



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie civil

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par :

ZERARKA DJILLALI

NAHI MESSAOUD ABD EL NACEUR

DOMAINE : Sciences technologie

FILIERE : Travaux publics

OPTION : Voies et ouvrages d'art

Thème

**ÉTUDE DE LA STABILITE D'UNE PAROI
Paroi moulée, Cas : Projet de station métro d'Alger**

Jury de soutenance :

Mr. Ziregue Ahmed

Mr. BACHIRI Attia

Mr. Annane Abdallah

Mr. Rachidi Noiri

MCA

MCB

MAA

MAA

Président

Examineur

Encadreur

Co-encadreur

Promotion : Juin – 2023

Résumé :

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

Afin de valider la stabilité des parois moulées une analyses numériques avec la méthode des éléments finis sont conduits, les applications seront traitées avec le logiciel de modélisation numérique PLAXIS 2D.

Cette étude est destinée à approfondir la compréhension du comportement de l'écran de soutènements et analyse les résultats adoptée en fonction de profondeur d'excavation les déplacements, moments fléchissant, efforts tranchant pour évite les problèmes technique en cour de réalisation de projet.

Mots Clés : métro, station, déformation, éléments finis, parois moulées.

ملخص :

إن تحقيق الحفريات العميقة في المناطق الحضرية يعني استخدام الهياكل الاستنادية من أجل حماية المباني الموجودة المجاورة. حتى لو كانت هذه الهياكل تستخدم غالباً في الهندسة المدنية، فإن الحساب والأبعاد ليست بسيطة، والتفاعلات بين الأرض والجدار والهياكل المجاورة مهمة ويصعب أخذها في الاعتبار. من أجل التحقق من استقرار جدران الغشاء، يتم إجراء تحليل رقمي باستخدام طريقة العناصر المحدودة، وستتم معالجة التطبيقات باستخدام برنامج النمذجة الرقمية PLAXIS 2D.

تهدف هذه الدراسة إلى تعميق فهم سلوك الجدار الاستنادي وتحليل النتائج المعتمدة وفقاً لعمق الحفر، والتهجير، ولحظات الانحناء، وقوى القص لتجنب المشاكل الفنية أثناء المشروع.

الكلمات المفتاحية: مترو النفق، المحطة، التشوه، تحليل العناصر المحدودة، جدار الحجاب الحاج

Abstract:

The realization of deep excavations in urban areas implies the use of retaining structures in order to protect the neighbouring existing constructions. Even if these structures are often used in civil engineering, the calculation and the dimensioning are not simple, the interactions between the ground, the wall and the neighbouring structures being important and their taking into account difficult

In order to validate the stability of the diaphragm walls, a numerical analysis with the finite element method is conducted; the applications will be processed with the PLAXIS 2D numerical modeling software.

This study is intended to deepen the understanding of the behavior of the retaining wall and analyzes the results adopted according to the depth of excavation, displacements, bending moments, shear forces to avoid technical problems during the project.

Key words: subway, station, deformation, finite elements, molded walls.

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude et remerciements vont à ALLAH le tout puissant pour nous avoir gardé en bonne santé et nous avoir donné force, patience, courage et volonté pour bien mener et achever ce modeste travail.

Nous tenons aussi à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à nos chers parents et familles pour leurs prières, leur encouragement et leur patience tout au long de notre parcours.

Toute notre profonde reconnaissance et nos vifs remerciements à notre promoteur M. ANNANE Abdallah ET RACHIDI NOIRI Pour les précieux moments de discussion qu'il nous gardait, pour sa confiance, sa disponibilité, pour son soutien infini et son aide jusqu'à la dernière minute durant l'évolution de ce travail, ainsi que ses précieux conseils avisés et ses remarques pertinentes qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de bien mener ce projet.

Je remercie particulièrement monsieur Hocine HANNACHE et Mohamed BENDIMA et toute l'équipe COSIDER M28 et LEMA pour m'avoir donné l'occasion exceptionnelle à mes innombrables questions.

Nous remercions vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre Modeste travail.

Nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants de l'université Amar Telidji - Laghouat.

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 de génie civil.

DÉDICACES

Nous dédions cet humble travail à

Chers parents.

Aucune dédicace ne peut exprimer notre respect, notre amour éternel et notre reconnaissance pour les sacrifices que vous avez faits pour notre éducation.

Nous vous remercions pour tout le soutien et l'amour que vous nous avez donnés depuis l'enfance et j'espère que vos bénédictions seront toujours avec nous. Nous espérons également que cet humble travail sera l'accomplissement de vos désirs bien formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, même si nous ne vous paierons jamais assez. Que Dieu Tout- Puissant vous accorde santé, bonheur et longue vie.

À toutes chères sœurs et à tous les frères, nous vous remercions pour votre compréhension et vos encouragements, qui ont été pour nous le principal soutien, et nous vous souhaitons beaucoup de bonheur et de réussite dans votre vie. Aux amis en particulier

Bouchiba Madani et Hebiche Ahmed el hani

Merci pour les bons conseils et le soutien moral qui nous ont beaucoup aidés pendant cette période.

Pour toutes nos familles, petites et grandes,

J'espère que vous trouverez dans cet acte humble une expression de notre amour.

A tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous voudrions enfin remercier toutes les personnes qui ont cru en nous et qui nous ont donné envie de partir en avant.

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURE.....	I
LISTE DES TABLEAU.....	III
LISTE DES SYMBOLES.....	IV
Introduction générale	1
CHAPITER I	
LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	
I.1 introduction	2
I.2 Définition.....	2
I.3 Classification des ouvrages de soutènement d’après le mode de reprise De la poussée.....	2
I.4 Soutènement des excavations :	3
I.4.1 Les rideaux de palplanches métalliques	4
I.4.2 Les murs poids - les murs préfabriqués	4
I.4.3 Les murs en béton armé ou murs cantilever	5
I.4.4 Les voiles et poutres ancrés	6
I.4.5 Les massifs en sol cloué (ouvrages en sol en place renforcé)	6
I.4.6 Les ouvrages en remblai armé (ou renforcé)	6
I.5 Les parois moulées	7
I.5.1. Généralité	7
I.5.2. Différents types de parois moulées	8
2.1. Paroi d'étanchéité	8
2.2. Paroi de soutènement simple	9
2.3. Les parois moulées classiques	10
2.4. Les parois caissons	11
2.5. Les parois préfabriquées	11
2.6. Les parois de pieux- les parois composites	11
I.6 Étapes générale de réalisation d’une paroi moulée	13
Conclusion	15
CHAPITER II	
PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
II.1 Introduction	17
II.2 Historique sur le métro d’Alger	17
II.3 Présentation de la Station SMAIL YEFSAH.....	18
II.4 CONTRAINTES GÉOLOGIQUES, HYDROLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES	27
II.4.1 Environnement géologique au site de la station	27
II.4.2 Paramètres géotechniques	31
II.4.3 Paramètres structurels	34
Conclusion	36
CHAPITER III	
PRESENTATION DE PLAXIS ET MODELISATION NUMERIQUE	
III.1 PRESENTATION DE PLAXIS	38
III.1.1 Introduction.....	38
III.1.2 Objectifs	38
III.1.3 Courte revue des fonctionnalités	39
III.2 : MODELISATION NUMERIQUE	42

III.2.1 étapes de modélisation	42
III.2.2 Les phases de modification	43
III.2.3 Résultats et dissection	47
III.2.3.1 Déplacement u, ux, uy en fonction de Profondeur d'excavation.....	47
III.2.3.2: Les contrainte horizontal σ_x et contrainte vertical σ_y en fonction de Profondeur d'excavation.....	54
III.2.3.3: Les efforts normal dans la paroi moulée en fonctions de profondeur d'excavation	67
III.2.3.4: Les efforts tranchent dans la paroi moulée en fonction de profondeur d'excavation	71
III.2.3.5: Le moment dans la paroi moulée en fonction de profondeur d'excavation	75
Conclusion	79
Conclusion générale.....	80

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE I

Figure I.1 : Les différents types d'ouvrages de soutènement	2
Figure I.2 : Les rideaux de palplanches métalliques	4
Figure I.3 : Ouvrage de soutènement terrestre en palplanches	4
Figure I.4 : Mur poids en béton	4
Figure I.5 : Mur poids en pierres maçonnées	4
Figure I.6 : Mur poids constitué de poutres préfabriquées	5
Figure I.7 : Mur en béton armé (ou mur cantilever)	5
Figure I.8 : variantes de conception	6
Figure I.9 : Voile ancré	6
Figure I.10 : Poutres ancrées	6
Figure I.11 : Massif de sol en place renforcé par clonage	7
Figure I.12 : Renforcement par lanières métalliques de terre armée	7
Figure I.13: Schéma de principe parois moulée d'étanchéité	8
Figure I.14 : Schéma de principe d'une paroi moulée en place avec une nappe de tirants	9
Figure I.15 : Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte	10
Figure I.16 : différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple	10
Figure I.17: Paroi préfabriqué	11
Figure I.18 : Schéma des étapes de réalisation d'une paroi de pieux	12
Figure I.19 : Schéma des étapes de réalisation d'une paroi moulée	14

CHAPITRE II

Figure II.1 : Vue générale de la zone d'implantation de la Station SMAIL YEFSAH	18
Figure II.2 : Caractéristiques Générales des Bâtiments aux environs de la zone d'implantation	19
Figure II.3 : Vues générales des zones autour de la Station SMAIL YEFSAH	20
Figure II.4 : Plan des fondations par pieux des immeubles résidentielles 1 à 4 près de la station	21
Figure II.5 : Exemple d'une hydrofraise	22
Figure II.6 : Murettes-guide. Définition géométrique et exemple	23
Figure II.7 : Mode d'exécution des panneaux considéré pour la Station SMAIL YEFSAH	24
Figure II.8 : Panneaux type : Définition géométrique. Écarteurs en PVC et en béton	24
Figure II.9 : Localisation en plan des sections type de calcul considéré	25
Figure II.10 : Solution de blindage de la Station SMAIL YEFSAH. Système de support	26
Figure II.11 : Station Smail Yefsah. Plan - Sondages localisation	28
Figure II.12 : Station Smail Yefsah. Profil Long PL [8]	29
Figure II.13 : Station Smail Yefsah. Profil Transversal PT-01	30

CHAPITRE III

Figure III.1: éléments (Plates)	39
Figure III.2: éléments (Anchors)	40
Figure III.3: sol définis par l'utilisateur	41
Figure III.4: Présentation de l'excavation (la phase initiale)	43
Figure III.5: Présentation de l'excavation à Profondeur de 9 m (Phase 8)	44
Figure III.6: Présentation de l'excavation à Profondeur de 28 m (Phase 28)	45
Figure III.7: Présentation de l'excavation à Profondeur de 28 m (Phase 33)	46
Figure III.8: Présentation de déplacement u (la phase initiale)	47
Figure III.9: Présentation de déplacement u a Profondeur de 9 m (Phase 8)	48
Figure III.10: Présentation de déplacement u a Profondeur de 28m (Phase 28)	49
Figure III.11: Présentation de déplacement u a Profondeur de 28 m (Phase 33)	50
Figure III.12: Présentation de déplacement u_x (la phase initiale)	51
Figure III.13: Présentation de déplacement u_x a Profondeur de 9 m (Phase 8)	52
Figure III.14: Présentation de déplacement u_x a Profondeur de 28 m (Phase 28)	53

Figure III.15 Présentation de déplacement u_x a Profondeur de 28 m (Phase 33)	54
Figure III.16: Présentation de déplacement u_y (la phase initiale)	55
Figure III.17: Présentation de déplacement u_y a Profondeur de 9 m (Phase 8)	56
Figure III.18: Présentation de déplacement u_y a Profondeur de 28 m (Phase 28)	I
Figure III.19: Présentation de déplacement u_y a Profondeur de 28 m (Phase 33)	58
Figure III.20: Présentation de La contrainte σ_x (la phase initiale)	59
Figure III.21: Présentation de La contrainte σ_x à Profondeur de 9m (Phase 8)	60
Figure III.22: Présentation de La contrainte σ_x à Profondeur de 28 m (Phase 28)	61
Figure III.23: Présentation de La contrainte σ_x à Profondeur de 28 m (Phase 33)	62
Figure III.24: Présentation de La contrainte σ_y (la phase initiale)	63
Figure III.25: Présentation de La contrainte σ_y à Profondeur de 9 m (Phase 8)	64
Figure III.26: Présentation de La contrainte σ_y à Profondeur de 28 m (Phase 28)	65
Figure III.27: Présentation de La contrainte σ_y à Profondeur de 28 m (Phase 33)	66
Figure III.28: Présentation de l'effort normal (la phase initiale)	67
Figure III.29: Présentation de l'effort normal à Profondeur de 9 m (Phase 8)	68
Figure III.30: Présentation de l'effort normal à Profondeur de 28 m (Phase 28)	69
Figure III.31: Présentation de l'effort normal à Profondeur de 28 m (Phase 33)	70
Figure III.32: Présentation de Les effort tronchent (la phase initiale)	71
Figure III.33: Présentation de Les effort tronchent à profondeur de 9 m (Phase 8)	72
Figure III.34 : Présentation de Les effort tronchent à profondeur de 28 m (Phase 28)	73
Figure III.35 : Présentation de Les effort tronchent à profondeur de 28 m (Phase 33)	74
Figure III.36 : Présentation dès Les moment (la phase initiale)	75
Figure III.37 : Présentation dès Les moment à Profondeur de 9 m (Phase 8)	76
Figure III.38 : Présentation dès Les moment à Profondeur de 28 m (Phase 28)	77
Figure III.39 : Présentation dès Les moment à Profondeur de 28 m (Phase 33)	78

LISTE DES TABLEAU

CHAPITRE I

Tableau I.1: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussé	3
--	----------

CHAPITRE II

<i>Tableau II.1 : Nombre de niveaux du bâtiment</i>	20
<i>Tableau II.2 : Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes</i>	27
<i>Tableau II.3 : P : paramètres géotechniques de calcul – sols, selon</i>	31
<i>Tableau II.4 : Paramètres géotechniques de calcul – sols, selon</i>	32
<i>Tableau II.5 : Paramètres géotechniques de calcul – roche, selon</i>	33
<i>Tableau II.6 : Caractéristiques par mètre de développement des éléments type « plate »</i>	34
<i>Tableau II.7 : Caractéristiques des éléments type « anchor »</i>	35

LISTE DES SYMBOLES

III

Z : Profondeur moyenne
W : Poids propre du massif de sol
 Φ : L'angle de frottement interne
C : Cohésion
K₀: Coefficient de pression des terres au repos.
K_a: Coefficient de poussée des terres.
K_p: Coefficient de butée des terres
 ν : coefficient de poisson
C: la résultante d'adhésion sur le plan de glissement
K_h: Coefficient de réaction
 σ : Contrainte normal
 τ : contrainte tangentielle u
: pressions interstitielles
 α : Angle de la ligne de rupture
 β : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale.
 r : Contrainte de cisaillement
 Ψ : Angle de dilatance.
 θ : Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale
Q : Pression répartie des surcharges
H: la hauteur du mur
 F_{ad} : La charge totale exercée sur le Mur
 $K_{a\gamma}$: Coefficient de poussée des terres normales à l'écran
 $K_{a\varrho}$: Coefficient de poussée due à la surcharge
 $K_{p\varrho}$: Coefficient de butée due à la surcharge
 σ_a : La contrainte de poussée
 σ_p : La contrainte de butée
 σ_v : la contrainte verticale
 σ_h : la contrainte horizontale
P_a : La pression active
R: La réaction sur le plan de glissement

IV

Introduction générale

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour retenir les terres et maintenir la stabilité d'un talus ou d'une excavation. Ils sont utilisés dans de nombreux domaines de la construction, tels que les projets de génie civil, les travaux de construction de routes, les fondations de bâtiments, les infrastructures souterraines et les travaux de génie maritime. Deux types couramment utilisés d'ouvrages de soutènement sont les parois moulées et les parois en pieux.

Une paroi moulée est une structure verticale formée en creusant une tranchée, puis en la remplissant de béton. Cette méthode de construction permet de créer des parois solides et continues, capables de résister aux forces exercées par les terres environnantes. Les parois moulées sont souvent utilisées dans les projets nécessitant une excavation profonde, comme les tunnels, les parkings souterrains ou les fondations de grands bâtiments.

L'étude de la stabilité d'une paroi de soutènement est une étape cruciale dans la conception de tels ouvrages. Elle vise à évaluer la capacité de la paroi à résister aux forces exercées par les terres environnantes, notamment la poussée des terres et les forces sismiques. L'analyse de la stabilité comprend généralement des calculs géotechniques avancés, tels que l'évaluation des contraintes et des déformations, l'analyse des facteurs de sécurité et l'utilisation de logiciels de modélisation numérique.

Lors de l'étude de la stabilité d'une paroi moulée ou d'une paroi en pieux, plusieurs paramètres doivent être pris en compte, tels que les caractéristiques géotechniques du sol, la profondeur de l'excavation, la hauteur du talus, les charges appliquées et les conditions hydrologiques. Une évaluation précise de ces paramètres permet de concevoir des ouvrages de soutènement robustes et durables, capables de résister aux contraintes environnementales et de maintenir la sécurité des structures avoisinantes.

Cette étude repose sur des méthodes d'analyse avancées, telles que la modélisation numérique par éléments finis (PLAXIS 2D), qui permettent de simuler le comportement des parois moulées dans des conditions réelles. Elle nécessite également la collecte de données géotechniques sur le site d'implantation de l'ouvrage, telles que la nature des sols, leur résistance.

L'objectif ultime de cette étude est de fournir des informations approfondies sur les ouvrages de soutènement et d'aider les professionnels du génie civil à prendre des décisions éclairées lors de la conception et de la réalisation de ces structures. Nous explorerons les facteurs clés qui influencent la stabilité des parois et examinerons les techniques d'analyse et de calcul utilisées pour évaluer leur performance.

Pour bien présenter ce modeste travail, le mémoire est structuré

Comme suit : Commencant par une introduction générale ;

Le 1er chapitre exposant les différents types des ouvrages de soutènement ;

Le 2ème chapitre donnant une présentation du projet et les données nécessaires pour le calcul ;

Le 3ème chapitre présentant le code de calcul ainsi que le modèle numérique étudié avec les résultats obtenus ;

Et enfin, en termine par une conclusion générale l'essentiel du travail.

CHAPITRE I

LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

I.1. INTRODUCTION :

Les ouvrages de soutènement sont des structures construites pour retenir ou stabiliser des terres, des rochers ou d'autres matériaux en pente. Ils sont utilisés dans de nombreux domaines tels que la construction de routes, de ponts, de bâtiments, de digues, de tunnels, de terrasses de jardins et d'autres projets d'ingénierie

I.2. Définition :

Les ouvrages de soutènement sont des éléments clés de l'ingénierie civile qui permettent de retenir et de stabiliser les terres en pente, garantissant ainsi la sécurité des infrastructures et des personnes. Leur conception et leur construction nécessitent une approche spécialisée afin de répondre aux exigences spécifiques de chaque projet et d'assurer leur fonctionnement efficace et durable [1].

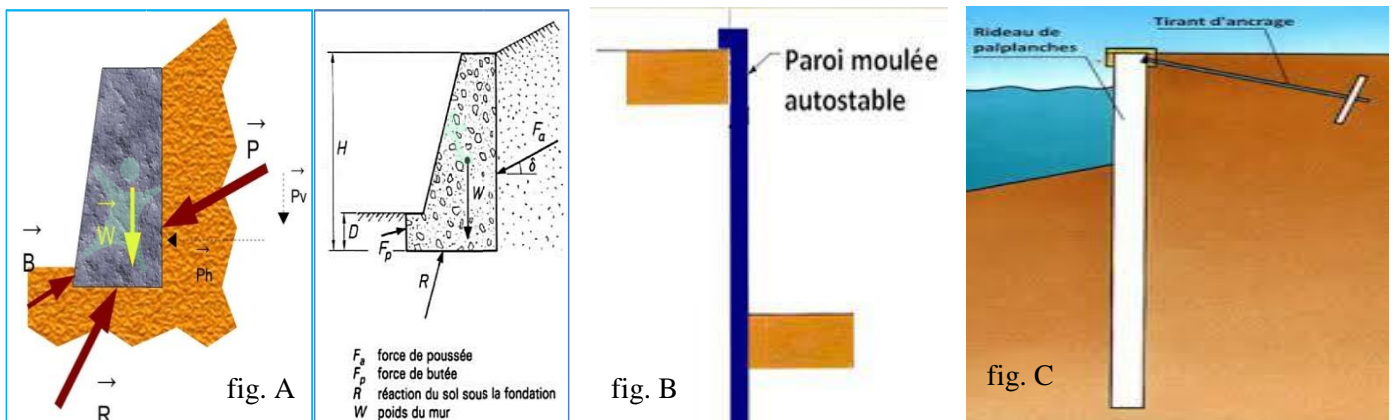
I.3. Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise De la poussée :

Les ouvrages de soutènement (Figure I.1) se distinguent donc par la manière dont les efforts de poussées (Du terrain derrière l'ouvrage) sont repris. La poussée peut être reprise par [2]:

- Le poids de l'ouvrage (fig. A) : ce type de mur assure la stabilité du système mur/sol par son poids propre. Le poids du mur peut contribuer à sa stabilité et à la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière.
- L'encastrement de l'ouvrage (fig. B) : ce type de mur assure la stabilité du système mur/sol par l'encastrement de sa semelle. La semelle du mur doit avoir une largeur suffisante pour résister aux différentes formes d'instabilité (glissement de la semelle, renversement, etc.).

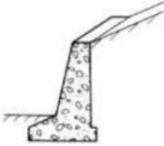

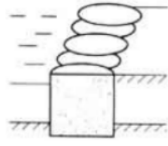
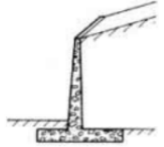
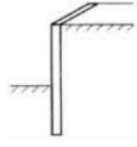
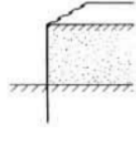
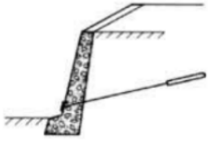
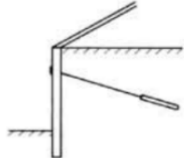
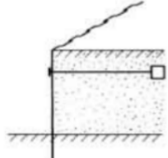
Les rideaux de palplanches, les parois moulées fonctionnent par encastrement, mais en faisant intervenir la partie fichée du mur dans le sol.

- L'ancrage de l'ouvrage (fig. C) : ce type de mur assure la stabilité du système mur/sol par l'ancrage ou le clouage du mur dans le sol. Le mur est ancré dans le sol par des tirants d'ancrage ou des clous permettant la reprise des forces de poussées.



Les différents types d'ouvrages de soutènement classés d'après le mode de reprise de la poussée montrent dans (Le tableau I.1) :

Tableau I.1: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

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

I.4. Soutènement des excavations :

Le développement en zones urbaines nécessite généralement la réalisation d'excavations Profondes à proximité de structures existants en surface.

Les ouvrages des soutènements des excavations profondes peuvent être des ouvrages temporaires ou permanents qui ont une influence fondamentale sur la sécurité, la qualité,

La rapidité et la rentabilité de la construction des projets qui nécessitent les excavations profondes. Les ouvrages de soutènements des excavations incluent tous les moyens et les méthodes de prévention d'un effondrement de terre qui entourent une excavation.

Dans un premier temps, il sera décrit tant en termes d'exécution, de domaine d'emploi que de mode de fonctionnement, les familles de soutènement suivante [3]:

- Les rideaux de palplanches métalliques.
- Les parois de pieux
- Les parois composites.
- Les parois moulées et Les parois préfabriquées
- Les murs poids
- Les murs préfabriqués
- Les murs en béton armé ou murs cantilever
- Les voiles et poutres ancrés
- Les massifs en sol cloué (ouvrages en sol en place renforcé)
- Les ouvrages en remblai armé (ou renforcé)

I.4.1. Les rideaux de palplanches métalliques:

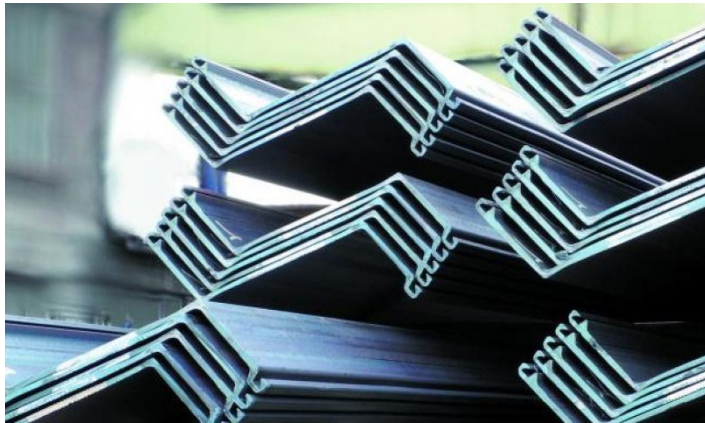


Figure I.2 : Les rideaux de palplanches métalliques



Figure I.3 : Ouvrage de soutènement terrestre en palplanches

I.4.2. Les murs poids - les murs préfabriqués :



Figure I.4 : Mur poids en béton

Figure I.5 : Mur poids en pierres maçonnées

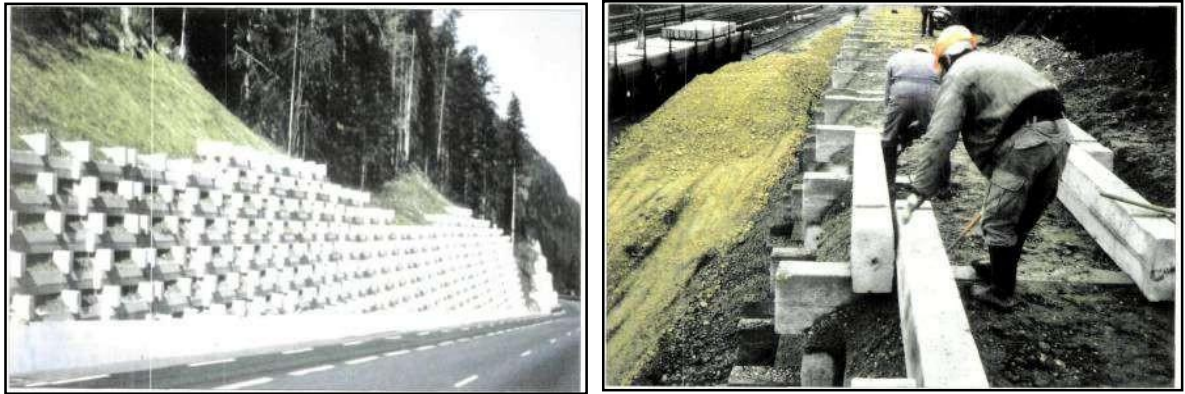


Figure I.6 : Mur poids constitué de poutres préfabriquées.

I.4.3. Les murs en béton armé ou murs cantilever :

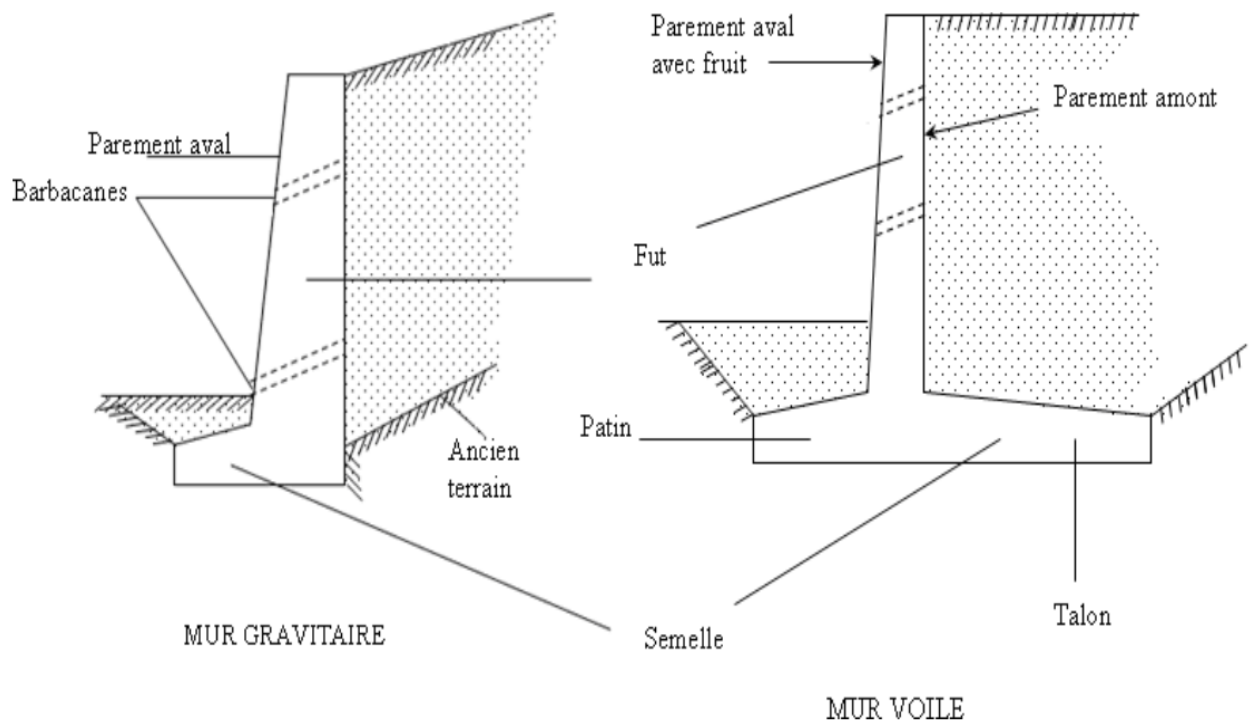


Figure I.7 : Mur en béton armé (ou mur cantilever).

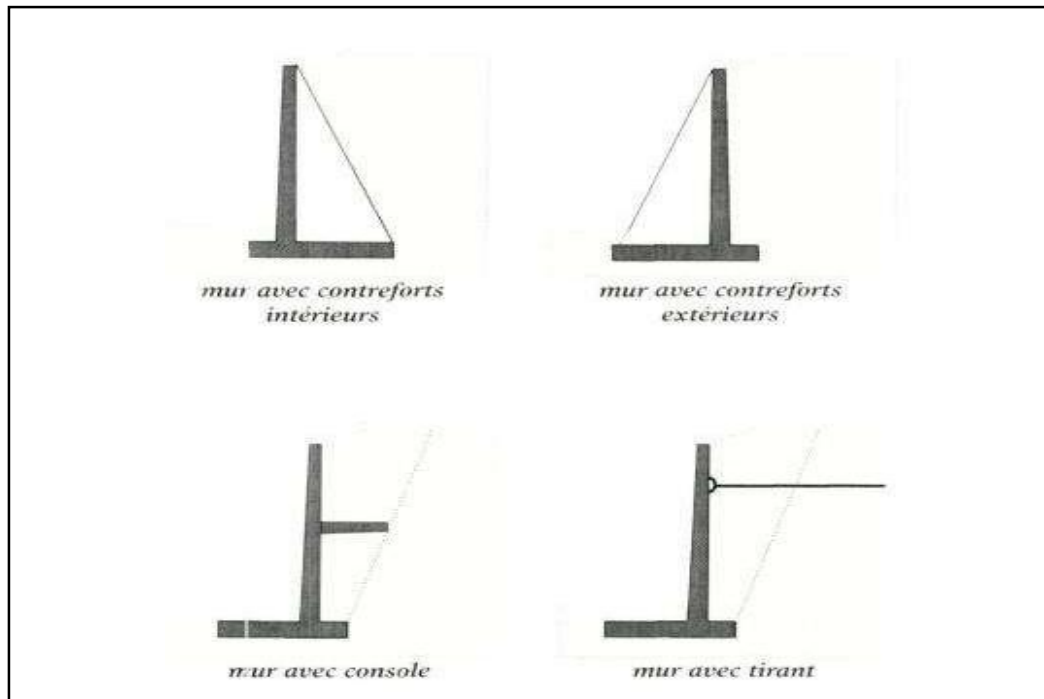


Figure I.8 : variantes de conception du mur en béton.

I.4.4. Les voiles et poutres ancrées

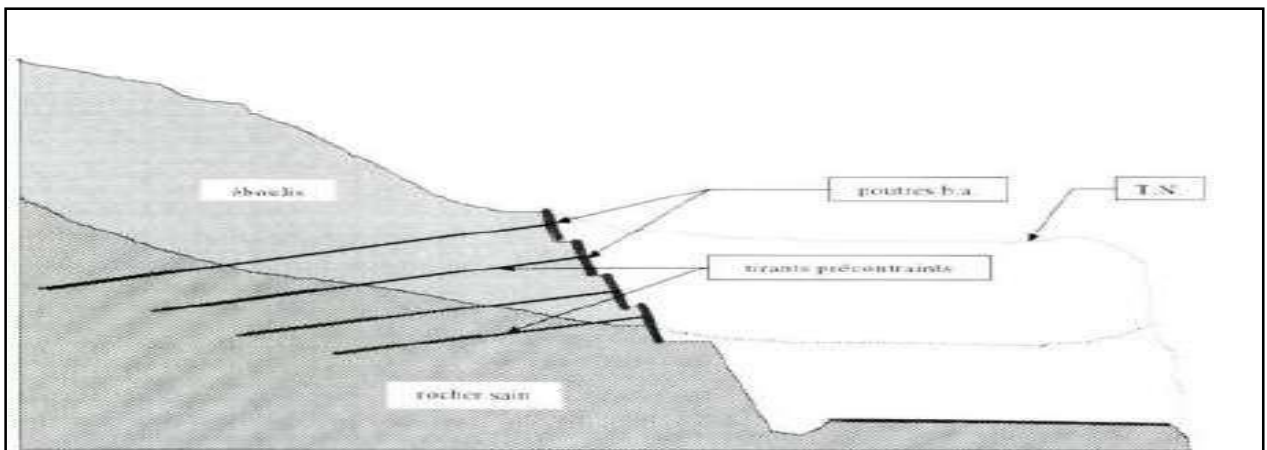


Figure I.10 : Poutres ancrées.

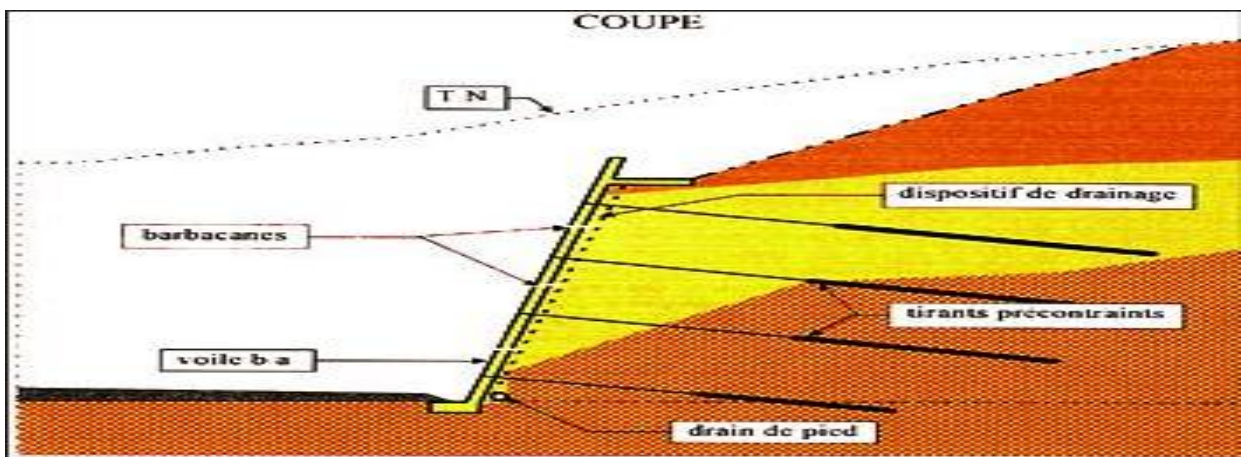


Figure I.9 : Voile ancré.

I.4.5. Les massifs en sol cloué (ouvrages en sol en place renforcé) :

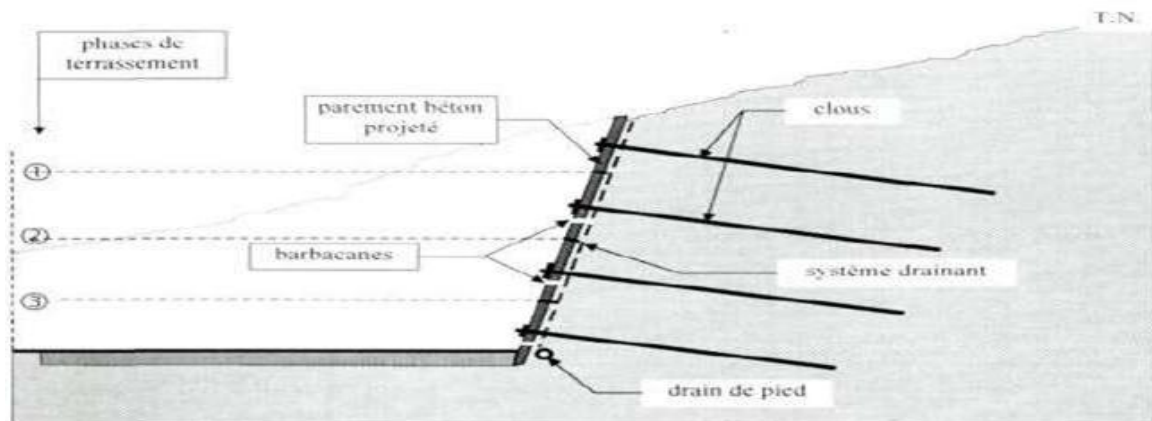


Figure I.11 : Massif de sol en place renforcé par clouage.

I.4.6. Les ouvrages en remblai armé (ou renforcé) :



Figure I.12 : Renforcement par lanières métalliques de terre armée

I.5. Les parois moulées :

I.5.1. Généralité :

La paroi moulée en béton armé consiste en un voile coulé dans les terres, comme une sorte de pieu continu, ceinturant l'emprise des sous-sols futurs (parking souterrain à plusieurs niveaux par exemple). Le terrassement se fait ensuite à l'intérieur de l'enceinte ainsi délimitée, pratiquement sans interruption, sauf le temps d'exécuter des tirants d'ancrage à différents niveaux. Aucun étaieement n'encombre le volume de l'excavation pendant les travaux (à part des butons dans les angles : voir plus loin). La paroi moulée permet la réalisation, en site construit dans la nappe phréatique, de terrassements profonds et étendus. Des profondeurs de plus de 20 m sont de pratique courante. Le procédé n'est en principe rentable qu'à partir de deux niveaux de sous-sol.

La paroi moulée sert :

De fondation : lorsqu'elle est descendue jusqu'aux couches porteuses profondes.

De soutènement : en maintenant les terres et les surcharges sur la périphérie.

De paroi étanche : en protégeant de l'eau extérieure le volume enclos : sa base est ancrée dans les couches imperméables assez profondément pour isoler de la nappe la plate-forme inférieure du terrassement. De ce fait il y a différents type de parois moulées [6].

I.5.2. Différents types de parois moulées :

2.1. Paroi d'étanchéité :

Destiné à créer une barrière étanche dans l'épaisseur du sol (par exemple pour protéger une nappe), ce type de paroi ne comporte pas de terrassement après son exécution.

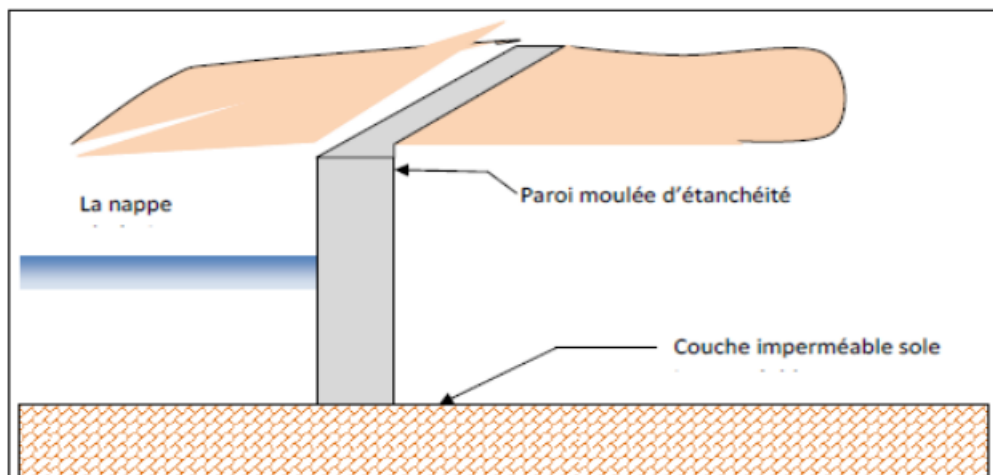


Figure I.13: Schéma de principe paroi moulée d'étanchéité

N'étant pas armée, la paroi est coulée soit avec un mélange de boue de bentonite et de graviers (épaisseur importante, d'au moins 1,50 m). Soit en béton de ciment plastique à dosage de ciment réduit, introduit au tube plongeur sous boue de bentonite (épaisseur variable de quelques centimètres à une soixantaine, suivant le dosage) ; soit avec un mélange de bentonite, de ciment et d'adjuvants assurant son auto durcissement (épaisseur 50 à 60 cm)

Les parois d'étanchéité à base d'un liant spécial offrent une solution idéale pour maîtriser les fluctuations de la nappe phréatique. Les parois peuvent être placées à la verticale et à l'horizontale. Elles assurent une résistance durable à l'eau [6].

Les applications possibles sont:

- excavations
- digues, tunnels et parkings souterrains
- chemins creux
- sites pollués
- Mise en œuvre :

Pour mettre en place une paroi en ciment-bentonite, une tranchée est creusée sans vibrations et de façon insonore, jusqu'à la couche imperméable. Les tranchées jusque 100 m de profondeur sont réalisables. Le mélange à base de liant spécial, d'eau et de terre, assure la stabilité de la tranchée. Après durcissement, il forme une paroi étanche et suffisamment résistante. Pour mettre en place une paroi d'étanchéité par injection de coulis sous pression, le coulis à base d'un liant spécial et d'eau est introduit à la profondeur souhaitée, au moyen d'un tube d'injection. La tête d'injection tournante permet de recouper le sol sous pression de l'injection de coulis. Lors de la remontée de la tête

d'injection tournante, une paroi étanche est créée sous forme d'une colonne de terre et de Ciment [6].

2.2. Paroi de soutènement simple :

Cas où il n'est pas prévu de construction dans l'excavation après terrassement.

La paroi, en béton armé, est alors maintenue par des tirants d'ancrage permanents, ou par des contreforts, intérieurs ou extérieurs, réalisés par le même procédé que la paroi proprement dite. Le fonctionnement des parois Paroi moulée classique est celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistante en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche et d'autre part par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran [6].

L'écran est généralement fiché de façon significative dans le terrain : de façon typique, la fiche pour une paroi ancrée varie de 30% à 50% de la hauteur de fouille, en permettant la mobilisation d'un appui au sein du terrain, cette fiche joue un rôle déterminant dans l'équilibre de l'ouvrage [6].

La nature de cet appui est variable selon les propriétés de terrain, la longueur en fiche de l'écran et sa rigidité et la distribution des autres appuis, tirants ou butons en partie aérienne. Elle peut se réduire à un appui simple pour des écrans très rigides, ancrés en partie supérieure et dont la fiche est courte tandis que pour des écrans ne possédant pas d'appuis en partie supérieure l'encastrement en fiche devra être total. Dans le cas général l'écran se trouve partiellement encasté dans le terrain [6].

Les appuis en partie supérieure de l'écran sont présents dès que la hauteur libre dépasse environ 5m, de façon à limiter les déplacements et renvoyer les efforts d'appuis suffisamment loin en arrière de l'écran, au sein d'une partie stable de massif de sol. Il peut également s'agir de butons, dans le cas où l'effort est renvoyé à une structure faisant face à l'écran (cas des tranchées couvertes, par exemple) [6].

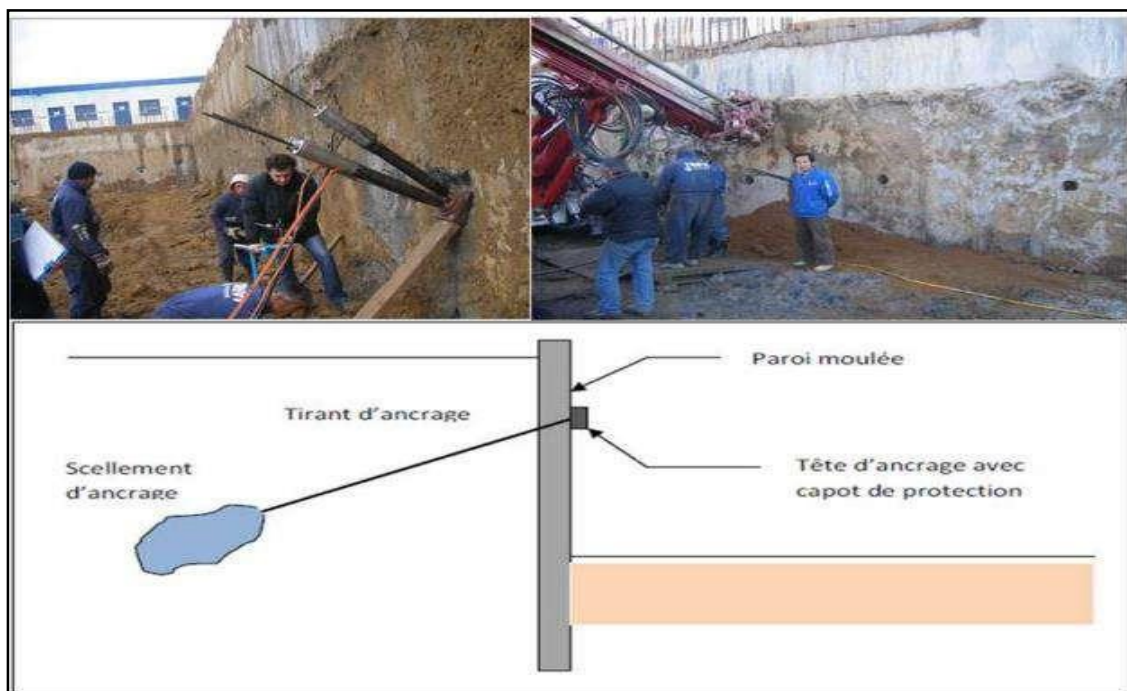


Figure I.14 : Schéma de principe d'une paroi moulée en place avec une nappe de tirants.

2.3. Les parois moulées classiques :

À côté de la technique classique déjà décrite, à triple fonction (fondation, soutènement, écran étanche), on trouve aussi [6].

A- La paroi de tranchée couverte :

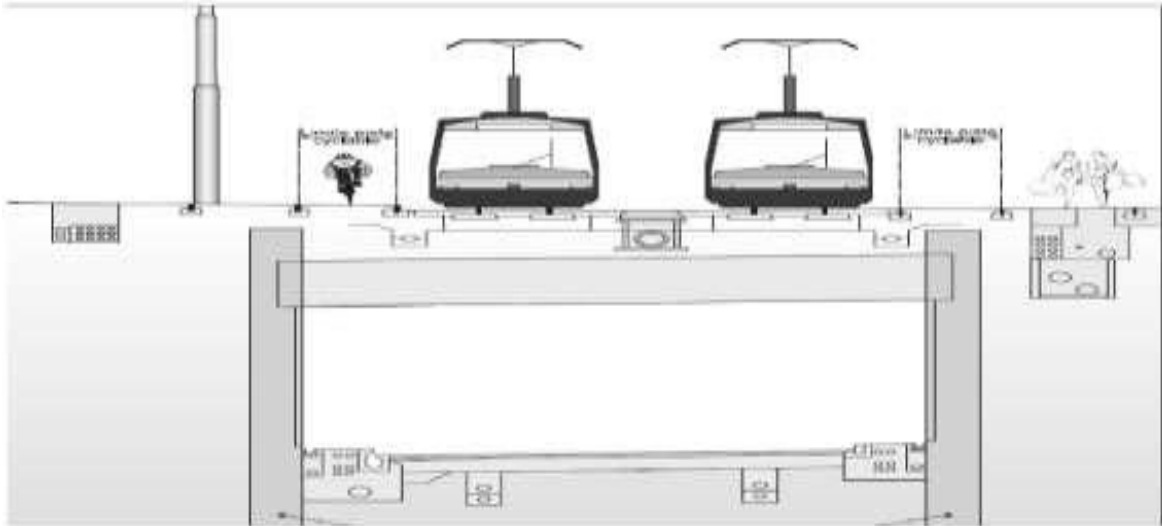


Figure I.15 : Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte.

B - Les "jambes de pantalon" :

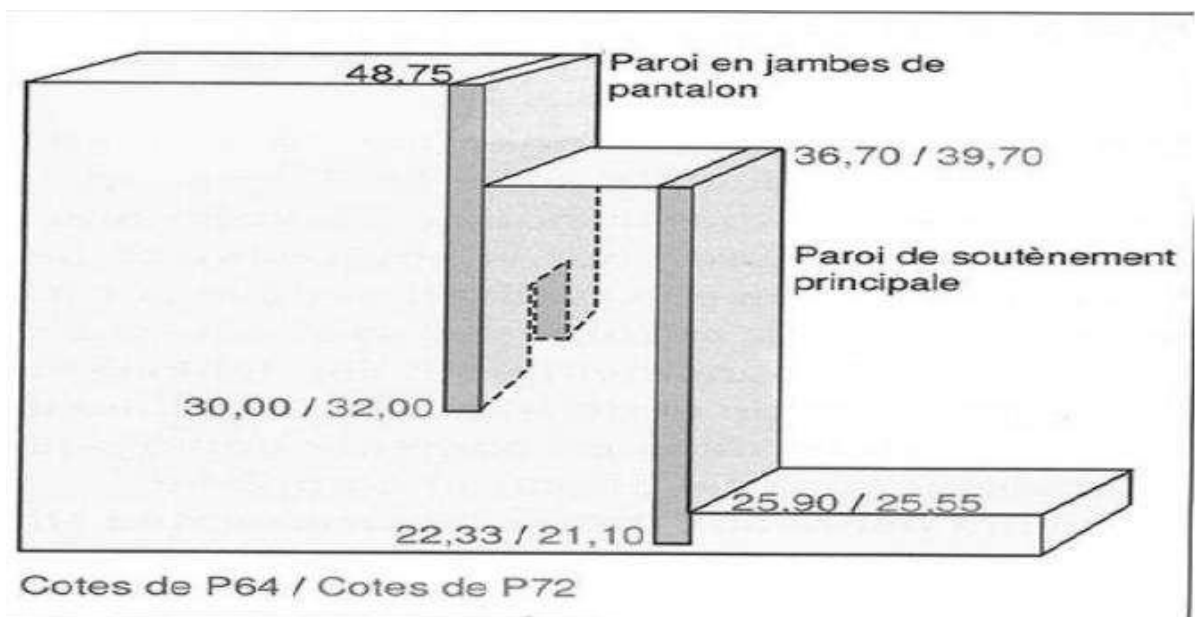


Figure I.16 : différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple.

2.4. Les parois caissons :

Autre mode d'utilisation de la technique de la paroi moulée, la paroi caisson consiste en une enveloppe, en béton armé, que l'on remplit de béton cyclopéen après avoir retiré les terres contenues à l'intérieur.

Elle remplace, pour de très grandes dimensions et de grandes profondeurs, la technique des caissons havés Caissons havés ("ouverts") Les extrémités inférieure et supérieure sont ouvertes.

Le caisson est foncé, en place Lorsque la cote finale est atteinte on assèche le caisson et on le remplit de béton Pour faciliter la pénétration du caisson dans le sol, les extrémités inférieures des parois latérales du caisson sont façonnées en biseau ; sur cette partie biseautée, ou "crinoline", est fixée une "trousse coupante" munie d'un "couteau" prolongeant la paroi extérieure du caisson; Elle permet de fonder des charges ou d'ancrer des efforts de traction considérables [6].

2.5. Les parois préfabriquées :

Les parois préfabriquées sont constituées, quant à elles, de panneaux préfabriqués en béton armé, descendus clans des excavations dans Lesquelles ils sont celles à L'aide généralement d'un coulis de ciment-bentonite. Celles-ci sont réalisées dans les mêmes conditions que pour les parois moulées, le fluide de forage pouvant être prévu pour servir également de coulis de scellement des panneaux. Les parois sont généralement ancrées ou boutonnées [5].



Figure I.17: Paroi préfabriquée.

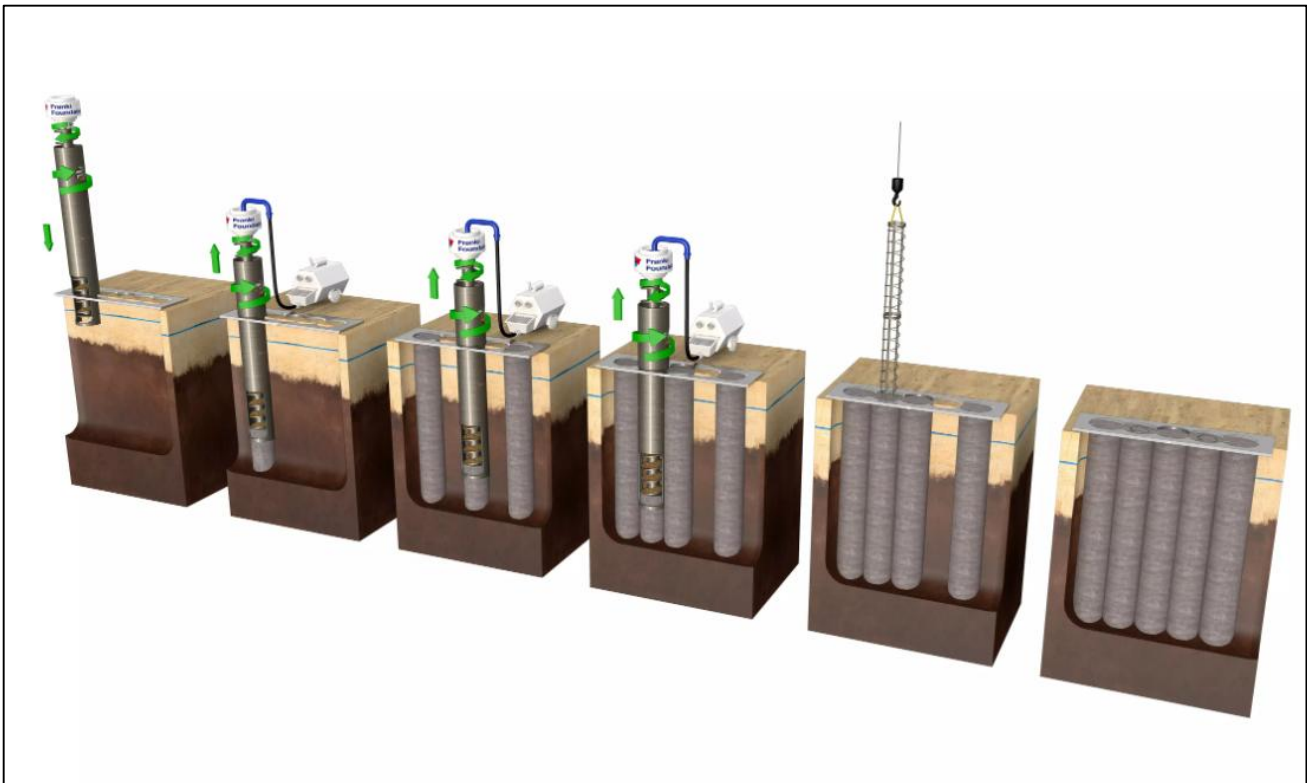
2.6. Les parois de pieux- les parois composites :

A/ Une paroi de pieux :

Est constituée d'une succession de pieux forés, tangents ou sécants. Il s'agit généralement de pieux forés en béton armé, d'un diamètre de 0,60 à 1,20 m au plus, réalisés à l'abri d'un tube de travail provisoire (remonté au fur et à mesure du bétonnage).

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que les pieux ont atteint une résistance suffisante. Les parois peuvent être planes, courbes, présenter des angles et former des enceintes fermées.

La paroi de pieux est le plus souvent ancrée par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints, situés dans des poutres horizontales métalliques (en principe lorsque les tirants sont



provisoires) ou en béton armé [5].

Figure I.18 : Schéma des étapes de réalisation d'une paroi de pieux.

B/ Une paroi composite :

Est constituée de pieux isolés, disposés verticalement avec un entre-axe généralement compris entre 2,50 et 4 mètres, et de voiles, en principe en béton armé (coulé en place ou projeté), réalisés entre les pieux au fur et à mesure de l'excavation des terres devant ces derniers.

Les voiles sont généralement réalisés par plots de 2 à 5 mètres de hauteur, en béton coffré ou projeté, et liaisonnés aux pieux.

Une paroi composite comporte le plus souvent un ou plusieurs niveaux d'appui. Lorsqu'il s'agit de tirants d'ancrage précontraints, comme cela est généralement le cas, ils peuvent s'appuyer sur des poutres horizontales métalliques (généralement lorsque ces tirants sont provisoires) ou en béton armé. Ils peuvent être disposés également au droit des pieux, et même noyés dans le béton de ces derniers à l'intérieur de réservations spécialement prévues à cet effet, lorsqu'ils sont définitifs [5].

Pour des raisons d'aspect, les parties vues des parois composites et des parois de pieux (hauteur libre des parois) peuvent être, si nécessaire, soit traitées, soit revêtues d'un bardage rapporté. Par ailleurs, bien qu'elles ne soient pas conçues en principe pour des terrains qui retiennent une nappe sur leur hauteur libre (souvent simplement pour éviter des suintements d'eau sur les parements vus), ces parois peuvent être pourvues, dans le plus simple des cas, de barbacanes, reliées ou non à un système de drainage. Pour des parois de type berlinoises ou parisiennes, celui-ci peut être réalisé simplement par la mise en œuvre d'un matériau drainant dans l'espace compris entre le pieu et la paroi du forage, sur la hauteur libre de l'ouvrage [5].

I.6. Étapes générale de réalisation d'une paroi moulée :

Etape1 :

Le premier ouvrage exécuté est la murette-guide : elle est constituée de deux murets provisoires en béton armé permettant :

- de matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé, de guider l'outil de forage,
- d'assurer une réserve de boue de forage,
- de caler les cages d'armatures avant la mise en place du béton et pendant son durcissement.

Les murettes-guides peuvent être construites au contact de structures ou de fondations existantes. On peut ainsi par exemple construire une paroi moulée au plus près de bâtiments mitoyens.

La phase de perforation est réalisée en une ou plusieurs passes, avec l'aide d'un fluide support de manière à excaver des panneaux. La formulation de ce fluide et la longueur de chaque panneau excavé sont ajustées en fonction du type de sol et des structures mitoyennes environnantes, de manière à garantir à tout moment une bonne stabilité de la tranchée pendant les travaux. Lors de l'excavation, le terrain est progressivement remplacé par ce fluide support, appelé 'boue de forage [6].

On emploie généralement une forme particulière d'argile, la bentonite, qui forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche, permettant de maintenir une contre-pression hydrostatique dans l'excavation s'opposant à la poussée des terres tendant à provoquer l'éboulement des parois. Une boue de forage fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisée selon les conditions géologiques. D'autres options sont possibles [6].

Durant la phase d'excavation, les propriétés de la boue de forage sont régulièrement contrôlées, et corrigées lorsque nécessaire.

Etape 2:

Une fois l'excavation d'un panneau achevée, la boue de forage est recyclée, de manière à limiter fortement la quantité de particules de terrain en suspension. Puis une cage d'armatures est mise en place dans le panneau. Cette cage peut être pré-équipée de divers éléments, par exemple des tubes de réservation pour l'exécution de tirants d'ancrage.

Une fois la cage mise en place, on installe des colonnes de bétonnage traversant la cage d'armatures jusqu'au fond du panneau excavé.

Le bétonnage du panneau est réalisé depuis la surface. Les colonnes de bétonnage permettent de couler le béton depuis le fond du panneau, et de remonter progressivement jusqu'à la surface. Pendant cette opération, le béton enrobe la cage d'armatures et repousse progressivement la boue de bentonite vers la surface, où elle est pompée pour être traitée, avant d'être réutilisée.

L'étanchéité entre deux panneaux adjacents peut être réalisée :

- soit par l'utilisation d'un coffrage métallique provisoire CWS permettant l'incorporation d'un joint emprisonné de part et d'autre dans le béton de chaque panneau ;
- soit en remordant dans le béton du panneau adjacent (possible uniquement lorsque l'excavation est réalisée à l'Hydrofraise [6]).

Etape 3 :

En fonction des projets une poutre de couronnement en béton peut être construite en tête de paroi pour lier les panneaux entre eux ou pour préparer l'interface avec le reste du projet.

La phase de terrassement peut ensuite être réalisée à l'abri de la paroi moulée. Pendant ce terrassement, et en fonction du niveau de finition demandé, le béton de la paroi pourra alors être raboté. L'excavation est souvent réalisée en plusieurs étapes. Suivant la conception de l'ouvrage, des opérations complémentaires peuvent être réalisées comme l'installation de liernes, la mise en place d'un bétonnage, la réalisation et mise en tension de tirants d'ancrage, la construction de planchers intermédiaires, etc.

Les épaisseurs de paroi moulée sont généralement de : 0,50 m ; 0,60 m ; 0,80 m ; 1,00 m ; 1,20 m ; 1,50 m et 1,80 m [6].



Figure I.19 : Schéma des étapes de réalisation d'une paroi moulée.

Conclusion :

En conclusion, les ouvrages de soutènement jouent un rôle essentiel dans de nombreux projets d'ingénierie pour retenir et stabiliser les terres en pente. Leur objectif principal est d'assurer la sécurité des infrastructures et des personnes en évitant les mouvements de terrain et l'érosion des pentes.

Ces ouvrages de soutènement varient en fonction des conditions du sol, de la hauteur de la paroi et des contraintes spécifiques du projet. Ils peuvent être réalisés à l'aide de murs en gravité, de murs en cantilever, de murs en contrebutement, de gabions, de systèmes de soutènement en terre armée, de pieux et de palplanches, entre autres.

La conception des ouvrages de soutènement nécessite une analyse approfondie du sol et des calculs de stabilité pour garantir leur performance optimale. Il est essentiel de faire appel à des ingénieurs géotechniques expérimentés pour assurer la fiabilité et la durabilité de ces structures.

En somme, les ouvrages de soutènement contribuent à la réalisation de projets d'infrastructure sûrs et fonctionnels, en permettant la construction sur des terrains accidentés et en garantissant la stabilité des terres environnantes. Leur importance dans l'ingénierie civile ne peut être sous-estimée, et leur conception et leur construction doivent être réalisées avec soin pour assurer leur efficacité à long terme.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION :

La ville d'Alger a connu un accroissement démographique considérable et une accélération importante du processus de son urbanisation, qui ont généré d'énormes difficultés de circulation de ses habitants et visiteurs. Afin de faire face à cette situation, les autorités ont opté pour la mise en place d'un réseau de transport capacitaire en site propre capable de donner une réponse efficace à la demande en constante évolution. Dans cette optique, le métro a été retenu comme solution structurante de l'offre de déplacement de la capitale Alger, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain très dense. Pour la réalisation de ce type d'ouvrages souterrains, l'ingénieur en génie civil doit faire face à une variété de difficultés techniques particulière.

II.2. Historique sur le métro d'Alger :

Les études du métro d'Alger ont commencé en 1932, dont l'objectif premier était de réaliser une ligne de 14 km entre « Bologhine » et « El Harrach ». En 1955 l'administration coloniale décida d'entreprendre une étude pour la réalisation de la ligne entre « Bologhine » et « El Harrach », qui devait être lancée, a été en fin de compte abandonnée.

En 1972, une étude de transport confiée au Bureau Britannique Buchanan concluait qu'une sorte de métro de type classique serait la solution la plus appropriée.

En 1981, SOFRETU (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) a fait une étude pour le compte de la RSTA (Régie syndicale des transports algérois) et conclu que la meilleure solution serait d'implanter un système de transport du métro à l'intérieur des zones denses de la ville. Ce système assurerait le transport de 40 000 voyageurs par heure en un seul sens.

En 1982 Le lancement des études du métro d'ALGER s'est concrétisé par la création de l'E.M.A (Entreprise du Métro d'ALGER) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990.

Les études de conception générale ont abouti à la définition d'un schéma de réseau à long terme constitué de trois lignes, totalisant environ 56 Km avec 54 stations. L'analyse des flux de déplacement des personnes dans la ville d'Alger, faite par l'E.M.A, montre une forte densité sur l'axe: Bab El-Oued - Hussein Dey. C'est pour cela que le choix s'est porté pour la réalisation en priorité de la première phase de la première ligne qui s'étend de Hai El Badr à TAFOURAH Grande Poste, d'une longueur de 9,5km et comportant dix stations, ligne inauguré le 31 octobre 2011, la ligne est mise en service commercial le lendemain 1er novembre [7].

II.3. Présentation de la Station SMAIL YEFSAH:

La Station SMAIL YEFSAH, sera localisée entre les PK 6+646,5 et PK 6+773.5, dans une extension d'environ 127 m, dans l'Extension E : Tronçon El Harrach – Aéroport, de la Ligne 1 du Métro d'Alger, entre la Cité Smail Yefsah et le complexe d'appartements la Cité 5 Juillet. La station sera implantée en dessous d'une route avec une largeur de 26m.

Dans la zone d'implantation de la Station SMAIL YEFSAH existent des réseaux actuellement en service, notamment une conduite d'AEP et un câble de télécommunications, lesquelles constituent des importantes contraintes aux phasage des travaux comme prévue dans l'APD de cette station. Il y a aussi un collecteur des eaux usées qui à cause de sa dimension et l'importance de son exploration devra être dévié sans interruptions dans son fonctionnement. L'APD a présenté une solution de déviation avant le démarrage des travaux d'exécution de la station, notamment les structures de blindage et de soutènement nécessaires pour implémenter les structures hydrauliques. Le conflit entre ce collecteur et la station existe sur toute la longueur de la même. La conception générale des solutions de blindage et d'excavation préconisées pour assurer l'implantation du nouveau tronçon du dalot de drainage, lequel permettra de remplacer l'actuel tronçon du dalot qui se développe dans la zone d'implantation de la Station SMAIL YEFSAH, est schématiquement présentée dans le Figure 1. L'alignement proposé dans l'APD pour la déviation du dalot a été considéré et contemple son exécution entre les structures de la station et de l'accès localisé dans la côté Nord-est, près de deux immeubles résidentielles avec une hauteur importante [8].



Figure II. 1 – Vue générale de la zone d'implantation de la Station SMAIL YEFSAH

Les Projets d'Exécution des solutions de blindage et d'excavation pour la déviation du collecteur et le nouveau tronçon dévié sont présentés en documents spécifiques. D'accord le phasage général d'exécution des travaux, déjà prévue en APD, on a considéré que l'exécution des parois moulées de la station ira démarrer avec le nouveau collecteur déjà déviée et en fonctionnement.

En outre, de façon à assurer la construction du tronçon du dalot que se développe sur l'accès Nord-est de la station, on a préconisée une solution de construction au moins partielle de la structure définitive de l'accès 1, dans ce tronçon, avant la mise en œuvre du nouveau dalot, aussi avec le bût de minimiser les incidences de la construction de l'accès 1 sur dalot déjà construite et en pleine fonctionnement.

Aux environs de la station, on se trouve des bâtiments avec les caractéristiques générales présentés dans le Figure 2 [8].

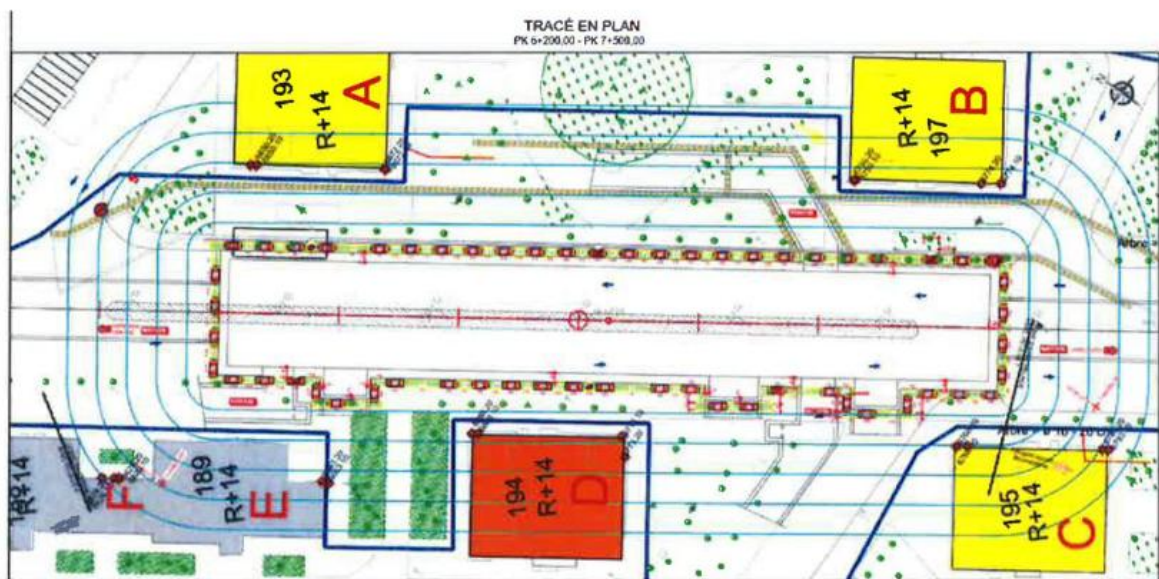


Figure II .2 – Caractéristiques Générales des Bâtiments aux environs de la zone d'implantation de la Station SMAIL YEFSAH

Tableau II.1 : Nombre de niveaux des batimen

Numéro	Nombre de niveaux	Caractéristiques Générales
A	R+14	R+0 : Magasin, R+2~14 : Habitation
B	R+14	R+0 : Magasin, R+2~14 : Habitation
C	R+14	R+0 : Magasin, R+2~14 : Habitation
D	R+14	R+0 : Magasin, R+2~14 : Habitation
E	R+14	R+0 : Magasin, R+2~14 : Habitation
F	R+14	R+0 : Magasin, R+2~14 : Habitation

Les bâtiments A et B sont situés à une distance d'environ 13 m de la station, les bâtiments C et E à 8 m, le bâtiment D à 7m et le bâtiment F à 10m

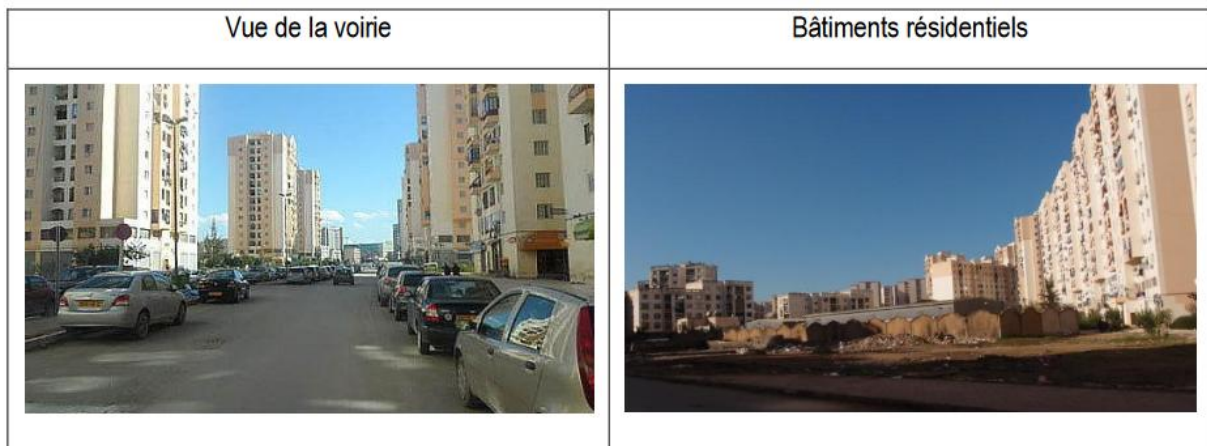


Figure II. 3 – Vues générales des zones autour de la Station SMAIL YEFSAH

On a demandé les projets des fondations de ces bâtiments situés dans la zone d'influence de la station. Les seuls éléments reçus relatifs au type de fondations des immeubles A à F indiqués dans la Figure 2, sont présentés dans la Figure 4. Ils indiquent une solution de fondation indirecte par pieux avec 20 m de longueur, étant la base du radier environ 2,5 m au-dessous du niveau du sol. Si ces éléments ne sont pas les DOE, ça doit confirmer localement [8].

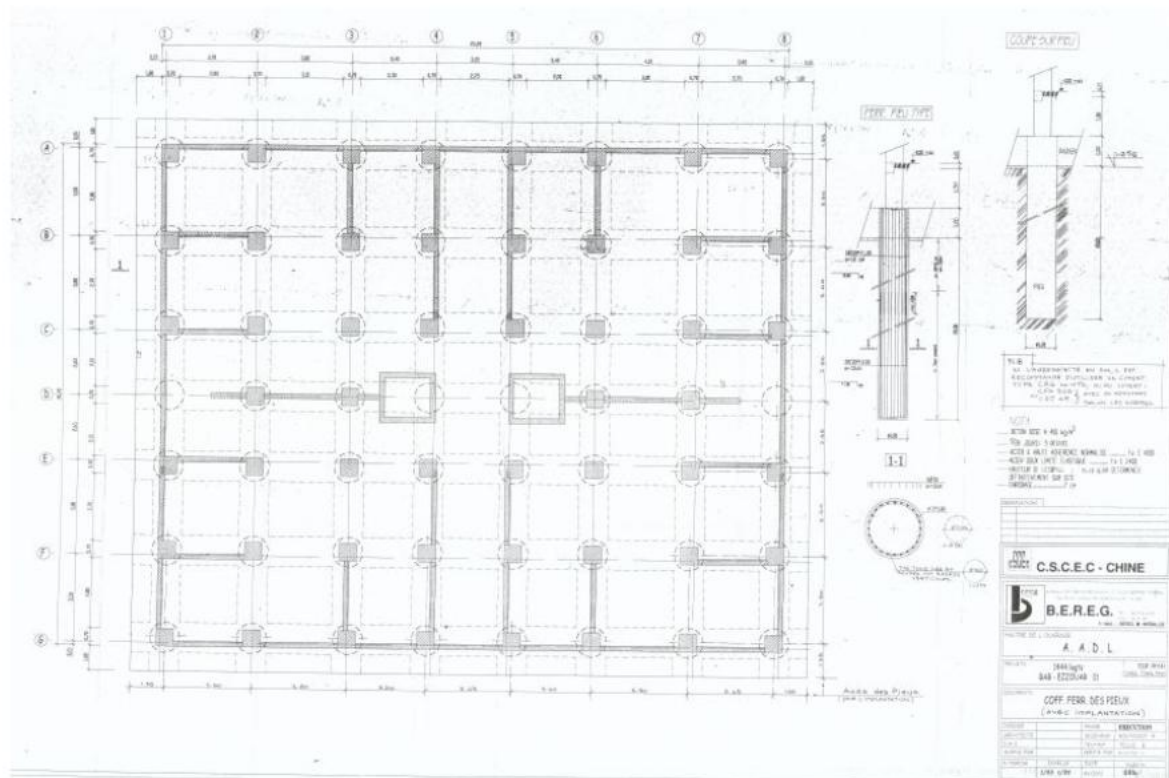


Figure II. 4 – Plan des fondations par pieux des immeubles résidentiels 1 à 4 près de la station Smail Yefsah

L'excavation associée à l'exécution de la station aura une longueur d'environ 130,0 m, une largeur courante de 21 m et une profondeur moyenne d'environ 31,0 m. A son tour, la profondeur maximale des excavations associées à l'exécution des accès sera d'environ 15,0 m. Dans la conception des solutions de blindage et d'excavation à adopter pour le corps principale de la station nous avons essayé de respecter les principes de base suivants:

- recourir à des solutions constructives qui s'adaptent facilement en termes d'évolution de la construction aux solutions prévues dans les différents projets, et qui permettent, de façon suffisamment prudente, de procéder aux excavations jusqu'à la cote de fond définie ;
- adapter les solutions de construction en fonction du type de travaux en question, de sa dimension et des contraintes qui l'entourent ;
- contrôler les déplacements de la structure de blindage au fur et à mesure de l'avance de l'excavation ;
- contrôle de l'affluence d'eau à l'intérieur de l'excavation de façon à éviter soit un abaissement significatif de la nappe Phréatique ou des nappes phréatiques installées, soit des phénomènes d'instabilité hydraulique
- recourir aux solutions reconnues en conditions géologiques similaires et à des ouvrages du même type ;

- intégrer la structure de blindage le plus possible dans la structure finale de la station, en évitant ainsi des travaux postérieurs de démolition dans les zones où il puisse y avoir une interférence entre les structures ;
- facilité et rapidité d'exécution ;

Tenant compte des principes précédemment annoncés, la profondeur d'excavation nécessaire pour la construction de la station, la présence des sols de nature sableuse, la présence de la nappe phréatique, estimée à 20,5 m de profondeur et la nature sableuse des terrains superficielles à soutenir, la solution de blindage recourant à des parois moulées pour le corps principal de la station se présente comme la solution la plus appropriée.

L'excavation des parois dans le terrain sera réalisée par une hydrofraise (voir exemple dans la Figure 5), utilisant au fur et à mesure de l'avance de l'excavation des boues stabilisantes (boues de bentonite ou de polymères). Il est important que les boues de bentonite (mélange d'eau et d'argile sous forme colloïdale) ne dépassent pas la densité de 1,10 (kg/l). Cette boue est indispensable, une fois qu'elle évite l'éboulement des parois des panneaux d'excavation, en faisant remonter en surface les débris de l'excavation, en limitant aussi les infiltrations d'eau et en réduisant le frottement entre les roues de coupe et les parois. Dans le présent projet, il a été considéré que l'équipement d'excavation produisait des panneaux avec 2,80 m de long et 1,20 m de large [8].



Figure II. 5 – Exemple d'une hydrofraise

Dans le cas de la station SMAIL YEFSAH, la profondeur prévue pour les parois est d'environ 45,0 m en tout l'extension de la station. Avant le début des activités, une plate-forme de travail horizontale et avec des bonnes conditions de circulation devra être réalisée pour soutenir tous les équipements à utiliser dans la réalisation des parois moulées, laquelle devra être proposé par l'exécutant. Nous soulignons que la plate-forme devra être maintenue en bonnes conditions au fur et à mesure des travaux pour éviter des accidents et pour garantir une bonne exécution des parois moulées.

Pour assurer le correct alignement des panneaux et garantir la stabilité de la couche supérieure du terrain à excaver, la construction des murette-guides est considérée indispensable. Dans la Figure 6 est présentée la définition géométrique des murettes-guides préconisée dans le projet, ainsi qu'un exemple de murettes-guides typiques.

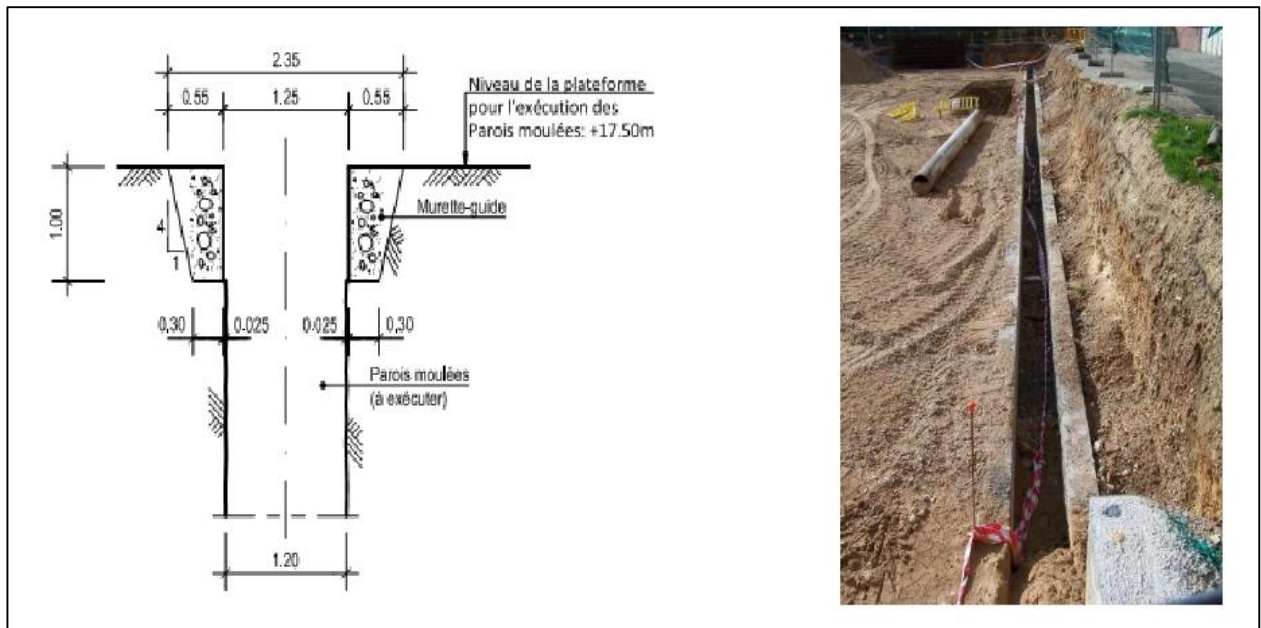


Figure II. 6 – Murettes-guide. Définition géométrique et exemple

Cette structure est constituée par deux murettes parallèles en béton armé, partiellement bétonnées contre le terrain, et la distance entre eux correspondre à l'épaisseur de la paroi (1,20 m) additionné de 5 cm. La distance finale correspond à l'espace libre nécessaire au passage de l'équipement d'excavation.

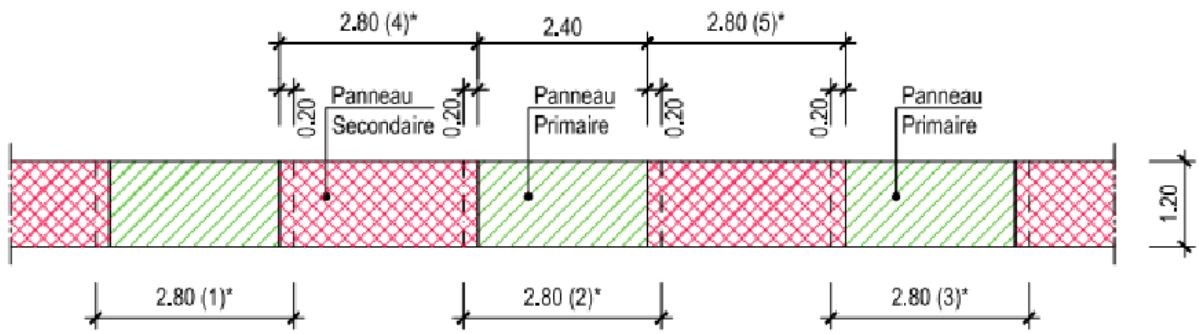
Nous soulignons encore que l'implantation de ces murettes et de l'axe des parois doit prendre en considération une tolérance de déviation verticale des parois de 0,5% de la hauteur à creuser. Ainsi, dans le cas de cette station, nous avons prévu une tolérance de 16 cm. Pour raisons exclusivement constructifs les murettes-guides seront matérialisées près de la surface.

La matérialisation du blindage dans le contour de l'aire d'implantation de la station est faite par la conjugaison de panneaux primaires et secondaires selon le séquençage présenté dans la Figure 7. La disposition préconisée pour les panneaux a essayé de garantir, pour chaque panneau, des mêmes conditions de frontière pour le creusement avec l'hydrofraise, à savoir, terrain-terrain dans le cas des panneaux primaires et béton-béton dans le cas des panneaux secondaires.

En ce qui concerne la Station SMAIL YEFSAH, attendant aux faibles caractéristiques mécaniques et la nature des terrains à creuser, en majorité des sols sableuses (QS - sables limoneux-argileux), les panneaux primaires seront ouverts et bétonnés par passe unique, avec les dimensions mentionnées précédemment. De même, les panneaux secondaires auront toujours les dimensions que

correspondent à l'ouverture excavée par l'hydrofraise [8].

Figure II .7 – Mode d'exécution des panneaux considéré pour la Station SMAIL YEFSAH



La continuité entre panneaux primaires et secondaires sera assurée par l'invasion, au fur et à mesure de l'excavation des panneaux secondaires, des tronçons d'extrémité des panneaux primaires qui seront déjà bétonnés. L'épaisseur de béton à démolir des panneaux primaires sera de 20 cm pour des situations courantes, en accord avec le schéma présenté dans la Figure7.

Pour garantir que la fraise ne frappe pas les cages d'armatures des panneaux primaires pendant l'excavation des panneaux secondaires, des écarteurs en PVC □350 mm (e=8 mm) devront être installés dans les extrémités des panneaux primaires à fraiser, tel qu'illustré dans la Figure 8. En outre, pour assurer l'enrobage préconisé pour les armatures, des écarteurs en béton devront être installés le long des cages d'armatures (voir Figure 8).

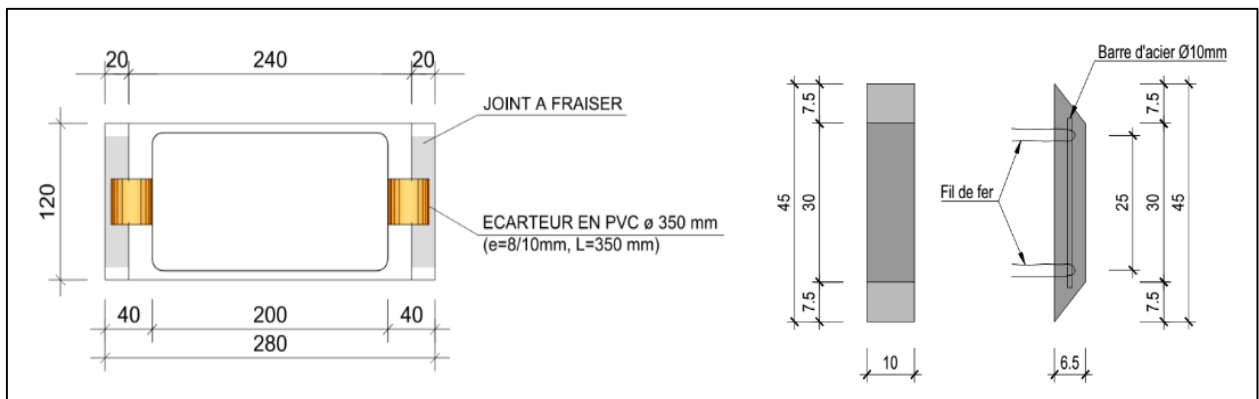


Figure II .8 – Panneaux type : Définition géométrique. Écarteurs en PVC et en béton (dimensions en centimètres)

Dans la définition des cages d'armatures des panneaux, nous avons pris en considération les aspects suivants :

- Fonctionnement conjoint des parois moulées et de la paroi de revêtement dans le scénario à long terme. Les armatures des parois moulées ont été dimensionnées, dans les cas applicables, pour résister à des efforts résultants des actions statiques à long terme et sismiques, en considérant une section résistante composée par les parois moulées et par la paroi de revêtement ;
- Les cages d'armature sont fabriquées en éléments de 12 m maximum de longueur ;

- La raideur des cages sera assurée par des barres diagonales de renforcement et par des soudures par points en divers croisements. Ces éléments n'ont pas une fonction structurelle ;
- L'écartement minimal considéré entre des niveaux d'armatures a été défini par rapport à la dimension maximale des agrégats du béton, de façon à assurer la qualité du bétonnage et le remplissage de toute la section.

On considère dans ce document et par rapport à la première phasage de réalisation du corps principal de la station, les modifications suivantes :

- Elimination des 3èmes et 4èmes niveaux de butons, et procéder au bétonnage sur le terrain de la dalle R-1, qui se situe entre ces deux niveaux.
- Elimination des tirants d'ancrage et les faire remplacer par deux niveau de butons matérialisés par des profils métalliques.
- Elimination du Jet de fond.

Les actions de dimensionnement agissantes sur la structure de blindage en résultat des différentes phases constructives sont obtenues à partir de la modélisation numérique bidimensionnelle, en utilisant le logiciel PLAXIS 2D, selon le document « Hypothèses Géotechniques. Station SMAIL YEFSAH », daté 21-3-2017 et les méthodologies présentés dans le document « Blindage et Excavation - Hypothèses et Modes Opérateires », daté 06-09-2016.

Dans le Figure 9 on présente les sections type modélisées pour le calcul, lesquelles, avec des différentes hypothèses de rigidité des buttons métalliques sont considérées représentatives du corps principal de la station pour le calcul des parois moulées et pour le projet d'excavation [8].

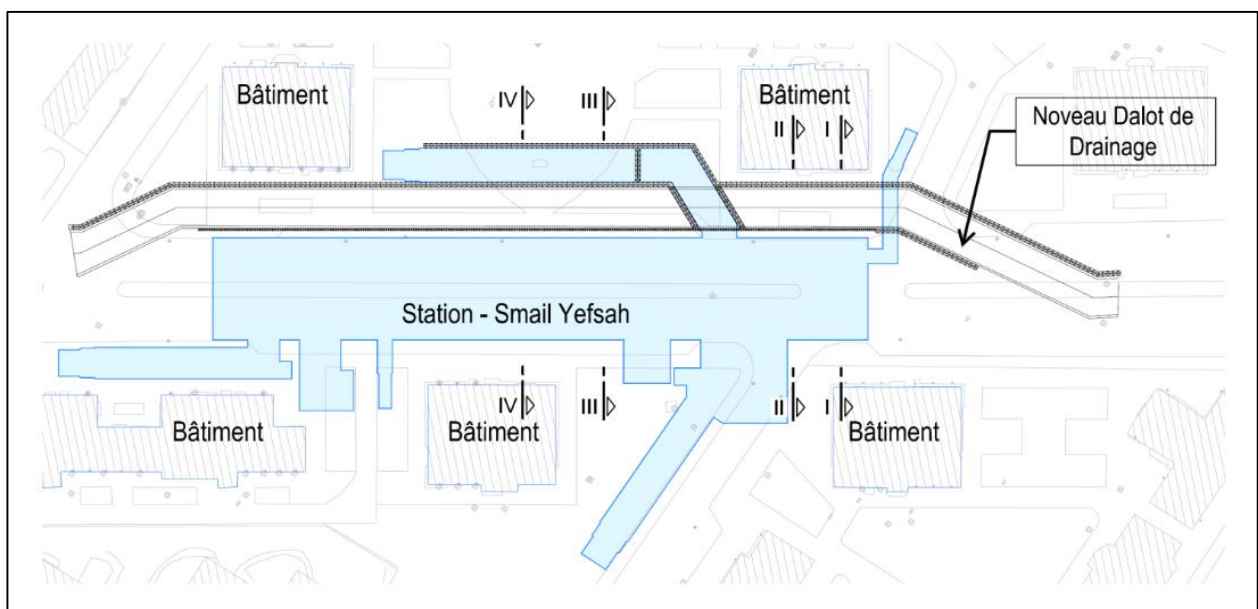


Figure II .9 – Localisation en plan des sections type de calcul considérées

Le profil géologique a été établi en considérant le profil en long et aussi le profil transversal, comme présentés dans le document « Hypothèses Géotechniques. Station SMAIL YEFSAH » (Daté 21-03-2017).

On doit souligner, qu'en effet, les profils géologiques-géotechniques transversaux sont très similaires tout au long de la station.

Le modèle correspondant à la section type de calcul a le but de vérifier la sécurité des parois de blindage de la station dans une zone avec un bâtiment existant de 14 étages de chaque côté et avec le nouveau collecteur déjà exécuté et en exploration.

On a considéré l'influence des charges estimés et imposées par les bâtiments de 14 étages existantes et on a estimé soit les déformations du sol sous ces bâtiments soit sous le nouveau tronçon du collecteur déjà dévié.

Pour le cas de la Station SMAIL YEFSAH, maintenant, le système de support étudié est constitué par un système de bétonnage dans les premiers niveaux plus superficiels, matérialisé par 2 niveaux de profils métalliques provisoires au-dessus de la dalle R-1, par la dalle R-1 bétonnée sur le sol et par 3 niveaux de profils métalliques provisoires au-dessous de la dalle R-1 (voir Figure 10) [8].

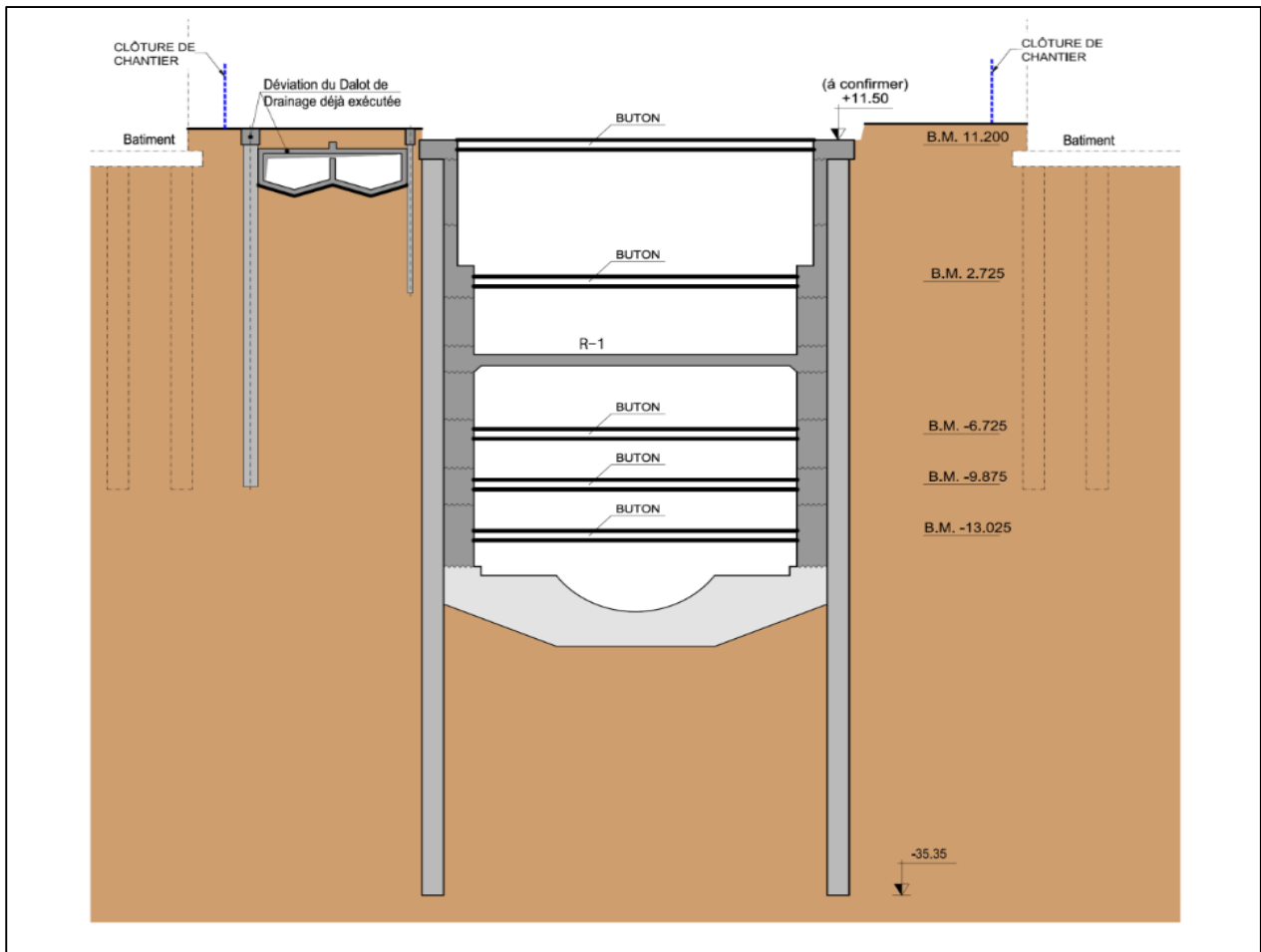


Figure II. 10 – Solution de blindage de la Station SMAIL YEFSAH. Système de support

La paroi de revêtement des parois moulées, avec 1,50 m d'épaisseur, devra être aussi exécutée au fur et à mesure de l'avance de l'excavation de façon à que les différents niveaux de butonnage s'appuient directement sur la paroi.

Les systèmes de boutonnage pour chaque niveau du corps principal de la station sont détaillés dans les plans correspondants.

À l'intérieur de l'excavation des différents ouvrages, les eaux qui s'y jettent seront captées vers des puits de pompage à créer au fond de l'excavation, et pompées jusqu'à la superficie.

En ce qui concerne les caractéristiques des matériaux, le béton de remplissage devra être C20/25 X0, le béton armé pour les murettes-guides devra être C25/30 XC2 et le béton armé pour les parois moulées devra être C30/37 XC2. L'acier à utiliser en armatures de béton armé devra être de la classe A500 NR ($f_{yk}=500\text{MPa}$).

II.4. CONTRAINTES GÉOLOGIQUES, HYDROLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES

II.4.1 Environnement géologique au site de la station

Selon l'information disponible dans les campagnes géotechniques de l'APD et CPC, les sols où la Station SMAIL YEFSAH sera creusée s'agissent des dépôts quaternaires avec lithologies constitués par argiles limoneuses et des sables limono-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence des grès et conglomérats superposés aux formations du pliocène supérieur et quaternaire anciens constitués, à l'échelle de l'ouvrage, par les marnes et argiles marneuses dites d'El Harrach.

Les données disponibles ont permis d'établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques et de déterminer les paramètres géomécaniques caractéristiques de chaque horizon. Le dispositif géologique-géotechnique est constitué, de haut en bas, par remblais avec 3,00 m d'épaisseur, par argile limoneuse peu sableuse (QA) jusqu'aux 3,00-10,00 m de profondeur, par des sables limono-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence des grès et conglomérats avec RQD variable (53%, SC66, profondeur 39,00-43,50 m ; 15% à 85%, SC68, profondeur 20,00-44,50 m ; 11% à 33%, SC69)

(QS), jusqu'aux 10,00-46,00 m de profondeur, par des marnes et argiles marneuses, jaunâtres à grisâtres (QM), jusqu'aux 46,00- 52,00 m de profondeur au-dessous. Ce zonage est résumé dans le (Tableau II.2).

Tableau II.2 : Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes (selon le document «Hypothèses Géotechniques. Station SMAIL YEFSAH »)

Localisation (PK)	Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les plans	Profondeurs moyennes (m)
6+710,00	0,0 – 52,00	Remblais	R	0,0 - 3,0
		Argile limoneuse	QA	3,0 - 10,0
		Sables limono-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence des grès et conglomérats	QS	10,00-46,00
		Argiles marneuses	QM	46,00-52,00

Dans le Figure 11 on présente le plan avec la localisation des sondages effectués dans la zone Station Smail Yefsah, et dans les Figure 12 et Figure 13 se présente une coupe longitudinale (PL) et une section transversale (PT-01) interprétative [8]

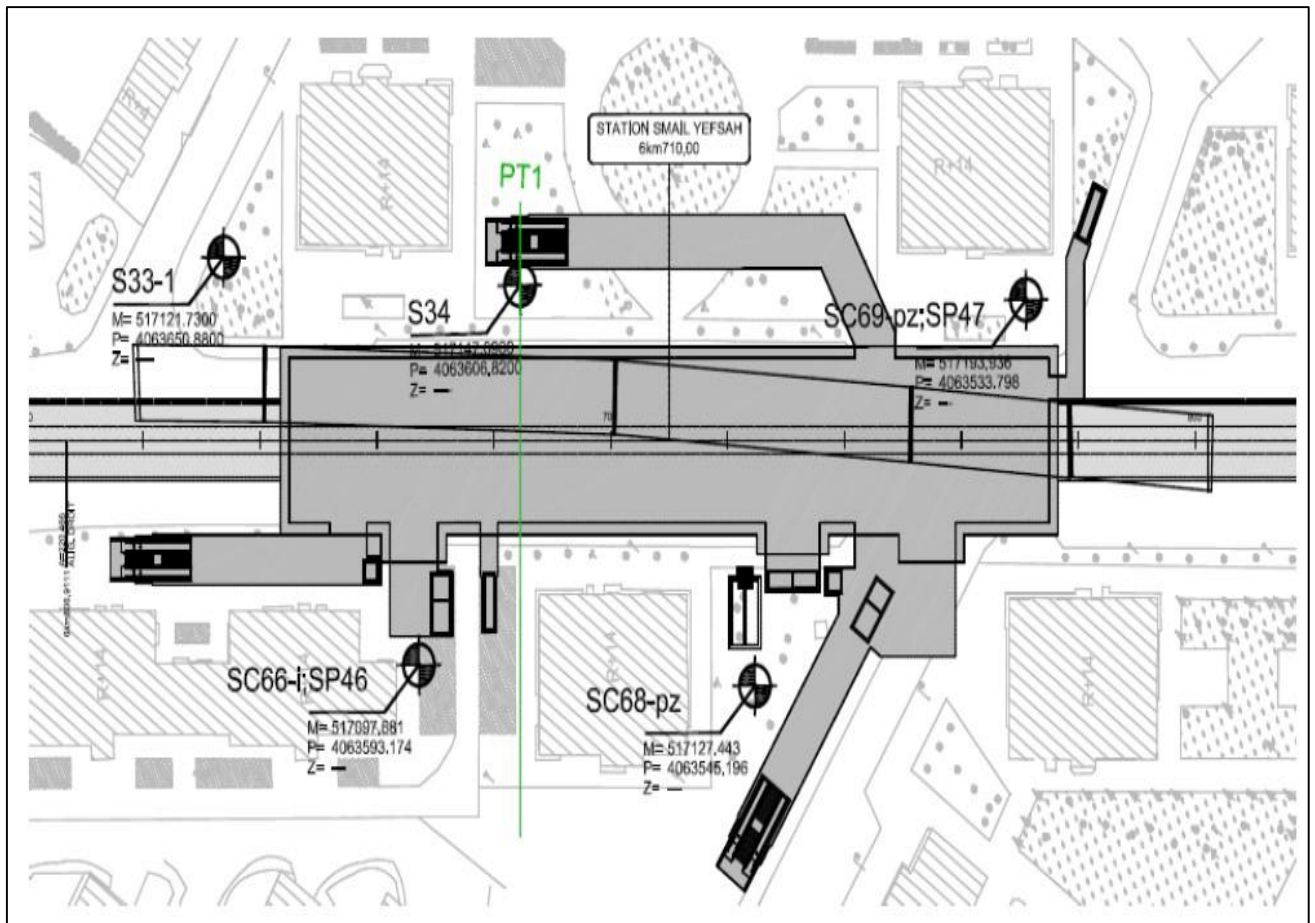
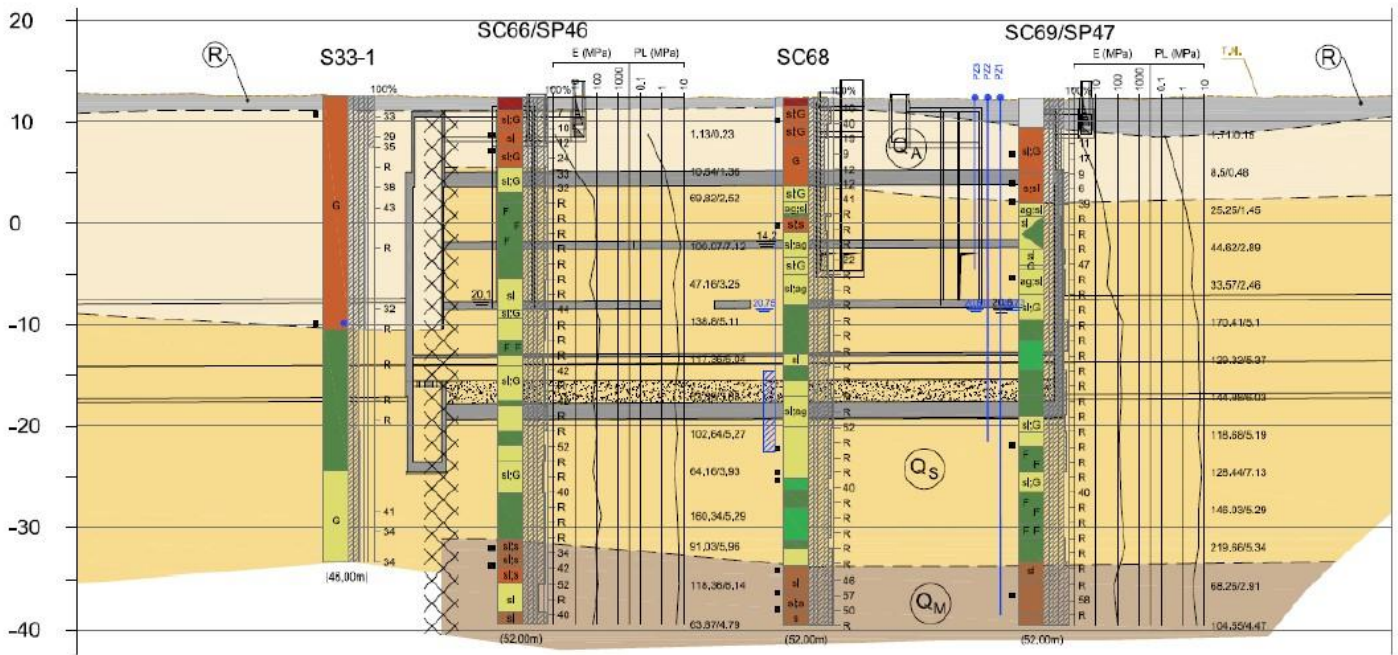


Figure II.11 – Station Smail Yefsah. Plan - Sondages localisation



LEGENDE

STRATIGRAPHIE (Profil)

Récent

R Remblais

Quaternaire

Qa Argile limoneuse et peu sableuse par endroit

Qs Sable limono-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grès et conglomérat.

Pliocène supérieure - Quaternaire ancien

Formation "Marnes d'El Harrach" (anciennement Maison-Carrée)

QM Argiles Marneuses et Marnes jaunâtre à grâtre, parfois sableuses, avec intercalations importants mais irrégulières de conglomérats, et grès

QMsg Sables limono-argileux avec présence de cailloux

27.40 Niveau piézométrique

● Piézomètre Corde vibrante

■ Piézomètre Tube ouvert

LITHOLOGIE (Sondages)

- Corps de chaussée
- Terre végétale
- Remblais
- Alluvion
- Argile
- Limon
- Marnes
- Sable
- Grès
- Conglomérat
- Galets
- Concrétions carbonatées
- Encroûtement calcaire

LITHOLOGIE - Présence secondaire (Sondages)

- ag Argile
- si Silt, limon
- m Marnes
- s Sable
- gr Grès
- ct Caillout, conglomérat
- G Galets, graviers
- al Passages alluvionnaires
- o Présence de matière organique
- Carbonates, concrétions calcaires
- FF Présence de fossiles
- kk Présence de kaolinite
- ◀ Alternance de lithologies

Figure II .12 - Station Smail Yefsah. Profil Long PL [8].

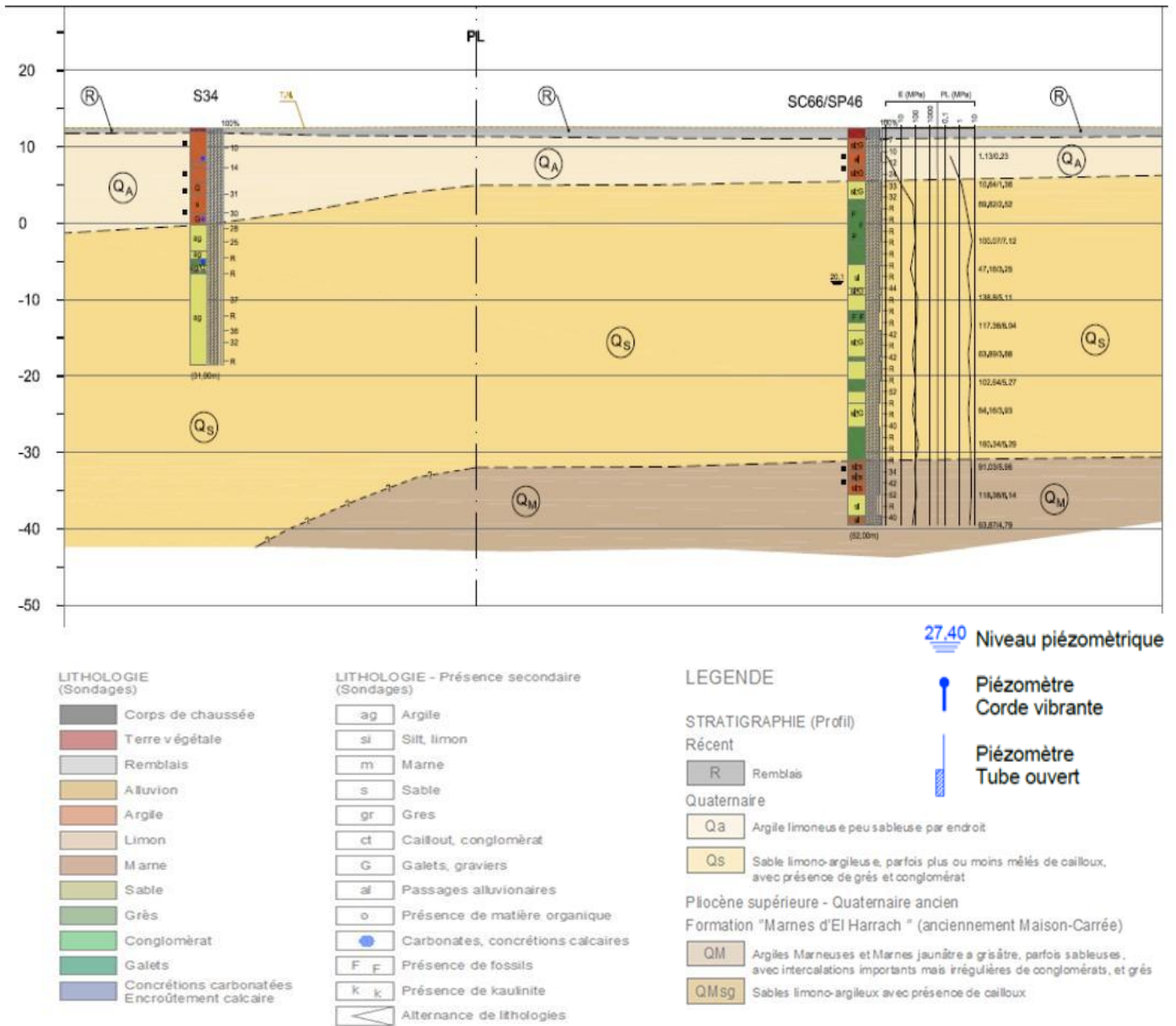


Figure II. 13 – Station Smail Yefsah. Profil Transversal PT-01

En résultat de l'analyse des données des lectures des piézomètres à corde vibrante et à tube ouvert installés à l'endroit de la Station Smail Yefsah, il a été constaté un niveau piézométrique à 20,50 m de profondeur, ce qui a été considéré dans les calculs.

II.4.2 Paramètres géotechniques

La définition et la justification des paramètres de calcul géotechniques de résistance et de déformabilité caractéristiques des formations creusées par des travaux d'excavation de la station, des leurs accès et des autres ouvrages complémentaires, nécessaires aux analyses numériques autant comme au dimensionnement des structures, indiquées dans le document « Hypothèses Géotechniques. Station SMAIL YEFSAH » (daté 15-06-2016) étaient les qui sont résumés dans le Tableau II.3 suivant, où on indique aussi le coefficient de perméabilité pour les différents horizons géotechniques.

Tableau II.3 : P : paramètres géotechniques de calcul – sols.

Horizon géotechnique	Remblais (Re)	Argile limoneuse peu sableuse (Q _A)	Sables limoneux-argileux (Q _S)(*)	Argiles marneuses (QM)
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 3,0	3,0 – 10,00	10,00 - 46,00	46,00 -52,00
Poids vol. humide γ_h (kN/m ³)	20,0	20,00	21,0	21
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17,0	17,00	18,0	18,00
Cohésion non-drainée s_u (kPa)	30,0	77	-	220
Module de déformabilité non-drainé E_u (MPa)	12,0	30-40	-	78
Angle de frottement effectif ϕ'	20°	23	30°	22°
Cohésion effective c' (kPa)	0	30	10,0	56
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10,0	26-35	50,0	68
Coefficient K_0	0,6	0,6	0,5	0,6
Coefficient de perméabilité (k) (m/s) *	10-5	10-8	10-5	10-9

*- ces valeurs n'étaient pas incluses dans les « Hypothèses géotechniques » mais ils ont été considérés dans le calcul avec le logiciel PLAXIS

Dans le document « Hypothèses Géotechniques. Station SMAIL YEFSAH » (daté 21- 03- 2017) étaient les paramètres géotechniques de calcul qui sont résumés dans le Tableau II.4 et Tableau 4 suivants, où on indique aussi le coefficient de perméabilité pour les différents horizons géotechniques.

Tableau II.4 : Paramètres géotechniques de calcul – sols.

Horizon géotechnique	Remblais (Re)	Argile limoneuse peut sableuse (QA)	Sables limoneux argileux (Qs)	Argiles marneuses (QM)
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 3,0	3,0-10,00	10,00 – 46,00	46,00-52,00
Poids vol. humide γ_h (kN/m ³)	20,0	20,0	21,0	21,0
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17,0	17,00	18,0	18,00
Cohésion non-drainée s_u (kPa)	30,0	77	-	220
Module de déformabilité non-drainé E_u (MPa)	12,0	30 - 40	-	78
Angle de frottement effectif ϕ'	20°	23°	35°	22°
Cohésion effective c' (kPa)	0	30	10	56
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10,0	26 - 35	69	68
Coefficient K_0	0,6	0,6	0,5	0,6
Perméabilité (m/s)	-	10-8	10-4	10-8

Dès le document daté 15-06-2016 à celui de daté 21-3-2017, on vérifie l'identification d'une couche de roche, avec une très faible épaisseur, et une légère amélioration des paramètres de résistance pour l'unité Qs. En dépit de quelqu'un procédure de calcul avec l'objective d'évaluer la nécessité de recourir à l'installation des colonnes de jet-grouting pour assurer la stabilité des parois moulées, il est possible d'avancer quelques aspects généraux pour les résultats du calcul [8].

Tableau II.5 : Paramètres géotechniques de calcul – roche

Horizon géotechnique	Grés (Intercalation centimétrique dans l'unité Qs)
Profondeurs moyennes (m)	22,00 – 22,70
Poids spécifique γ (kN/m ³)	26,0
Angle de frottement ϕ	38°
Cohésion c (kPa)	55
Module de déformabilité E (MPa)	120
Perméabilité (m/s)	10-6

En ce qui concerne l'amélioration des paramètres de résistance pour l'unité Qs, il est important de faire noter que ça se traduit par l'augmentation de l'angle de frottement de la valeur 30° pour 35°. On peut attendre que cette variation n'aura pas beaucoup de signification pour les champs des déformations et des contraintes dans le massif, soit l'unité Qs en particulier ou la totalité du massif terrestre.

En ce qui concerne la présence de la couche de roche, avec 0,70 m d'épaisseur et qui est localisé entre les profondeurs de 22,00 et 22,70 m, il convient de souligner la très faible épaisseur de cette couche. De plus, on peut se questionner sur le caractère raisonnable de la continuité et de l'uniformité de cette couche dans la totalité du massif étudié dans une quelque modélisation numérique des travaux d'excavation et construction du système de soutènement.

Par contre, en raison de la profondeur où elle se trouve, cette couche sera coupée, à l'intérieur du périmètre de la station, pendant la réalisation des travaux d'excavation. C'est-à-dire, cette couche de faible épaisseur, pourrait avoir quelque importance relative, contribuant pour le soutènement des parois moulées si elle était située à profondeur supérieure à celle correspondent au fond de l'excavation.

Lorsque sa localisation telle que définie dans les hypothèses géotechniques, on peut attendre que cette couche mettra en place une légère perturbation sur les deux champs, des déformations et des contraintes, à l'intérieur du massif qui reste après les travaux d'excavation. Ainsi, cette couche, avec faible épaisseur et plus résistante que le terrain enveloppant, va conditionner la déformation du terrain et causer quelques contraintes de cisaillement, de petite intensité, dans sa frontière supérieure. Par contre, si l'épaisseur de cette couche était plus grande, de l'ordre de, au moins, 3 mètres, elle fonctionnerait comme une barrière à la déformation du massif enveloppant; de cette façon, la couche contribuerait dans une mesure décisive pour la stabilité de l'excavation et du système de soutènement [8].

II.4.3 Paramètres structurels

Les éléments en béton armé qui font partie du blindage de la station ont été modélisés dans le logiciel PLAXIS 2D comme des éléments type « plate », selon les spécifications du projet et selon les indications des normes applicables, notamment en ce qui concerne la capacité portante et la déformabilité. Ces éléments structurels présentent un comportement linéaire élastique.

Le Tableau II.6 présente les caractéristiques, par mètre de développement, des éléments type « plate » adoptés pour les modèles de calcul de la phase d'excavation de la station.

Tableau-II.6 : Caractéristiques par mètre de développement des éléments type « plate » considérés pour simuler la structure de blindage (valeurs de référence)

Élément structurel	EA (kN/m)	EI (kN.m ² /m)	h _{équivalent} (m)	ν
Paroi moulée (e=1,20m)	39,6x10 ⁶	4,75x10 ⁶	1,20	0,2
Paroi moulée + paroi de revêtement	89,10x10 ⁶	54,10x10 ⁶	2,70	
Dalle supérieure (*) - (e=1,20m)	39,6x10 ⁶	4,75x10 ⁶	1,20	
Dalles intermédiaire et inférieure - (e=0,70m)	23,10x10 ⁶	943,3x10 ³	0,70	

Pour mieux rapprocher le comportement du modèle de calcul et la réalité, la dalle de fond de la station a été modélisée selon un élément type « cluster » avec un comportement linéaire élastique, un poids volumique de 25 kN /m³, un module de déformabilité de 33 GPa et un coefficient de Poisson de 0,2.

A son tour, les niveaux de butonnage matérialisés par des profils métalliques ont été modélisés comme éléments type « anchor », avec un comportement linéaire élastique sans aucune résistance à des efforts de traction.

En outre, pour tenir en compte les habituels relâchements des liaisons entre les différents composants des butons métalliques et l'éventuelle utilisation de pièces avec une rigidité inférieure à celle préconisée, des facteurs de réduction ont été considérés dans le calcul de la rigidité axiale de référence des butons.

Dans le Tableau 6 on présente les caractéristiques de ces éléments adoptés dans les calculs numériques [8].

Tableau II.7 : Caractéristiques des éléments type « anchor » considérés pour simuler les niveaux de boutonnage matérialisés par des profils métalliques (valeurs de référence)

Caractéristiques des Profils Métalliques	EA (kN)
1 ^{er} Niveau de boutonnage	3,82x10 ⁶ (*)
2 ^{eme} Niveau de boutonnage	10,7x10 ⁶ (*)
3 ^{eme} Niveau de boutonnage	16,5x10 ⁶ (*)
4 ^{eme} Niveau de boutonnage	16,5x10 ⁶ (*)
5 ^{eme} Niveau de boutonnage	16,5x10 ⁶ (*)

(*) – 80% de la rigidité théorique

Conclusion

Cette chapitre présente localisation de la station SMAIL YEFSAH située dans une zone urbaine qui permettent une étude de stabilité des bâtiments voisinage, donc on a obligé de respecter les données géologiques, hydrologiques et géotechniques, Sondages , localisation, et le mode de stabilité des parois moulées (butons métallique) qui sont utilisés pour la modélisation numériques.

CHAPITRE III

MODELISATION NUMERIQUE

III. 1 PRESENTATION DE PLAXIS

III.1.1 : INTRODUCTION

PLAXIS est un programme d'éléments finis développé pour l'analyse des déformations, de la stabilité et de l'écoulement des eaux souterraines en génie géotechnique. Il fait partie de la gamme de produits PLAXIS, une suite de programmes d'éléments finis utilisée dans le monde entier pour l'ingénierie géotechnique et la conception. Le développement de PLAXIS a commencé en 1987 à l'Université de technologie de Delft, à l'initiative du ministère néerlandais des Travaux publics et de la Gestion de l'eau (Rijkswaterstaat). L'objectif initial était de développer un code d'éléments finis en 2D facile à utiliser pour l'analyse des talus de rivière sur les sols mous des basses terres de Hollande. Au fil des années, PLAXIS a été étendu pour couvrir la plupart des autres domaines du génie géotechnique. En raison de l'activité en constante croissance, la société PLAXIS (Plaxis BV) a été créée en 1993. Depuis 2018, PLAXIS fait partie de Bentley Systems, Incorporated, une société américaine spécialisée dans les logiciels de planification, de conception et d'entretien de projets d'infrastructures.

En 1998, la première version de PLAXIS 2D pour Windows a été publiée. Entre-temps, un noyau de calcul pour les calculs d'éléments finis en 3D a été développé, ce qui a abouti à la publication du programme 3DTunnel en 2001. 3DFoundation était le deuxième programme PLAXIS tridimensionnel, développé en collaboration avec TNO. Le programme 3DFoundation a été publié en 2004. Cependant, ni 3DTunnel ni 3DFoundation ne permettaient de définir des géométries 3D arbitraires en raison de leurs limitations géométriques. PLAXIS 3D est un programme complet d'éléments finis tridimensionnel qui combine une interface facile à utiliser avec des fonctionnalités de modélisation 3D complètes. Le premier programme PLAXIS 3D a été publié en 2010. [9].

III.1.2 : Objectifs

PLAXIS a pour objectif de fournir un outil d'analyse pratique utilisé par les ingénieurs géotechniciens qui ne sont pas nécessairement des spécialistes en numérique. Les calculs non linéaires par éléments finis sont souvent considérés comme fastidieux et chronophages par les ingénieurs praticiens. L'équipe de recherche et développement de PLAXIS a abordé cette question en concevant des procédures de calcul robustes et théoriquement solides, qui sont encapsulées dans une interface logique et facile à utiliser. En conséquence, de nombreux ingénieurs géotechniciens du monde entier ont adopté le produit et l'utilisent à des fins d'ingénierie et de conception.

III.1.3 : Courte revue des fonctionnalités

Un bref résumé des caractéristiques importantes de tous les programmes PLAXIS est donné Ci-dessous. [9].

A. Interfaces

Des éléments d'interface sont disponibles pour modéliser l'interaction sol-structure. Par exemple, ces éléments peuvent être utilisés pour simuler la zone mince de matériau fortement cisaillement au contact entre un revêtement de tunnel et le sol environnant. Les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence de l'interface ne sont généralement pas les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol environnant.

B. Plaques (Plates)

Des plaques (ou éléments de coque) peuvent être utilisées pour modéliser des structures minces dans le sol avec une rigidité à la flexion significative. Leur comportement peut être élastique ou élastoplastique non linéaire. Les applications typiques comprennent les dalles de plancher, les murs et les revêtements de tunnel [9].

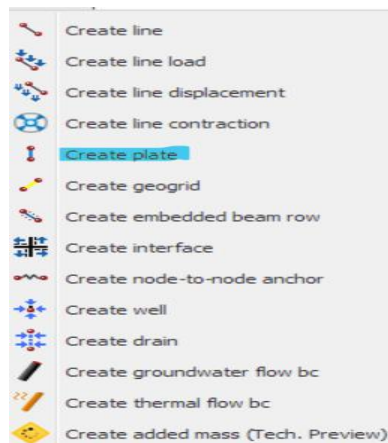


Figure III.1: éléments (Plates)

C. Poutres (Beams)

Des éléments de poutre peuvent être utilisés pour modéliser des objets unidimensionnels minces avec une rigidité à la flexion significative. Leur comportement peut être élastique ou élastoplastique non linéaire. Les applications typiques comprennent les boulins, les poutres et les colonnes structurales. [9].

D. Ancrages (Anchors)

Des éléments élastoplastiques à ressort sont utilisés pour modéliser les ancrages et les tirants. Le comportement de ces éléments est défini en utilisant une raideur normale et une force maximale. Une option spéciale existe pour l'analyse des ancrages de sol précontraints et des soutènements d'excavation.

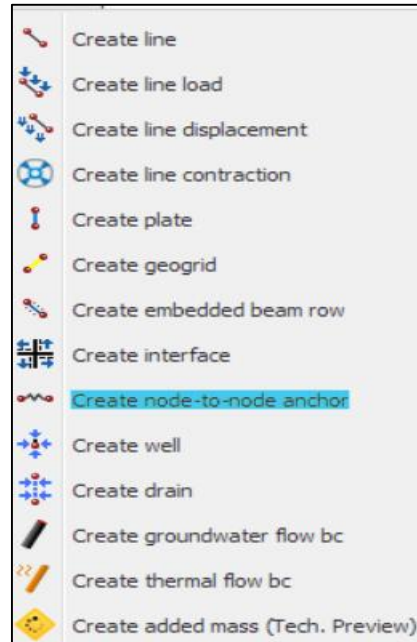


Figure III.2: éléments (Anchors)

E. Géogrilles (Geogrids)

Les géogrilles (ou géotextiles) sont souvent utilisées dans la pratique pour la construction de remblais renforcés ou de structures de retenue de sol. Ces éléments peuvent être simulés dans PLAXIS en utilisant des éléments de tension spéciaux. Il est souvent pratique de combiner ces éléments avec des interfaces pour modéliser l'interaction avec le sol environnant. Le comportement de ces éléments est défini en utilisant une raideur normale et une force de tension maximale. [9].

F. Modèles de sol définis par l'utilisateur

Une fonctionnalité spéciale dans PLAXIS est l'option de modèles de sol définis par l'utilisateur. Cette fonctionnalité permet aux utilisateurs d'inclure des modèles de sol auto-programmés dans les calculs. Cette option est principalement intéressante pour les chercheurs et les scientifiques travaillant dans les universités et les instituts de recherche, mais elle peut également être utile pour les ingénieurs praticiens. Un aperçu des modèles existants. [9].

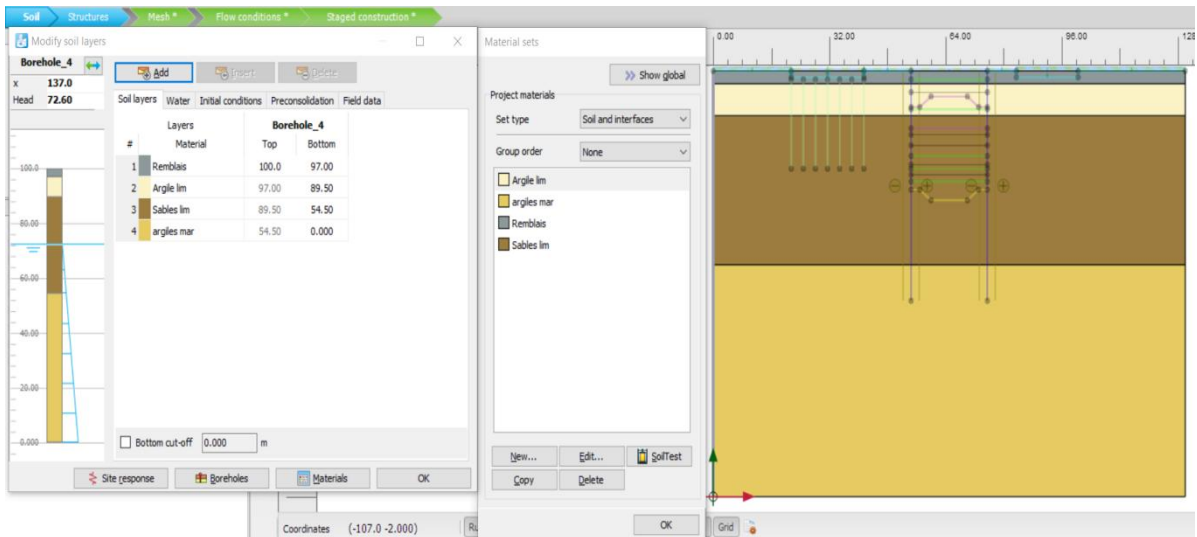


Figure III.3: sol définis par l'utilisateur

III.2 : MODELISATION NUMERIQUE

III.2.1 : étapes de modélisation

Nous sommes passés par plusieurs étapes :

Géométrie du modèle : la première étape consiste à définir la géométrie du modèle, y compris les dimensions, les couches de sol, les profils de sol, les structures, etc. Plaxis 2D fournit des outils pour créer et modifier facilement la géométrie du modèle.

Propriétés du sol : Vous devez déterminer les propriétés géotechniques du sol, telles que les paramètres de cisaillement, la compressibilité, la perméabilité, etc. Ces propriétés déterminent le comportement mécanique du sol lors de la simulation.

Conditions aux limites : les conditions aux limites spécifient les pressions, les déplacements ou les débits d'eau appliqués aux limites du modèle. Vous pouvez spécifier des conditions aux limites telles que des contraintes, des charges, des pressions latérales, des conditions de drainage, etc.

Chargement : vous pouvez appliquer des charges statiques ou dynamiques au modèle, telles que des charges ponctuelles, des charges réparties, des surcharges, des forces sismiques, etc. Plaxis 2D peut également simuler des processus de construction, tels que l'excavation, la construction de murs de soutènement, etc.

Analyse : Une fois que vous avez déterminé la géométrie, les propriétés du sol, les conditions aux limites et les charges, vous pouvez effectuer l'analyse. Plaxis 2D V20 utilise la méthode des éléments finis pour résoudre les équations d'équilibre et prédire le comportement des sols et des structures. Vous pouvez obtenir des résultats comme le stress, les pressions, les déplacements, les tassements, etc.

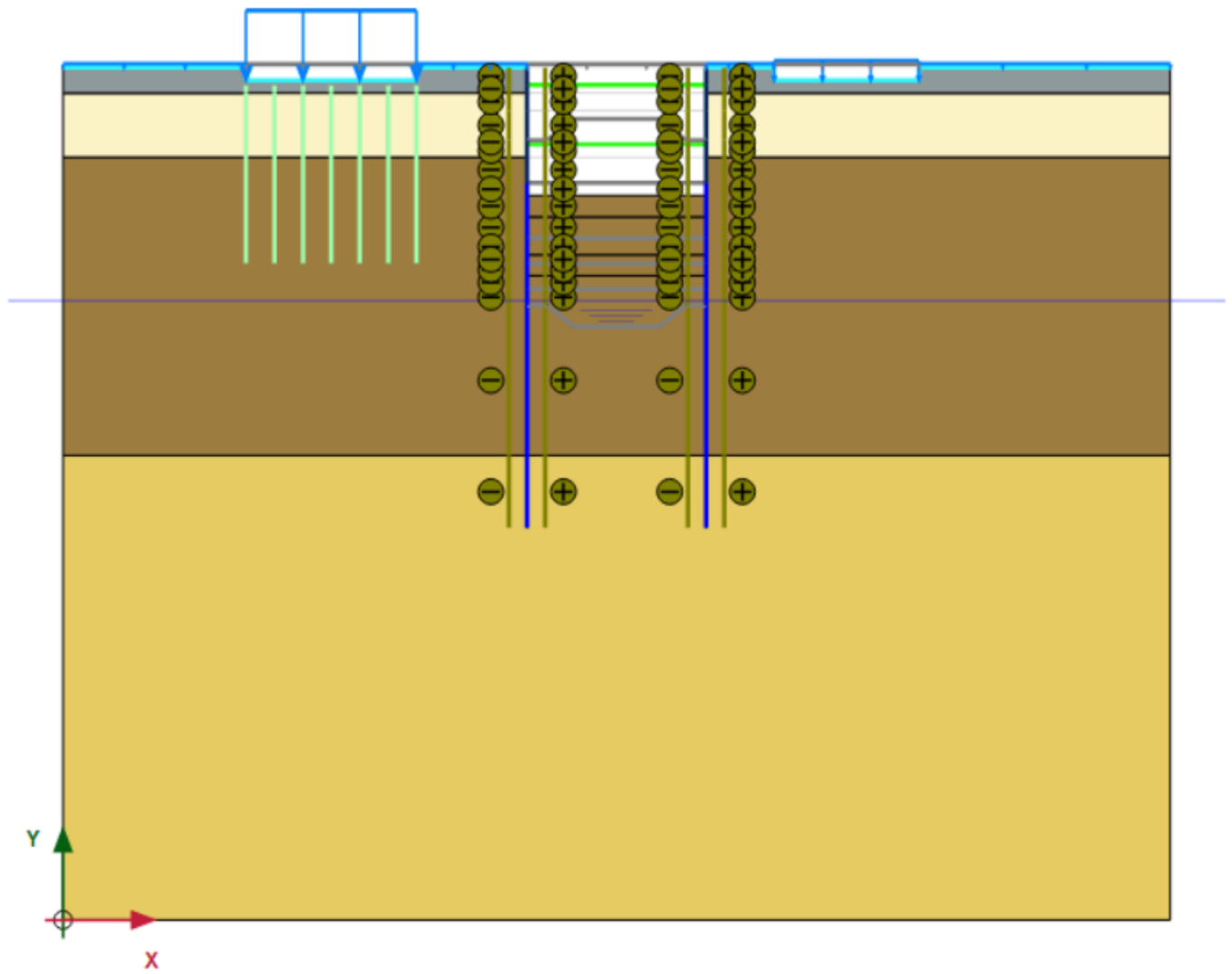


Figure III.5: Présentation de l'excavation à Profondeur de 9 m (Phase 8)

Phase 9 : Quatrième phase d'excavation, avec ~4,5 m de hauteur maximale (terrain comme coffrage de la dalle R-1);

Phase 10: Augmentation de 1,20m de l'épaisseur des parois dans les tronçons exposés dans la phase précédente.

Phase 12 : Activation de la dalle R-1 / Activation de la butonnage équivalente dans les zones de la dalle R-1 avec des ouvertures;

Phase 13 : Cinquième phase d'excavation, avec ~4,0 m de hauteur maximale (au-dessous de la dalle R-1);

Phase 14 : Augmentation de 1,20m de l'épaisseur des parois dans les tronçons exposés dans la phase précédente.

Phase 15 : Sixième phase d'excavation, avec 2,5 m de hauteur maximale ;

Phase 16 : Augmentation de 1,20m de l'épaisseur des parois dans les tronçons exposés dans la phase précédente.

Phase 17 : Activation du troisième niveau de butonnage (ancienne cinquième);

Phase 18 : Septième phase d'excavation, avec 3,0 m de hauteur maximale

Phase 19 : Augmentation de 1,20m de l'épaisseur des parois dans les tronçons exposés dans la phase précédente ;

Phase 20 : Activation du quatrième niveau de butonnage (ancienne sixième);

Phase 21 : Huitième phase d'excavation, avec 3,0 m de hauteur maximale

Phase 22 : Augmentation de 1,20m de l'épaisseur des parois dans les tronçons exposés dans la phase précédente;

Phase 23 : Activation du cinquième niveau de butonnage (ancienne septième);

Phase 25 : Neuvième phase d'excavation, avec 1,4 m de hauteur maximale ;

Phase 26 : Augmentation de 1,20m de l'épaisseur des parois dans les tronçons exposés dans la phase précédente ;

Phase 27 : Excavation finale, jusqu'à 0,5 m au-dessous de la cote théorique finale de l'excavation ;

Phase 28 : Activation de la dalle de fond ;

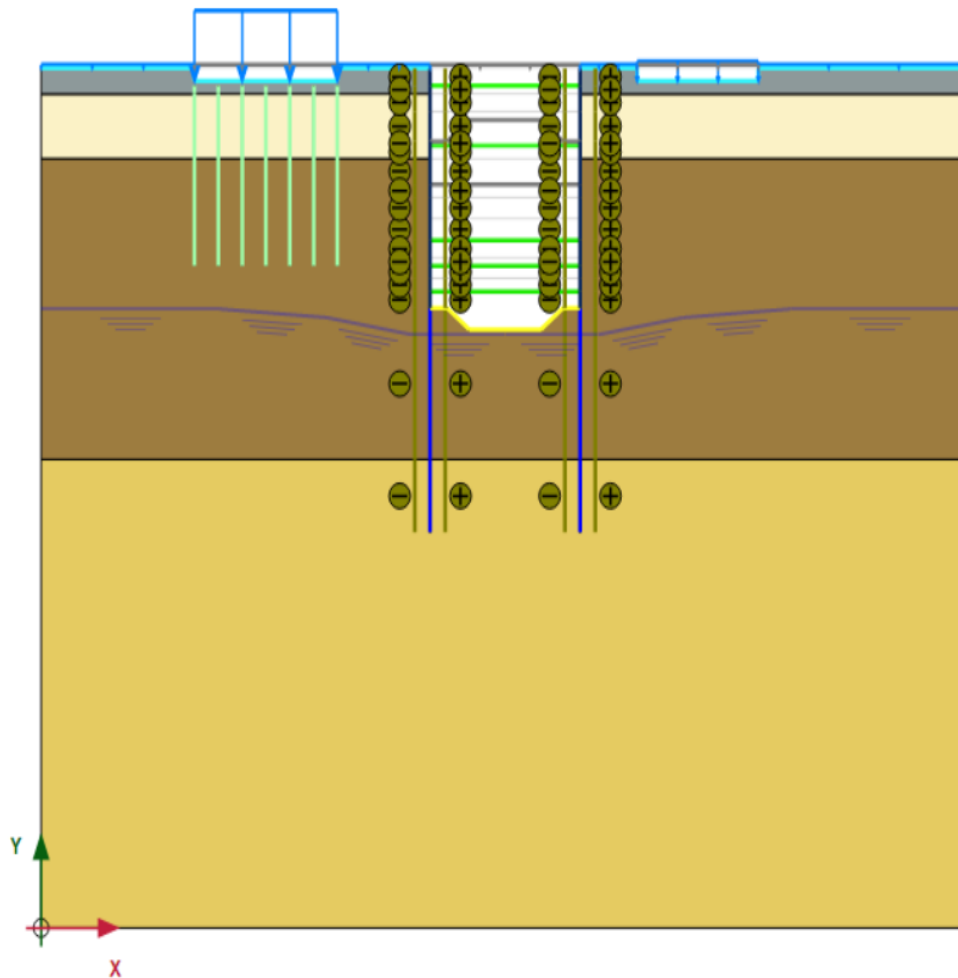


Figure III.6: Présentation de l'excavation à Profondeur de 28 m (Phase 28)

Phase 29 : Activation de la dalle de couverture ;

Phase 30 : Désactivation du première, deuxième, troisième, quatrième et cinquième niveau de butonnage;

Phase 31 : Remblai sur la dalle supérieure jusqu'à la cote du terrain naturel ;

Phase 32 : Application d'une surcharge de 11,10 kPa dans la surface ;

Phase 33 : Activation de la dalle R-2, situation correspondante aux sections type où cette dalle existe. Pour considérer les sections type où cette dalle n'existe pas, on considère aussi la situation de non activation de cette dalle.

Désactivation du bétonnage équivalent dans les zones de la dalle R-1 avec des ouvertures;

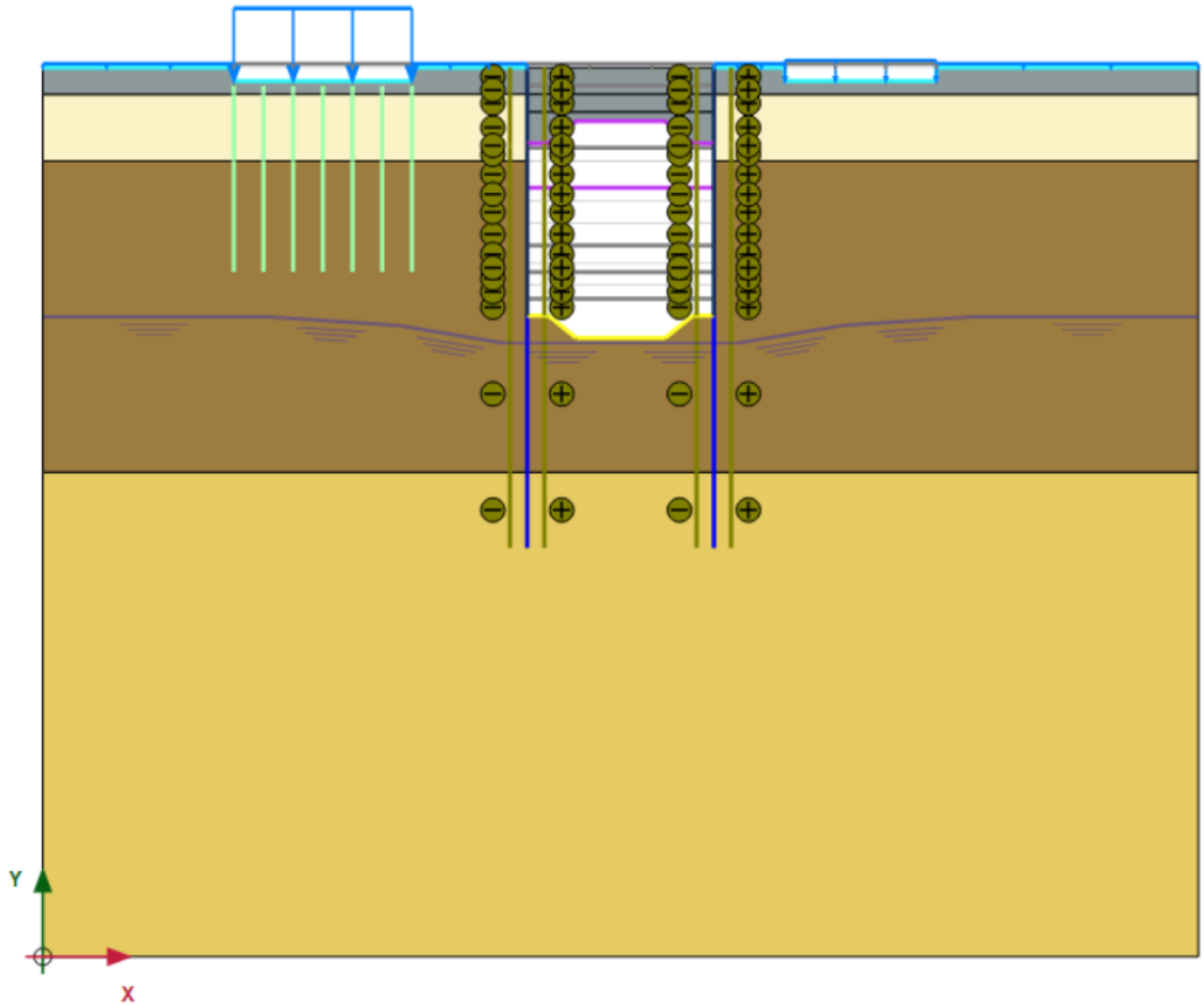


Figure III.7: Présentation de l'excavation à Profondeur de 28 m (Phase 33)

Il faut souligner que le phasage exécutif de la présente phase des études a été développé selon l'information géologique et géotechnique disponible. Ainsi, dans une phase suivante, notamment dans la phase de construction et comme conséquence de l'observation directe des terrains excavés, soit pour les parois moulées, soit pour la construction de la station, et des dispositifs de surveillance, certaines adaptations peuvent s'avérer nécessaires

III.2.3: Résultats et dissection

III.2.3.1: Déplacement u , u_x , u_y en fonction de Profondeur d'excavation

1.1: Déplacement u

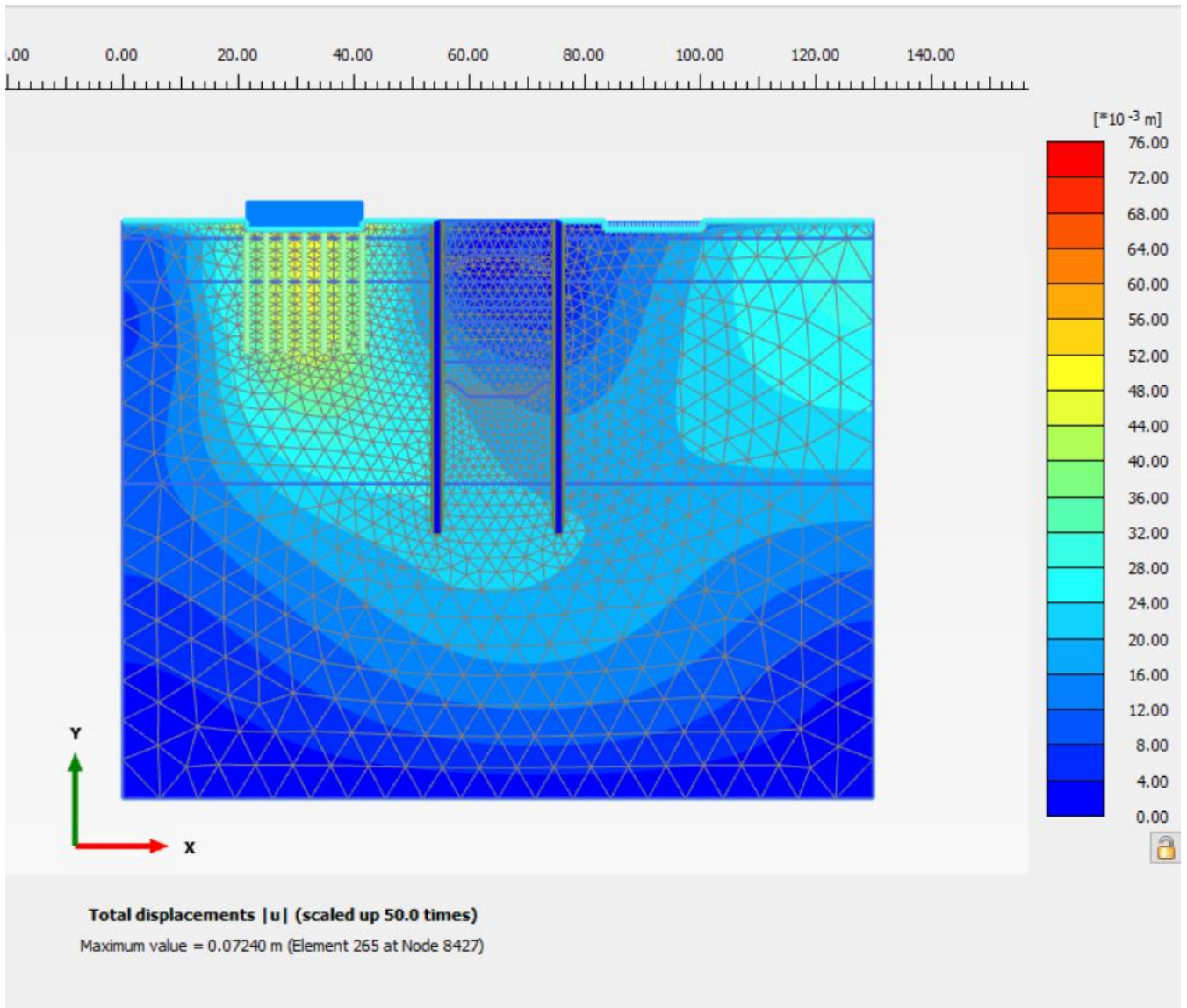


Figure III.8: Présentation de déplacement u (la phase initiale)

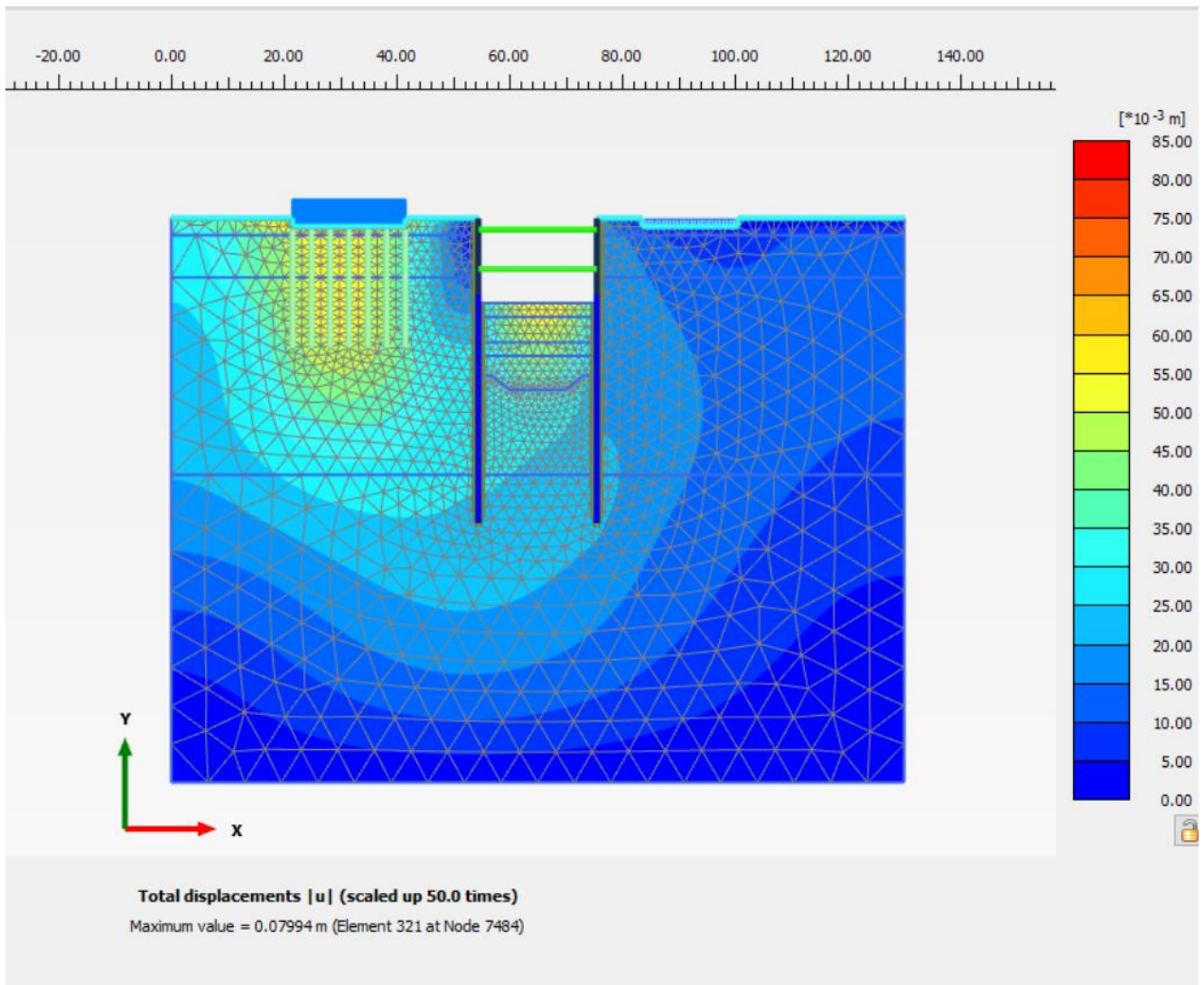


Figure III.9: Présentation de déplacement u a Profondeur de 9 m (Phase 8)

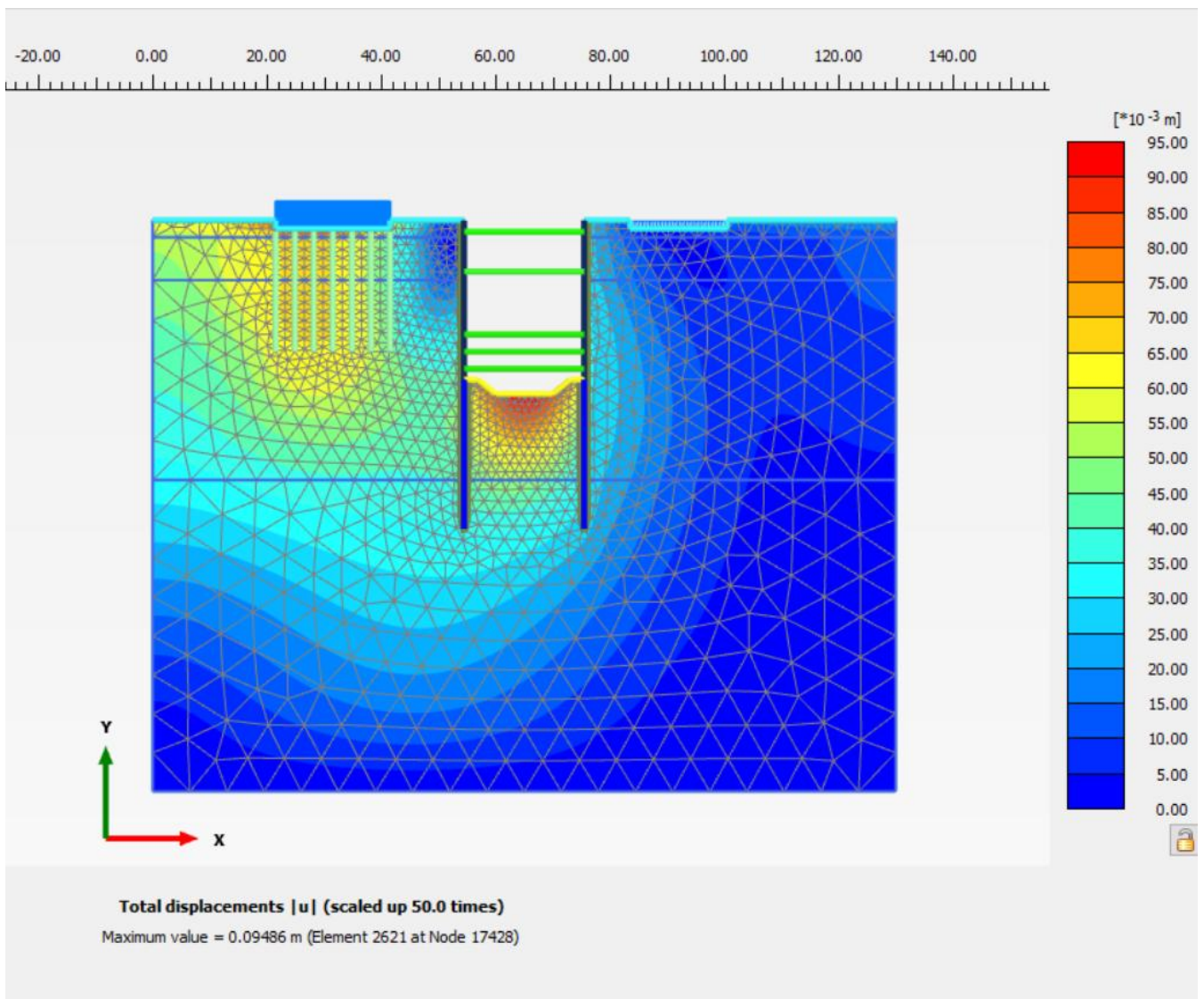


Figure III.10: Présentation de déplacement u a Profondeur de 28m (Phase 28)

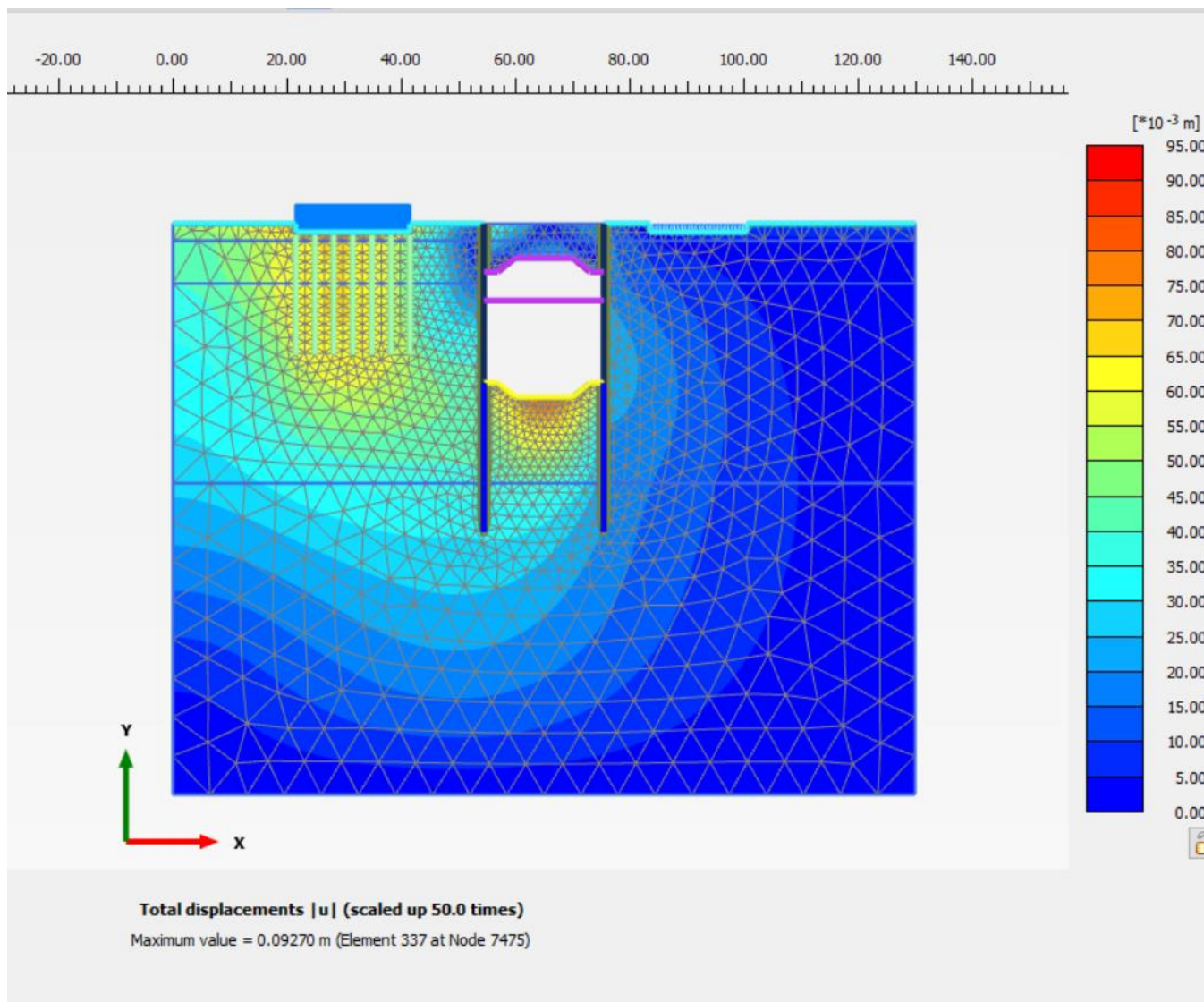


Figure III.11: Présentation de déplacement u a Profondeur de 28 m (Phase 33)

Pour les (Figure III.8, 9, 10 et III.11) on remarque que les déplacement total ont augmenté on fonction de profondeur d'excavation, au même temps les déplacements est dans un marge accepté.

1.2 : Déplacement u_x

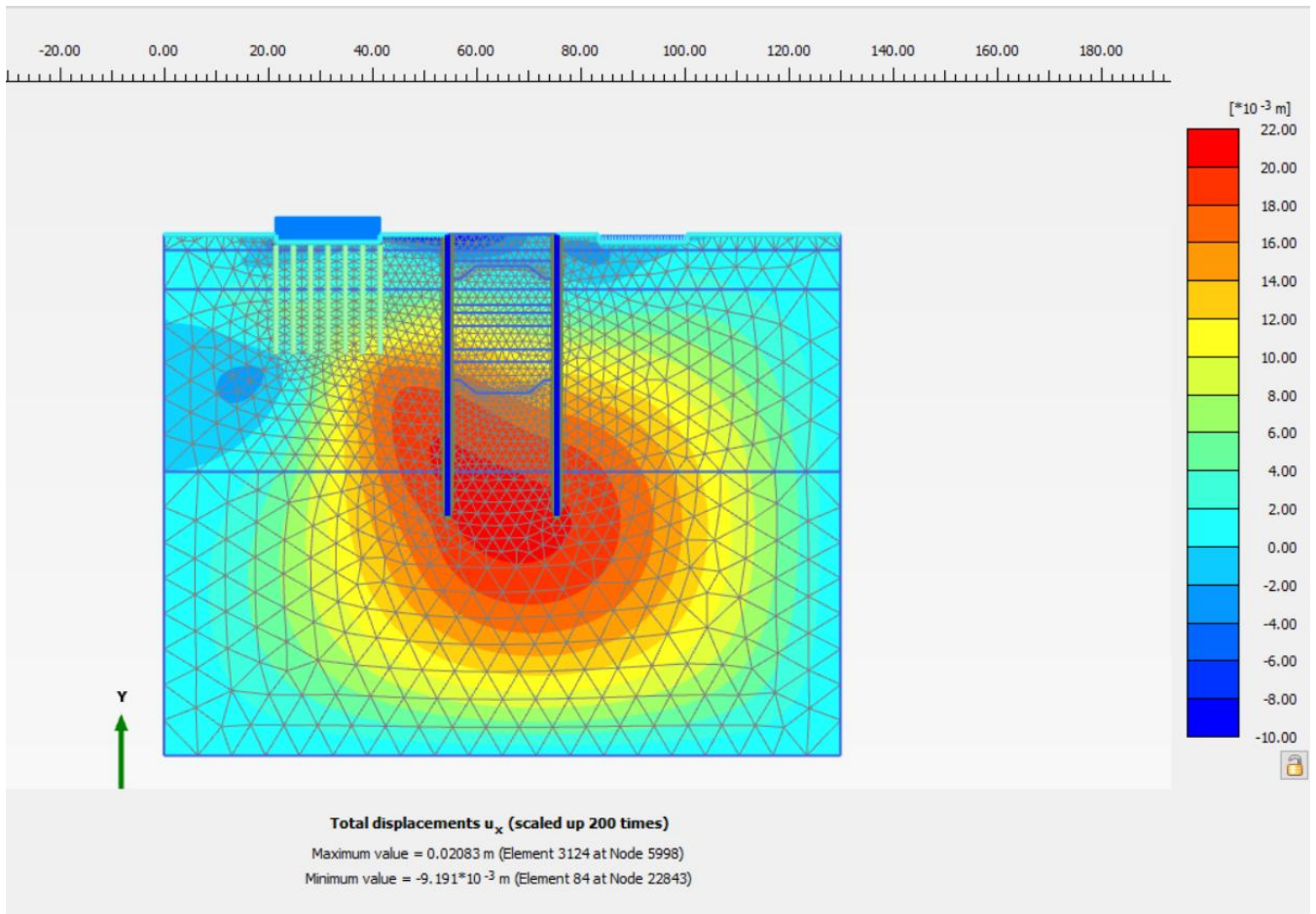


Figure III.12: Présentation de déplacement u_x (la phase initiale)

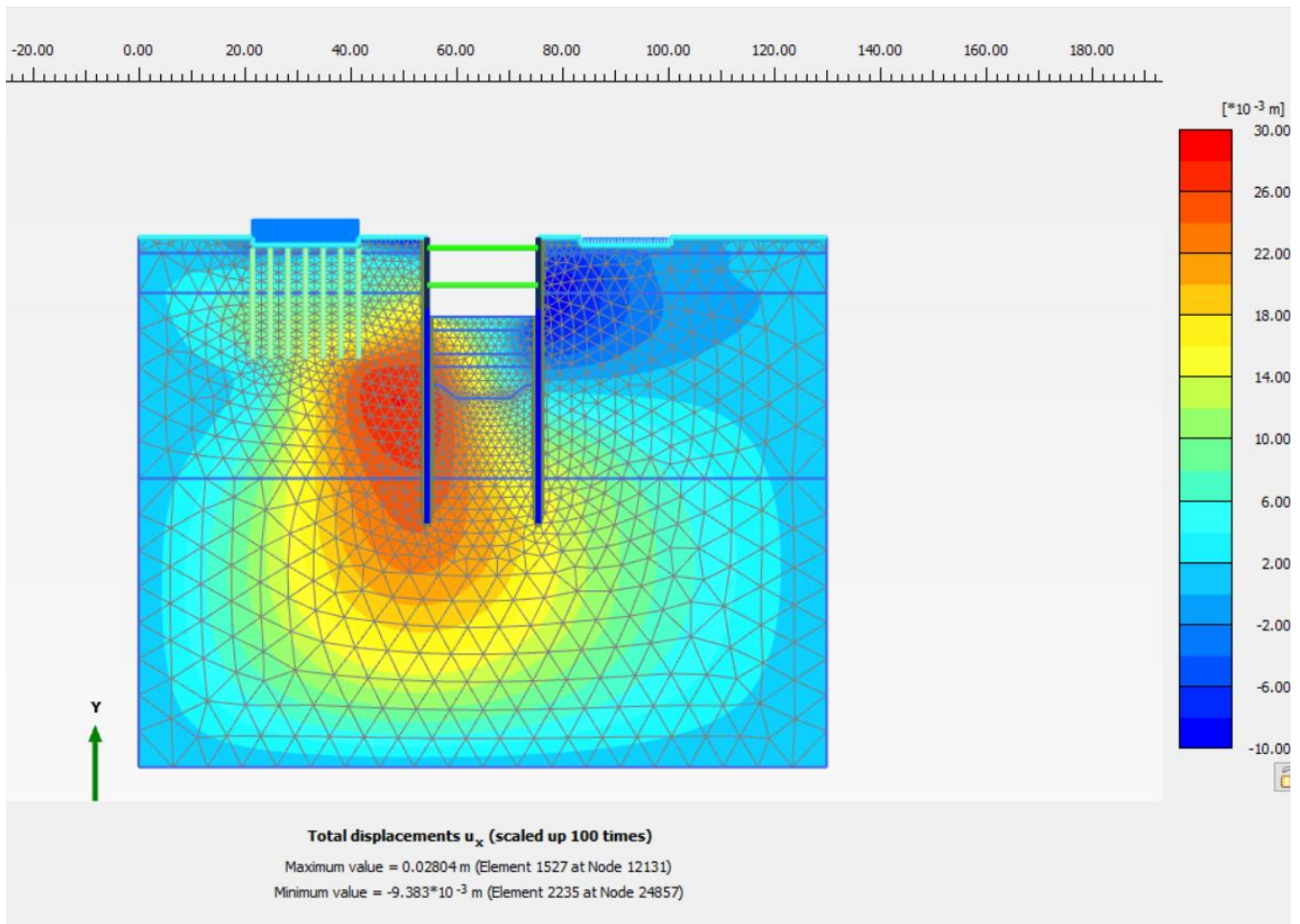


Figure III.13: Présentation de déplacement u_x a Profondeur de 9 m (Phase 8)

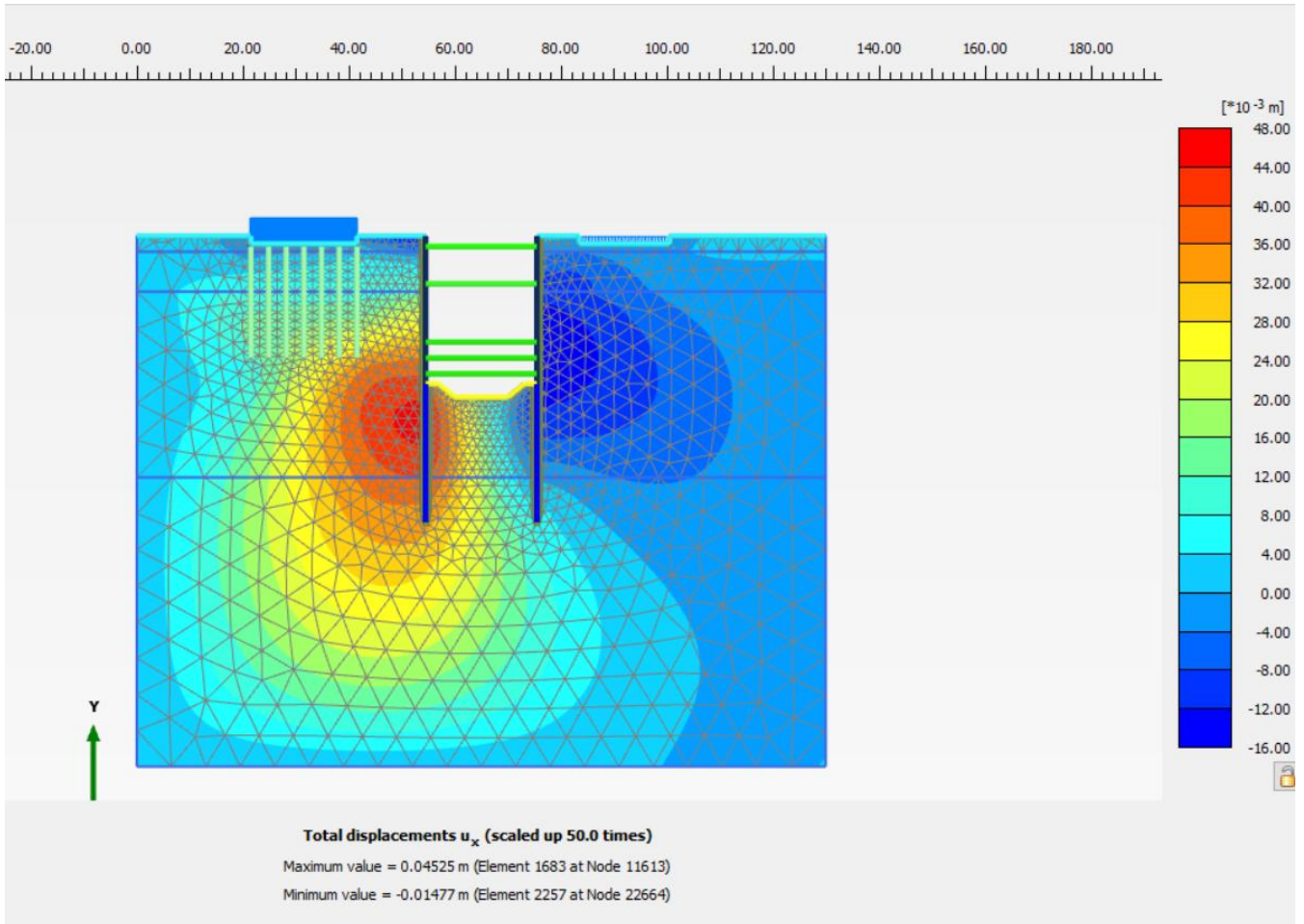


Figure III.14: Présentation de déplacement u_x a Profondeur de 28 m (Phase 28)

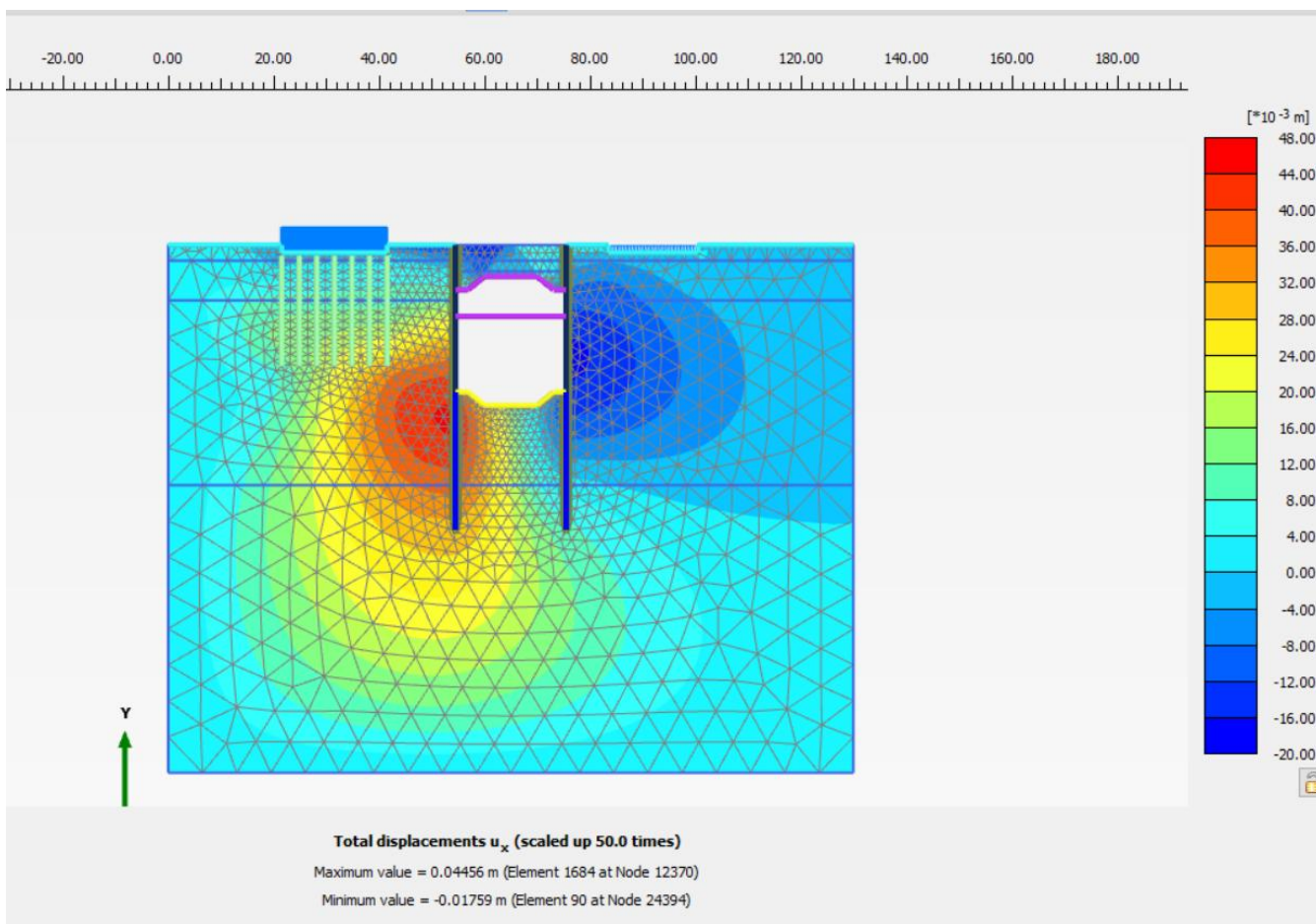


Figure III.15 Présentation de déplacement u_x a Profondeur de 28 m (Phase 33)

1.3 : Déplacement u_y

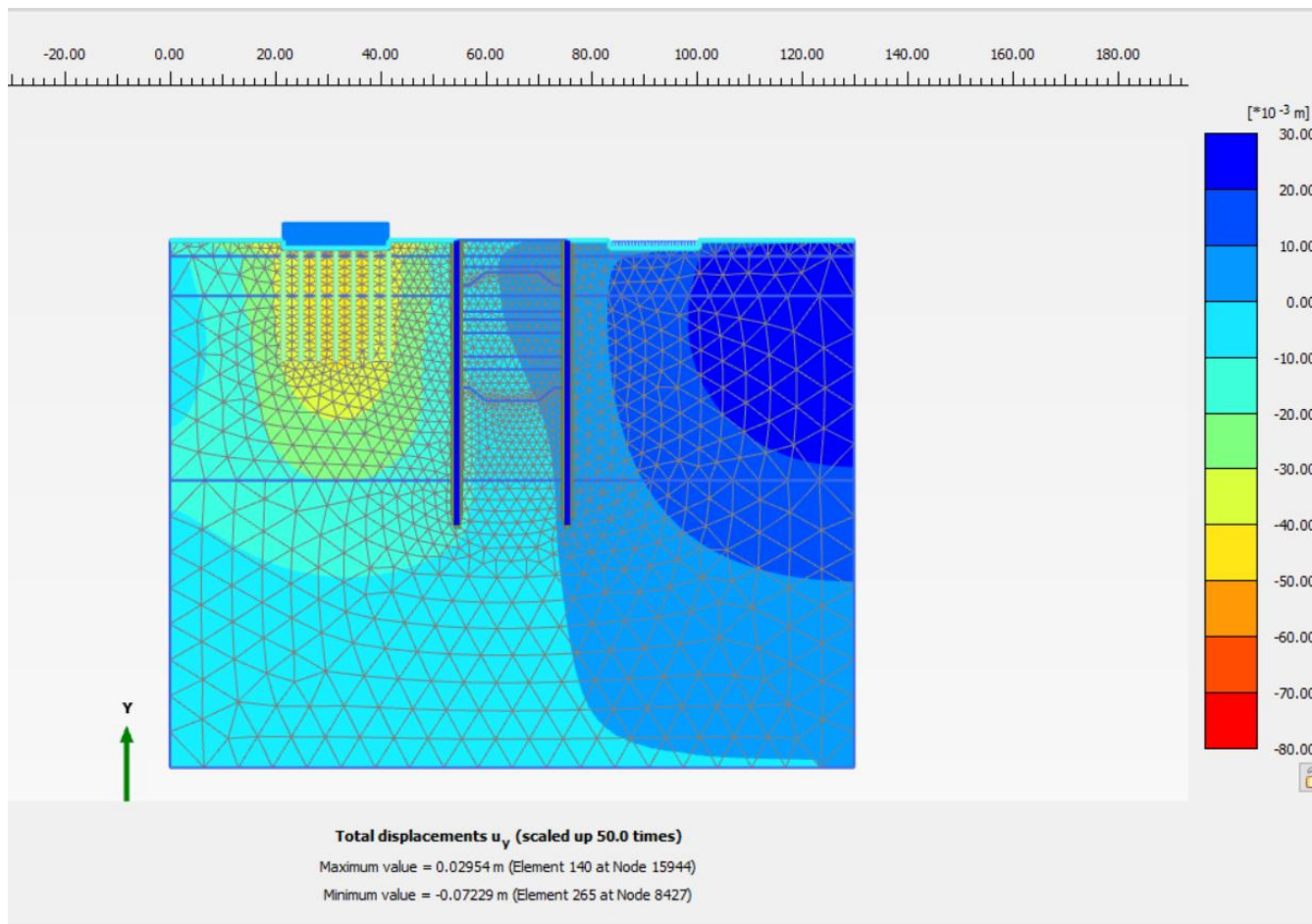


Figure III.16: Présentation de déplacement u_y (la phase initiale)

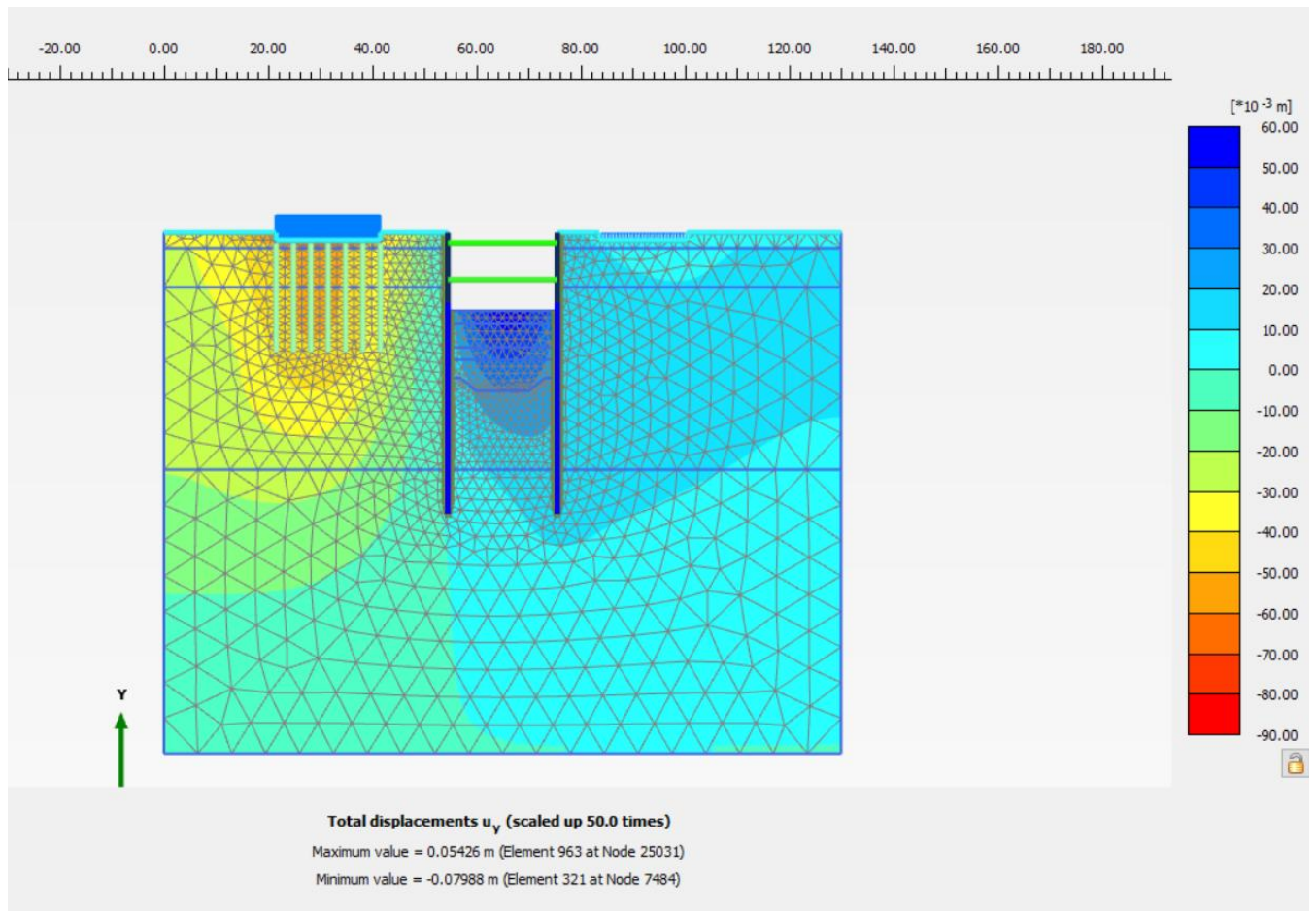


Figure III.17: Présentation de déplacement u_y a Profondeur de 9 m (Phase 8)

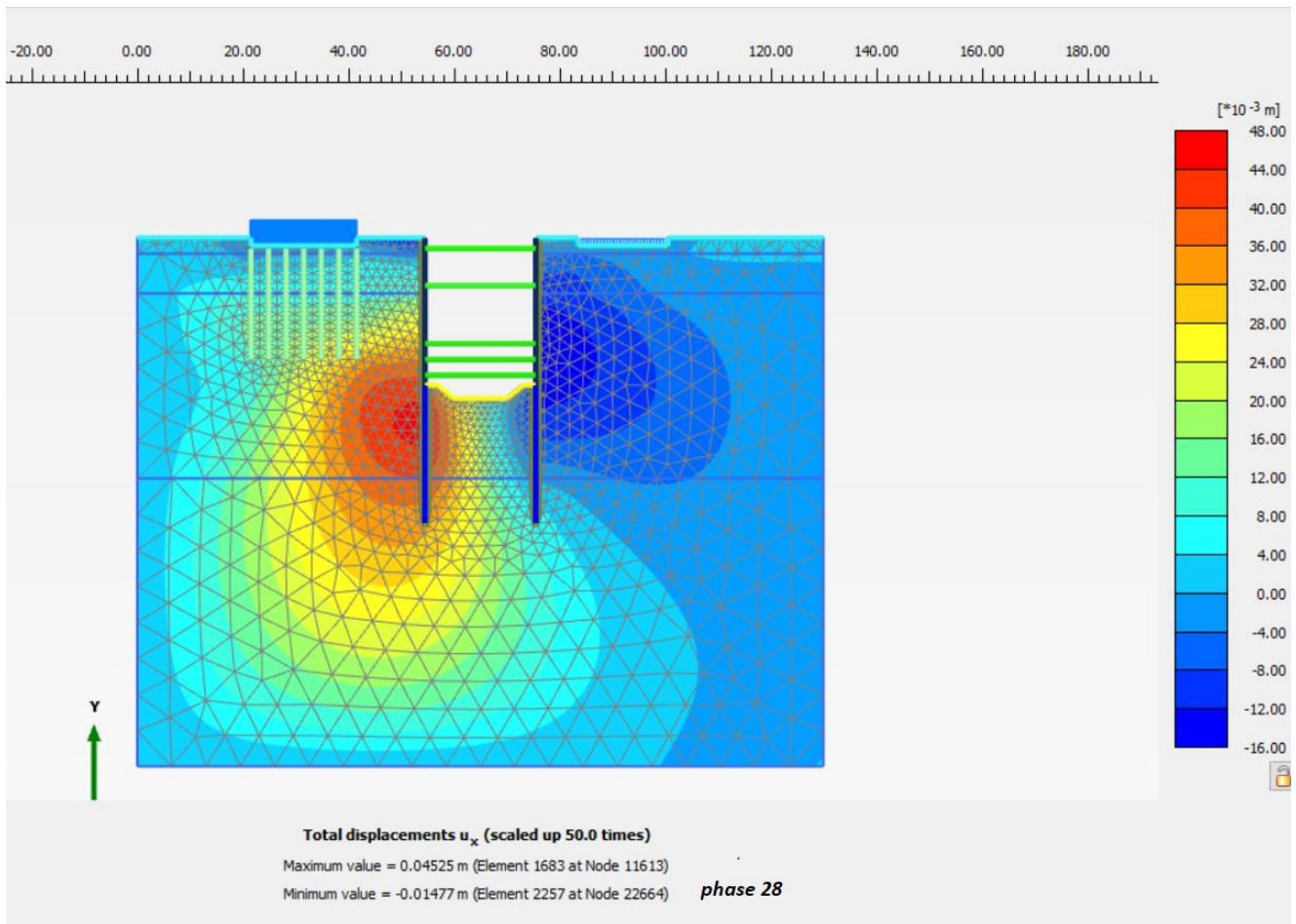


Figure III.18: Présentation de déplacement u_y a Profondeur de 28 m (Phase 28)

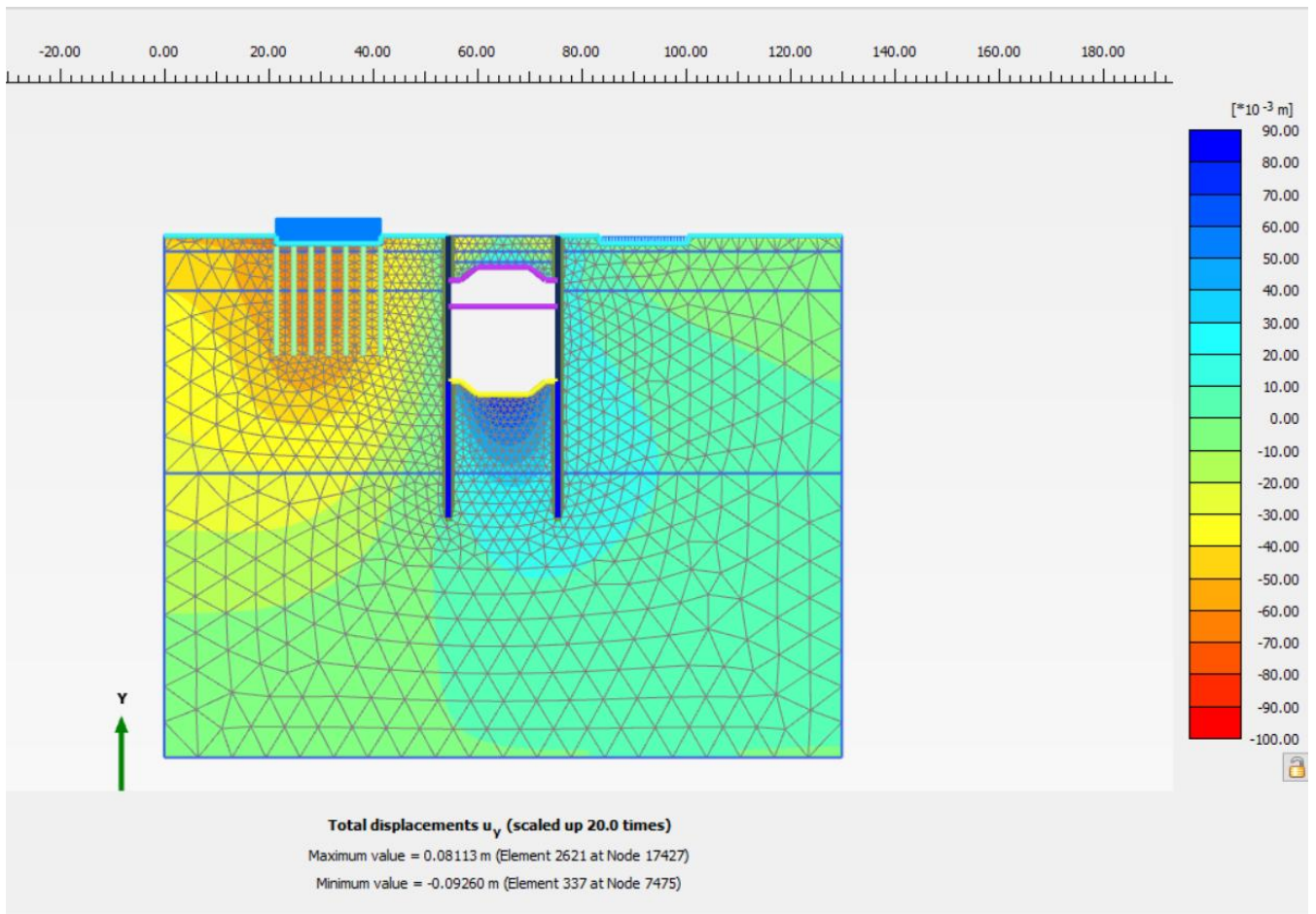


Figure III.19: Présentation de déplacement u_y a Profondeur de 28 m (Phase 33)

Pour les (Figure III.12, 13, 14, 15, 16, 17, 18 et IV.19) présentant les contours de déplacement dans le sol, on observe que les déplacements ne sont pas symétriques par rapport l'axe y , à cause de l'influence des structures non symétriques.

On lit les valeurs de déplacement horizontal et vertical par les contours de déplacement pour éviter le risque des déplacements des structures.

III.2.3.2: Les contrainte horizontal σ_x et contrainte vertical σ_y en fonction de Profondeur d'excavation

2.1: La contrainte horizontal σ_x

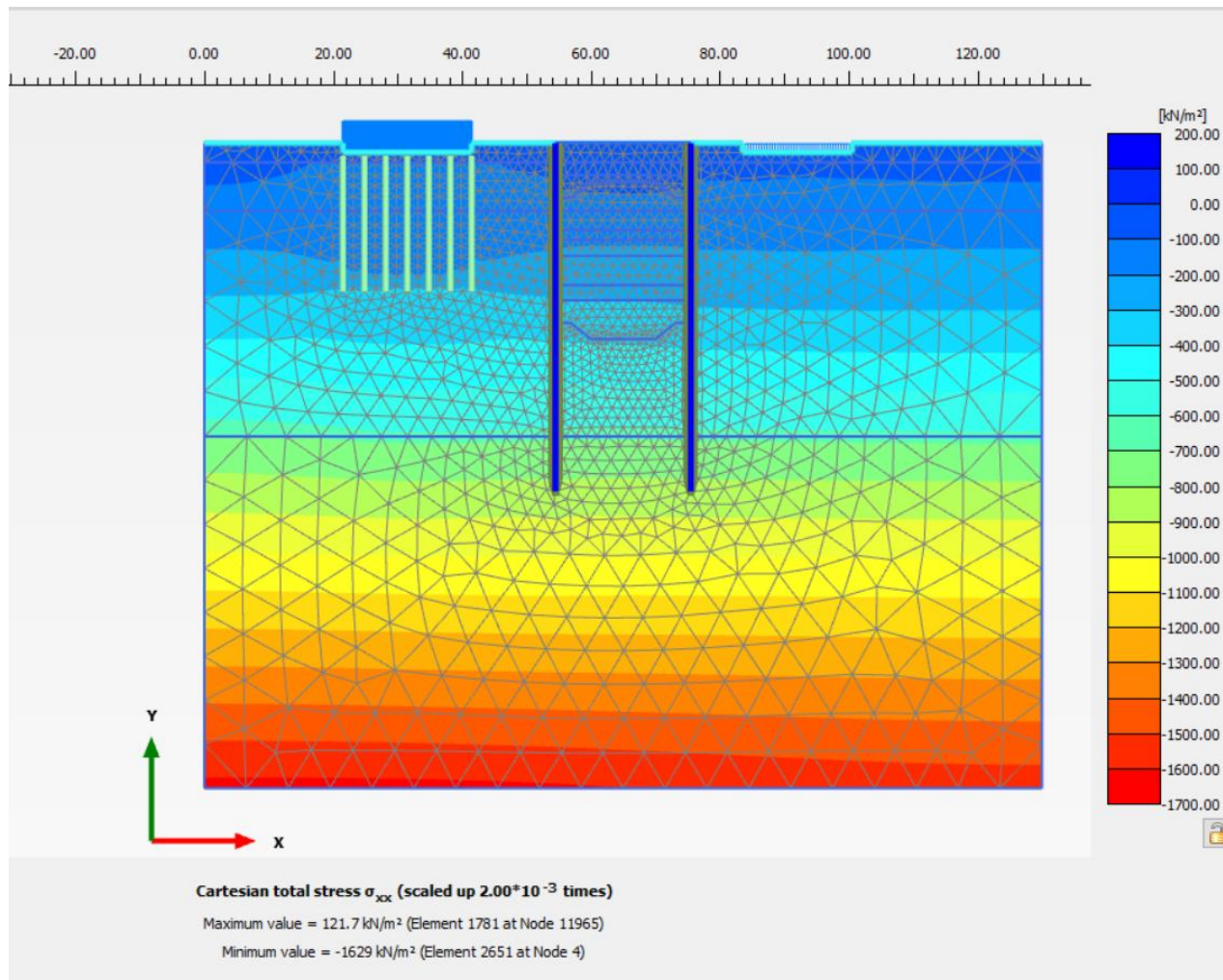


Figure III.20: Présentation de La contrainte σ_x (la phase initiale)

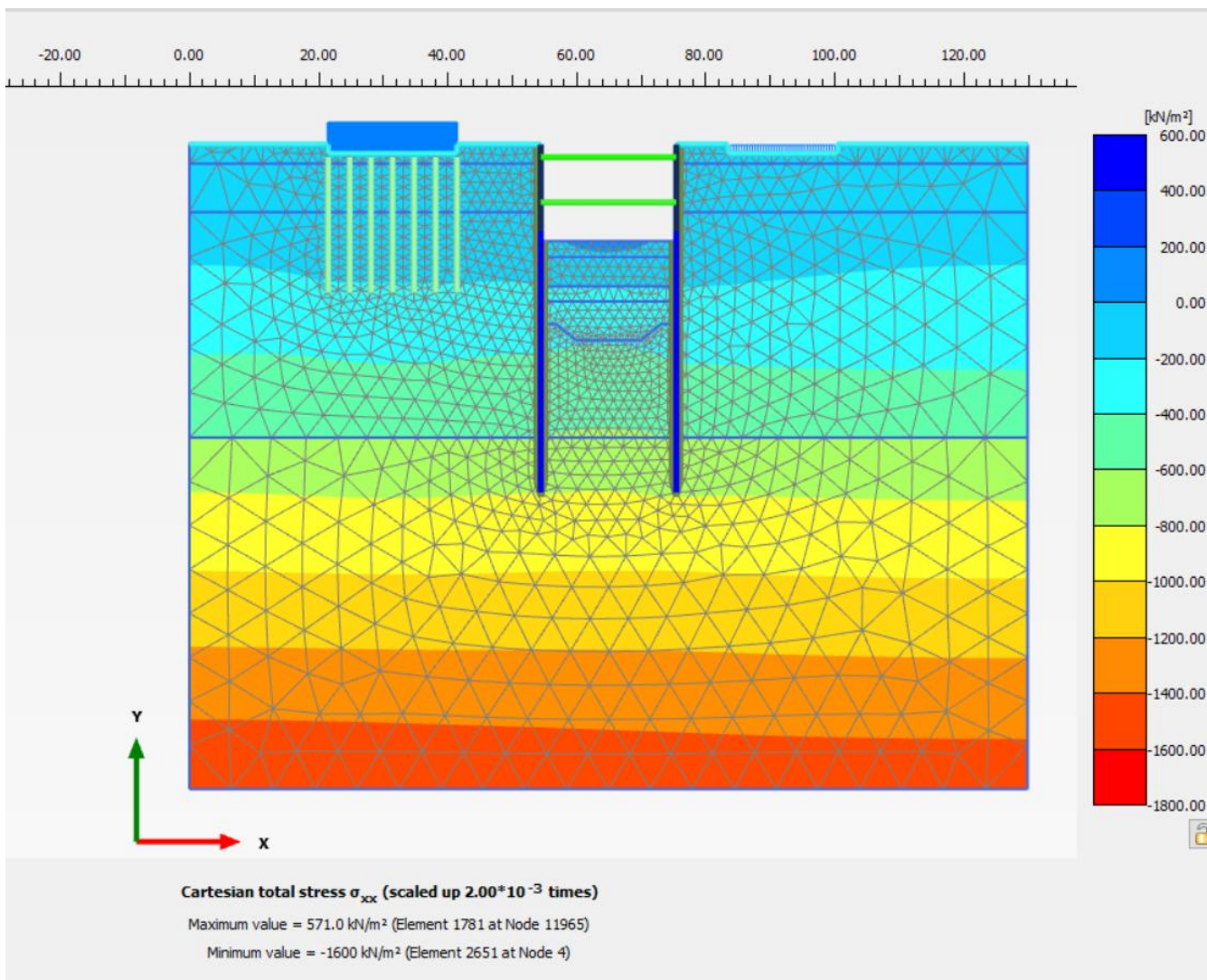


Figure III.21: Présentation de La contrainte σ_x à Profondeur de 9m (Phase 8)

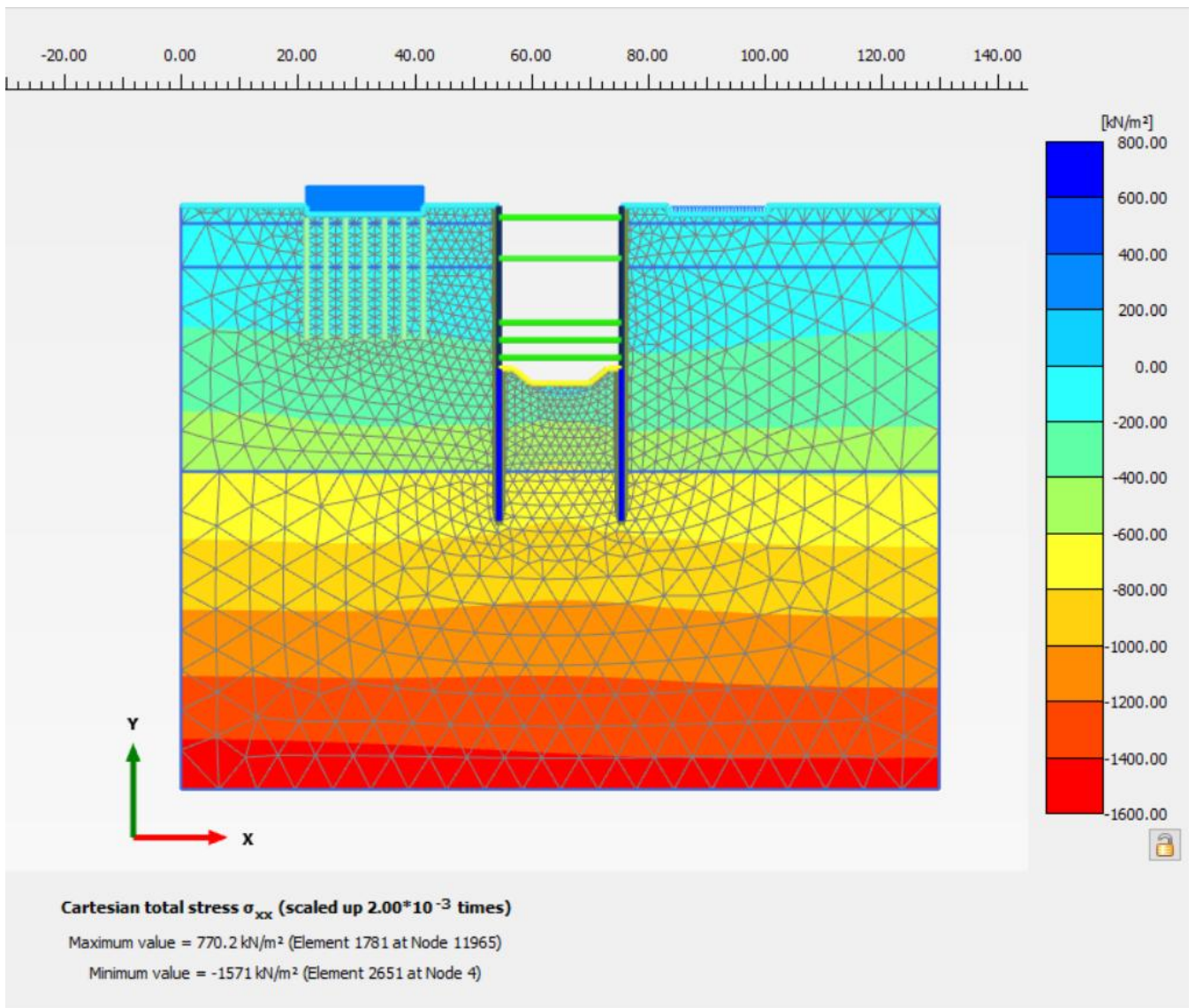


Figure III.22: Présentation de La contrainte σ_x à Profondeur de 28 m (Phase 28)

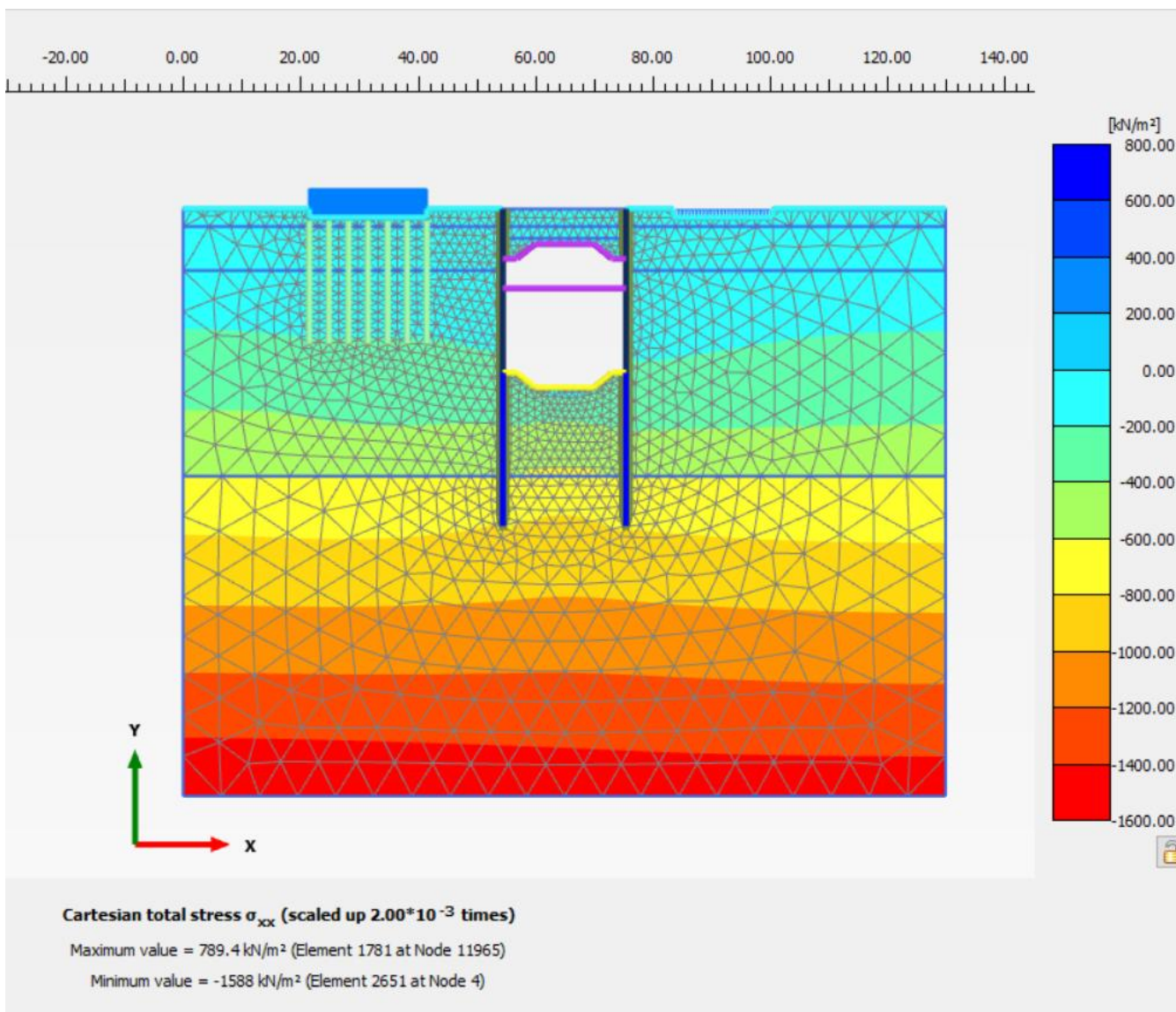


Figure III.23: Présentation de La contrainte σ_x à Profondeur de 28 m (Phase 33)

2.2: Les contrainte σ_y

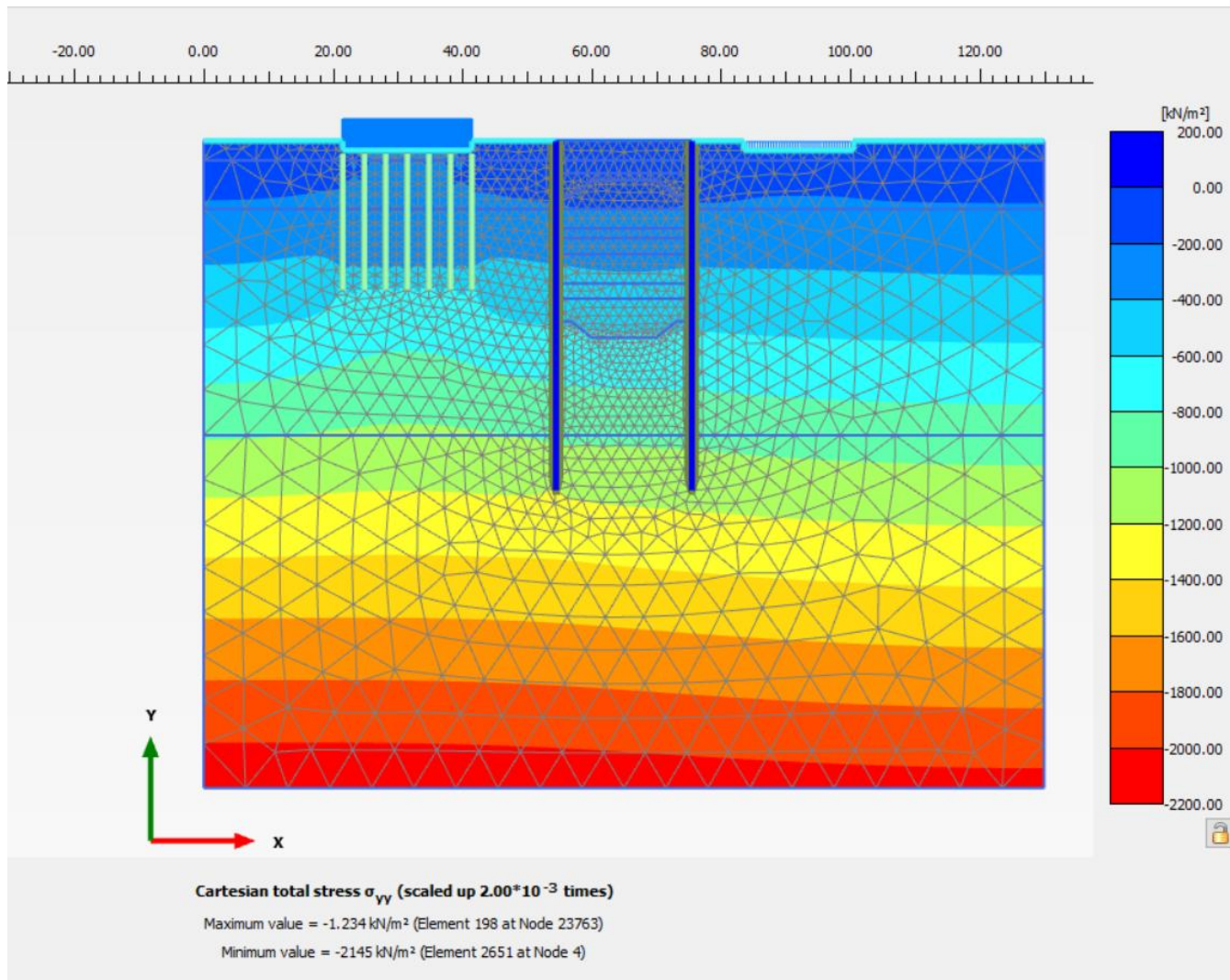


Figure III.24: Présentation de La contrainte σ_y (la phase initiale)

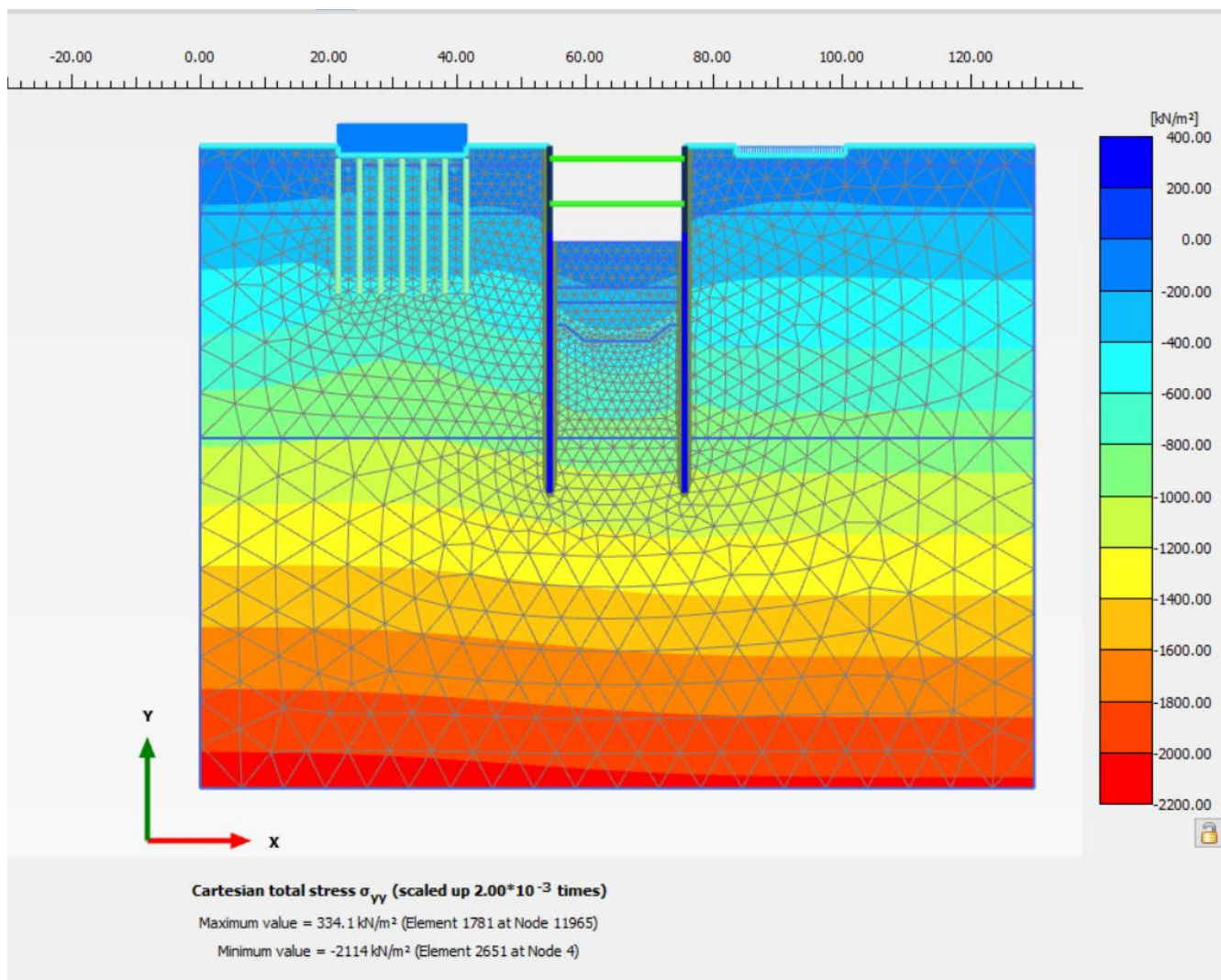


Figure III.25: Présentation de La contrainte σ_y à Profondeur de 9 m (Phase 8)

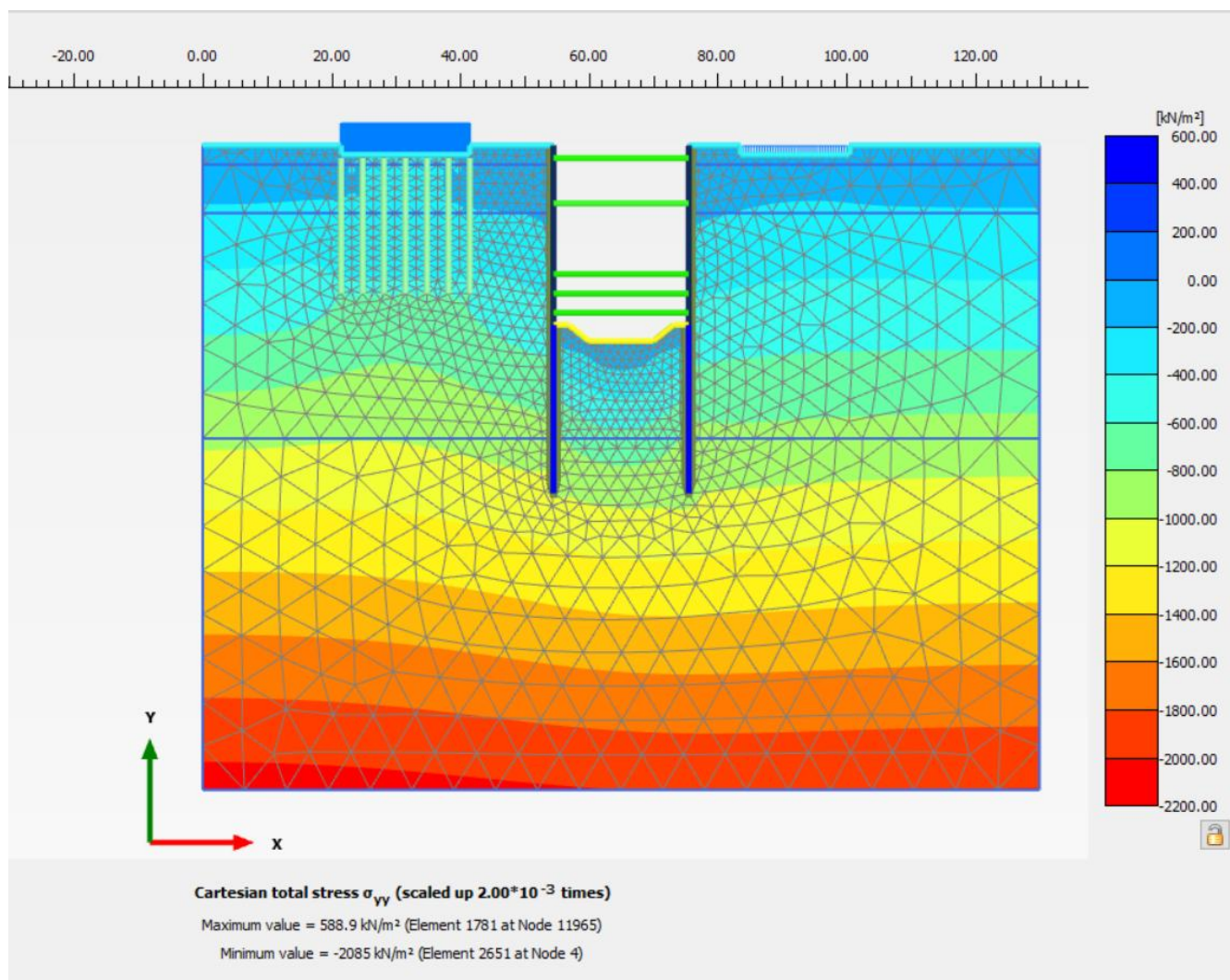


Figure III.26: Présentation de La contrainte σ_y à Profondeur de 28 m (Phase 28)

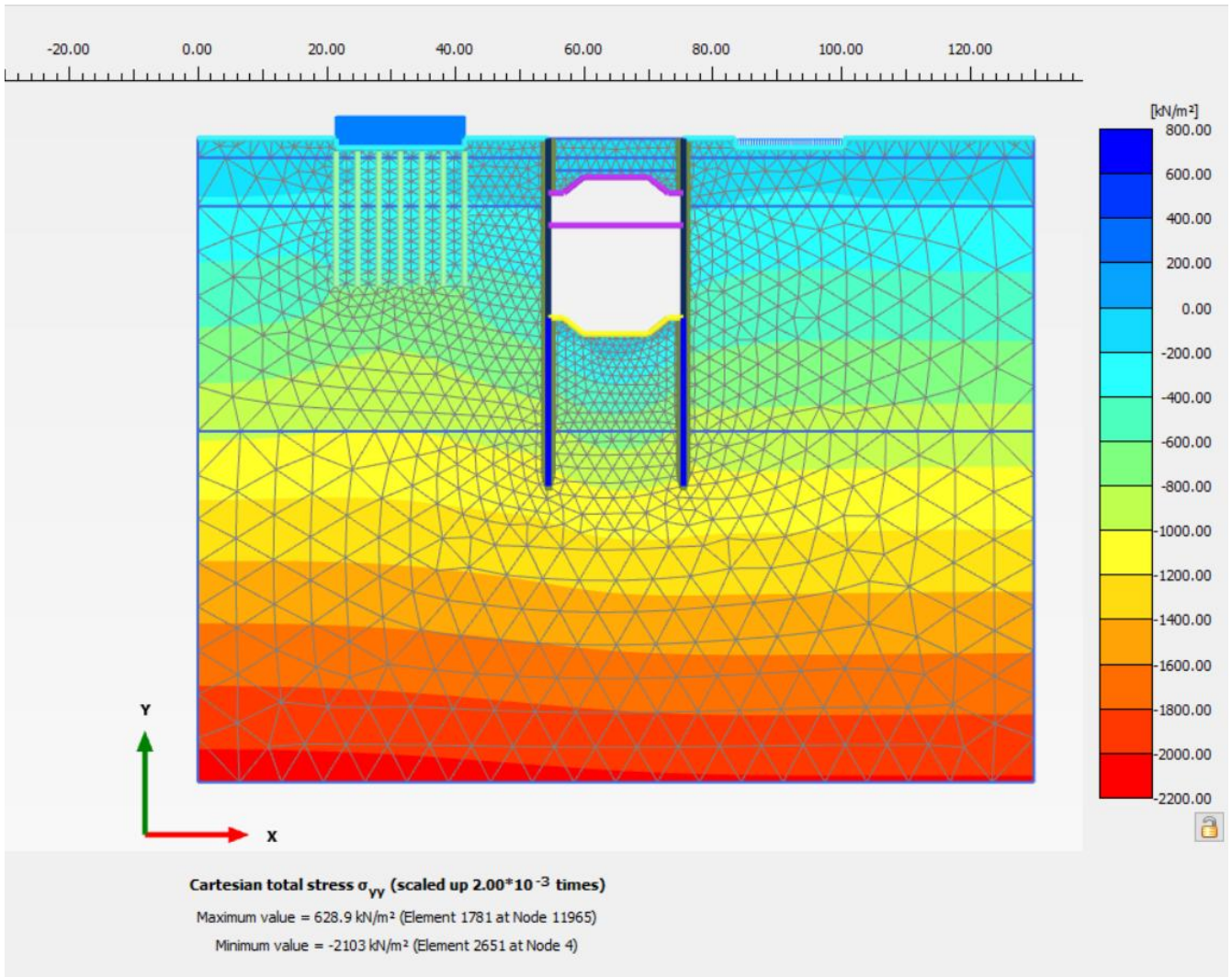


Figure III.27: Présentation de La contrainte σ_y à Profondeur de 28 m (Phase 33)

Les Figure III.20, 21, 22, 23, 24, 25, 26 ,27 Présentent les contours des contrainte totale, contrainte horizontal et vertical dans le sol, ont observé la variation des contrainte en fonction de la profondeur d’excavation à bute de vérification des contraintes sur les parois moulées.

III.2.3.3: Les efforts normal dans la paroi moulée en fonctions de profondeur d'excavation

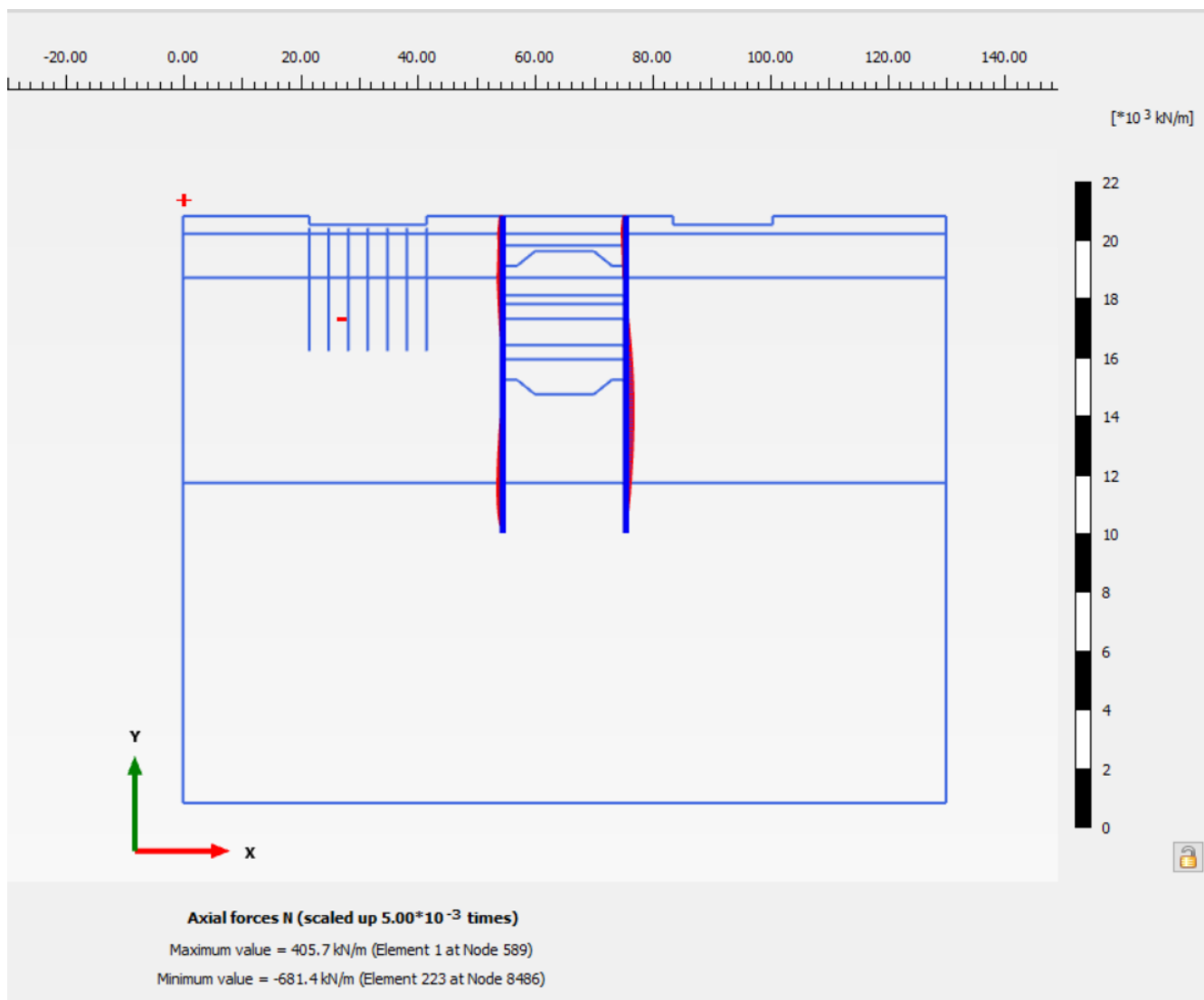


Figure III.28: Présentation de l'effort normal (la phase initiale)

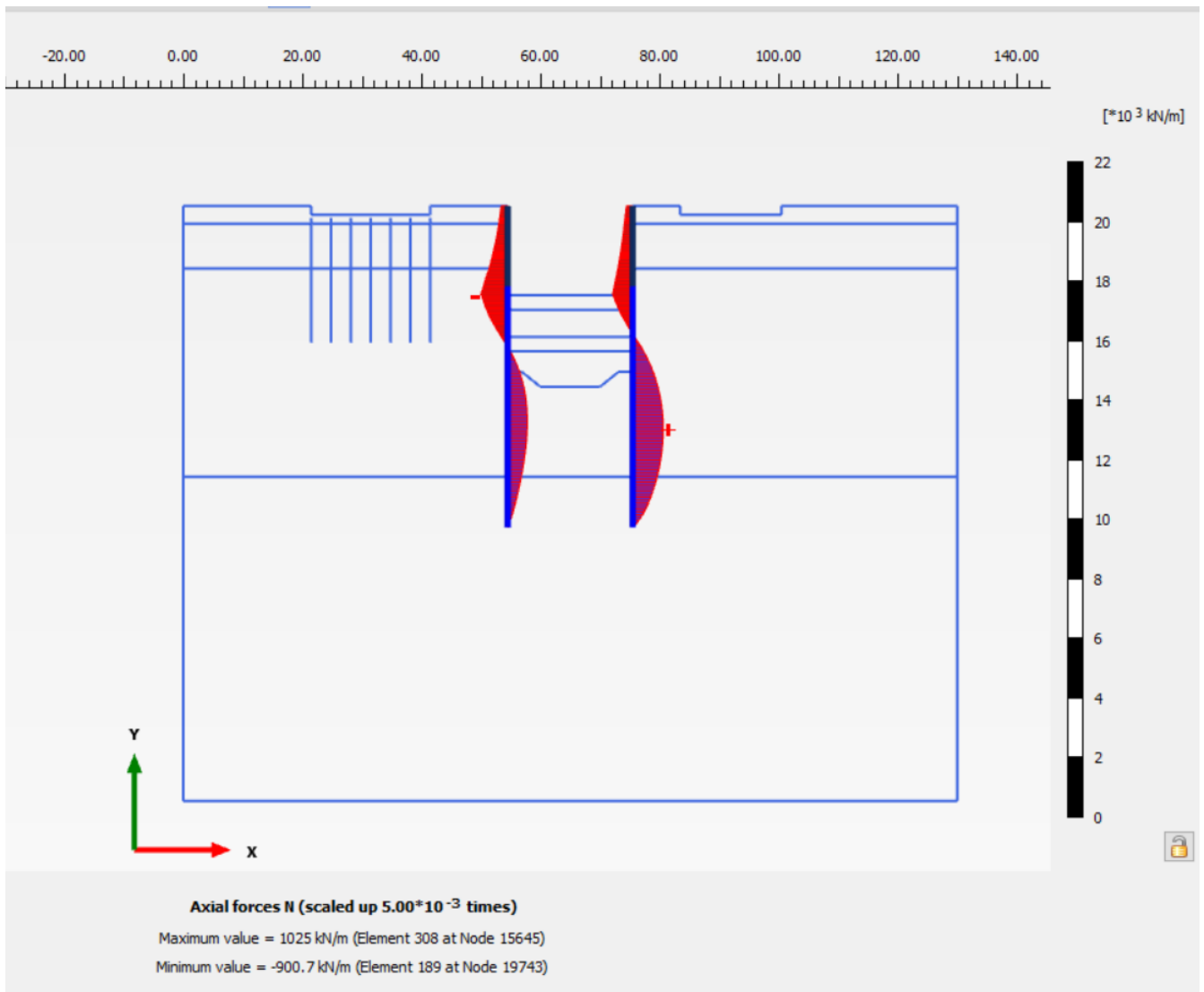


Figure III.29: Présentation de l'effort normal à Profondeur de 9 m (Phase 8)

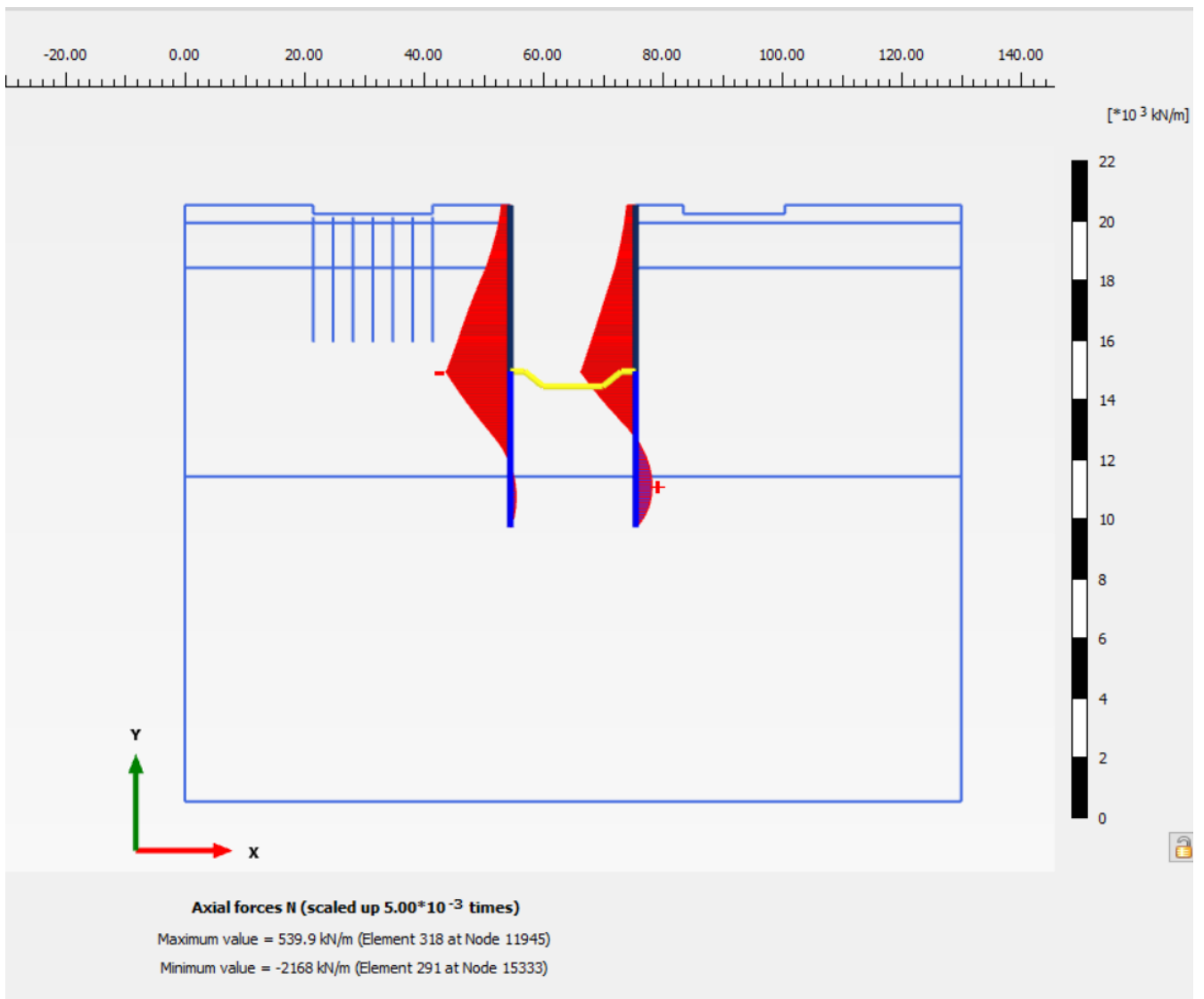


Figure III.30: Présentation de l'effort normal à Profondeur de 28 m (Phase 28)

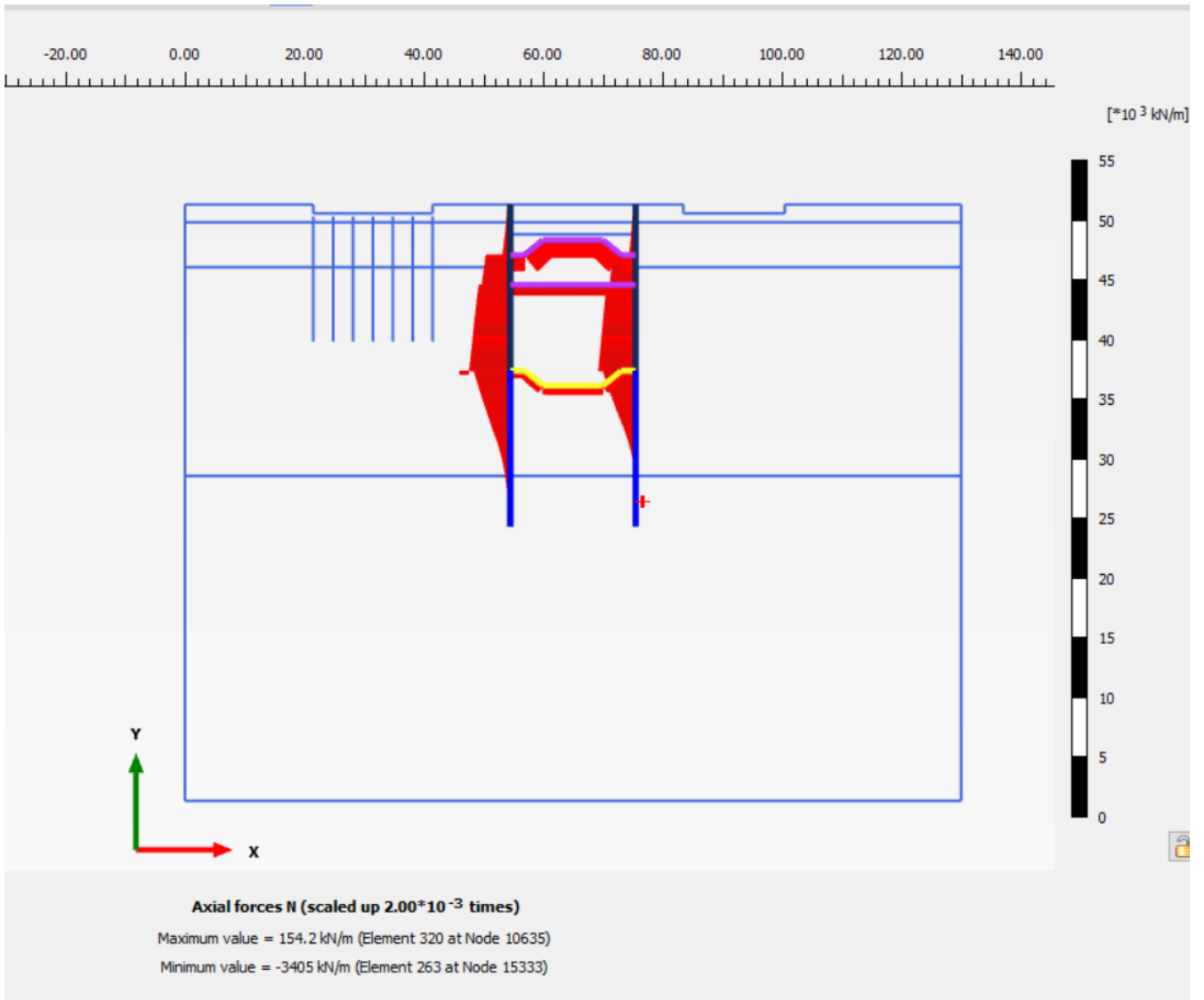


Figure III.31: Présentation de l'effort normal à Profondeur de 28 m (Phase 33)

III.2.3.4: Les efforts troncés dans la paroi moulée en fonction de profondeur d'excavation

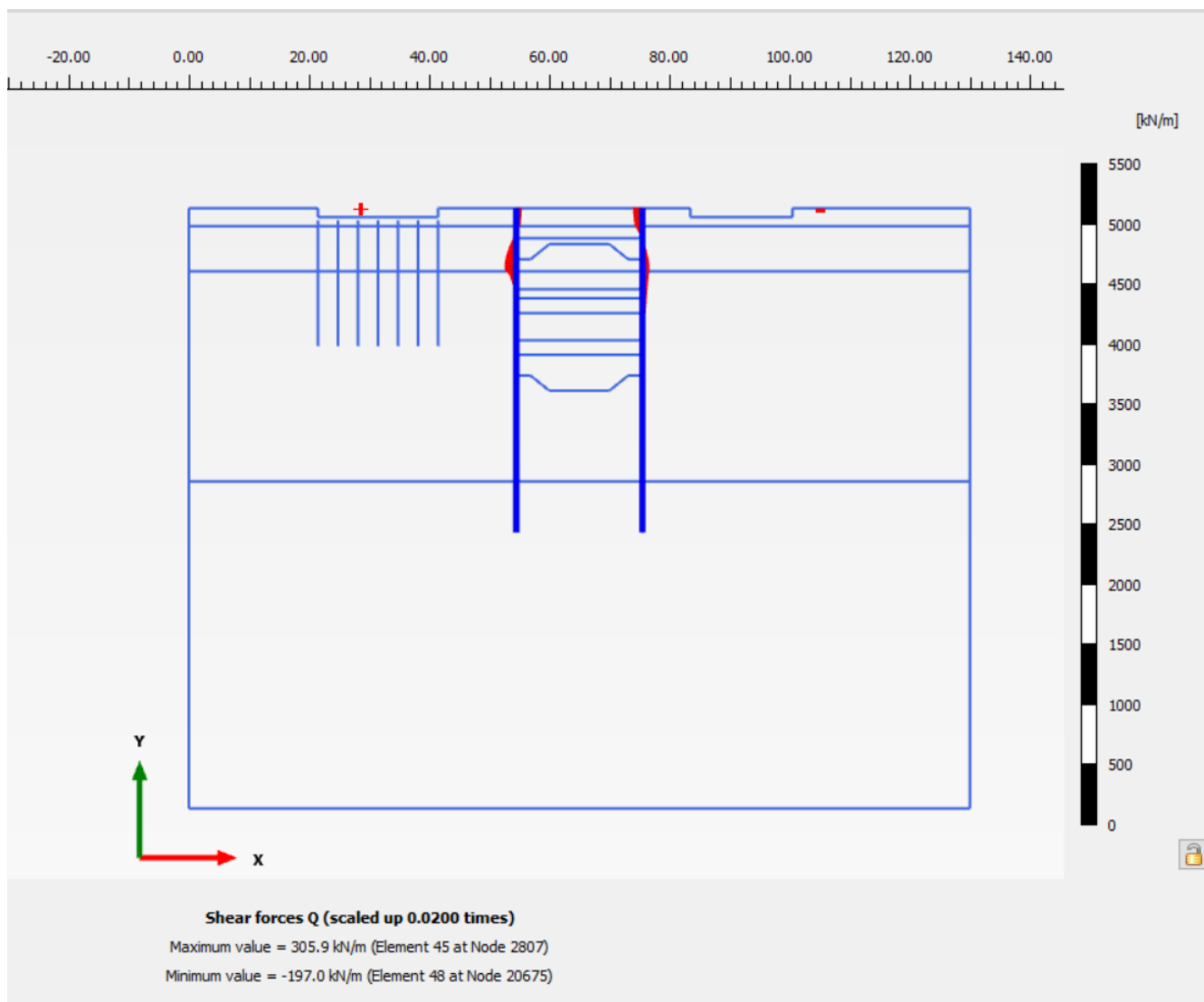


Figure III.32: Présentation de Les effort troncés (la phase initiale)

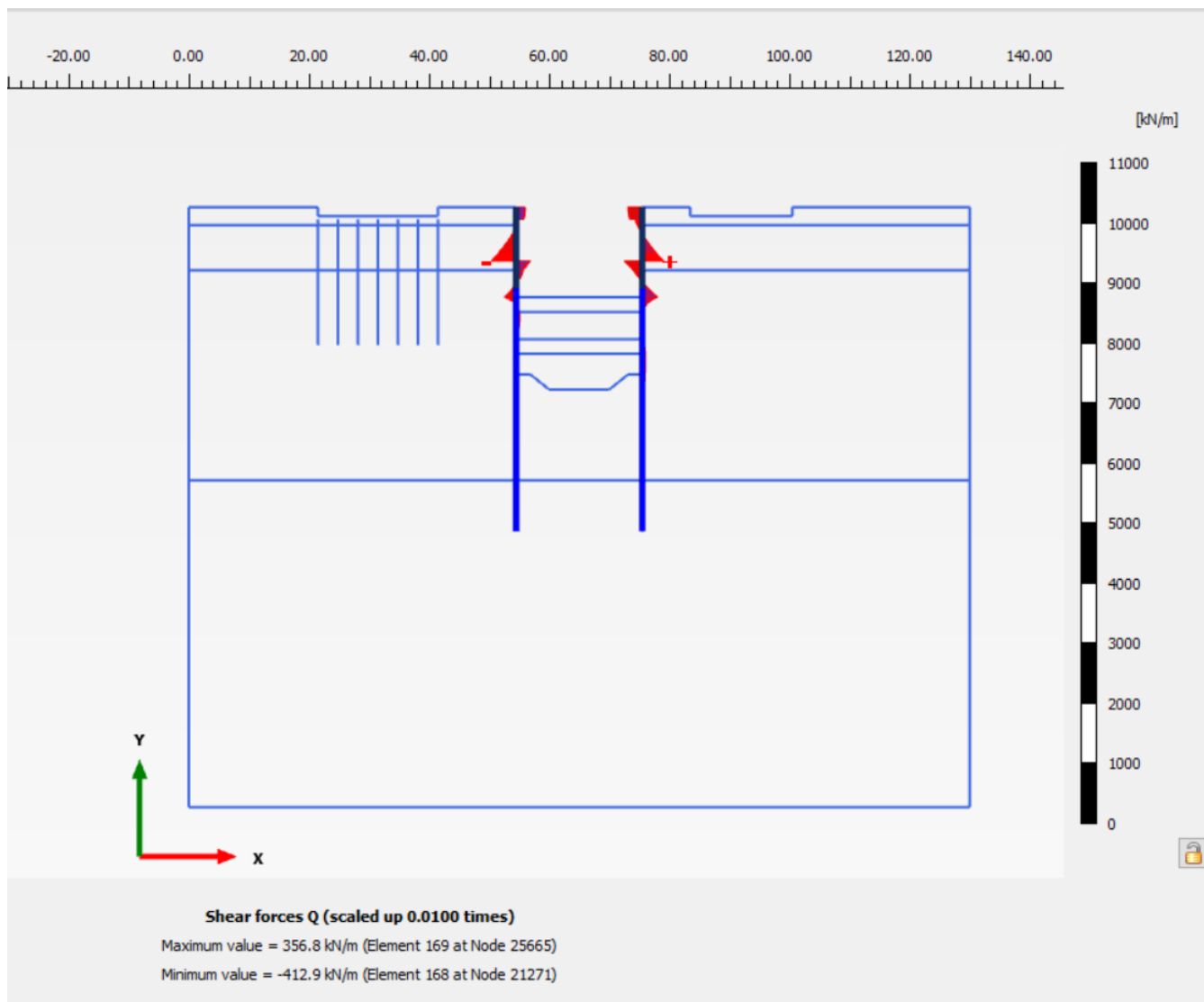


Figure III.33: Présentation de Les effort tronchant à profondeur de 9 m (Phase 28)

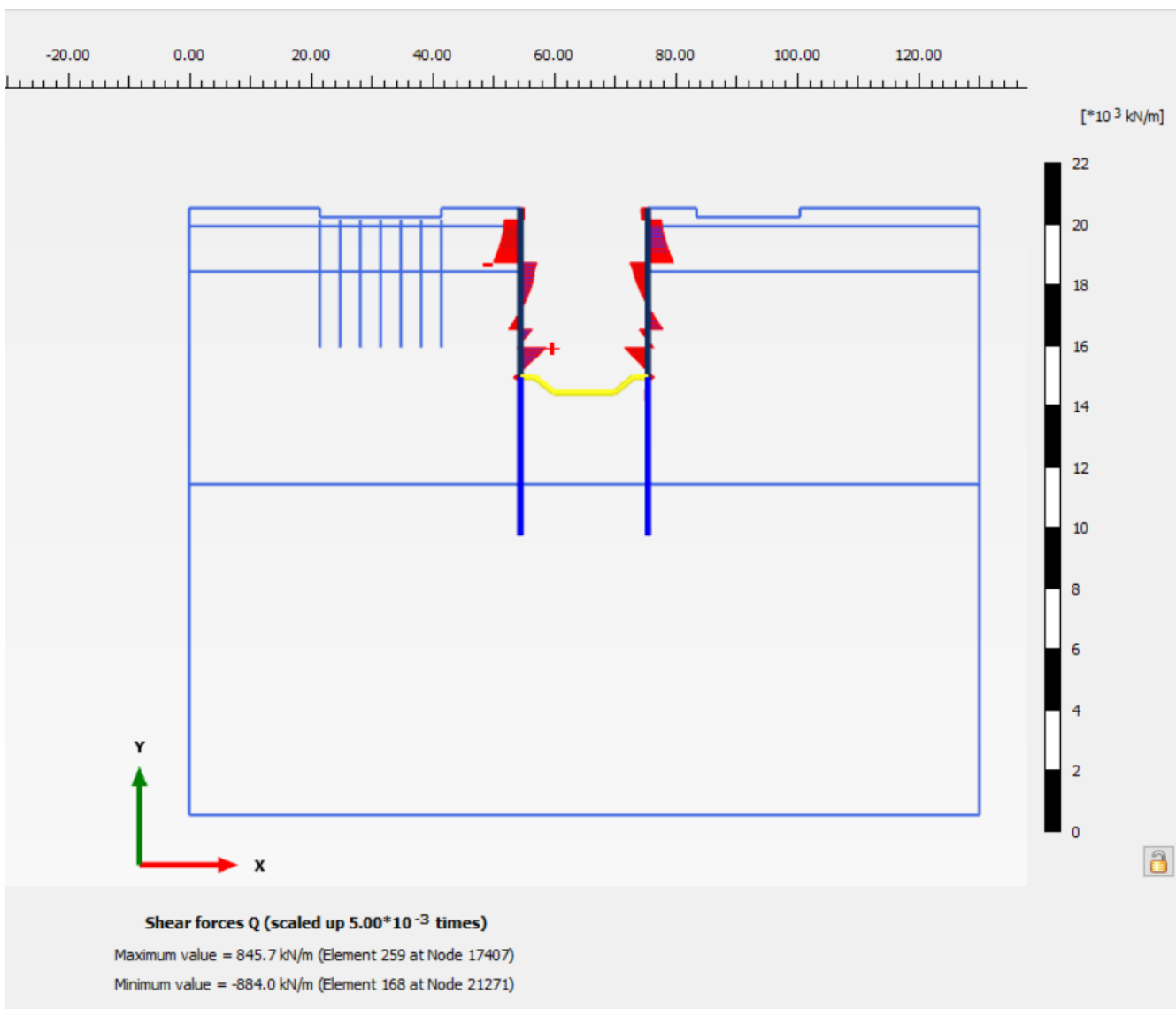


Figure III.34 : Présentation de Les effort troncent à profondeur de 28 m (Phase 28)

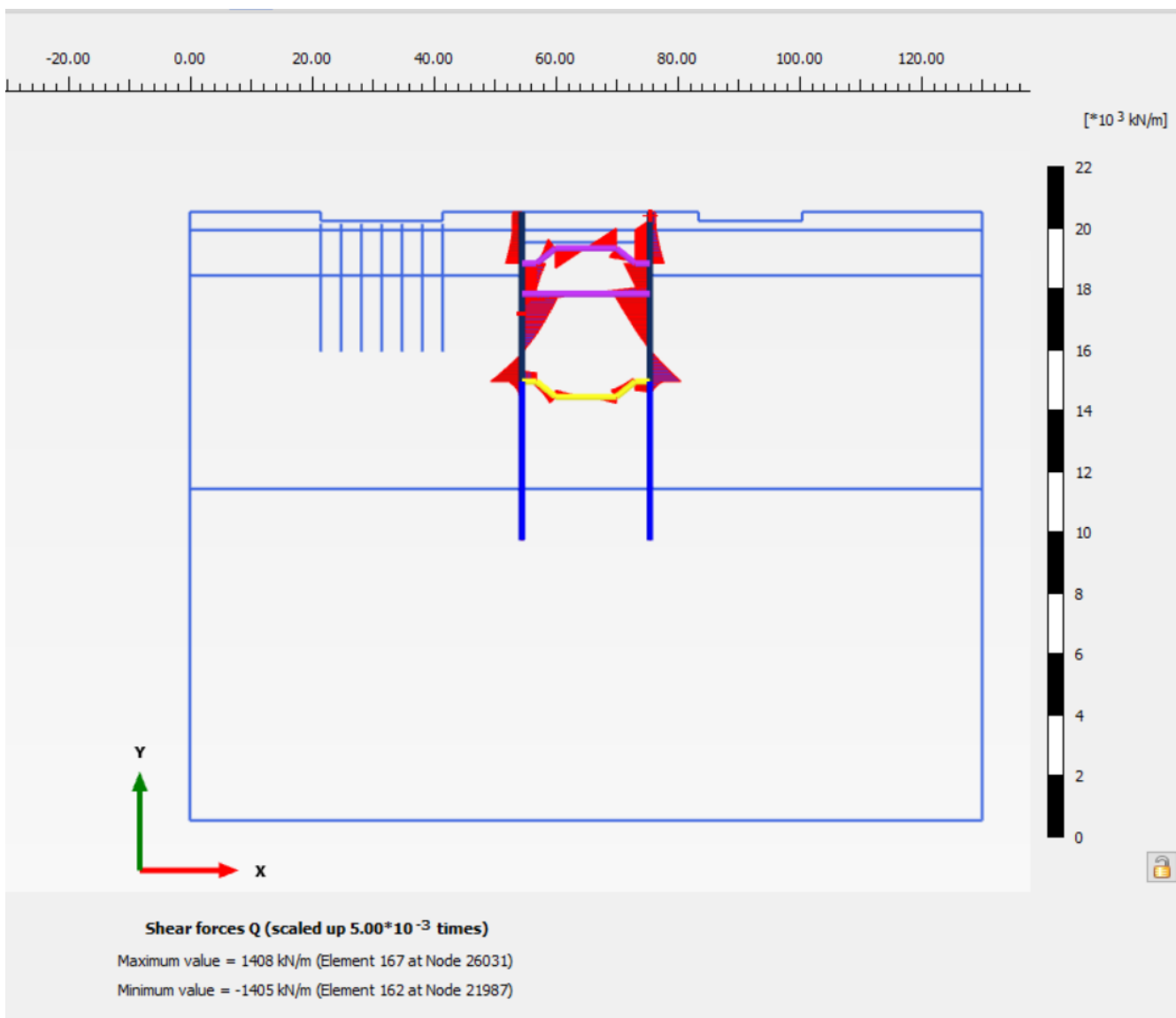


Figure III.35 : Présentation de Les effort troncent à profondeur de 28 m (Phase 33)

III.2.3.5: Le moment dans la paroi moulée en fonction de profondeur d'excavation

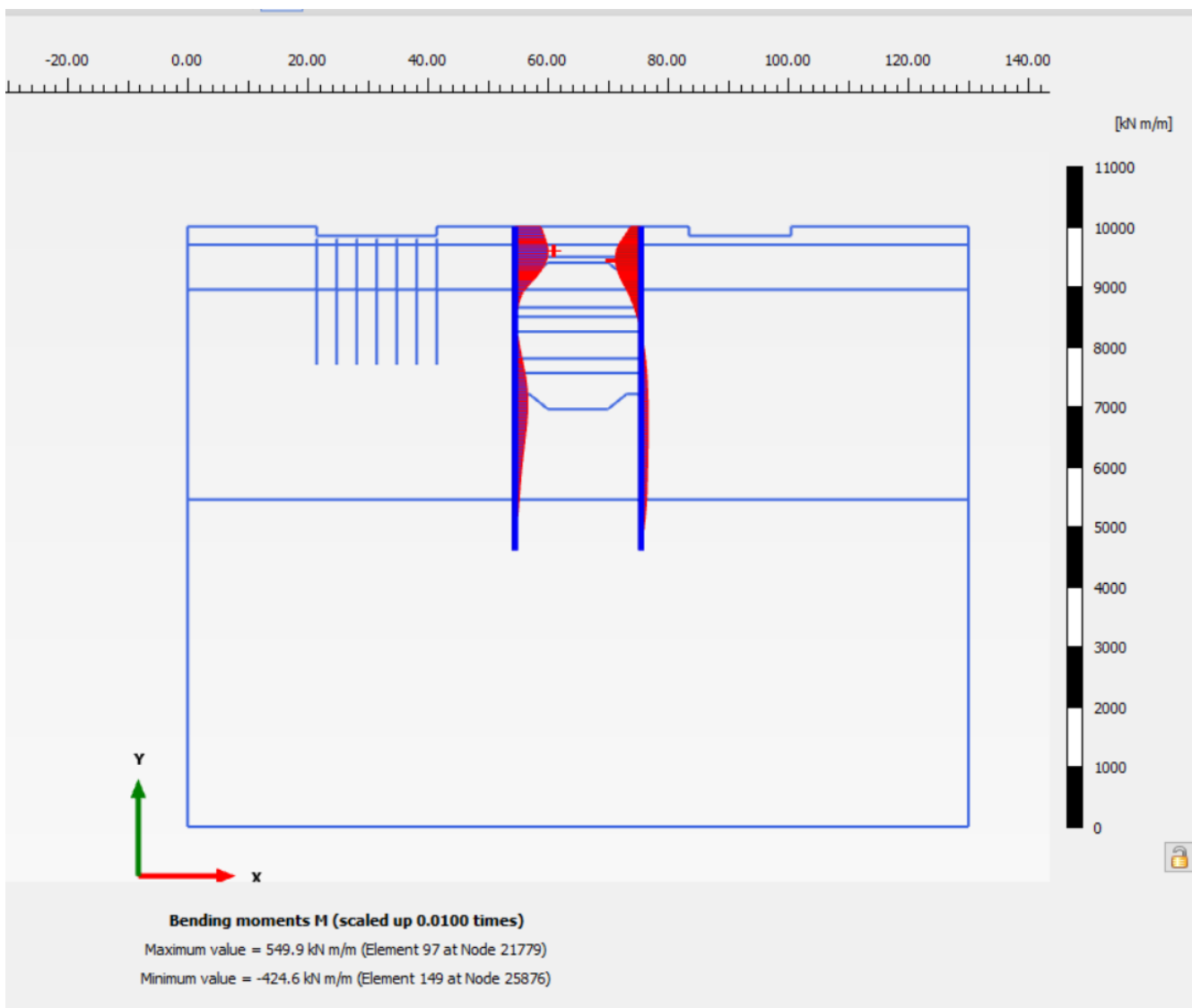


Figure III.36 : Présentation des moments (la phase initiale)

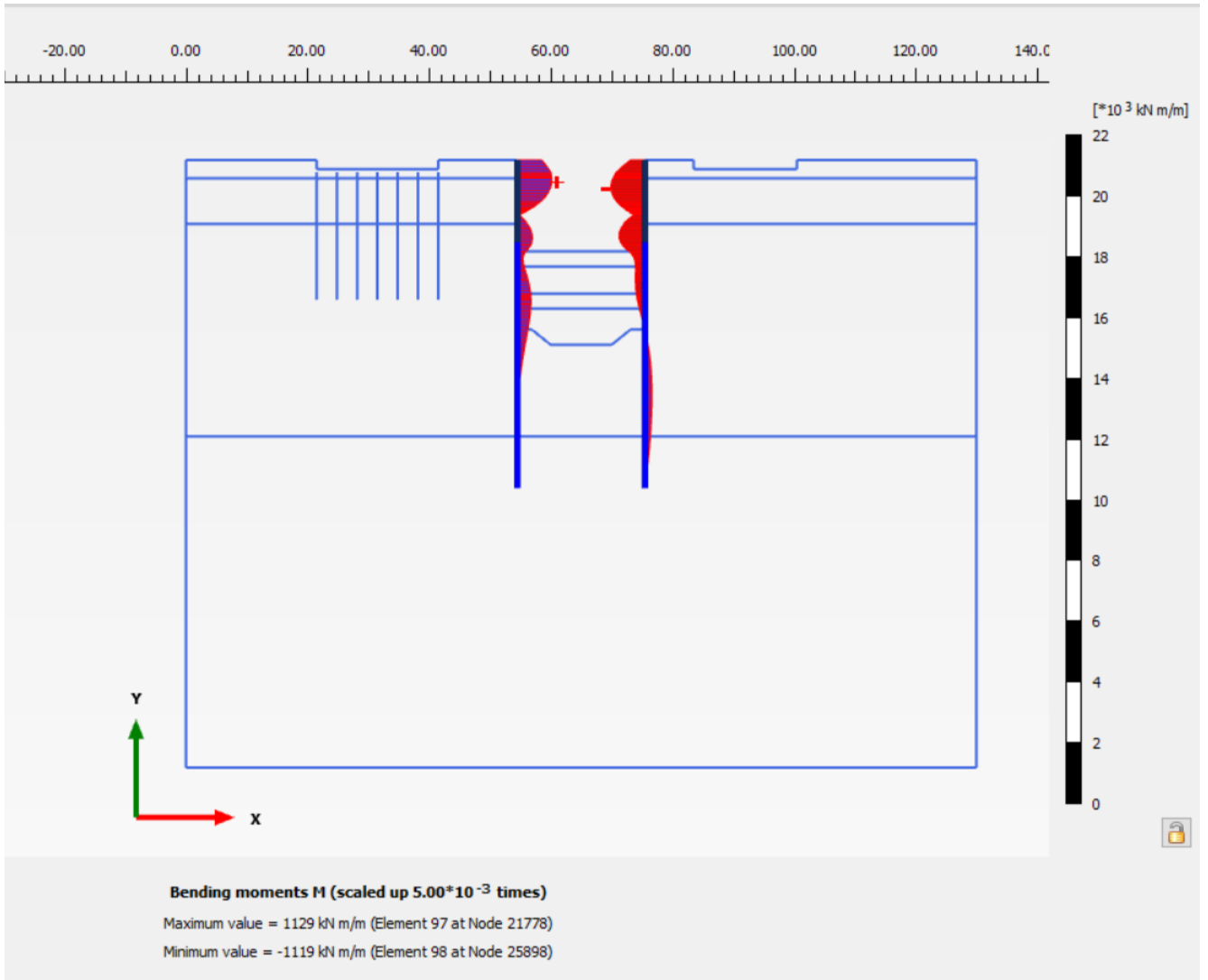


Figure III.37 : Présentation des moments à Profondeur de 9 m (Phase 8)

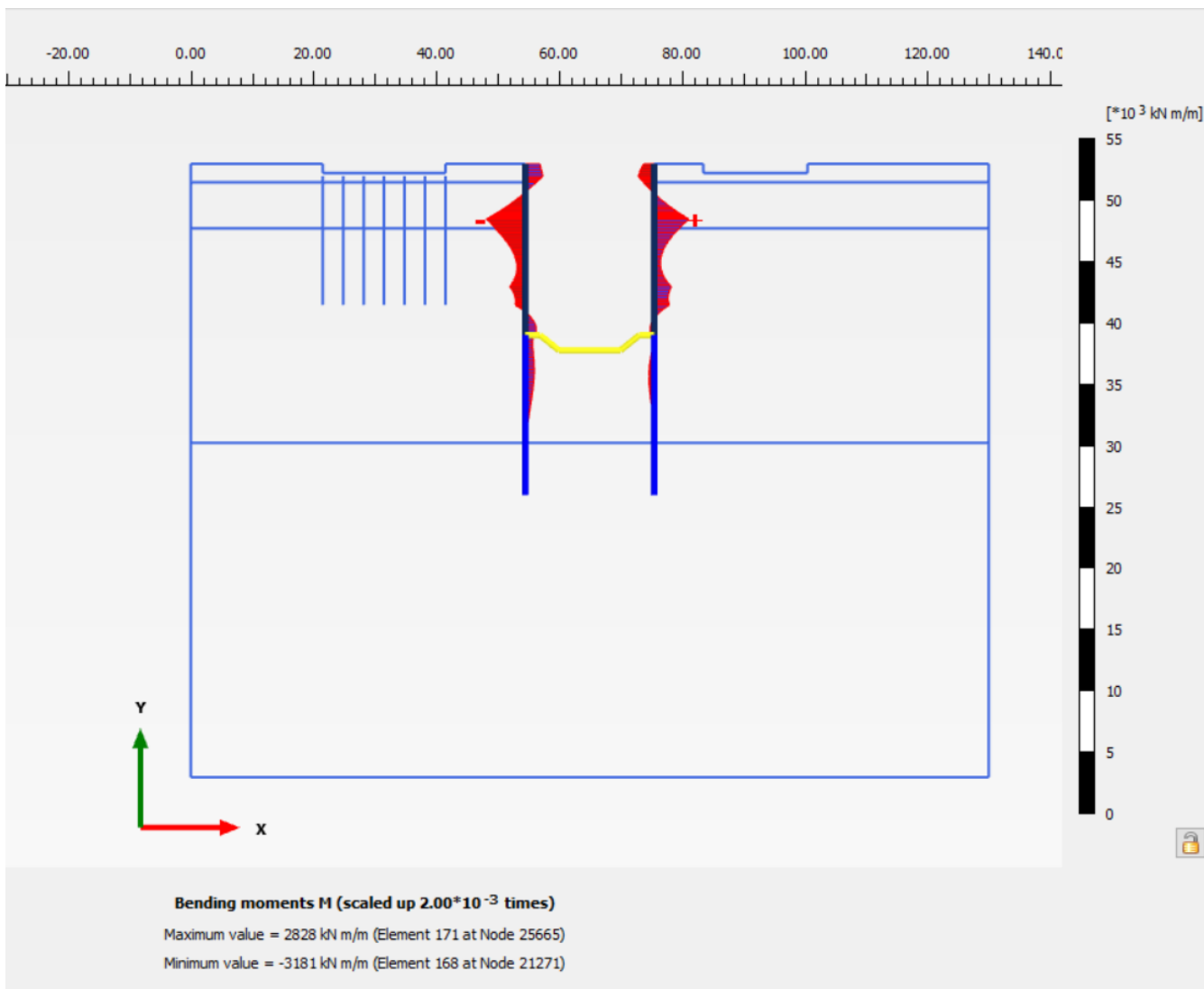


Figure III.38 : Présentation dès Les moment à Profondeur de 28 m (Phase 28)

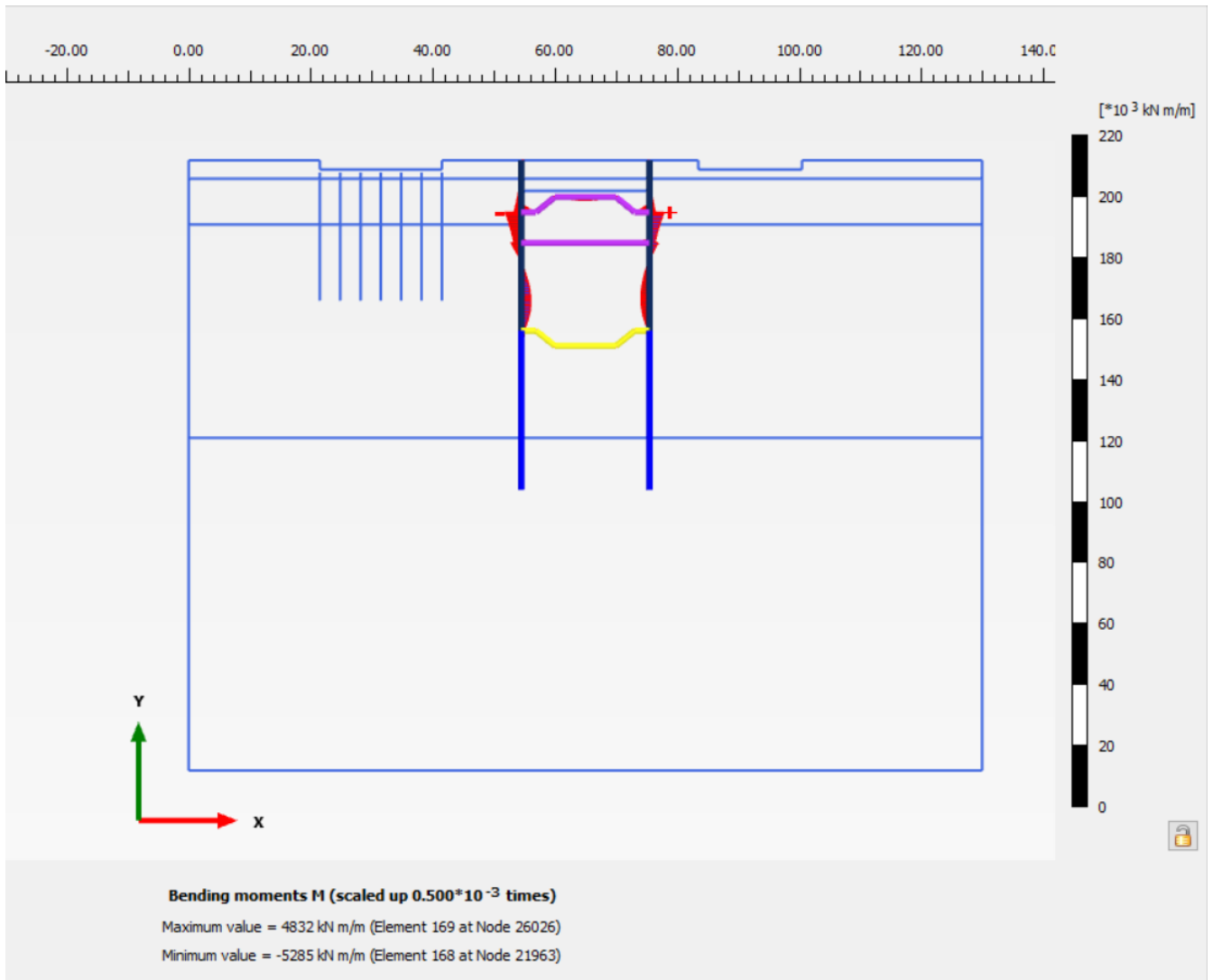


Figure III.39 : Présentation des Les moment à Profondeur de 28 m (Phase 33)

Le but des moments fléchissant et les efforts tranchant et les efforts normaux qui a présente dans les figures suivent, **Figure III.28, 29, 30, 31, 32,33, 34 , 35 , 36 , 37 , 38 , 39** la vérification de dimensionnement et ferrailage de la paroi moulée, au même temps la méthode de soutènement et dimensionnement et position des butons de soutènement, pour assurer une bonne stabilité.

CONCLUSION

L'étude numérique de la station SMAIL YEFSAH, sera localisée entre les PK 6+646,5 et PK 6+773.5 au niveau de la section propose, et la comparaison des résultats d'étude à la valeur admissible du déplacement, montre que la déformation totale horizontale maximale de la station est stable par rapport à la valeur max. Les résultats obtenus dans cette étude (effort normal, effort de cisaillement, moment fléchissant), sont utilisés dans l'investigation de dimensionnement de l'ouvrage (paroi moulée) et le système de soutènement (butons, tirant d'encrage).

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce mémoire porte sur l'étude, par voie de la modélisation numérique, du soutènement d'une section de la station de métro d'Alger (SMAIL YEFSAH), sera localisée entre les PK 6+646,5 et PK 6+773.5). L'étude comporte le type d'écran à savoir les parois moulées ainsi que les types de système de butonnage. Dans un premier temps nous avons décrit les types de soutènement, méthode de construction et les techniques de réalisation. Ensuite, une présentation du projet de la station étudiée (SMAIL YEFSAH)

s'impose, sa géométrie, son emplacement, ces accès, ces niveaux, et ses sections ...etc. Après cette présentation, On s'est intéressé à développer les points suivants :

- Les données géotechniques
- Les matériaux de constructions,
- Les étapes de réalisations
- Le type d'écran de soutènement et types de butonnage
- Les méthodes de contrôle par la valeur max pour contrôler les déplacements horizontaux de la paroi moulée.

Cette partie consacrée au butonnage et suivi par la modélisation numérique de notre profil à l'aide du logiciel PLAXIS 2D V20 ainsi le type de soutènement paroi moulée en utilisant le système d'appuis horizontaux (butons). Dans cette étape on peut voir si les déplacements horizontaux ainsi que les déformations de l'ensemble paroi moulée-sol sont admissibles, en même temps on peut tirer les diagrammes des efforts normaux, efforts tranchants et moments fléchissant qui servent au dimensionnement de la paroi moulée et des butons. Et position d'intervention suite aux résultats obtenus, une comparaison est faite sur les déformations maximales de la section proposée, on peut conclure qu'une bonne stabilité de la paroi est assurée en cours de réalisation du projet.

Références bibliographies

- [1] NEHAOUA ADEL, "Les Ouvrages de soutènement (Murs de soutènement et blindages)", SETS, Sétif, 21 février 2010, pp.1
- [2] "Les ouvrages de soutènement," SETRA, France, Décembre 1988, pp. 4.
- [3] "Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux", LCPC, 2003.
- [4] Zebar Radhouane, analyse numérique du comportement mécanique des parois moulées, mémoire de master, université Mohamed khider, Biskra, 2020
- [5] E. DELAHAYE, G. H AI UN, A.L. MILLAN, les ouvrages de soutènement guide de Conception générale, Imprimerie de Montligeon, publications du CTOA : Jacqueline THIRION, France, 1998.
- [06] Saadi Riadh, modélisation numérique d'une paroi de soutènement en zone urbaines, mémoire de magister, université e hadj Lakhdar, Batna, 2012.
- [7] Tedjini Sarra, "Conception et vérification d'un mur de soutènement type cantilever par la méthode de chargement progressives (push over)", Master académique, Département de génie civil, Djelfa, 2017, Pp.18_22
- [8] Rapport de Cosider Travaux Publics Projet M28
- [9] PLAXIS 2D - Tutorial Manual - Last Updated, March , 06, 2020