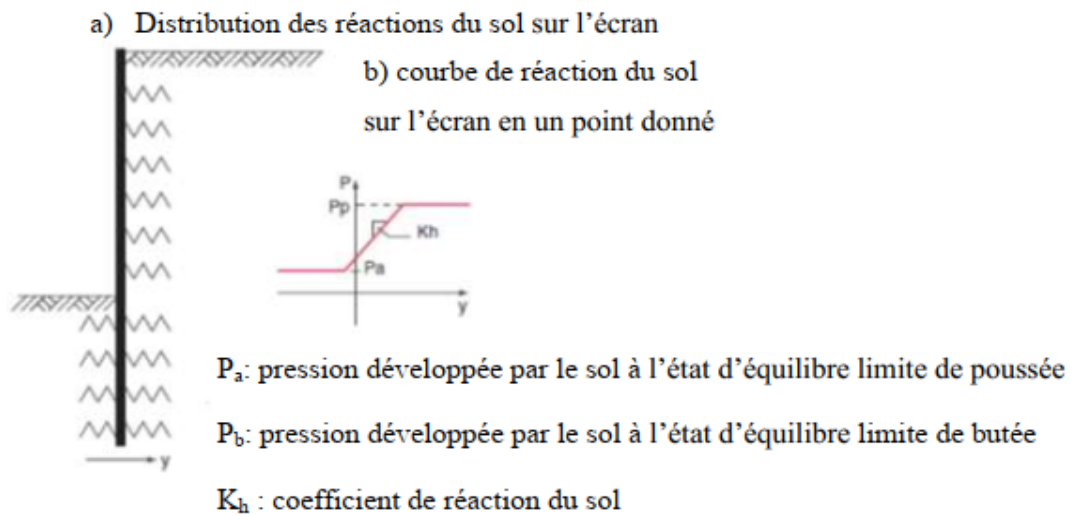
- Comportement extrêmement simplifié du sol et de la structure.
- Écran rigide.
- Aucune indication sur les déplacements du terrain.
- Pas d'indication sur les déplacements de l'écran.
- Pas d'interaction sol-structure.
- Pas de prise en compte de plusieurs lits de tirant.
- Limitation des sollicitations et des types de surcharges.

#### 2.6.2. La méthode du coefficient de réaction

Par rapport aux méthodes classiques, la méthode du coefficient de réaction introduit deux éléments qui jouent un rôle important dans le comportement de l'ouvrage. Ce sont les déformabilités de l'écran et du sol reflétées respectivement par le produit d'inertie  $EI$  du premier et le coefficient de réaction  $k_h$  du second, dont les valeurs déterminent dans une large mesure les efforts externes et internes appliqués à l'écran (Figure III-8). En effet, contrairement aux méthodes classiques, on introduit dans ce modèle de calcul une loi d'interaction entre le sol et la structure.

La schématisation retenue dans la méthode revient à assimiler l'action du sol situé au contact de l'écran à celle d'un ensemble de ressorts horizontaux indépendants et d'une certaine raideur. La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau.

En outre, la détermination de ce coefficient fait l'objet des règles plus ou moins empiriques dont aucune n'est universellement acceptée. Il n'en reste pas moins que, si l'on tient compte des valeurs de  $k_h$  tirées des règles établies à partir de l'interprétation de mesures sur ouvrages, le calcul permet d'obtenir une estimation acceptable des sollicitations appliquées à un écran [18].



**Figure 2.13 : Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction**

Terzaghi en 1955 fut l'un des premiers à s'intéresser à ce sujet, à partir d'études expérimentales du comportement de structures encastrés dans le sol, Terzaghi propose de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages ancrés dans du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides.

Pour les sables :  $kh = lh \frac{z}{D}$

Pour les argiles raides :  $kh = kh1 \frac{1}{D}$

Avec :

$z$  = le niveau considéré de la fiche.

$D$  = la « longueur sollicitant » dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et de son mode de fonctionnement.

$lh$  = constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau.  $kh1$  = nappe caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

Un autre contributeur à la détermination du coefficient de réaction fut Schmitt dont les travaux reposent sur le caractère non linéaire de la loi de réaction du sol sur l'écran (Schmitt, 1984, 1995, 1998). Son approche basée sur la théorie de l'élasticité linéaire, la théorie des poutres sur appuis élastiques et des observations expérimentales de parois moulées le conduit à proposer une formule déterminante.

$$k_h = \frac{2.1 \times \left(\frac{E_m}{\alpha}\right)^{4/3}}{(EI)^{1/3}}$$

Avec :

$\alpha$  = coefficient rhéologique du sol selon L.Menard.

$E_m$  = valeur moyenne sur la longueur  $a$  du module pressiométrique exprimée en MPa.

Le produit  $EI$  pour une paroi moulée continue composée de béton et de section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$EI = Eb \frac{bh^3}{12}$$

$$d = h = \sqrt[4]{EA} \text{ et } EA = E.h.b$$

Avec :  $E = E_b$  : module d'Young du béton (Pa/kPa).

$d = h$  = épaisseur équivalente de la paroi (m).

$b$  = largeur d'élément de la paroi (m).

$A$  = aire de l'élément paroi.

Les travaux de Schmitt abordent également de calcul de la pression des terres au niveau de la partie

en fiche. La longueur élastique  $L_0$  de la paroi est donnée par la formule :  $L_0 = \sqrt[4]{4 \frac{Eb i}{Kh b}}$

- Si  $D > 3L_0$  : la paroi est considérée comme souple.
- Si  $D < L_0 / 2$  : la paroi est rigide.
- Si  $L_0 / 2 < D < 3L_0$  : la paroi est semi-rigide

Malgré le succès de la méthode aux coefficients de réaction, il ne faut pas oublier qu'elle donne d'une façon très approximative les déformations subies par l'ouvrage car ces derniers sont liés aux valeurs de  $k_h$  qui, selon Schmitt (1998), ne peuvent jamais être connues à moins de 100% près. Parallèlement au succès de la méthode aux coefficients de réaction qui reste la méthode de base pour les ouvrages courants, le besoin de modéliser le comportement d'écrans de soutènement en interaction avec d'autres ouvrages a favorisé le développement de la méthode aux éléments finis pour les ouvrages complexes [18].

#### 2.6.2.1. Les avantages de la méthode du coefficient de réaction :

- Applicable à tous types de terrain et à tous types de géométrie simple.
- Autorise la prise en compte de plusieurs tirants et butons.
- La prise en compte de l'interaction sol-structure.
- L'estimation de l'allure de la déformée.

- Le calcul des efforts dans l'écran et les ancrages (L'écran rigide ou flexible).

#### **2.6.2.2. Les inconvénients de la méthode du coefficient de réaction :**

- La difficulté sur le choix du coefficient de réaction.
- La nécessité d'un pré-dimensionnement.
- Pas de justification théorique (méthode empirique).
- Aucune indication sur les déplacements du terrain.
- Mauvaise adaptation à l'évaluation des déplacements de l'écran.

#### **2.6.3. La méthode des numérique :**

##### **2.6.3.1. Méthode des différences finies**

En analyse numérique , les méthodes aux différences finies ( FDM ) sont une classe de techniques numériques permettant de résoudre des équations différentielles en approchant des dérivées avec des différences finies . Le domaine spatial et l'intervalle de temps (le cas échéant) sont discrétisés ou divisés en un nombre fini d'étapes, et la valeur de la solution à ces points discrets est approximée en résolvant des équations algébriques contenant des différences finies et des valeurs à partir de points voisins.

Les méthodes aux différences finies convertissent les équations différentielles ordinaires (ODE) ou les équations aux dérivées partielles (PDE), qui peuvent être non linéaires , en un système d'équations linéaires qui peuvent être résolues par des techniques d'algèbre matricielle. Les ordinateurs modernes peuvent effectuer ces calculs d'algèbre linéaire de manière efficace, ce qui, avec leur relative facilité de mise en œuvre, a conduit à l'utilisation généralisée de FDM dans l'analyse numérique moderne. <sup>[1]</sup> Aujourd'hui, FDM est l'une des approches les plus courantes de la solution numérique de PDE, avec les méthodes des éléments finis .

##### **2.6.3.2. La méthode aux éléments finis**

La méthode aux éléments finis est un outil très général dont le principe est de relier les contraintes aux déformations à travers les lois de comportement. Pour le faire, le modèle étudié est découpé en éléments (on parle de maillage) sur lesquels s'appliquent les contraintes ou les déplacements. Cette approche offre la possibilité de prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages de soutènement des phénomènes très complexes d'interaction sol-structure que les méthodes théoriques classiques ne peuvent pas les effectués.

Donc elle permet la prise en compte :

- De lois complexes de comportement du sol.
- D'un champ de contrainte initial adapté à l'histoire géologique et hydrogéologique du site.
- De différents types d'écrans.
- Du comportement tridimensionnel des ouvrages de soutènement.

- Du comportement des appuis (butons, tirants, radiers).

L'utilisation de lois complexes de comportement de sol, permet d'approcher au mieux le comportement réel des sols, et cela implique la réalisation d'essais spécifiques en laboratoire.

Alors, lorsque la géologie et la géométrie du site sont complexes, la réalisation d'un calcul préalable permettant de préciser le champ des contraintes dans le site avant les travaux est possible grâce à la méthode aux éléments finis, et cela est similaire en présence d'une nappe. Donc, la modélisation du champ de pressions initiale et des écoulements, nécessite un calcul préalable et une connaissance précise des conditions hydrologiques réelles.

## **2.7. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement quelques méthodes de calcul des poussées et des butées comme la méthode de Rankine et la méthode de Boussinesq et les notions de dimensionnement des ouvrages de soutènement notamment les principes de dimensionnement des écrans de soutènement comme les parois moulées et les rideaux de pieux. ces méthodes sont nombreux, on peut cite la méthode aux éléments finis, méthode des différences finies et la méthode du coefficient de réaction.

***Chapitre 3 :***  
*Présentation de l'outil de  
simulation numérique*

### 3.1. Introduction :

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post -processeurs conviviaux et simples d'emploi.

Le logiciel Plaxis est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux public et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code en éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis

Pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001.[22]

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que PLAXIS est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniciens de nos jours, dans le monde entier.

### 3.2. La méthode d'éléments finis en géotechniques :

#### 3.2.1.Introduction

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé, en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation.

#### 3.2.2.Bref aperçu sur la méthode des éléments fini

La méthode des éléments finis est donc est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, plasticité,... etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires , des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

### 3.3. Présentation de PLAXIS :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers. PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) [23].

➤ **Le programme d'entrée de données (Input)**

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.



➤ **Le programme de calcul (Calculations)**

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.



➤ **Le programme de résultats (Output)**

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.



➤ **Le programme courbe (Curves)**

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

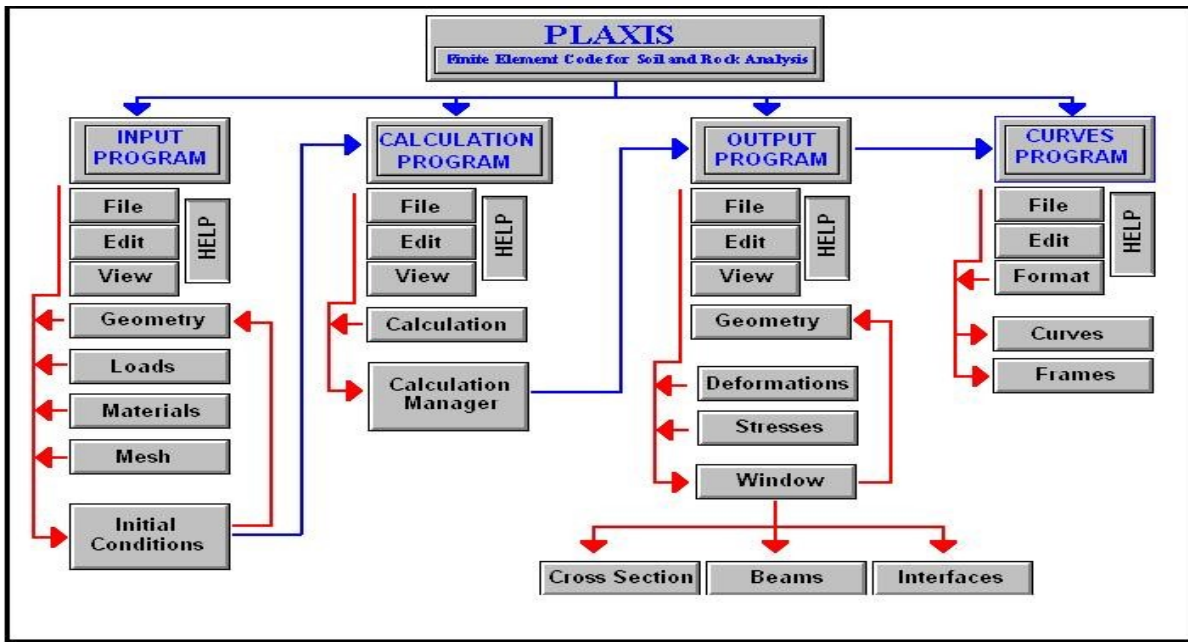


Figure 3.1 : Organigramme du code Plaxis

**a. Aperçu sur le code PLAXIS 2D:**

Un large éventail de problèmes géotechniques peut être analysé avec cette version haute capacité. Il est possible d'utiliser des maillages éléments finis 2D. PLAXIS 2D est proposé sous forme de package étendu, comprenant la déformation élastique statique, des modèles de sol avancés, une analyse de stabilité, une consolidation, une analyse de sécurité, une grille mise à jour et un écoulement stable des eaux souterraines.

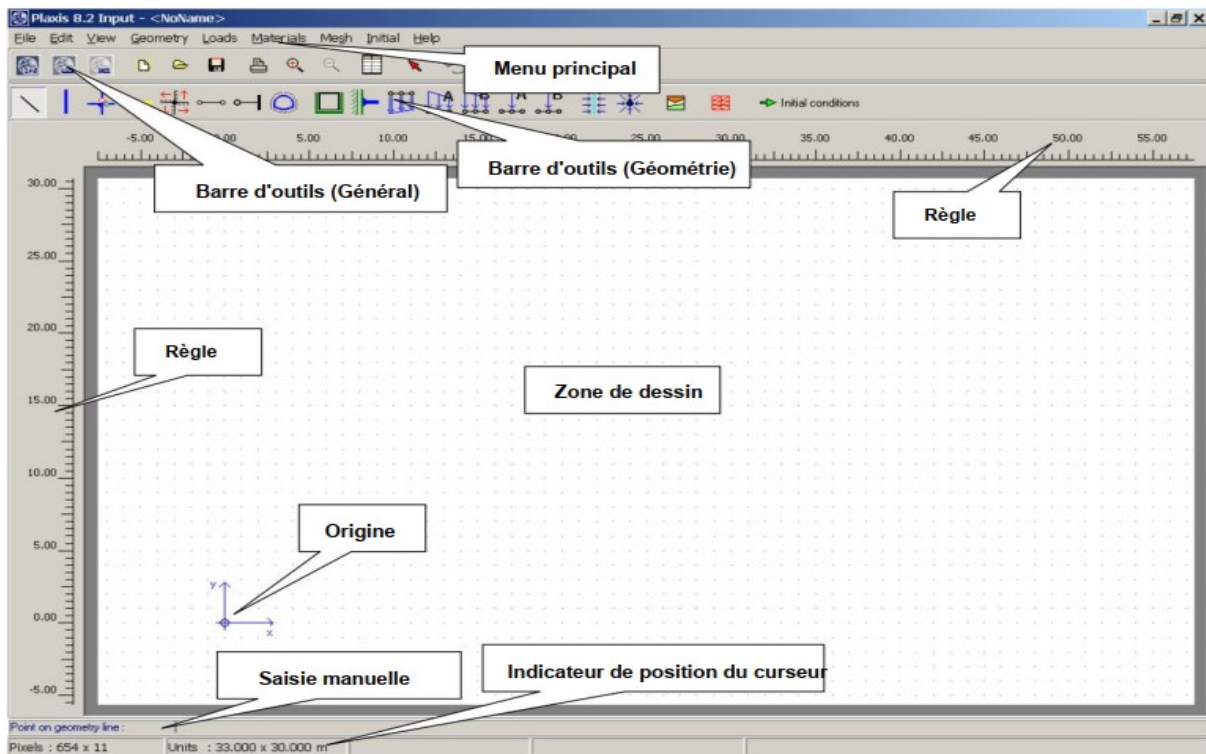


Figure 3.2 : Fenêtre principale du programme Input

- **Le menu principal**

Le menu principal contient toutes les options disponibles dans les barres d'outils, ainsi que certaines options supplémentaires qui ne sont pas fréquemment utilisées.

- ***Barre d'outils (Général):***

Cette barre d'outils contient des boutons pour des actions générales telles que les opérations sur le disque, l'impression, le zoom ou la sélection d'objets. Il contient également des boutons pour démarrer les autres programmes du package PLAXIS (Calculs, Output et Curves)

- ***Barre d'outils (Géométrie) :***

Cette barre d'outils contient des boutons pour les actions liées à la création d'un modèle géométrique. Les boutons sont ordonnés de manière à ce que, en général, suivre les boutons de la barre d'outils de gauche à droite donne un modèle géométrique complet.

- ***Règle:***

À gauche et en haut de la zone de dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques, ce qui permet une vue directe des dimensions de la géométrie.

- ***Zone de dessin:***

la zone de dessin est la feuille de dessin sur laquelle le modèle géométrique est créé.

La zone de dessin peut être utilisée de la même manière qu'un programme de dessin classique.

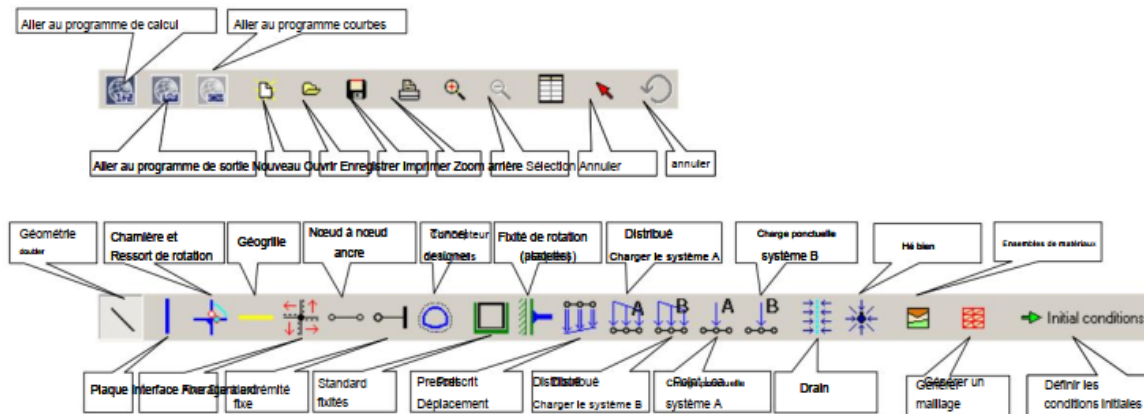
La grille de petits points dans la zone de dessin peut être utilisée pour s'aligner sur des positions régulières.

- ***Origine :***

Si l'origine physique se situe dans la plage de dimensions données, elle est représentée par un petit cercle, avec une indication des axes  $x$  et  $y$ .

**Saisie manuelle :**

Si le dessin à la souris ne donne pas la précision souhaitée, la ligne *Saisie manuelle* peut être utilisée. Les valeurs des coordonnées  $x$  et  $y$  peuvent être saisies ici en saisissant les valeurs correspondantes séparées par un espace. La saisie manuelle peut également être utilisée pour attribuer de nouvelles coordonnées à un point sélectionné ou se référer à un point de géométrie existant en saisissant son numéro de point.



**Figure 3.3** : Barres d'outils

**3.4. PLAXIS 3D :**

PLAXIS 3D est un logiciel d'éléments géotechniques limité avec une 3D complète. Un préprocesseur qui permet d'importer des objets CAO et de les traiter ultérieurement dans un contexte géotechnique. Le logiciel est fourni sous forme de progiciel étendu, comprenant la déformation élastique statique, les modèles de sol avancés, l'analyse de la stabilité et de l'uniformité et l'analyse de l'intégrité.

**Définition de code éléments finis PLAXIS 3D**

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 3D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution cents (méthode de longueur d'arc). Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affine

### 3.4.1. Aperçu sur le code Plaxis 3D

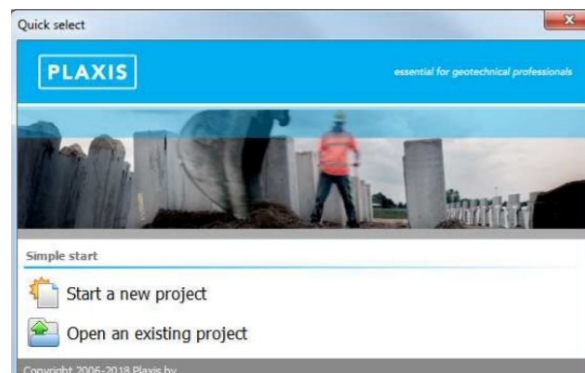
#### 3.4.1.1. Définition de code éléments finis PLAXIS 3D

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 3D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des Eléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution écents (méthode de longueur d'arc). Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options ) simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

#### 3.4.1.2. SAISIE DE GEOMETRIE

La sélection rapide une boîte de dialogue apparaît dans laquelle vous pouvez créer un nouveau projet ou en sélectionner un existant. figuer1.1

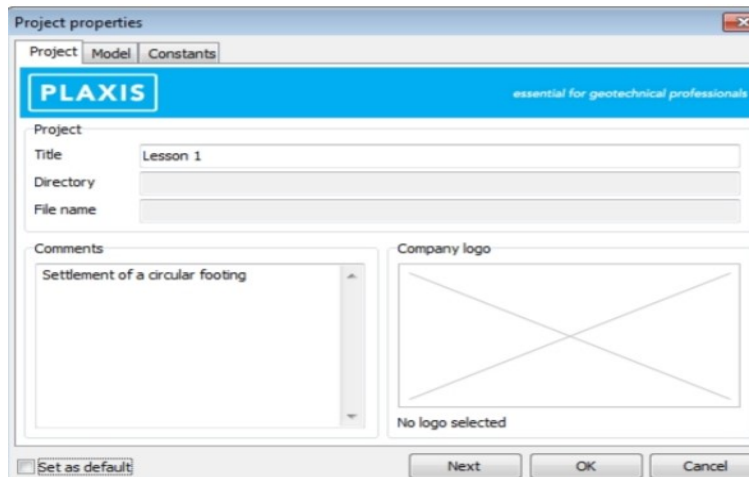


**Figure 3.4 : Boite de dialogue de sélection rapide**

Cliquez sur Démarrer un nouveau projet. La fenêtre Propriétés du projet apparaît, composée de trois onglets, Projet, Modèle et Constantes( Figure 1.2 et Figure 1.3).

### 3.4.1.3. Propriétés du projet

La première étape de chaque analyse consiste à définir les paramètres de base du modèle d'éléments finis. Cela se fait dans la fenêtre des propriétés du projet. Ces paramètres incluent la description de le problème, le type de modèle, le type de base des éléments, les unités de base et la taille de la zone de dessin.

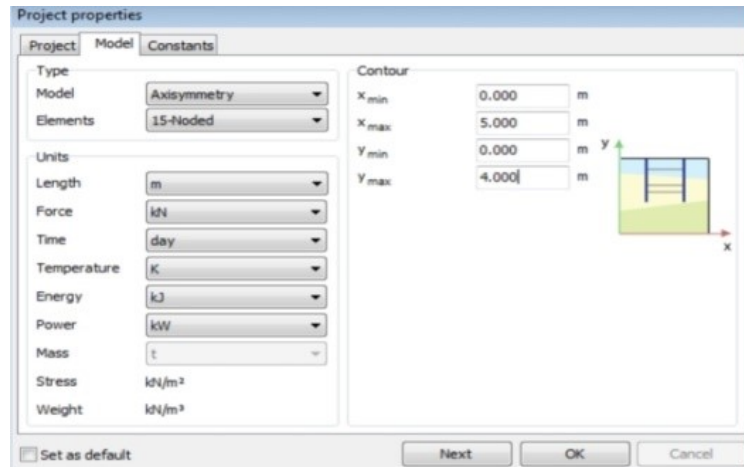


**Figure 3.5 : Onglet ; Projet de la fenêtre ; Propriétés du projet**

Pour saisir les paramètres appropriés pour le calcul de la semelle, procédez comme suit :

- Dans l'onglet Projet, entrez "Leçon 1" dans la case Titre et tapez "Règlement d'un semelle circulaire" dans la zone Commentaires.
- Cliquez sur le bouton Suivant sous les onglets ou cliquez sur l'onglet Modèle.
- Dans le groupe Type le type du modèle (Modèle) et le type d'élément de base (Éléments) sont spécifiés. Étant donné que ce didacticiel concerne une semelle circulaire, sélectionnez l'option Axisymétrie et options à 15 nœuds du modèle et des éléments menus déroulants respectivement.
- Dans le groupe Contour, définissez les dimensions du modèle sur,  $x_{\min} = 0.0$ ,  $x_{\max} = 5.0$ ,  $y_{\min} = 0.0$  et  $y_{\max} = 4.0$ .

- Conservez les unités par défaut dans l'onglet Constantes. Figure 1.4 Onglet Modèle de la fenêtre



**Figure 3.6 : Onglet; modèle de la fenêtre des propriétés du projet**

Click sur le bouton OK pour confirmer les paramètres .

#### 3.4.1.4. Définition de la stratigraphie du sol :

Lorsque vous cliquez sur le bouton OK ,la fenêtre des propriétés du projet se ferme et le sol une vue sera affichée ou la stratigraphie du sol peut être définie .

Les informations sur les couches de sol sont saisies dans les forages. Les forages sont des emplacements dans une zone de dessin sur laquelle les informations sur la position des couches de sol et la nappe phréatique sont données. Si plusieurs forages sont définis, PLAXIS 2D interpolera automatiquement entre les forages. La répartition des couches au-delà des forages est maintenue horizontale. Dans afin de construire la stratigraphie du sol, suivez ces étapes:

- Cliquez sur le bouton Créer un trou de forage dans la barre d'outils latérale (verticale) pour commencer à définir la stratigraphie.
- Cliquez sur  $x = 0$  dans la zone de dessin pour localiser le forage. Les couches de sol Modifierfenêtre apparaîtra.
- Dans la fenêtre Modifier les couches de sol, ajoutez une couche de sol en cliquant sur le bouton Ajouter.
- Définissez la limite supérieure de la couche de sol à  $y = 4$  et conservez la limite inférieure à  $y = 0$  m.

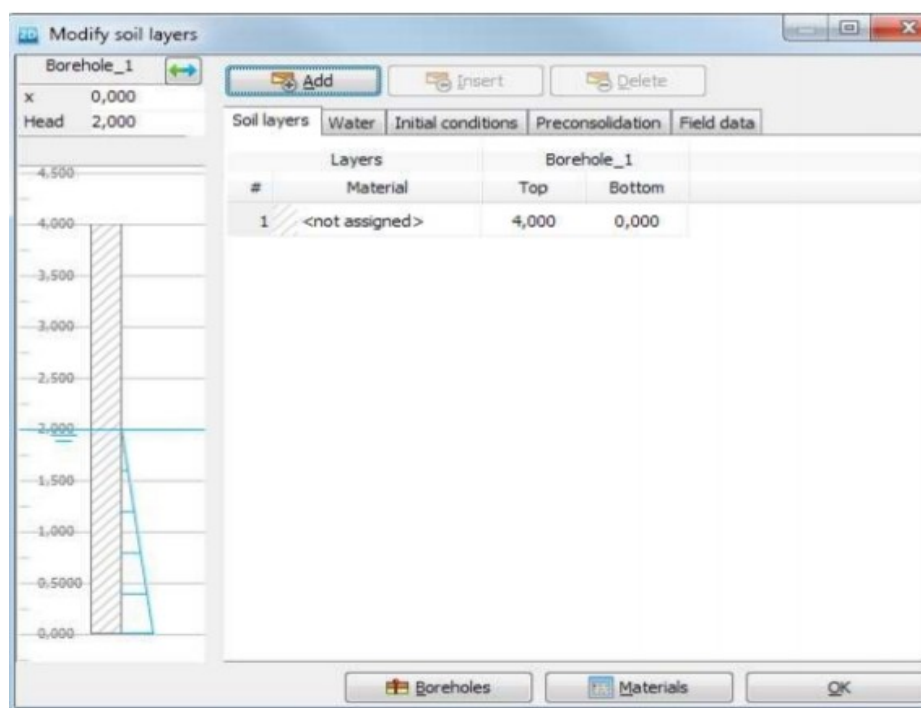
Par défaut, la valeur de hauteur (hauteur de la nappe phréatique) dans la colonne de forage est définie sur 0 m. Réglez la tête à 2,0 m (Figure 1.4)

La création d'ensembles de données de matériaux et leur affectation aux couches de sol sont décrites dans le rubrique suivant.

### 3.4.1.5. Ensembles de données de matériaux

Afin de simuler le comportement du sol, un modèle de sol adapté et Des les paramètres de matériau doivent être affectés à la géométrie. Dans PLAXIS 2D, les propriétés du sol sont collectées dans des ensembles de données de matériau et les différents ensembles de données sont stockés dans un matériau base de données. A partir de la base de données, un ensemble de données peut être affecté à une ou plusieurs couches de sol. Pour base de données. A partir de la base de données, un ensemble de données peut être affecté à une ou plusieurs Couches de sol .pour structures (comme des murs, des plaques, des ancrages, des géogrilles, etc.) le système est similaire, mais différent

les types de structures ont des paramètres différents et donc des types de matériaux différents ensembles de données. PLAXIS 2D fait la distinction entre les jeux de données matériaux pour le Sol et les interfaces, Plaques, géogrilles, rangées de poutres encastrées et ancrages.

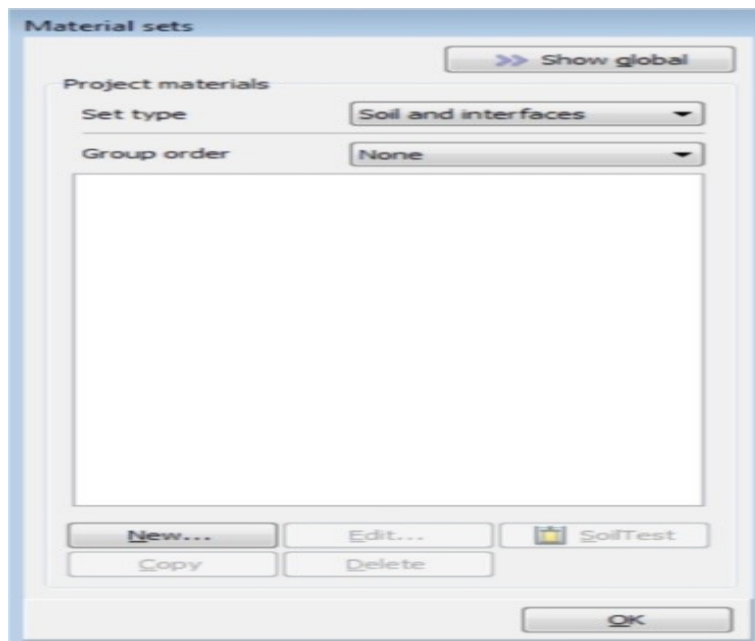


**Figure 3.7 : Fenêtre de Modification des couches de sol**

- Cliquez sur le bouton Nouveau en bas de la fenêtre Ensembles de matériaux. Une nouvelle fenêtrapparaîtra avec six onglets : Général, Paramètres, Eaux souterraines, ThermiqueInterfaces et initiales.
- Dans la case Jeu de matériaux de l'onglet Général, écrivez « Sable »

Dans la case identification Le modèle de matériau par défaut (Mohr-Coulomb) et le type de drainage (Drainé) sont valides pour cet exemple .

Entrez les valeurs appropriées dans la zone Propriétés générales (Figure1.5) selon les propriétés des matériaux répertoriées dans le tableau 1.1. Conservez les paramètres qui ne sont pas mentionnés dans la table à leurs valeurs par défaut .

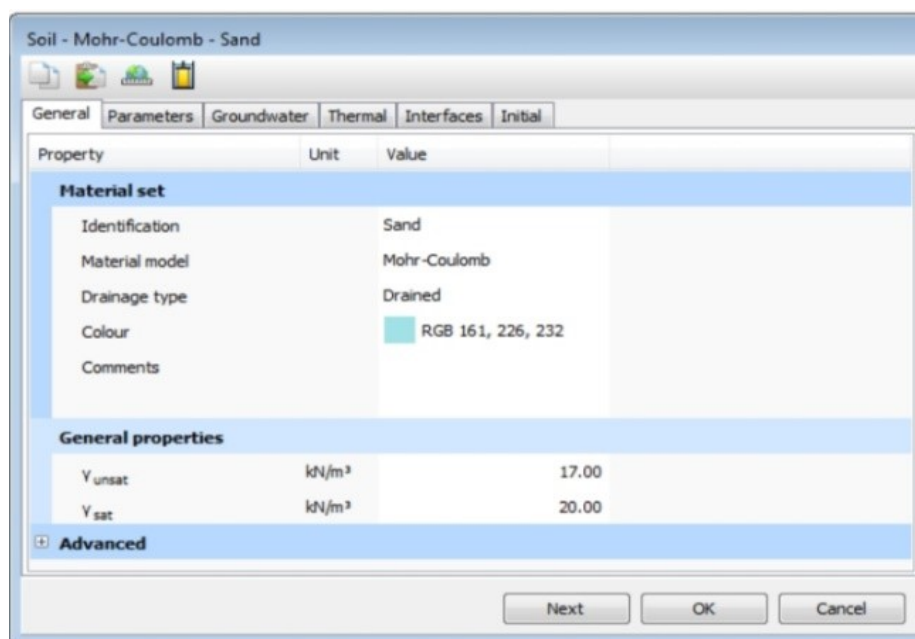


**Figure 3.8 : Fenêtre de matériaux**

Cliquez sur le bouton Suivant ou cliquez sur l'onglet Paramètres pour procéder à la saisie du modèle paramètres. Les paramètres apparaissant dans l'onglet Paramètres dépendent du modèle de matériau sélectionné (dans ce cas, le modèle de Mohr-Coulomb).

Entrez les paramètres du modèle du tableau 1.1 dans les zones d'édition correspondantes de l'onglet Paramètres (Figure 1.8).

Une description détaillée des différents modèles de sol et leurs paramètres correspondants se trouvent dans le manuel des modèles de matériaux



**Figure 3.9 : Onglet du type de sol et des interfaces**

- Le matériau du sol est drainé, le modèle géométrique n'inclut pas les interfaces et les conditions thermiques et initiales par défaut sont valables pour ce cas, donc le reste des sheets peuvent être ignorés.
- Cliquez sur OK pour confirmer la saisie des données de matériau actuelles. Positionner. Maintenant, l'ensemble de données créé apparaîtra dans l'arborescence des ensembles de matériaux la fenêtre.\* Faites glisser le jeu Sable de la fenêtre Jeux de matériaux (sélectionnez-le et maintenez enfoncé le bouton gauche bouton de la souris tout en se déplaçant) au graphique de la colonne de sol sur le côté gauche de la fenêtre Modifier les couches de sol et déposez-la (relâchez le bouton gauche de la souris)
- Cliquez sur OK dans la fenêtre Ensembles de matériaux pour fermer la base de données.
- Cliquez sur OK pour fermer la fenêtre Modifier les couches de sol

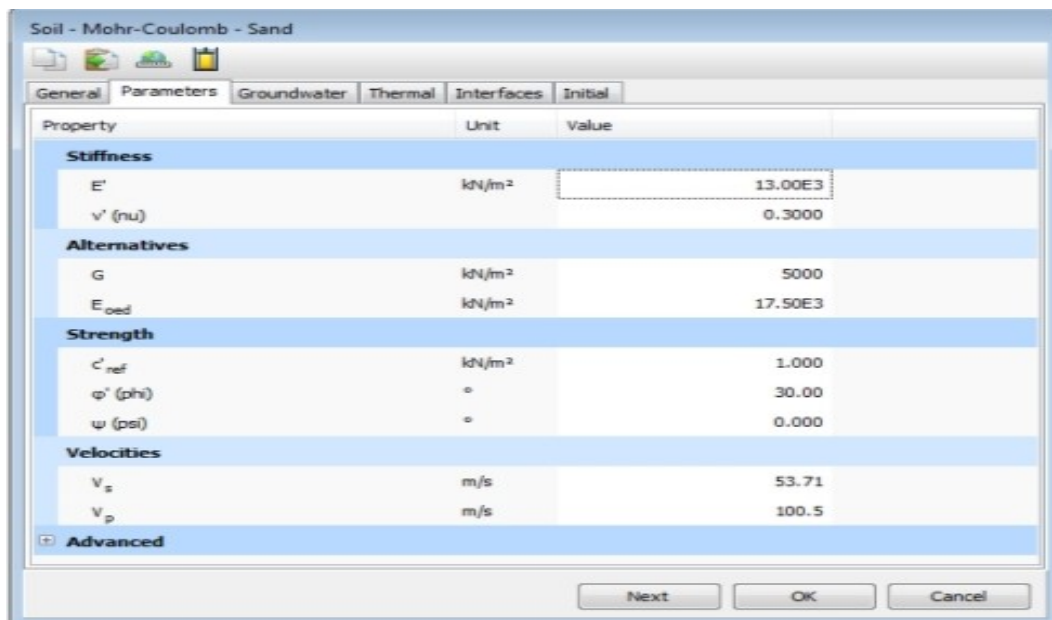


Figure 3.10 : Onglet des paramètres de d'ensemble du type de sol et interfaces

La visibilité d'une grille dans la zone de dessin peut simplifier la définition de la géométrie. La grille fournit une matrice sur l'écran qui peut être utilisée comme référence. Il peut également être utilisé pour accrochage à des points réguliers lors de la création de la géométrie. La grille peut être activée en cliquant sur le bouton correspondant sous la zone de dessin. Pour définir la taille du cellule de la grille et les options d'accrochage : Cliquez sur le bouton Options de capture dans la barre d'outils inférieure. La fenêtre d'accrochage apparaît où la taille des cellules de la grille et l'intervalle de capture peuvent être spécifiés. L'espacement des points d'accrochage peut être divisé en intervalles plus petits par la Valeur du nombre d'intervalles d'accrochage. Utilisez les valeurs par défaut dans cet exemple.

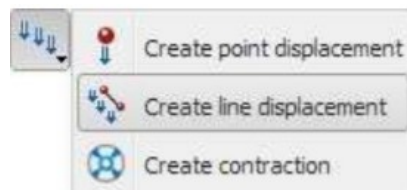
**Tableau 3.1 : Propriétés matérielles de la couche de sable**

Paramètres	Nom	Valeur	Unité
Générale			
Modèle de matériau	Modèle	Mohr- coulomb	-
Type de comportement du matériau	type	Drained	-
Poidsunitaire du sol au-dessus du niveau de la nappe phréatique		17.0	KN/m
Poidsunitaire du sol sous le niveau de la nappe phréatique		20.0	KN/m
Paramètres			
Module de Young(constant)	E'	1.310	KN/m
Coefficient de poisson	V'	0.3	-
Cohésion (constant )	C'ref	1.0	KN/m
Angle de frottement		30.0	
Angle de dilatance		0.0	°

### 3.4.1.5. Définition des éléments structuraux Les éléments :

structurels sont créés dans le mode Structures du programme où une indentation uniforme sera créée pour modéliser une semelle très rigide et rugueuse.

- Cliquez sur l'onglet Structures pour procéder à la saisie des éléments structurels dans le Mode structures.



**Figure 3.11 : Option créer un déplacement ligne dans le menu déplacement imposé**

- Dans la zone de dessin, déplacez le curseur sur le point (0, 4) et cliquez sur le bouton gauche de la souris
- Déplacez-vous le long de la limite supérieure du sol jusqu'au point (1, 4) et cliquez avec le bouton gauche de la souris bouton à nouveau.
- Cliquez sur le bouton droit de la souris pour arrêter le dessin.

- Dans l'explorateur de sélection, définissez la composante x du déplacement prescrit (Déplacement<sub>x</sub>) sur Fixe.
- Spécifiez un déplacement prescrit uniforme dans la direction verticale en attribuant une valeur de -0,05 à  $u_{y,start,ref}$ , signifiant un déplacement vers le bas de 0,05 m (Figure 1.9).

La géométrie du modèle est terminée.

### 3.4.1.6. Génération de maillage

Lorsque le modèle géométrique est terminé, le maillage d'éléments finis peut être généré. PLAXIS 2D permet une procédure de génération de maillage entièrement automatique, dans laquelle la géométrie est divisée en éléments de type élément de base et structures compatibles éléments, le cas échéant.

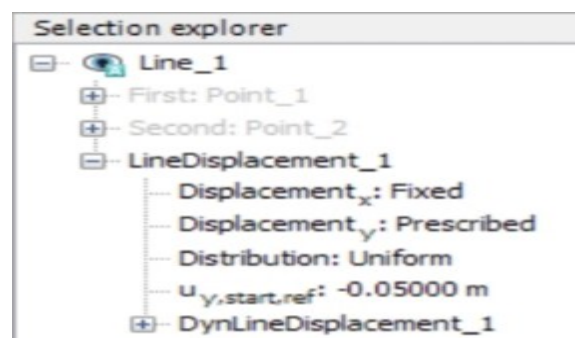
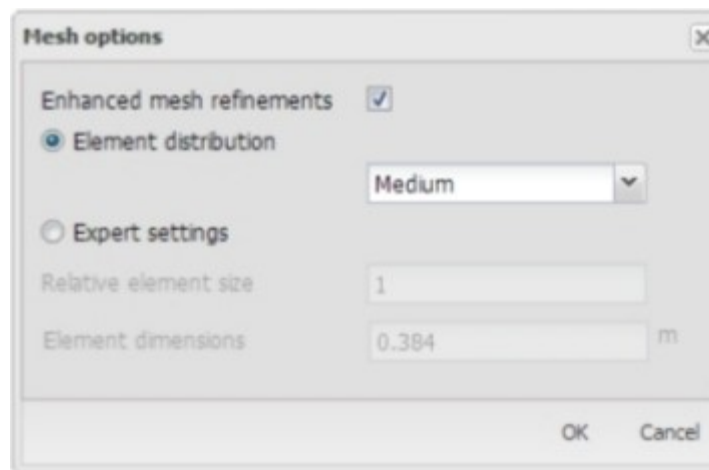


Figure 3.12 : Déplacement prescrit dans l'explorateur de sélection

La génération du maillage tient pleinement compte de la position des points et des lignes dans le modèle, de sorte que la position exacte des couches, des charges et des structures soit prise en compte dans le fini maille d'élément. Le processus de génération est basé sur un principe de triangulation robuste qui recherche des triangles optimisés. En plus de la génération de maillage elle-même, une transformation des données d'entrée (propriétés, conditions aux limites, jeux de matériaux, etc.) modèle de géométrie (points, lignes et clusters) au maillage d'éléments finis (éléments, nœuds et points de stress) est faite. Afin de générer le maillage, suivez ces étapes :

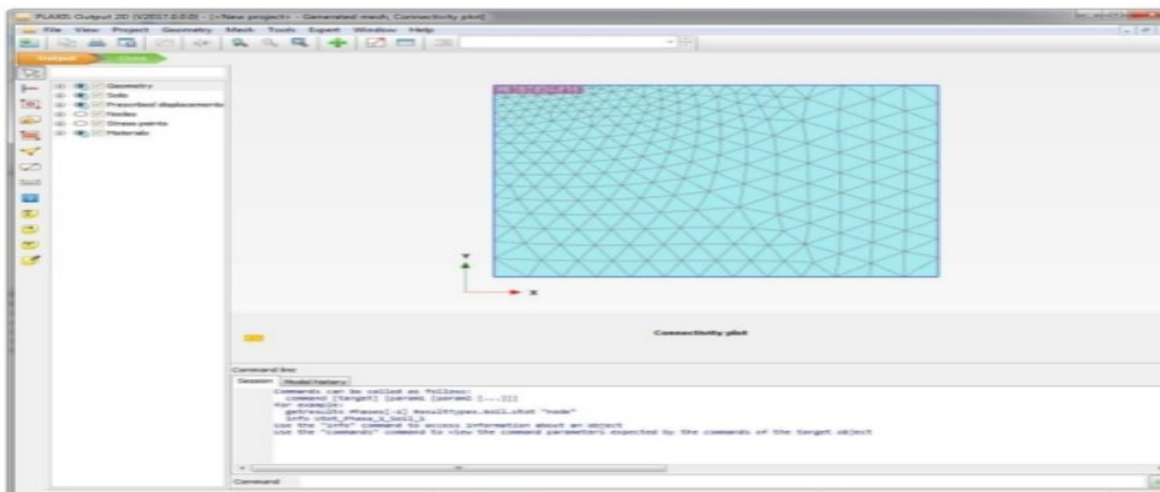
- Passez au mode Maillage en cliquant sur l'onglet correspondant. Cliquez sur le bouton Générer un maillage dans la barre d'outils latérale. La fenêtre des options de maillage apparaît en haut.
- L'option Medium est sélectionnée par défaut comme distribution d'éléments.
- Cliquez sur OK pour lancer la génération du maillage



**Figure 3.13 : Fenêtre des options de maillage généré**

Une nouvelle fenêtre s'ouvre affichant le maillage généré (Figure 3.14). Notez que le maillage est automatiquement raffiné sous le pied.

Cliquez sur l'onglet Fermer pour fermer le programme Output et revenir au mode Mesh



**Figure 3.14 : Maillage généré dans la fenêtre sortie**

### 3.4.1.7. Effectuer des calculs

Une fois le maillage généré, le modèle éléments finis est terminé "Conditions initiales".

La 'phase initiale' implique toujours la génération de conditions initiales. En général, la première les conditions comprennent la configuration géométrique initiale et l'état de contrainte initial, c'est-à-dire les contraintes effectives, les pressions interstitielles et les paramètres d'état, le cas échéant. Cliquez sur l'onglet Construction par étapes pour procéder à la définition des phases de calcul. Le mode "Conditions de débit" peut être ignoré. Lorsqu'un nouveau projet a été défini, un premier phase de calcul nommée "Phase initiale", est automatiquement créée et sélectionnée dans le Explorateur de phases (Figure 1.12). Tous les éléments structuraux et les charges qui sont présents

dans la géométrie sont initialement automatiquement désactivées ; seuls les volumes de sol sont initialement actifs. Dans cette leçon du didacticiel, les propriétés de la phase initiale seront décrites

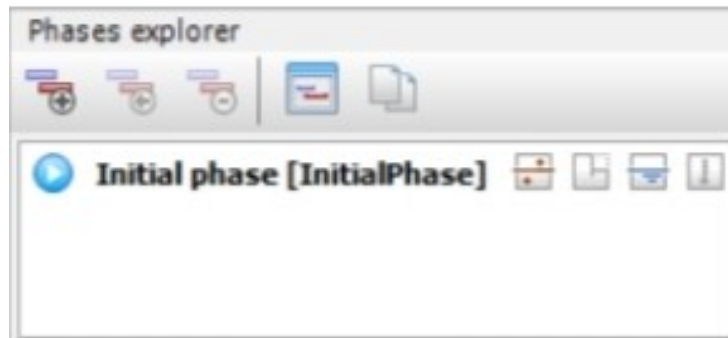


Figure 3.15 : Phases explorer

### 3.5. Le modèle de comportements qu'on utilise dans PLAXIS 2D et 3D

#### 3.5.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans le Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre.

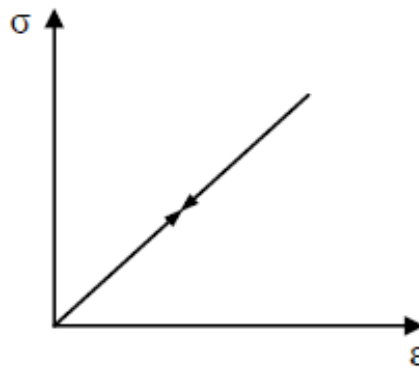


Figure 3.16 : Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire

#### 3.5.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. À l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

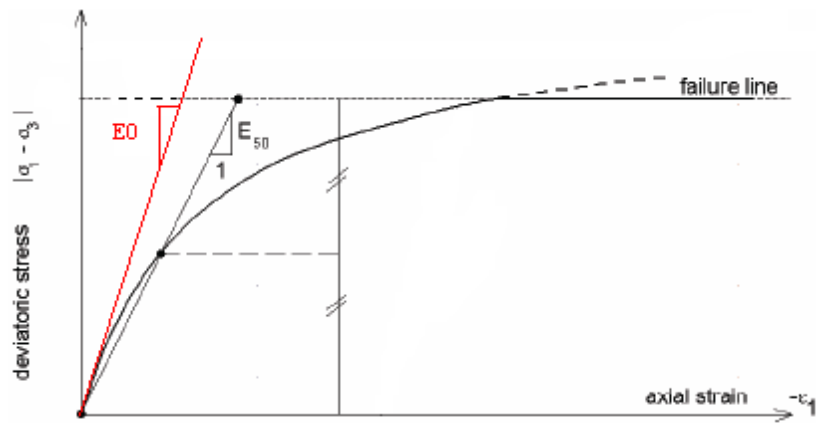


Figure 3.17 : Définition du module à 50 % de la rupture (modèle de Mohr-Coulomb)

### 3.5.3. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model, modèle HSM)

Le modèle HSM a pour objectif d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points. Il s'agit essentiellement de :

- La prise en compte de l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- La prise en compte de l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente, ce qui se manifeste par une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- Distinguer entre une charge et une décharge ;
- Tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

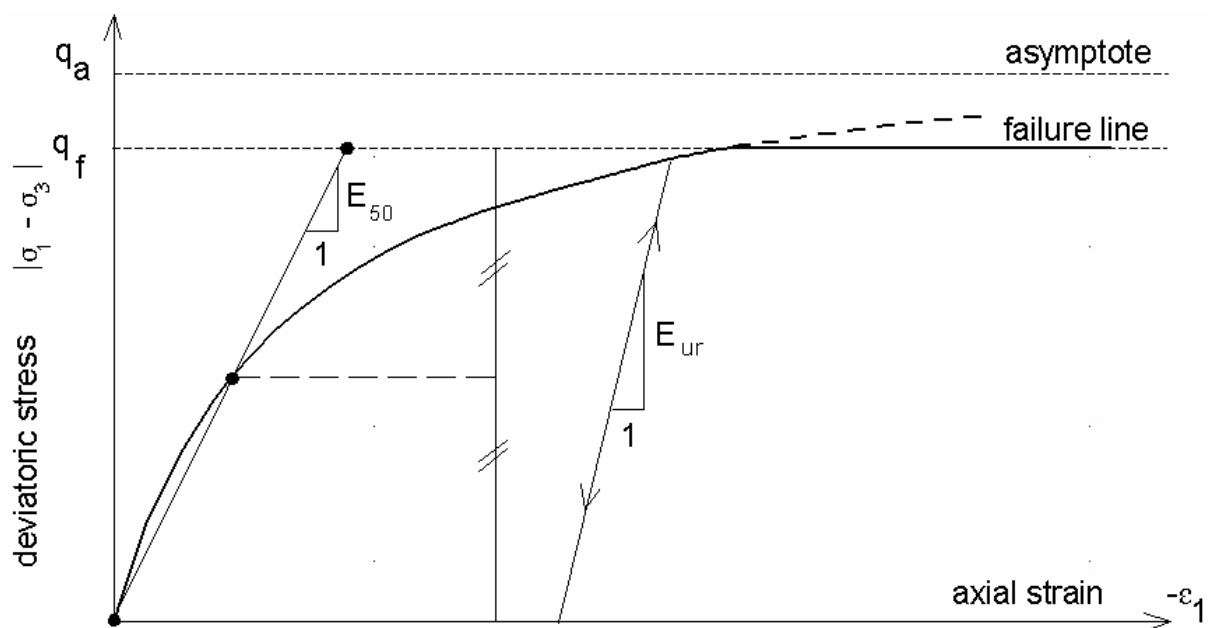


Figure 3.18 : Représentation de la relation hyperbolique gérant l'écrouissage du modèle HSM

### 3.6. CONCLUSION

L'étude numérique précédente des éléments finis et Plaxis montre un rôle fondamental pour le calcul de la stabilité des structures, et les différentes études géotechniques approuvées.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel"...

Dans ce chapitre les modèles principales disponibles dans le code Plaxis2D ou plaxis 3D ont été brièvement décrits en distinguant parmi eux ceux adaptés à la simulation du comportement des sols.

# **Chapitre 4**

## **Etude de cas**

## 4.1. Introduction :

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des ouvrages et des sols. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique d'ouvrage, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau.

Dans ce chapitre nous avons choisi d'étudier la stabilité d'un rideau de pieux de soutènement réalisé afin d'empêcher l'éboulement du sable à la phase d'excavation lors de la réalisation d'une trémie au niveau du carrefour de TIKSEBET, de la ville d'El oued (Algérie). Pour cela nous utiliserons deux codes de calculs en éléments finis Plaxis2D (version 8.6) et Plaxis3D (version 2013) pour simuler cet ouvrage.

Dans la première partie de cette analyse on présente les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis bidimensionnel (2D) de modèle de référence.

Dans la deuxième partie de ce chapitre une étude paramétrique basée sur les paramètres Simulation numérique de l'ouvrage pour étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement de ce type d'ouvrage. Cette analyse concerne l'effet de profondeur d'excavation, l'effet de modèle de comportement de sol, la remontée de la nappe phréatique, longueur de la fiche et la comparaison entre modélisation bidimensionnel (2D) et tridimensionnel (3D) sur le déplacement horizontal, Pressions latérales sur l'écran de soutènement et le Coefficient de sécurité.

## 4.2. Présentation de cas étudié:

Notre projet c'est une trémie giratoire est considéré le premier projet d'une trémie réalisée sur le territoire de willaya. L'importance de ce projet vise le désengorgement de la ville d'El-Oued, au niveau de carrefour TIKSEBT qui consiste un point de croisement entre la RN 48 et CC 110 (provenant de la RN16), sachant que ce point noir connaît des situations d'embouteillages quotidienne créées par le trafic local et de transit.

### 4.2.1. Descriptif du projet :

L'aménagement du carrefour centre ville consiste à la réalisation d'une trémie bidirectionnelle à gabarit normal (8.00m de largeur chaussée et 4.00m d'hauteur) dans le sens (El-Oued – Biskra) en 2 voies de 3.5 m de large de chacune et un trottoir de 0.5m de chaque côté.

Ce passage inférieur permet un dégagement rapide des itinéraires principaux de surface avec une meilleure prise en charge du trafic local en surface en éliminant les principaux cisaillements et ce par l'adjonction de giratoire assurant ainsi une fluidifié permanente de la circulation .

Cet ouvrage à une longueur totale de 239.3 m et 9.00m de largeur dont 49.68m partie couverte, qui est constituée des pieux latéraux ayant différentes profondeurs sous forme « cylindre » et des éléments supérieur en forme « U » constituent la dalle ,ces éléments sont réalisées en deux couches superposées l'une préfabriqués et l'autre coulé sur place , ainsi que des murs de soutènements (préfabriqués et coulés en place) relie entre eux par des radiers.



**Figure 4.1 : Localisation de l'ouvrage**

#### **4.2.2. Caractéristique techniques :**

La trémie est structurée par l'ensemble des éléments suivants :

- **Les pieux :**

Ils sont considérés comme soutènement latéral du sol et ce lors de l'excavation et de la réalisation des murs de soutènements

Diamètre des pieux = 1.20m

Profondeur des pieux = variable (11m, 15m, 18m, 21m), pour la modélisation on a choisi la profondeur de 21m.

Nombre des pieux = 310 (cote droite et cote gauche)

Distance entre pieux = 0.20m et soit entre axe 1.40m

- **Murs des soutènements :**

Les murs de soutènement sont des éléments porteurs d'une part et stabilisateurs de sol d'autre part .Ils ont la forme géométrique (mur en L ) et composent des parties verticaux qui sert à soutenir le sol et supporter les charges et les autres des parties horizontaux sert à transfère les charges au sol

L'ouvrage comporte deux parties (ouverte et couverte) :

- **Partie ouverte :**

Longueur = 189.76m

Hauteurs des murs soutènement sont variable (MS type 01 et MS type 02)

Longueur d'un élément des murs soutènements préfabriquées  $L= 1.5m$

Nombres des murs soutènements préfabriqués  $(2 \times 38) = 76$  murs (cote droite et cote gauche) soit en total 126 élément préfabriqués

- **Partie couverte :**

Longueur = 49.68m

Hauteurs des murs soutènement  $H=5.98m$

Longueur d'un élément des murs soutènements préfabriquées  $L= 1.5m$

Nombres des éléments des murs soutènements préfabriqués  $(2 \times 32) = 64$

• **Radier couler sur place :**

Les murs des soutènements sont lies entre eux par une plate forme coulé sur place ayant une épaisseur différente correspond au type de MS

- **Partie ouverte :**

Pour la partie MS type 01 ayant une épaisseur de 0.50m

Pour la partie MS type 02 ayant une épaisseur de 0.70m

- **Partie couverte :**

L'épaisseur de la plate forme est égale à 0.80m

• **Dalle :**

La partie couverte constitue de deux 02 dalles superposes d'une longueur de 49.68m et 10.60m de large :

Dalle préfabriqué ayant une épaisseur de 0.4m se reposé sur les murs de soutènement.

Dalle couler sur place ayant une épaisseur de 0.40m se repose sur la dalle préfabriqué et s'accroche aux murs de soutènements.

• **Evacuation des eaux souterraines :**

Un ensemble des dispositifs à prévoir pour évacuer les eaux pluviales vers un puisard profond situe à proximité de la trémie en passant par des regards intermédiaires sur toute la longueur du passage

inférieur de la trémie. Le puisard va raccorder avec les réseaux publics d'assainissement.



**Figure 4.2 : Pieux de l'ouvrage**



**Figure 4.3 : Machine foreuse**



Figure 4.4 : Vue de l'ouvrage en cours de la réalisation

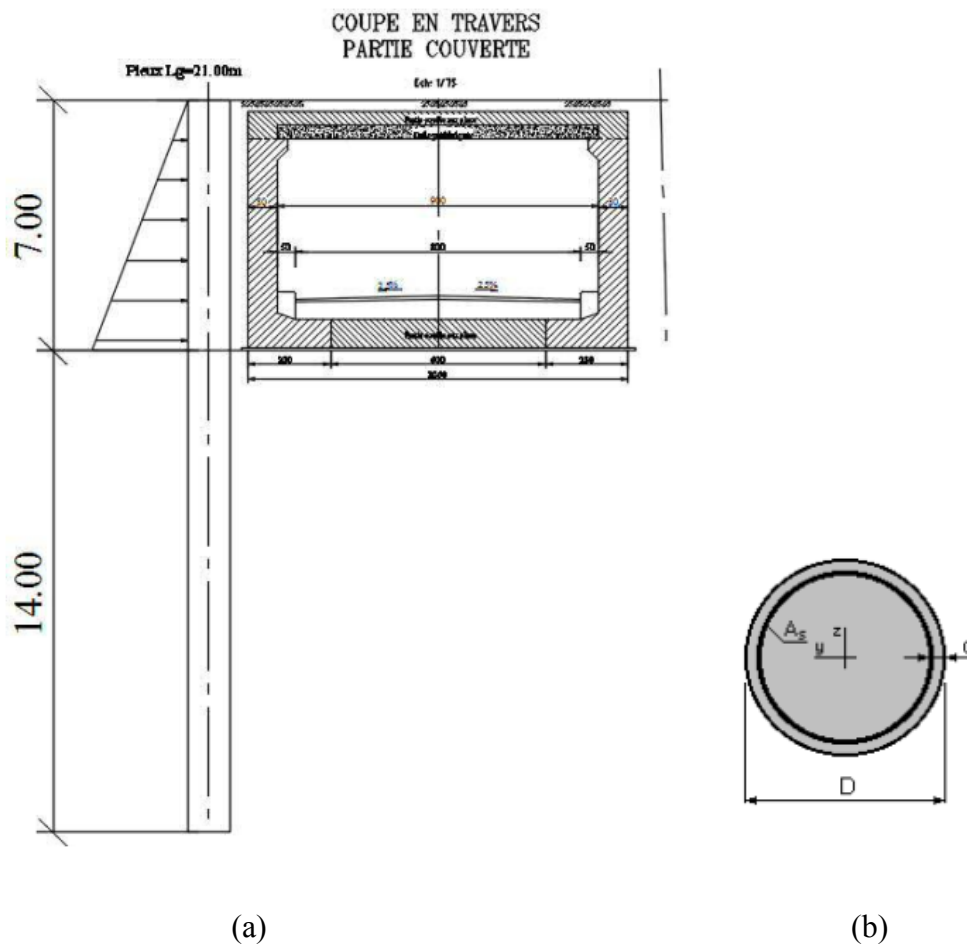


Figure 4.5 : (a) coupe en travers de la section étudié, (b) diamètre du pieu

### 4.3. Simulation numérique de l'ouvrage (modèle de référence):

Le modèle proposé dans le cas de référence est un modèle en éléments finis avec l'utilisation du logiciel Plaxis 2D Version 8.6 (sous les conditions de la déformation plane), où les éléments de massif du sol et du béton sont modélisés avec des éléments triangulaires à 15 nœuds.

#### 4.3.1. Géométrie :

Le modèle a une hauteur de 30m et une longueur de 72.4m. Le fond et les limites latérales du modèle ont été placés loin de la zone d'excavation afin d'éviter les effets de bord. Les pieux ont une hauteur totale de 21 m, y compris 14 m de la fiche.

Le modèle est composé d'une seule couche de sol (le sol naturel), c'est un sol de nature sableux comme l'indique l'étude géotechnique de l'ouvrage. La profondeur d'excavation est de 7m et divisée en trois phases.

La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage.

Concernant les conditions aux limites, les déplacements à la base du modèle sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale, alors que seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux (voir Figure 4.6).

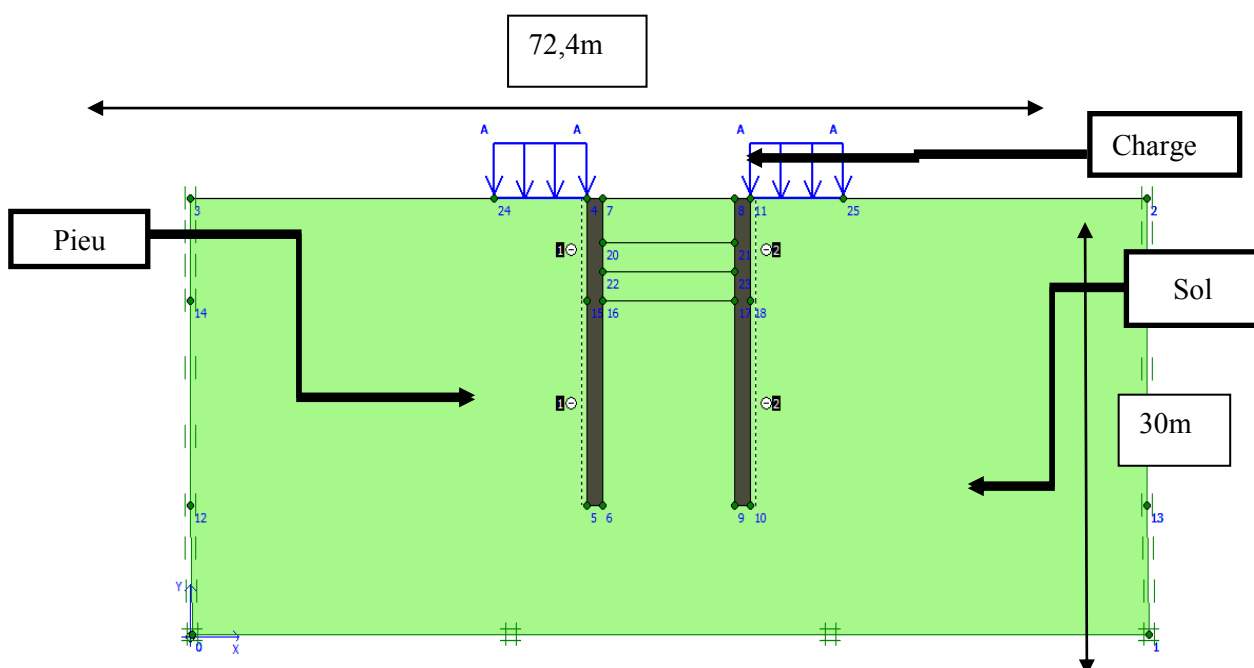


Figure 4.6 : Modèle numérique adopté pour l'ouvrage réel (2D)

#### 4.3.2. Caractéristiques des matériaux :

##### a) Le sol :

Le sol du naturel est modélisé avec un modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique avec écrouissage (Hardening Soil Model, nommé HSM). Les valeurs des paramètres du

modèle de comportement de notre sol) sont présentées dans le tableau.4.1.

Pour les Interfaces le coefficient de réduction de résistance mécanique appliqué de part et d'autre du pieu est pris de 0,67.

**Tableau 4.1 : Propriétés géomécaniques du sol (modèle HSM)**

Modèle de comportement		Hardening Soil Model (HSM)	
Type		Drained	
$\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	14.00	
	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.00	
$\gamma_{sat}$			
$E_{50}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	50000.000	
$E_{oed}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	50000.000	
$E_{ur}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	150000.000	
m	[-]	0.5	
$\nu_{ur}$	[-]	0.2	
$C_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	1	
$\varphi$	[°]	30	
$\Psi$	[°]	0	
	[-]	0.67	
$R_{inter}$			

**b) Les pieux :**

Les pieux ont été modélisés comme des matériaux homogènes avec des éléments triangulaires à 15 nœuds en utilisant un modèle de comportement purement élastique (Linéaire Elastique). Ce modèle est caractérisé par les paramètres représentés dans tableau.4.2.

**Tableau 4.2 : Propriétés géomécaniques des pieux**

<b>Modèle de comportement</b>	<b>LinearElastic</b>
<b>Type</b>	Non-porous
<b>Poids spécifique <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	24
<b>Module de rigidité (kPa)</b>	26000000
<b>Coefficient de Poisson <math>\nu</math></b>	0,2

### 4.3.3. Processus d'excavation et méthodologie de modélisation :

L'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur totale égale à 7m. Cette profondeur est divisée en trois parties. La simulation du phasage d'excavation de l'ouvrage a comporté les phases suivantes :

- Phase 0 : dans cette phase on fait le calcul avec les conditions initiales (avant l'excavation).
- Phase 1 : dans cette phase l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 3m (excavation de 3 m). La modélisation est représentée par la figure 4.7.
- Phase 2 : dans cette phase l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 5m (excavation de 2 m). La modélisation est représentée par la figure 4.8.
- Phase 3 : dans cette phase l'excavation s'effectue jusqu'à la profondeur finale égale à 7m (excavation de 2 m). La modélisation est représentée par la figure 4.9.
- Phase 1 : dans cette phase consiste la pose de la charge de routes aux côtés de la fouille et modélisé par une pression uniformément répartie équivalente de  $20 \text{ KN/m}^2$  appliquée sur une largeur de 7m. La modélisation est représentée par la figure 4.10.

A la fin de calcul de chaque phase on calcule le facteur de sécurité correspondant.

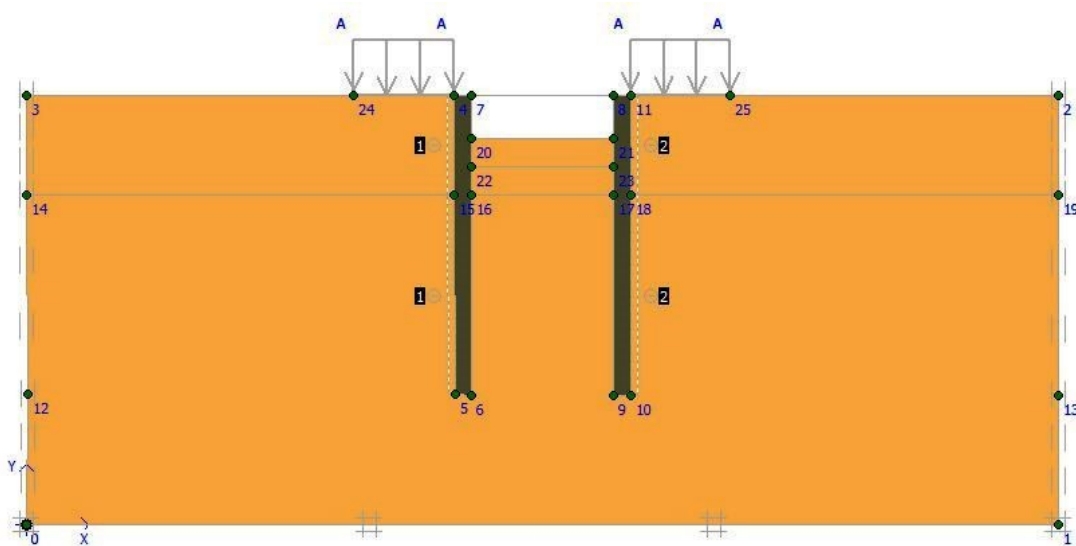


Figure 4.7 : Modélisation de la 1<sup>ère</sup> phase

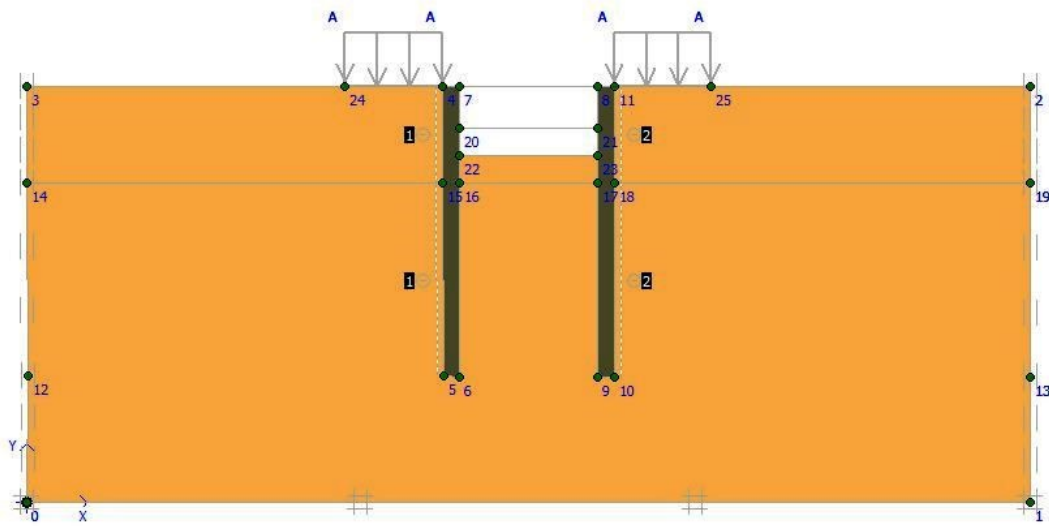


Figure 4.8 : Modélisation de la 2<sup>ème</sup> phase

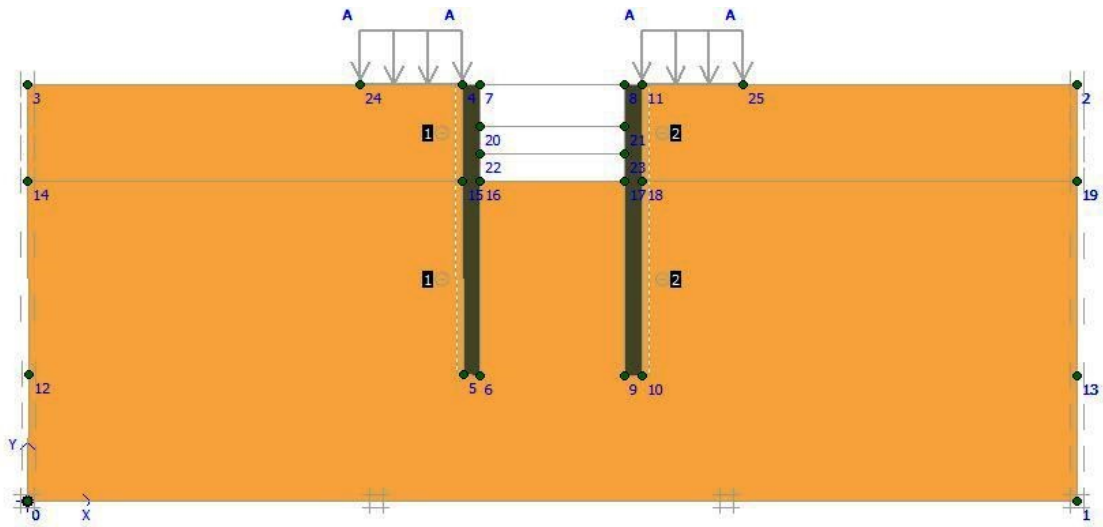
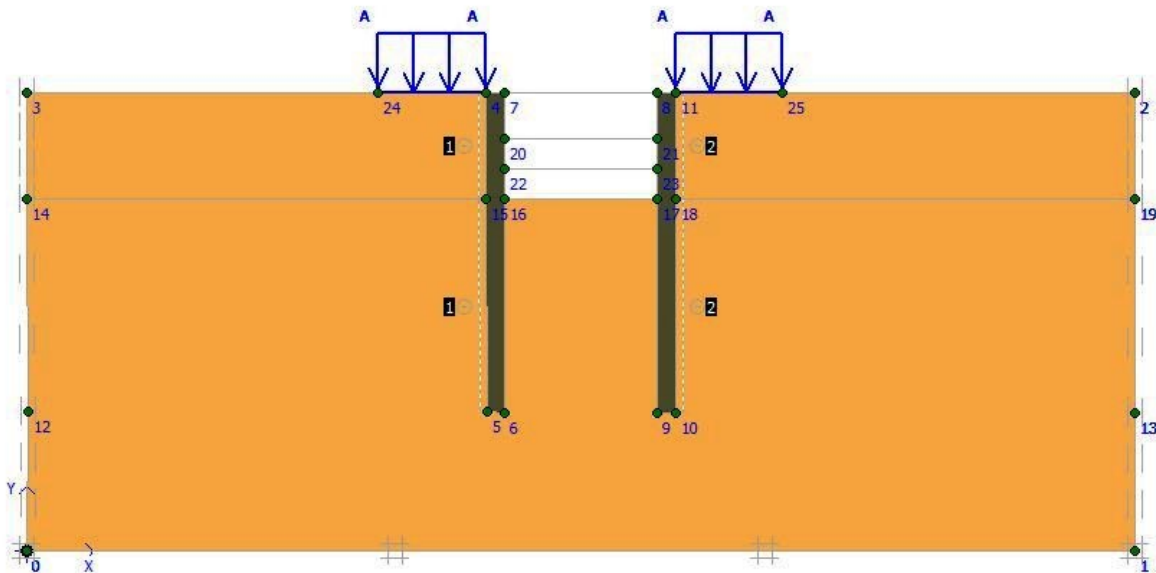


Figure 4.9 : Modélisation de la 3<sup>ème</sup> phase



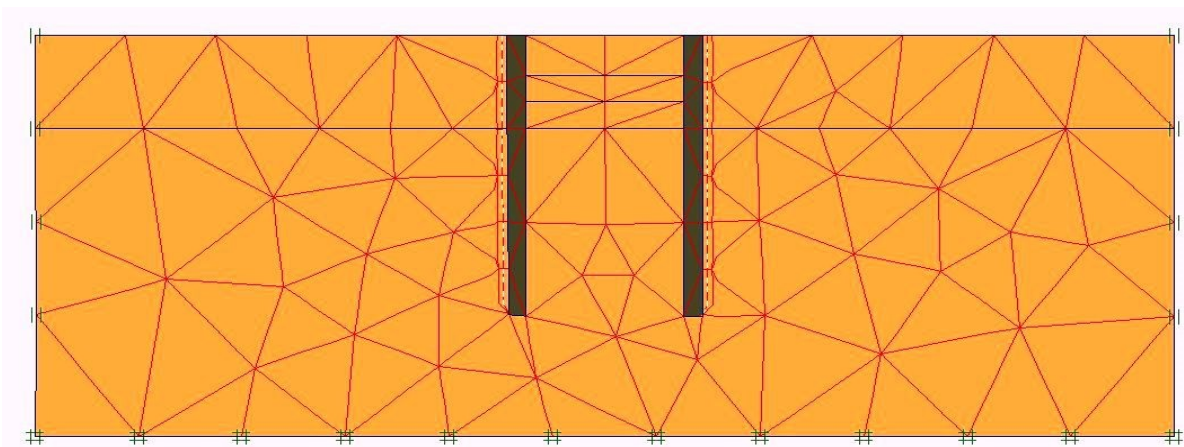
**Figure 4.10 : Modélisation de la 3<sup>ème</sup> phase**

Les résultats de l'analyse par éléments finis ont été évalués de deux façons : Une première phase (excavation) appelée phase de construction par étapes qui peut être considéré comme l'état de service (condition de travail). Une deuxième phase (pour le calcul de facteur de sécurité) appelée la phase de «  $\phi/c$  réduction » qui peut être considérée comme la condition de rupture.

#### **4.3.4. Génération du maillage:**

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et à la mécanique des matériaux présents (hétérogénéité des matériaux,). L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques.

La discrétisation du modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 15 nœuds (Figure 4. 11), Le maillage est constitué en totalité de 155 éléments triangles, 1355 nœuds.



**Figure 4.11: Représentation du maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS 2D**

### 4.3.5. Les résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, les déplacements, pressions latérales sur l'écran de soutènement et le coefficient de sécurité. On présente ci-dessous quelques résultats pour le cas de référence.

La figure 4.12 représente le schéma déformé de l'ouvrage donné par le logiciel Plaxis2D pour la phase4 (à la fin de l'excavation et l'application de chargement), les déplacements enregistrés sont comme suit, le déplacement horizontal maximal 14.27mm, le déplacement vertical maximal 16.53 mm et le déplacement total maximal égal à 21.17mm.

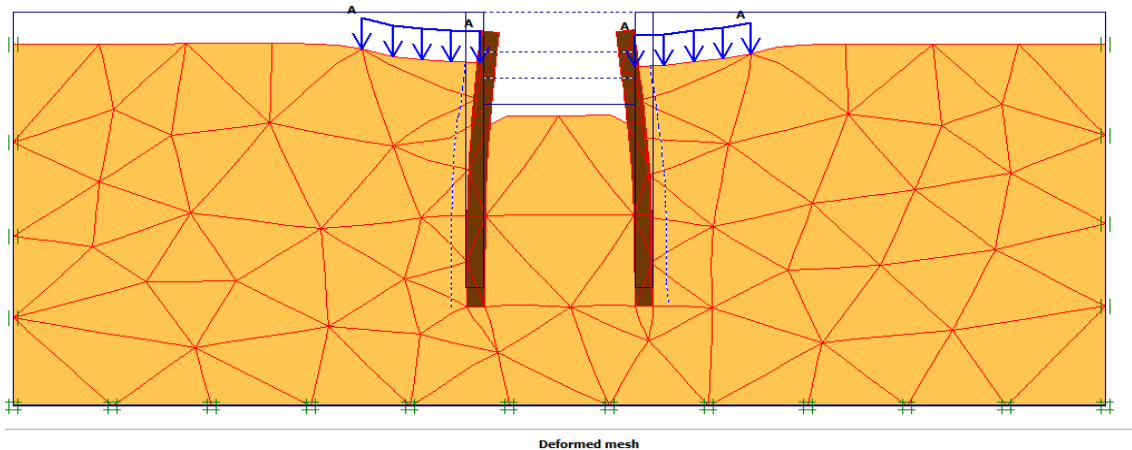


Figure 4.12 : Déformation du maillage à la fin de la phase4 (plaxis 2D)

#### 4.3.5.1. Les déplacements

Les figures 4.13, 4.14, 4.15 et 4.16 représentent les déplacements horizontaux de la phase 1, 2, 3 et 4 respectivement obtenus à l'aide du logiciel Plaxis.

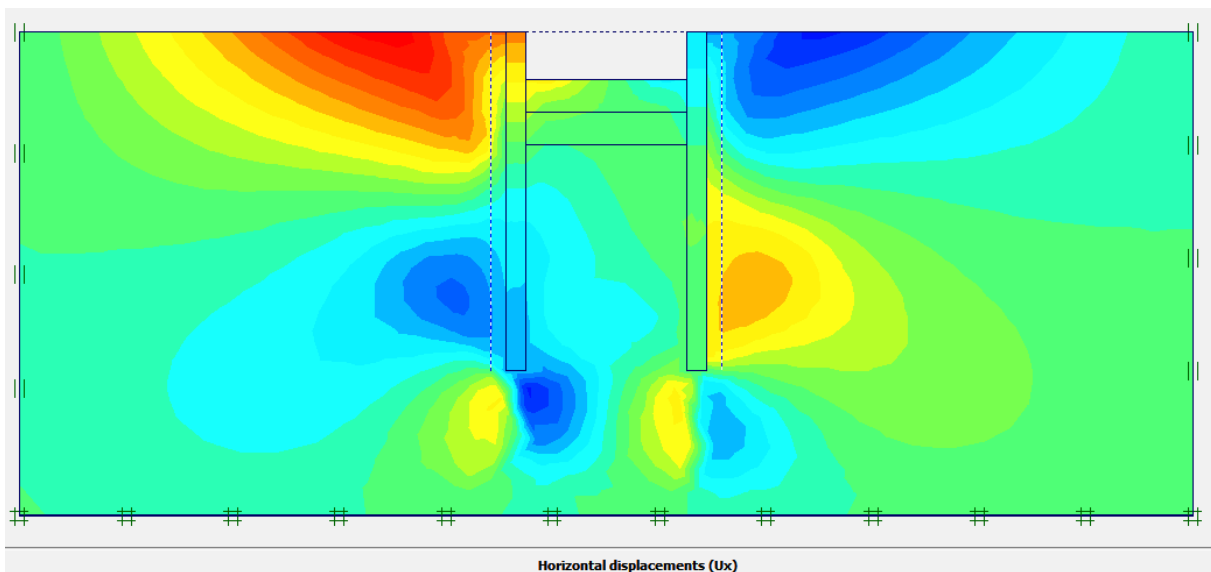
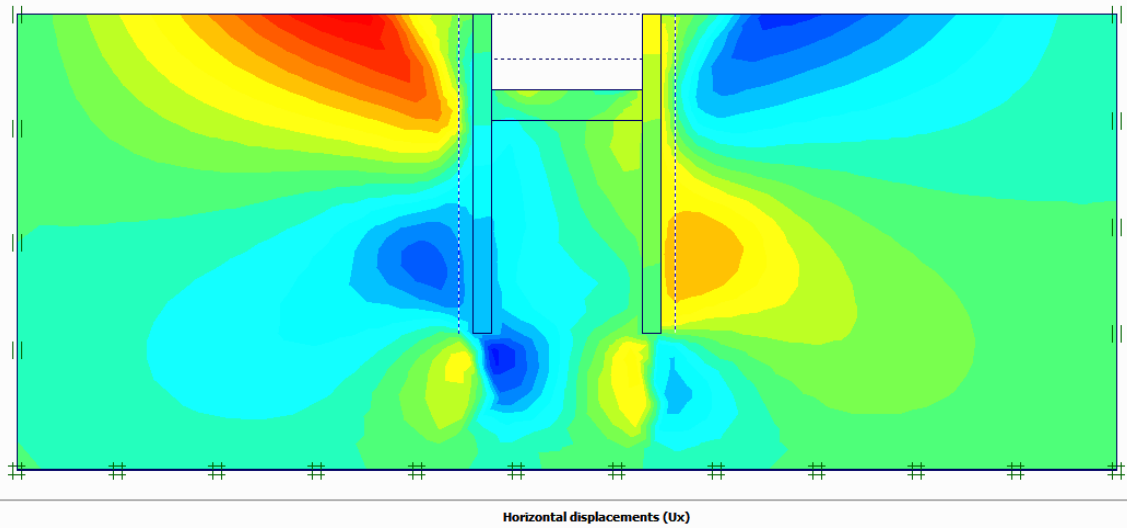
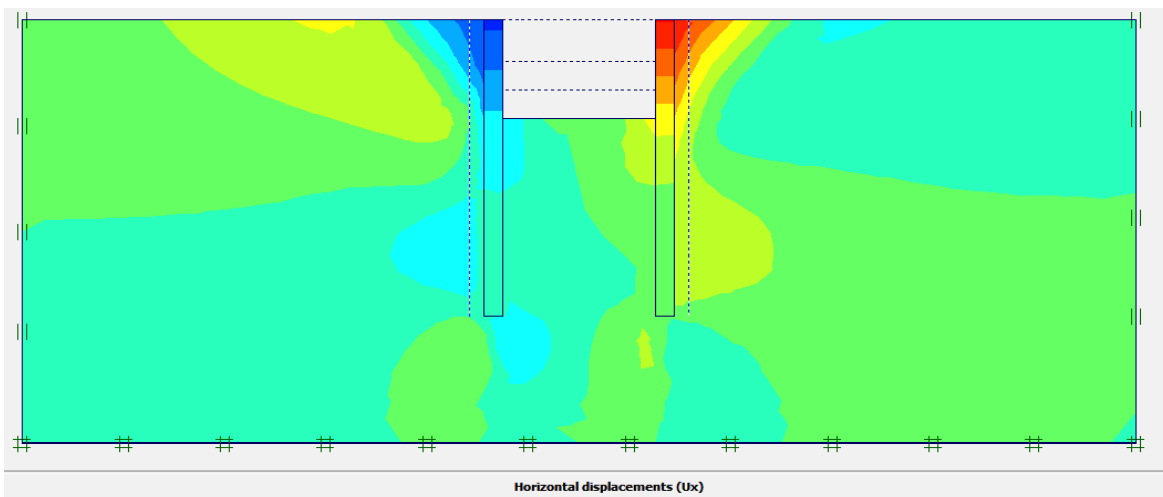


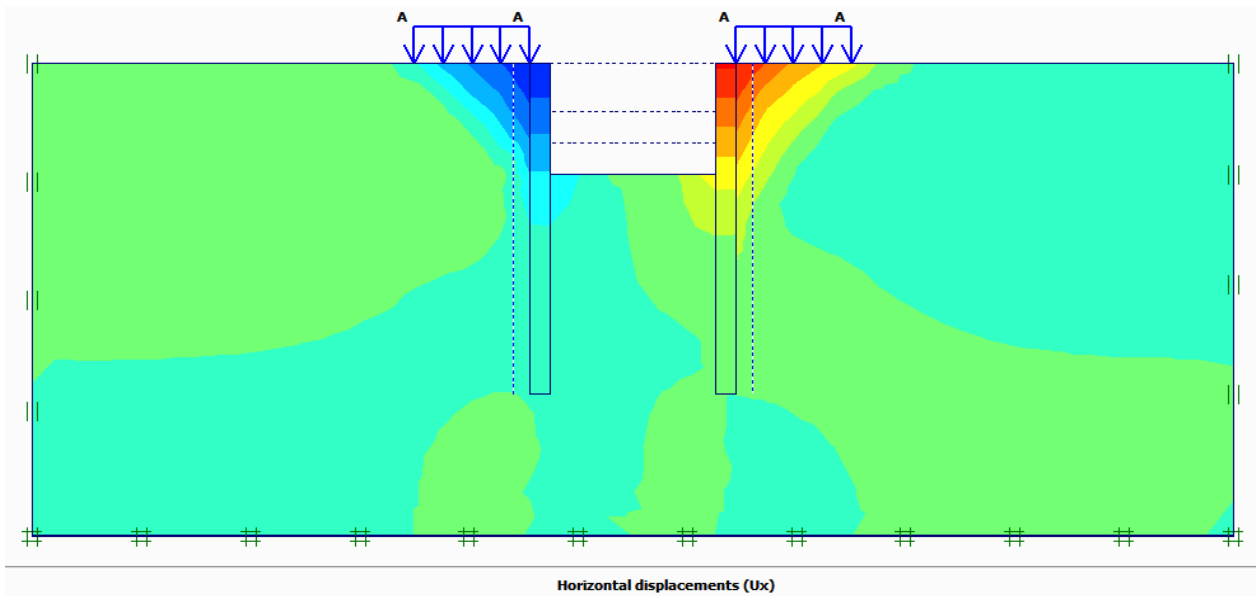
Figure 4.13 : Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis2D (phase1)



**Figure 4.14 : Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis2D (phase2)**



**Figure 4.15: Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis2D (phase3)**



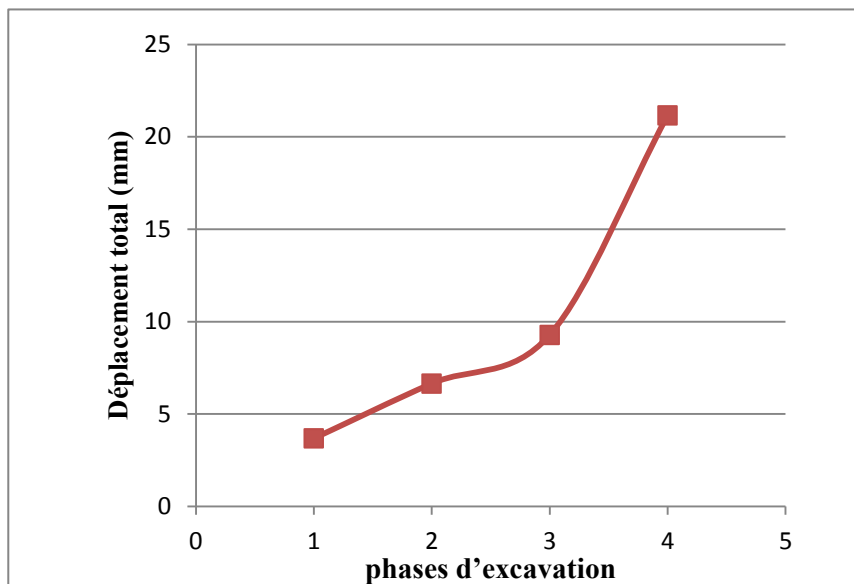
**Figure 4.16 : Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis2D (phase4)**

Le tableau 4.3 compare entre les valeurs maximales de déplacement total, horizontal et vertical calculées par Plaxis pour toutes les phases d'excavation.

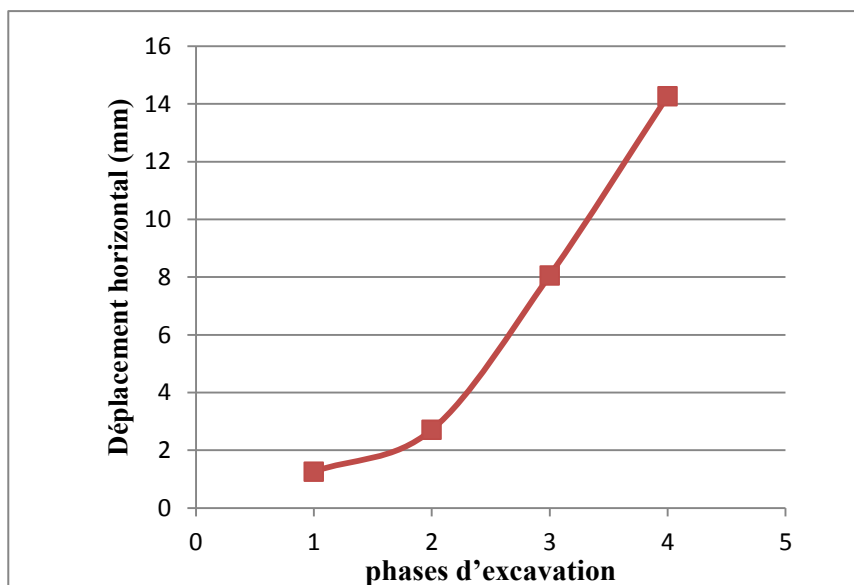
**Tableau 4.3 :Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis pour toutes les d'excavation**

Phase	Déplacement total $\times 10^{-3}m$	Déplacement horizontal max $\times 10^{-3}m$	Déplacement vertical max $\times 10^{-3}m$
1	3,68	1,26	3,68
2	6,65	2,71	6,65
3	9,28	8,06	9,28
4	21,17	14,27	16,53

La figure 4.17 et 4.18 présente la variation de déplacements horizontaux et totaux de l'écran de soutènement en fonction des phases d'excavation calculés avec plaxis2D.

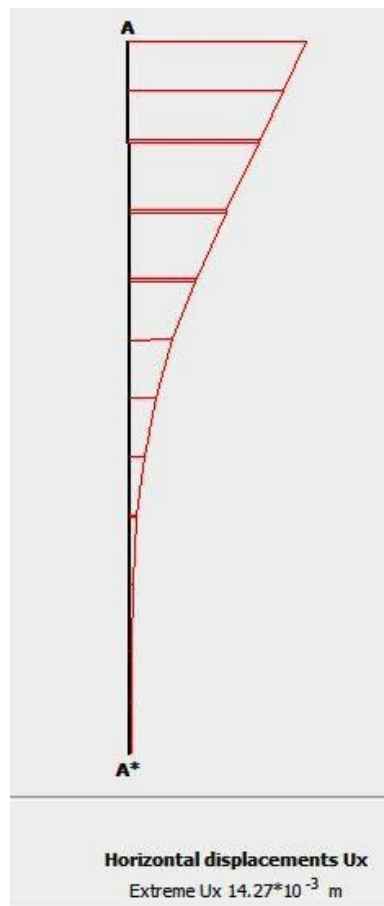


**Figure 4.17 : Déplacements totaux maximaux de l'écran de soutènement en fonction des phases d'excavation calculés avec plaxis2D**



**Figure 4.18 : Déplacements horizontaux maximaux de l'écran de soutènement en fonction des phases d'excavation calculés avec plaxis2D**

La coupe présentée dans la figure 4.19 montre la variation de déplacement totale en fonction de la profondeur de pieu.



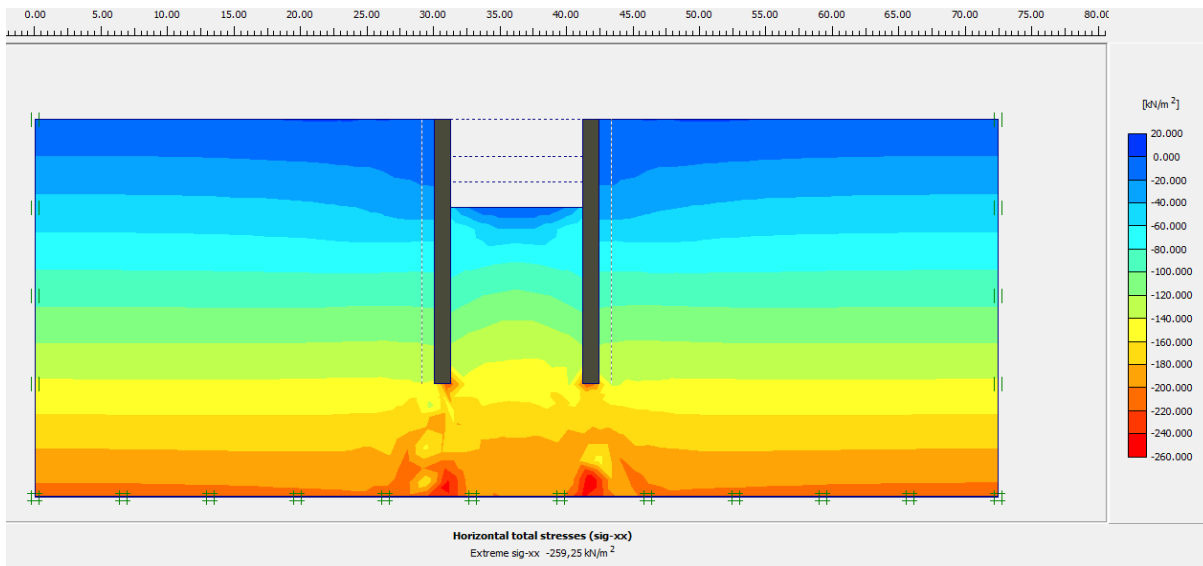
**Figure 4.19 : Déplacements horizontaux de l'écran de soutènement en fonction de la profondeur de pieu calculés avec plaxis2D**

**- Interprétation de résultats :**

A partir des résultats de tableaux et de figures présentés ci-dessus, on remarque que le déplacement horizontal et total augmente avec l'augmentation de la profondeur d'excavation. On constate aussi que le déplacement maximal se trouve dans le sommet de l'écran de soutènement. Concernant la variation de déplacement horizontal de l'écran de soutènement en fonction des phases d'excavation, on remarque que le déplacement engendré par l'excavation finale est grand (cas d'une excavation plus profonde).

**4.3.5.2. Pressions latérales sur l'écran de soutènement**

La figure 4.20 représente les pressions latérales calculées avec plaxis2D dans la phase 4 (après l'application de chargement).

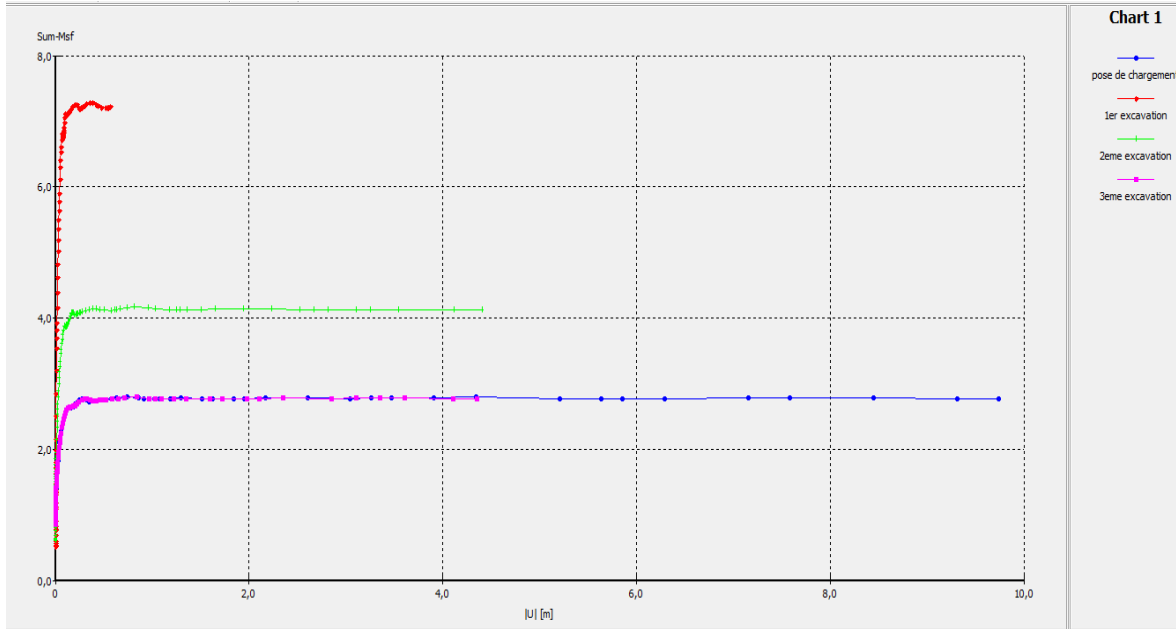


**Figure 4.20 : Schéma représentant les pressions latérales calculées avec plaxis2D (phase4)**

A partir des résultats de la figure 4.20, nous remarquons l'augmentation de la pression latérale totale avec la profondeur de sol.

**4.3.5.3. Le coefficient de sécurité**

La figure 4.21 présente la variation de coefficient de sécurité de la stabilité de l'ouvrage en fonction des phases d'excavation calculé avec plaxis2D.



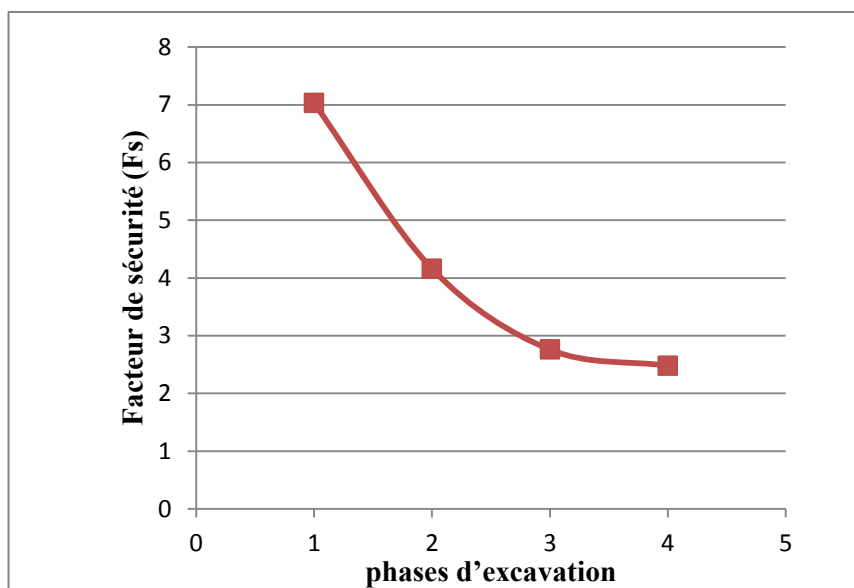
**Figure 4.21 : Facteur de sécurité pour toutes les phases d'excavation calculé avec plaxis2D**

Le tableau 4.4 compare entre les valeurs de facteur de sécurité calculées par Plaxis pour toutes les d'excavation.

**Tableau 4.4 : Variation de facteur de sécurité en fonction des phases d'excavation**

Phases	Profondeur d'excavation (m)	facteur de sécurité(Fs)	$\Delta Fs$
1	3 m	7,03	-
2	5 m	4.16	-40.83%
3	7 m	2.76	-60.74%
4	Pose de chargement	2.48	-64.72%

La variation de facteur de sécurité en fonction des phases d'excavation calculé avec plaxis2D est présentée dans la figure 4.22.



**Figure 4.22 : Variation de facteur de sécurité en fonction des phases d'excavation calculé avec plaxis2D**

A partir des résultats présentés ci-dessus, on remarque que le coefficient de sécurité diminue avec l'augmentation de la profondeur d'excavation. On constate aussi que l'influence du chargement sur la variation du coefficient de sécurité est négligeable par rapport à l'effet de l'excavation.

### 4.3. Etude paramétrique :

#### 4.3.1. L'effet du choix du modèle de comportement de sol

Dans le modèle de référence on a utilisé le modèle de sol avec écoulement (Hardening Soil Model, nommé HSM) (nommé HSM). Afin de mettre en évidence l'influence du modèle de comportement du sol dans la modélisation numérique, on utilise le modèle Mohr-coulomb (nommé MC) pour le calcul de l'étude paramétrique.

Les valeurs des paramètres du modèle Mohr-coulomb (MC) sont présentées dans le tableau.4.5.

**Tableau 4.5 : Propriétés géomécaniques du sol (modèle MC)**

<b>Modèle de comportement</b>	<b>Mohr coulomb</b>
<b>Type</b>	Drained
<b>Angle de frottement <math>\varphi</math> (degrés)</b>	30
<b>Cohésion, c (kPa)</b>	0.2
<b>Angle de dilatance, <math>\Psi</math>(degrés)</b>	0
<b>Poids spécifique <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	15
<b>Module de rigidité E (kPa)</b>	50000
<b>Coefficient de Poisson <math>\nu</math></b>	0,3

Le tableau 4.6 compare entre les résultats de l'analyse numériques calculés avec plaxis 2D par les deux modèles (HSM et MC) (cas de phase4).

Selon ces résultats obtenus, on constate que l'influence de choix du modèle de comportement du sol MC ou HSM sur les résultats de calcul n'est pas grand sauf pour le déplacement vertical ver le haut (gonflement) au fond de fouille, où le modèle MC donne des valeurs plus grand que le modèle HSM. Cette différence entre les deux modèles est justifié par le modèle MC a le même module de rigidité dans les cas : chargement ou déchargement, par contre le modèle HSM distingue entre le module de rigidité dans le cas de chargement et dans le cas de déchargement.

**Tableau 4.6 : Comparaison entre les résultats de l'analyse par les deux modèles de comportement (HSM et MC) (phase4)**

<b>Modèle</b>	<b>Mohr coulomb</b>	<b>Harding sil model</b>
<b>Coefficient sécurité</b>	2,31	2,48
<b>Déplacement total</b>	27,71	21,17
<b>Déplacement horizontal</b>	15,68	14,27
<b>Déplacement vertical</b>	22,9	-16,53
<b>Déplacement vertical négative (ver le haut)</b>	20	10

#### 4.3.2.L'effet de la nappe phréatique :

Pour avoir l'influence de la remonté de la nappe phréatique sur la stabilité de l'écran de soutènement on a varié la position de la nappe comme suit :

**Cas1** : pas de nappe phréatique (cas de référence).

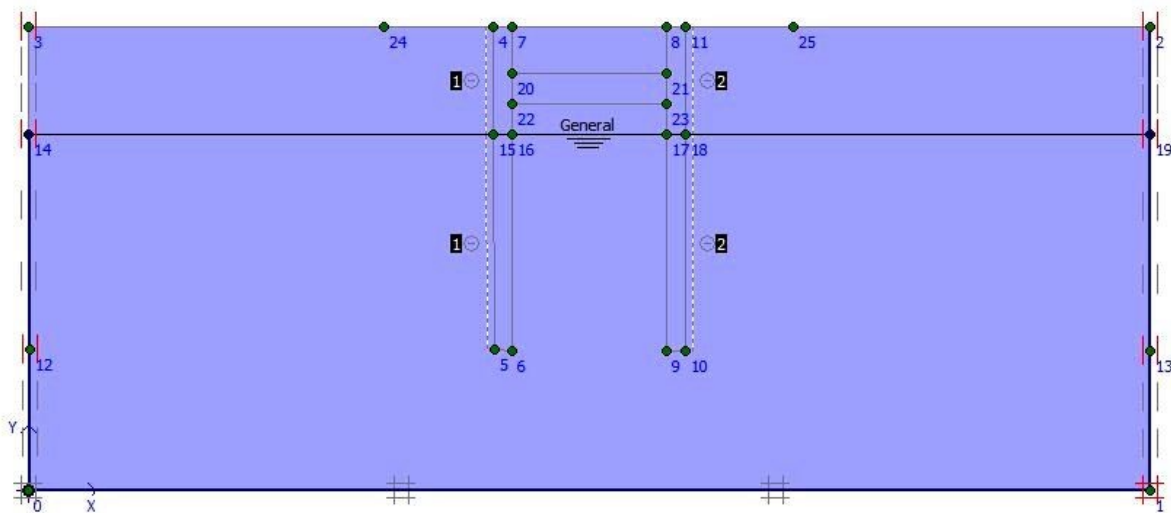
**Cas2** : la nappe au niveau de -7m.

**Cas3** : la nappe au niveau de -3m.

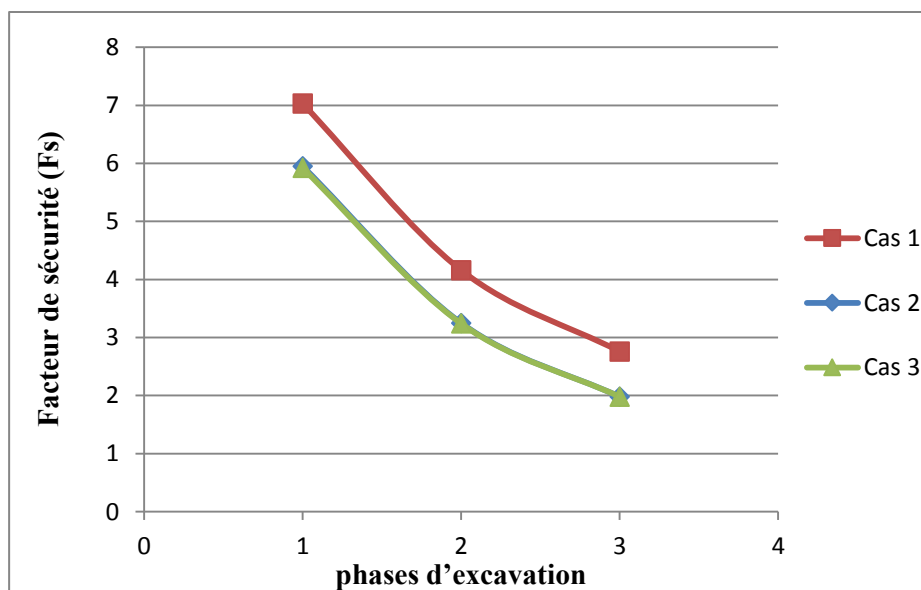
Les résultats de calcul de coefficient de sécurité dans chaque cas pour les différentes phases d'excavation sont présentés dans les tableaux 4.7 et la figure 4.24

**Tableau 4.7 : Variation de facteur de sécurité en fonction de la position de la nappe phréatique pour toutes les phases d'excavation**

Phase	Coefficient de sécurité		
	Cas 1	Cas 2	Cas 3
	(sans nappe)	(la nappe au niveau de -7m)	(la nappe au niveau de -3m)
Phase1	7,03	5,95	5, 92
Phase2	4,16	3,25	3.24
Phase 3	2,76	1.98	1.98
Phase 4	2.48	1.79	1.79

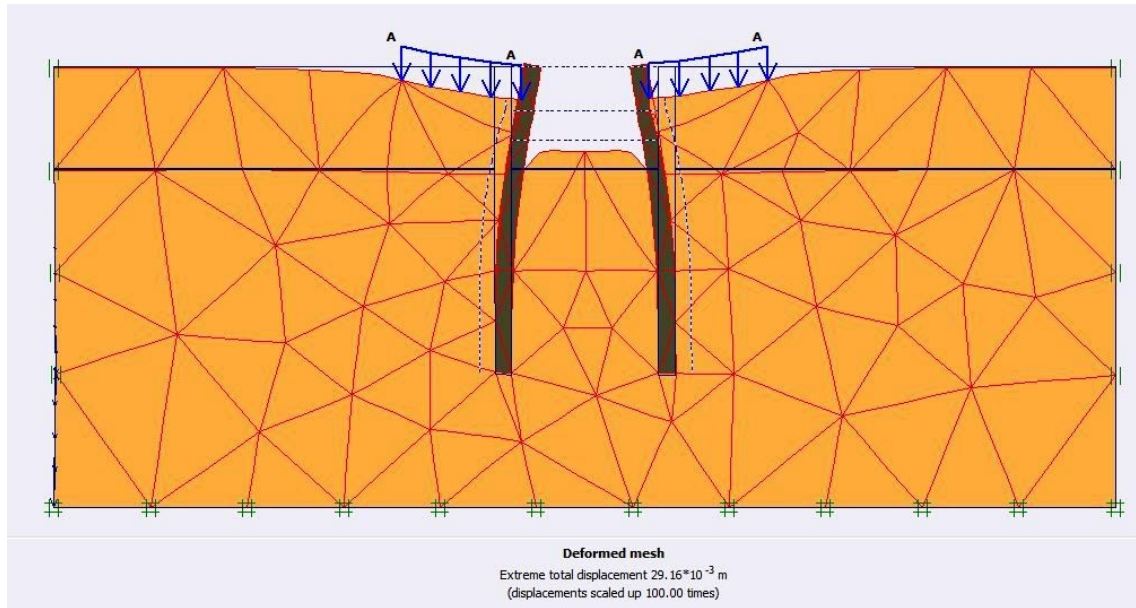


**Figure 4.23 : Position de la nappe pour le cas 2 (-7m)**

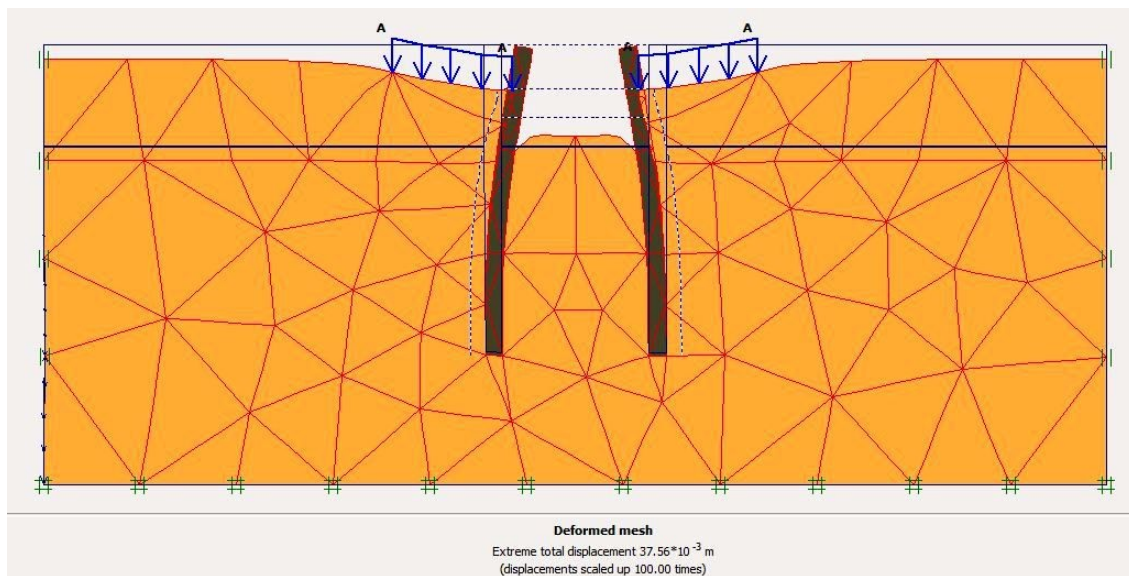


**Figure 4.24 : Variation de facteur de sécurité en fonction de la position de la nappe phréatique pour toutes les phases d'excavation**

Les figure 4.25 et 4.26 représentent le schéma déformé de l’ouvrage donné par le logiciel Plaxis2D pour la phase4 (à la fin de l’excavation et l’application de chargement) pour les deux cas 2 (-7m) et cas 3 (-3m) respectivement.



**Figure 4.25 : Déformation du maillage à la fin de la phase4 (cas 2)**



**Figure 4.26 : Déformation du maillage à la fin de la phase4 (cas 3)**

**Tableau 4.8 : Comparaison entre les résultats de l'analyse par les différents cas de position de la nappe**

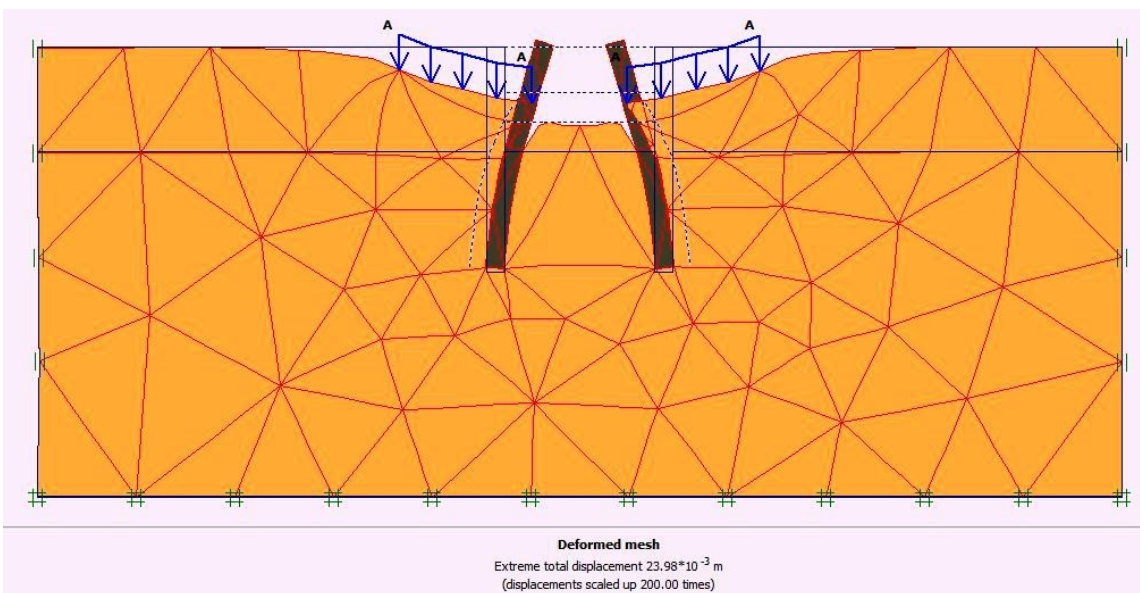
La nappe phréatique	Sans nappe	Niveau a -7m		Niveau a -3m	
		Valeur	Taux	Valeur	Taux
Déplacement total	21.17	29.16	37.74%	37.56	77.42%
Déplacement	14.27	20.20	41.55%	21.11	47.93%

<b>horizontal</b>					
<b>Déplacement vertical</b>	16.53	22.14	33.94%	32.00	93.59%

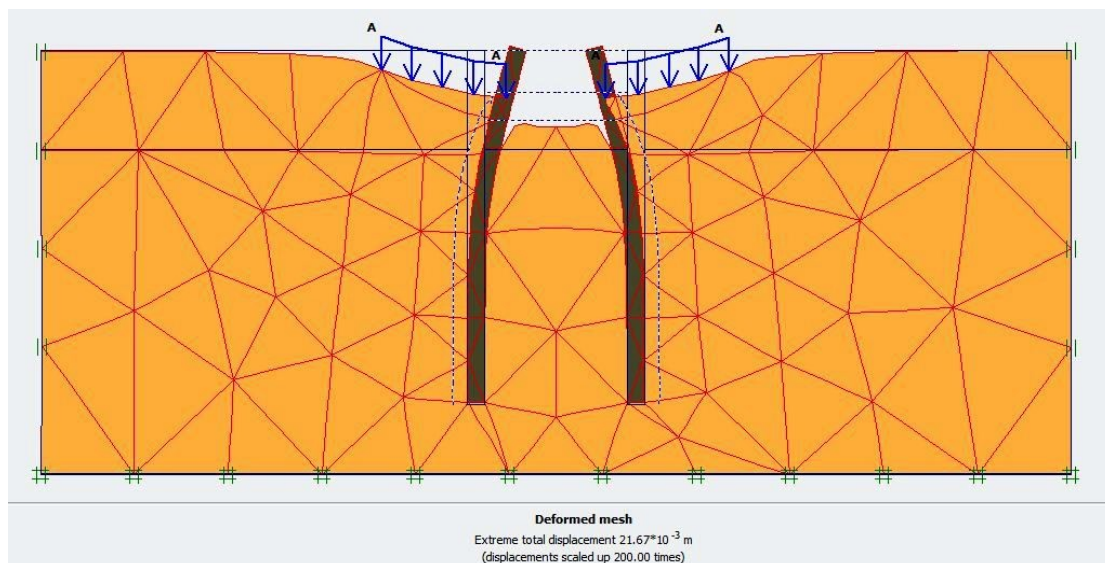
Les résultats présentés au-dessus montre que l'existence de la nappe phréatique démunie le coefficient de sécurité et augmente les déplacements.

**4.3.3. Effet de la longueur de la fiche**

Afin d'étudier l'effet de longueur de la fiche sur la stabilité de l'écran de soutènement on a varié la profondeur de pieux et on calcule le coefficient de sécurité dans chaque. Les résultats trouvés sont présentés dans les tableaux 4.9 et la figure 4.29



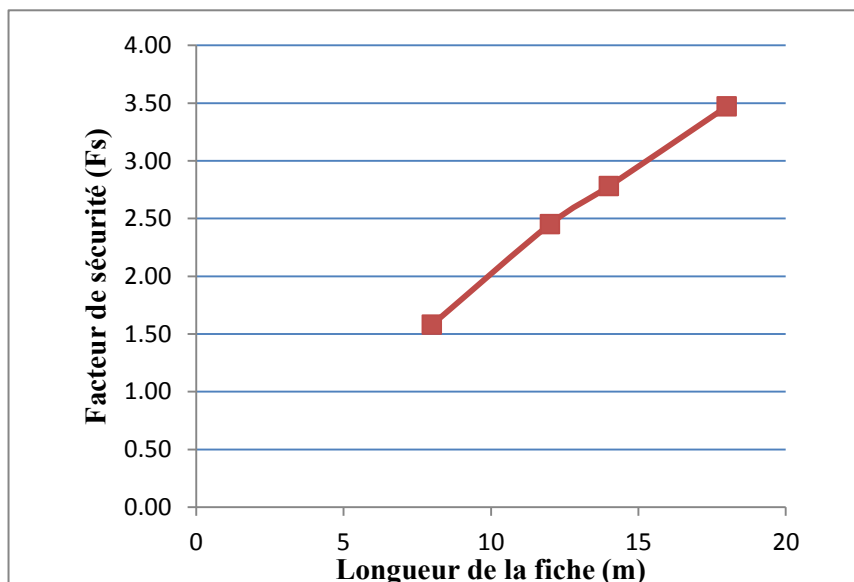
**Figure 4.27 : Déformation du maillage à la fin de la phase4 (pour une fiche de 8m)**



**Figure 4.28 : Déformation du maillage à la fin de la phase 4 (pour une fiche de 18m)**

**Tableau 4.9 : Variation de facteur de sécurité en fonction de longueur de la fiche**

Longueur de la fiche (m)	Coefficient de sécurité Fs
8	1.57
12	2,45
14 (référence)	2,48
18	3,47

**Figure 4.29 : Variation de facteur de sécurité en fonction de longueur de la fiche calculé avec plaxis2D**

Les résultats présentés dans la figure 4.29 et le tableau 4.9 indiquent que le coefficient de sécurité augmente avec l'augmentation de la profondeur de la fiche. A partir de ces résultats on peut constater que la longueur minimale de la fiche pour avoir ( $Fs \geq 1.5$ ) égale 8m (un pieu de 15 m).

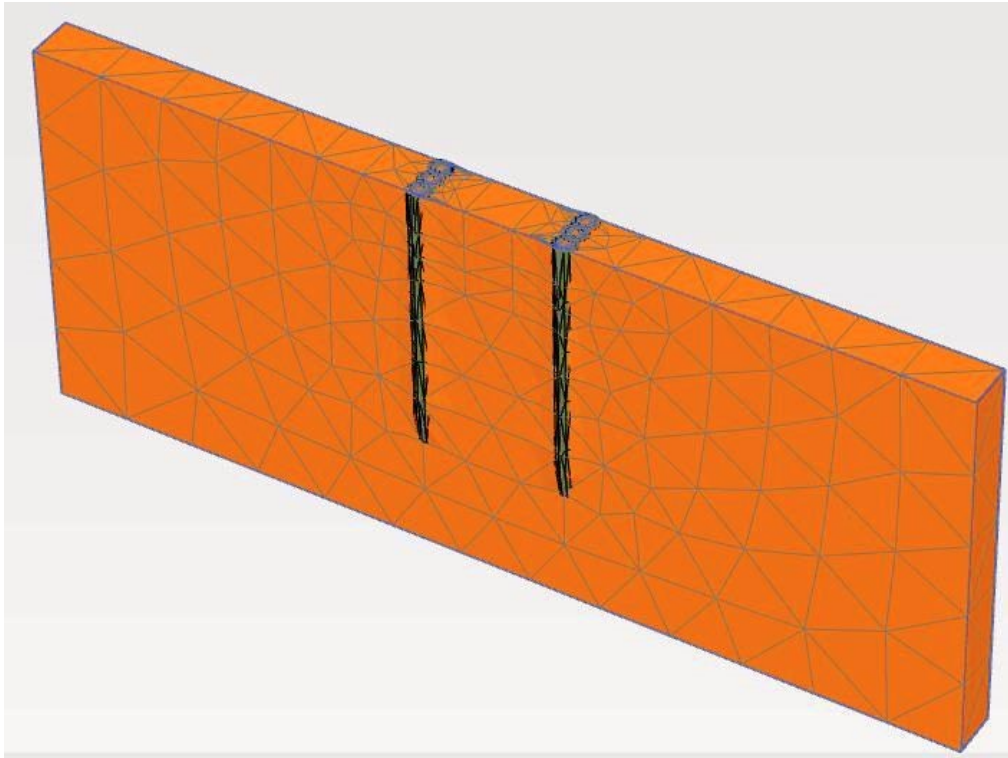
#### 4.3.4. Comparaison entre la modélisation en 2D et en 3D

Dans cette partie on compare les résultats trouvés précédemment par la modélisation numérique bidimensionnelle (2D) avec les résultats obtenus dans la modélisation tridimensionnelle (3D).

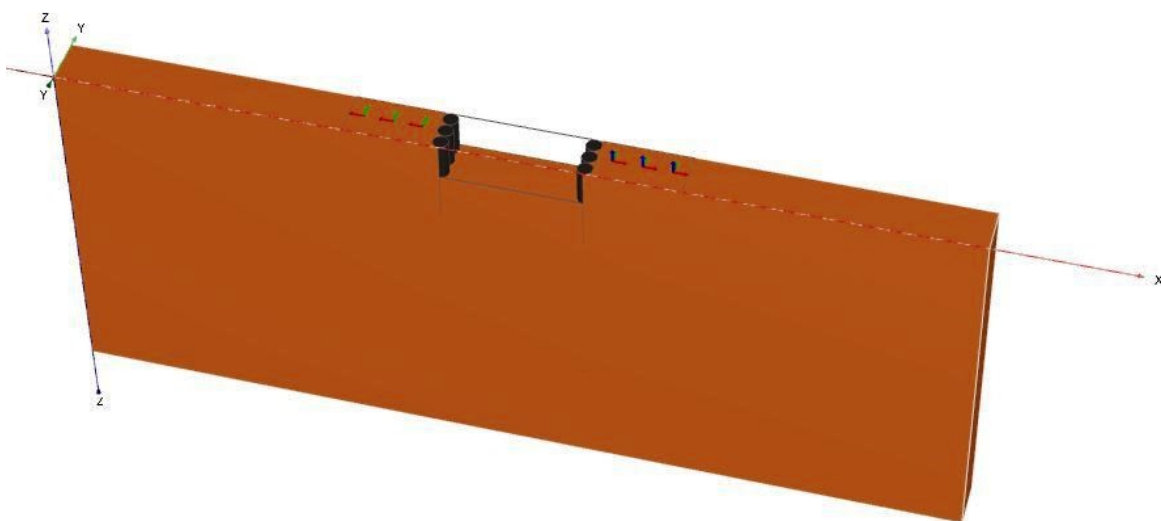
La modélisation 3D avec plaxis 3D consiste à reproduire la géométrie réelle de l'ouvrage avec les mêmes propriétés des matériaux utilisées dans le modèle bidimensionnel (2D). La figure 4-25 présente le maillage du modèle complet qui a une longueur de 72.4m et a une largeur 3.8 m. Les conditions aux limites sont telles que les déplacements horizontaux sont bloqués pour l'ensemble des bords et les déplacements verticaux sont bloqués à la base du modèle.

La discrétisation du modèle dans le cas tridimensionnel (3D) a été faite par des éléments tétraédriques à 10 nœuds (fig.4.30), Le maillage est constitué en totalité de 6938 éléments tétraédriques, 12536 nœuds.

Pour le phasage de d'excavation est de même façon de cas de 2D comme les montrent les figures : 4.31 à 4.34.



**Figure 4.30 : Représentation du maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS 3D**



**Figure 4.31: Modélisation de la 1<sup>ère</sup> phase**

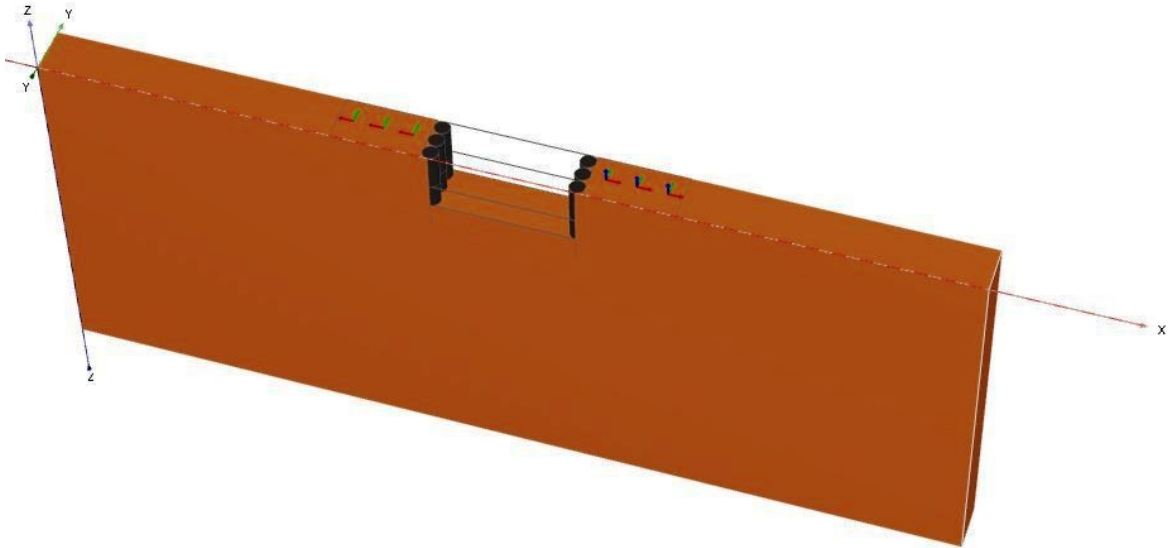


Figure 4.32 : Modélisation de la 2<sup>ème</sup> phase

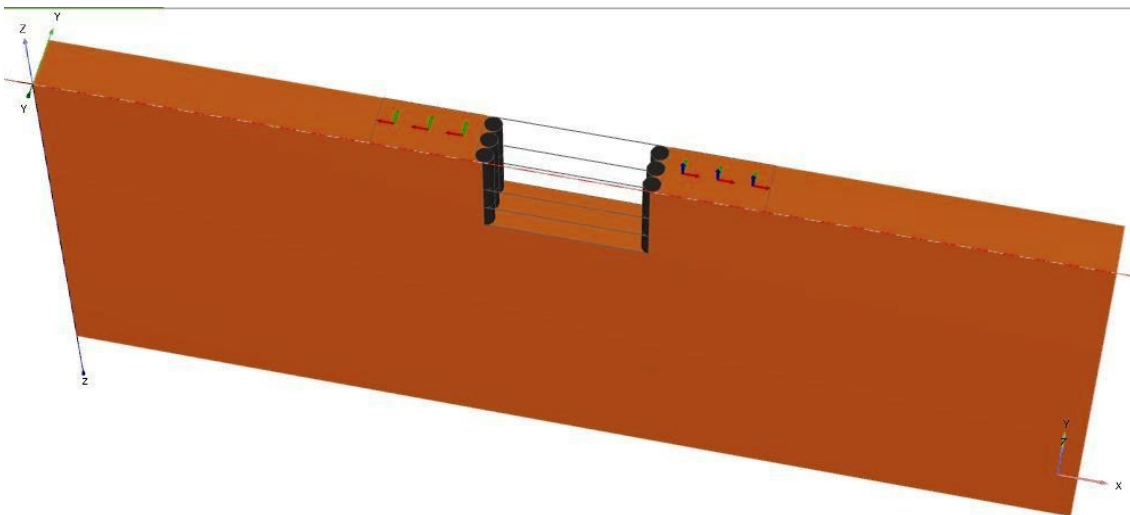
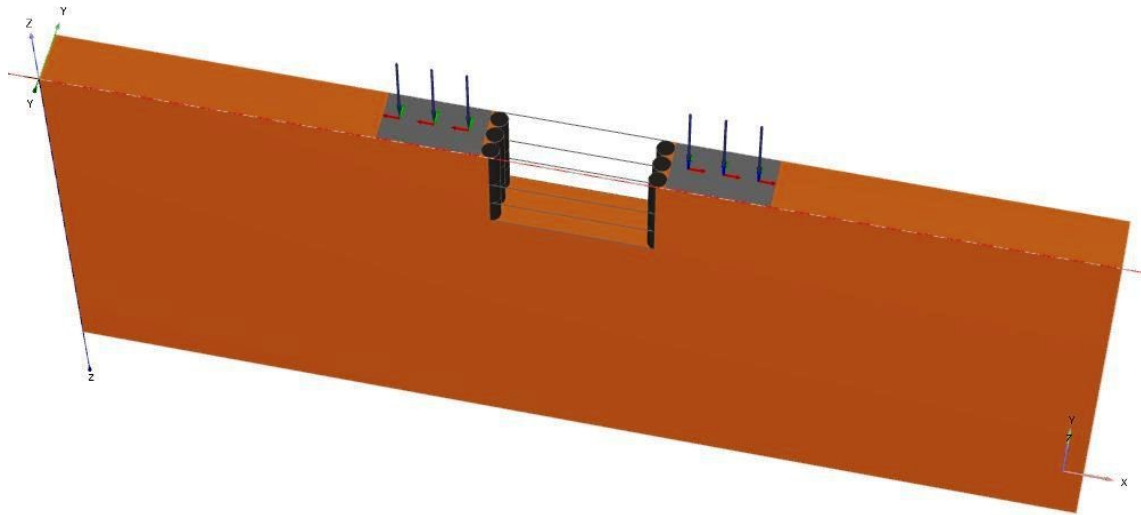
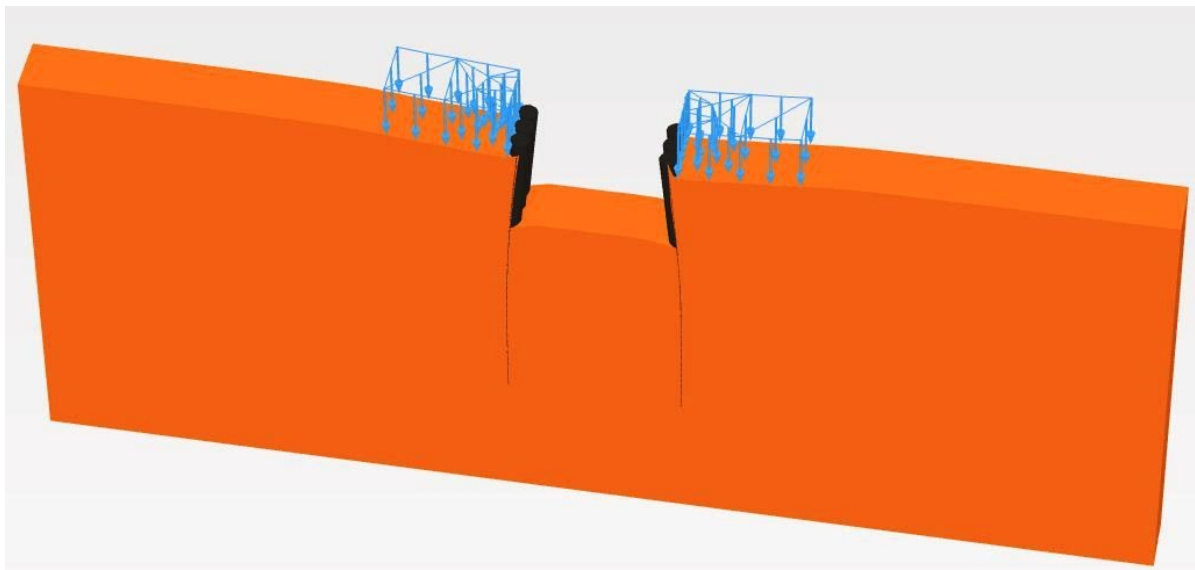


Figure 4.33 : Modélisation de la 3<sup>ème</sup> phase

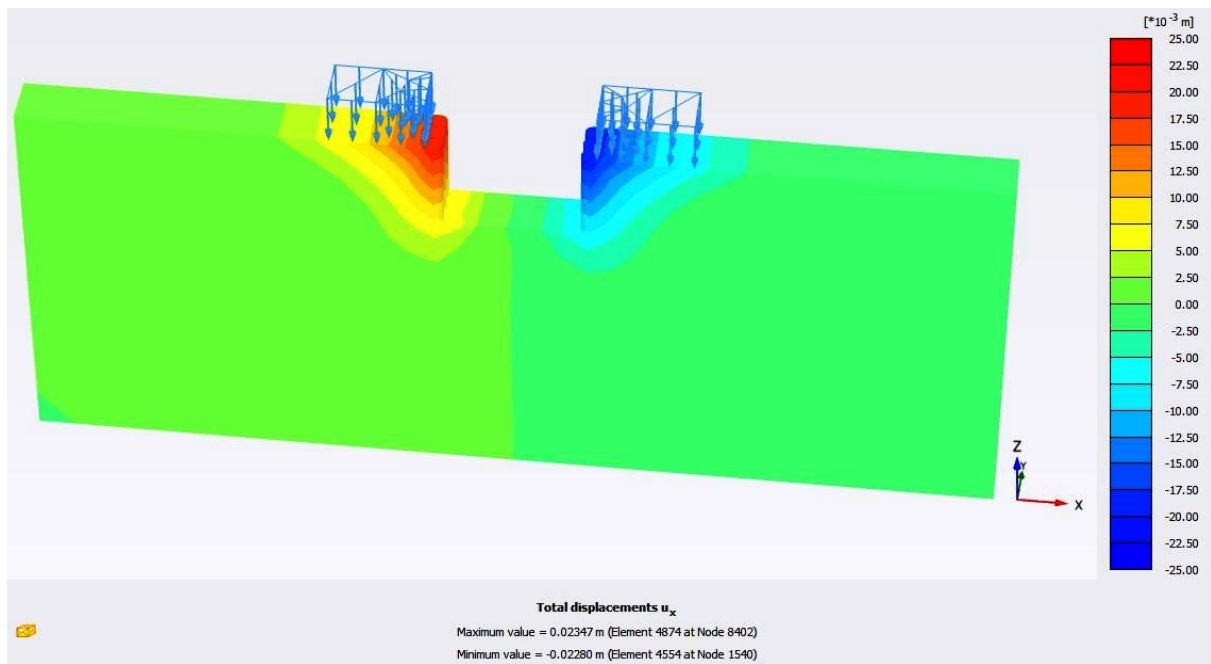


**Figure 4.34 : Modélisation de la 4<sup>ème</sup> phase**

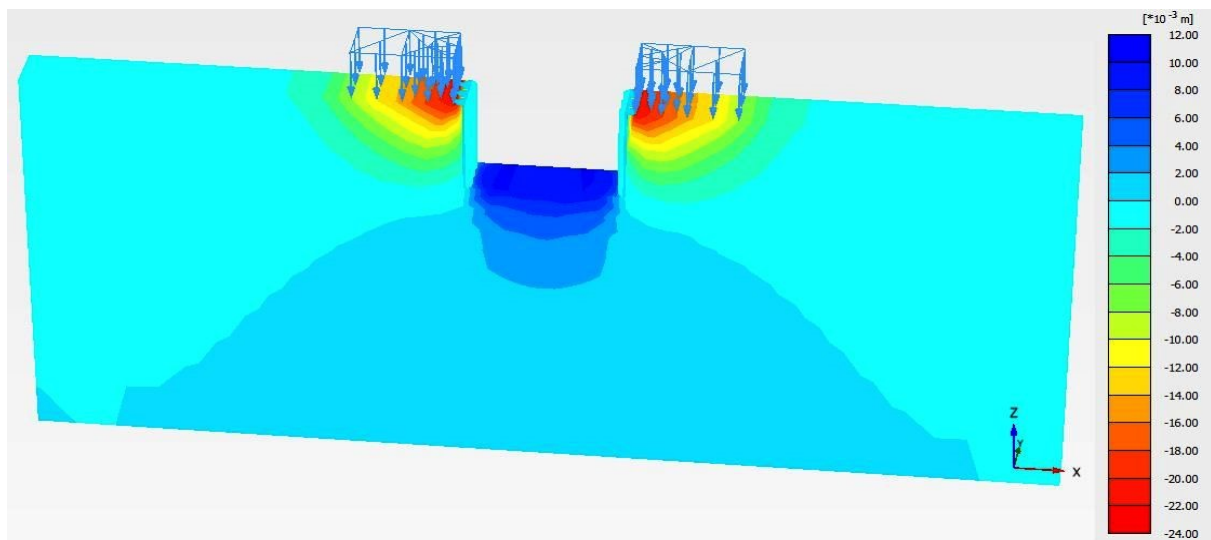
La figure 4.35 représente le schéma déformé de l'ouvrage donné par le logiciel Plaxis3D pour la phase4 (à la fin de l'excavation et l'application de chargement), les déplacements enregistrés sont comme suit, le déplacement horizontal maximal 23.47mm, le déplacement vertical maximal 22.06 mm et le déplacement total maximal égal à 29.67mm.



**Figure 4.35 : Déformation du maillage à la fin de la phase4 (plaxis 3D)**



**Figure 4.36 : Schéma représentant les déplacements horizontaux calculés avec plaxis3D (phase4)**



**Figure 4.37 : Schéma représentant les déplacements verticaux calculés avec plaxis3D (phase4)**

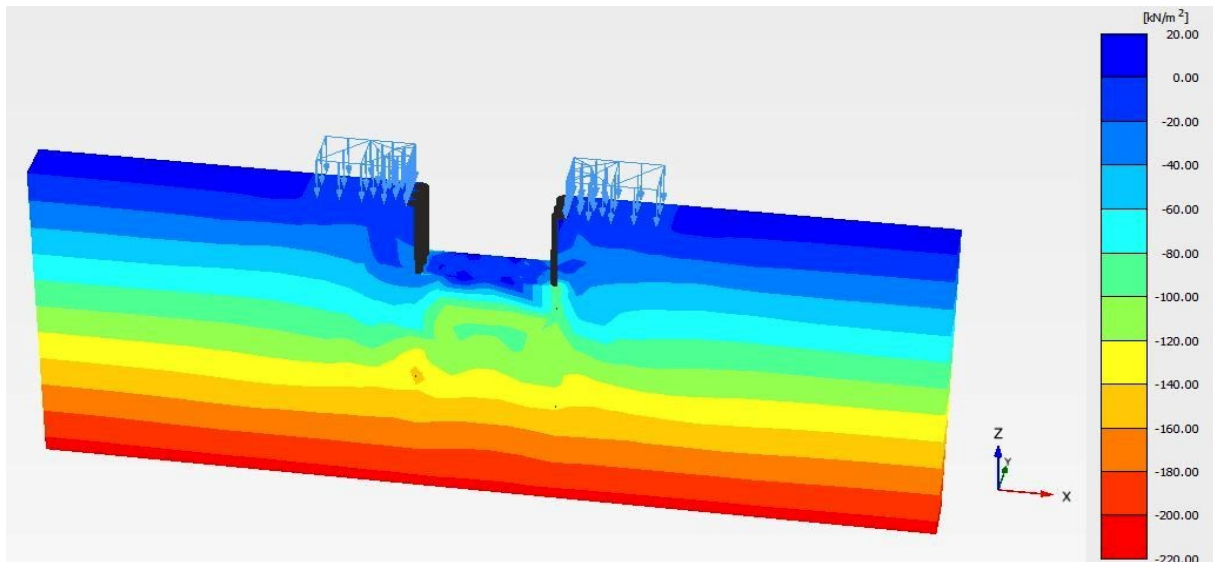


Figure 4.38 : Schéma représentant les pressions latérales calculées avec plaxis3D (phase4)

Tableau4.10 : Comparaison entre les résultats de l'analyse par les deux modèles (2D et 3D) (phase4)

Modèle	Bidimensionnelle (2D)	Tridimensionnel (3D)
Coefficient sécurité	2,48	2,45
Déplacement total	21,17	29.67
Déplacement horizontal	14,27	23.47
Déplacement vertical	16,53	22.06

La comparaison entre les valeurs maximales de déplacement horizontal, vertical et total calculer par la modélisation bidimensionnelle (2D) avec les valeurs maximales de déplacement horizontal, vertical et total calculer dans le cas tridimensionnel (3D), indique que plaxis 3D donne des valeurs légèrement plus grandes par rapport au plaxis 2D.

Pour le coefficient de sécurité la simulation en 3D donne un coefficient de 2.45 pour la phase d'excavation N° 4 (après la pose de chargement). Cette valeur est proche au celle trouvée en calcul 2D ( $F_s=2.48$ ).

#### 4.4.Conclusion:

Dans ce chapitre on a fait une étude paramétrique basée sur les paramètres Simulation numérique d'un ouvrage réel à l'aide de deux codes de calculs en éléments finis Plaxis2D (version 8.6) et Plaxis3D (version 2013) pour étudier l'influence de plusieurs paramètres sur la stabilité d'un rideau de pieux de soutènement.

Les principales conclusions déduites de cette étude sont :

- En ce qui concerne l'influence du modèle de comportement du sol sur le comportement de ce type d'ouvrage, les résultats obtenus par les deux modèles (HSM et MC) sont proches, a révélé que le modèle de Mohr-Coulomb est acceptable pour reproduire le comportement de ce type d'ouvrage de soutènement, sauf que le gonflement du fond de fouille donné par le modèle HSM plus réel que celle calculé par le modèle de MC.
- Les résultats de l'étude paramétrique montre que l'existence d'une nappe phréatique démunie le coefficient de sécurité et affecte la stabilité des ouvrages de soutènement.
- La comparaison entre les résultats obtenus à partir de deux codes de calculs Plaxis2D et Plaxis3D, montre que les deux méthodes de modélisation: bidimensionnel (2D) et tridimensionnel (3D) donnent des résultats proches notamment en terme de coefficient de sécurité.

## *Conclusion générale*

## Conclusion générale

L'influence d'un mur de soutènement sur le comportement des structures adjacentes est d'un grand intérêt, et de nombreux chercheurs se sont intéressés à mener des investigations plus approfondies afin de comprendre cette construction. Parmi ces études figurent celles qui ont réalisé des travaux sur la base d'un programme tel que Plaxis dont le développement a commencé en 1987 à l'initiative du ministère des Travaux publics et de l'Hydrologie des Pays-Bas. Le but de cette étude dans ce mémoire est d'étudier numériquement la stabilité des ouvrages de soutènement notamment les rideaux de pieux de soutènement. Pour cela nous avons utilisé deux codes de calculs performants en éléments finis Plaxis2D (version 8.6) et Plaxis3D (version 2013) afin de comprendre et d'analyser l'influence de plusieurs paramètres sur la stabilité de ces ouvrages notamment les déplacements horizontaux d'écran et le coefficient de sécurité.

Pour atteindre cet objectif, nous avons divisé notre travail en plusieurs parties : où nous avons commencé par une synthèse bibliographique sur les méthodes de calcul des écrans de soutènement, ensuite on fait une brève description

Dans la deuxième partie du mémoire nous avons brièvement décrit les deux codes de calcul utilisés (plaxis 2D et 3D). Ensuite une étude numérique par la méthode des éléments finis avec le logiciel Plaxis a été faite sur un ouvrage réel.

Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

- En ce qui concerne l'influence du modèle de comportement du sol sur le comportement de ce type d'ouvrage, les résultats obtenus par les deux modèles (HSM et MC) sont proches, a révélé que le modèle de Mohr-Coulomb est acceptable pour reproduire le comportement de ce type d'ouvrage de soutènement, sauf que le gonflement du fond de fouille donné par le modèle HSM plus réel que celle calculé par le modèle de MC.
- Les résultats de l'étude paramétrique montre que l'existence d'une nappe phréatique démunie le coefficient de sécurité et affecte la stabilité des ouvrages de soutènement.
- La comparaison entre les résultats obtenus à partir de deux codes de calculs Plaxis2D et Plaxis3D, montre que les deux méthodes de modélisation: bidimensionnel (2D) et tridimensionnel (3D) donnent des résultats proches notamment en terme de coefficient de sécurité.

## *Références bibliographiques*

**Références bibliographiques**

- [1]PROFRACTAL (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de soutènement.
- [2] **Schlosser, F., Juillie, Y.** Murs et écrans de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction C244.
- [3] **handasa x.y.z** 2020/06/07 by anegneur Mouhamed.
- [4] CNAM, Cours procédés généraux de construction, 2012
- [5] Soil types "Boughon" .Retrieved 23-6-2021 edited.
- [6] types of soil, BYU'S, Retrieved 23-06-2021 edited
- [7] Foster,s, Schultz,B,McCuin ,G, Neibling .hand shewmaker ,G,soil properties part 1 of 3 .
- [8] Physical characteristics .university of Nevada Reno Retrieved 23-6-2021 edited
- [9] **Schlosser, F., Unterreiner, P.** Renforcement des sols par inclusions. Technique de l'ingénieur c245.
- [10] **Serre, A.** (1995). Ouvrages renforcés par des géotextiles chargés en tête : Comportement et Dimensionnement. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [11] **Richard, J.B.** Traduit par **François, C.** Fonctions des géosynthétiques. Société Internationale des Géosynthétiques (IGS).
- [12] **Azzaz, I., Chouikha, S.** (2017). Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétique. Mémoire de magistère. Université de Djelfa.
- [13] Les ouvrages de soutènement t, guide de conception générale. SETRA (1998).
- [14] **François SCHLOSSER** Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées Président-Directeur Général de Terrasol
- [15] Vossoughi, K "Etude numérique du comportement des soutènements à la rupture", Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris, 2001
- [16] Kérisel J, Absi E, "Tables de poussée et de butée des terres", éditions Presses de l'ENPC, ISBN : 2 85978 118 8, 3 e édition, 221 p, 1990.
- [17] Absi. E,"La théorie de la plasticité et l'équilibre limite en mécanique des sols", Annales ITBTP N° 421, série : sols & fondations 185, pp 67-123.

[18] cour mds

[19] *SCHLOSSER (F.)* Ouvrages de soutènement. Poussée et butée. Techniques de l'ingénieur, traité construction.

[20] *ROBITAILLE (V.)* et *TREMBLAY (D.)* Mécanique des sols, théorie et pratique. Modulo (1997).

[21] Das. B.M "Geotechnical Engineering Handbook", edition J.Ross Publishing, 508 p, 201.

**[22] Auvray, R.** (2010). Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux. Université de Strathclyde, Glasgow

[23] **\*Brinkgereve, R.B.J. and Vermeer, P.A.** (2003). PLAXIS Version 8.1, material model manual, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas

[24] manual of palaxis