

REPUBLIQUE ALGERIENNE DE MOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE SAAD DAHLEB - BLIDA 1



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie civil
Spécialité : Géotechnique

Thème

**ETUDE DE SOUTÈNEMENTS DU Puits de Ventilation PV10 DE
L'EXTENTION DU METRO D'ALGER EL HARRACHE –AÈROPORT
INTRNATIONAL D'ALGER**

- Réalisé par :

YASSAA SAHAR
ZEKRI BASMA

Encadré par :

Mme N.OUHDADOU

U.S.D.B.1

Promotrice

Blida, septembre. 2022

ملخص

يتعلق العمل بدراسة عمود التهوية PV10 لمشروع توسيع مترو الجزائر (مركز الحراش - المطار الدولي). يتضمن المشروع عمليتي حفر، الأولى تشمل غرفة الآلات والثانية تتضمن عمود التهوية. تم تطوير نموذج التربة التحتية للموقع على أساس استغلال نتائج المشروع الجيوتقني

تمت دراسة حلين (جدار الأوتاد والجدار المصبوب) لتثبيت هذه الدعامات. أدى استخدام دعامة قضبان الشد بين الجدران إلى تقليل سداة التثبيت للجدران الاستنادية ونُفذت نمذجة العناصر المحدودة باستخدام البرمجيات PLAXIS2D. ، و قد مكنت نتائج الحسابات من التحقق من تحمل التشوهات التي حدثت، واستقرار قاع الحفر، فضلا عن الاستقرار مقابل إنجراف التربة

الكلمات الرئيسية: جدار الأوتاد، عمود التهوية، الجدار المصبوب، قضبان الشد، التصميم، Plaxis 2D

RESUME

Le travail concerne l'étude du puits de ventilation PV10 du projet de l'extension du métro d'Alger (El Harrach Centre -Aéroport International d'Alger). Le projet prévoit deux excavations, la première concerne la salle des machines et la deuxième correspond au puits de ventilation. Le modèle lithologique du sol a été élaboré sur la base de l'exploitation des résultats de la campagne géotechnique exécutée.

Deux solutions (paroi en pieux et paroi moulée) ont été étudiées pour la stabilisation de ces soutènements. Le recours à la mise en place d'un dispositif de butons entre les parois a permis de réduire la fiche d'ancrage des parois.

Une modélisation en éléments finis avec le logiciel PLAXIS2D a été réalisé, Les résultats des calculs ont permis de vérifier la tolérance des déformations survenues, la stabilité du fond de fouille ainsi que la stabilité au glissement.

Mots clés : Plaxis 2D, modélisation, Soutènement, puits de ventilation, parois moulée, pieux sécants.

ABSTRACT

The work concerns the study of the PV10 ventilation shaft of the Algiers metro extension project (El Harrach Centre -Algiers International Airport). The project involves two excavations, the first involving the engine room and the second involving the

ventilation shaft. The lithological soil model was developed on the basis of the exploitation of the results of the geotechnical project.

Two solutions (pile wall and moulded wall) have been studied for the stabilization of these supports. The use of a bumper device between the walls has reduced the wall anchor plug.

Finite element modelling with the PLAXIS2D software was carried out, the results of the calculations made it possible to verify the tolerance of the deformations that occurred, the stability of the excavation bottom and the slide stability.

Key words: Plaxis 2D, modelling, supports, ventilation shafts, diaphragm walls, secant piles.

REMERCIEMENTS

On remercie ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la santé, la force, patience, courage et volonté pour bien mener et achever ce modeste travail.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de madame " **N.OUHDADOU**" on la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs pour leur générosité et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Nos remerciements vont aussi aux membres de jury d'avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitude à toute personne qui a contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail sans oublier nos camarades en génie civil.

DEDICACES

C'est avec un grand plaisir, que je dédie ce modeste travail

À l'être le plus cher de ma vie,

Ma mère Samira Amara.

A celui qui m'a fait de moi une jeune femme,

Mon père hamza.

A mon chers frère Amin.

Et ma sœur Hadjora.

A Mes chers WARDA ALI ET HAYAT

A tous mes amis de promotion de 2 années Master en génie civil.

Toute personne qui occupe une place dans mon cœur.

À tous les membres de ma famille toute personne qui porte le nom "Yassaa ".

Je dédie ce travail à tous ceux qui ont participé à ma réussite

SAHAR

DEDICACES

BESMA

TABLE DES MATIÈRES

RESUME	1
REMERCIEMENTS	3
DEDICACES	4
TABLE DES MATIÈRES	6
LISTE DES SYMBOLES	10
INTRODUCTION GÉNÉRALE	11
CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE	11
I.1. Introduction	14
I.2. L'excavation	14
I.2.1. Méthodes d'excavation	14
I.2.1.1. Méthode de tranchée complètement ouverte	14
I.2.1.2. Méthode d'excavation contreventée	16
I.2.1.3. Méthode d'excavation zonée	17
I.2.1.4. Méthode d'excavation ancrée	18
I.2.1.5. Méthode d'excavation Top-Down	19
I.2.2. Facteurs influant sur le choix d'une méthode d'excavation	20
I.3. Types des ouvrages de soutènements	20
I.3.1. Mur poids	20
I.3.2. Mur en terre armée	21
I.3.3. Mur cantilévers	22
I.3.4. Rideaux de palplanches	23
I.3.5. Pieux sécants	24
I.3.6. Paroi moulée	26
I.3.7. Tirants d'ancrages	28
I.3.8. Butons	29
I.4. Mode de rupture des ouvrages de soutènement	30
I.5. Méthodes de calcul des ouvrages de soutènement	31
I.5.1. Méthodes classiques des calculs de soutènement	32
I.5.2. Méthode au coefficient de réaction	34
I.5.3. Méthode des éléments finis (MEF)	34
I.6. Vérification de calcul de la stabilité	36
I.6.1. Vérification des déformations	36
I.6.2. Soulèvement du fond de fouille	36
I.7. Conclusion	39
CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU SITE DU PROJET	44
II.1. Introduction	41
II.2. Situation géographique du site	41
II.3. Géomorphologie	42
II.4. Climat	43
II.5. Géologie	44
II.6. Hydrogéologie	47
II.6.1. Hydrogéologie régionale	47
II.6.2. Hydrogéologie locale	47
II.7. Sismicité	48
II.8. Conclusion	49

CHAPITRE III : SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE	51
III.1 Introduction.....	52
III.2 Campagne de reconnaissance in-situ	52
III.3 Campagne de reconnaissance en laboratoire	58
III.3.1 Paramètres physiques	58
III.3.2 Paramètres mécaniques	61
III.3.3 Paramètres chimiques.....	62
III.4 Étude de l'homogénéité	63
III.5 Modèle de sol.....	64
III.6 Conclusion	64
CHAPITRE IV : MODÉLISATION DU SOUTÈNEMENTS DU PUIT DE VENTILATION PV10	66
IV.1. Introduction	67
IV.2. Le logiciel PLAXIS	67
IV.3. Caractéristiques géométriques et géotechniques	68
IV.3.1. Caractéristiques géométriques	68
IV.3.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux.....	68
IV.3.3. Caractéristiques mécaniques du soutènement.....	69
IV.4 Modélisation de la salle des machines.....	71
IV.4.1 Paroi moulée	71
IV.4.2 Paroi moulée avec butons	72
IV.4.2.1. Résultats de déformations pour les différentes phases d'excavation de la salle des machines.....	74
IV.4.2.2. Vérification de la stabilité au glissement	80
IV.4.3 Paroi en pieux avec butons	81
IV.4.3.1. Résultats de calcul de déformations pour les différentes phases d'excavation de la salle des machines.....	82
IV.4.3.2. Vérification de la stabilité au glissement	88
IV.4.4. Vérification de déformations de la salle des machines	88
IV.4.5. Vérification de la stabilité du fond de fouille	89
IV.5. Modélisation du puits de ventilation.....	90
IV.5.1. Détermination de la fiche de la paroi en pieux avec butons	90
IV.5.2. Modélisation de la paroi en pieux avec butons	90
IV.5.3. Vérification de déformations du puits de ventilation.....	106
IV.6. Conclusion	107
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	108
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	110
ANNEXES.....	112

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure I.1. Excavation de pleine ouverture avec pente inclinée (1)	15
Figure I.2. Méthode d'excavation à ouverture totale en porte-à-faux (1).....	15
Figure I.3. Méthode d'excavation de contreventement (1).....	16
Figure I.4. Déformation de la longue portée par rapport aux plus petites (1)	17
Figure I.5. Division de la zone d'excavation totale en deux zones plus petite (1)	18
Figure I.6. Photo de la méthode d'excavation ancrée (1)	18
Figure I.7. Méthode d'excavation Top-Down (1)	20
Figure I.8. Mur en maçonnerie de pierres sèches	21
Figure I.9. Mur poids en béton	21
Figure I.10. Exemple d'un mur cantilever	23
Figure I.11. Illustration de la serrure d'un rideau de palplanche (A, Conception et calcul des ouvrages géotechniques, 2003)	23
Figure I.12. Mur en pieux sécants classique ou en touche de piano (4).....	24
Figure I.13. Les étapes d'exécution des pieux sécants (4)	25
Figure I.14. Les phases d'une réalisation d'une paroi moulée (5)	28
Figure I.15. Coupe schématique d'un tirant d'ancrage au sein d'un rideau (3)	29
Figure I.16. Les butons (7).....	30
Figure I.17. Modes de rupture des ouvrages de soutènement (8)	31
Figure I.18. Cercle de Mohr à l'équilibre limite (9)	33
Figure I.19. Coin de Boussinesq (10)	33
Figure I.20. Coin de Exemple du maillage par élément finis dans Plaxis (3)	35
Figure I.21. Facteur de sécurité	38
Figure I.22. Facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation (12)	38
Figure II.1. Plan de situation du PV10 (Capture Google Earth)	41
Figure II.2. Localisation du PV10 dans le tracé de la ligne 1 Lot 1 extension B.....	42
Figure II.3. Graphique climatique de la wilaya d'Alger	44
Figure II.4. Carte géologique de l'Algérie dans le grand Maghreb.	45
Figure II.5. Coupe nord sud des principales unités structurales de l'Algérie.	46
Figure II.6. Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national.	48
Figure III.1. Plan d'implantation des essais in situ.....	52
Figure III.2. Coupe lithologique.....	65
Figure IV.1. Schéma représentant la fiche de la paroi moulée sans butons	71
Figure IV.2. Schéma représentant la fiche de la paroi moulée avec butons.....	72
Figure IV.3. Schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS.....	73
Figure IV.4. Représentation du maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS.....	73
Figure IV.5. Nombres d'éléments et de nœuds.....	74
Figure IV.6. Modélisation de la 1 ^{ère} phase à l'aide du logiciel PLAXIS	74
Figure IV.7. Résultats des déformations (Phase 1)	75
Figure IV.8. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 1)	76
Figure IV.9. Modélisation de la 2 ^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS	76
Figure IV.10. Résultats des déformations (Phase 2).....	77
Figure IV.11. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 2)	78
Figure IV.12. Modélisation de la 3 ^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS	78
Figure IV.13. Résultats des déformations (Phase 3).....	79
Figure IV.14. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 3)	80
Figure IV.15. Valeur du coefficient de sécurité Msf	80
Figure IV.16. Schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS	81
Figure IV.17. Représentation du maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS	81
Figure IV.18. Modélisation de la 1 ^{ère} phase à l'aide du logiciel PLAXIS.....	82
Figure IV.19. Résultats des déformations (Phase 1)	83
Figure IV.20. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 1)	83
Figure IV.21. Modélisation de la 2 ^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS	84
Figure IV.22. Résultats des déformations (Phase 2).....	85
Figure IV.23. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 2)	85
Figure IV.24. Modélisation de la 3 ^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS	86
Figure IV.25. Résultats des déformations (Phase 3).....	87
Figure IV.26. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 3)	87

Figure IV.27. Valeur du coefficient de sécurité Msf	88
Figure IV.28. Schéma représentant la fiche de la paroi en pieux.....	90
Figure IV.29. Schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS	91
Figure IV.30. Maillage de la paroi en pieux avec butons sous PLAXIS	91
Figure IV.31. Nombres d'éléments et de nœuds.....	92
Figure IV.32. Modélisation de la 1ère phase à l'aide logiciel PLAXIS.....	93
Figure IV.33. Résultats des déformations (Phase 1).....	94
Figure IV.34. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 1).....	94
Figure IV.35. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 1).....	95
Figure IV.36. Modélisation de la 2 ^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS	95
Figure IV.37. Résultats des déformations (Phase 2).....	96
Figure IV.38. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 2).....	97
Figure IV.39. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 2).....	97
Figure IV.40. Modélisation de la 3 ^{ème} phase à l'aide logiciel PLAXIS	98
Figure IV.41. Résultats des déformations (Phase 3).....	99
Figure IV.42. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 3).....	99
Figure IV.43. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 3).....	100
Figure IV.44. Modélisation de la 4 ^{ème} phase à l'aide logiciel PLAXIS	100
Figure IV.45. Résultats des déformations (Phase 4).....	101
Figure IV.46. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 4).....	102
Figure IV.47. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 4).....	102
Figure IV.48. Modélisation de la 5 ^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS	103
Figure IV.49. Résultats des déformations (Phase 5).....	104
Figure IV.50. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 5).....	105
Figure IV.51. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 5).....	105
Figure IV.52. Valeur de coefficient de sécurité Msf.....	106

<i>Tableau II-1.</i> Coefficient d'accélération selon la classe d'ouvrage et la zone de sismicité.....	49
<i>Tableau III-1.</i> Localisation du piézomètre à Tube Ouvert.....	55
<i>Tableau III-2.</i> Résultats des essais au Standard Pénétration Test SC97	55
<i>Tableau III-3.</i> Résultats des essais au Standard Pénétration Test SC98	56
<i>Tableau III-4.</i> Résultats des essais au Standard Pénétration Test SC94	57
<i>Tableau III-5.</i> Résultats de la teneur en eau, du degré de saturation et des poids volumiques	58
<i>Tableau III-6.</i> Résultats de l'analyse granulométrique	59
<i>Tableau III-7.</i> Résultats des limites d'aterbeg	59
<i>Tableau III-8.</i> Résultats de l'essai de cisaillement à la boîte	61
<i>Tableau III-9.</i> Résultats de l'essai de compression simple	62
<i>Tableau III-10.</i> Résultats des essais de l'analyse chimique.....	62
<i>Tableau III-11.</i> Paramètres géotechniques de calcul	64
<i>Tableau IV-1.</i> Caractéristiques géotechniques du sol	69
<i>Tableau IV-2.</i> Caractéristiques des pieux.....	70
<i>Tableau IV-3.</i> Caractéristiques des parois moulées	70
<i>Tableau IV-4.</i> Caractéristiques des butons.....	70
<i>Tableau IV-5.</i> Les déformations maximales de la paroi moulée avec butons (Salle des machines)	88
<i>Tableau IV-6.</i> Les déformations maximales de la paroi en pieux avec butons de la salle des machines.....	89
<i>Tableau IV-7.</i> Les déformations maximales de la paroi en pieux avec butons du puits de ventilation	106

LISTE DES SYMBOLES

- γ_h : Poids Volumique humide
 γ_{sat} : Poids volumique saturée
 γ' : Poids volumique dédjojé
 γ_d : Poids volumique sec
 φ : Angle de frottement interne
 C' : La cohésion effective
 S_r : Degré de saturation
 ω : La teneur en eau
 K_a : Coefficient de poussée des terres
 K_p : Coefficient de butée des terres
 ν : Coefficient de poisson
 R_c : compression simple
 σ_v : Contrainte verticale
 σ' : Contrainte effective
 \emptyset : Diamètre
 β : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale
 τ : Contrainte de cisaillement
 θ : Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale
 E_A : Module de rigidité normal
 E_I : Module de rigidité en flexion
 E_{ref} : Module de cisaillement de référence
 E_{oed} : Module œdométrique
 E_{ref} : Module d'Young de référence
 I_c : Indice de consistance
 WL : limite de liquidité
 WP : limite de plasticité
 PI : Pression limite moyenne
 M_{sf} : Valeur de coefficient de sécurité au Plaxis
 N_b : facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation
 F_{sb} : Le facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement de la base
 q : La pression verticale
 N_q : Facteur de portance de capacité portante
 q_l : Capacité portante

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La ville d'Alger, capitale administrative centre économique, s'est développée à un rythme très élevé au cours des deux dernières décennies, l'unité urbaine d'Alger dépasse actuellement les trois millions d'habitants. Cette croissance démographique si considérable a causé d'énormes difficultés de circulation et de transport. La demande de déplacement par le transport en commun ne peut être satisfaite par les moyens actuels (train, Tramway, bus) ce qui nécessite la mise en place d'un nouveau réseau de transport capacitaire et capable de donner une réponse efficace dont puisse bénéficier toute les couches de la population. Le métro d'Alger a été retenu comme solution structurante de l'offre afin de faciliter les déplacements des citoyens dans la capitale dans diverses destinations.

S'inscrivant dans ce cadre, notre projet de fin d'étude (Master 2 en génie civil) se propose d'étudier les soutènements nécessaires pour la réalisation du puits de ventilation de l'extension du métro d'Alger entre El Harrach et l'Aéroport international Houari Boumediene. Ce puits de ventilation dont la fonction est primordiale pour l'aération notre puits de ventilation se trouve au niveau de la dernière station (aéroport), sa configuration nécessite la réalisation de deux excavations : la première pour les salles machines et la deuxième pour le puits.

Pour la présentation de ce mémoire, nous nous sommes proposé d'organiser le rapport en plusieurs chapitres :

Le premier chapitre représente la partie théorique et propose une synthèse de la recherche bibliographique traitant les différents aspects liés à notre projet, à savoir, les procédés de creusement, les types de soutènements et les différentes méthodes de calculs.

Le deuxième chapitre est dédié à la présentation du site du projet par sa localisation et les principales caractéristiques générales de son environnement.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation de la synthèse géotechnique. Ce travail est développé sur la base des résultats des essais géotechniques mis à notre disposition par le bureau d'étude COSIDER.

Le quatrième chapitre est relatif à la partie modélisation par le logiciel Plaxis 2D, il expose les résultats des calculs et vérifications effectuées sur les solutions étudiées (déformations, stabilités au glissements).

A la fin, une conclusion générale synthétisant l'essentiel des éléments et résultats du travail élaboré est inséré.

CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de réaliser des ouvrages en site urbain dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de dégâts importants en surface du sol, la simulation d'un ouvrages souterrain est liée étroitement à la méthode d'excavation et la réponse du massif, la connaissance de ses techniques de construction est importante pour assurer une conception correcte et sécurisée de ces ouvrages.

Dans ce sens et en relation au sujet de notre projet de fin d'étude qui consiste à étudier les soutènements nécessaires à la réalisation du puits de ventilation (PV10) de l'extension du métro d'Alger (El Harrach – Aéroport international), nous consacrons ce premier chapitre à la synthèse bibliographique, en traitant successivement les méthodes d'excavations , les types de soutènement et leurs modes de rupture, et enfin, les différentes approches et méthodes de calcul des écrans de soutènement avec l'ensemble des vérifications à satisfaire.

I.2. L'excavation

L'excavation c'est l'action de creuser dans un sol soit verticalement ou bien horizontalement. D'abord avant l'excavation on doit organiser notre travail selon les conditions géologiques locales, les conditions environnementales, la période de construction autorisée, le budget et les équipements de construction disponibles et le choix des méthodes d'excavation.

I.2.1. Méthodes d'excavation

Il existe un certain nombre de méthodes d'excavation qui sont utilisées pour la construction de fondations profondes.

I.2.1.1. Méthode de tranchée complètement ouverte

Pour cette méthode on distingue deux types principaux, la méthode en pleine pente inclinée, comme le montre la figure 1.1. Elle ne nécessite ni murs de soutènements ni des entretoises, le coût est donc assez bon. Cependant si l'excavation est profonde ou la pente est considérablement douce, le coût va augmenter.

Le deuxième type correspond à la découpe en porte à faux comme illustré dans la figure 1.2, ce dernier bien que nécessitant la construction des murs de soutènement rigide

pour assurer la stabilité, ne nécessite pas de creuser la pente. Par conséquent, le coût peut ne pas être nécessairement plus élevé que celui de la méthode de la pente. La méthode la plus économique et la plus sûre doit être déterminée en fonction des résultats de l'analyse, de la conception et de l'évaluation (1).

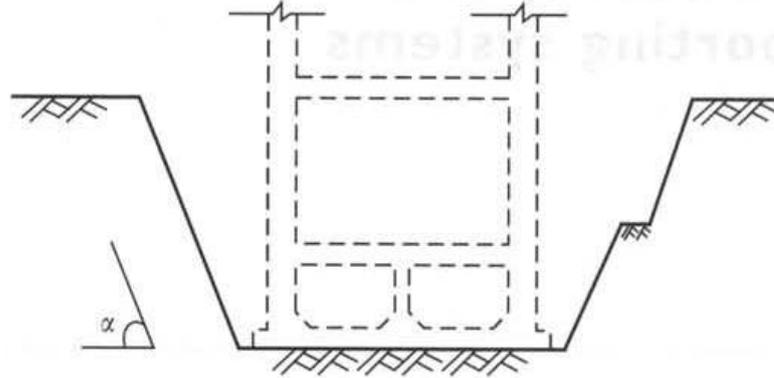


Figure I.1. Excavation de pleine ouverture avec pente inclinée (1)

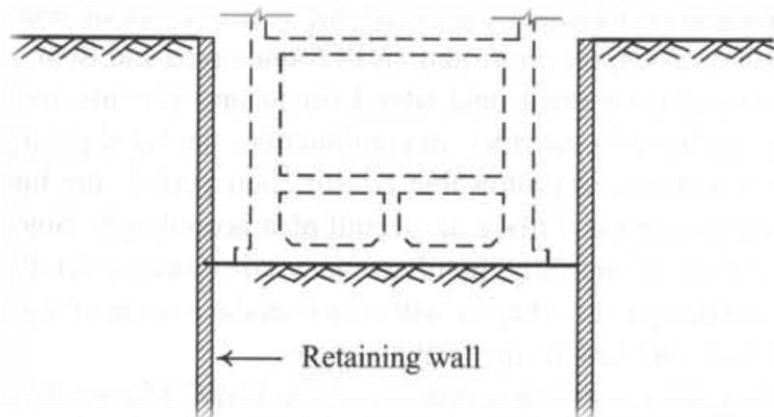


Figure I.2. Méthode d'excavation à ouverture totale en porte-à-faux (1)

I.2.1.2. Méthode d'excavation contreventée

La méthode de contreventement se base sur l'installation des entretoises horizontales devant les murs de soutènement comme le montre la figure 1.3, pour résister à la pression des poussées des terres derrière les murs. Le système de contreventement comprend un mur, une jambe de force, des poteaux centraux, des bretelles d'extrémité et des renforts d'angle.

Les entretoises des angles et des extrémités ont pour but de réduire l'étendue des côtes sans augmenter le nombre de barres, donc on peut dépasser certaines distances autorisées entre les entretoises horizontales.

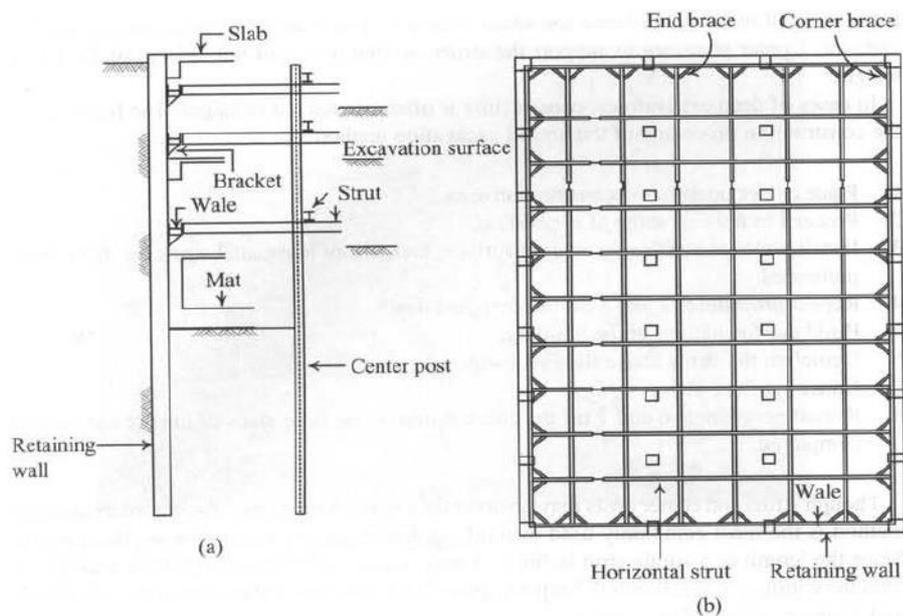


Figure I.3. Méthode d'excavation de contreventement (1)

Les étapes de construction par la méthode d'excavation de contreventement sont (1) :

- 1) Placer les poteaux centraux dans le secteur de construction ;
- 2) Procéder à la première étape de l'excavation ;
- 3) Installer Wales au-dessus de la surface d'excavation, puis installer les contrefiches horizontales et les avoir pré chargée ;
- 4) Répéter les procédures 2 et 3 jusqu'à la profondeur conçue ;
- 5) Etablir la base du bâtiment ;
- 6) Démolir les contrefiches au-dessus de la base ;
- 7) Construire la galette de plancher ;

- 8) Répéter les procédures 6 et 7 jusqu'à ce que la construction des galettes de plancher du rez-de-chaussée soit accomplie.

La méthode d'excavation contreventée est la méthode la plus couramment utilisée, applicable à toute profondeur ou largeur d'excavation.

I.2.1.3. Méthode d'excavation zonée

Les parois moulées sont utilisées comme mur de soutènement dans la méthode d'excavation zonée. La déformation du mur à plus longue portée serait supérieure à celle du mur à courte portée, comme expliqué dans la figure 1.8.

Ainsi, les déflexions des murs de plus longue portée sont diminuées en divisant la zone d'excavation en petite zone pour diminuer la déformation et le tassement du mur, comme illustré dans la figure 1.5.

L'excavation commencera dans la zone B tandis que la zone A sera laissée pour soutenir le mur de la zone B. puis des entretoises dans la zone B seront installées et l'excavation commencera dans la zone A. Ce processus se poursuivra par étapes jusqu'à la fin de l'excavation.

On peut clairement observer que la charge sur la paroi moulée serait considérablement importante et donc que la déflexion serait grande si la zone n'avait pas été divisée en une zone plus petite (1).

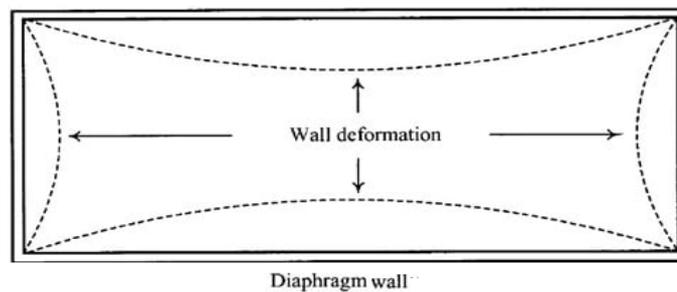


Figure I.4. Déformation de la longue portée par rapport aux plus petites (1)

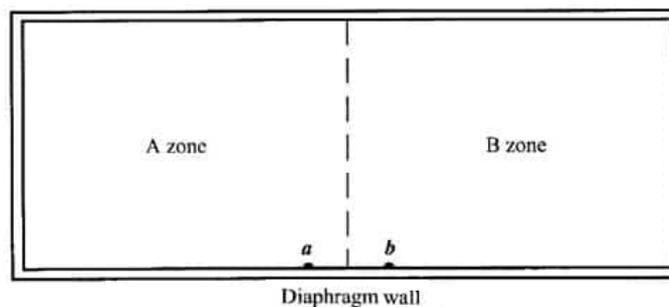


Figure I.5. Division de la zone d'excavation totale en deux zones plus petite (1)

I.2.1.4. Méthode d'excavation ancrée

Dans la méthode d'excavation ancrée on remplace les entretoises par des ancrages pour contrer la pression latérale de la terre et assurer la stabilité des murs. La figure 1.6 représente une excavation ancrée (1).



Figure I.6. Photo de la méthode d'excavation ancrée (1)

Le procédé de construction de la méthode d'excavation ancrée décrit comme suit (1):

- 1) Viser l'excavation du premier étage.
- 2) Alésage pour ancrés.
- 3) Insérez les tendons dans les alésages.
- 4) Injectez des coulis.
- 5) Pré chargez les ancrages et fermez-les.
- 6) Passez à la deuxième étape de l'excavation.
- 7) Répétez les procédures 2 à 6 jusqu'à la profondeur prévue.
- 8) Construisez les fondations du bâtiment.
- 9) Construire les galettes de plancher de la base jusqu'à la terre séquentiellement.

- *Les avantages de cette méthode :*
 - Haute efficacité pour l'excavation et la construction de structures souterraines ;
 - Période de construction courte ;
 - Convient aux projets d'excavation avec de grandes surfaces et de faibles profondeurs.

- *Les inconvénients de cette méthode :*
 - Cette méthode d'excavation n'est pas applicable aux couches de sol faibles ;
 - Lors de l'application à une profondeur de 10m sous la nappe phréatique dans les sols granulaires (tels que les sols sableux ou les sols graveleux), les ancrages doivent être installés avec soin.

L'excavation ancrée compte uniquement sur la résistance du sol pour offrir la force d'ancrage. Plus la résistance du sol est élevée, plus la force d'ancrage est forte.(1).

I.2.1.5. Méthode d'excavation Top-Down

Contrairement aux méthodes précédentes qui sont des méthodes de construction ascendante, la méthode d'excavation Top-Down (descendante), consiste à construire des dalles de plancher après chaque excavation, ces dalles permanentes jouent le rôle des entretoises dans les méthodes précédentes pour maintenir les pressions des terres derrière le mur de soutènement.

Ces dalles sont plus lourdes que les entretoises, c'est pour cette raison que les fondations en pieux sont souvent choisies pour ce type d'excavation.

Cette technique nécessite peu de temps de construction, mais le coût est plus élevé par rapport aux autres méthodes. Un autre avantage est que la zone de construction est plus sûre puisque les dalles sont plus résistantes que les jambes de force (1).

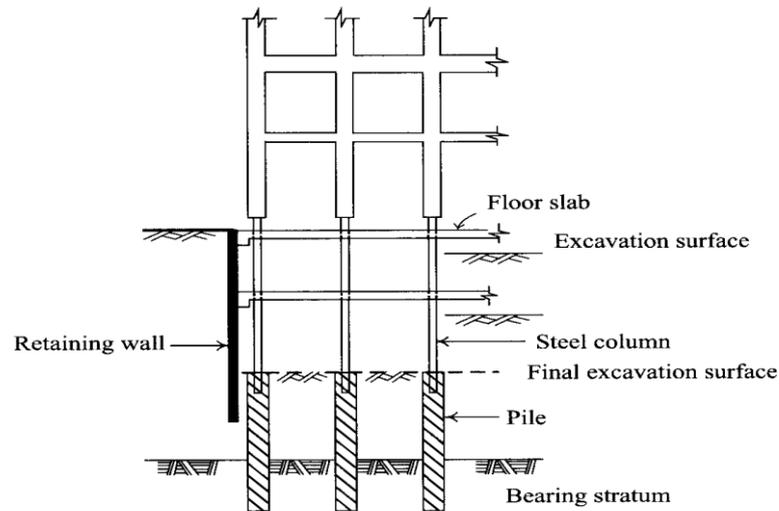


Figure I.7. Méthode d'excavation Top-Down (1)

I.2.2. Facteurs influant sur le choix d'une méthode d'excavation

Le choisir d'une méthode d'excavation dépend de plusieurs facteurs :

- Budget de construction ;
- Période de construction autorisée ;
- Disponibilité de l'équipement de construction ;
- Existence d'excavations adjacentes ;
- Etat des bâtiments adjacents ;
- Types de fondation des bâtiments adjacents ;
- Zone de chantier de construction ;

I.3. Types des ouvrages de soutènements

La notion « d'écran de soutènement » couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres. On cite ci-après les principales techniques utilisées :

I.3.1. Mur poids

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en maçonnerie ou en béton. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels. C'est le genre de murs qui convient le mieux pour résister par son propre poids sur des hauteurs de 2 à 3 m de remblais.



Figure I.8. Mur en maçonnerie de pierres sèches



Figure I.9. Mur poids en béton

I.3.2. Mur en terre armée

Il s'agit d'une méthode de soutènement assez récente (1963) développée par Henri Vidal, qui consiste à utiliser le sol, et non un mur en béton pour assurer la stabilité d'un versant. Le concept est de renforcer le sol par l'ajout d'armatures qui solliciteront un frottement entre elles et les cailloux du remblai. Un massif en terre armée est constitué de trois composants :

- Un remblai granulaire compacté en couches peu épaisses.
- Les armatures disposées en lit dans le remblai qui peuvent être de deux natures :
 - Les métalliques qui sont jusqu'à maintenant les plus répandues ;
 - Les géo synthétiques qui ne présentent pas de problème de corrosion et qui tendent à remplacer les premières.

- Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur, il est généralement réalisé en éléments de béton préfabriqué faciles à assembler, en pneus ou autres éléments récupérés destinés à être couverts de végétaux. L'ensemble forme un massif stable assurant la retenue de la poussée du sol en place (2).

I.3.3. Mur cantilévers

Ce type de mur de soutènement est très couramment employé. Il est constitué d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontal. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Les murs sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile auquel est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes). Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale qui passe par l'extrémité arrière de la semelle.

Ces murs sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, en site terrestre hors d'eau. Ils sont souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voir une dizaine de mètres. Ils nécessitent en principe un terrain de fondation de qualité moyenne à bonne, susceptible de faibles tassements (quelques centimètres au plus), dans la mesure où le recours à des fondations profondes (ou éventuellement à un traitement préalable du sol) rend généralement la solution peu avantageuse.



Figure I.10. Exemple d'un mur cantilever

I.3.4. Rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont des écrans de soutènements relativement souples installés par adjonction des profilés métalliques dans le sol, par battage ou vibro-fonçage (A, Conception et calcul des ouvrages géotechniques, 2003). Ils sont largement utilisés en génie maritime et génie civil. Les rideaux de palplanches peuvent être utilisés en tant qu'ouvrages de soutènement permanent ou temporaire.

Un rideau de palplanches permet de réaliser une excavation avant terrassement et sécurise tout type de projets : parking souterrain, renforcement de digue, création de bassin...etc.



Figure I.11. Illustration de la serrure d'un rideau de palplanche (A, Conception et calcul des ouvrages géotechniques, 2003)

Avantages

- Très bonne étanchéité ;
- Très grande résistance ;
- Large gamme de profilé ;
- 100% recyclable ;
- Très grande élasticité ce qui lui permet d'absorber l'énergie cinétique.

Inconvénients

- La durabilité, Dégradation avec le temps (corrosion) ;
- Les bruits (100 dB) et les vibrations au cours du battage ;
- Les difficultés de déplacer la sonnette (machine de battage) en site dénivelé et la nécessité d'enlever les obstacles aériens pour lever les palplanches ;
- Les problèmes des transports et d'approvisionnement de palplanches de grande longueur.

I.3.5. Pieux sécants

Un pieu sécant est un pieu juxtaposé à ses voisins avec intersection, de manière à constituer une paroi continue (pieux s'emboîtant les uns dans les autres).

Le soutènement formé par des pieux primaires et secondaires intersectés est appelé paroi de pieux sécants. Les pieux primaires peuvent être exécutés moins profondément que les pieux secondaires (rideau de pieux en touches de piano). (4)

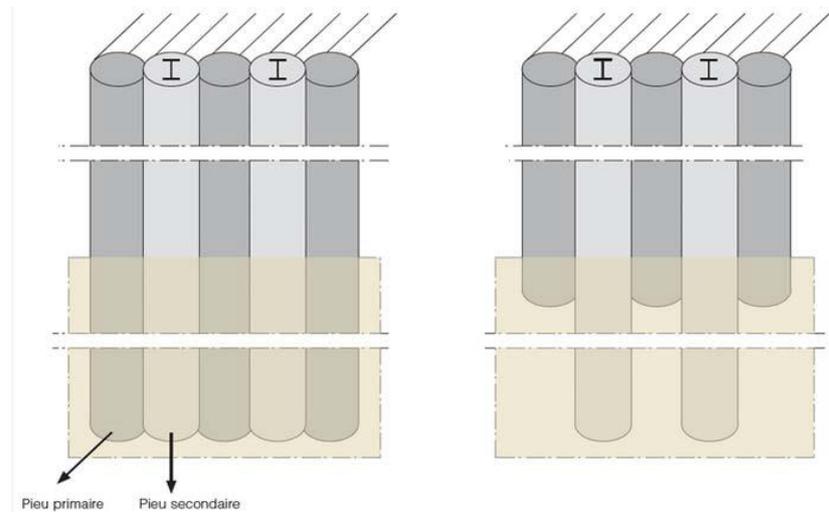


Figure I.12. Mur en pieux sécants classique ou en touche de piano (4)

Mode d'exécution

- On commence toujours par installer une poutre de guidage pour indiquer les positions des pieux et assurer le guidage durant le forage.
- Première étape : une première série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 1 – 5 – 9 – 13 – ...
- Deuxième étape : une deuxième série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 3 – 7 – 11 – ...
- Troisième étape : les pieux secondaires en béton armé sont exécutés suivant la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12 – ... Les pieux primaires sont partiellement fraisés. Si le rideau de

pieux est installé à proximité de constructions susceptibles de tasser, les pieux secondaires sont exécutés en deux étapes suivant les séquences 2 – 6 – 10 – ... et 4 – 8 – 12 –...

- La fouille est ensuite excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal
- Si nécessaire, le support horizontal est mis en place (tirants d'ancrage, pieux de traction, étaçons, ...). Les tirants d'ancrage ou les pieux de traction sont placés à hauteur de l'intersection entre un pieu primaire et secondaire
- La fouille est à nouveau excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal supplémentaire ou jusqu'au niveau du fond de fouille final.

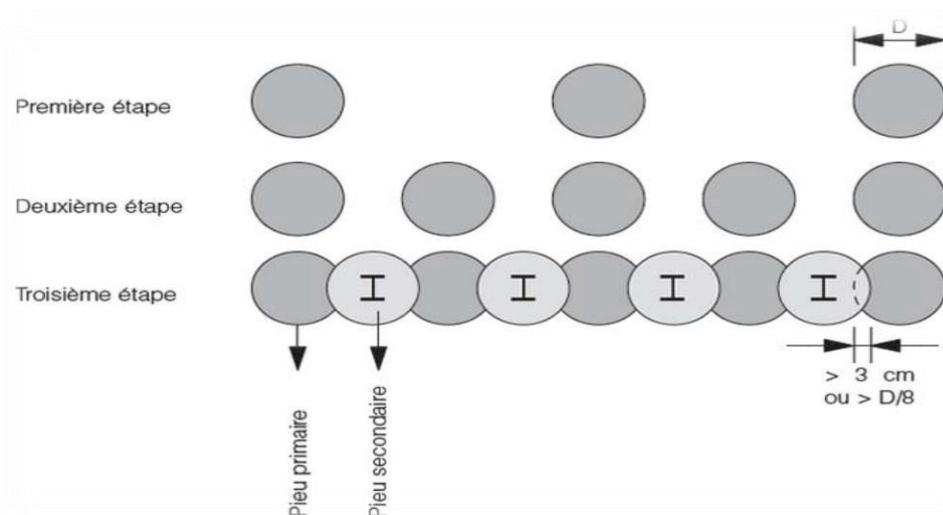


Figure I.13. Les étapes d'exécution des pieux sécants (4)

Avantages

- Absence de vibrations et faibles nuisances sonores ;
- Peut être réalisé très près de bâtiments adjacents ;
- La capacité portante des murs est améliorée grâce à une surface de contact au sol supérieure, à volume égal de béton.

Inconvénients

- Les tolérances de verticalité peuvent être difficiles à atteindre pour les pieux profonds ;
- Une étanchéité totale est très difficile à obtenir dans les joints ;
- Coût accru par rapport aux murs de palplanches.

I.3.6. Paroi moulée

Les parois moulées sont des ouvrages de fondations en béton armé utilisées à titre de structure définitive pour la réalisation de nombreux ouvrages, elles permettent d'excaver en toute sécurité sous la nappe phréatique (5).

La technique de la paroi moulée est récente (1952 en Italie, 1955 en France), elle se prête à la réalisation d'une grande diversité d'ouvrages dans des sites et des conditions géotechniques très variées. Elle permet de réaliser des ouvrages de formes et de dimensions diverses jusqu'à des profondeurs très importantes. Cette technique est couramment utilisée pour la réalisation de puits de moyenne profondeur (10 et 50m de profondeur) (6).

La paroi moulée assure simultanément trois fonctions : soutènement, portance et étanchéité. Elle sert pour :

- Fondation : lorsqu'elle est descendue jusqu'aux couches porteuses profondes.
- Soutènement : en maintenant les terres et les surcharges sur la périphérie.
- Paroi étanche : en protégeant de l'eau extérieure le volume enclos.

Les phases de réalisation de la paroi se schématisent comme suit :

1- Exécution d'une murette guide

Le premier ouvrage exécuté est la murette guide qui permet de:

- matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé,
- guider l'outil de forage,
- caler les cages d'armatures.

2- Excavation des panneaux

La paroi est réalisée par panneaux unitaires creusés par un trépanbenne ou une hydro haveuse montés sur une grue à câble ou une pelleteuse spécialisée.

3- Les joints entre panneaux

Le joint entre panneaux qui doit assurer la continuité de la paroi constitue un point délicat du procédé : il s'agit à cet endroit de garantir le bon alignement ainsi que le contact béton/béton des deux panneaux adjacents. On peut également dans des cas particuliers envisager d'équiper le joint d'une lame d'étanchéité.

4- Utilisation de la boue de perforation

La boue de perforation joue un rôle capital dans le procédé en maintenant la stabilité de la tranchée durant toute l'excavation, l'équipement et le bétonnage des panneaux.

Durant l'excavation, le niveau de la boue doit toujours être maintenu de 1 m à 1.5m au-dessus du niveau de la nappe.

5- Mise en place de la cage d'armature

Le ferrailage d'une paroi est réalisé en éléments discontinus par armatures horizontales et verticales en acier HA ou lisse assemblées sous formes de cages comme représenté sur le schéma.

On assure un enrobage de béton minimum de 7cm en centrant la cage dans la tranchée à l'aide de centreur de préférence non métalliques, par exemple des écarteurs en béton en forme de patin.

6- Le bétonnage

Le béton de paroi est mis en place au tube plongeur et sans être vibré. Il doit s'écouler facilement pour suivre les contours de l'excavation et enrober correctement les aciers, tout en évitant les ségrégations et les inclusions de boue.

Avantages

- Pas de décompression des terrains, pas de limitation en profondeur ;
- Possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive ;
- Permet de réaliser la couverture avant les gros travaux.

Inconvénients

- Nécessite une plate forme de travail horizontale ;
- Matériel lourd ;
- Raccordement des radiers ;
- Ne permet pas une étanchéité extérieure.

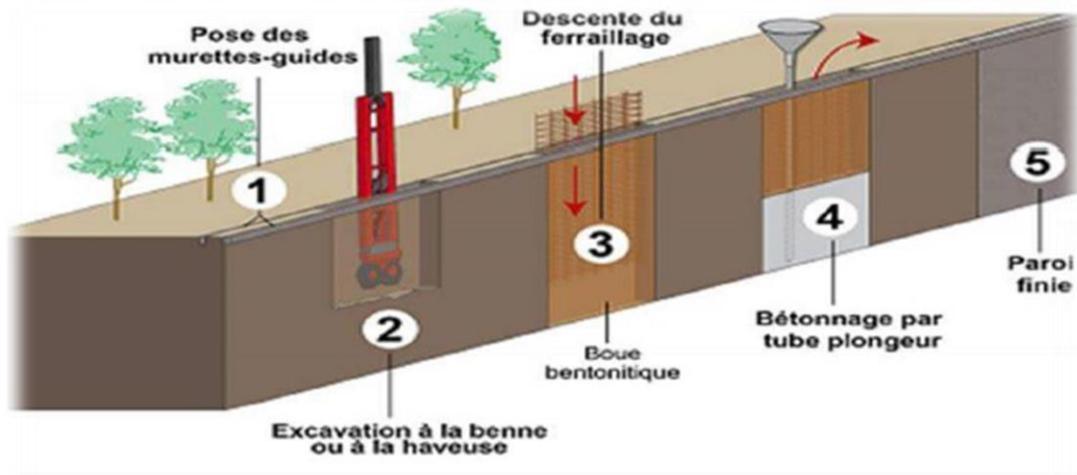


Figure I.14. Les phases d'une réalisation d'une paroi moulée (5)

I.3.7. Tirants d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un dispositif d'ancrage capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistante en prenant appui sur la structure à ancrer. Il est utilisé pour stabiliser un soutènement et de reprendre une partie de la poussée des terres.

Les tirants d'ancrages sont très fréquents dans le cas des rideaux (parois moulées, parois en pieux sécants et les rideaux de palplanches) pour limiter la profondeur à encastrer et reprendre provisoirement les poussées des terres. Ils comportent en général une armature de tirants enfouie dans une gaine remplie de coulis, et un bulbe d'ancrage. Le tirant est scellé dans le rideau à l'aide d'une plaque. La figure 1.15 montre une coupe schématique d'un tirant d'ancrage (A, Conception et calcul des ouvrages géotechniques, 2003).

Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans le cas contraire.

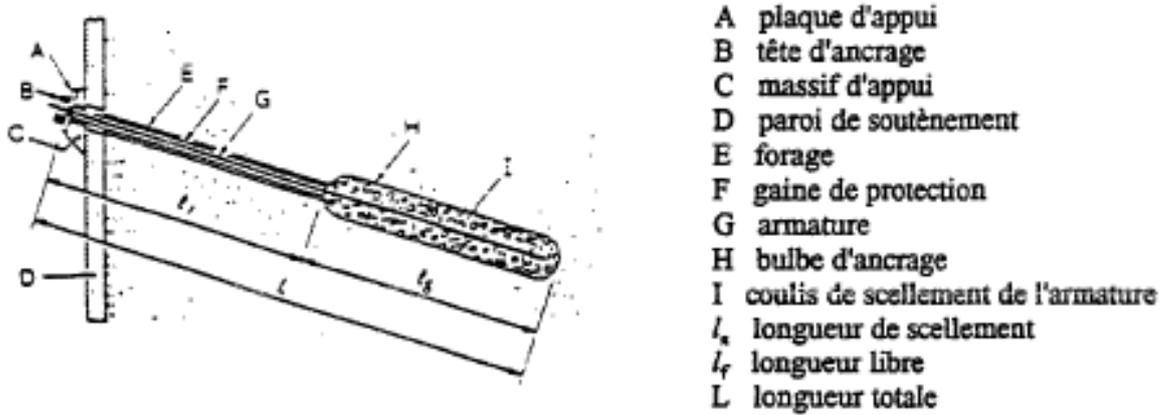


Figure I.15. Coupe schématique d'un tirant d'ancrage au sein d'un rideau (3)

I.3.8. Butons

Les butons sont constitués de poutres en béton armé, de profilés ou de tubes en métal ou en bois, disposés à l'horizontale ou incliné, prenant appuis sur deux structures construites en vis-à-vis.

Les butons ne peuvent exercer leur réaction qu'au près d'un déplacement de la paroi. Le butonnage est une technique de renforcement de la face extérieure de l'écran de soutènement. Après la mise en place des cornières scellées dans la paroi, on met en place les butons avec une grue de levage. Les butons sont ensuite scellés avec un mortier spécial.

On peut distinguer deux types de butonnage :

- le butonnage direct : le bouton prend appui directement sur la paroi ou par l'intermédiaire d'une plaque de raidissement ;
- le butonnage sur lierne : le bouton transmet les charges par l'intermédiaire d'un ou de deux lits de profilés. Cette technique permet de reprendre les efforts de poussée sur la paroi et de les transmettre aux butons. La paroi est ainsi rigidifiée. Les butons peuvent aussi être mis en œuvre sous une force de précontrainte.

La stabilité de ce type de soutènement est assurée par la fiche des éléments verticaux auxquels sont souvent associés des dispositifs d'appuis (tirants ou buttons) qui sont mis en place au fur à mesure de l'avancement de creusement (7).



Figure I.16. Les butons (7)

I.4. Mode de rupture des ouvrages de soutènement

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture» et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer. Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons (8).

Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un tremblement de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente de la paroi (8).

En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement:

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Fig.17a).
- Le renversement de l'ouvrage (Fig.17b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Fig.17c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Fig.17d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Fig.17e).

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

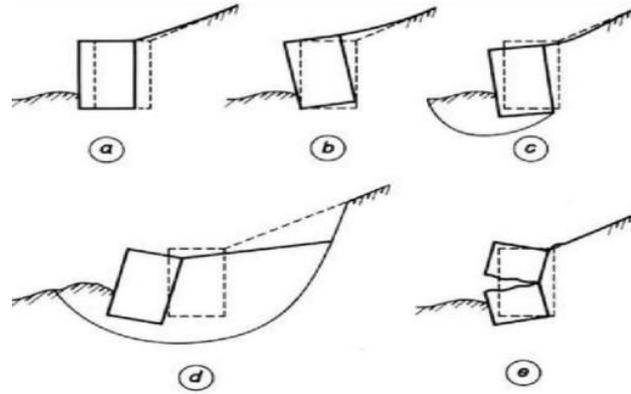


Figure I.17. Modes de rupture des ouvrages de soutènement (8)

I.5. Méthodes de calcul des ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement regroupés dans, les murs poids, les écrans de soutènements et les murs composites sont des ouvrages relativement minces en acier, en béton armé et en bois qui peuvent être auto stables, ancrés, boutonnés ou supportés par butée. Ils se caractérisent par leur comportement assez complexe du fait qu'il résulte de l'effet de l'interaction sol-écran et ouvrage et d'une multitude de paramètres relatifs aux propriétés de l'écran lui-même, des éléments structuraux, du sol soutenu et de l'analyse des différentes phases de réalisation.

Dans la littérature géotechnique, on recense autant de méthodes de calcul et de justification, Le choix de la méthode est libre et il dépend du modèle de calcul considéré, On distingue :

- 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 ;
- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, tenant en compte le comportement observé des ouvrages,
- La méthode des éléments finis, développées à partir des années 1970.

I.5.1. Méthodes classiques des calculs de soutènement

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients. Ces méthodes sont basées sur des schémas de comportement simplifiés admettant que le sol est en poussée ou en butée limite.

Les trois principales méthodes de calcul des ouvrages de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite sont les suivantes :

- La méthode de Coulomb,
- La méthode de Rankine,
- La méthode de Boussinesq-Caquot-Kristel.

a. La méthode de Coulomb

Les théories de poussée et de butée sont fondées sur les travaux de Coulomb (1776). Dans la méthode de Coulomb, la zone de rupture est réduite à un plan (surface de glissement critique) et il n'y a aucune prise en compte de l'état des contraintes dans le sol. L'hypothèse du plan de rupture est relativement bien vérifiée pour les sols pulvérulents en état de poussée, mais ne l'est pas pour les sols cohérents, ni pour les états de butée.

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane ;
- La force agissante sur le mur à une direction connue. En d'autre terme cela signifie que l'angle de frottement φ entre l'écran et le mur est connu.

Ces deux hypothèses faites, la force agissante sur le mur est calculée par de simple considération d'équilibre statiques à partir d'une règle d'extremum.

b. Méthode de Rankine

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture. Les plans de rupture sont inclinés de $\theta = \pm (45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ par rapport au plan principal majeure. Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux. (9)

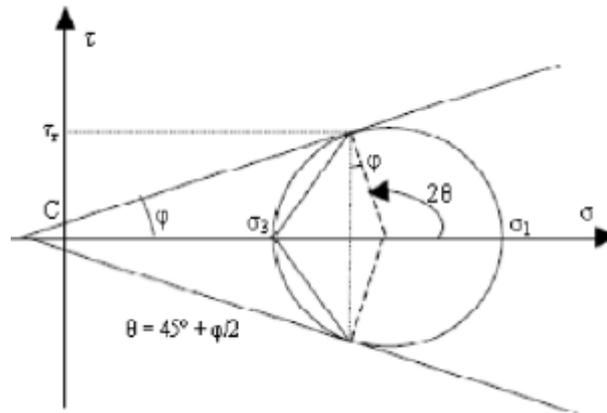


Figure I.18. Cercle de Mohr à l'équilibre limite (9)

En plus des hypothèses suivantes : Sol semi-infini, homogène, isotrope, condition de déformation plane, courbe intrinsèque de Mohr–Coulomb et massif à surface libre plane, Rankine avait rajouté l'hypothèse que la présence de mur ou d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.

c. La méthode de Boussinesq

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 δ 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.

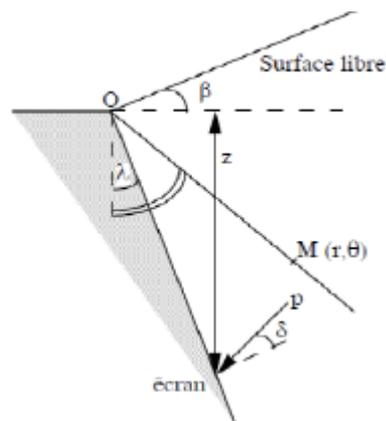


Figure I.19. Coin de Boussinesq (10)

Les coefficients de poussée et de butée respectivement ($K_{a,P}$) seront calculés en fonction de l'angle du mur (λ), de l'angle du talus derrière le mur (β), du frottement sol/mur ou rugosité (δ) et de l'angle de frottement interne du sol (φ).

I.5.2. Méthode au coefficient de réaction

La méthode de calcul utilisant la notion de module de réaction est largement utilisée pour le calcul des ouvrages de soutènement souples, particulièrement en France. Il existe ainsi, sur le marché, un certain nombre de programmes de calcul automatique des rideaux et parois utilisant cette méthode et reposant sur des hypothèses variées en matière de discrétisation, construction des courbes d'hystérésis, règles de chargement, déchargement, etc. (11)

Dans le domaine des petits déplacements, cette méthode est basée sur l'hypothèse fondamentale de Winkler 1867 selon laquelle les contraintes à l'interface sol/structure sont proportionnelles au déplacement de celle-ci. Ainsi, si le rideau à une profondeur z , s'est déplacé de $u(z)$, la pression horizontale $P(z)$ du sol est telle que :

$$P(z) = Kh \cdot u(z) \quad (I-1)$$

Kh , appelé coefficient de réaction (KN/m^3), n'est pas une grandeur intrinsèque puisqu'il dépend de la nature du sol, de sa rigidité, et des dimensions de rideau. Il est couramment évalué à partir de l'essai pressiométrique en fonction du module pressiométrique équivalent EM^e . Conformément à la formule de Ménard, Bourdon et Houy.

$$Kh = \frac{EM^e}{\left(\frac{\alpha a}{2} + 0.133(9a)^a\right)} \quad (I-2)$$

Avec

α : Le coefficient de structure.

a : paramètre ayant la dimension d'une longueur, dépend de la géométrie du système sol/rideau.

I.5.3. Méthode des éléments finis (MEF)

Avec l'introduction des éléments finis au calcul des ouvrages, le calcul automatique en génie géotechnique a vu ces dernières années un développement important (A, Conception et calcul des ouvrages géotechniques, 2003). Elle offre la possibilité de prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux pris en compte par des méthodes plus traditionnelles, pour cela elle a eu un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil.

D'une façon générale, la résolution par la méthode des éléments finis inclut les étapes suivantes :

- Obtention de la formulation du problème ;
- Réalisation d'un maillage, correspondant à la discrétisation du domaine d'étude en éléments (triangles, tétraèdres, hexaèdres . . .) sur lesquels les champs sont écrits en termes d'un nombre fini de degrés de liberté et de fonctions de base à repère local ;
- Calcul des matrices élémentaires qui, après assemblage, génèrent un système matriciel
- Résolution du système algébrique pour l'obtention d'une solution approchée du problème.

Il existe plusieurs logiciels spécialisés d'éléments finis en géotechnique, tels que PLAXIS, CRISP, CESAR, permettant de par leur convivialité et leur interactivité une modélisation aisée de ce type de problème (A, Conception et calcul des ouvrages géotechniques, 2003).

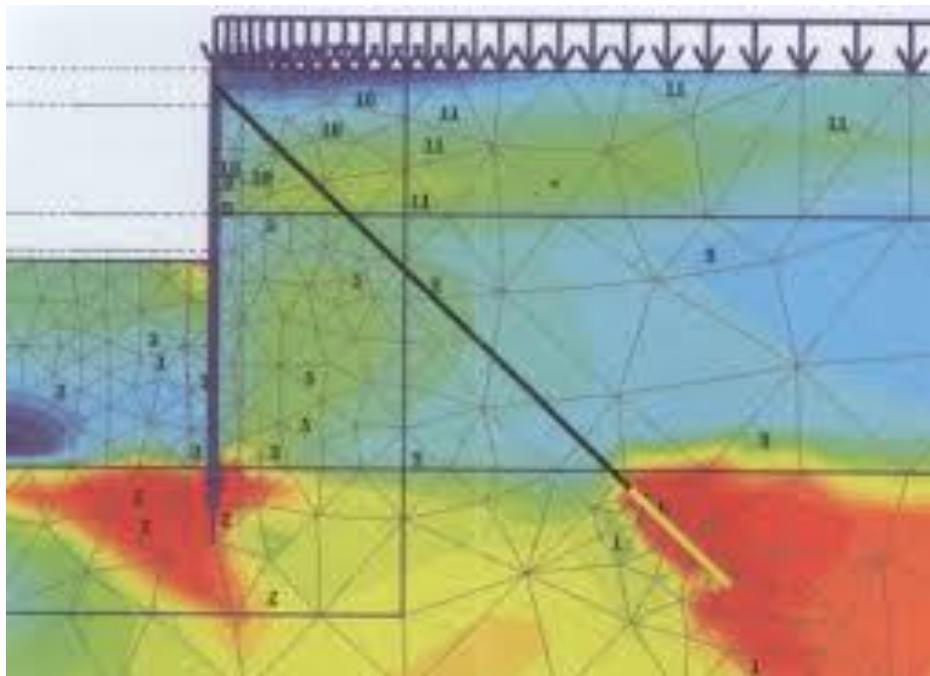


Figure I.20. Coin de Exemple du maillage par élément finis dans Plaxis (3)

I.6. Vérification de calcul de la stabilité

I.6.1. Vérification des déformations

A- Argiles douces à moulé

Des mouvements importants se produisent souvent lorsque des coupes verticales sont effectuées dans des argiles molles. Ces mouvements se produisent malgré des systèmes de soutien bien construits. Les mesures ont montré que 60% à 80% du rendement latéral total à chaque niveau de support se situe en dessous du niveau de l'excavation

Même si le système est correctement installé et que les supports sont correctement sollicités, les mouvements latéraux et verticaux maximaux du sol sont généralement compris entre 1% et 2% de la profondeur de l'excavation, en fonction de la rigidité de la paroi et du facteur de sécurité. Contre le soulèvement de la base.

B- Argile raide

Les mouvements latéraux des systèmes de soutien temporaires diminuent fortement avec l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol. Les mouvements sont généralement faibles si les supports horizontaux sont installés dès que le niveau de support est atteint et peuvent être compris entre 0,1% et 0,3% de la profondeur de l'excavation, en fonction de la qualité de l'exécution, de la rigidité de la paroi, etc. degré de soutien précontraint.

C- Sols granulaires

En général, pour des systèmes de support d'excavation équivalents, l'amplitude des mouvements verticaux dans les sols granulaires de la plupart des densités est généralement inférieure à celle des mouvements latéraux dans les sols cohésifs lisses à rigides. Si les supports horizontaux sont installés dès que le niveau de support est atteint, on peut s'attendre à ce que les mouvements verticaux du sol se situent entre 0,2% et 0,3% de la profondeur de l'excavation, en fonction de la rigidité du mur, de la qualité de fabrication et du degré de précontrainte du support.

I.6.2. Soulèvement du fond de fouille

La base d'une excavation peut échouer selon trois modes généraux, à savoir:

1. Défaut t de cisaillement dans le sol dû à une résistance inadéquate des charges imposée par les différences de niveaux à l'intérieur et à l'extérieur de l'excavation ;
2. Conditions rapides dues à l'infiltration d'eau dans les sols granulaires au fond de l'excavation ;
3. Soulèvement des sols en couches dû à la pression de l'eau confinée par des sols à faible perméabilité intermédiaires.

Le premier mécanisme se produit principalement dans les argiles molles à moyennement raides. Toutefois, en fonction de la profondeur de l'excavation, la pression du mort-terrain peut être si importante qu'elle dépasse la résistance des argiles raides, raison pour laquelle les termes « souple » à « moyennement rigide » doivent être considérés comme relatifs. La rupture par cisaillement des bases d'excavation est généralement rare dans les sols granulaires et si un soutien latéral adéquat est fourni, le facteur de sécurité contre l'instabilité du fond est généralement satisfaisant. Le soulèvement inadéquat de la nappe phréatique peut toutefois provoquer une instabilité dans les excavations effectuées à travers des sols granulaires ou stratifiés.

A - Sols cohésifs

Les excavations profondes dans des argiles molles à fermes sont sujettes à des ruptures de soulèvement de la base résultant d'un effort excessif du sol en cisaillement. Le facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement de la base, F_{sb} , est donné par [8]:

$$F_{sb} = \frac{N_b \tau_u}{\sigma_z} \quad (I-3)$$

Avec :

N_b : Facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation donné par la figure I-21

τ_u : Résistance au cisaillement non drainée du sol sous le niveau de base.

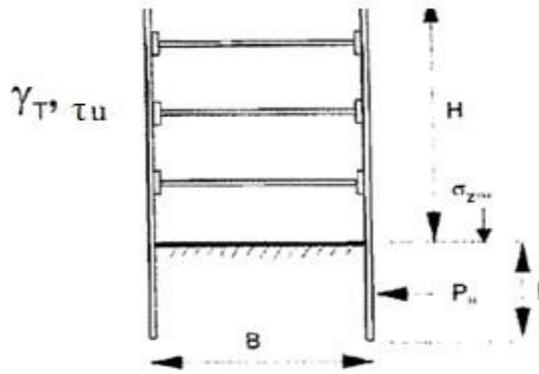


Figure I.21. Facteur de sécurité

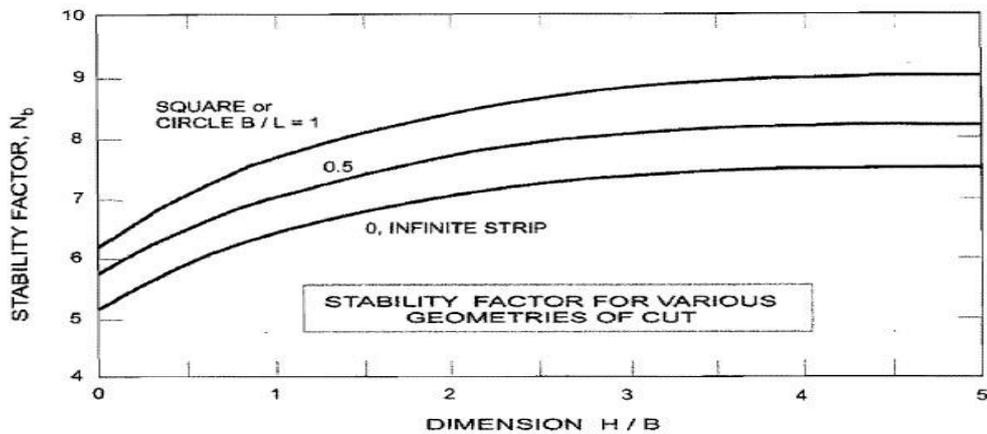


Figure I.22. Facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation (12)

Au fur et à mesure que le potentiel d'instabilité de fond augmente, le soulèvement à la base de l'excavation et le mouvement autour de l'excavation augmentent d'où F_{sb} diminue. Dans le cas d'argiles molles sous la base d'une excavation où F_{sb} est inférieur à 2, des déformations importantes peuvent survenir. Lorsque F_{sb} est inférieur à 1,5, la profondeur de pénétration du système de support doit s'étendre sous la base de l'excavation.

B- Sols granulaires

La stabilité du fond de fouille d'un sol pulvérulent, en présence des forces d'écoulement ascendants, est assurée si la pression verticale appliquée q est inférieure à la capacité portante.

Soit :

$$q < ql = q_0 Nq \tag{I-4}$$

La contrainte verticale q appliquée à la base du mur à l'extérieur de la fouille est la somme de la contrainte due au poids des terres et celle due à l'écoulement descendant de l'eau sous un gradient hydraulique i :

$$q = \gamma d (H-h) + \gamma' (h+f) + i\gamma_w (h+f) \quad (\text{I-5})$$

Ce qui peut se simplifier, en adoptant la formule de Couard pour le gradient hydraulique :

$$i = \frac{h}{h+2f} \quad (\text{I-6})$$

La contrainte q_0 est la somme de la contrainte due au poids des terres et celle due à l'écoulement ascendant de l'eau vers le fond de fouille :

$$q_0 = \gamma' f - i\gamma_w f \quad (\text{I-7})$$

I.7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes méthodes d'excavation à ciel ouvert : tranchée ouverte, excavation contreventée, excavation zonée, excavation ancrée et excavation Top-down. Pendant les travaux souterrains, l'ingénieur est appelé à appliquer un type de soutènement parmi la variété des dispositifs existants (paroi moulée, paroi en pieu sécants, soutènement métallique,etc).

Pour choisir la meilleure technique, il faut tenir compte de nombreux facteurs qui nous permettent d'exécuter et de soutenir l'excavation, parmi ces facteurs on cite, l'importance de la fouille et sa géométrie, le budget de construction, le délai de réalisation, les moyens matériels disponibles.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des écrans de soutènements, les méthodes classiques reposent sur les calculs de poussé et de butée, les méthodes au coefficient de réaction prenant en compte l'interaction sol structure.....etc.

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU SITE DU PROJET

II.1. Introduction

Le projet objet de notre étude concerne puits de ventilation PV10 de l'extension du métro d'Alger reliant le Centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediene.

Le chapitre précise d'abord la localisation du PV10, pour enchaîner par la suite avec la description des différents aspects du site, à savoir : la géomorphologie, le climat, la géologie, l'hydrogéologie et la sismicité.

II.2. Situation géographique du site

Le puits de ventilation « PV10 » fait partie des dix puits de l'extension B1 de la ligne 1, il comprend une gaine de ventilation et une sortie. Dans les environs immédiats de ce puits de ventilation nous retrouvons l'aéroport international et une autoroute.



Figure II.1. Plan de situation du PV10 (Capture Google Earth)

Par rapport au tracé de l'extension Lot-1, l'ouvrage est implanté au terminus aéroport international Houari Boumediene au point kilométrique PK 9+549.00m.

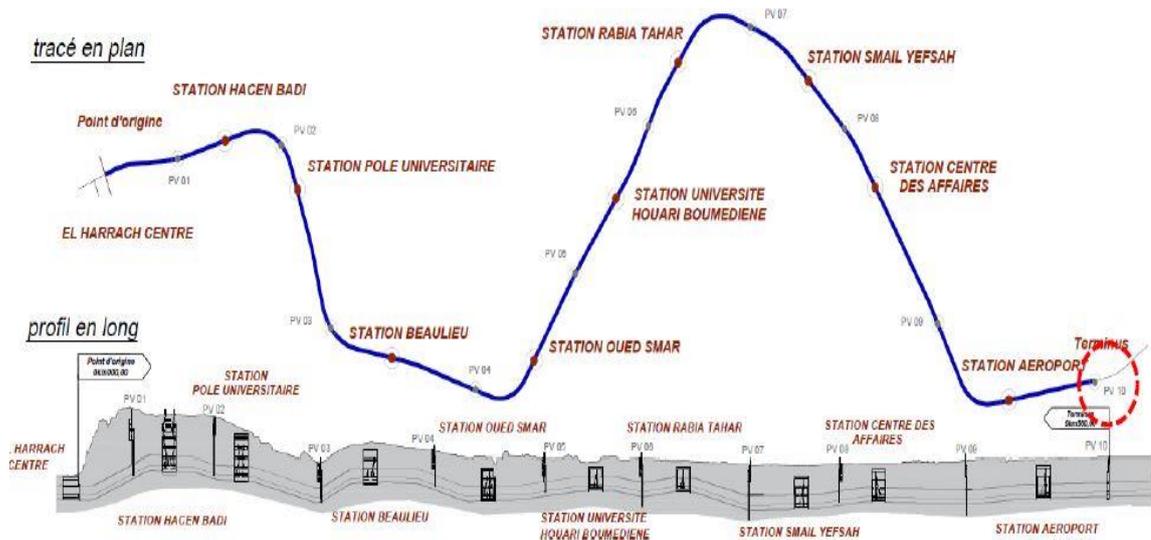


Figure II.2. Localisation du PV10 dans le tracé de la ligne 1 Lot 1 extension B

Ce puits est constitué d'une salle des machines et de stockage de largeur de (22) m et d'une longueur de (35) m qui descend à une profondeur de (06) m sous le niveau du terrain naturel. Il contient aussi un puits qui a pour dimensions de (12) m de largeur, (16) m de longueur et d'une profondeur de (22) m à partir de (6) m. Il est connecté au tunnel principal par l'intermédiaire d'un rameau (tunnel transversal).

II.3. Géomorphologie

La région d'Alger est constituée de plusieurs ensembles géomorphologiques (Figure II-2):

- Le massif et le Sahel d'Alger ;
- La plaine de la Mitidja ;
- L'Atlas Blidéen .

1. Le massif et le Sahel d'Alger

a) Le massif d'Alger

Orienté Est-Ouest, il s'étend sur une longueur de 20 Km et de 6 Km de large. Boisé et recoupé par un réseau de talwegs profonds, sa topographie est très accidentée et son sommet culmine à 407 m.

b) Le Sahel d'Alger

Il forme une structure anticlinale asymétrique orientée Est-Ouest. Il englobe tous les petits reliefs qui s'étendent entre le massif de Bouzaréah au Nord et les rives gauches de l'oued El-Harrach au Sud et au Sud – Est.

Il y est reconnu trois parties principales :

- Le Sahel d'Alger, essentiellement marneux d'âge Plaisancien. Sa topographie mamelonnée est traversée par un réseau hydrographique peu dense, typique des terrains très peu perméables.
- Le plateau mollassique d'Alger sur lequel est construit les quartiers d'El Biar, Ben Aknoun et place du 1er Mai. Ce massif est limité par les falaises d'El Hamma et de Télémy et celle de Hydra et de Bir-Mourad- Rais.
- Le piémont sud du Sahel formé de dépôts argilo- caillouteux du comblement de la Mitidja.

2. La plaine de la Mitidja

Elle forme une cuvette subsidente, synclinale orientée ENE – OSO. C'est une zone intermédiaire entre le Sahel et l'Atlas Blidéen, dans laquelle s'étendent de grands marécages.

3. L'Atlas Blidéen

Il constitue le relief méridional de la région, il est représenté par une succession de massifs montagneux, dont l'altitude maximale est de 1629 m, au pic de Sidi Abdelkader. A ces ensembles géologiques s'ajoutent au Nord-Est du Sahel la plaine et à l'Ouest, le cordon littoral dunaire, comme c'est illustré sur la figure 3.1, qui montre les grands ensembles géomorphologiques.

II.4. Climat

La région d'Alger est régie par un climat méditerranéen caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude et d'une saison humide, pluvieuse et relativement froide. La température dépasse rarement les 40°C, et ne descend presque jamais au-dessous de 0°C.

Bien que l'hiver soit doux, la nuit il fait assez froid, de plus, de temps en temps il peut y avoir des irrptions d'air froid du nord. Parfois, comme en janvier 2005 et en février 2012, il peut même neiger.

Tout au long de l'année, la température peut connaître des augmentations soudaines lorsque le vent souffle du désert (Sud du pays).

À Alger, les précipitations totalisent en moyenne **600 millimètres** par an : elles sont donc à un niveau intermédiaire. Au mois le moins pluvieux (juillet) elles s'élèvent à 5 mm, dans les mois les plus pluvieux (novembre, décembre) elles s'élèvent à 90 mm. Voici la moyenne des précipitations.

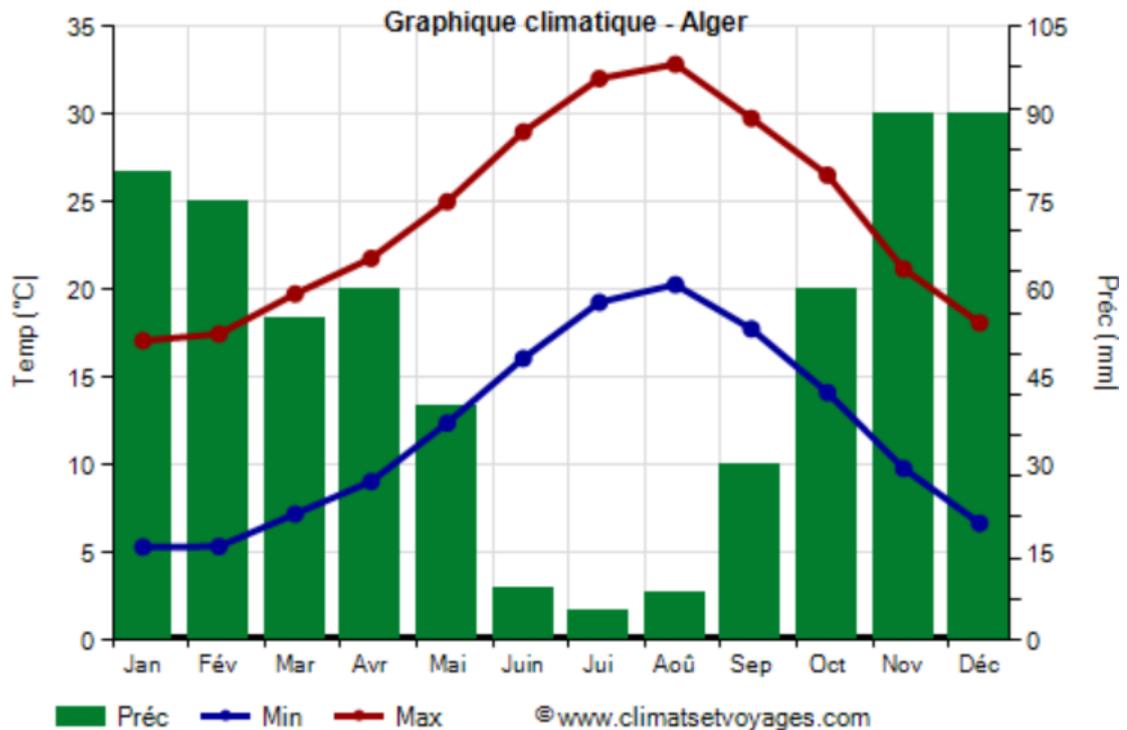


Figure II.3. Graphique climatique de la wilaya d'Alger.

II.5. Géologie

II.5.1 Géologie régionale

L'Algérie est le plus grand pays d'Afrique avec une superficie de 2 381 741 Km², il se situe en Nord-Ouest de l'Afrique, limité par la mer méditerranéenne au Nord avec plus de 1200 km de côte, le Maroc à l'Ouest, la Tunisie et Libye à l'Est, la Mauritanie et le Sahara Occidental au Sud-Ouest et finalement le Mali et le Niger au Sud.



Figure II.4. Carte géologique de l'Algérie dans le grand Maghreb.

La géologie de l'Algérie se divise en deux unités structurales :

• ***Domaine méridional***

Localisé dans le Sahara algérien, ce domaine est considéré stable depuis 550 millions d'années. Il est constitué de deux massifs où affleurent des roches métamorphiques et magmatiques et d'une plateforme appelée « plateforme saharienne », structurée en bassins sédimentaires remplis de sédiments du Néoproterozoïque et du Phanérozoïque.

• ***Un domaine septentrional***

- Au Sud : la zone atlasique, comportant un Atlas saharien qui se prolonge à l'Ouest (Maroc) par le Haut Atlas marocain et à l'Est (Tunisie) par l'Atlas tunisien.

- Au Nord : l'Atlas tellien, domaine varié et très complexe ayant aussi des équivalents au Maroc (le Rif et le Pré-Rif) et en Tunisie (Kroumirie et Nefza). Cet Atlas tellien comporte une zone interne et une externe formée de terrains allochtones (nappes de charriage). On distingue au nord trois zones :

- ❖ **Les zones externes** : appelées tell méridional résultent du décollement et du clivage au Miocène de la couverture sédimentaire mésozoïque paléogène déposée sur la marge nord de la plaque Afrique. En Algérie, les zones externes telliennes comportant de grandes nappes pelliculaires à matériel marneux du Crétacé-Paléogène.

- ❖ **Les zones internes** : appelées tell septentrional sont représentées par des « massifs anciens » littoraux, bordés au sud par une « chaîne calcaire » ou « Dorsale ». En Algérie, les socles de grande et de petite Kabylie constituent l'essentiel des zones internes. Ces zones comportent un socle métamorphique surmonté par un Paléozoïque schisteux allant du cambrien au carbonifère inférieur. Au cours de l'orogénèse alpine, les zones internes ont été largement charriées vers le sud.
- ❖ **Les zones des flysch** : est constituée par un matériel crétacé et paléogène qui s'est déposé dans un sillon qui se situait entre les zones internes et les zones externes. Les flysch ont été charriés sur les zones externes puis, pour une partie, ils ont été ramenés sur les zones internes par des glissements plus tardifs.

Le puits de ventilation PV10 se situe au nord du pays et plus précisément dans la zone des flysch, nous allons intéresser uniquement à cette zone.

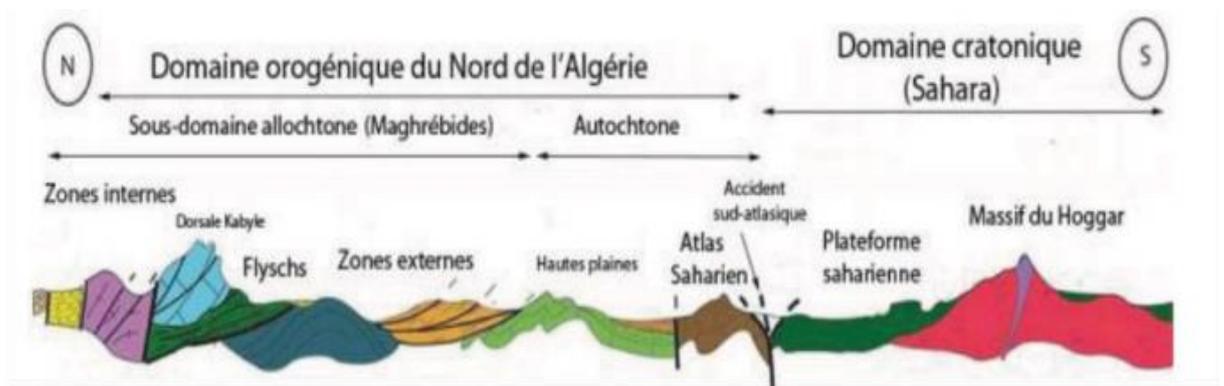


Figure II.5. Coupe nord sud des principales unités structurales de l'Algérie.

II.5.2. Géologie et géotechnique du site

Selon l'information disponible et l'exploitation préliminaire des sondages de l'étude, les sols où le PV10 sera creusé s'agissent des dépôts quaternaires avec facies lithologiques constitués par des argiles limoneuses superposés aux facies constitués par des sables limoneux-argileux, parfois mêlés de cailloux avec présence de grés. Dessous sera creusé pour dépôts Pliocène supérieure – Quaternaire ancien appelé de « Marnes d'El Harrach », c'est une alternance d'argiles marneuses jaunes, et de marnes jaunes collants, argiles graveleuses, de quelques lits de graviers et de sables, avec intercalations importants mais irrégulières de conglomérats et grés.

Les données disponibles ont permis d'établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques et de déterminer les paramètres géo-mécaniques caractéristiques de chaque horizon. Le dispositif géologique-géotechnique est constitué, de haut en bas par remblais avec 1,5 m d'épaisseur, par des argiles limoneuses peu sableuse (QA) jusqu'aux 1,5-9,00 m de profondeur, par des sables limoneux-argileux parfois mêlés de cailloux avec présence de grés. (Qs), jusqu'aux 9,0-13,5 m de profondeur dans le sondage SC98. Par argile marneuse à marnes (QM), intercalés avec une couche de sable fin à moyen limoneux jusqu'aux 19,00-36,00 (QMs), avec passages des grés broyé à sain avec 3 m d'épaisseur. Pour le sondage SC97 ; il a été identifié une couche entre les 27 m et les 30 m de profondeur, caractérisée pour un sable consolidé avec passages des grés broyé jaunâtre

II.6. Hydrogéologie

II.6.1. Hydrogéologie régionale

La perturbation des précipitations sur la région d'Alger a engendré un régime hydrographique irrégulier. Durant l'été, les lits d'oued sont à sec, par contre, la période pluvieuse favorise un écoulement et un transport de sédiments.

Le réseau hydrographique de la région est constitué essentiellement de :

- Oued El Harrach;
- Oued El Hamiz;
- Oued Semmar;
- Oued Reghaia;
- Oued Mazafran.

II.6.2. Hydrogéologie locale

La mollasse astienne constitue le terrain aquifère le plus important de la région d'Alger, dont son mur est représenté par les marnes bleues du Plaisancien.

Cet aquifère est caractérisé par :

- Les grandes surfaces d'affleurement et d'épaisseur ;
- Une forte perméabilité ;
- Le développement des instabilités ;
- L'alimentation en eau potable ;

Cet aquifère est subdivisé en deux nappes :

1. Nappe de la Mitidja

Elle est captée par de nombreux forages d'A.E.P. Cette nappe est bien connue par suite des reconnaissances géologiques et hydrogéologiques faites dans le site.

2. Nappe du plateau mollassique d'Alger

C'est une nappe libre dont les eaux ont été exploitées pour l'alimentation en eau potable d'Alger, suite au captage des sources d'El Hamma de Télémy et de Ben Aknoun.

II.7. Sismicité

Le niveau minimal de protection parasismique est caractérisé conventionnellement par le coefficient d'accélération et déterminé en fonction de la classe des ouvrages de la zone de sismicité dans laquelle l'ouvrage se trouve.

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante :

Zone 0 : Sismicité négligeable.

Zone I : Sismicité faible.

Zone IIa : Sismicité moyenne.

Zone IIb : Sismicité élevée.

Zone III : Sismicité très élevée.

La région d'étude est située dans la zone sismique III, caractérisée par une sismicité très élevée.



Figure II.6. Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national.

Classification du site

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels et puits, selon la partie II des RPOA 2008 – Règles Parasismiques applicables au Domaine des Ouvrages d'Art, sont classés en deux groupes :

- **Groupe 1** Tunnels stratégiques : Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire.
- **Groupe 2** Tunnels importants : Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autre voies.

Cet ouvrage s'encadre dans le Groupe 1.

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le tableau ci-dessous.

Tableau II-1. Coefficient d'accélération selon la classe d'ouvrage et la zone de sismicité

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30

La région d'étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 – tunnels stratégiques, pour cette zone la valeur d'accélération sismique adoptée sera de $a = 0.4g$.

Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction définitive dans la région d'étude.

Cette valeur de 0.4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0.1g devra être considérée.

II.8. Conclusion

A l'issue de cette première description, nous retenons que le site de notre projet PV10 se distingue par :

- Un relief pratiquement plat ;

- Un climat méditerranéen caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude et d'une saison humide, pluvieuse et relativement froide (en moyenne, 600 millimètres par an).
- Un sous-sol caractérisé par la présence des formations suivantes :
 - o Un remblai ;
 - o Des argiles limoneuses peu sableuse (QA) ;
 - o Des sables limoneux-argileux parfois mêlés de cailloux avec présence de grés (Qs) ;
 - o Une argile marneuse à marnes (QM), intercalés avec une couche de sable fin à moyen limoneux (QMs) ;
- Une sismicité très élevée (zone sismique III).

CHAPITRE III : SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

III.1 Introduction

Le présent chapitre est consacré à l'élaboration d'une synthèse géotechnique du site du projet. Elle est basée sur l'exploitation des résultats des essais effectués (essais in-situ et essais au laboratoire) pour proposer un modèle lithologique du sous-sol à considérer dans la phase de modélisation et l'étude du dispositif du soutènement.

III.2 Campagne de reconnaissance in-situ

La campagne de reconnaissance géotechnique qui a été effectuée au niveau du site du projet comprend :

- Deux (2) sondages carottés notés SC97 et SC98 de profondeur égale à 38m ;
- Deux (2) essais au Standard Pénétration Test SPT ;
- La mise en place d'un piézomètre à tube ouvert pour surveiller le niveau de la nappe phréatique SC98.

Les résultats du sondage SC94 situé à proximité du site ont été exploités pour compléter la classification de certaines formations.

La figure III.1 présente la localisation des essais in-situ réalisés.

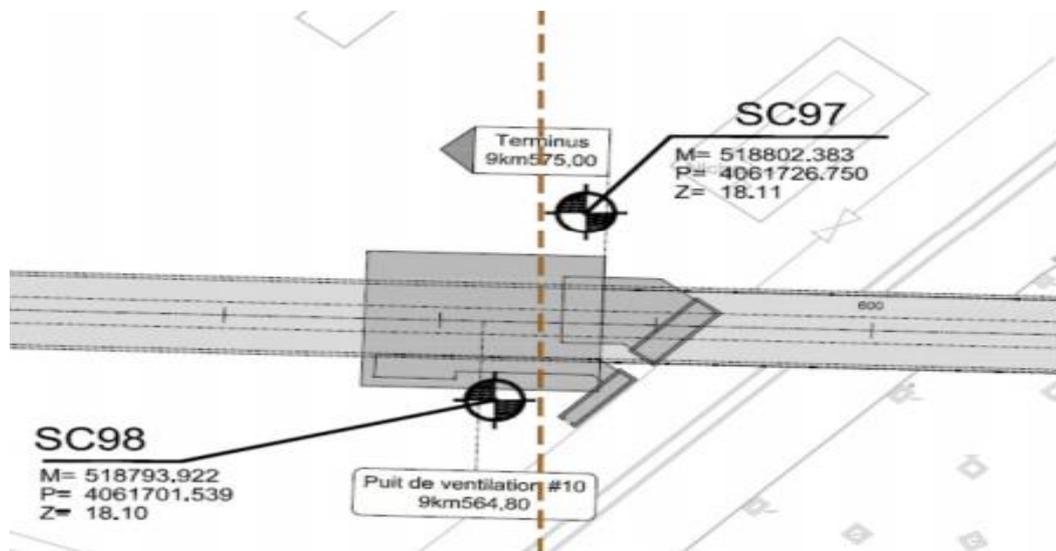


Figure III.1. Plan d'implantation des essais in situ

III.2.1 Sondages carottés

L'analyse des carottes des sondages réalisés a permis l'établissement des logs géologiques montrant la lithologie des terrains traversés en profondeurs ainsi que leurs épaisseurs. Les trois sondages réalisés au niveau de cette zone ont permis de rencontrer la succession lithologique suivante :

❖ Sondage carotté 97

- 0,00 à 1,5m : remblais
- 1,50 à 4,50m : argile limoneuse sableuse
- 4,50 à 6,60m : argile peu sableuse peu graveleuse
- 6,60 à 9,00m : sable limoneux à grain moyen graveleux
- 9,00 à 11,00m : grès broyé sous forme de graviers
- 11,00 à 12,45m : argile limoneuse avec des traces de sable de couler marron claire
- 12,45 à 18,00m : argile limoneuse de couleur marron claire avec trace de marne marron claire
- 18,00 à 21,00m : argile limoneuse peu sableuse peu plastique
- 21,00 à 23,00m : argile limoneuse avec trace de marne grisâtre
- 23,00 à 25,50m : argile limoneuse sableuse avec petit passage de sable moyen au début
- 25,50 à 27,00m : sable consolidé jaunâtre avec un petit passage de grès vers la fin
- 27,00 à 30,00m : grès broyé jaunâtre
- 30,00 à 33,00m : sable fin jaunâtre
- 33,00 à 36,00m : sable graveleux avec présence de fragment des grès
- 36,00 à 38,00m : argile limoneuse peu sableuse avec trace de marne
-

❖ Sondage carotté 98

- 0,00 à 1,5m : remblais.
- 1,5 à 3,50 m : argile limoneuse sableuse graveleuse de couler brunâtre
- 3,50 à 6,50m : argile limoneuse sableuse graveleuse de couler brunâtre à marron claire
- 6,50 à 9,00m: argile peu limoneuse peu graveleuse avec traces de marne de couleur marron claire
- 9,00 à 13,50m : sable argileux peu limoneux avec des traces de gravier de couleur marron
- 13,50 à 19,95m: argile limoneuse peu sableuse avec peu de gravier brunâtre grisâtre
- 19,95 à 20,73m: sable limoneux graveleux avec passage de chevelure calcaire marron claire
- 20,73 à 23,00m: sable avec des traces de limons et d'argiles

- 23,00 à 24,00m : sable fin de couleur jaunâtre
- 24,00 à 27,00m : grès sain à fissuré marron clair
- 27,00 à 28,50m : sable limoneux graveleux avec des traces de marne de couleur marron foncé
- 28,50 à 33,00m : sable fin avec des traces de limon de couleur jaunâtre à marron clair
- 33,00 à 36,00m : sable fin à moyen avec des traces de limon
- 36,00 à 38,00m : argile limoneuse peu sableuse avec des traces de marne brunâtre grisâtre
-

❖ Sondage carotté 94

- - 0,00 à 1,50m terre végétale
- - 1,50 à 4,95m : argile vaseuse mole de couleur grisâtre à nuance noirâtre
- - 4,95 à 7,50m : argile limoneuse peu sableuse marron
- - 7,50 à 10,00m : argile limoneuse avec des traces de sable marron foncé
- - 10,00 à 13,00m : sable argileux limoneux de couleur marron foncé
- - 13,00 à 13,65m : argile limoneuse sableuse peu graveleuse marron
- - 13,65 à 15,45m : argile limoneuse peu sableuse avec des traces de marne brunâtre
- - 15,45 à 18,00m : argile limoneuse sableuse brunâtre
- - 18,00 à 21,00m : argile limoneuse sableuse avec traces de marne brunâtre à marron
- - 21,00 à 22,50m : argile limoneuse peu sableuse avec trace de graviers
- - 22,50 à 23,90m : sable argileux avec traces de graviers de couleur marron clair
- - 23,90 à 25,50m : argile limoneuse avec traces de marne brunâtre
- - 25,50 à 26,20m : sable limoneux graveleuse avec un passage de grès broyé vers la fin
- - 26,20 à 28,00m : argile limoneux peu sableuse peu graveleuse
- - 28,00 à 30,00m : sable argileux limoneux brunâtre marron avec des passages de sable consolidé
- -30,00 à 33,00m : sable moyen limoneux avec des traces d'argile marron foncé à rougeâtre
- -33,00 à 34,95m : argile limoneuse sableuse de couleur grisâtre à verdâtre
- -34,95 à 37,00m : marne argileuse peu limoneuse de couleur grisâtre à verdâtre

III.2.2 Campagne piézométrique

Afin de surveiller le niveau de la nappe phréatique dans le PV10, un piézomètre à tube ouvert a été installé au niveau du sondage SC98. Les résultats de cette campagne sont donnés dans le tableau III.1.

Tableau III-1. Localisation du piézomètre à Tube Ouvert

Coordonnées			Profondeur de l'installation (m)
M	P	Z	
518793,92	4061701,54	18,1	(23,00-28,00) 51 Percée

Le niveau piézométrique est détecté à 10,00 m de profondeur.

III.2.3 Essais au Standard Pénétration Test (SPT)

Les résultats des essais au Standard Pénétration Test (SPT) sont résumés dans les tableaux III.2, III.3 et III.4 suivants :

Tableau OIII-2. Résultats des essais au Standard Pénétration Test SC97

Profondeur (m)		N _{SPT}	N ₆₀	(N1) ₆₀	Interprétation des résultats
Début	Fin				
1.50	1.95	20	14	-	Lâche
3.00	3.45	41	28	-	Dense
4,50	4,95	35	27	-	Dense
6,00	6,17	refus	-	-	-
7,50	7,95	47	41	35	Dense
9,00	-	refus	-	-	-
10,50	-	refus	-	-	-
12,00	12,45	45	41	-	Dense
13,50	13,95	56	51	-	très dense
15,00	15,45	40	37	-	Dense
16,50	16,95	38	35	-	Dense
18,00	18,45	45	41	-	Dense
19,50	-	refus	-	-	-
21,00	21,45	59	54	-	très dense
22,50	22,95	44	40	-	Dense
24,00	-	refus	-	-	-
25,50	25,95	52	48	26	très dense

Tableau III-3. Résultats des essais au Standard Pénétration Test SC98

Profondeur (m)		N _{SPT}	N ₆₀	(N1) ₆₀	Interprétation des résultats
Début	Fin				
1,50	11,95	20	14	-	lâche
3,00	3,45	41	28	-	Dense
4,50	4,95	34	26	-	Dense
6,00	6,45	55	43	-	Dense
7,50	7,95	49	43	-	Dense
9,00	9,45	44	38	30	Dense
10,50	10,95	43	39	29	Dense
12,00	12,45	48	44	32	Dense
13,50	13,95	54	50	-	très dense
15,00	15,45	36	33	-	Dense
16,50	16,95	42	39	-	Dense
18,00	18,45	43	39	-	Dense
19,50	-	refus	-	-	-
21,00	21,45	58	53	30	très dense
22,50	22,95	44	40	23	Dense
24,00	-	refus	-	-	-
25,50	-	refus	-	-	-
27,00	-	refus	-	-	-
28,50	-	refus	-	-	-
30,00	30,45	45	41	21	Dense
31,50	31,95	40	37	18	Dense
33,00	33,45	43	39	19	Dense
34,50	34,95	38	35	17	Dense
36,00	-	refus	-	-	-
38,00	38,45	58	53	-	très dense

Tableau OIII-4. Résultats des essais au Standard Pénétration Test SC94

Profondeur (m)		N _{SPT}	N ₆₀	(N1) ₆₀	Interprétation des résultats
Début	Fin				
1,50	1,95	28	19	-	lâche
3,00	3,45	33	23	-	Dense
4,50	4,95	23	18	-	lâche
6,00	6,45	25	22	-	Dense
7,50	7,95	38	33	-	Dense
9,00	9,45	42	37	-	Dense
10,50	10,95	42	39	-	Dense
12,00	12,45	38	35	-	Dense
13,50	13,95	43	39	-	Dense
15,00	15,45	38	35	-	Dense
16,50	16,95	43	39	-	Dense
18,00	18,45	48	44	-	très dense
19,50	19,95	43	39	-	Dense
21,00	21,45	46	42	-	très dense
22,50	22,95	41	38	-	Dense
24,00	24,45	39	36	-	Dense
25,50	-	refus	-	-	-
27,00	-	refus	-	-	-
28,50	-	refus	-	-	-
30,00	-	refus	-	-	-
31,50	31,95	53	49	24	très dense
33,00	33,45	57	52	-	très dense
34,50	34,95	21	19	-	Dense
36,00	36,45	25	23	-	Dense

III.3 Compagne de reconnaissance en laboratoire

Les sondages carottés réalisés nous ont permis de récupérer des échantillons intacts paraffinés, acheminés au laboratoire pour la réalisation des différents essais physiques d'identification et des essais mécaniques.

III.3.1 Paramètres physiques

III.3.1.1 Résultats de la teneur en eau, degré de saturation et les poids volumiques

Les résultats de la teneur en eau, du degré de saturation et des poids volumiques sont présentés dans le tableau III.5.

Tableau OIII-5. Résultats de la teneur en eau, du degré de saturation et des poids volumiques

Sondage	Profondeur (m)	γ_h (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	$\omega\%$	$S_r\%$	Interprétation des résultats
SC97	12,65 - 13,16	20,81	16,80	24	100	Sol dense, saturé
	15,88 - 16,50	20,31	16,20	26	100	Sol dense, saturé
	18,80 - 19,50	20,90	17,20	21	99,51	Sol dense, non saturé
	23,00 - 23,34	21,90	18,30	20	100	Sol très dense, saturé
SC98	17,50 - 17,85	20,43	16,54	23	100	Sol dense, saturé
	20,73 - 21,00	22,06	19,71	12	100	Sol très dense, saturé
SC94	19,00 - 19,50	19,60	15,70	25	93	Sol peu dense, non saturé
	23,50 - 23,90	19,60	17,40	13	63	Sol dense, non saturé

III.3.1.2 Analyse granulométriques

Les résultats de l'analyse granulométrique sont regroupés dans le tableau III.6.

Tableau OIII-6. Résultats de l'analyse granulométrique

Sondage	Profondeur (m)	Analyse granulométrique		
		% <2mm	% < 0,08mm	% < 2 μ m
SC97	12,65-13,16	-	100	50
	15,88-16,50	-	100	60
	18,80-19,50	-	100	50
	23,00-23,34	96,77	73,65	37
SC98	17,50 – 17,85	92,74	98,9	36
	20,73 – 21,00	77,48	52,43	16
SC94	19,00 – 19,50	99,66	99,03	35
	23,50 – 23,90	94,84	35,35	11

- La majorité des échantillons sont des sols fins (plus de 50% des éléments sont inférieurs à 0.08mm)
- Un seul échantillon correspond au sol grenu, SC94 [23.00 – 23.90]m

III.3.1.3 Limites d'Atterberg

Les résultats des limites d'Atterberg des échantillons récupérés à partir des sondages carottés sont présentés dans le tableau III.7.

Tableau III-7. Résultats des limites d'aterberg

Sondage	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg				Classification des sols selon l'abaque de Casagrande
		WL(%)	Wp(%)	Ip(%)	Ic	
SC97	12,65 - 13,16	51.80	34.32	17.37	1,60	Argile peu plastique
	15,88 - 16,50	55.60	29.77	25.23	1,17	Argile très plastique
	18,80 - 19,50	46.80	26.63	20.17	1,27	Argile peu plastique
	23,00 - 23,34	36.30	22.14	14.16	1,15	Argile peu plastique
SC98	17,50 - 17,85	52.9	27.78	25.12	1,19	Argile très plastique
	20,73 - 21,00	35.1	15.61	19.49	1,18	Argile peu plastique
SC94	19,00 - 19,50	59	29	30	1,13	Argile très plastique
	23,50 - 23,90	32	16	16	1,18	Sable argileux

- L'indice de plasticité est compris entre 14% et 30%, les sols sont donc peu plastique à plastique.
- L'indice de consistance est supérieur à **1** classant les sols comme étant durs.

III.3.1.4 Classification des sols

✚ Sondage carotté 97

Echantillon [12,65 – 13,16]

T (80 μm) = 100%

Par conséquent il s'agit d'un sol fin. Le pourcentage des éléments inférieurs à 2 μm est de 50%

$$\begin{cases} Wl = 51.80\% \\ Wp = 34.32\% \\ IP = 17.37\% \end{cases} \text{ D'après l'abaque de Casagrande le sol est une Argile peu plastique (APP)}$$

Echantillon [15,88 – 16,50]

T (80 μm) = 100%

Par conséquent il s'agit d'un sol fin. Le pourcentage des éléments inférieurs à 2 μm est de 60%

$$\begin{cases} Wl = 55.60\% \\ Wp = 29.77\% \\ IP = 25.23\% \end{cases} \text{ D'après l'abaque de Casagrande le sol est une Argile très plastique (ATP)}$$

Echantillon [18,80 – 19,50]

T (80 μm) = 100%

Par conséquent il s'agit d'un sol fin. Le pourcentage des éléments inférieurs à 2 μm est de 50%

$$\begin{cases} Wl = 46.80\% \\ Wp = 26.63\% \\ IP = 20.17\% \end{cases} \text{ D'après l'abaque de Casagrande le sol est une Argile peu plastique (APP)}$$

Echantillon [23,00 – 23,34]

T (80 μm) = 73,65%

Par conséquent il s'agit d'un sol fin. Le pourcentage des éléments inférieurs à 2 μm est de 37%

$$\begin{cases} Wl = 36.30\% \\ Wp = 22.14\% \\ IP = 14.16\% \end{cases} \text{ D'après l'abaque de Casagrande le sol est une Argile peu plastique (APP)}$$

✚ Sondage carottier 98

Echantillon [17,5 – 17,85]

T (80 μm) = 98,9%

Par conséquent il s'agit d'un sol fin. Le pourcentage des éléments inférieurs à 2 μm est de 36%

$$\begin{cases} Wl = 52.9\% \\ Wp = 27.78\% \\ IP = 25.12\% \end{cases} \text{D'après l'abaque de Casagrande le sol est une Argile très plastique (ATP)}$$

Echantillon [20,73–21,00]

$$T(80 \mu\text{m}) = 52,43\%$$

Par conséquent il s'agit d'un sol fin. Le pourcentage des éléments inférieurs à 2 μm est de 16%

$$\begin{cases} Wl = 35.1\% \\ Wp = 15.61\% \\ IP = 19.49\% \end{cases} \text{D'après l'abaque de Casagrande le sol est une Argile peu plastique (APP)}$$

✚ Sondage carottier 94

Echantillon [19,00–19,50]

$$T(80 \mu\text{m}) = 99.03\%$$

Par conséquent il s'agit d'un sol fin. Le pourcentage des éléments inférieurs à 2 μm est de 34%

$$\begin{cases} Wl = 59\% \\ Wp = 29\% \\ IP = 30\% \end{cases} \text{D'après l'abaque de Casagrande le sol est une Argile très plastique (ATP)}$$

Echantillon [23,50–23,90]

$$T(80 \mu\text{m}) = 35,35\%$$

Par conséquent il s'agit d'un sol grenu. Le pourcentage des éléments inférieurs à 2 μm est de 10%

$$\begin{cases} Wl = 32\% \\ Wp = 16\% \\ IP = 16\% \end{cases} \text{D'après l'abaque de Casagrande le sol est un Sable Argileux (SA)}$$

III.3.2 Paramètres mécaniques

III.3.2.1 Essai de cisaillement à la boîte

Les résultats de l'essai de cisaillement à la boîte (CD) sont présentés dans le tableau III.8

Tableau OIII-8. Résultats de l'essai de cisaillement à la boîte

Sondage	Profondeur (m)	Cisaillement à la boîte (CD)	
		C' (KPa)	ϕ' (°)
SC97	12,65-13,16	-	-
	15,88-16,50	12	18
	18,80-19,50	-	-

III.3.2.2 Essai de compression simple

Les essais de compression simple ont donné les résultats présentés dans le tableau III.9.

Tableau III-9. Résultats de l'essai de compression simple

Sondage	Profondeur (m)	Compression simple R_c (kPa)	Interprétation des résultats
SC97	12,65-13,16	432,07	Difficilement rayable à l'ongle
	15,88-16,50	-	-
	18,80-19,50	446,56	Difficilement rayable à l'ongle
SC94	19,00 – 19,50	537	Difficilement rayable à l'ongle
	23,50 – 23,90	-	-

III.3.3 Paramètres chimiques

Le tableau III.10 présente les résultats des analyses chimiques réalisés sur deux échantillons prélevés à partir des deux sondages carottés SC97 et SC98.

Tableau 0III-10. Résultats des essais de l'analyse chimique

Sondage N°	Profondeur (m)	Chlorure Cl(%)	SO4 (%) mg/kg	CaCo3 (%)	Matière organique
SC97	18,80	0,23	Néant	25,30	3,83
SC98	18,82	0,57	Traces	16,37	4,96

- La teneur en carbonates (10% -30%,) reflète que les échantillons sont d'argile marneuse.
- Le teneur en Matière organique (3%-10%) reflète que les échantillons sont faiblement organiques.
- Les chlorures dépassent le seuil maximal admis pour l'attaque des aciers fixé à 100 ppm, il est donc nécessaire d'opter pour un béton très compact en adoptant en plus un enrobage suffisant de manière à protéger judicieusement les armatures.
- Le contenu en sulfates du sol indique que le sol n'est pas agressif pour le béton.

III.4 Étude de l'homogénéité

Argile marneuse [12,50 – 22 ,50]

- *Le poids volumique sec γ_d*

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{\sum \gamma_d}{n} \quad (\text{III.1})$$

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{16,8+16,2+17,2+18,3+16,54+19,71}{6} = 17,45 \text{KN/m}^3$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_{di} - \gamma_{d \text{ moy}})^2}{N-1}} \quad (\text{III.2})$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{(16,8-17,45)^2+(16,2-17,45)^2+(17,2-17,45)^2+(18,3-17,45)^2+(16,54-17,45)^2+(19,71-17,45)^2}{5}}$$

$$\lambda = 1,319$$

$$\text{COV} = \frac{\lambda \gamma_d}{\gamma_{d \text{ moy}}} \quad (\text{III.3})$$

$$\text{COV} = \frac{1,319}{17,45} = 7,56\%$$

COV = 7,56% < 10% on prend la valeur moyenne $\gamma_{d \text{ moy}} = 17,45 \text{KN/m}^3$

Le poids volumique humide γ_h

$$\gamma_h = \gamma_d (1+w_{\min}) = 17,45(1+0,12)$$

$$\gamma_h = 19,54 \text{KN/m}^3$$

- *Le poids volumique saturé*

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma' + \gamma_w$$

$$\gamma' = \gamma_d (1 - (\gamma_w / \gamma_s)) = 10,78 \text{KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 10,78 + 10 = 20,78 \text{KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 20,78 \text{KN/m}^3$$

Sable argileux [22,50 – 36,20]

- *Le poids volumique sec γ_d*

$$\gamma_d = 17,40 \text{KN/m}^3$$

- *Le poids volumique humide γ_h*

$$\gamma_h = 19,60 \text{ KN/m}^3$$

- *Le poids volumique saturé*

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma' + \gamma_w$$

$$\gamma' = \gamma_d (1 - (\gamma_w / \gamma_s)) = 10,75 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 10,75 + 10 = 20,75 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 20,75 \text{ KN/m}^3$$

III.5 Modèle de sol

Le modèle lithologique du sol a été élaboré en considérant les deux sondages carottés SC97 et SC98. Les paramètres géotechniques retenus sont présentés dans le tableau III.11.

Tableau 0III-11. Paramètres géotechniques de calcul

Couches de sol	Argile limoneuse	Sable limoneux-argileux	Argile marneuse	Sable argileux
Profondeurs (m)	0,00 – 08,00	08,00 – 12,50	12,50 – 22, 50 36,20 – 38,00	22,50 – 36,20
γ_h (kN/m ³)	20	19,9	19,54	19,60
γ_d (kN/m ³)	17,00	16,5	17,45	17,40
γ_{sat} (kN/m ³)	20,70	21,33	20,78	20,75
ϕ' (°)	24	35	23	35
C' (kPa)	30	10	45	10
E' (MPa)	33	40	57	85

III.6 Conclusion

L'étude géotechnique effectuée dans le cadre de ce projet nous a permis de déterminer les paramètres des sols rencontrés. Elle a été basée sur l'exploitation des résultats des investigations effectuées sur terrain, accompagnées par un ensemble d'essais d'identification physique, mécanique et chimique réalisés au laboratoire sur des échantillons récupérés des sondages à différents niveaux.

En conclusion de cette analyse géotechnique, la lithologie représentative retenue se compose de couches suivantes :

- Argile-limoneuse [0 à 8m] ;
- Sable limoneux-argileux [8 à 12.50 m] :
- Argile marneuse [12.50 à 22,50 m]
- Sable argileux [22,50 à 36.20 m]
- Argile marneuse [36,20 à 38 m]

La figure II.2 présente la coupe lithologique du sol. La nappe phréatique se situe à une profondeur de 10m

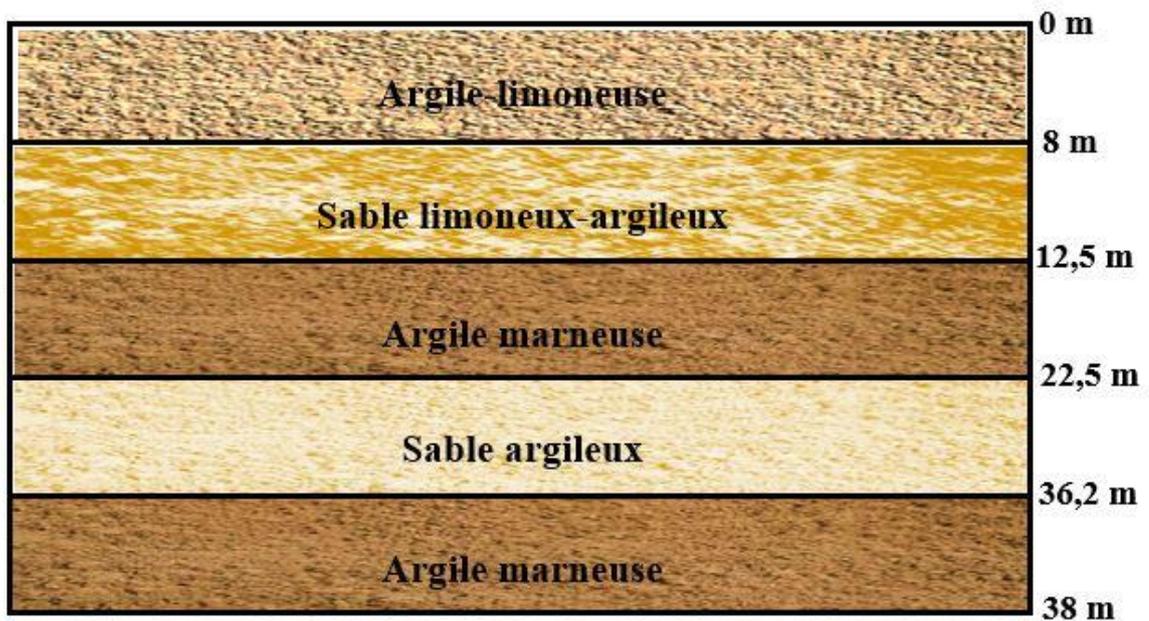


Figure III.2. Coupe lithologique

**CHAPITRE IV : MODÉLISATION DU
SOUTÈNEMENTS DU PUIT DE VENTILATION
PV10**

IV.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre vise à étudier les solutions de soutènement possibles à notre cas d'étude, Il est fondé d'une part sur le modèle géotechnique et de l'environnement urbain du site, et d'autre part, sur la géométrie du puits de ventilation (PV10) [Salle des machines + puits]. Deux solutions ont été développées : la paroi moulée et la paroi en pieux. Par soucis économique, visant la limitation de la fiche de l'ouvrage, on a utilisé des butons.

Pour le développement des calculs, nous avons utilisé le logiciel Plaxis 2D qui est un programme de calcul d'éléments finis. Pour chaque solution, nous avons calculé les déformations horizontales, verticales et totales, tout en vérifiant la stabilité vis-à-vis du glissement ainsi que la stabilité du fond de fouille.

IV.2. Le logiciel PLAXIS

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux, ou trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculation, Output et Curves)

- **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.

IV.3. Caractéristiques géométriques et géotechniques

IV.3.1. Caractéristiques géométriques

La coupe géotechnique retenue pour le calcul est décrite comme suit :

- Argile-limoneuse [0 à 8m] ; ;
- Sable limoneux-argileux [8 à 12.50 m] :
- Argile marneuse [12.50 à 22,50 m]
- Sable argileux [22,50 à 36.20 m]
- Argile marneuse [36,20 à 38 m]

La nappe phréatique se situe à une profondeur de 10m

IV.3.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux

Le tableau IV.1 présente les caractéristiques géotechniques du terrain servis pour la modélisation.

Tableau OIV-1. Caractéristiques géotechniques du sol

Couches de sol	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	C_{ref} (kN/m ³)	φ' (°)	G_{ref} (kN/m ³)	E_{oed} (kN/m ³)	E_{ref} (kN/m ³)	ν
Argile-Limoneuse	20	17	30	24	$1,24 \cdot 10^4$	$4,88 \cdot 10^4$	$3,3 \cdot 10^4$	0,33
Sable limoneux-	19,90	16,5	10	35	$1,53 \cdot 10^4$	$5,38 \cdot 10^4$	$4 \cdot 10^4$	0,30
Argile-marneuse	19,54	17,45	45	23	$2,14 \cdot 10^4$	$8,44 \cdot 10^4$	$5,7 \cdot 10^4$	0,33
Sable argileux	19,60	17,40	10	35	$3,26 \cdot 10^4$	$11,44 \cdot 10^4$	$8,5 \cdot 10^4$	0,30

γ_h : Poids volumique humide.

γ_d : Poids volumique sec.

C_{ref} : Cohésion de référence.

φ' : L'angle de frottement.

G_{ref} : Module de cisaillement de référence.

E_{oed} : Module œdométrique.

E_{ref} : Module de Young de référence.

ν : Coefficient de poisson

$R_{inter} = 1$.

IV.3.3. Caractéristiques mécaniques du soutènement

- **Caractéristiques des pieux**

Le tableau IV.2 présente les caractéristiques des pieux à introduire dans le logiciel PLAXIS 2D.

Tableau OIV-2. Caractéristiques des pieux

Paramètres	Désignation	Valeur	Unité
Type de comportement	Modèle	Élastique	-
Rigidité normale	EA	$1,607 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidité en flexion	EI	$6,43 \cdot 10^5$	kNm ² /m
Épaisseur équivalente	D	0,693	M
Poids	γ	9,42	kN/m
Coefficient de Poisson	ν	0,2	-

- **Caractéristiques des parois moulées**

Le tableau IV.3 présente les caractéristiques de la paroi moulée modélisée par le logiciel PLAXIS 2D.

Tableau IV-3. Caractéristiques des parois moulées

Paramètres	Désignation	Valeur	Unité
Type de comportement	Modèle	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$3,84 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidité en flexion	EI	$3,20 \cdot 10^6$	kNm ² /m
Épaisseur équivalente	D	1	M
Poids	γ	25	kN/m
Coefficient de Poisson	ν	0,2	-

- **Caractéristiques des butons**

Le tableau IV.4 présente les caractéristiques des butons à introduire dans le logiciel PLAXIS 2D.

Tableau OIV-4. Caractéristiques des butons

Paramètres	Désignation	Valeur	Unité
Type de comportement	Modèle	Elastique	-
Rigidité normal	EA/l	$1,44 \times 10^6$	kN/m
Espacement	L _{espacement}	10	M

- **Surcharges**

La surcharge prise dans les calculs est $q = 50$ kPa, elle correspond à la charge des engins.

IV.4 Modélisation de la salle des machines

IV.4.1 Paroi moulée

Le soutènement des parois de l'excavation est assuré par l'utilisation d'une paroi moulée dont l'épaisseur est de 1m.

✚ Calcul de la fiche D

A) Détermination de la fiche de la paroi moulée sans butons

La fiche de la paroi moulée sans butons est représentée schématiquement dans la figure IV.1

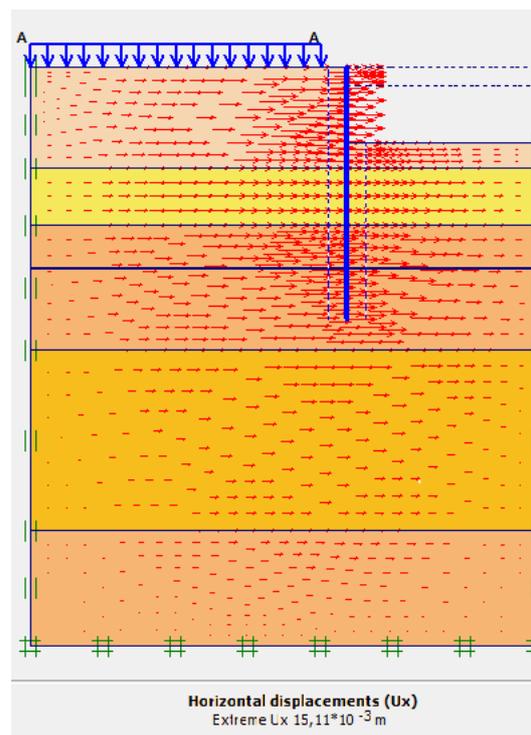


Figure IV.1. Schéma représentant la fiche de la paroi moulée sans butons

La valeur de la fiche enregistrée pour ce cas est de 15m, cette valeur semble importante. Donc pour des raisons économiques, on propose de mettre en place des butons pour réduire la fiche.

B) Détermination de la fiche de la paroi moulée avec butons

La fiche de la paroi moulée avec butons est représentée schématiquement dans la figure IV.2

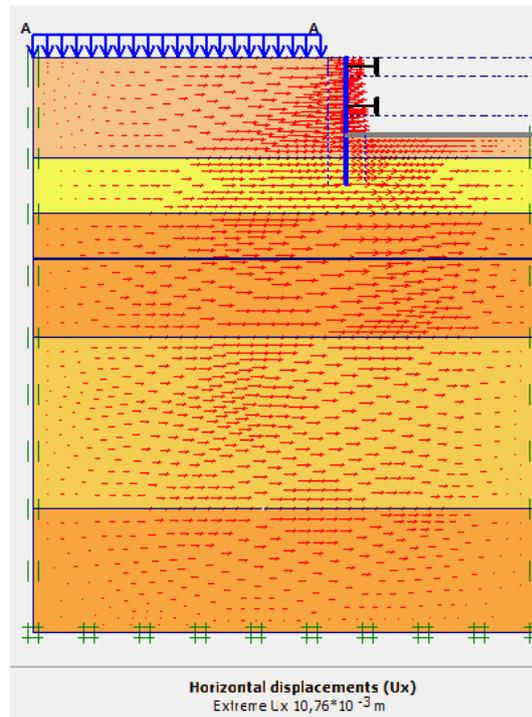


Figure IV.2. Schéma représentant la fiche de la paroi moulée avec butons

❖ Interprétation

Dans le cas de la paroi moulée sans butons, le déplacement horizontal calculé par le logiciel Plaxis est de 15,11mm avec un coefficient de sécurité $F_s=2,56$ et une fiche $D=15m$. Cependant, dans le cas du même dispositif (paroi moulée) mais avec introduction de butons, le déplacement horizontal calculé est de 10,76mm avec un coefficient de sécurité $F_s= 4,17$ et une fiche $D=4m$. D'après ces résultats, on constate que la fiche a considérablement diminué, ce qui nous conduit à développer les calculs détaillés de déformations de la paroi moulée avec butons.

IV.4.2 Paroi moulée avec butons

Le modèle de la structure de la paroi moulée avec butons sous le logiciel PLAXIS est représenté dans la figure IV.3, le maillage correspondant est donné par la figure IV.4.

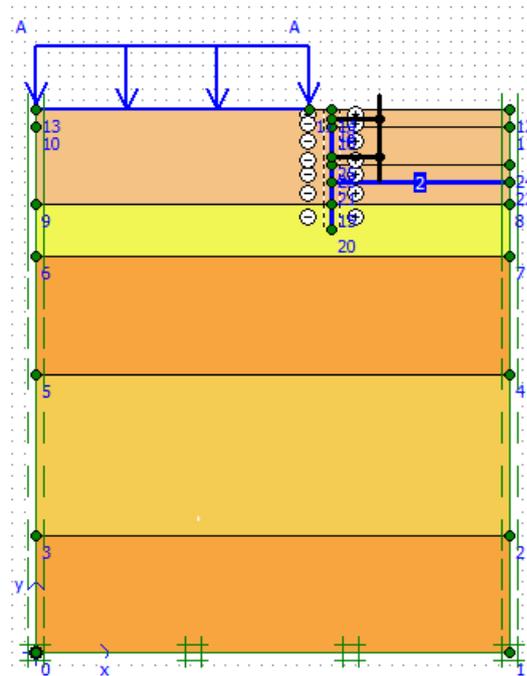


Figure IV.3. Schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS

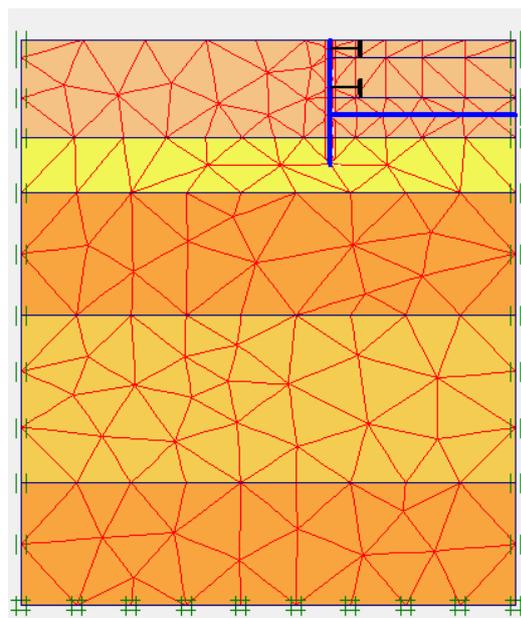


Figure IV.4. Représentation du maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS

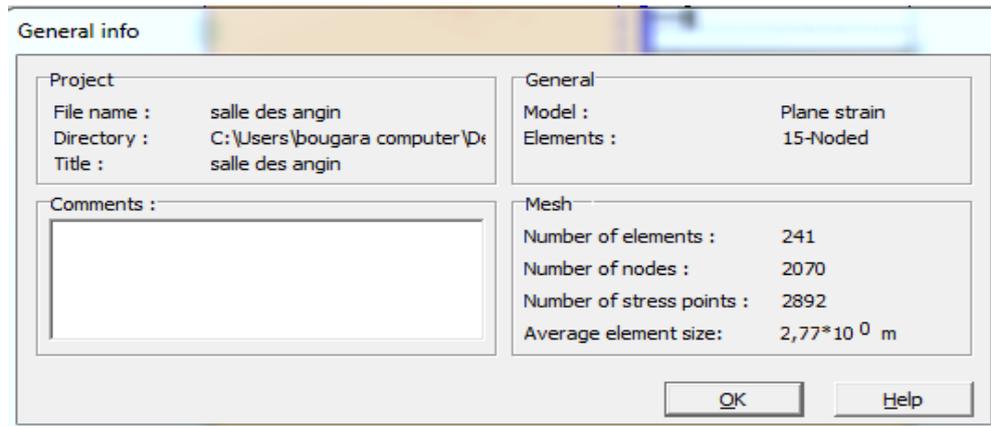


Figure IV.5. Nombres d'éléments et de nœuds

Le maillage du modèle est constitué de 241 éléments, 2070 nœuds, 2892 points de contraintes et la taille moyenne d'élément est égale à 2,77m. Le calcul s'effectue en déformation plane.

Le premier creusement qui se réalise c'est le creusement de la salle de machines et il se fait en trois phases, nous présentons dans ce qui suit les résultats obtenus pour chaque phase d'excavation.

IV.4.2.1. Résultats de déformations pour les différentes phases d'excavation de la salle des machines

- **Phase N° 1**

L'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 1,5m. La modélisation est représentée par la figure IV.6.

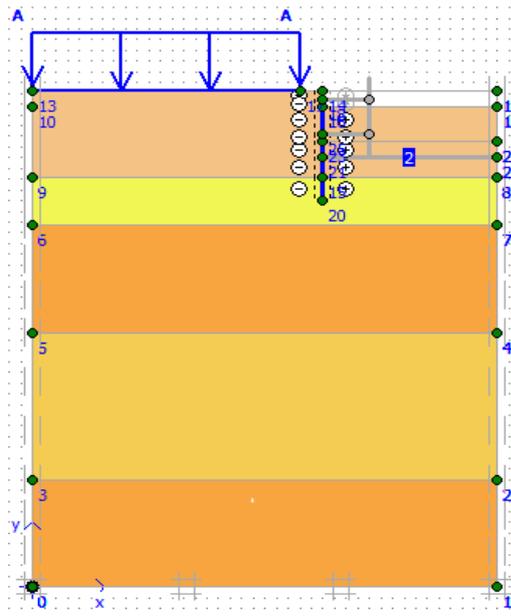


Figure IV.6. Modélisation de la 1^{ère} phase à l'aide du logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.7 représente le schéma déformé de la structure (paroi moulée avec boutons) donné par le logiciel Plaxis. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 4,45mm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 14,97mm et le déplacement total maximal enregistré est de 14,97mm.

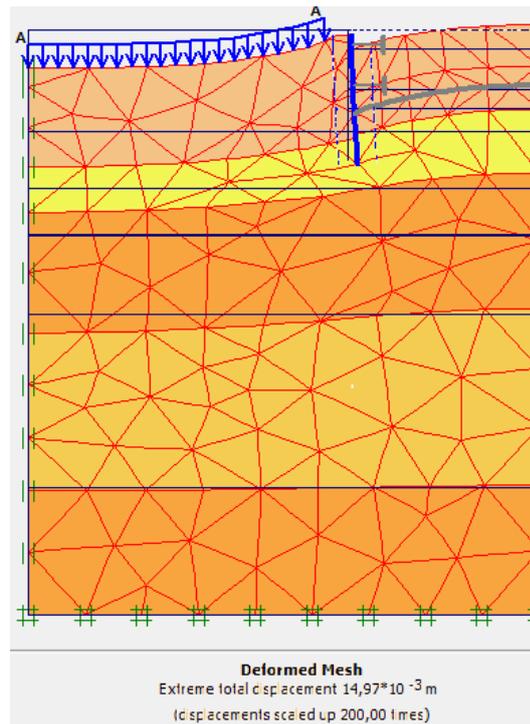


Figure IV.7. Résultats des déformations (Phase 1)

La figure IV.8 représente les déplacements horizontaux et les déplacements verticaux de la phase 1 obtenus à l'aide du logiciel Plaxis.

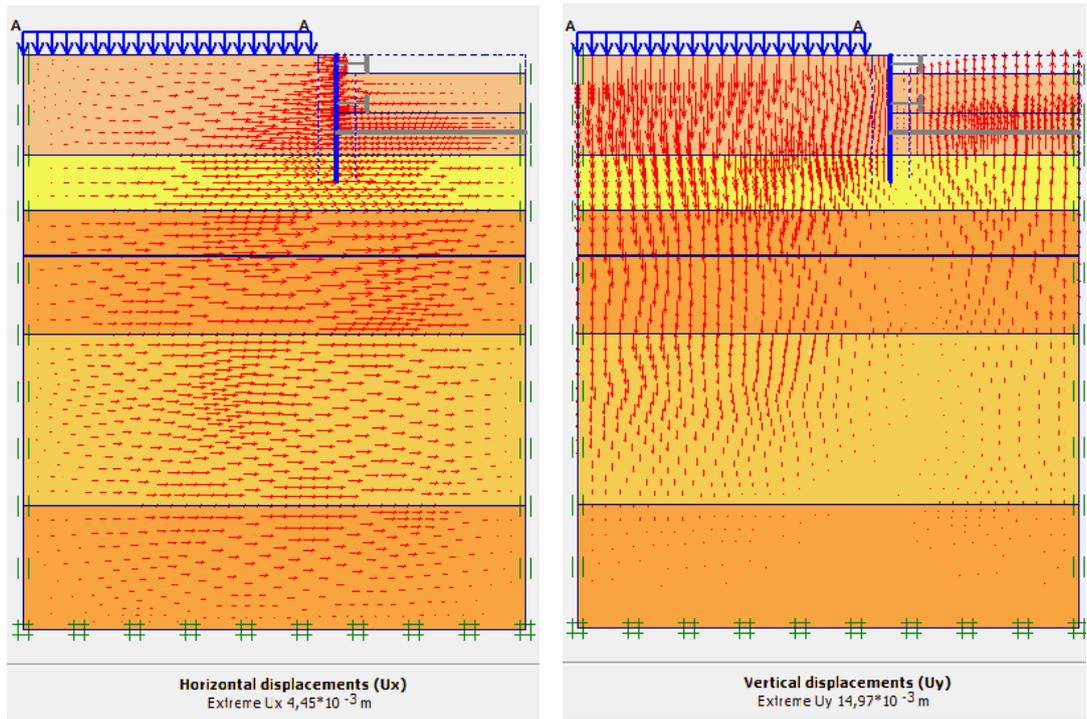


Figure IV.8. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 1)

- Phase N° 2

L'emplacement de la 1ère ligne de butons se fait à une profondeur de 0,75m et l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 4,5m. La modélisation est représentée par la figure IV.9.

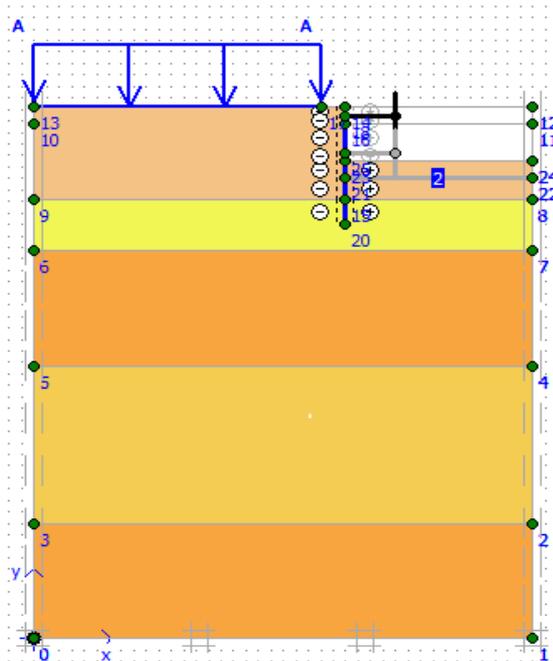


Figure IV.9. Modélisation de la 2ème phase à l'aide du logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.10 représente le schéma déformé de la structure (paroi moulée avec butons) donné par le logiciel Plaxis, les déplacements enregistrés sont : les déplacements horizontaux 9,07mm, les déplacements verticaux 24,40mm et le déplacement total égal à 24,40 mm.

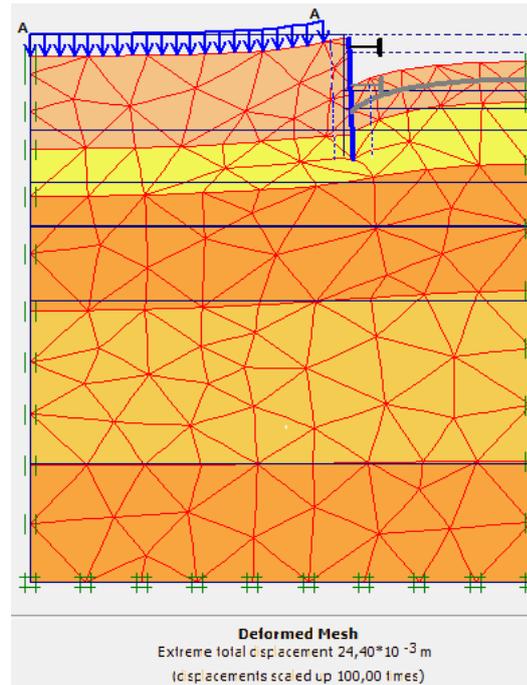


Figure IV.10. Résultats des déformations (Phase 2)

La figure IV.11 représente les déplacements horizontaux et les déplacements verticaux de la phase 2 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

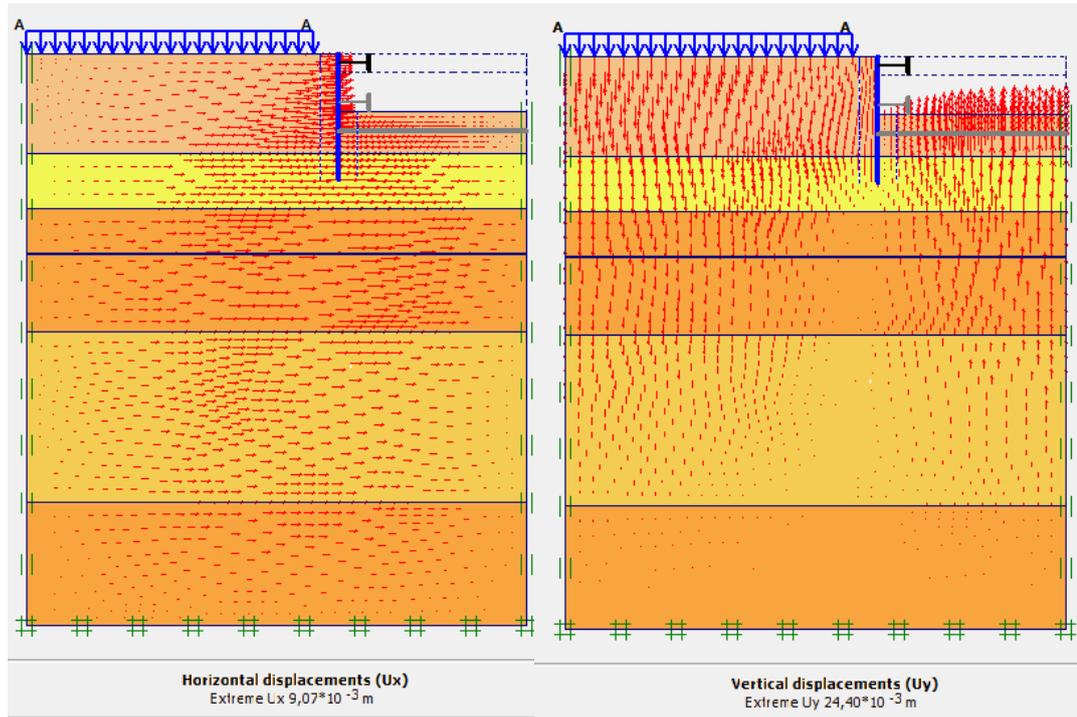


Figure IV.11. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 2)

• Phase N° 3

L'emplacement de la 2ème ligne de butons se fait à une profondeur de 3,75m et l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 6m. La modélisation est représentée par la figure IV.12

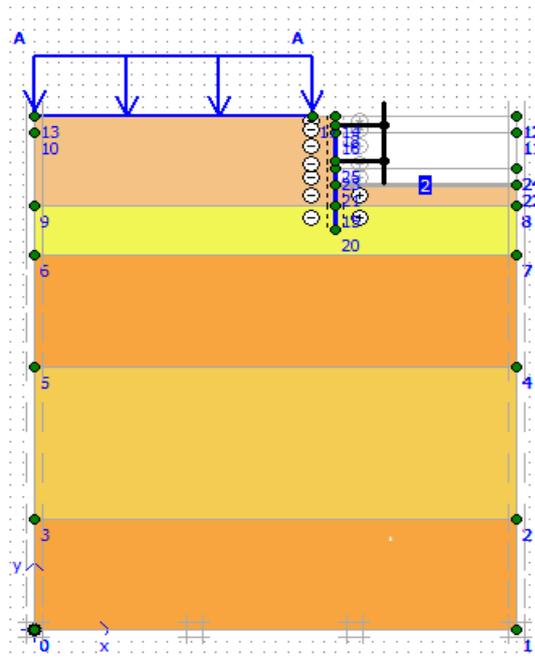


Figure IV.12. Modélisation de la 3ème phase à l'aide du logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.13 représente le schéma déformé de la structure (pieux avec butons) donné par le logiciel Plaxis. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 10,76mm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 31,00mm et le déplacement total maximal enregistré est de 31,00mm.

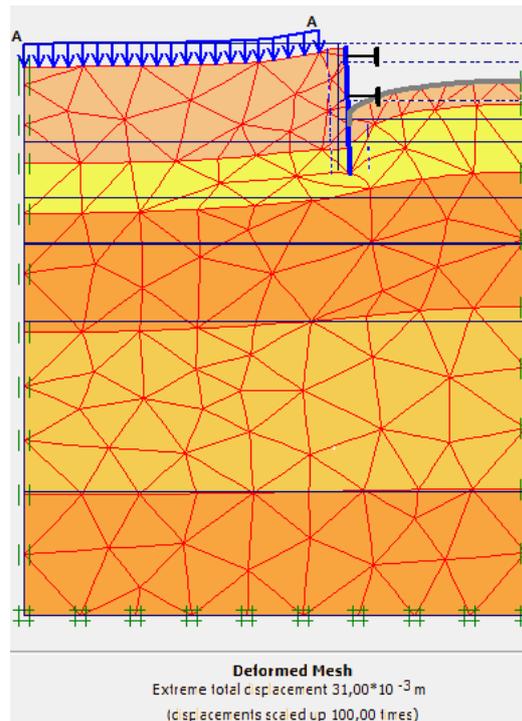


Figure IV.13. Résultats des déformations (Phase 3)

La figure IV.14 représente les déplacements horizontaux et les déplacements verticaux de la phase 3 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

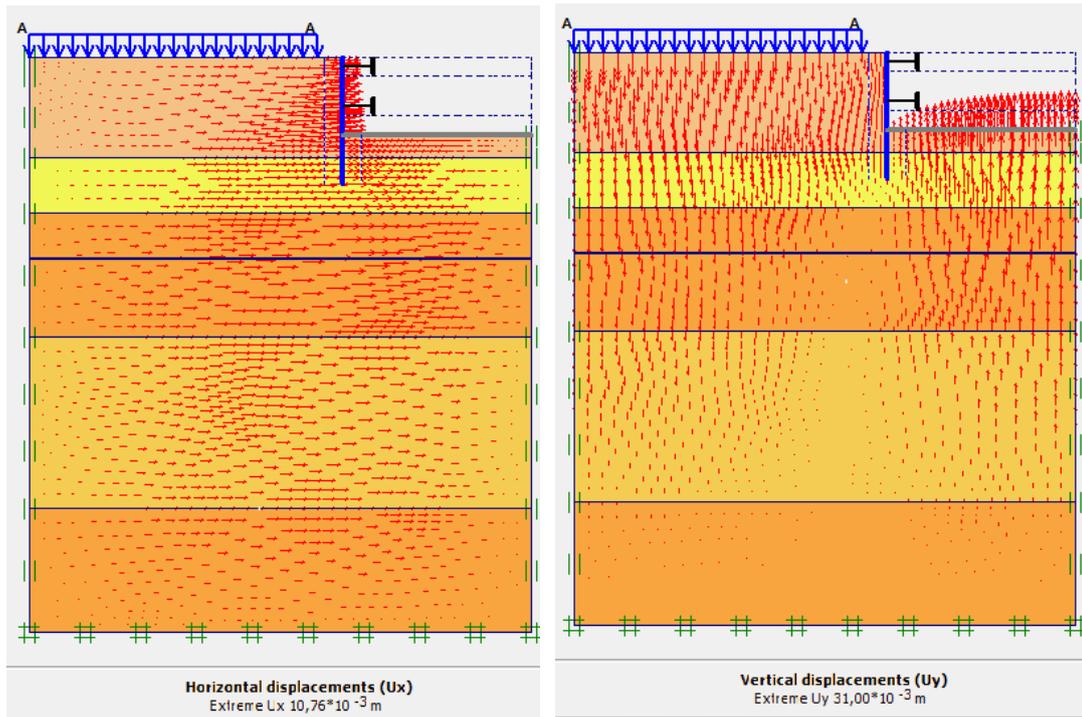


Figure IV.14. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 3)

IV.4.2.2. Vérification de la stabilité au glissement

La figure IV.15 donne la valeur du coefficient de sécurité calculé par le logiciel Plaxis. Le coefficient de sécurité calculé dans la dernière phase par le logiciel Plaxis est de 4,17. $Msf = 4,17 > 1,5$, donc le glissement est vérifié.

Multipliers			
Step Info			
Step	109 of 109	Extrapolation factor	0,500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,002	Σ -Msf: 4,170
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.15. Valeur du coefficient de sécurité Msf

VI.4.3 Paroi en pieux avec butons

Le soutènement des parois de l'excavation est assuré par l'utilisation d'une paroi en pieux dont le diamètre est de 0.8m

Le modèle de la structure de la paroi en pieux avec butons sous le logiciel PLAXIS est représenté dans la figure IV.16, le maillage correspondant est donné par la figure IV.17.

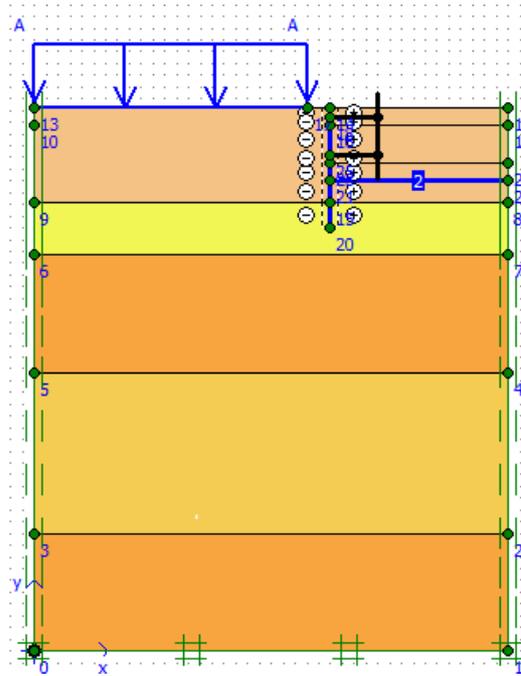


Figure IV.16. Schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS

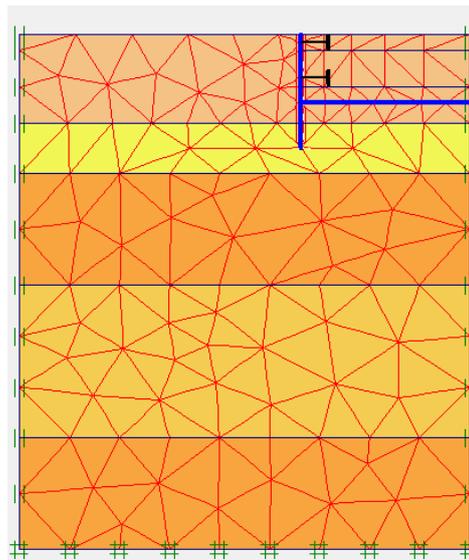


Figure IV.17. Représentation du maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS

IV.4.3.1. Résultats de calcul de déformations pour les différentes phases d'excavation de la salle des machines

- **Phase N° 1**

L'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 1,5m. La modélisation est représentée par la figure IV.18

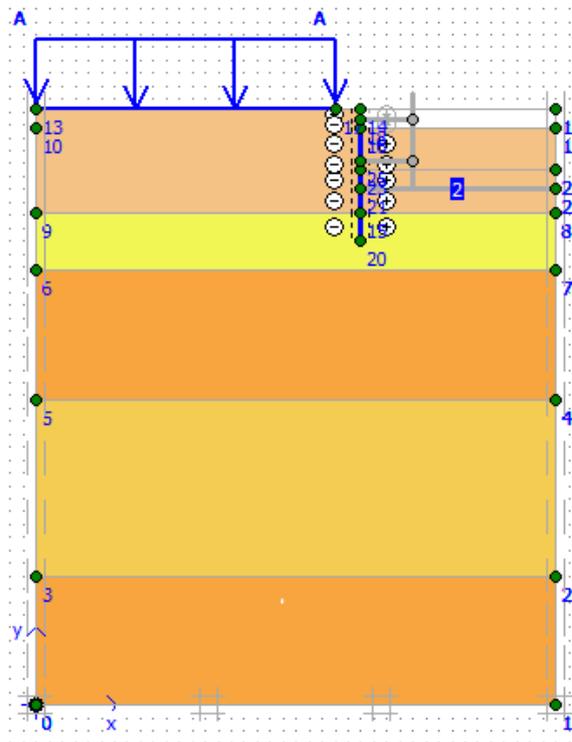


Figure IV.18. Modélisation de la 1ère phase à l'aide du logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.19 représente le schéma déformé de la structure (pieux avec butons) donné par le logiciel Plaxis. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 4,49 mm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 14,63mm et le déplacement total maximal enregistré est de 14,63mm.

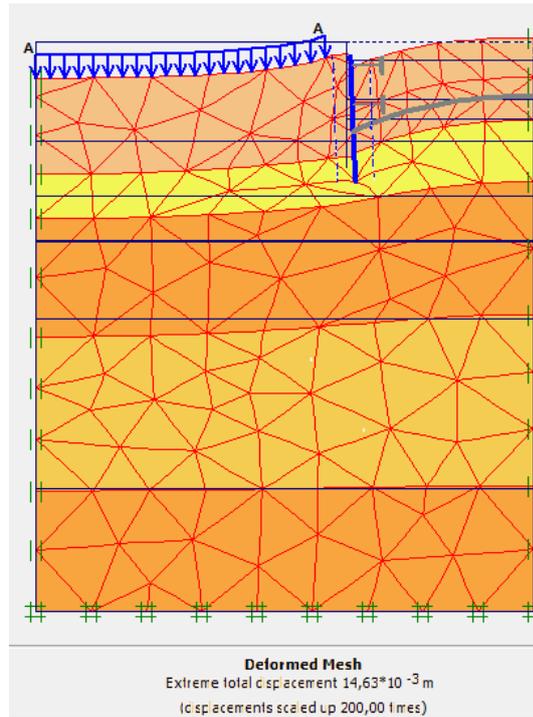


Figure IV.19. Résultats des déformations (Phase 1)

La figure IV.20 représente les déplacements horizontaux et les déplacements verticaux de la phase 1 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

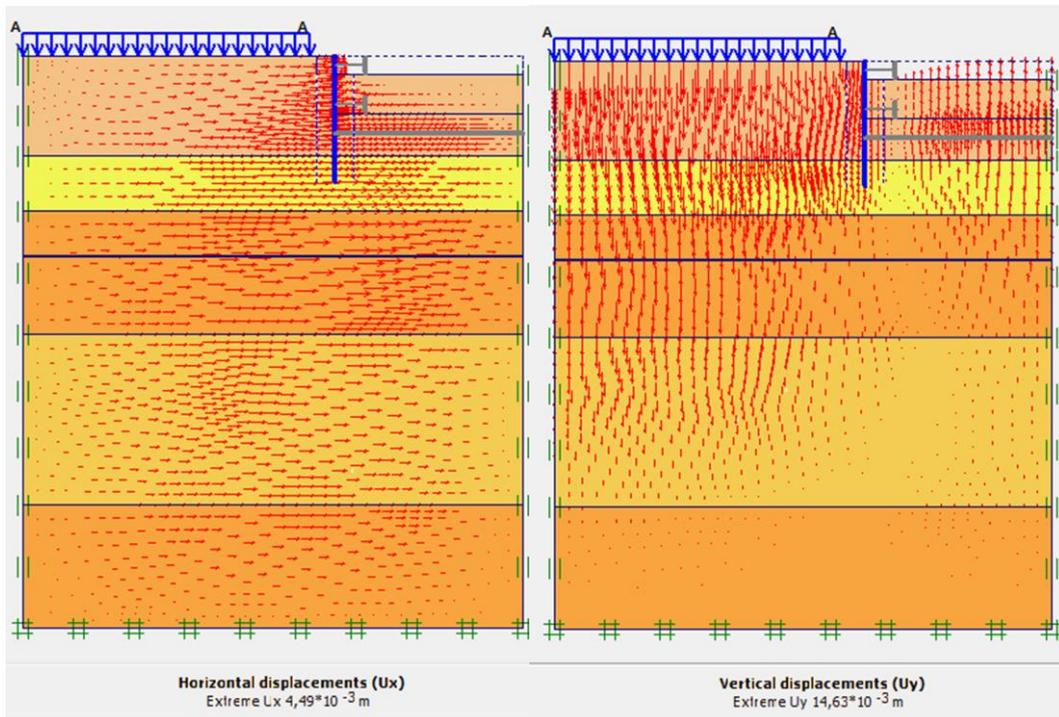


Figure IV.20. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 1)

- **Phase N° 2**

L'emplacement de la 1ère ligne de butons se fait à une profondeur de 0,75m et l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale de 4,5m. La modélisation est représentée par la figure IV.21

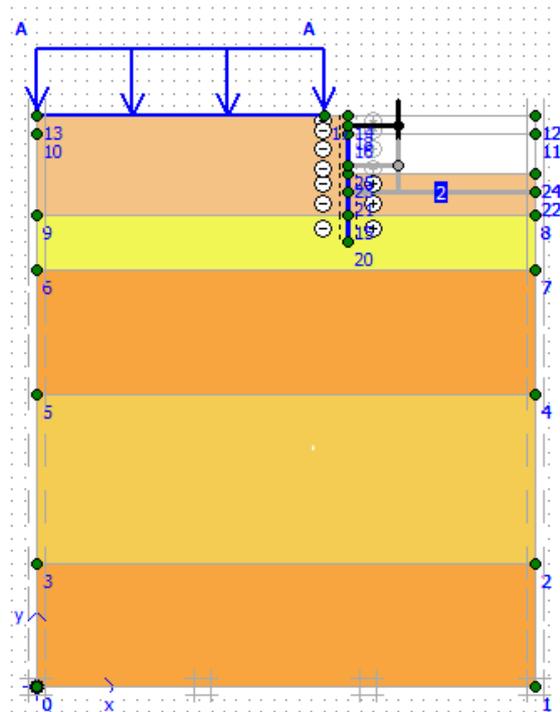


Figure IV.21. Modélisation de la 2^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.22 représente le schéma déformé de la structure (pieux avec butons) donné par le logiciel Plaxis. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 9,00mm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 24,40mm et le déplacement total maximal enregistré est de 24,40mm.

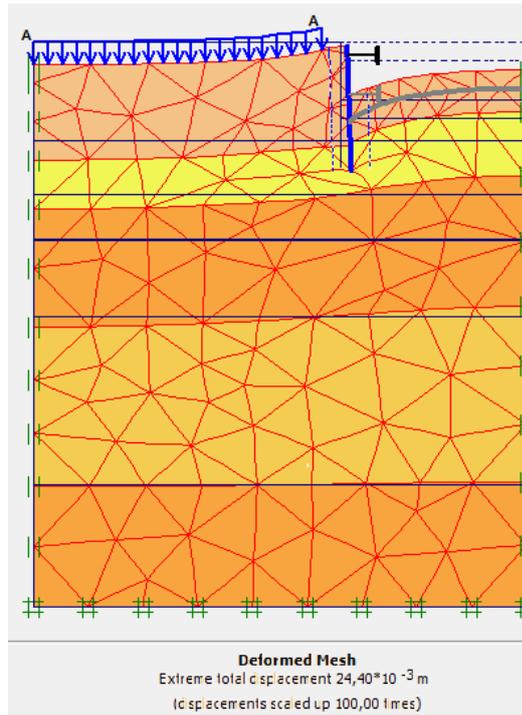


Figure IV.22. Résultats des déformations (Phase 2)

La figure IV.23 représente les déplacements horizontaux et les déplacements verticaux de la phase 2 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

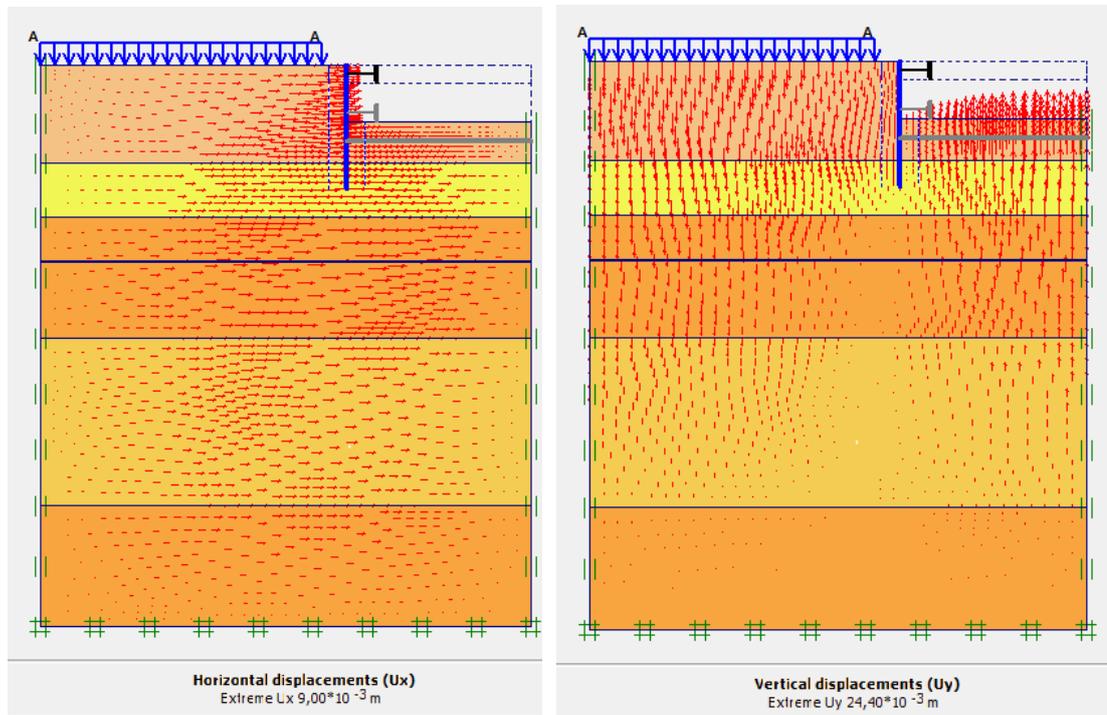


Figure IV.23. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 2)

- **Phase N° 3**

L'emplacement de la 2ème ligne de butons se fait à une profondeur de 3,75m et l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 6m. La modélisation est représentée par la figure IV.24.

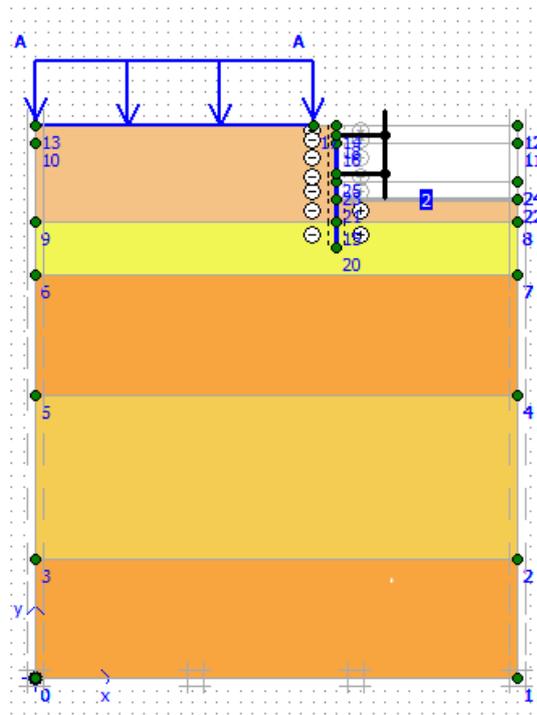


Figure IV.24. Modélisation de la 3^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.25 représente le schéma déformé de la structure (pieux avec butons) donné par le logiciel Plaxis. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 10,99mm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 31,01mm et le déplacement total maximal enregistré est de 31,01mm.

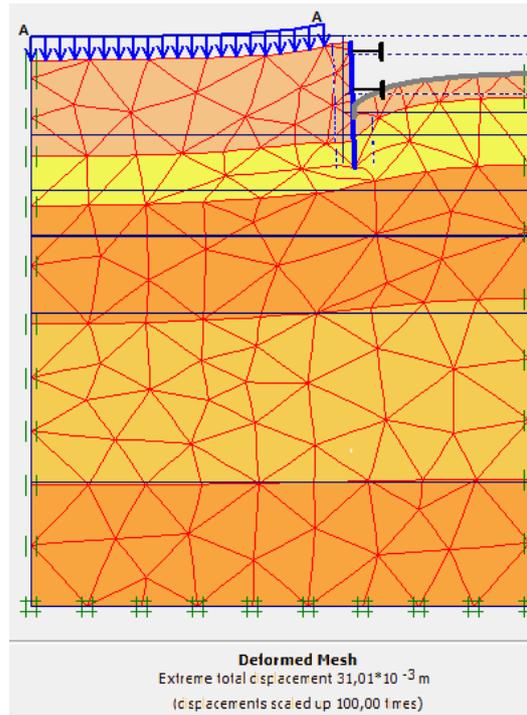


Figure IV.25. Résultats des déformations (Phase 3)

La figure IV.26 représente les déplacements horizontaux et les déplacements verticaux de la phase 1 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

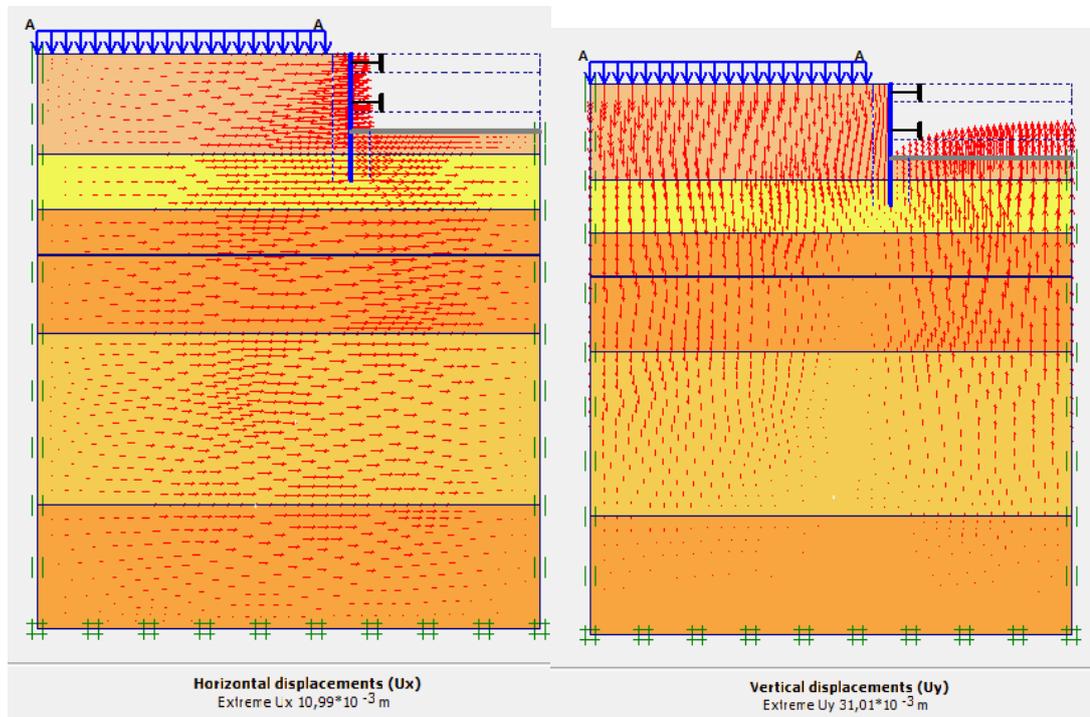


Figure IV.26. Schéma représentant les déplacements horizontaux et verticaux (Phase 3)

IV.4.3.2. Vérification de la stabilité au glissement

La figure IV.27 donne la valeur du coefficient de sécurité calculé par le logiciel Plaxis. Le coefficient de sécurité calculé dans la dernière phase par le logiciel Plaxis est de 4,13. $Msf = 4,13 > 1,5$, donc le glissement est vérifié.

Multipliers			
Step Info			
Step	109 of 109	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,001	Σ -Msf: 4,132
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.27. Valeur du coefficient de sécurité Msf

IV.4.4. Vérification de déformations de la salle des machines

- Paroi moulée avec butons de la salle des machines

Le tableau IV.5 restitue l'ensemble des déformations calculées avec le logiciel.

Tableau IV-5. Les déformations maximales de la paroi moulée avec butons (Salle des machines)

Phase	Profondeurs (m)	Déformations horizontales (mm)	Déformations verticales (mm)	Déformations totales (mm)	Rapport de déformation (%)
1	1,5	4,45	14,97	14,97	0.296
2	4,5	9,07	24,40	24,40	0.201
3	6	10,76	31,00	31,00	0.179

- Paroi en pieux avec butons de la salle des machines

Le tableau (IV.6) restitue l'ensemble des déformations calculées par le logiciel.

Tableau IV-6. Les déformations maximales de la paroi en pieux avec butons de la salle des machines

Phase	Profondeurs (m)	Déformations horizontales (mm)	Déformations verticales (mm)	Déformations totales (mm)	Rapport de déformation (%)
1	1,5	4,49	14,63	14,63	0,299
2	4,5	9,00	24,40	24,40	0,200
3	6	10,99	31,01	31,01	0,183

IV.4.5. Vérification de la stabilité du fond de fouille

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du fond du soulèvement du fond de fouille est donné par la formule ci (IV-1)

$$F_{sb} = \frac{N_b \tau_u}{\sigma_z} \quad \text{Ou} \quad F_{sb} = \frac{N_b \tau_u}{\gamma H + q} \quad (\text{IV-1})$$

Avec :

N_b : facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation donné dans la figure ci-dessous.

τ_u : Résistance au cisaillement non drainée du sol sous le niveau de base.

$H= 6\text{m}$, $B= 22\text{m}$ et $L= 35\text{ m}$, donc $N_b = 6,35$

N_b est déterminé à partir du graphe donné par la figure I.22

Le terrain présent à la base de la fouille est une argile limoneuse sableuse, la résistance au cisaillement moyenne : $\tau_u = 52,49\text{ kN/m}^2$ et $\sigma_z = 174,2\text{ kN/m}^2$.

$$F_{sb} = \frac{6,35 \times 52,49}{174,2} \quad F_{sb} = 1,91 < 2$$

Vérifié, donc il n'y a pas de soulèvement de fond de fouilles

IV.5. Modélisation du puits de ventilation

IV.5.1. Détermination de la fiche de la paroi en pieux avec butons

La fiche de la paroi en pieux avec butons est représentée schématiquement dans la figure IV.28

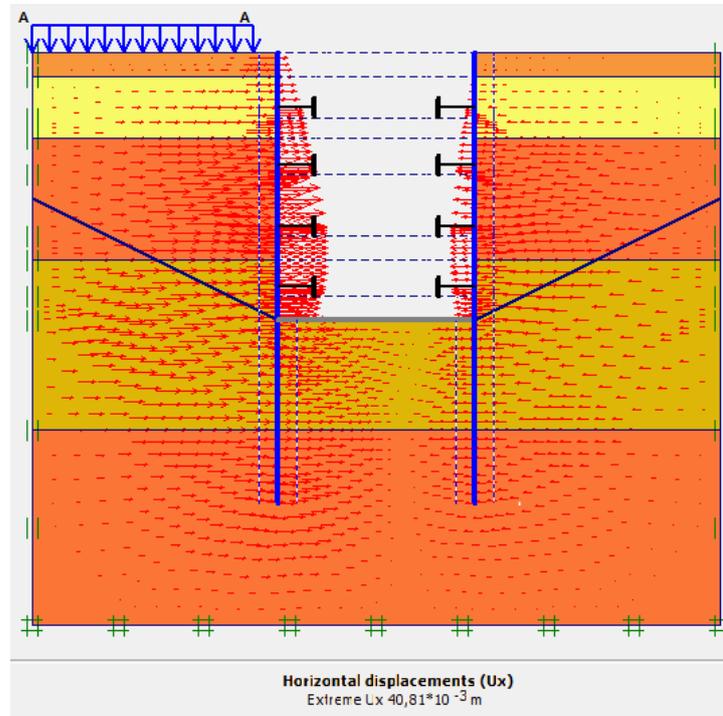


Figure IV.28. Schéma représentant la fiche de la paroi en pieux

Interprétation

Dans la modélisation du puits de ventilation, la valeur de la fiche enregistrée dans le cas du dispositif (paroi en pieux) avec introduction des butons est de 12m. Le déplacement horizontal calculé est de 40,81mm avec un coefficient de sécurité $F_s = 2,59$.

IV.5.2. Modélisation de la paroi en pieux avec butons

Le soutènement des parois de l'excavation est assuré par l'utilisation de pieux et des butons. Nous avons pris une paroi de pieux de 0.8m.

Le modèle de la structure de la paroi en pieux avec butons sous le logiciel PLAXIS est représenté dans la figure IV.29, le maillage correspondant est donné par la figure IV.30

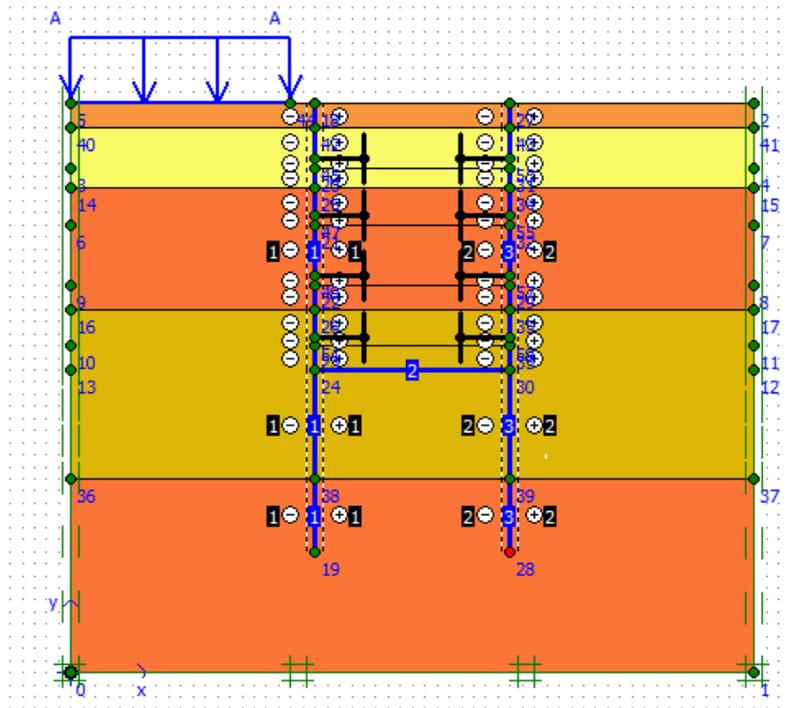


Figure IV.29. Schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS

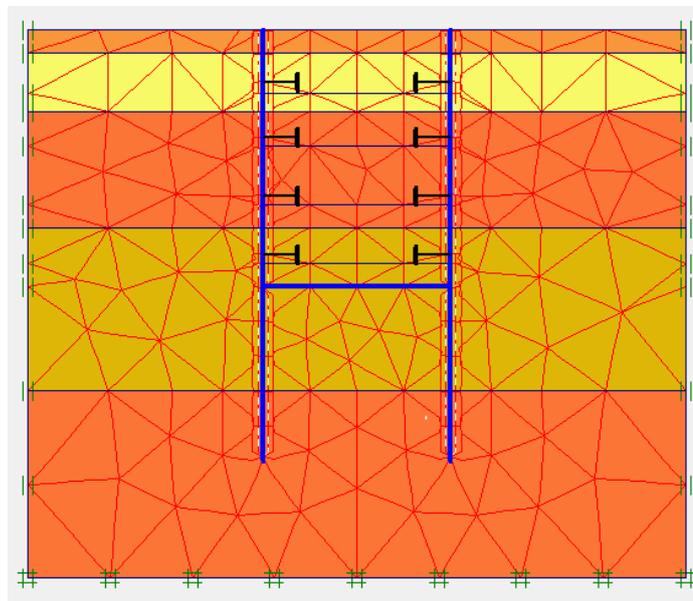


Figure IV.30. Maillage de la paroi en pieux avec butons sous PLAXIS

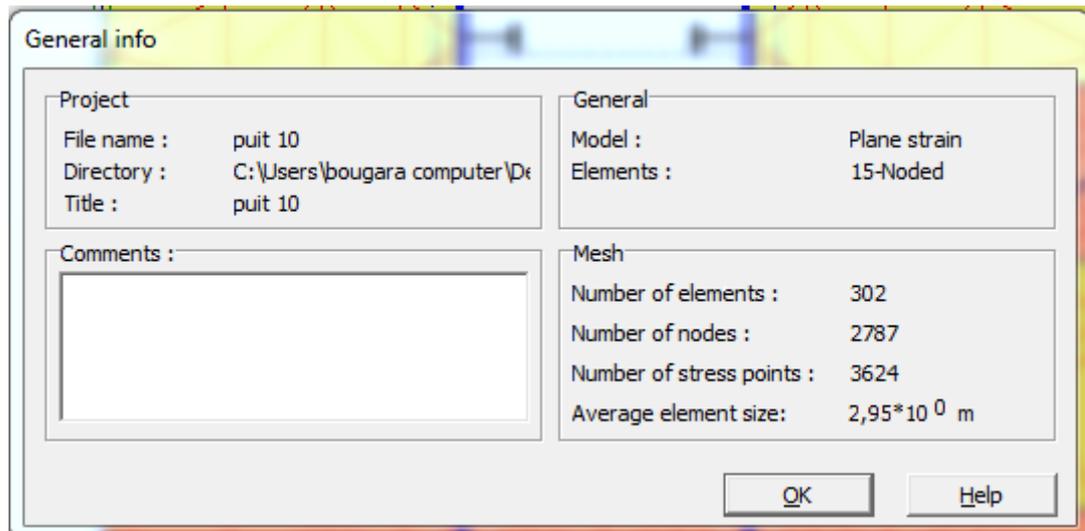


Figure IV.31. Nombres d'éléments et de nœuds

Le maillage du modèle est constitué de 302 éléments, 2787 nœuds, 3624 points de contraintes et la taille moyenne d'élément est égale à 2,95 m. Le calcul s'effectue en déformation plane.

Le creusement de la partie de puits de ventilation se fait en cinq (5) phases d'excavations, nous présentons dans ce qui suit les résultats obtenus pour chaque phase d'excavation.

IV.5.2.1 Résultats de calcul de déformations pour les différentes phases d'excavation du puits de ventilation

- **Phase N° 1**

L'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 5,38m. La modélisation est représentée par la figure IV.32

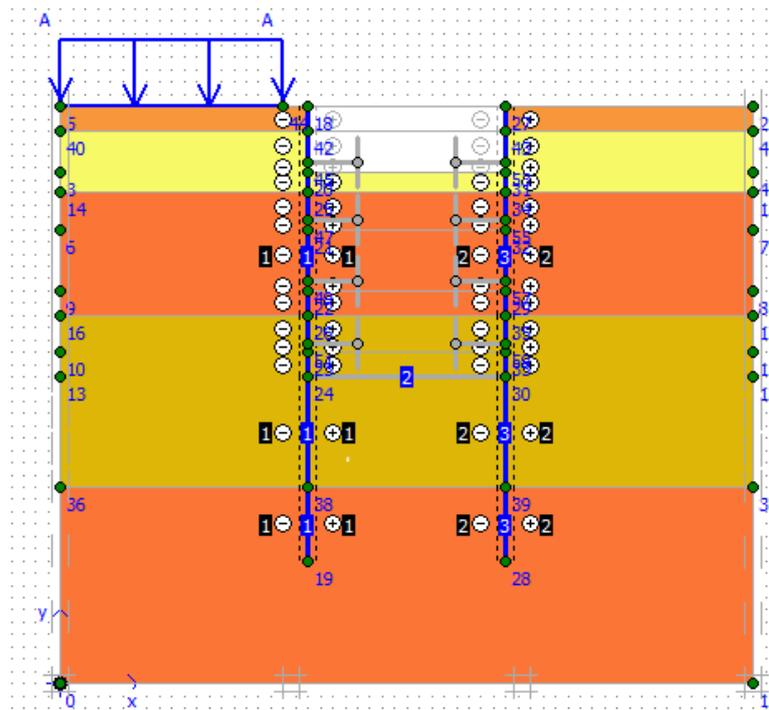


Figure IV.32. Modélisation de la 1ère phase à l'aide logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.33 représente le schéma déformé de la structure (pieux avec butons) donné par le logiciel Plaxis, les déplacements enregistrés sont comme suit : les déplacements horizontaux 14,10mm, les déplacements verticaux 33,66mm et le déplacement total égal à 33,66mm.

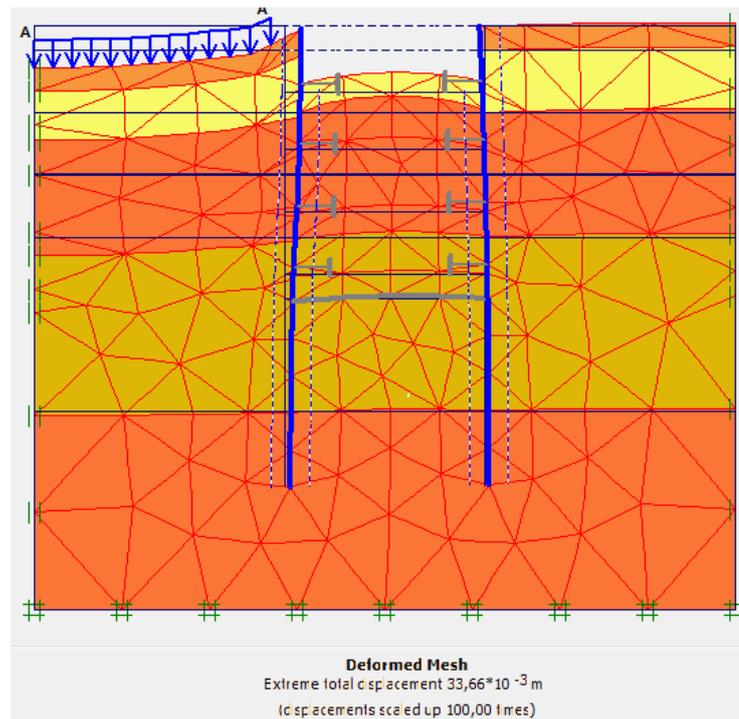


Figure IV.33. Résultats des déformations (Phase 1)

La figure IV.34 et IV.35 représente le déplacement maximal horizontal et vertical de la phase 1 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

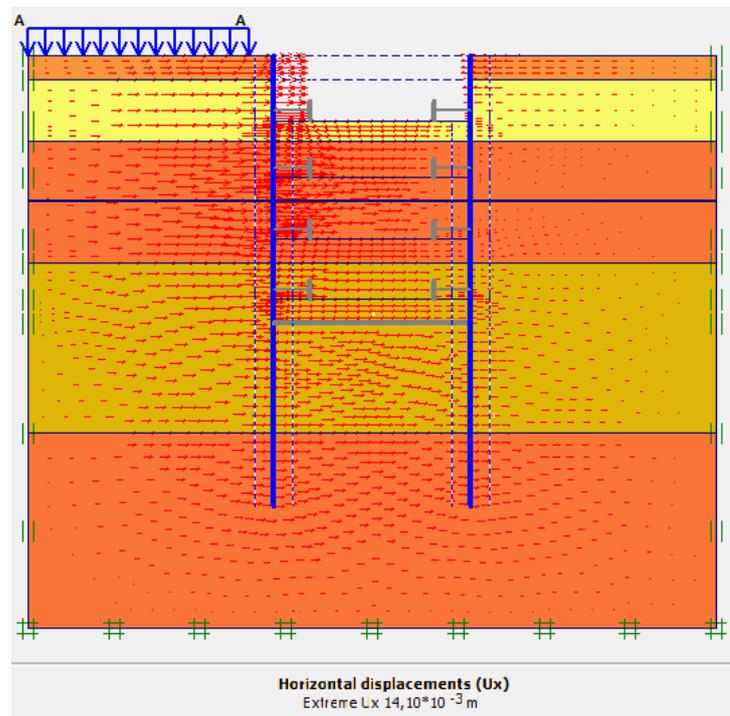


Figure IV.34. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 1)

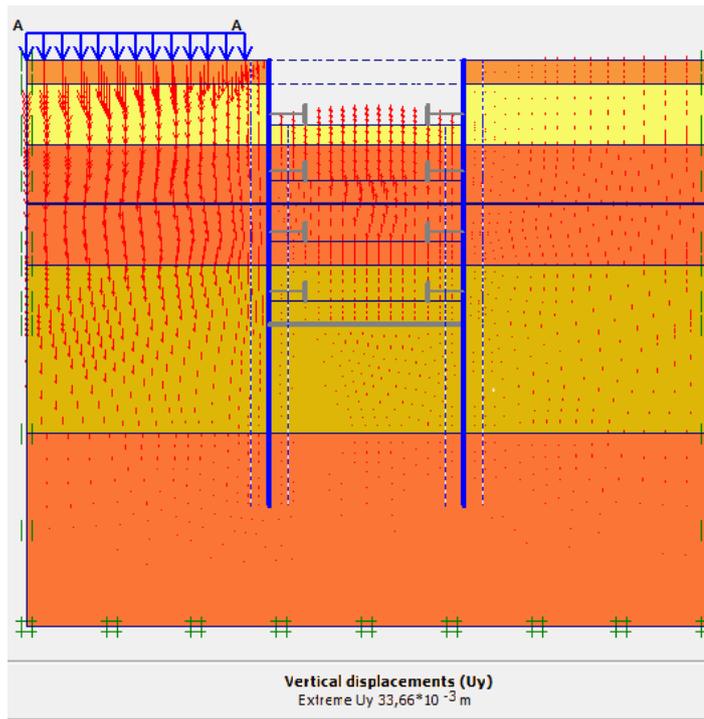


Figure IV.35. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 1)

• Phase N° 2

L'emplacement de la 1ère ligne de butons se fait à une profondeur de 4,63m et l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale de 9,74m. La modélisation est représentée par la figure IV.36

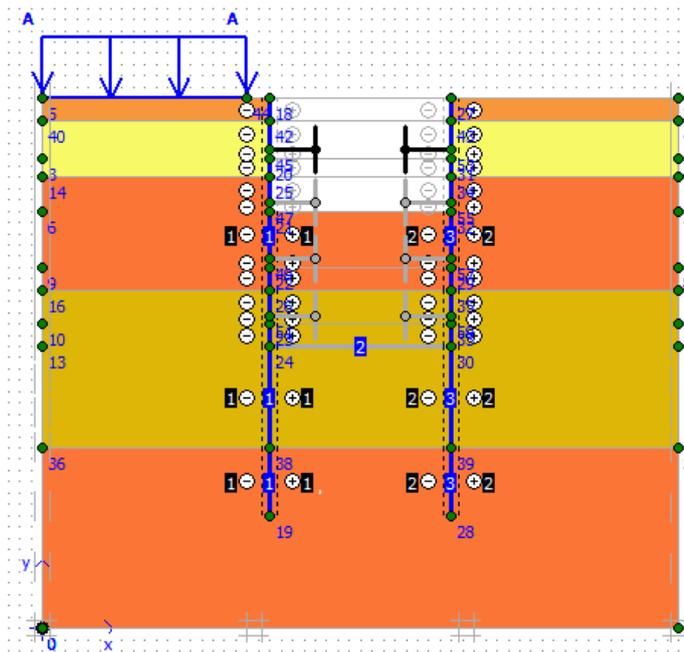


Figure IV.36. Modélisation de la 2^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.37 représente le schéma déformé de la structure (pieux avec butons) donné par le logiciel Plaxis, les déplacements enregistrés sont comme suit, les déplacements horizontaux 19,89mm, les déplacements verticaux 37,29mm et le déplacement total égal à 37,29mm.

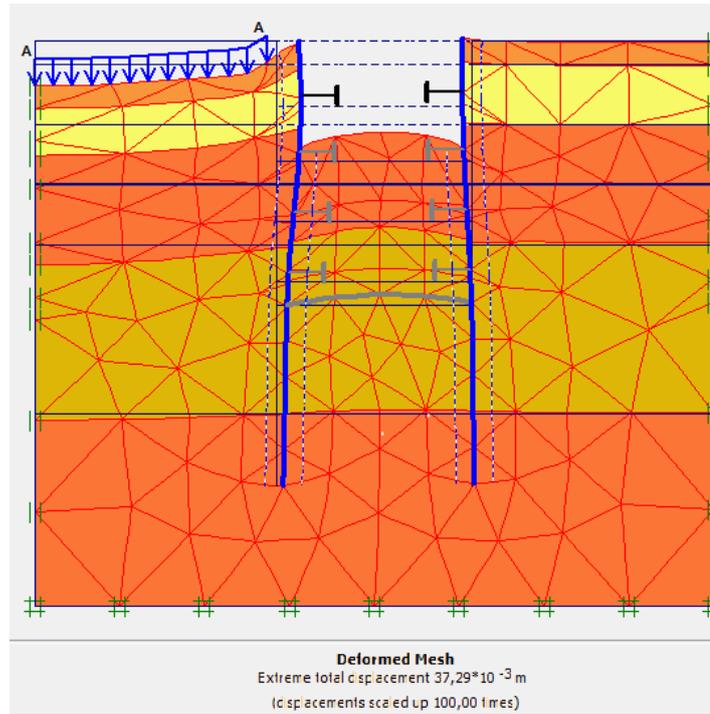


Figure IV.37. Résultats des déformations (Phase 2)

La figure IV.38 et IV.39 représente le déplacement maximal horizontal et vertical de la phase 2 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

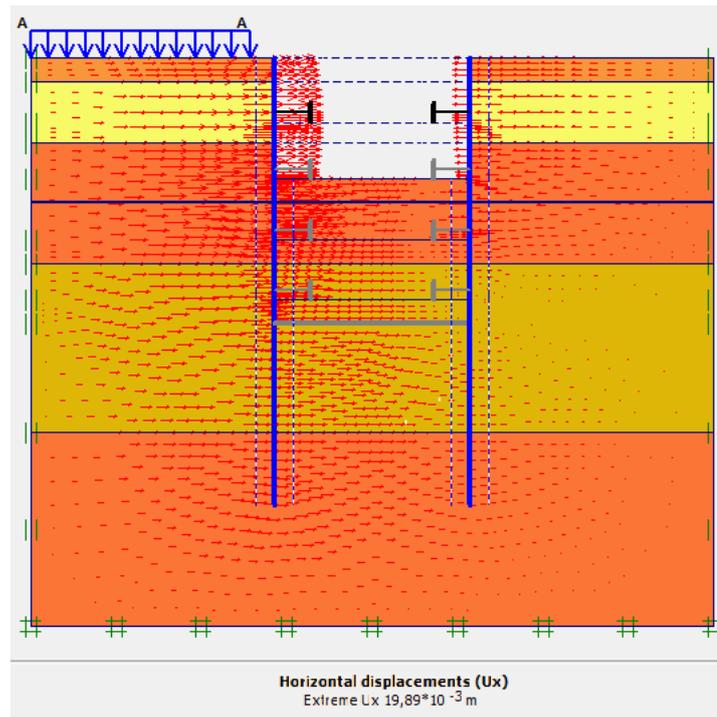


Figure IV.38. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 2)

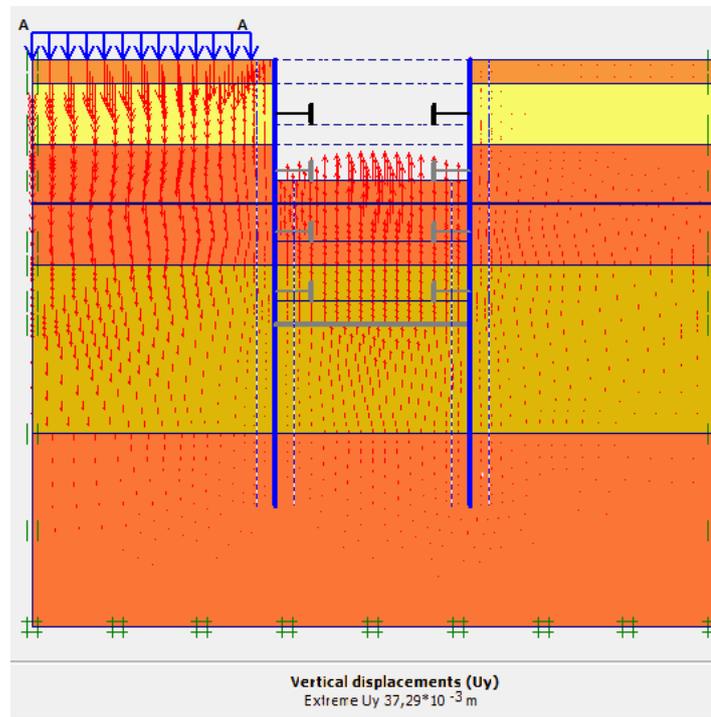


Figure IV.39. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 2)

- **Phase N° 3**

L'emplacement de la 2ème ligne de butons se fait à une profondeur 8,99m et l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 15m. La modélisation est représentée par la figure IV.40.

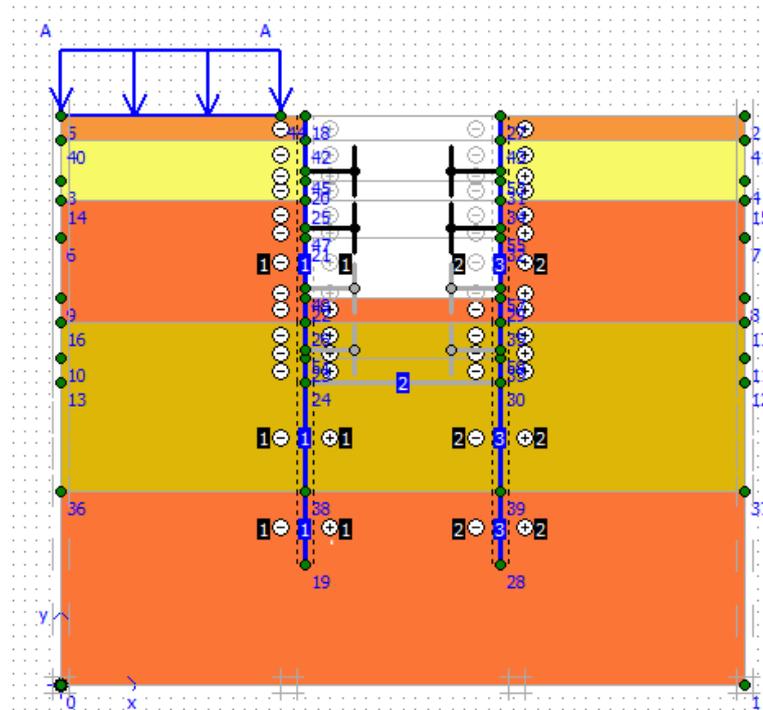


Figure IV.40. Modélisation de la 3^{ème} phase à l'aide logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.41 représente le schéma déformé de la structure (pieux avec butons) donné par le logiciel Plaxis, les déplacements enregistrés sont comme suit : les déplacements horizontaux 25,96mm, les déplacements verticaux 46,41mm et le déplacement total égal à 46,41mm.

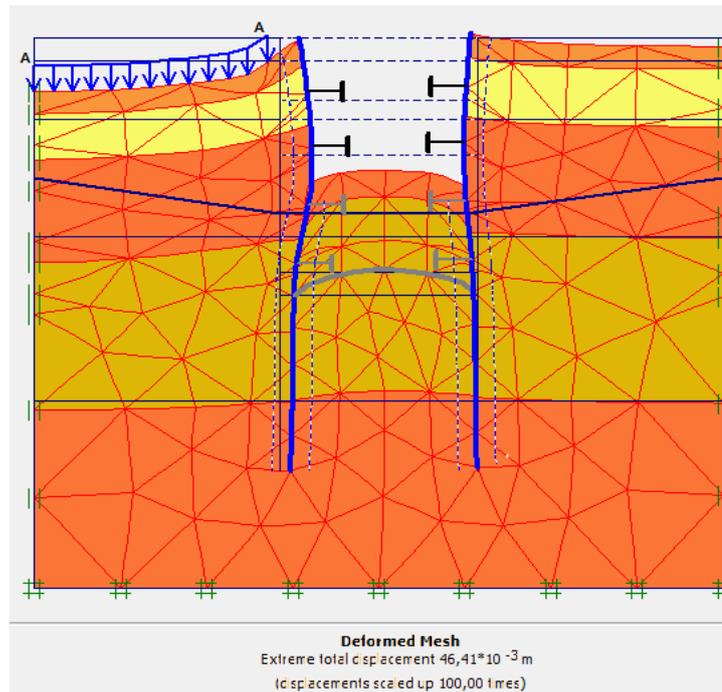


Figure IV.41. Résultats des déformations (Phase 3)

La figure IV.42 et IV.43 représente le déplacement maximal horizontal et vertical de la phase 3 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

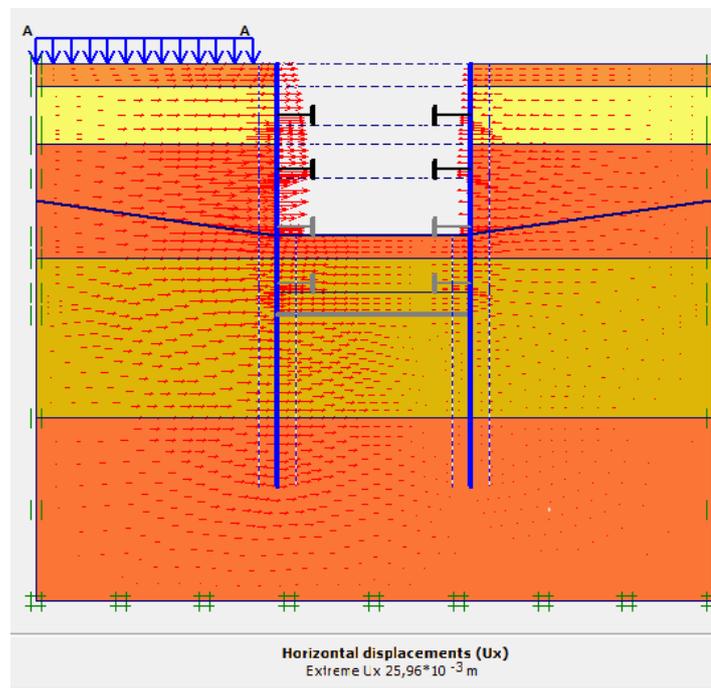


Figure IV.42. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 3)

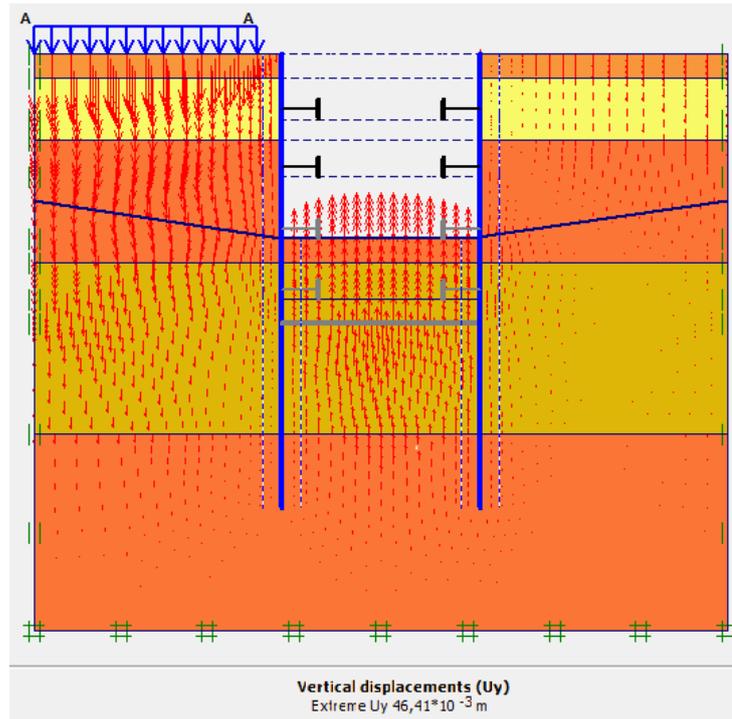


Figure IV.43. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 3)

▪ Phase N° 4

L'emplacement de la 3ème ligne de butons se fait à une profondeur de 14,25m et l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 20,20m. La modélisation est représentée par la figure IV.44.

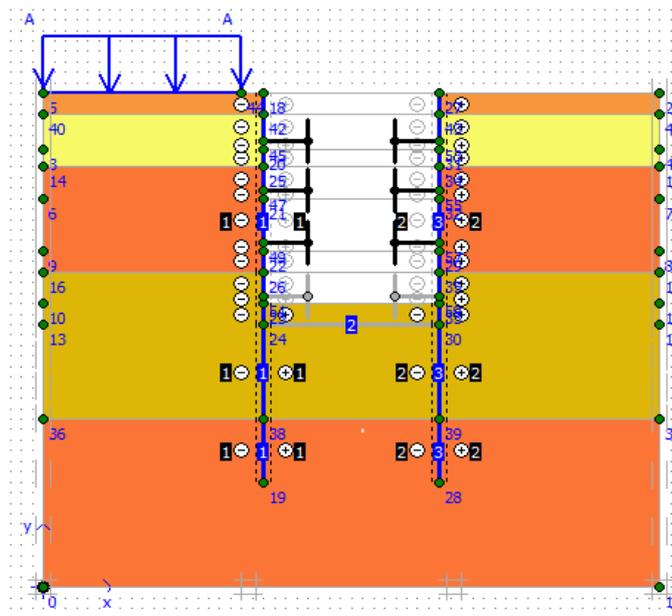


Figure IV.44. Modélisation de la 4^{ème} phase à l'aide logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.45 représente le schéma déformé de la structure (pieux avec butons) donné par le logiciel Plaxis, les déplacements enregistrés sont comme suit, les déplacements horizontaux 35,06mm, les déplacements verticaux 58,70mm et le déplacement total égal à 58,70mm.

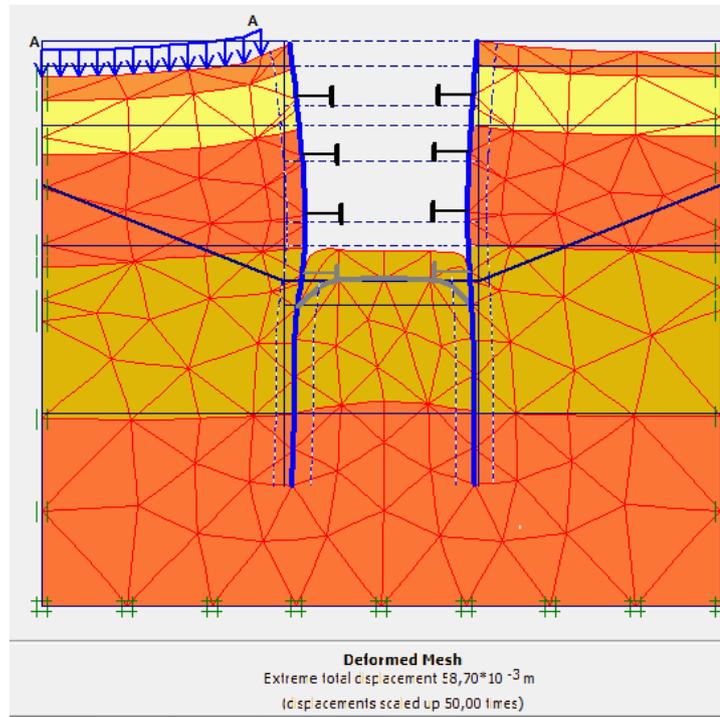


Figure IV.45. Résultats des déformations (Phase 4)

La figure (IV.46) et (IV 47) représente le déplacement maximal horizontal et vertical de la phase 4 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

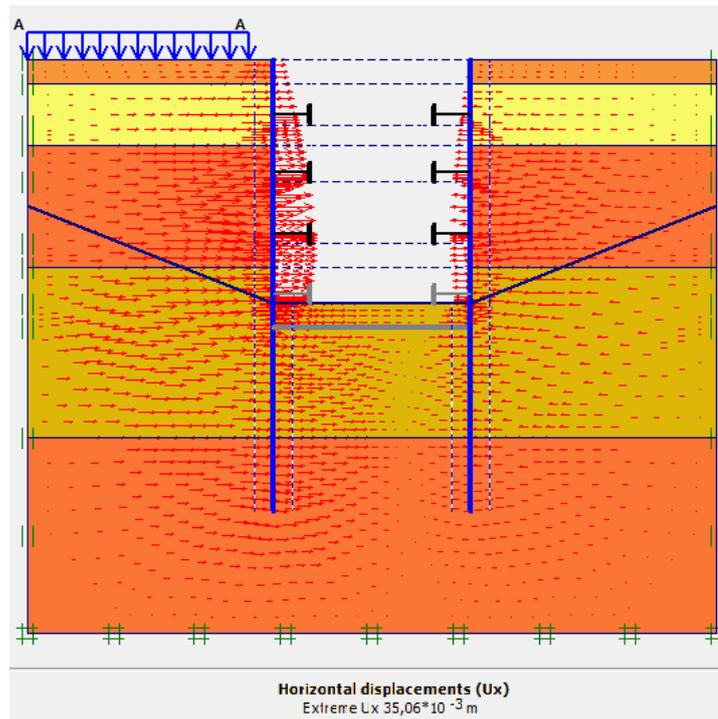


Figure IV.46. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 4)

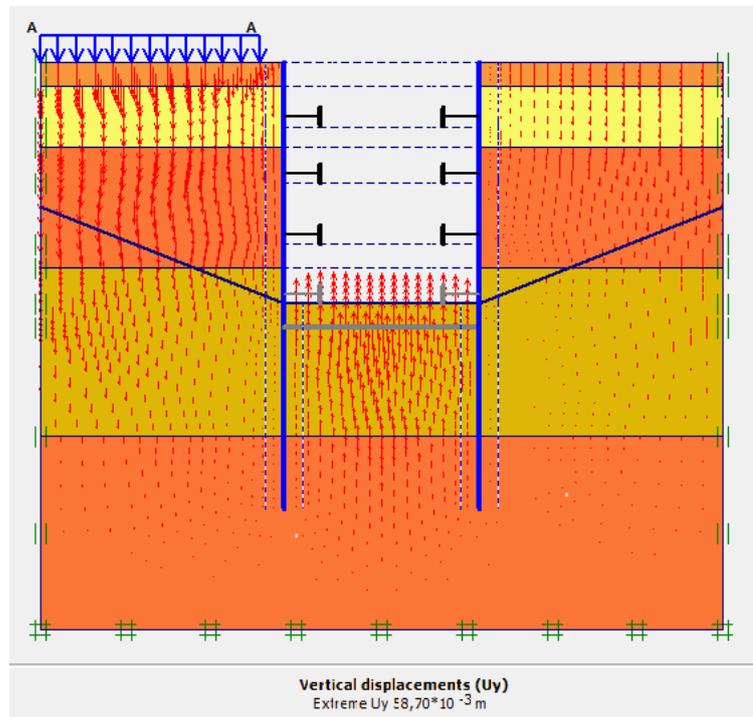


Figure IV.47. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 4)

- **Phase N° 5**

L'emplacement de la 4^{ème} ligne de butons se fait à une profondeur de 19,45m et l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale de 22,18m. La modélisation est représentée par la figure IV.48

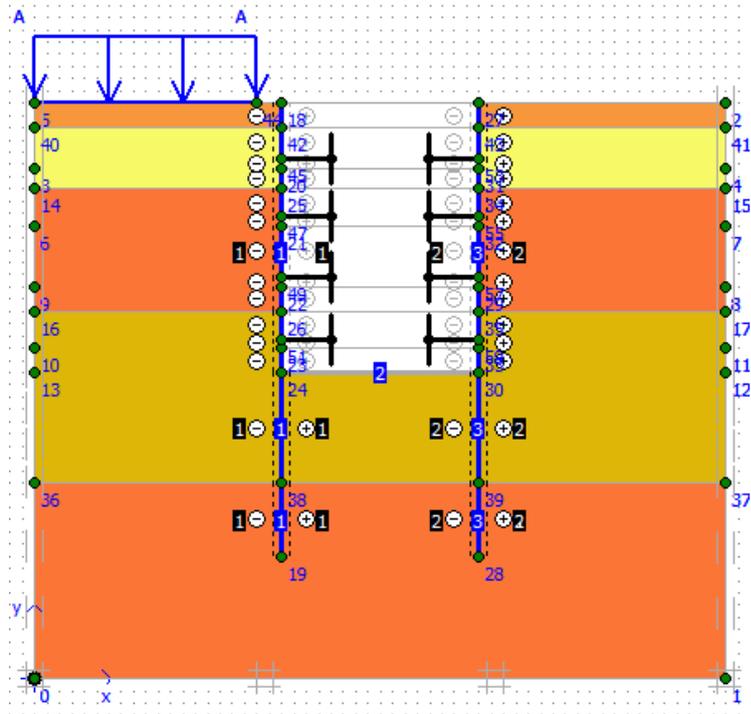


Figure IV.48. Modélisation de la 5^{ème} phase à l'aide du logiciel PLAXIS

- **Déformations**

La figure IV.49 représente le schéma déformé de la structure (pieux avec butons) donné par le logiciel Plaxis, les déplacements enregistrés sont comme suit, les déplacements horizontaux 40,81mm, les déplacements verticaux 67,47mm et le déplacement total égal à 67,47mm.

-

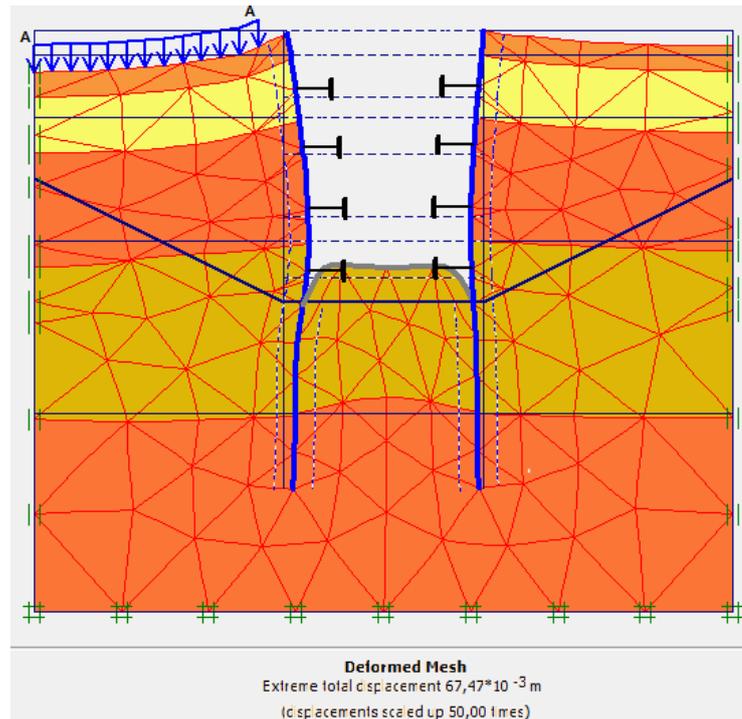


Figure IV.49. Résultats des déformations (Phase 5)

La figure IV.50 et IV.51 représente le déplacement maximal horizontal et vertical de la phase 5 obtenu à l'aide du logiciel Plaxis.

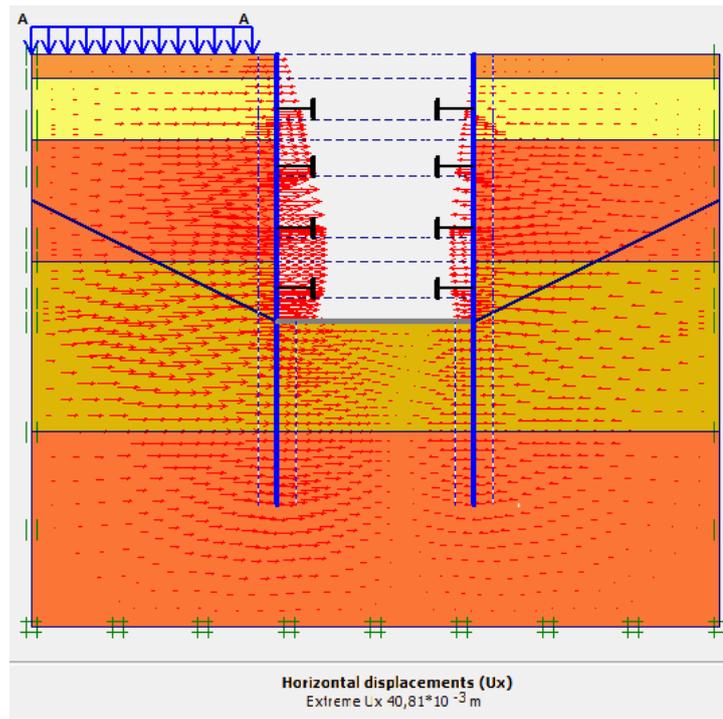


Figure IV.50. Schéma représentant le déplacement horizontal (Phase 5)

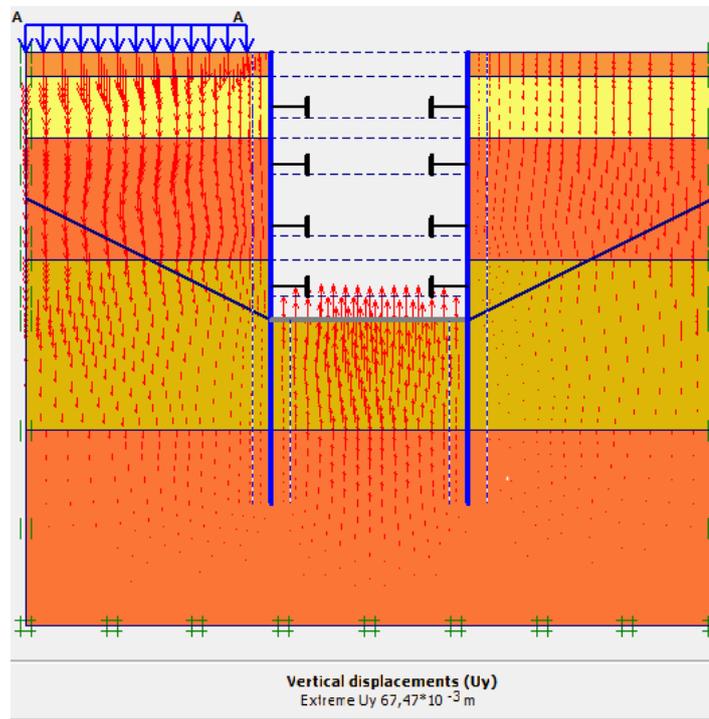


Figure IV.51. Schéma représentant le déplacement vertical (Phase 5)

IV.5.2.2 Vérification de la stabilité au glissement

La figure IV.52 donne la valeur du coefficient de sécurité calculé par le logiciel Plaxis.

Le coefficient de sécurité calculé dans la dernière phase par le logiciel Plaxis est de 2,592. $Msf = 2,592 > 1.5$, donc le glissement est vérifié.

Step Info		Multipliers	
Step	137 of 137	Incremental Multipliers	Total Multipliers
PLASTIC STEP		Mdisp: 0,000	Σ -Mdisp: 1,000
		MloadA: 0,000	Σ -MloadA: 1,000
		MloadB: 0,000	Σ -MloadB: 1,000
		Mweight: 0,000	Σ -Mweight: 1,000
		Maccel: 0,000	Σ -Maccel: 0,000
		Msf: 0,021	Σ -Msf: 2,592
		Increment: 0,000	End time: 0,000
		Increment: 0,000	End time: 0,000

Figure IV.52. Valeur de coefficient de sécurité Msf

IV.5.3. Vérification de déformations du puits de ventilation

Le tableau IV.7 restitue l'ensemble des déformations calculées par le logiciel.

Tableau OIV-7. Les déformations maximales de la paroi en pieux avec butons du puits de ventilation

Phases	Profondeurs (m)	Déformations horizontales (mm)	Déformations verticales (mm)	Déformations totales (mm)	Rapport de déformation (%)
1	5,38	14,10	33,66	33,66	0,262
2	9,74	19,89	37,29	37,29	0,204
3	15	25,96	46,41	46,41	0,173
4	20,20	35,06	58,70	58,70	0,173
5	22,18	40,81	67,47	67,47	0,183

IV.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats de l'étude des deux solutions possibles pour le puits de ventilation PV10 : paroi moulée sans et avec butons et aussi paroi en pieux avec butons.

Après avoir accomplie les calculs et vérifications effectuées, nous avons conclu que :

- le soutènement de l'excavation des salles des machines :

La déformation horizontale maximale pour la variante paroi en pieux avec butons est de 10,99mm et celle de la paroi moulée avec butons est de 10,76 mm avec une longueur de $D=4m$ comme fiche d'ancrage

- le soutènement de l'excavation du puits :

Les déformations du puits sont acceptables, la déformation horizontale est de 40,81mm avec une longueur de $D=12m$ de la fiche d'ancrage

La stabilité du soulèvement de fond de fouille et la stabilité vis-à-vis du glissement sont vérifiées pour l'ensemble des variantes étudiées.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent mémoire est consacré à l'étude de soutènement nécessaire pour la réalisation du puits de ventilation PV10 appartenant à l'extension du métro d'Alger El Harach – Aéroport international Houari Boumediene. L'excavation objet de l'étude de soutènement est prévue en deux phases : une première relative à la salle des machines (22m de largeur, 35m de longueur et 6m de profondeur) ; et une deuxième concerne le puits d'une profondeur de 22m.

A partir de l'exploitation des résultats des campagnes géotechniques effectuées dans la zone de l'implantation du puits, nous avons pu classer les sols rencontrés dans le site du projet tout en identifiant leurs caractéristiques physiques et mécaniques. La finalité du travail a permis l'élaboration du modèle lithologique du sol, le profil est constitué des couches suivantes :

- Argile-limoneuse [0 à 8m]
- Sable limoneux-argileux [8 à 12.5m]
- Argile marneuse [12.5 à 22.5m]
- Sable argileux; [22.5 à 36.2m]
- Argile marneuse supérieur à 36.2m :

Au plan de l'étude des solutions, deux variantes de soutènement ont été proposées et étudiées pour la salle des machines qui sont : une paroi en pieux et une paroi moulée. Ces propositions ont été consolidées par l'introduction d'un dispositif de butonnage (Butons) pour assurer une économie : soit la réduction de la fiche d'ancrage des soutènements de 15m (sans butons) à 4m (avec butons)

Concernant le soutènement du puits, une seule solution a été étudiée, il s'agit d'une paroi en pieux sécants avec un renforcement (force de butonnage)

Après modélisation et calcul, l'ensemble des vérifications ont été effectuées :

Au niveau de la salle des machines, la déformation horizontale maximale est de 10,99mm pour la solution (Pieux sécants) et de 10,76mm pour la solution (Parois moulées).

Au niveau du puits : la déformation horizontale maximale est de 40,81mm.

La stabilité vis-à-vis du glissement et la stabilité du fond de fouille ont été vérifiés.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Chang-Yu, O.** (2006) "*Deep Excavation Theory and Practice*," Taylor and Francis Group, London,UK.
- [2] **Schlosser S.** (1991) "*Murs de soutènements*", Technique de l'ingénieur, Traité construction volume. C244. Paris,
- [3] **Bouafia A.** (2003) "*Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*", Université Saad Dahlab de Blida.
- [4] **CSTC.** (juillet 2012). « *Parois de pieux sécants* ». s.l. : CSTC, infofiche.
- [5] **Letif. M, Mellah A.** (2017) "*Etude de la stabilité de la station de métro de l'aéroport Houari Boumediene*". Thèse de magister, Université Houari Boumediene.
- [6] **Galthon R, Houaiss F.** "*Techniques de construction des tunnels en milieu urbain*", ULB- Faculté des sciences appliquées.
- [7] **Gullati H, Ouazit Y.** (2018) "*Etude du puits de ventilation et du Rameau du PV4 Metro OUED SMAR-AEROPORT*". Thèse de magister, Université Houari Boumediene.
- [8] **Kramer.S.L** (1996), "*Geotechnical earthquake engineering*", Prentice-Hall, New Jersey, pp 466-505.
- [9] **Plumelle C.** (2003), "*Cos de géotechnique*", CNAM –Paris –Géotechnique.
- [10] **Degoutte G et Royet P** (2009), "*Aide-mémoire de mécanique des sols*", 95 pages.
- [11] **Balay J., Frank R., Harfouche L**(1982), "*Programme DENEbola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction*", Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées", pp. 3-12.
- [12] **Canadian Geotechnical Society.** (2006) "*Canadian Foundation Engineering Manual*", 4thedition.

ANNEXES