



Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département des Mines et géologie

Memoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Mines

Option : Exploitation Minière

Présenté par

DIFFELLAH Noui

RAHAL Houria

Thème

Modélisation numérique par la méthode des éléments finis d'un tronçon du tunnel (cas métro d'Alger-la ligne Ain Naadja -Beraki)

Soutenu le 02 / 06 /2016 devant le jury composé de:

Présidente: Mr Mazari .M

Promoteur :Mr Boulkram.R

Examineur: Mr Faradj.M

Année Universitaire: 2015-2016

REMERCIEMENT

Nous remercions DIEU LE TOUT PUISSANT pour nous avoir donné force, santé et patience pour arriver là où nous sommes.

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à notre promoteur monsieur **BOULKREM Riadh** pour nous avoir estimés capables de traiter ce sujet.*

*Ainsi nous remerciant le chef de département Etudes et Coordination de l'EMAmmonsieur **F.GANI** et le personnel de service de formation en particulier monsieur**CHINOUNE Yacine**.*

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Sans oublier tous les étudiants de département mines et géologie, les enseignants et tous le personnel de l'université A. Mira.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents à qui je dois énormément, que dieu les préserve, ainsi qu'à mes sœurs pour leur soutien de tous les jours surtout dans les moments difficiles.

Sans oublier mes amis pour leur compréhension mais aussi mon binôme Houria.

Noui

Dédicace

) Je dédie ce modeste travail avant tout à la lumière de ma vie, la source de mon bonheur et le guide de mon chemin à : **mes très chères parents.**

Que je ne saurais jamais remercier assez pour leurs sacrifices et leur présence durant mes études et toute ma vie.

) A mes frères : **BENAMMER ET MOHAME.**

) A mes sœurs : **AMINA, FATIMA, HAFIDHA**

) A toute la famille : **RAHAL, CHOULI ET HABIBI.**

) A mes ami(e)s :

**IBTISSEM, FADHILA, NABILA, MERIEM, AMEL , HADJR
KHAWLA, FATIMA, ABLA , SAMIA.**

-AMINE, BRAHIM, LOTFI, ABDENOUR, BENOUDA.

- A MON BINOME : DIFFLAH NOUI.

) A toute les personne de département : **Mines et Géologie.**

) A notre promoteur : **Mr Boukram Riadh.**

HOURIA



Sommaire

Liste des tableaux	I
Liste des figures	II
Abréviation	III
Symboles.....	IV
Objectif et problématique.....	1
Introduction générale.....	2
Chapitre I : généralité sur les tunnels	
I. Introduction	3
I.1. Cycle traditionnel de la réalisation d'un tunnel	3
I.1.1. Creusement	3
I.1.2. Purge et marinage	3
I.1.3. Soutènement.....	4
I.2. Creusement des tunnels	4
I.2.1. Méthode de creusement	4
I.3.Mode De creusement	5
I.3.1. Creusement dans les terrains meubles	5
I.2.2. Creusement dans les terrains durs.....	7
I.4.Technique de creusement.....	11
I.4.1.Méthode de creusement à pleine section	11
I.4.2.Méthode de creusement en demi-section.....	12
I.4.3. Creusement en sections divisées.....	13
I.5.les mouvements de sol dus au creusement d'un tunnel	14
I.5.1.Facteurs influençant la stabilité des ouvrages souterrains	14
I.5.2.Mécanismes de déformation des tunnels	15
I.6. Le soutènement	15
I.6.1.Types de soutènements	16
I.7. Pose d'étanchéité	23
I.8. revêtement définitif	23
I.8.1. Revêtement en béton coffré non-armé sans radier.....	24
I.8.2. Revêtement en béton coffré armé avec radier	24
I.8.3. Revêtement en béton projeté.....	24
I.8.4. Revêtement en voussoirs préfabriqués.....	24

Conclusion.....	25
Chapitre II : aperçu sur la méthode des éléments finis	
Introduction	26
II.1. La méthodes des éléments finis (MEF)	26
II.1.1.1.l'objectif de la méthode des éléments finis	27
II.1.2.Domains d'application de la MEF.....	27
II.1.3. Concepts de base	27
II.1.4.L'utilisation de la MEF	28
II.2.Présentation du logiciel PLAXIS	28
II.2.1.Le logiciel PLAXIS	28
II.2.2.Les sous programmes de PLAXIS	29
II.2.3. Le code PLAXIS 3D Tunnel	29
II.2.4.Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis	29
Conclusion.....	34
Chapitre III : description de la zone d'étude	
Introduction	35
III.1. Géologie générale de la ville d'Alger.....	35
III.1.1. Etudes Géologique	35
III.1.2.Le cadre morphologique	35
III.1.3. Le cadre géologique	37
III.2. Contexte climatique de la ville d'Alger	38
III.3. Réseaux Hydrographique	39
III.4. Description générale de la zone d'études	39
III.4.1. Conditions géologiques, hydrogéologiques, tectoniques et sismiques de la zone d'étude.....	40
III.4.2. Description générale du tracé	43
III.4.3. Description du tracé en plan.....	45
III.4.4. Description du profil en long	46
II.5. Présentation du cas d'étude	46
III.5.1. Description du tunnel d'Ain Naadja (entre PV6 et PV7).....	46
III.5.2. Reconnaissance géologique	46
III.6. Description du tronçon d'étude	51
Conclusion.....	52

Chapitre IV : procédure de travail dans la zone d'étude

Introduction	53
IV.1.Description géométrique	53
IV.2.Système d'excavation	53
IV.2.1.Moyens d'excavation	55
IV.2.2.Cycles de travail	55
IV.3.Machines constructives	56
IV.3.1.Machines excavation et de déblais	56
IV.3.2.Machines de mise en place du soutènement	57
IV.3.3.machines pour revêtement et imperméabilisation.....	59
IV.4.Sections de soutènement	60
IV.4.1.renforcement des sections de soutènement	64
IV.5.Revêtement définitif.....	64
Conclusion.....	66

Chapitre V : modélisation numérique d'un tronçon de tunnel avec PLAXIS

3D Tunnel

Introduction	67
V.1. Présentation de la procédure de simulation	67
V.1.1.L'objectif d'étude	67
V.1.2.Caractéristique géométrique du sol	67
V.1.3. Caractéristique géotechniques du sol	68
V.2. Modélisation numérique	69
V.2.1.Modélisation sans voute parapluie	69
V.2.2. Modélisation avec voute.....	88
V.3.Comparaison et interprétation des résultats des deux conditions de notre étude	106
Conclusion	109
Conclusion générale.....	110

Références bibliographiques.

Annexe.

Liste d'abréviation

BTM :Boom Type Machine ;

EMA :Enterprise Metro Alger

MEF : Méthode des Eléments Finis ;

NMA : Nouvelle méthode autrichienne. ;

P.K : piquetage.

QA : Quaternaire argileux ;

QM : Quaternaire marneux ;

QS : Quaternairesableux ;

RPA : Règles Parasismiques Algériennes ;

RX :Remblais ;

S.S.C.M: Soft Soil Creep;

S.S.M: Soft Soil Model;

TA : Tertiaire Argileux ;

TS : Tertiaire sableux ;

TBM :Tunnel Boring Machine (machine plein section) ;

Symboles

symboles	Désignation	unité
	contrainte tangentielles	KN/m^2
E	module d'élasticité	KN/m^2
	coefficient de poisson	$/$
C	cohésion	KN/m
	l'angle de frottement	$[^\circ]$
	l'angle de dilatance	$/$
I_p	Degré de plasticité	$/$
I_C	Indice de consistance	$/$
n	contrainte normal	KN/m^2
unsat	poids volumique apparent	KN/m^3
sat	Poids volumique saturé	KN/m^3
E_A	la rigidité à la traction	KN/m
E_I	la rigidité à la flexion	KN /m
W	Poids	$kN/m/m$
U_X	les déplacements horizontaux selon l'axe (O _X)	m
U_Z	les déplacements horizontaux selon l'axe(O _Z)	m
U_Y	les déplacements verticaux	m
U_{tot}	les déplacements totaux	m
dU_X	incrément horizontale selon l'axe (O _X)	m
dU_Z	incrément horizontale selon l'axe (O _Z)	m
dU_y	incrément verticale	m
dU_{tot}	incrément totale	m
eff^(max)	contrainte effective maximale	KN/m^2
tot	contrainte totale maximale	KN/m^2

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Bouclier ouvert.....	6
Figure I.2 : Bouclier pressurisés.....	7
Figure I.3 : Tunnelier	8
Figure I.4 : Machine à attaque ponctuelle	10
Figure I.5 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif	10
Figure I.6 : Creusement à pleine section	11
Figure I.7 : Creusement en demi-section	13
Figure I.8 : Creusement en section devisé	14
Figure I.9 : Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti	18
Figure I.10 : Cintres lourds	21
Figure I.11 : Cintres légers	22
Figure I.12 : Voûte parapluie en 3D.....	22
Figure I.13 : Etanchéité d'un tunnel	23
Figure I.14 : Types de revêtement des tunnels.....	25

Chapitre II

Figure II : 1.Exemple d'un maillage.....	27
Figure II.2 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire, (Logiciel Plaxis 8.2).....	30
Figure II.3 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	31
Figure II.4 : Définition du module à 50% de la rupture.....	32
Figure II.5 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb (Logiciel Plaxis 8.2).....	33

Chapitre III

Figure III.1 : Les grands ensembles morphologiques d'Alger.....	37
Figure III.2 : Réseau hydrographique au nord de l'Algérie.....	39
Figure III.3 : situation du tunnel entre P.K. 0+100 et P.K. 0+200	44
Figure III. 4 : situations du tunnel au P.K. 1+070.	44
Figure III.5 : situation du tunnel à la sortie de la gare de Mohamed Boudiaf.	45
Figure III.6 .:Profil géologique longitudinale d'une section du tunnel.....	49
Figure III.7 : Légende de la coupe géologique.....	49

Liste des figures

Chapitre IV

Figure IV.1 : Travaux de déblai dans l'intérieur de tunnel.....	50
Figure .IV.2 : Excavation mécanique avec Marteau piqueur.....	53
Figure .IV.3 : Travaux de déblai dans L'intérieur de tunnel.....	53
Figure .IV.4 : Travaux de projection de béton dans un tunnel.	54
Figure .IV.5 : Robot de projection De béton	54
Figure .IV.6 : Mise en place d'un cintre à l'intérieur du tunnel.....	55
Figure .IV.7 : Élévation du cintre avec grue.....	55
Figure. IV.8 : Charriot de coffrage.....	56

Chapitre V

Figure V.1: caractéristique géométrie de tunnel.	63
Figure V.2 : génération des conditions aux limites [boite dialogue de PLAXIS 3D Tunnel .	65
Figure V.3 : generation du maillage en 2D puis en 3D.....	65
Figure V.4 : Conditions hydraulique [boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel].	66
Figure V.5 : champ des contraintes effective [boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel]	66
Figure V.6 : phase de calcul [boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel].	67
Figure V.7: définitions des points pour le calcul [boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel].....	68
Figure V.8 : courbe de déplacement verticale au niveau des points B et E dans la phase 29.	81
Figure V.9 : génération des conditions limites du tunnel avec la voute.[boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel].	82
Figure V.10: génération du maillage en 2D et en 3D.....	82
Figure V.11 : conditions hydrauliques [boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel]	83
Figure V.12: champs des contraintes effectives [boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel]	83
Figure V.13: courbes des déplacements verticaux au niveau du point B et E.	99

Liste des figures

Liste des tableaux

La liste des tableaux

Chapitre III

Tableau III.1 Température et pluviométrie moyens d'Alger.....	39
Tableau III.2 Niveaux phréatiques des sondages effectués.....	43
Tableau III.3 tableau récapitulatif des travaux de sondage	46
Tableau III.4 résultats des sondages	47
Tableau III.5 résultats de l'essai d'Atterberg	48
Tableau III.6 résultat de l'essai de cisaillement	49
Tableau III.7 formation de la zone d'étude	51

Chapitre IV

Tableau IV.1. résumés des classes de soutènement.....	60
--	----

Chapitre V

Tableau V.1 : caractéristiques mécaniques de sol.....	68
Tableau V.2 : paramètres du soutènement.....	69
Tableau V.3 : résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel	75
Tableau V.4 : résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel	91
Tableau V.5 : seuil des mouvements admissibles	107
Tableau V.6 : résumé des résultats des déplacements dans les deux conditions de travail .	108
Tableau V.7 : les déplacements maximales au niveau de la voute du tunnel	108

Objectif et problématique

Objectif et problématique

Le présent travail est dans l'objectif de faire la modélisation d'un tronçon du tunnel de métro d'Alger de la liaison Ain Naadja_Baraki, de prévenir le comportement de l'ensemble tunnel-terrain et de prévoir les déformations et les déplacements du terrain qui sont dus au creusement du tunnel.

Pour atteindre notre but, on fait une analyse numérique du tunnel en utilisant le logiciel PLAXIS 3D Tunnel qui base dans ses calculs sur la méthode des éléments finis(MEF), pour évaluer les déplacements du terrain. A partir de là on désire à juger l'efficacité du soutènement et du revêtement prévus avant l'exécution des travaux.

Pour cela on utilise le code tridimensionnel pour étudier numériquement la stabilité d'un tronçon du tunnel et calculer l'état de contrainte, ainsi les déplacements du sol et leurs influences sur l'ouvrage.

Pour atteindre l'objectif visé, notre travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :

Le premier chapitre présente les aspects généraux d'une construction souterraine 'tunnel', les différentes techniques et modes de creusement ainsi les processus de choix des méthodes de creusement et les conditions dans lesquelles sont applicables. par la suite on s'intéresse au différent mouvement induit par le creusement du tunnel et les différents type de soutènement et revêtement nécessaire pour tout projet de réalisation d'un ouvrage souterrain.

Le deuxième chapitre porte une brève présentation de l'outil numérique PLAXIS 3D Tunnel que nous avons utilisé pour la simulation tridimensionnel présenté dans l'annexe D, un bref aperçu sur la MEF et la description des lois de comportement du sol.

Le troisième chapitre est consacré à donner une description générale de la zone d'étude (géologie, hydrogéologie, climat,.....) ainsi une brève présentation de la ligne 1 Ain Naadj -Baraki et le parcours du tunnel tout le long de la ligne. En suite on s'intéresse aux travaux de reconnaissance du site naturel de l'implantation du tunnel.

Le quatrième chapitre consacre à donner une brève explication sur la procédure de travail dans la zone d'étude

Le dernier chapitre présente l'aspect numérique concernant la modélisation d'un tronçon du tunnel limité par PK.0+00 et PK.0+200 m par l'utilisation du logiciel de PLAXIS 3D Tunnel qui base sur la MEF comme principe de calcul des déplacements induit par le creusement.

Introduction générale

Introduction générale :

La réalisation d'ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies.

La densification des agglomérations urbaines et l'embouteillage conduit à une demande croissante de construire des ouvrages souterrains.

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel) entraîne des modifications de l'état de contrainte et de déformation du terrain qui peuvent aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée, ou à provoquer des désordres intolérables dans le terrain et l'environnement de l'ouvrage lui-même, spécifiquement dans les cas d'ouvrage de grande dimension « tunnel ».

Les mouvements de sol sont l'un des problèmes liés par la réalisation d'un ouvrage souterrain surtout à faible profondeur et à la présence des formations géologiques telles que les argiles altérées.

Afin de faire une évaluation sur les effets induits dans les terrains par la réalisation des ouvrages souterrains, l'ingénieur doit faire une analyse détaillée pour assurer la stabilité de l'ouvrage et contrôler les déformations du massif, avec prendre en considération les caractéristiques des terrains traversés par l'ouvrage (géologie, hydrogéologie et géotechnique) et les caractéristiques de l'ouvrage lui-même (géométriques et géotechniques).

Les problèmes majeurs liés à la réalisation du tunnel sont : le comportement terrain-ouvrage, l'estimation des déplacements et des déformations des terrains et la détermination du type de soutènement à mettre en œuvre pour assurer la stabilité du tunnel.

Au cours des développements des moyens informatiques tels que le logiciel du PLAXIS 3D Tunnel, on peut faire une modélisation d'un tunnel qui permet d'améliorer le comportement terrain-ouvrage et d'assurer la stabilité des ouvrages durant l'étape de creusement.

Introduction

Un tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). Sont apparentés aux tunnels par leur mode de construction les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux des grands centres et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques.

Pour tout projet de tunnel, les responsables du projet suivent des étapes incontournables évidemment, les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation,.... Mais, comme le précise Lunardi(2008), la connaissance du milieu dans lequel on opère, de l'action du creusement et de la réaction du massif suite à l'excavation et le choix de techniques de creusement ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables et les différentes modes de soutènement et revêtement sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain. [1]

I.1. Cycle traditionnel de la réalisation d'un tunnel

Un cycle traditionnel de la réalisation d'un tunnel se décompose schématiquement comme suit :

I.1.1. Creusement

Le creusement peut être exécuté mécaniquement avec une machine ou à l'explosif. Dans ce dernier cas, l'opération est divisée en trois phases successives :

-) Perforation ;
-) Chargement des trous ;
-) Abattage (tir).

I.1.2. Purge et marinage

- L'opération de purge consiste à faire tomber de la voute et du front, les blocs et les écailles non stables.
- Le marinage des déblais consiste à charger et évacuer les déblais « purgés » .il est toujours précédé de la purge de la voute et du front. Parfois la mise en œuvre d'une première couche du béton projeté précède également le marinage. [2]

I.1.3. Soutènement

Le soutènement assure la stabilité de l'excavation, il est généralement placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation. Dans les terrains de mauvaises tenues, la longueur d'une phase est égale à la portée maximal de l'excavation, qui peut rester stable par elle-même le temps nécessaire pour placer le soutènement, ainsi lorsque des cintres sont prévus, la longueur des pas de creusement est généralement égale à l'espacement entre cintres. [3]

I.2. Creusement des tunnels

I.2.1. Méthode de creusement

Il est assez difficile, en matière de souterrain, de traiter indépendamment des différents choix qui concourent à la définition d'une méthode d'exécution des travaux, car ces choix sont très souvent étroitement liés et dépendants les uns des autres. Plus précisément, le choix d'une méthode de creusement est loin d'être indifférent par rapport au choix d'un type de soutènement provisoire ou même de revêtement définitif, et l'ensemble de ces choix est évidemment conditionné en tout premier lieu par les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du massif traversé.

I.2.1.1. Processus de choix

a- Première phase :

Le choix résulte, en première phase, d'un arrangement entre les exigences suivantes :

-) L'état du terrain encaissant ;
-) du site et de l'environnement ;
-) de la géométrie du tunnel ;
-) du procédé de construction lui-même. [4]

b- Deuxième phase :

La règle est alors en priorité l'étude de ces procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

-) la sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction ;
-) une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux) ;
-) la souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles) ;

-) la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.[5]

c- Troisième phase :

Ulérieurement, lors du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet, etc.

-) conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés ;
-) niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise) ;
-) insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution ;
-) coût de la solution et aléas correspondants.

En matière de travaux souterrains, la procédure de consultation doit conserver une certaine souplesse, la solution proposée par le maître d'œuvre étant rarement la seule possible. Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession.[5]

I.3.mode de creusement

La nature du terrain est le critère essentiel dans le choix du mode d'excavation, mais il est loin d'être le seul [6]. D'autres critères peuvent jouer un rôle déterminant dans le choix du mode comme les exigences de l'environnement, le délai imposé à la construction ou la nature du matériel existant dans l'entreprise peuvent jouer un rôle déterminant dans le choix du mode [6]. On s'appuyant sur le critère de la nature du terrain, on distingue deux modes d'excavation :

-) L'excavation du tunnel dans les terrains meubles ;
-) L'excavation du tunnel dans les terrains durs.

I.3.1. Creusement dans les terrains meubles

Le développement des agglomérations, souvent situées dans des vallées, a conduit de réaliser de plus en plus d'ouvrages souterrains dans des terrains meubles. Parmi les technologies conçus pour excaver le sous – sol, on peut citer :

I.3.1.1. La pelle hydraulique

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales. Dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur.

I.3.1.2. Le bouclier mécanisé

Un bouclier est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

Le bouclier joue un rôle de soutènement provisoire, sa progression est assurée par des vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. Il convient de différencier les boucliers non pressurisés (à front ouvert) et les boucliers pressurisés (avec un soutènement du front).

a- Les boucliers non pressurisés (front ouvert) :

Laissant le front visible et accessible, ils sont utilisables préférentiellement dans les sols cohérents sans gradient hydraulique important et qui ne représente pas d'instabilité au front de taille. Ils assurent simultanément les fonctions d'abattage et du soutènement latéral de l'excavation. Le front d'attaque du tunnel n'est pas soutenu.

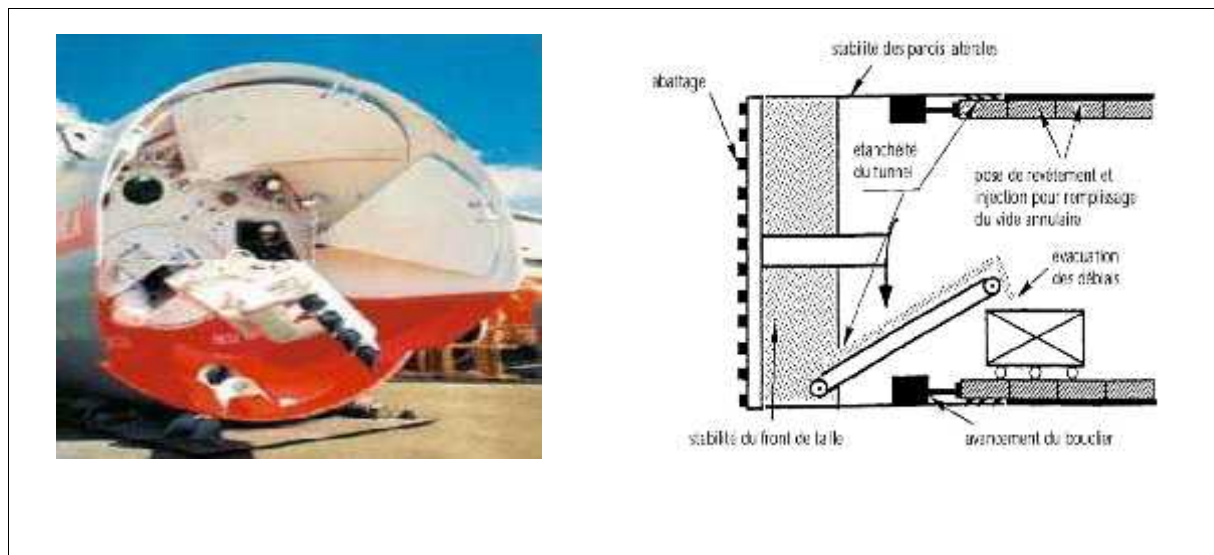


Figure I.1. Bouclier ouvert. [3]

b- Les boucliers pressurisés :

Dans les terrains meubles et aquifères, ou la stabilité du front de taille n'est pas assurée, il faut le soutenir par une pression qui peut être appliquée :

- Soit par l'air comprimé (bouclier à air comprimé) ;
- Soit par la roue de taille elle-même (à pression mécanique) ;
- Soit par un liquide dense comme la boue bentonite (bouclier à pression de boue) ;
- Soit enfin par le marinage (pression de terre).

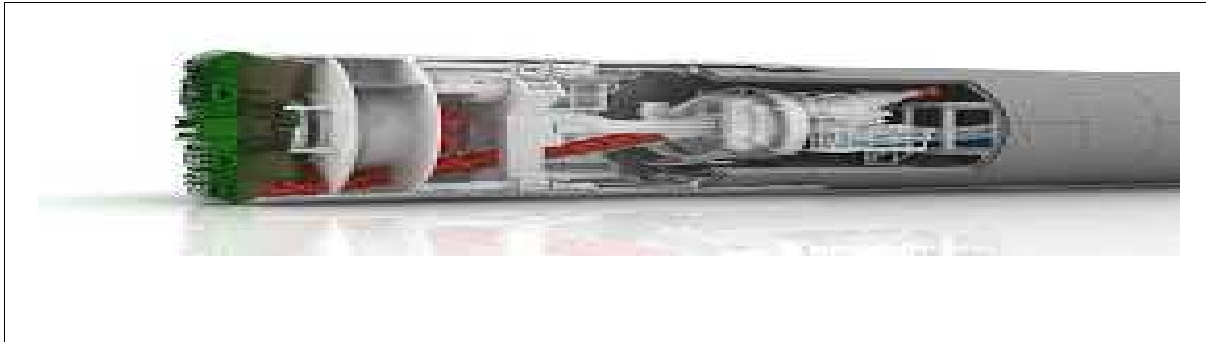


Figure I.2. Bouclier pressurisés.

I.3.2. Creusement dans les terrains durs

Pour les terrains durs ou les roches on peut avoir deux types d'excavation :

-) Creusement mécanisé ;
-) Creusement à l'explosif.

I.3.2.1. Creusement mécanisé

Ce type d'abattage est développé principalement à partir des années 1950, les machines correspondante, appelées machines à forer, sont devenues capables d'excaver les roches les plus dures. [3]

On distingue deux grandes familles de machines :

-) Machines à attaque globale (Tunnelier) ;
-) Machines à attaque partielle ou ponctuelles.

A. Machines à attaque globale (Tunnelier) :

Les machines à attaque globale (machine plein section, tunnelier ou tunnel boring machine – TBM) attaquent en une seule passe la totalité de la section. Elle possède à l'avant un plateau circulaire rotatif d'un diamètre égal à la section à excaver, le plateau appelé tête de forage, porte les outils de creusements.

) Avantages du Tunnelier :

- Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées de 15 à 30 m/jour théoriquement ;
- Pas d'ébranlement, (choc) Ce qui assure une bonne tenue de la galerie ;
- Pas d'hors profil, d'où une économie de béton ;
- Le soutènement est facile et rapide (préfabriqué) ;
- Les équipes de personnel sont réduites, Ce qui permet d'augmenter le rendement (homme / poste) ;
- La sécurité des chantiers est accrue. [3]

) Inconvénients du Tunnelier :

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30% ;
- Le tunnelier ne peut être valablement utilisé, qu'en terrain homogène ;
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine ;
- Coût très élevé, d'où la difficulté ou la quasi impossibilité d'amortissement sur des tronçons, dont la longueur est inférieure à 2 Km ;
- La géométrie du tunnel doit être circulaire, or ce n'est pas notre cas ;
- Le coût excessivement élevé des outils de forage. [3]



Figure I.3. Tunnelier. [3]

B. Machines à attaque partielle ou ponctuelle :

Les machines à attaque partielle ou ponctuelle (boom type machine – BTM) représentent les machines qui n'abattent qu'une partie de la section. Elles permettent de creuser n'importe quel profil de dimension variable, elles sont équipées d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis automoteur à roues ou à chenilles.

Le principe du travail d'abattage de la machine consiste en un éclatement de la roche sous les effets conjugués (associés) d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras. Les déblais sont ensuite repris au front par un système d'évacuation propre ou non à la machine.

Ce moyen d'abattage reste bien adapté aux travaux en site urbain, et à l'exécution de galeries de dimensions faibles à moyenne (reconnaissance, avancement, pilote ou travaux annexes, niches, garages, locaux techniques).

) Avantages des machines à attaque ponctuelle :

- Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches ;
- Grande vitesse d'avancement (6 m/jour) ;
- La technique d'abatage n'entraîne pas d'ébranlement ;
- Découpage soigné de la section (pas de hors profils). [3]

) Inconvénients des machines à attaque ponctuelle :

- Un coût élevé, mais plus avantageux que les tunneliers ;
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain ;
- Les têtes d'attaque s'usent très rapidement et leur changement est relativement coûteux ;
- Beaucoup de poussières. [3]



Figure I.4. Machine à attaque ponctuelle. [3]

I.3.2.2. Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode conventionnelle d'excavation.

Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) où un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique. [1]

Une technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires résumées dans la figure suivante :

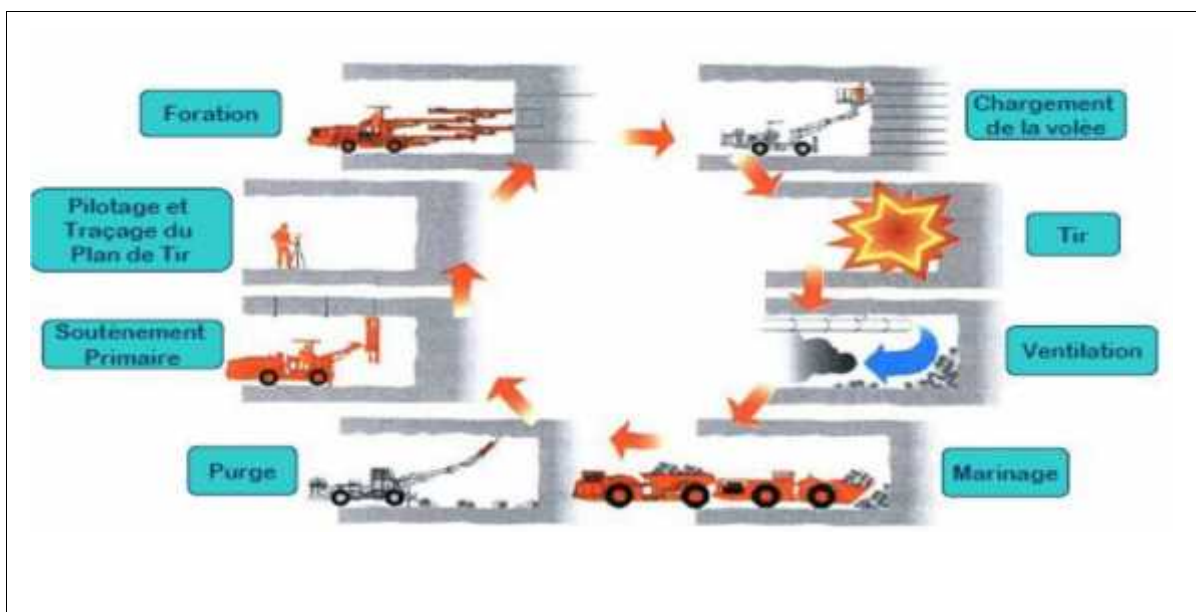


Figure I.5. Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif. [6]

I.4. Technique de creusement

) Il existe trois techniques de creusement des tunnels :

I.4.1. Méthode de creusement à pleine section

Elle est adaptée aux terrains homogènes, de bonne ou assez bonne tenue, ne nécessitant pas l'utilisation d'un soutènement provisoire. Or, si le rocher présente des fissures tolérantes (fissuration à la suite d'utilisation d'explosif ou fissure propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée. [2]

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté. La méthode de creusement en pleine section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 *m* par jour en procédant par volées de 4 *m*. [6]

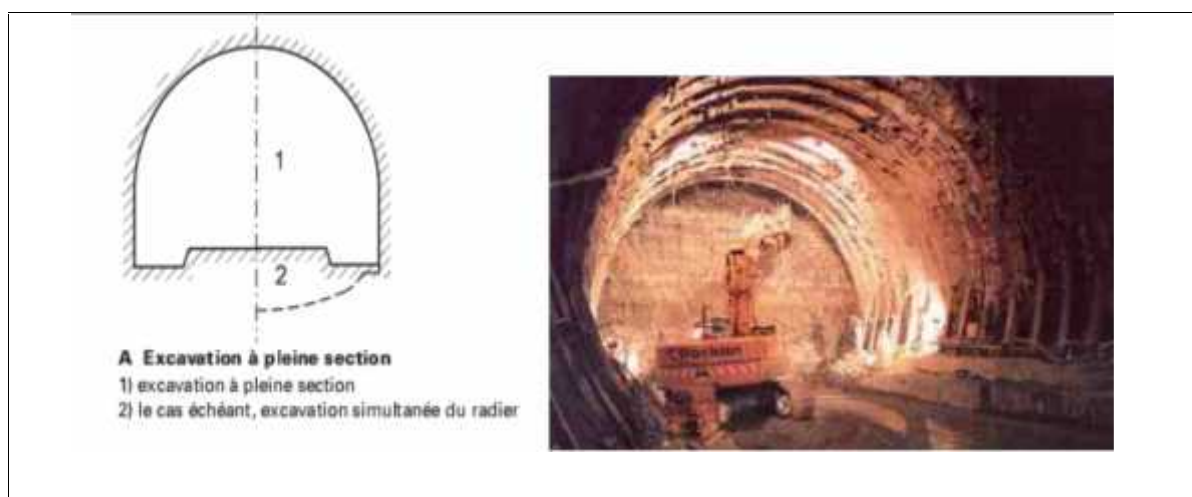


Figure I.6. Creusement à pleine section. [7]

➤ Avantages du creusement en pleine section :

-) La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du soutènement ;
-) La méthode de creusement à pleine section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 *m* par jour en procédant par volées de 4 *m* ;
-) La méthode de creusement à pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné. [7]

➤ **Inconvénients du creusement en plein section**

- J) L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.
- J) La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

I.4.2. Méthode de creusement en demi-section

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase le demi – section supérieure du tunnel (calotte) suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 *m* ou 6 *m*. Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation du demi – section inférieure appelée (stross) [8]. La mise en place du soutènement provisoire s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation.

Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (de 40 *m*² à 50 *m*²) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille.[2]

Le creusement par demi – section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier le pas d'avancement de creusement. [6]

L'intérêt fondamental de la demi – section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée, est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement sur toute la partie supérieure, il peut être réalisé une fois le creusement du tunnel en demi – section supérieure terminé, ou avec un certain décalage (20 *m* à *plusieurs centaines de mètres*).

Dans la méthode par demi – section, le raccourcissement de l'avancement unitaire (pas d'avancement) jusqu'à moins de 1 *m* dans les terrains médiocres et la grande durée de pose des soutènements peut diminuer considérablement l'avancement journalier jusqu'à 3 *m* par jour. [6]



Figure I.7.Creusement en demi-section. [9]

I.4.3. Creusement en sections divisées

Cette méthode s'applique aux grandes excavations souterraines, mais surtout aux tunnels dans des mauvais terrains ou les autres méthodes de construction présentes des risques ou conduisent à des tassements en surface non admissible.

La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation qui peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement .la position des phases d'excavation peut être très variée ; elles doivent être adaptées à la situation de l'ouvrage, à sa forme et au matériel. [8]

On considère deux méthodes d'exécution caractéristique :

- on creuse une galerie de tête en clé de voute dans un premier temps puis on l'élargit latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale. Le terrassement de la demi section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontale à l'abri du soutènement de la voute. [8]
- on peut aussi commencer à creuser deux galeries de base au niveau des piédroits pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieure de l'ensemble de la section. [8]

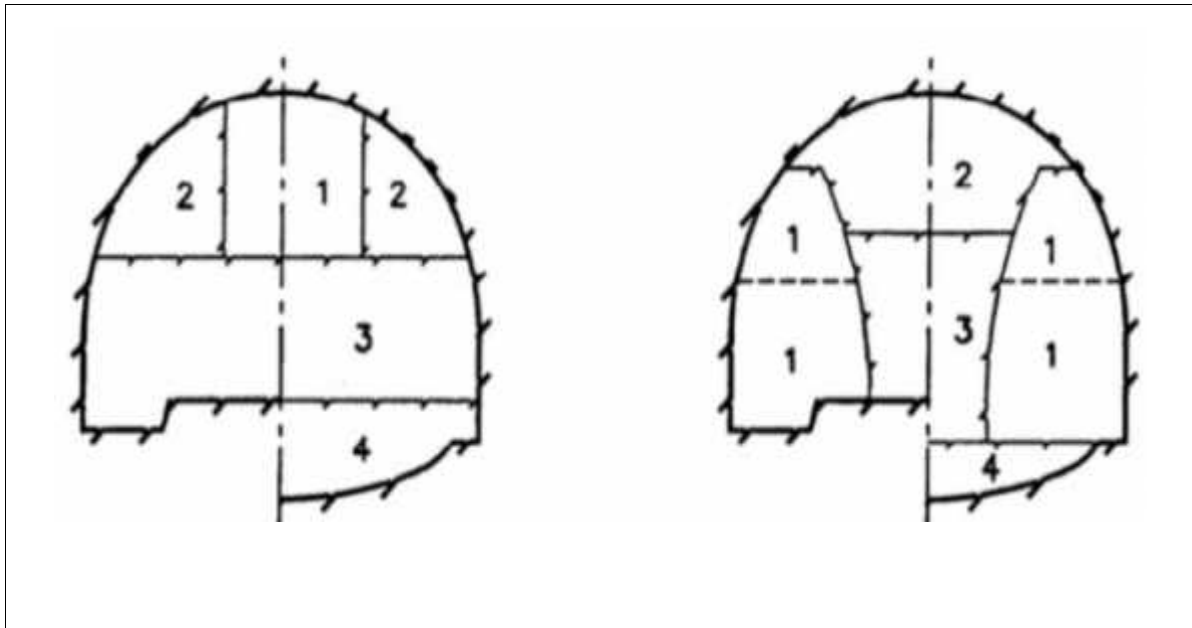


Figure I.8. Creusement en section devisé. [9]

I.5. les mouvements de sol dus au creusement d'un tunnel

Lors de l'excavation des tunnels, la perturbation des contraintes vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol. [1]

Les différents types d'instabilité des ouvrages souterrains (galerie, tunnel.....etc.)Sont liés à la diminution de la résistance du terrain et du soutènement sous l'effet de plusieurs agents : eaux souterrains, dégradation des propriétés de la roche, altération des roches et l'augmentation de la fissuration des massives rocheuses suites aux vibrations (tir, transport.....etc.) et/ou aux tremblements de terre ; ces agents ont des effets néfaste sur l'environnement de l'ouvrage. [1]

- En générale les mouvements de sol liés :
 -) à la perte de sol au front de taille ;
 -) au déplacement du sol vers le vide laissé ;
 -) au déplacement vers les vides latéraux ;
 -) à la déformation du soutènement du tunnel.

I.5.1.Facteurs influençant la stabilité des ouvrages souterrains

Les risques principaux rencontrés lors de la réalisation des ouvrages souterrains ont plusieurs origines :

-) risques géotechniques et géologiques : associés à l'insuffisance des informations obtenues à travers les travaux de reconnaissances et géotechniques pour prévoir la réponse du terrain à l'action du creusement ;
-) risques hydrologique : liés aux manques d'informations en ce qui concerne les eaux souterraines (présence des nappes phréatiques) ;
-) risques liés aux conditions géo-mécaniques rencontrées ;
-) Risque de construction et de creusement : liés aux choix des méthodes de construction qui soit mal adapté ou non appropriée aux conditions des terrains.

I.5.2. Mécanismes de déformation des tunnels

Les tunnels subissent plusieurs types de déformations, dues au changement de la distribution du champ de contrainte autour de l'ouvrage. [7]

I.5.2.1. Déformations dues aux forces horizontales

Dans le cas où le tunnel est situé au voisinage d'une vallée (considérée comme une charge verticale), la construction d'un ouvrage (route par exemple) à proximité du tunnel perturbe le système des contraintes, d'une sorte que les forces horizontales deviennent l'une plus grande que l'autre et cela provoque une déformation du tunnel.[7]

I.5.2.2. Déformation dues au manque de pression passive horizontale

Dans le cas d'ouvrage souterrain excavés dans des terrains meubles et des sols, ces terrains subissent des altérations dues à l'implantation des nouveaux ouvrages (charges supplémentaire par exemple des infrastructures) au dessus du tunnel.

I.5.2.3. Déformations dues aux pressions horizontales latérales et verticales excessives

Dans le cas de présence d'eaux souterraines, et lorsque les terrains encaissants sont gonflants, les conséquences sont l'élévation de la voute et le soulèvement du radier.

I.6. soutènement

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel) perturbe le système des contraintes naturelles autour de la cavité créée, et généralement le terrain encaissant agit par certaines réactions, qui peuvent être la cause directe de l'instabilité du massif et de l'ouvrage.

Cette réaction dépend directement de la nature, caractéristiques et de la résistance mécanique du terrain excavé et les caractères géométrique de la cavité. [10]

pour cela la réalisation de soutènement est l'un des éléments essentiels de l'exécution du tunnel, galerie.il a un rôle de protection et de sécurité pour les personnels travaillent sous terre (contre les chutes de petits blocs), de supportage pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain.il sert aussi à protéger les terrains en paroi vis-à-vis de l'altération.[11]

I.6.1. Types de soutènements

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistant dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant un "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité tout au moins lorsque l'état des contraintes initiales et les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain l'autorisent .Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité. [12]

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements Classés en quatre catégories principales :

I.6.1.1. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant

Il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

-) Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) ;
-) Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier) ;
-) Boulons à friction. [1]

a- Boulons d'ancrage ponctuel :

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité

n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. [1]

b- Boulons d'ancrage réparti :

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même. Les boulons d'encrage réparti sont des tiges que l'on place dans un trou, scellées au terrain sur toute la longueur du forage, au moyen d'un produit de scellement (résine ou ciment).une plaque est fixée par un écrou et serrée contre les parois. [1]

Suivant la nature et le mode de mise en place du produit de scellement, on distingue plusieurs types de boulons :

❖ les boulons avec scellement à la résine :

La matière de scellement se compose de la résine et d'un catalyseur. Ils se présentent sous forme de cartouche, qui sont enveloppées par plastique (compartiment) à l'intérieure de lesquelles la résine et le catalyseur sont séparés.

On introduit les cartouches en premier dans les trous puis la tige que l'on fait tourner à l'aide d'une perforatrice pour mélanger les deux produits .on arrête la rotation lorsque la tige arrive en font du trou, en suite on serre l'écrou de fixation de la plaque. [1]

Les boulons à la résine ne sont pas utilisés en présence d'eau, en raison des aléas de polymérisation de la résine.

❖ Les boulons avec scellements au ciment :

Il existe plusieurs procédés de la mise en place :

) Avant la mise en place de la tige (barre), on injecte du ciment dans le trou au moyen d'une pompe à béton .c'est une technique très simple mais elle nécessite un dosage en eau précis pour obtenir une bonne maniabilité du produit et de la tige ; [6]

) On introduit la barre, puis l'injection du ciment à partir de la bouche du trou .cette technique est utilisée dans le cas où l'on veut sceller un boulon d'encrage ponctuel déjà en place. [6]

Cette méthode est recommandée dans les terrains fissurées ou hétérogènes ou dans le cas où les trous de foration sont mal calibrées.

Le mortier doit avoir une prise rapide et à haute résistance ; de plus, il doit être suffisamment plastique et consistant pour être injectable et ne pas ressortir du trou.

Les boulons d'ancrage réparti sont appliqués pour les massifs fissurés, de résistance moyenne ou assez faible. Par contre, ils ne sont pas utilisables dans les terrains où la résistance mécanique et la cohésion ne sont pas suffisantes.

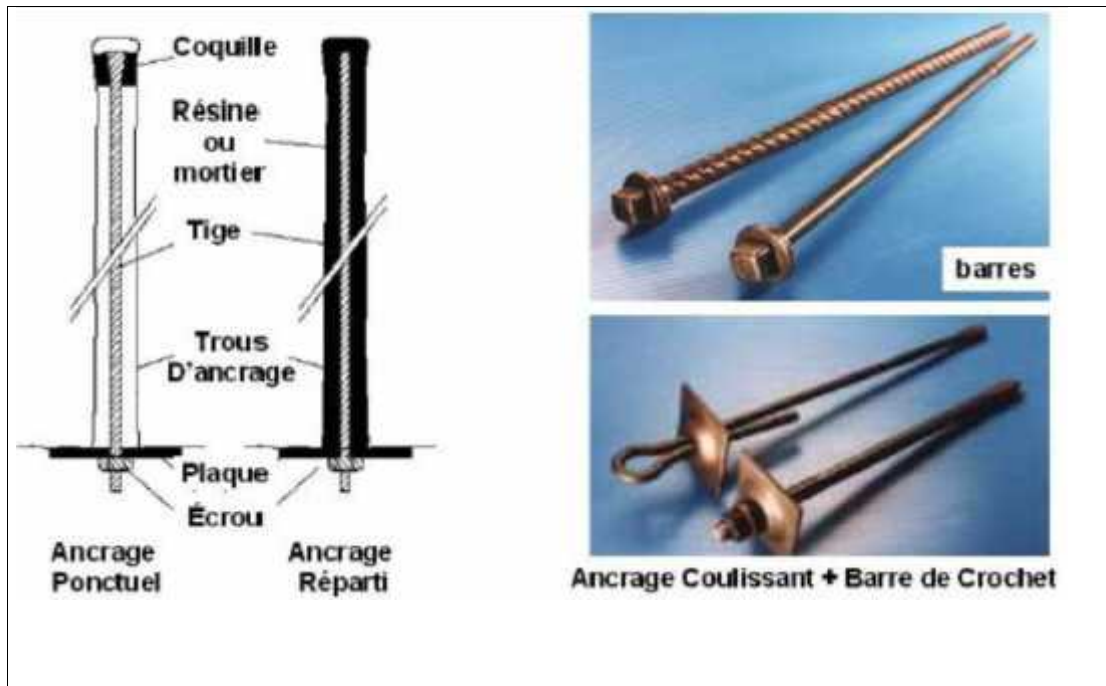


Figure I.9. Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti. [1]

c- Les boulons de friction

Ce sont des boulons qui n'ont pas besoin de scellement, dont la tige est un tube métallique creux que l'on introduit dans le trou, dont la liaison avec le terrain est assurée par le frottement entre la roche et l'acier. Selon le principe on peut avoir :

) Ces boulons sont en acier de haute résistance, on les introduit dans des trous où l'enfoncement se fait à l'aide d'un marteau perforateur, ce qui provoque la fermeture de la fente. grâce à l'élasticité du tube d'acier, le tube applique une pression sur les parois du trou. Donc ce sont les forces de frottement entre les parois du trou et le tube qui assurent l'ancrage du boulon. [9]

) Le boulon est composé d'un tube replié sur lui-même ; son extrémité profonde est fermée, tandis que l'autre est munie d'un manchon connecté à une pompe, ce qui permet d'injecter de l'eau sous une pression qui peut atteindre 30 MPa. Sous l'effet de cette pression, le tube se déploie et se plaque contre les parois de forage. On arrête l'injection d'eau, d'où le tube

d'acier est déformé plastiquement et reste plaqué sur les parois de trou, ce qui assure l'ancrage du boulon.[9]

Ces boulons sont particulièrement adaptés aux roches tendres car ils sont très rapide à mettre en place et agissant immédiatement.

I.6.1.2. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant

A. Béton projeté

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. [1]

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté :

) le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière.

) le terrain doit être exempt (libéré) de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton.

) le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

Les propriétés du béton projeté sont :

- Pénètre en force dans les fissures ;
- Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité ;
- Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement ;
- Mise en œuvre rapide ;
- Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux ;
- La liaison roche - béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les contraintes de traction. [9]

La technique de soutènement combinant les boulons et le béton projeté s'est imposée presque dans tous les chantiers de tunnel, tant son efficacité est grande .il constitue ce que

l'on appelle la méthode de construction avec soutènement qui est connue sous le nom de NMA ou NATM.

B. La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.A.T.M.)

Faire un tunnel, c'est décharger le milieu rocheux. C'est-à-dire, créer une décompression. Le comportement de ce dernier est toujours très difficile à prévoir avec précision, pour le court terme, comme pour le long terme. [3]

La N.A.T.M. c'est une méthode qui permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par :

- La mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté ;
- Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé ;
- l'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement ;
- la mise en place, aussi rapidement d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons ; cintres métalliques qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté généralement armé de treillis soudés. [11]

I.6.1.3. Les soutènements agissant par supportage

L'action de supportage se distingue par une forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant les déformations de l'un et de l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Les éléments employés sont essentiellement.[3]

A. Les cintres :

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :[6]

- De protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble) ;
- De soutènement (pour ralentir la convergence des parois) ;
- De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien .

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres :

✓ **Les cintres métalliques lourds :**

Ces cintres sont utilisés pour les terrains poussant et de mauvaise qualité, ou lorsque on traverse une zone plus difficile qui se déforme moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charge.

Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur ; entre chaque élément métallique, il se crée une voute de terrain. On réalise parfois un blindage ou un remplissage en béton entre les cintres.[3]

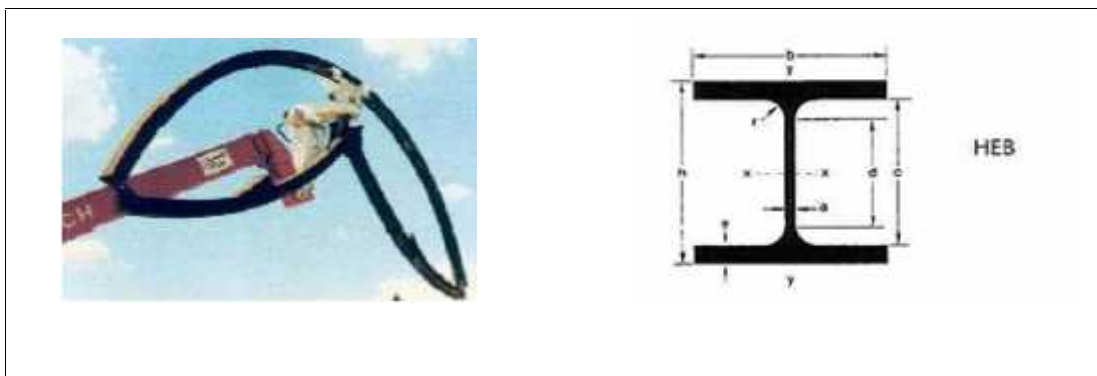


Figure I.10. Cintres lourds.

✓ **Les cintres métalliques légers et coulissants :**

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. [3]

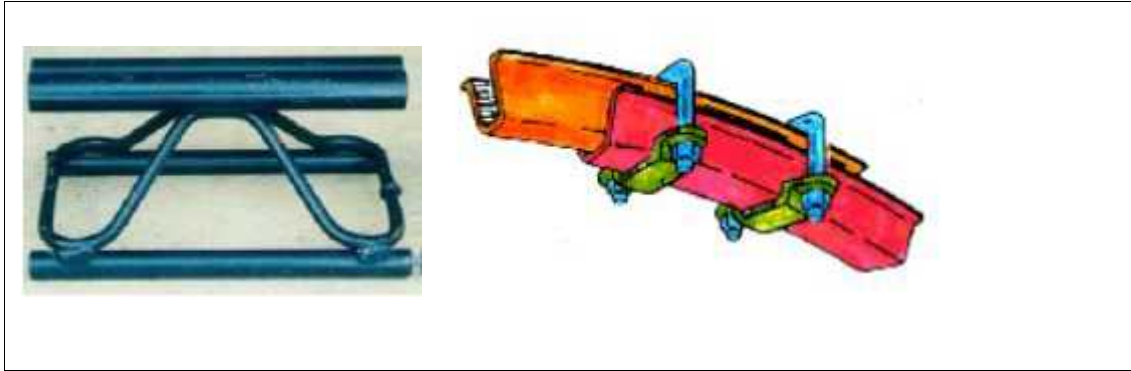


Figure I.11. Cintres légers.

B. Tubes perforés :

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du front. [6]

La voûte parapluie est classée comme un pré-soutènement

voûte parapluie :

Consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front pour assurer la stabilité du terrain durant l'excavation et limiter les déformations.

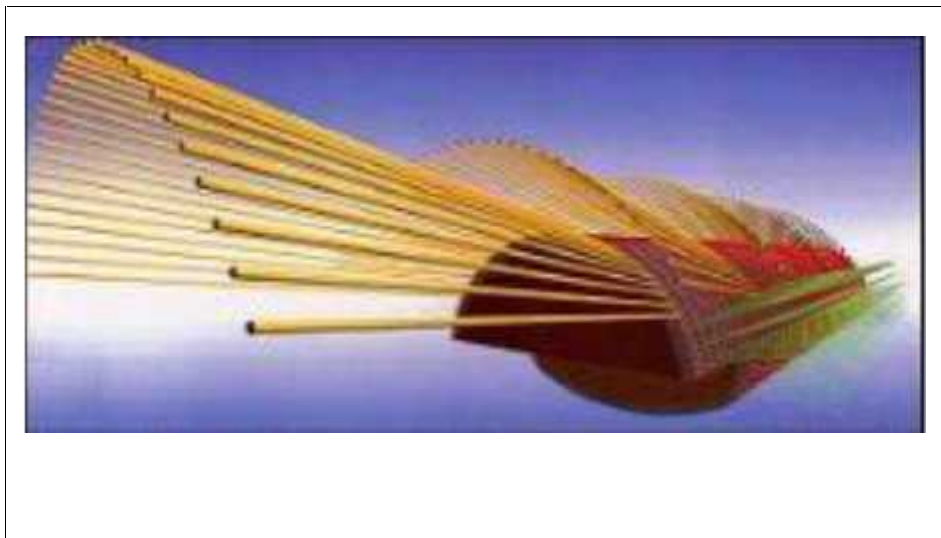


Figure I.12. Voûte parapluie en 3D. [1]

I.6.1.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain

Ce type de soutènement consiste à modifier les caractéristiques géotechnique et hydrologique du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Cela s'effectue par plusieurs procédés :

-) Injections de consolidation ;
-) Air comprimé ;
-) Congélation. [14]

I.7. Pose d'étanchéité

En générale entre le soutènement et le revêtement définitif de la voute, on place un matériau (géo-membrane synthétiques, géotextiles, géo-membrane bitumineux) qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage .il convient donc de prévoir un réseau de drain en piédroit pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice. [3]



Figure I.13. Etanchéité d'un tunnel.

I.8. revêtement définitif

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre une réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée naturellement, un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage. [3]

Il existe plusieurs types de revêtement :

I.8.1. Revêtement en béton coffré non-armé sans radier

Le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement. Il s'agit d'un atelier de coffrage à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction. [15]

I.8.2. Revêtement en béton coffré armé avec radier

Plutôt exceptionnel : on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables. En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits. [6]

I.8.3. Revêtement en béton projeté

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation. Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années). [3]

I.8.4. Revêtement en voussoirs préfabriqués

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. [9]

Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

Le vide entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage (coulis). Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier. [9]



Figure I.14. Types de revêtement des tunnels.

Conclusion

Il existe plusieurs méthodes d'exécution des tunnels, mais le choix de la méthode la plus adéquate dépend de plusieurs paramètres, vu le type de terrain traversé, la forme et les dimensions du profil transversal du tunnel sans oublier l'aspect économique qui est très important.

Introduction

Afin de contrôler la stabilité de tel ouvrage (tunnel, galerie...) et de le prévenir, il faut d'abord faire contrôler les déplacements de ces ouvrages et du sol, les contraintes totales effectives dans le sol, et les pressions interstitielles. Pour cela, l'ingénieur doit baser sur des méthodes numériques qui lui permettent d'évaluer les déplacements dans le sol, et qui surviennent lors du creusement du tunnel. Parmi ces méthodes la plus utilisée est la MEF.

II.1. La méthodes des éléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage. [16]

) Le Maillage :

Le solide est décomposé en éléments de forme géométrique simple ayant des côtés communs et dont les sommets ou nœuds sont les points d'articulation de plusieurs éléments entre eux. Ces nœuds seront les points d'application des forces intérieures ou extérieures. [17]

L'opération de décomposition est le maillage. Un bon maillage doit faciliter les opérations prévues par un programme d'ordinateur. Il faut donc adopter une méthode systématique de numérotation des éléments et des nœuds. [17]

Il existe de nombreux programmes d'ordinateur qui assurent l'exécution du maillage. Un point essentiel est la numérotation des éléments et des nœuds qui doivent s'intégrer à la logique du programme de calcul. Vient ensuite le choix du type d'élément.

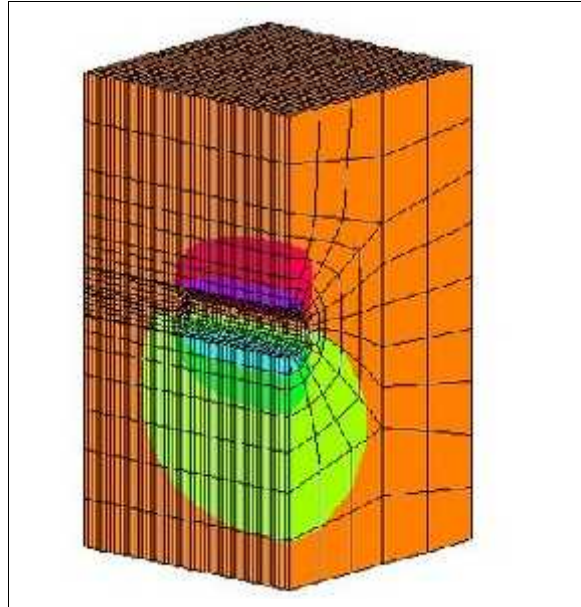


Figure II.1.Exemple d'un maillage. [3]

II.1.1. L'objectif de la méthode des éléments finis

-) Apprendre la méthode des éléments finis (MEF) ;
-) Maîtriser les concepts de base de la modélisation numérique ;
-) Être capable de résoudre des problèmes mécaniques et physiques.

II.1.2. Domaines d'application de la MEF

-) analyse linéaire (statique et dynamique) ;
-) analyse non linéaire (grands déplacements, grandes déformations, contact et frottement, flambage, ...) ;
-) mise en forme des matériaux thermique (en régime permanent et transitoire, ...) ;
-) mécanique des fluides ;
-) électromagnétisme ;
-) dynamique rapide (choc, impact, crash) ;
-) optimisation des structures.

II.1.3. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure

l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. [9]

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.[9]

II.1.4. L'utilisation de la MEF

L'utilisation de la MEF pour les tunnels s'avère très efficace. Cette méthode donne une satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de leurs résistances à la rupture. Elle permet de prendre en compte des géométries quelconque des couches de terrain, elle ne fait pas d'hypothèse à priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement. Elle permet de présenter les interactions du soutènement avec d'autre composantes de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinant. [18]

Donc pour la modélisation des problèmes géotechniques complexe, la MEF nécessite :

- la définition de la géométrie du problème (pour que les frontières du calcul n'influent pas sur les résultats ;
- le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr -Coulomb, Duncan,.....etc ;
- les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface, de soutènement et de revêtement pour introduire l'interaction sol-structure ;
- les conditions hydrauliques ;
- l'états initiale des contraintes et des pressions interstitielles.

II.2. Présentation du logiciel Plaxis

II.2.1. Le logiciel PLAXIS

Le code de calcul « PLAXIS » est un programme conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages et du massif.il permet d'analyser des problèmes élasto-plastique, «élasto-visco-plastique en 2D et en 3D. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique [8]. Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'élément finis basé

sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier [8]. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programme : Input, Calculation, output, curves.

II.2.2. Les sous programmes de PLAXIS

L'interface du programme PLAXIS contient :

II.2.2.1. PLAXIS-Input : ou pré-processing , ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des élément finis et aux définition des conditions initiales.

II.2.2.2. PLAXIS-calculation : ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des élément finis.

II.2.2.3. PLAXIS-Output : programme post-processing pour la visualisation des résultats de la phase de calcul(les déplacements, les contraintes).

II.2.2.4. PLAXIS-Curves : permet de présenter les résultats sous forme des courbes , par exemple :des courbes de déplacements.

II.2.3. Le code PLAXIS 3D Tunnel

PLAXIS 3D Tunnel est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destinés à l'analyse en trois dimensions des déformations et de la stabilité des projets de tunnel, galerie,...etc. D'ou les applications géotechnique nécessitent des lois de comportement complexe pour la simulation du comportement des sols et des roches, qui non linéaire, anisotrope et dépend du temps [5]. De même, il est nécessaire de prendre en compte les pressions interstitielles, qu'elles soient hydrostatique ou non.

Le logiciel est doté de fonctionnalité qui permet la modélisation de la structure et traiter tout les interactions entre l'ouvrage et le sol (prévoir le comportement de l'ouvrage .un résumé des fonctions essentielle.[9]

II.2.4. Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis

Les propriétés d'un massif rocheux dépendent des propriétés de la roche Constitutive (matrice), des propriétés des discontinuités (joints de stratification, diaclases et failles) et enfin de l'orientation et de la fréquence de ces discontinuités (Brinkgereve et Vermeer, 2003).

II.2.4.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. [8]

D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation : $E = 2G(1 + \nu)$.

Le modèle élastique de Plaxis 3D Tunnel peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

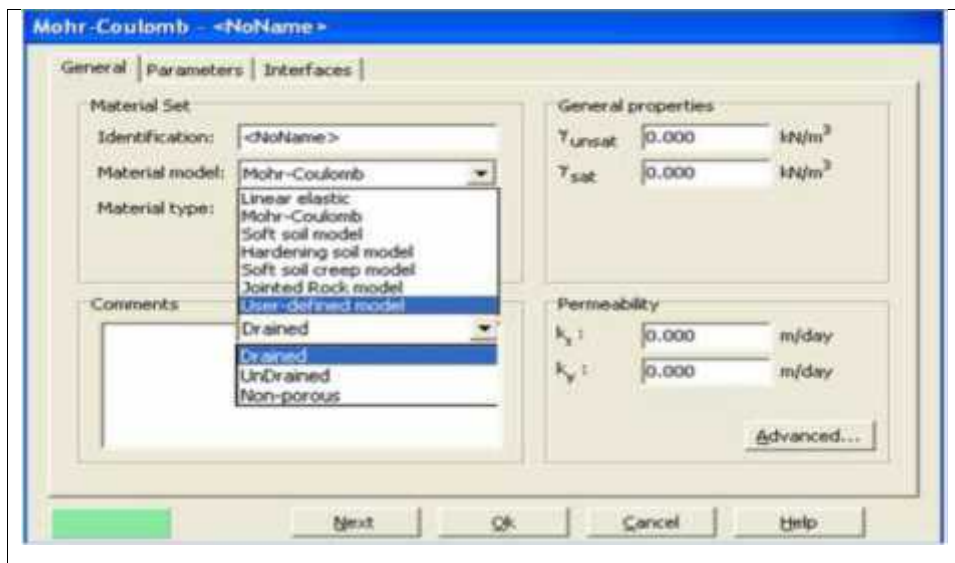


Figure II.2. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire, (Logiciel Plaxis 8.2).

II.2.4.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont c ; ϕ et ψ respectivement, la cohésion ; l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. [8]

Dans le plan de Mohr–Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma \tan \phi + c$$

-) σ et τ : Sont respectivement les contraintes normales et tangentiels de cisaillement;
-) c et ϕ : Sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

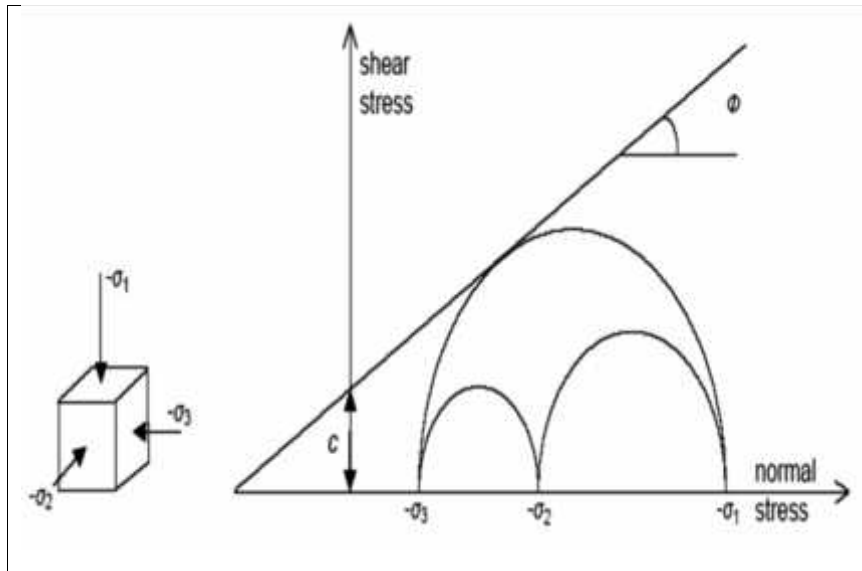


Figure II.3. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

a- Module de Young E :

Le module de Young varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce dernier nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture. [19]

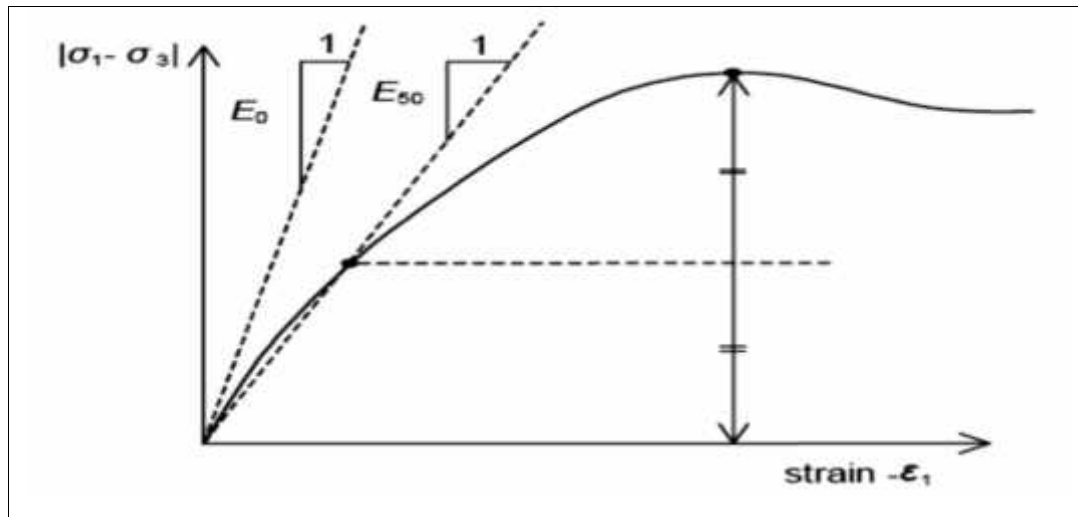


Figure II.4. Définition du module à 50% de la rupture. [6]

b- Coefficient de Poisson (ν) :

Le comportement global d'un massif fracturé est fortement anisotrope. Toutefois, l'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures. Pour cette raison, nous admettons que le comportement de la roche est isotrope et est caractérisé par un module de Young E et un coefficient de Poisson ν .

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4.

c- Angle de frottement (ϕ) :

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier. On peut le déterminer à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d- La cohésion (C) :

Les roches sont beaucoup plus cohésives que les sols, mais il existe d'importantes différences de la valeur de la cohésion entre les types de roches, par exemple entre un granite et la craie. Le degré d'altération de la roche est un facteur à prendre en compte.

La cohésion est également en fonction de la présence de discontinuités. En effet, ces dernières sont les points faibles d'une roche et en déterminent fortement la résistance au cisaillement. Ainsi, lorsque de la présence des discontinuités, la résistance au cisaillement

d'une roche sera dépendante de la résistance au cisaillement des joints de ces discontinuités et non de celle de la matrice. [7]

e- Angle de dilatance (ψ) :

C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

= -30° , pour $\phi > 30^\circ$;

= 0° , pour $\phi < 30^\circ$.

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches.

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

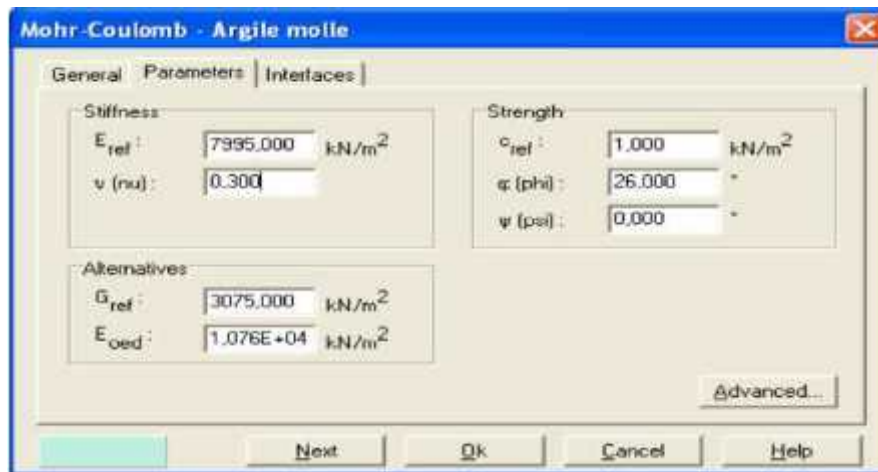


Figure II.5. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb (Logiciel Plaxis 8.2).

II.2.4.3. Modèle pour les roches fracturées

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées. [8]

II.2.4.4. Modèle de sol avec écoulement

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écoulement en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écoulement en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier

chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons. [8]

II.2.4.5. Modèle pour les sols mous(Soft Soil Model. S.S.M)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Sheffield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'érouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. [3]

Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles. [3]

II.2.4.6. Modèle pour les sols mous avec effet du temps :(Soft Soil Creep Model.S.S.C.M)

C'est un modèle de viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps.

Conclusion

La MEF est l'un des méthodes numériques qui permette la simulation tridimensionnelle de construction de l'ouvrage souterrain, elle est la plus efficace et satisfaisante dans l'étude de stabilité des excavations souterraines, puisqu'elle traite le massif rocheux comme un milieu continu et permet sa discrétisation spatiale.vu que la complexité des calculs par cette méthode, on utilise le code de calcul (Plaxis 3D Tunnel) pour résoudre le problème.

Introduction

La ville d'Alger constitue depuis toujours un lieu de, grande concentration d'activités humaines, économiques, commerciales et culturelles du pays. Cette concentration à entraîné une augmentation considérable des besoins en transport de la population algéroise, l'espace disponible restreint a fait du métro le mode de transport adéquat permettant de diminuer la circulation dans la capitale.

III.1. Géologie générale de la ville d'Alger

III.1.1. Etudes Géologiques

Les études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

-) la géologie générale et régionale du tracé, histoire géologique et tectonique du site ;
-) la structure du sol le long du tracé ;
-) l'inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées, ...) ;
-) la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités, selon leurs discontinuités. [6]

III.1.2. Le cadre morphologique

La région d'Alger, peut être subdivisée en de grands ensembles identiques par des caractéristiques morphologiques spécifiques :

✓ **Le massif de Bouzaréah (ou massif d'Alger) :**

Selon une direction Est – Ouest, il s'étend sur une longueur de 20 *km* et sa largeur maximale est de 6 *km*, sa topographie est très accidentée et son sommet qui culmine à 407 *m* constitue le point le plus haut de la région. [20]

✓ **Le Sahel d'Alger :**

Il englobe tous les petits reliefs qui s'étendent entre le massif d'Alger (au Nord) et les rives gauche de l'Oued El – Harrach (au Sud et au Sud – Est) et droite de l'Oued Mazafran (au Sud – Ouest). Il y est reconnu trois parties principales :

-) Le Sahel d'Alger essentiellement marneux d'âge plus ancien. Sa topographie mamelonnée (collines à pentes douces) est parcourue par un réseau hydrographique typique des terrains très peu perméables ;

-) Le plateau mollassique d'Alger limité par de grandes falaises comme celles du Hamma et du Télémy (qui résultent d'une érosion naturelle) et celle de Hydra et de Birmandreis (conséquentes à l'ouverture d'axes routiers ou qui sont d'anciens fronts de taille de carrières de tuf) ;
-) Le piémont Sud du Sahel, formé de dépôts argilo – caillouteux du comblement de la Mitidja, offre des pentes assez fortes qui témoignent de sa faible érodabilité. Cette dernière a contraint les Oueds El – Harrach et Mazafran à longer des versants caillouteux (en dessinant des cours arqués) jusqu'aux embouchures. [20]
- ✓ **La plaine littorale orientale :**
Elle se développe entre la mer (au Nord – Est), la corniche mollassique du Hamma (au Sud – Ouest), la Place du 1^{er} Mai (au Nord – Ouest) et la rive gauche de l'Oued El – Harrach (au Sud – Est). Son altitude varie de 2 à 15 m.
- ✓ **Le cordon littoral dunaire :** Il se développe
-) Entre la rive droite de l'Oued El – Harrach et Bordj El Kiffan où il sépare la rive maritime des zones basses septentrionale de la Mitidja; Il s'agit d'une petite barrière sablo – gréseuse allongée parallèlement au rivage ;
-) A l'Ouest de Aïn – Benian jusqu'à Zéralda où il forme les piémonts du Sahel marneux. Dans cette zone, sa topographie est étagée (en marches d'escaliers) et recoupée par des Oueds de directions Est – Ouest. [20]
- ✓ **La plaine de la Mitidja :**
Dans la zone septentrionale de la plaine de la Mitidja s'étendaient de grands marécages (jusqu'au début du **XXe** siècle). Sa topographie plane a très tôt inspiré l'aménagement (zones industrielles, aéroport, zones urbaines, centre universitaire).

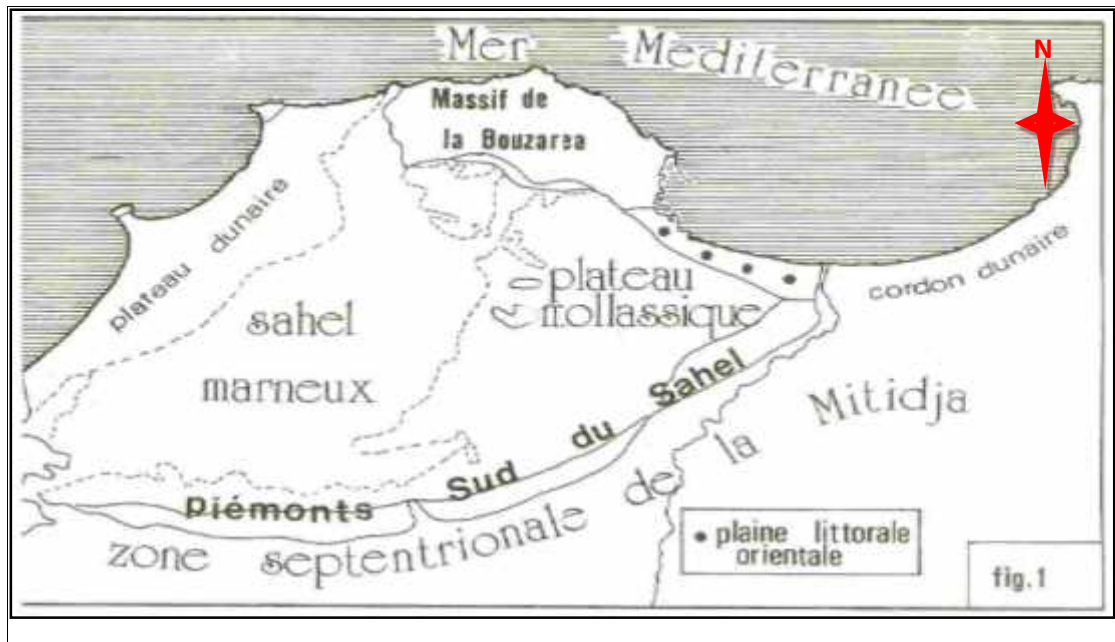


Figure III.1: Les grands ensembles morphologiques d'Alger. [20]

III.1.3. Le cadre géologique

La région d'Alger peut être présentée comme un dôme métamorphique primaire (paléo relief) bordé par des assises sédimentaires tertiaires et quaternaire.

III.1.3.1. Le Primaire

Métamorphique (schistes, micaschistes, gneiss, gneiss granitisés, calcaires) et très tectonisé, il est constitué par des roches cristallophylliennes, affleurent entre Aïn – Benian, Bouzaréah et le port d'Alger et réapparaissent à Sidi – Ferruch à l'Ouest et à Bordj – El – Bahri à l'Est. [20]

III.1.3.2. Le Tertiaire

Marqué par une lacune de l'Eocène et de l'Oligocène, il recouvre en discordance le substratum métamorphique

-)] Le Miocène inférieur (BURDIGALIEN) : est formé de grés et de poudingues et affleure dans le Frais – Vallon, à Beni – Messous et près de Télémy.
-)] Le Miocène supérieur (PONTIEN) est conglomératique et gréseux.
-)] Le Pliocène inférieur (PLAISANCIEN) est argilo – marneux. Ces faciès verdâtres et bleutés sont dénommés " marnes bleues du plais ancien ". Il affleure dans le Sahel (Sud –Ouest) où son épaisseur dépasse les 200 m et est recouvert par des sédiments

astiens (Hydra, Birmandreis, Kouba, El – Mouradia, El – Biar et Ben – Aknoun) ou par des formations plus récentes (littoral oriental algérois). Il forme le substratum du bassin subsidant de la Mitidja.

- J) Le Pliocène supérieure (ASTIEN) est argilo – sableux à nombreux grains de glauconie (d'où sa teinte verdâtre) et à macro fossiles (Térébratules). Ce niveau est surmonté par une épaisse série de calcaire et par des calcaires gréseux à Pecten. Ces faciès sont communément appelés " tuf " dans la région et leur teinte jaunâtre est très caractéristique dans le paysage.

III.1.3.3. Le Quaternaire

Il englobe de nombreux termes lithologiques : sables, grès lunaires, alluvions, éboulis, limons, argiles vaseuses, tourbes argileuses. L'érosion des reliefs a entraîné le dépôt du Quaternaire dans les zones basses, dans les aires de subsidence et dans le littoral marin. Les faciès sableux de la région d'Alger ont été subdivisées en : Grés de Birkhadem, Grés d'Oued – Ouchaïah, Grés dunaires littoraux eux – mêmes subdivisés en plusieurs phases marines de sédimentation. [20]

III.2. Contexte climatique de la ville d'Alger

Alger possède un climat méditerranéen tempéré, marqué par une période pluvieuse relativement courte avec des orages parfois très violents, de courte durée et donc d'intensité forte. Les périodes sèches qui s'échelonnent du mois de mai au mois de septembre vont avoir de grandes répercussions dans l'hydrogéologie.

Le régime pluviométrique de la région d'Alger est bien connu grâce à l'existence d'un réseau de postes pluviométriques. Les précipitations se caractérisent par leur grande variation spatiale. Elles varient entre 560 et 760 dans le côtier Algérois et 380 à 600 dans le bassin de l'Isser, en diminuant au fur et à mesure qu'on s'éloigne de la côte. Elles sont également caractérisées par une irrégularité prononcée dans le temps, avec des rapports entre années humides et sèches qui peuvent être de 1 à 7.

Quant aux températures, le tracé d'un histogramme de leur répartition fait ressortir une période hivernale où la moyenne des minima oscille autour de 7°C et une période d'été où la moyenne dépasse 28° de juin à septembre. [6]

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Annual
Température diaria máxima (°C)	16	16	18	20	22	26	30	31	28	25	20	17	22
Température diaria mínima (°C)	6	6	7	9	12	16	19	20	17	13	10	7	12
Precipitación total (mm)	100	80	70	50	30	10	0	0	30	80	100	120	730

Tableau III.1 : Température et pluviométrie moyens d'Alger. [6]

III.3. Réseaux Hydrographique

Le bassin du Côtier Algérois est situé entre le bassin du Dahra et l'embouchure de l'Isser. Tous les cours d'eau qui le forment se jettent au nord, dans la Méditerranée. Au sud, le bassin est limité par le bassin versant du Chélif et de l'Isser. L'oued Mazafran est considéré comme le plus important du bassin, étant les autres principaux les oueds El Hachem, Nador, El Harrach, Hamiz, Reghaia et Boudouou. [6]

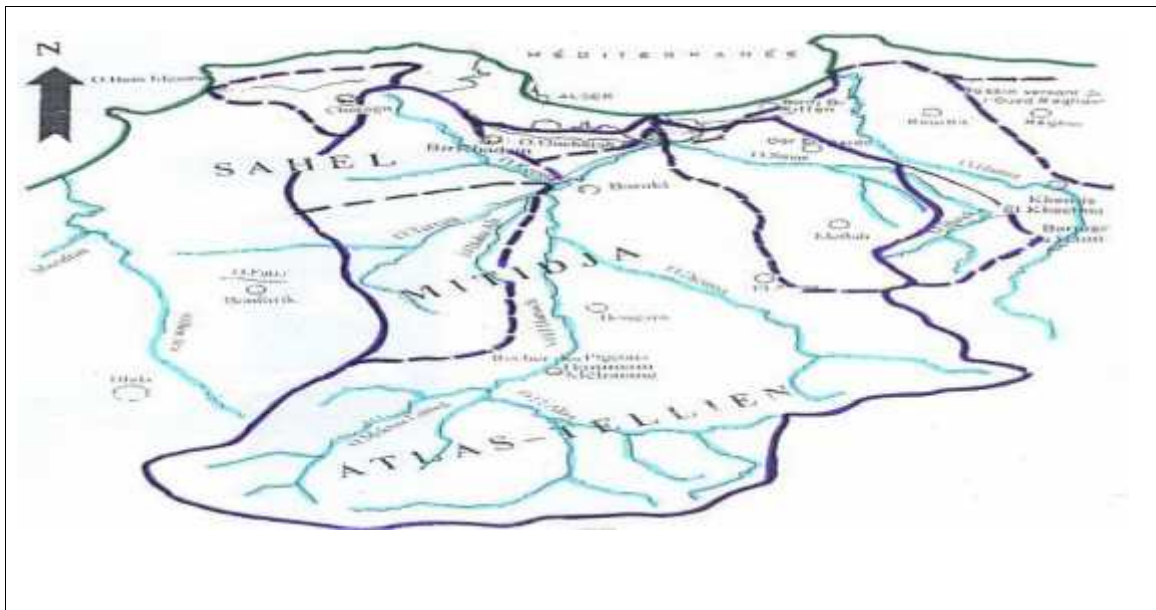


Figure III.2 : Réseau hydrographique au nord de l'Algérie.[6]

L'oued El Harrach constitue la plus importante rivière au voisinage de notre secteur d'étude. Son bassin se partage en trois parties appartenant l'une à l'Atlas tellien, l'autre à la plaine de la Mitidja et une autre au versant du Sahel.

III.4. Description générale de la zone d'études

La wilaya d'Alger a une surface 81.000 km² avec 3,3 millions d'habitants (en 2013) répartis sur 57 communes (13 daïras).

La ligne 1 du métro « Tafourah-Hai el Badr » fait l'objet de trois premières extensions à savoir l'extension A entre « Tafourah et Place des martyrs », l'extension B « entre Hai el Badr –El Harrach » et l'extension C entre « Hai el Badr et Ain naadja ». Ces trois extensions sont en cours de réalisation.

En plus de ces trois extensions, trois autres nouvelles ont été décidées et concernent les lots suivants :

-) Lot1 : El Harrach-BabEzouar;
-) Lot 2 : Ain Naadja- Baraki ;
-) Lot3 : Place des martyrs –El Biar- Chevalley.

Le projet objet de notre étude concerne le « lot2 » de l'extension C de la ligne métro qui se situe au niveau des communes du Gué Constantine (Daïra BMR) et de Baraki (Daïra Baraki).

Cette dernière se trouve à 18 km au Sud- Est du centre d'Alger et à 35 km de Blida. Le tracé commence au niveau du noyau d'Ain Naadja et termine à Baraki ; sa longueur est d'environ 6,16 kms de parcours avec un rayon minimal de 350 m et un maximum de 5500 m. De plus il dispose de six (6) stations projetées :

-) Station Mohamed Boudiaf ;
-) Station Ain Naadja Gare ;
-) Station Future Parc Urbain ;
-) Station Mohamed Belardi ;
-) Station Le Jardin ;
-) Station Cité 2004.

III.4.1. Conditions géologiques, hydrogéologiques, tectoniques et sismiques de la zone d'étude

Dans le cadre de la reconnaissance supplémentaire 2010-2011 un somme de 33 sondages carottés avec un diamètre de 101 – 116 mm ont été exécuté. La profondeur des sondages variés entre 10 m á 35 m. Tous les sondages ont été faits à l'aide d'une foreuse à double tête avec d'eau. Les forages ont été faits par l'entreprise BEGEC et ont été encadrés du point de vue géologique par un ingénieur géologue. L'évaluation des résultats dans un vue géotechnique a été faite en collaboration entre les ingénieurs de BEGEC et le bureau d'étude Müller + Hereth. Les résultats des sondages concernant les conditions géologique et géotechnique sont figurer dans l'annexe C. [21]

III.4.1.1. Conditions géologiques

L'ensemble lithologique traversé par le tracé actuel du tunnel peut être réduit à deux unités litho-stratigraphique principale (Quaternaire, Tertiaire). D'un point de vue global ces deux couches se superposent plus au moins horizontalement. [21]

a. Quaternaire et dépôts récents :

Le Quaternaire consiste pour la plus grande partie en des sédiments argileux et cohésifs, qui peuvent atteindre des épaisseurs considérables, spécialement dans la partie moyenne du tracé du tunnel. Les dépôts supérieure de cette unité litho-stratigraphique, parfois d'une épaisseur de quelques mètres, se compose des dépôts récents, moyennement compacté et consolidés, avec une faible cohésion (RX – Remblais). Elle est riche en éboulis et peut être issue de changements anthropogènes, de même qu'elle peut contenir des débris de matériaux de construction.

Les dépôts quaternaires au-dessous des dépôts anthropogène sont caractérisés par une prédominance des argiles sableux et limoneux et des sables limoneux et dans un plus grand part légèrement argileux subordonné (QA – Quaternaire argileux, QS – Quaternaire sableux). Les argiles jaunâtres, rougeâtres et brunâtres montrent une bonne consistance, et due à leur teneur sableux et des conditions sèches présumées, une plasticité modérât (QA – Quaternaire argileux).

La couche (type de sol) plus basse du Quaternaire se composé par des marnes grises et légèrement sableux (QM – Quaternaire marneux). Ils forment la limite inférieure du Quaternaire, et séparent les sédiments Quaternaire de sédiments Tertiaire. Des minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments du Quaternaire.

Les types des sols rocheux dans les dépôts du Quaternaire sont caractérisés par des bancs d'épaisseur variable au-dedans des sédiments sableuse. À l'exception du tronçon Hai El Badr, les grés présumable ne forment pas une couche continue sur le long du tracé.

b. Tertiaire – Molasse :

Comme les sédiments de la quaternaire, le dépôt tertiaire de la Molasse a caractérisée par une mélange des couches des sables limoneux et argileux (TS – Tertiaire sableux) et des argiles sableux et graveleux (TA – Tertiaire argileux). De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments de la molasse.

En de nombreux endroits la molasse affleure sous forme de murs verticaux de plusieurs mètres de hauteur, constitués de sables en alternance avec des bancs de grès. Ces murs ne sont jamais ancrés et montrent peu voire aucune trace d'érosion. Ceci permet d'affirmer que les unités de la molasse sont plutôt bien consolidées. [21]

III.4.1.2. Conditions hydrologiques

La situation hydrologiques sur le long de la tracé est caractériser dans une vue global par la morphologie du terrain même, et par la répartition verticale des couches perméable et imperméable.

Les piézomètres installés indiquées un niveau d'eau plus ou moins continue dans des sédiments sableux de Tertiaire dans une profondeur des 25 - 30 m NGA. Ce niveau d'eau doit être classifié comme une nappe phréatique continue et permanente sans des changements saisonniers considérables.

Les ouvrages entre la Station Hai El Badr et le Puits de Ventilation 6 sont situés au-dessus de ca nappe phréatique. Seulement la station Ain Naadja 1 reste avec son fondation dans des sables du Tertiaire et pour cette raison proche de la zone influencé par l'eau souterrain. Au dessus de ce niveau continue, au dedans des sédiments Quaternaire, la situation hydrologique est caractérisé par des petit nappes locales, isolées et temporaires sans des volumes considérables (nappes perchées).

La seconde partie du tracé, lorsque l'on atteint la plaine d'inondation du fleuve El Harrach et la plaine de Baraki, est caractérisée par un niveau phréatique superficiel dans les matériaux quaternaires présents dans la zone. Ce niveau est considéré comme continu et stable, bien qu'il varie en fonction des saisons. [21]

Tableau III.2. Niveaux phréatiques des sondages effectués. [21]

SONDAGE	SITUATION		COORDONNÉES UTM		LONG. (m)		NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE	
	(PK)	AXE (m)	X	Y	ATTENDU	FAIT	DATE	PROF. (m)
S-1	0+145	Axe	506972 (proposé)	4061684.8 (proposé)	40,00	-	-	-
S-16	0+210	21m (BG)	506920.9	4061640.2	30,00	26,00	-	-
S-2	0+455	5m (BG)	506754.1	4061493.5	45,00	45,00	19/11/2013	17.40
S-17	0+595	35m (BG)	506738.6	4061351.6	45,00	45,00	19/11/2013	Sec
S-18	0+800	20m (BG)	506750.9	4061158.4	30,00	30,00	19/11/2013	Sec
S-19	1+030	5m (BD)	506842.9	4060955.8	40,00	40,00	19/11/2013	Sec
S-3	1+140	11m (BD)	506899.1	4060858.9	40,00	40,00	19/11/2013	Sec
S-20	1+350	10m (BD)	507009.5	4060679.5	30,00	31,00	19/11/2013	Sec
S-4	1+545	5m (BD)	507105.8	4060507.9	40,00	40,00	19/11/2013	Sec
S-21	1+650	7m (BG)	507.166.6	4060428.8	30,00	30,00	19/11/2013	Sec
S-22	1+865	23m (BG)	507303.9	4060255.5	30,00	30,00	-	-
S-5	1+915	18m (BG)	507328.4	40600208.4	30,00	30,00	31/08/2013	9,3
S-23	2+115	15m (BG)	507430	4060025.9	30,00	30,00	-	-

III.4.1.3. Conditions sismiques

La région d'Alger est située dans une zone sismique active. Des séismes forts sont documentés dans un cadence de 5 – 10 ans.

En accord avec la norme RPA 99 – 2003 (Règles parasismiques algériennes) l'extension C de la Ligne 1 du Métro d'Alger est situé dans la zone sismique III (sismicité élevée).

III.4.2. Description générale du tracé

Le tracé du tronçon du Métro d'Alger, objet de notre étude s'effectue par le noyau urbain d'Ain Naadja dont la plupart est souterraine au moyen d'un tunnel NMA. Une fois le parcours du tunnel sous l'Avenue Mohamed Boudiaf finie, le tunnel passe à une section en tunnel cadre pour sortir en surface ; un viaduc de sortie d'Ain Naadja est projeté.

Le tracé projeté commence au dernier Puits de Ventilation de l'extension C, actuellement en exécution : Haï El Badr - Harrach et Haï El Badr - Ain Naadja, prolongeant l'alignement droit du tronçon antérieur et avec une section en tunnel NMA composé par une voûte de 3 rayons.

Initialement, il est nécessaire que le tracé tourne au moyen d'une courbe de 350 de rayon vers la droite avec une forte pente de 50 ‰, puisque, la présence de bâtiments en

surface, ajoutée à la faible profondeur de hauteur du tronçon antérieur, déjà construit rend nécessaire une forte baisse de cote. Même avec cette forte descente de cote, la hauteur obtenue sur la voûte du tunnel entre le P.K. 0+100 et P.K. 0+200 est comprise entre 6 et 7 m.

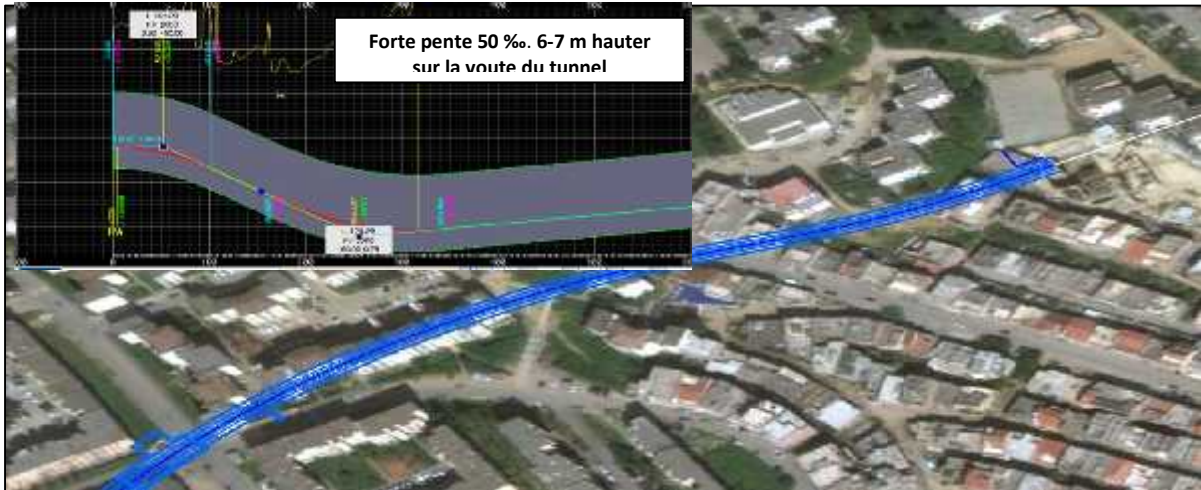


Figure III.3. Situation du tunnel entre P.K. 0+100 et P.K. 0+200.[22]

Postérieurement, le tracé tourne vers la gauche direction Sud, par un rayon de 400 m pour se situer sous l'Avenue Mohamed Boudiaf au moyen d'un tunnel en NMA. Au P.K. 1+070 on place la gare de Mohamed Boudiaf en souterrain.

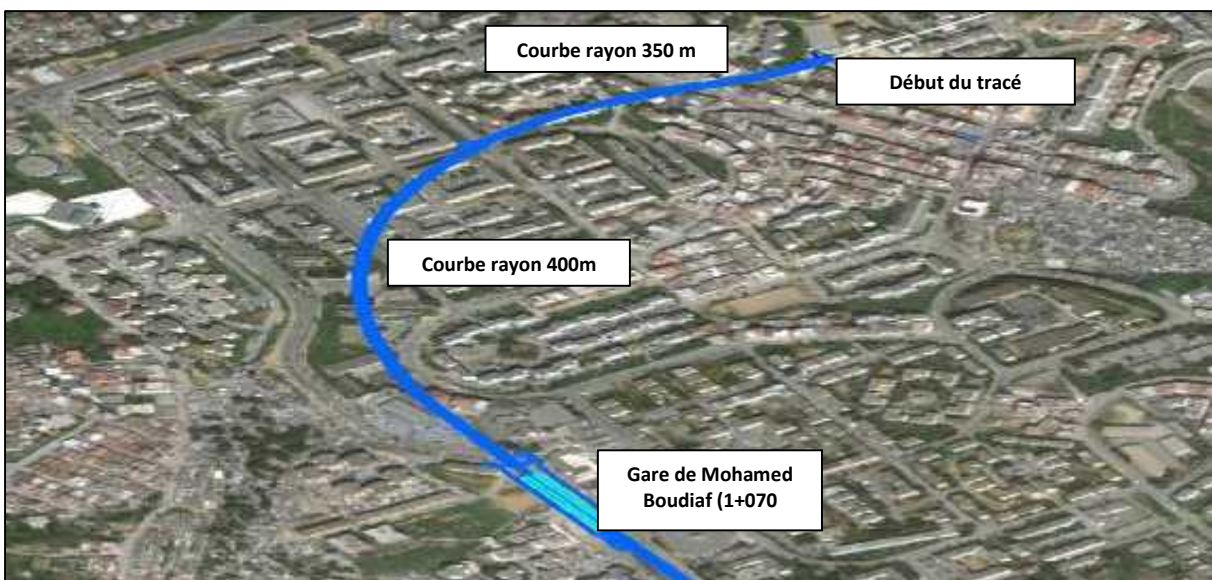


Figure III.4. Situation du tunnel au P.K. 1+070.[22]

Une fois la station de Mohamed Boudiaf franchie, la ligne de métro suit le parcours sous l'Avenue Mohamed Boudiaf au moyen de deux alignements droits unis par une courbe de rayon large, 1000 m.



Figure III.5. Situation du tunnel à la sortie de la gare de Mohamed Boudiaf.[22]

Au P.K. 1+540 termine la section en tunnel NMA car, comme l'inclinaison s'élève pour sortir en surface, il existe une faible couverture de terrain sur la clef du tunnel ce qui rend nécessaire le changement de typologie à tunnel cadre du P.K. 1+540 au P.K. 1+605.

Au P.K. 1+605, le tracé sort en surface au moyen d'une courbe et contre-courbe de 400 et 665 mètres de rayon et une pente ascendante de 40 ‰ et la section de rampe est située entre écrans. Au P.K. 1+670, la rampe entre écrans se termine et la section change et devient une section de rampe entre parois jusqu'au P.K. 1+746 où le viaduc du tronçon interurbain commence.

Une fois la station finie, le tracé tourne en direction de Baraki au moyen d'une courbe à une droite de 400 m de rayon, en traversant en structure la plaine d'inondation de la rivière Oued Harrach. Le tracé finalise en viaduc au P.K. 2+329,542.

III.4.3. Description du tracé en plan

Le tracé en plan et en souterrain passe essentiellement par l'Avenue Mohamed Boudiaf dans le noyau urbain d'Ain Naadja. Il présente quelques rayons amples, sachant que le plus petit projeté est de 350 m de rayon et le plus grand de 1.000 m. Les courbes de transition employées (clothoïdes) sont amples, possédant une longueur minimale de 40 m dans les courbes de rayon ample. Tout cela permet de garantir une vitesse maximale de projet de 70 km/h tout au long du tracé.

III.4.4. Description du profil en long

Le profil en long a été projeté avec des pentes maximales de 50 ‰, minimales normales de 5 ‰ et minimales exceptionnelles de 2 ‰ dans des zones d'éventuels tiroir de manœuvre possibles de voie et de fins de ligne/changement de marche. La pente employée dans des stations a été de 0 ‰.

Le tracé dépasse en un unique alignement la pente maximale de 40 ‰ et ne dépasse jamais la pente maximale exceptionnelle de 55 ‰.

III.5. Présentation du cas d'étude

III.5.1. Description du tunnel d'Ain Naadja (entre PV6 et PV7)

Dans la liaison de Ain Naadja –Baraki, un tunnel est au cours de réalisation à la commune de Ain Naadja, dont ce tunnel se trouve dans un piquetage de PK+00 et PK+200.

La longueur du tunnel est 200 m à une hauteur maximale de creusement de 10 m. il se localise au-dessous d'une couverture maximale de 7 m.

III.5.2. Reconnaissance géologique

L'identification des paramètres du terrain pour la conception du tunnel consiste à effectuer des essais (en laboratoire) avec prendre en considération le contexte : géologique, hydrogéologique et géotechnique. Les résultats des essais obtenus permettent de faire une évaluation sur la méthode d'excavation ainsi que le choix de soutènement pour assurer la stabilité durant l'excavation.

III.5.2.1. Les essais in situ

) Sondages carottés :

Au niveau de tunnel en étude, 2 sondages sont réalisés qui nous permettent de connaître la composition des couches présentes dans la zone prévue du tunnel.

Tableau III.3. Tableau récapitulatif des travaux de sondage.

Type de sondage	Numéro de sondage	Distance ou le PK	profondeur (m)
Sondage carottier	SO-0+025	PK0+00	21
Sondage carottier	SO-0+075	PK0+80	22

- Les résultats de ces deux sondages sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Résultats des sondages.

N° de sondage	Epaisseur(m)	Type de sol
SO : 0+025	1-3 m	Remblais
	3-5 m	Argile brune sableuse
	5-13 m	Marne jaune
	13-17 m	Marne sableuse jaunâtre
	17-19 m	Grés beige
	19-21 m	sable
SO : 0+75	0-2 m	Argile jaune
	2-3 m	Sable graveleuse
	3-5 m	Argile sableuse brune
	5-6 m	Sable à galet
	6-8 m	Marne sableuse jaune
	8-11 m	Marne verdâtre
	11-13 m	Marne sableuse jaunâtre
	13-16 m	Marne vert à jaune
	16-21 m	Marne sableuse jaune

III.5.2.2. Les essais d'Atterberg

Ces essais sont réalisés pour déterminer le degré de plasticité et l'indice de consistance de chaque couche .les résultats de cet essai pour les deux sondages SO : 0+25 et SO : 0+75 est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Résultats de l'essai d'Atterberg.

N° de sondage	Profondeur de l'échantillon (m)	Degré de plasticité I _p	Indice de consistance I _c
SO : 0+25	1.70-2 m	31.15	31.18
	4.70-5.10 m	32.05	32.79
	6.20-6.60m	28.19	27.86
	9.80-10.20 m	17.13	18.24
	12.50-13 m	/	/
	15.50-15.90m	39.28	38.36
	20.50-21 m	/	/
SO : 0+75	7.10-7.50m	23.75	23.06
	8.90-9.30m	43.67	34.18
	10.40-10.80m	37.80	37.84
	11.20-11.60m	27.00	27.79
	13.60-14m	27.25	27.08
	15-15.60m	27.67	27.30
	18.50-18.90m	13.08	14.43
	20.50-21m	/	/

III.5.2.3. Essai de cisaillement

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c$$

L'essai de cisaillement est fait pour définir les caractéristiques de chaque couche (l'angle de frottement et la cohésion) du tracé.

Tableau III.6. Résultat de l'essai de cisaillement.

N° sondage	Profondeur (m)	L'angle de frottement	La cohésion (KN /m2)
SO : 0+025	1.70 - 2	13.80	32.50
	4.70 - 5.10	13.50	24
	6.20 - 6.60	14.70	25
	9.80 - 10.20	13.60	33
	12.50 - 13	13.20	36
	15.50 - 15.90	14.20	29
	20.50 - 21	/	/
SO : 0+075	7.10 - 7.50	12.20	27.5
	8.90 - 9.30	16.40	37
	10.40 - 10.80	12.10	22
	11.20 - 11.60	12.80	34
	13.60 - 14	13.20	33
	15 - 15.60	14.40	32
	18.50 - 18.90	14.40	35.5
	20.50 - 21	/	/

- les résultats des sondages carottiers réalisés dans le tronçon entre PK-0+00 et PK-0+200 montrent que le tunnel sera excavé dans un sol.

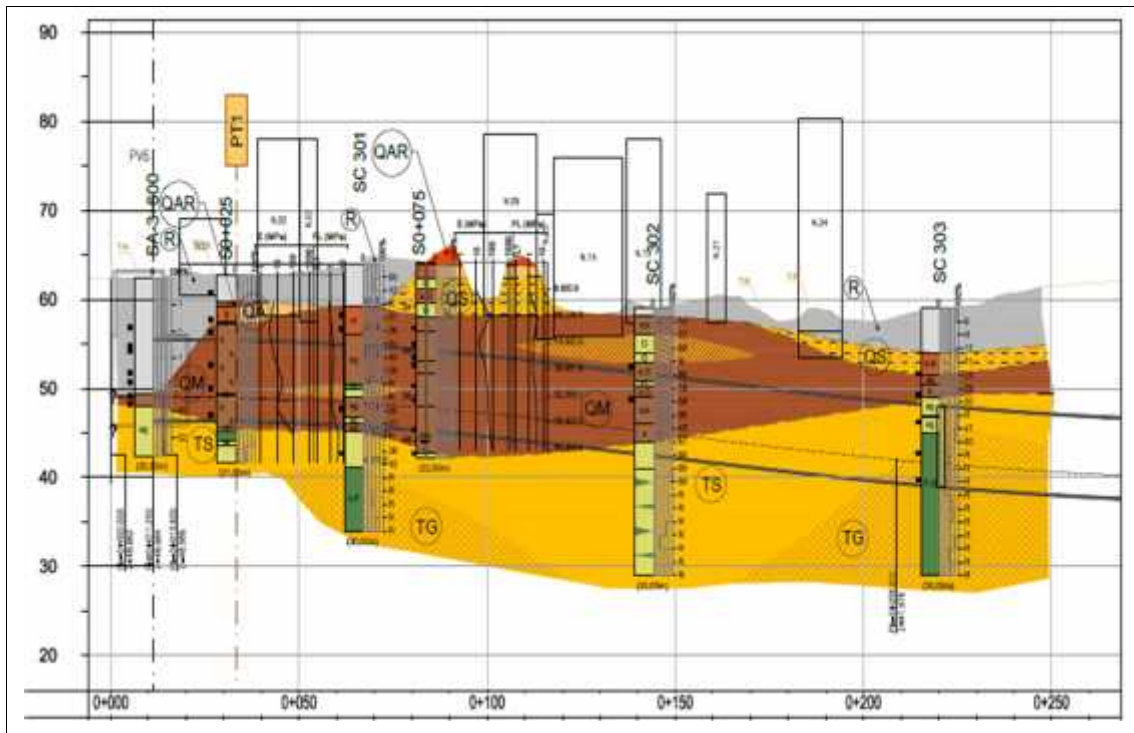


Figure III.6. profil géologique longitudinal d'une section du tunnel.

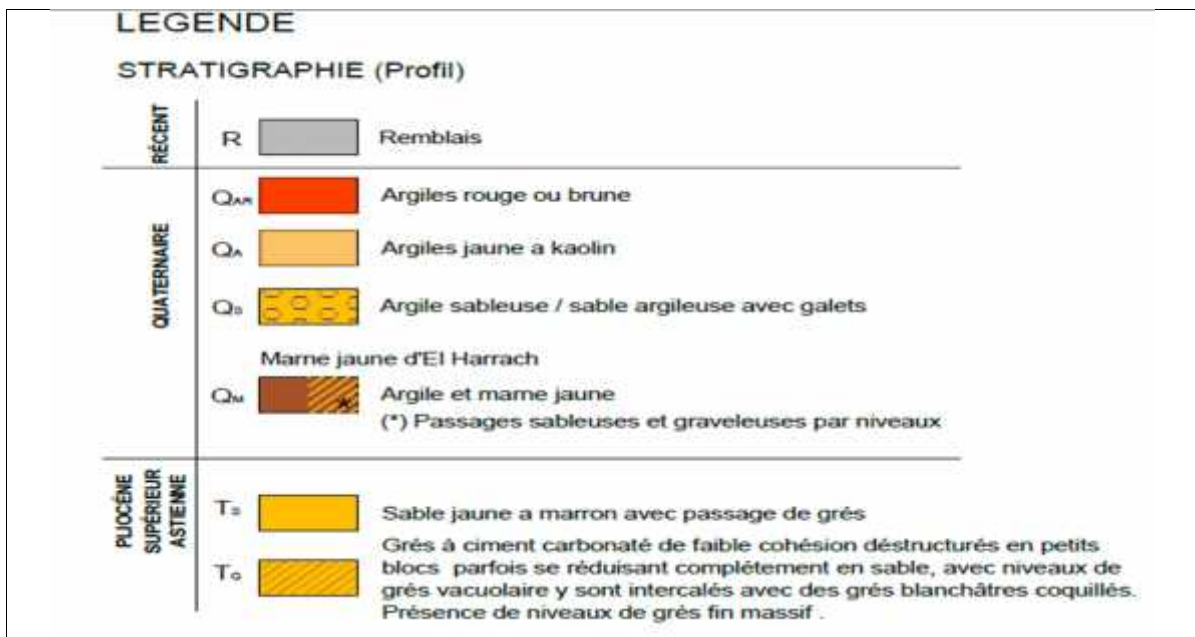


Figure III.7. Légende de la coupe géologique.

- Les résultats des deux sondages ont résumés en quarts couches principales :
 -) Remblais R_x ;
 -) Argile rouge ou brune Q_A ;
 -) Marnes jaunes Q_M ;
 -) Sable jaune T_s.

Tableau III.7. Formation de la zone d'étude.

N° de couche	type de sol	Profondeur	Etat	Description
1	Remblais R_x	0-3 m	Non consistant	formations alluvionnaires quaternaires compose de remblais +sable à galet non consistant
2	Argile rouge ou brune Q_A	03-6	Consistant	Formation quaternaire marneuse
3	Marne jaune Q_M	6-17	Consistant	Formation quaternaire marneuse
4	Sable T_s	17-30	Peu consistant	Formation tertiaire compose de sable pulvérulent + peu de gravier

III.6. Description du tronçon d'étude

Le tronçon choisis y pour projeter nos calculs pris entre PK 0+00 et PK 0+200 faisant une longueur de 10 m et une hauteur creusé de 8.84 m.

La couverture du terrain au-dessus de ce tronçon du tunnel est de 3 m et le niveau de la nappe est de 35 m de profondeur au-dessous du tunnel.

Conclusion

Plusieurs essais ont été réalisés sur site et au laboratoire pour mieux déterminer les propriétés des couche composante du terrain de réalisation du tunnel .d'après les résultats des essais obtenus sur les conditions géologique du terrain, nous avons constaté que la construction du tunnel peut provoquer des risques de stabilité parce que les terrain est un sol compose de : remblais, marne, argile et sable..

Introduction

Pour tout projet de réalisation d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel). Les responsables du projet suivent des étapes incontournables pour garantir la stabilité de l'ouvrage. Pour les projets de réalisation des ouvrages de grandes dimensions (tunnel), les connaissances de mode et technique de creusement, ainsi que les différents modes de soutènements et revêtement sont nécessaires. Le présent chapitre montre la procédure de travail choisis dans la zone du tronçon qu'on a choisis pour notre étude.

IV.1. Description géométrique

Le tronçon d'étude débute au puits de ventilation PV-6, appartenant au tronçon antérieur Haï El Badr – Ain Naadja. Au début, le tracé passe en souterrain à une profondeur moyenne de 15 m. L'intégralité de ce tronçon est donc envisagée en tunnel par la Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA).

Entre le PK 0+00 et 0+200 le tracé présente une zone de moins de couverture, dans laquelle il existe seulement 3 m de terrain entre l'entrée du tunnel et la surface dans laquelle on passe sous la verticale de plusieurs bâtiments, c'est pour cela qu'il faut prévoir la réalisation de traitements spéciaux de protection.

IV.2. Système d'excavation

L'excavation sera effectuée en plusieurs phases, vu la grande section des tunnels. L'excavation en phases facilite le processus constructif des tunnels, et permet d'employer des machines moins puissantes et meilleur marché, enfin elle favorise la stabilité de l'excavation.

Avec ces conditions, la construction des tunnels par la méthode CALOTTE/STROSS/RADIER est envisagée. [22]

Avec cette méthode de CALOTTE/STROSS/RADIER l'équilibre de l'excavation se produit de manière presque instantanée, l'instrumentation à une importance beaucoup plus petite que dans le cas des excavations construites avec la NMA traditionnelle, ce qui permet de réduire les coûts et d'obtenir des avancements plus importants.

- Les phases de construction des tunnels sont les suivantes :
 -) PHASE I : Excavation et soutènement de la calotte ;
 -) PHASE II : Excavation et soutènement du stross ;
 -) PHASE III : Exécution de la contre-voûte (radier) ;

) PHASE IV : Mise en œuvre de revêtement.

L'exécution du tunnel sera effectuée par sections divisé, avec une philosophie de construction semblable à celle de la Nouvelle Méthode Autrichienne, qui utilise une technologie basée sur l'emploi de boulons, béton projeté, cintres, fibre métallique et/ou maille.[22]



Figure IV.1. Travaux de déblai dans l'intérieur de tunnel.

Les idées fondamentales sont synthétisées ci-dessous :

-) La zone de terrain qui entoure le tunnel intervient dans la stabilité de l'excavation et c'est le principal élément dont dépend celle-ci. En effet, c'est le terrain lui-même qui s'auto-soutient, en formant un arc de décharge autour du tunnel qui transmet les tensions des deux côtés de celui-ci.
-) Suite à ce qui est indiqué dans le point précédent, il convient de maintenir inaltérées, dans la mesure du possible, les caractéristiques du terrain qui entourent le tunnel. Pour cela, il est préférable d'employer des techniques d'excavation mécanique.
-) Pour faciliter la distribution des tensions dans l'anneau de terrain qui entoure le tunnel, on définit les sections type de soutènement avec des formes arrondies en voûtes, en évitant les points anguleux.
-) Le soutènement sera placé de sorte qu'il laisse se déformer le terrain, toujours dans la limite de stabilité du tunnel, pour que le terrain développe sa capacité autoportante. La charge que va supporter le soutènement dépendra donc du moment où celui-ci est placé après l'excavation. [22]

-) En phase de projet, on conçoit plusieurs types de soutènement à appliquer, selon la qualité du terrain. Pendant l'excavation, les soutènements sont optimisés avec l'information qu'apportent l'instrumentation du tunnel et l'observation du front.
-) Immédiatement après l'excavation, on place un soutènement qui stabilise le tunnel. Par la suite, on place le revêtement définitif de béton coffré. [22]

IV.2.1. Moyens d'excavation

D'après les conditions géotechniques des matériaux et la longueur des tunnels, ainsi que l'analyse des possibles méthodes d'excavation on peut conclure ce qui suit :

Étant donné les caractéristiques plus faibles du terrain, il sera creusé avec des moyens mécaniques en utilisant une rétro-excavatrice.

Quand la rétro-excavatrice ne sera pas suffisante, il effectuera l'excavation avec un marteau hydraulique monté sur le bras de la rétro-excavatrice. Dans ce projet, l'excavation effectuée avec la Nouvelle Méthode autrichienne (NMA) en utilisant les moyens cités ci-dessus pour faciliter la désagrégation des terrains les plus durs et l'excavation de ceux les plus meubles. [23]

IV.2.2. Cycles de travail

Chaque phase d'excavation a son propre cycle de travail comme décrit ci-dessous :

IV.2.2.1. Excavation de la calotte

La méthodologie de travail est basée sur une première phase d'excavation en calotte, puis une seconde phase d'excavation en stross est celle habituellement utilisée dans les tunnels. En général, l'excavation sera développée avec des moyens mécaniques, au moyen de rétro-excavatrice étant donné que le terrain sera meuble ou de peu de résistance. La longueur des pas d'avancement d'excavation dépendra de la qualité du terrain, variant de 1,5 m pour les terrains meilleure qualité à 1,0 m pour ceux de pires caractéristiques. En même temps que l'excavation, on développera les tâches de déblai. [23]

IV.2.2.2. Exécution du Soutènement de la calotte

Une fois fini le pas d'excavation, on mettra en place le soutènement prévu. D'abord, ils appliquent une première couche de béton projeté (scellement), qui servira de protection initiale. Ensuite ils placent les cintres métalliques, à l'aide de plateformes élévatoires.

Finalement, ils complètent le soutènement en appliquant le béton projeté restant indiqué sur les plans. [23]

IV.2.2.3. Excavation du stross

Une fois l'excavation et le soutènement de la calotte finis, ils entament l'excavation du stross. Pour cela, ils appliquent les mêmes méthodes et techniques employées en calotte (volées, rétro-excavatrices, etc.). Les pas d'avancement de l'excavation dans le stross varieront entre 3,0 et 2,0 m, suivant la qualité du terrain. Il sera effectué si nécessaire en deux ou trois phases. [23]

IV.2.2.4. Exécution du Soutènement du stross

Une fois terminée l'excavation du stross, ils appliquent le soutènement dans la suite de celui placé en calotte.

IV.2.2.5. Exécution de la Contre-voûte

Une fois toute la section du tunnel excavée et soutenue, une contre-voûte de béton sera exécutée, qui fermera l'anneau du soutènement.

IV.3. Machines constructives



Les machines principales employées pour la construction de ce tunnel peuvent être classées, sur la base de leur affectation, suivant les types ci-dessous :

-) Machines d'excavation et déblai ;
-) Machines de mise en place du soutènement ;
-) Machines pour le revêtement et l'imperméabilisation. [22]

IV.3.1. Machines d'excavation et de déblais

Les tunnels seront excavés en utilisant des moyens mécaniques. Le déblai sera effectué par des machines diesel en utilisant une pelle chargeuse avec pneus et camions de chargement conventionnels.

Pour les zones d'excavation mécanique on disposera d'une machine rétro-excavatrice sur chenilles munie éventuellement d'un marteau piqueur et d'une pelle excavatrice. Il est recommandable d'utiliser une retro spéciale de tunnels pour sa plus grande adaptation et son meilleur rendement dans les travaux souterrains. [22]

	
<p>Figure .IV.2.Excavation mécanique avec Marteau piqueur.</p>	<p>Figure .IV.3.Travaux de déblai dans L'intérieur de tunnel</p>

IV.3.2. Machines de mise en place du soutènement

Les éléments principaux de soutènement qui seront employés dans ces tunnels sont :



-) Béton projeté ;
-) Cintres.

Chacun de ces éléments requiert des moyens et des machines spécifiques :

IV.3.2.1. béton projeté

Le béton projeté a la mission principale de sceller la surface du terrain, en fermant les joints et en évitant la décompression et la modification du volume, pouvant résister, en plus, aux efforts sollicités par de petits blocs du terrain.

Une fois les tâches de déblai sont terminées, il est nécessaire d'appliquer, le plus rapidement possible, une première couche de scellement. Une fois les travaux de mise en place du reste du soutènement terminés, ils projettent le béton par couches successives jusqu'à obtenir l'épaisseur minimale exigée par le type de soutènement choisi pour traverser cette zone. [22]

	
<p>Figure .IV.4.Travaux de projection de béton dans un tunnel.</p>	<p>Figure .IV.5 Robot de projection De béton</p>

La mise en œuvre sera effectuée à l'aide d'un robot de projection de béton par voie humide et flux dense de haut rendement puisque la longueur du périmètre de la section oblige à utiliser une machine de grande capacité pour ne pas augmenter en excès les cycles de travail. Cette machine sera équipée de tous les accessoires nécessaires : béton projeté, bras de projection articulé, trémies pour la réception du béton et l'addition d'additifs et châssis automobile.

IV.3.2.2. Cintres

Pour la mise en place des cintres, il doit disposer d'une grue et d'une plateforme d'élévation mobile indépendante qui permette d'accéder à tout point de la section et d'effectuer les travaux avec sécurité et stabilité.

Comme éléments auxiliaires, il devra disposer de plus d'équipements comme d'unité mobile de soudure électrique et outils à main. [22]

	
<p>Figure .IV.6.Élévation du cintre avec grue. l'intérieur du tunnel</p>	<p>Figure .IV.7.Mise en place d'un cintre.</p>

IV.3.3. Machines pour revêtement et imperméabilisation

Pour la mise en place de la couche d'imperméabilisation et le géotextile ils utilisent une plateforme mobile qui garantit l'accès à tout point du périmètre de la section et fournit la stabilité nécessaire pour effectuer les travaux avec efficacité. Ils utilisent en outre les outils nécessaires pour fixer et souder la couche et le géotextile.

Pour les parois de démarrage, ils utilisent des modules métalliques coffrés. Le coffrage de la voûte sera formé par un cintre mobile ou un charriot et modules métalliques coffrés courbes.

Le charriot sera conçu pour supporter la charge du béton frais et avoir la taille suffisante pour permettre le passage des machines. Il circulera sur des guides longitudinaux appuyées sur des murets ou sur le radier.

Il laissera des fenêtres dans les éléments spécifiques du coffrage pour pomper le béton et effectuer le vibrage. Chacune de ces ouvertures aura un couvercle avec des charnières. La bonne conservation et la propreté de ce coffrage sont importantes puisqu'elles contribueront au bon rendu du revêtement du tunnel.

Le transport du béton sera effectué par chargements de béton conventionnels. Le nombre de camions sera conditionné par la longueur de l'anneau de revêtement, la distance à l'usine et l'obtention d'une continuité totale dans le processus. Il doit toujours y avoir un chargement au pied de la pompe quand se termine la précédente. [23]



Figure IV.8. Charriot de coffrage.

Il utilisera une pompe à béton avec un rendement réel qui assure le bétonnage d'un anneau dans le temps prévu. Il est recommandable d'utiliser une pompe spéciale pour tunnels puisqu'elles s'adaptent mieux aux conditions d'exécution. Comme rechange permanent, il y aura une autre machine de caractéristiques semblables prête à fonctionner au cas où l'autre tombe en panne. Elle sera aussi employée pour le remplissage de cavités existantes ou de cavités provoquées par des décrochements occasionnels.

Les remplissages de l'arrière du revêtement seront effectués avec une pompe d'injection avec la puissance et le rendement suffisant pour remplir, sans problème, les cavités qui resteraient entre l'arc de béton de revêtement et la surface du soutènement de béton projeté.

IV.4. Sections de soutènement

Dans les paragraphes suivants on définit les 3 sections type de soutènement prévues pour l'exécution des tunnels et les possibles mesures additionnelles de renfort.

Le soutènement recommandé est composé de béton projeté et de cintres. Ces éléments s'adaptent parfaitement à la philosophie de la Nouvelle Méthode Autrichienne. [22]

➤ SECTION S-1

Le soutènement Type S-1 sera employé dans le cas des tronçons de tunnel excavés dans des terrains de type argileux ou marneux.

L'excavation sera effectuée mécaniquement avec une longueur de pas de 1,5 m. Le soutènement dans la phase de calotte sera effectué suivant la séquence ci-dessous:

-) Projection d'une couche de scellement avec béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 3 cm d'épaisseur minimale, en voûte et piédroits, couvrant la surface excavée ;
-) Mise en place de cintres métalliques HEB 120 espacés de 1,5 m longitudinalement et attachés entre eux avec des entretoises formées par des barres d'acier de 20 mm de diamètre ;
-) Projection d'une couche de béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 20 cm d'épaisseur minimale, en voûte et piédroits, et 15 cm dans radier, couvrant la surface excavée.

Il est prévu de forer des sondages de reconnaissance de 12 m de longueur une fois les 3 phases d'avances finies, pour pouvoir prévoir si le terrain peut créer des problèmes en raison de leur instabilité dans l'avance de l'excavation et déceler la présence de poches d'eau pouvant baisser la capacité de résistance du terrain.

L'excavation en phase de stross sera effectuée, de façon analogue, mécaniquement, à une distance de 3 m du front d'avance, cette décision étant évidemment soumise à l'accord de la direction de chantier.

La longueur de pas pour le stross sera de 3.0 m. La séquence de soutènement sera la suivante :

-) Projection d'une couche de scellement avec béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 3 cm d'épaisseur minimale, aux piédroits, couvrant la surface excavée ;
-) Recalage des cintres placés en calotte, après avoir été immédiatement déchaussés par l'excavation, et de manière alternée ;
-) Projection d'une couche de béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 20 cm d'épaisseur minimale, aux piédroits, couvrant la surface excavée.

L'excavation des radiers sera effectuée à une distance de 15 m du front d'avance. La longueur de pas pour le radier sera de 12 m.

Finalement des radiers seront creusés et le soutènement se fermera structurellement au moyen d'une couche en béton projeté de 15 cm d'épaisseur.

➤ SECTION S-2

Le soutènement Type S-2 sera employé dans le cas des tronçons de tunnel excavés dans des terrains essentiellement granuleux, avec une cohésion réduite ; et dans les tronçons

avec un recouvrement de terrain sur la clef de voûte du tunnel supérieur à 20 m indépendamment du type de terrain à creuser.

L'excavation sera effectuée mécaniquement avec une longueur de pas de 1.0 m. Le soutènement dans la phase de calotte sera effectué suivant la séquence ci-dessous :

- J Il faudra placer des piquets inclinés avec boulons auto foreur (33 par avancement) pour éviter petits les décollements de matériel ;
- J Projection d'une couche de scellement avec béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 3 cm d'épaisseur minimale, en voûte et piédroits, couvrant la surface excavée ;
- J Mise en place de cintres métalliques HEB 160 espacés de 1.0 m longitudinalement et attachés entre eux avec des entretoises formées par des barres d'acier de 20 mm de diamètre ;
- J Projection d'une couche de béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 20cm d'épaisseur minimale, en voûte et piédroits, couvrant la surface excavée.

L'excavation en phase de stross sera effectuée, de façon analogue, aux moyens mécaniques, à une distance de 2 m du front d'avance, cette décision étant évidemment soumise à l'accord de la direction de chantier.

La longueur de pas pour le stross sera de 2 m. La séquence de soutènement sera la suivante :

- J Projection d'une couche de scellement avec béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 3 cm d'épaisseur minimale, aux piédroits, couvrant la surface excavée ;
- J Recalage des cintres placés en calotte, après avoir été immédiatement déchaussés par l'excavation, et de manière alternée ;
- J Projection d'une couche de béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 20cm d'épaisseur minimale, aux piédroits, couvrant la surface excavée.

L'excavation des radiers sera effectuée à une distance de 2 m du front d'avance.

Finalement des radiers seront creusés et le soutènement se fermera structurellement au moyen d'une couche en béton projeté de 15 cm d'épaisseur.

➤ SECTION S-3

Le soutènement Type S-3 sera employé pour résoudre les problèmes qui se présentent lorsque la clé du tunnel se trouve très proche de la couche sablonneuse quaternaire, avec une

cote de niveau phréatique haute. ils l'utilisent aussi dans les zones avec un faible recouvrement là où le tunnel passe sous des constructions.

Ce type de section a été conçu pour des zones avec des terrains sans cohésion dans lesquels peuvent exister des problèmes d'instabilité du front de l'excavation.

Cette section prévoit un avancement de 1,5 m à l'abri d'une voûte parapluie de protection avec micro pieux auto-foreurs armés avec des tubes d'acier de 14 m de longueur et une séparation de 50 cm tous les 9 m. De la même manière, le front de l'excavation se renforcera systématiquement avec boulons de fibre de verre avec l'espace de 1 mètre.

L'excavation sera effectuée mécaniquement avec une longueur de pas de 1,5 m. Le soutènement dans la phase de calotte sera effectué suivant la séquence ci-dessous :

-) Projection d'une couche de scellement avec béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 5 cm d'épaisseur minimale, en voûte et piédroits, couvrant la surface excavée.
-) Mise en place de cintres métalliques HEB 160 espacés de 1,5 m longitudinalement et attachés entre eux avec des entretoises formées par des barres d'acier de 20 mm de diamètre.
-) Projection d'une couche de béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 25cm d'épaisseur minimale, en voûte et piédroits, couvrant la surface excavée.

L'excavation en phase de stross sera effectuée, de façon analogue, aux moyens mécaniques, à une distance de 3 m du front d'avance, cette décision étant évidemment soumise à l'accord de la direction de chantier.

La longueur de pas pour le stross sera de 3 m. La séquence de soutènement sera la suivante :

-) Projection d'une couche de scellement avec béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 5 cm d'épaisseur minimale, aux piédroits, couvrant la surface excavée ;
-) Recalage des cintres placés en calotte, après avoir été immédiatement déchaussés par l'excavation, et de manière alternée ;
-) Projection d'une couche de béton B25 renforcé avec des fibres d'acier, de 25 cm d'épaisseur minimale, aux piédroits, couvrant la surface excavée.

L'excavation des radiers sera effectuée à une distance de 3 m du front d'avance.

Finalement, des radiers seront creusés et le soutènement se fermera structurellement au moyen d'une couche en béton projeté de 20 cm d'épaisseur.

IV.4.1. Renforcement des sections de soutènement

Ils consistent en des traitements préventifs, ou de consolidation postérieure, qu'il peut être nécessaire d'effectuer dans le tunnel afin de garantir la stabilité de l'excavation, d'améliorer les caractéristiques mécaniques des terrains traversés, ou pour prévoir ou traiter de possibles décrochements. Les traitements spéciaux seront décidés quand les conditions géologiques - géotechniques et constructives le demandent. [22]

Les différents types de traitements spéciaux qui sont considérés sont les suivants :

- a) Butée centrale ;
- b) Béton projeté en front de taille ;
- c) Boulonnage du front de taille ;
- d) Piquetage du front avec boulons ou tubes ;
- e) Injections de coulis ciment ou mortier ;
- f) Reconnaissance au front.

IV.5. Revêtement définitif

Postérieurement à l'excavation complète du tunnel il construira le revêtement définitif. Le revêtement définitif sera postérieurement construit par chariot de coffrage. Ce revêtement consistera en une dalle de béton armé d'épaisseur variable (entre 0,40 m dans la calotte et 0,60 m au radier). Cette section sera exécutée en deux phases, d'abord la dalle inférieure et postérieurement la voûte du tunnel.

Entre soutènement et revêtement, on disposera une lame imperméable pour empêcher l'entrée d'eau phréatique dans le tunnel, dont le revêtement définitif par conséquent devra être conçu pour supporter l'impulsion hydrostatique outre l'impulsion du terrain.

Ils placent le système d'imperméabilité, une lame de PVC de 2 mm d'épaisseur protégée avec géotextile ou, alternativement, une lame de polyéthylène de haute densité, appliquées dans le derrière du revêtement.[22]

Tableau IV.1. Résumé les classes d'excavation.

CLASSES DE SOUTÈNEMENT	CONDITIONS GEOTECHNIQUES	SEQUENCE DE CREUSEMENT	SOUTÈNEMENT PREVU
Classe 1	Sols. Présence des « Marnes Jaune d'el Harrach », formation QM.	Creusement en phases Avancements inférieures à 1 m ; Radier provisoire entre calotte et stross	<ul style="list-style-type: none"> - 1 famille d'enfilages en tuyaux métalliques N80 - 127x8mm, L=12m, scellés au coulis de ciment; - Béton projeté e = 0,30 m ; - Treillis Soudé Q257A ; - Cintres métalliques HE160B à chaque 1,0m ; - Boulons en fibre de verre au front type Y-Fly35, L=16m, ou équivalent ;
Classe 2	Sols. Présence des « Sables jaune à marron avec des passages de grès » - formation Ts. Présence de l'eau.	Creusement en phases ; Calotte avec avancements de 0,8m ; Radier provisoire entre calotte et stross ;	<ul style="list-style-type: none"> - 1 famille d'enfilages en tuyaux métalliques N80 - 127x8mm, L=12m, scellés au coulis de ciment ; - Béton projeté e = 0,30 m ; - Treillis Soudé Q257A ; - Cintres métalliques HE160B à chaque 0,8m ; - Boulons en fibre de verre au front type Y-Fly35, L=16m, ou équivalent ; - Drainage du front de taille avec drains L= 18m - Béton projeté au front de taille ;
Classe 3a/3b	Sols. Couvrement de terrains sur la voûte inférieure à 1 diamètre ; Terrains faibles qualité et/ou très altérés et/ou désagrégés ;	Creusement en phases et avec « side drift » ; Calotte avec avancements 0,8m ; Radier provisoire entre calotte et stross ; Avancements déphasés entre sections de la calotte et le « side drift » ; Stross déphasé de la calotte > 16m	<ul style="list-style-type: none"> - 1 ou 2 familles d'enfilages en tuyaux métalliques N80 - 127x8mm, L=12m, chaque 10m, scellés au coulis de ciment ; - Béton projeté e = 0,30 m ; - Treillis Soudé Q257A, en 2 couches ; - Cintres métalliques HE160B à chaque 0,8m ; - Boulons en fibre de verre au front type Y-Fly35, L=16m, ou équivalent ; - Drainage du front de taille avec drains L= 18m ; - Béton projeté au front de taille et, éventuellement, armé du treillis soudé.

Conclusion

Pour le Phase 1 Ain Naadja – Gare ferroviaire, il est recommandé l'exécution des tunnels au moyen de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA); cette méthode consiste en la mise en place du soutènement nécessaire pour la stabilisation de la cavité, dans laquelle ils mettent en place un soutènement basé sur les classifications géomécaniques. Le comportement de ce soutènement est contrôlé par la prise de mesures de déformations pour, en fonction de l'évolution de celles-ci, vérifier la validité du soutènement placé ou, au contraire, procéder à son renforcement.

Introduction

Dans cette partie de notre travail, nous allons modéliser d'un tronçon du tunnel qui est déjà défini dans le chapitre III, en utilisant le logiciel Plaxis 3D Tunnel ; la méthode sur laquelle est basée le logiciel dans les calculs numériques est la MEF et avec NATM comme une technique d'excavation. Pour qu'on puisse faire tous les calculs nécessaires, on doit lui préciser tous les données du projet.

V.1. Présentation de la procédure de simulation

V.1.1. L'objectif d'étude

Le présent travail sert à faire une modélisation d'un tronçon de tunnel dans deux conditions de travail différentes, de faire la comparaison entre eux et de choisir la meilleure condition pour l'excavation du tunnel en sécurité.

La première condition consiste à effectuer l'excavation du tunnel à la présence de la charge du bâtiment ($F=25 \text{ KN/m}^2$) qui est répartie à la surface à une longueur de 16 m, sans mise en place de la voûte comme soutènement.

La deuxième condition consiste à exécuter l'excavation du tunnel avec la mise en place de la voûte comme soutènement.

V.1.2. Caractéristique géométrique du sol

Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre projet. Il sera modélisé par un modèle géométrique 3D. Il fait de 60 m de largeur sur 30 m de hauteur. Le modèle est présenté dans la figure V.2.

La géologie du site est composée de quatre couches du bas de haut :

- une couche de remblais R_X : 3 m d'épaisseur ;
- une couche d'argile rouge Q_A : 3 m d'épaisseur ;
- une couche de marne jaune Q_M : 11 m d'épaisseur ;
- une couche de sable jaune T_S : 13 m d'épaisseur.

V.1.2. Caractéristique géotechnique du sol

Nous considérons les caractéristiques géotechniques moyennes de chaque couche notre tronçon d'étude. Les caractéristiques prise en compte pour les différentes formations pour ce cas précis sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Caractéristiques mécaniques de sol.

Paramètres du sol	Désignation	Remblais	Argile rouge	Marne jaune	Sable jaune
Poids volumique apparent	γ_{unsat} [KN/m ³]	16,03	17,66	17,66	23,36
Poids volumique saturé	γ_{sat} [KN/m ³]	19,8	21,07	21,07	26,35
Module d'Young	E [KN/m ²]	1,2*10 ⁴	5,7*10 ⁴	5,7*10 ⁴	1,6*10 ⁵
Coefficient de poisson		0,3	0,3	0,3	0,3
Cohésion	C [KN/m ²]	32,5	30,75	30,75	34,5
Angle de frottement	[°]	13,8	13,92	13,92	14,24

La coupe transversale du tunnel, tel qu'elle établit, est divisée en tranches, afin de dessiner la section dans Plaxis 3D Tunnel. Les dimensions de chacune sont présentées dans le tableau suivant :

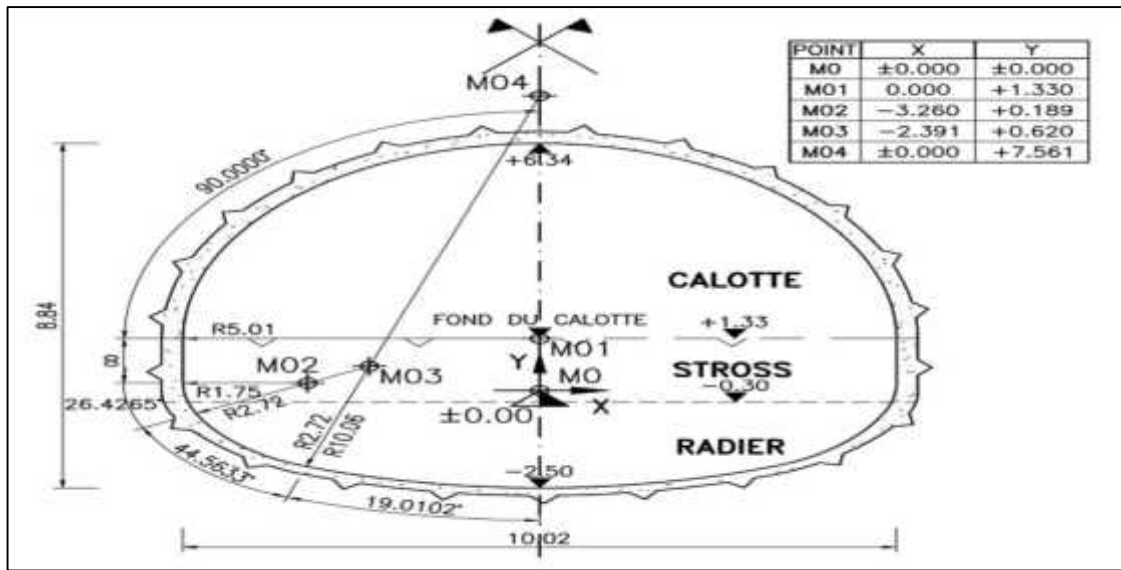


Figure V.1. Caractéristique géométrie de tunnel.

Les caractéristiques retenues pour le soutènement qui est utilisé pour ce tronçon de tunnel sont d'écrites dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Paramètres du soutènement.

Soutènement	Paramètres
Béton C25+cintres HEB 160	$E_A=8,7*10^6$ KN/m
	$E_I=6,7*10^6$ KN/m
	W=7,5
Cintre HEB 160	$E_A=1,006*10^6$ KN/m
	$E_I=4984$ KN/m
Boulons	$E_A=1,6*10^6$ KN/m
Ciment	$E_A=10^6$ KN/m

- ❖ Le module d'élasticité E_A et l'élasticité limite E_I équivalent de béton C25+cintres HEB 160 sont calculés au niveau de bureau d'étude suivant des formules qui ont présenté dans l'annexe.

V.2. Modélisation numérique

- 🌈 Notre modélisation va se dérouler suivant deux conditions déférentes :

V.2.1. Modélisation sans voute parapluie

Dans cette partie on fait la modélisation du tronçon de tunnel sous la charge du bâtiment avec la mise en place d'un soutènement provisoire (béton projeté + cintre HEB160) et sans utilisation de la voûte parapluie.

V.2.1.1. Condition aux limites

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements avec la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites, le font du modèle numérique est bloqué dans les trois directions(X, Y, Z), en utilisant la fonction « Standard Fixities ».

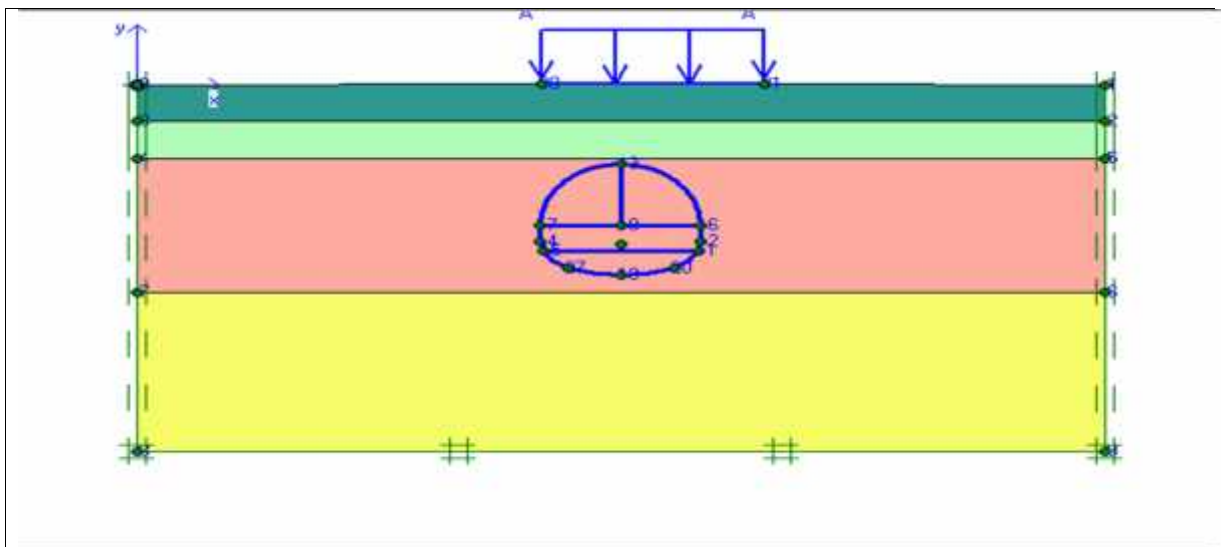


Figure V.2. Génération des conditions aux limites [boîte dialogue de PLAXIS 3D Tunnel].

V.2.1.2. Génération du maillage

Le maillage est généré en 2D dans un plan(OXY), puis en 3D suivant l'axe OZ. Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre ensemble sol + structure est constitué 2688 d'éléments et 7981 de nœud. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 16128 Points.

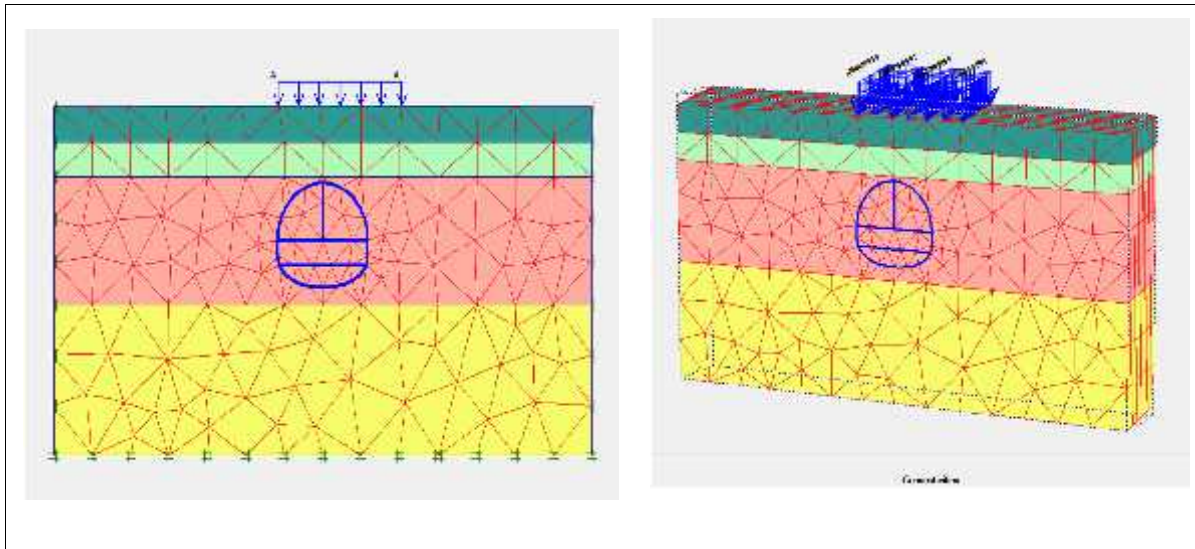


Figure V.3. Generation du maillage en 2D puis en 3D.

V.2.1.3. Conditions initiales

On doit spécifier les conditions initiales constituées de deux modes différents :

- Le premier mode est pour gérer les pressions interstitielles initiales (condition hydraulique),
 -) Le niveau de la nappe phréatique est de 30 m au-dessous du tunnel.

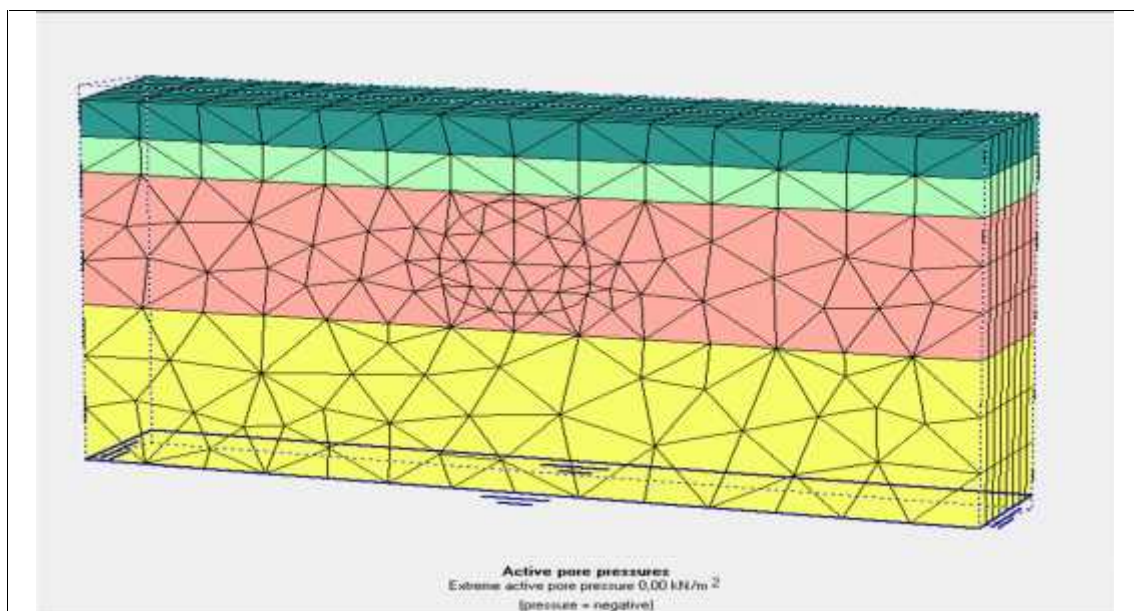


Figure V.4. Conditions hydraulique [boîte dialoge PLAXIS 3D Tunnel].

L'autre est pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives.

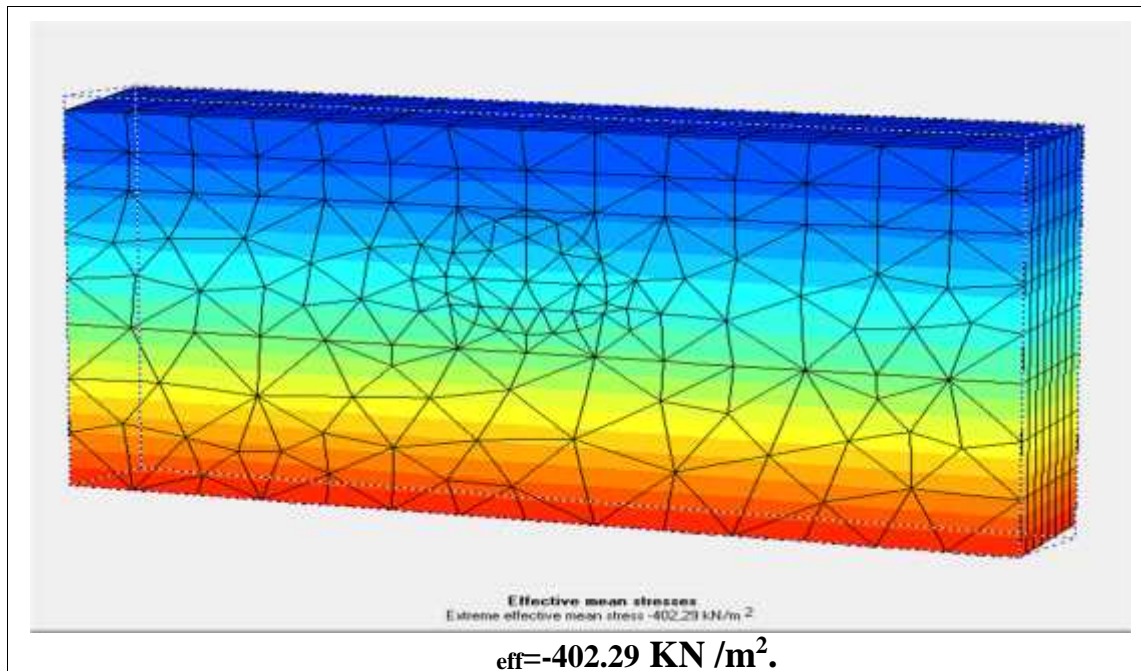


Figure V.5. Champ des contraintes effective [boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel].

V.2.1.4. Exécution de l'excavation du tunnel

Après avoir introduit toutes les paramètres de l'ensemble sol+structure, on lance l'application des calculs « calculation » : les calculs se fait selon plusieurs phases, chacune représente un pas d'avancement.

➤ **Section 1 :**

Phase 1 : état initial ;

Phase 2 : excavation d'un mètre de la partie droite de la calotte ;

Phase 3 : soutènement de la phase 2 ;

Phase 4 : excavation et soutènement d'un autre mètre de la partie droite de la calotte.

➤ **Section 2 :**

Phase5 : excavation d'un mètre de la partie gauche de la calotte ;

Phase 6 : Soutènement de la phase 5 ;

Phase 7 : excavation d'un mètre de la partie droite de la calotte ;

Phase 8 : soutènement de la phase 7.

🔧 Le même travail se répète jusqu'au on atteint 10 m d'excavation dans la calotte.

➤ **Section 3 :**

Phase 9 : excavation d'un mètre dans le stross ;

Phase 10 : soutènement de la phase 9 ;

Phase 11 : excavation et soutènement d'un autre mètre au niveau du stross.

Le même travail se répète jusqu'au on atteint 10 m d'excavation du stross.

➤ **Section 4 :**

Phase 12 : excavation du radier et mise en place de soutènement.

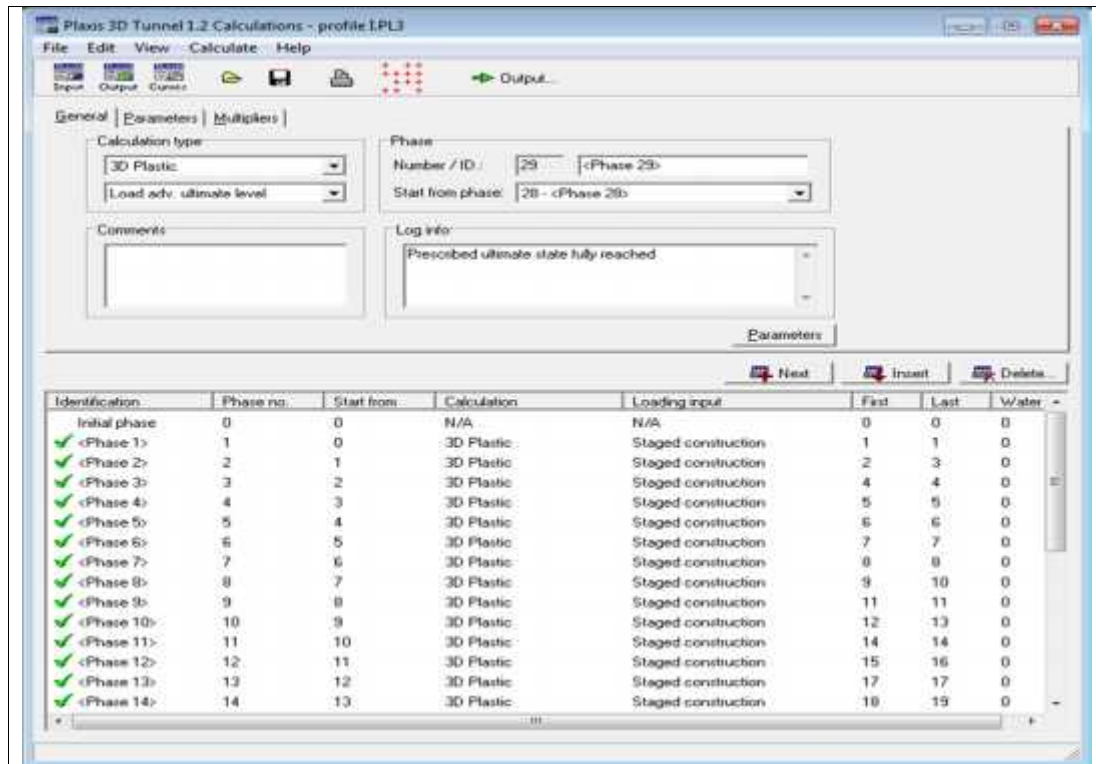


Figure V.6. Phase de calcul [boîte dialogue PLAXIS 3D Tunnel].

V.2.1.5. Calcul des déformations (déplacements) dus au creusement du tunnel

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative pour chaque pas d'avancement et suivant les trois axes (O_x , O_y , O_z) ; pour qu'on puisse obtenir à la fin la valeur du déplacement totale du sol, et celle des contraintes effective et réelle.

Dans notre étude, nous nous intéressons à interpréter les résultats obtenus pour les phases **1**, **17** et **29** pour décrire les mouvements horizontaux (O_x , O_z) et verticaux (O_y).

-On choisit des points (**B** et **E**) pour calculer les déplacements au niveau de la route.

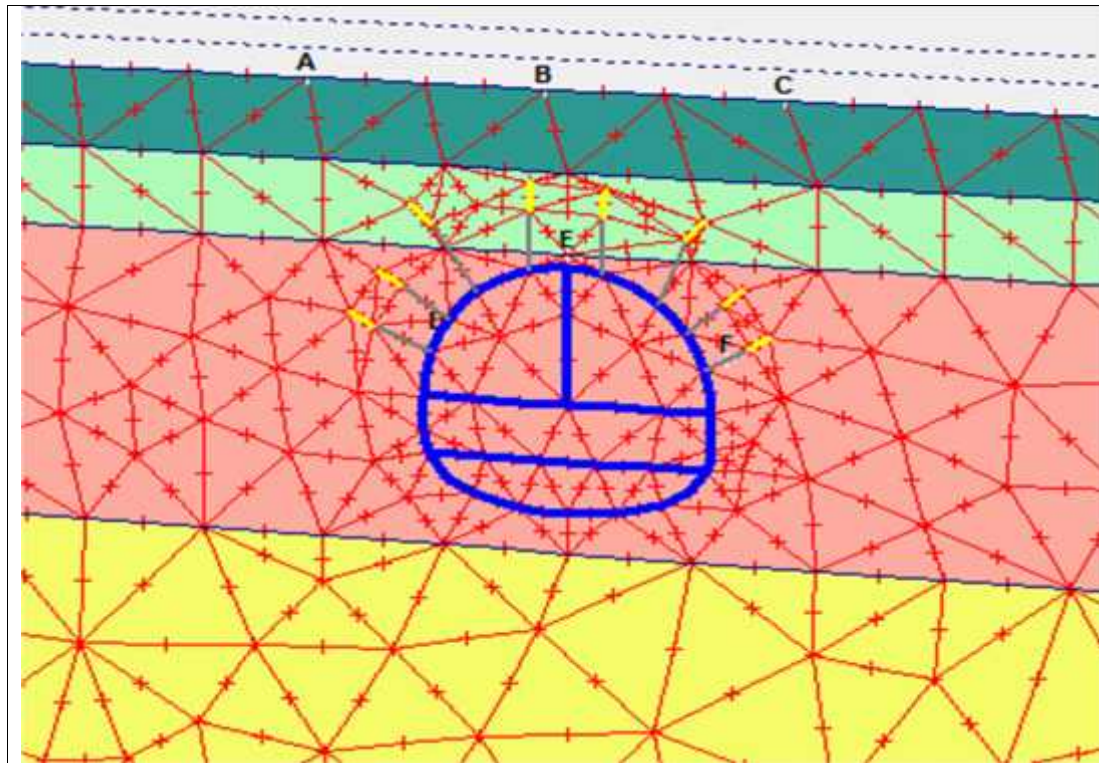


Figure V.7. Définitions des points pour le calcul [boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel].

Le tableau suivant résume les valeurs des déformations suivant les trois axes des trois phases citées (1, 17, 29).

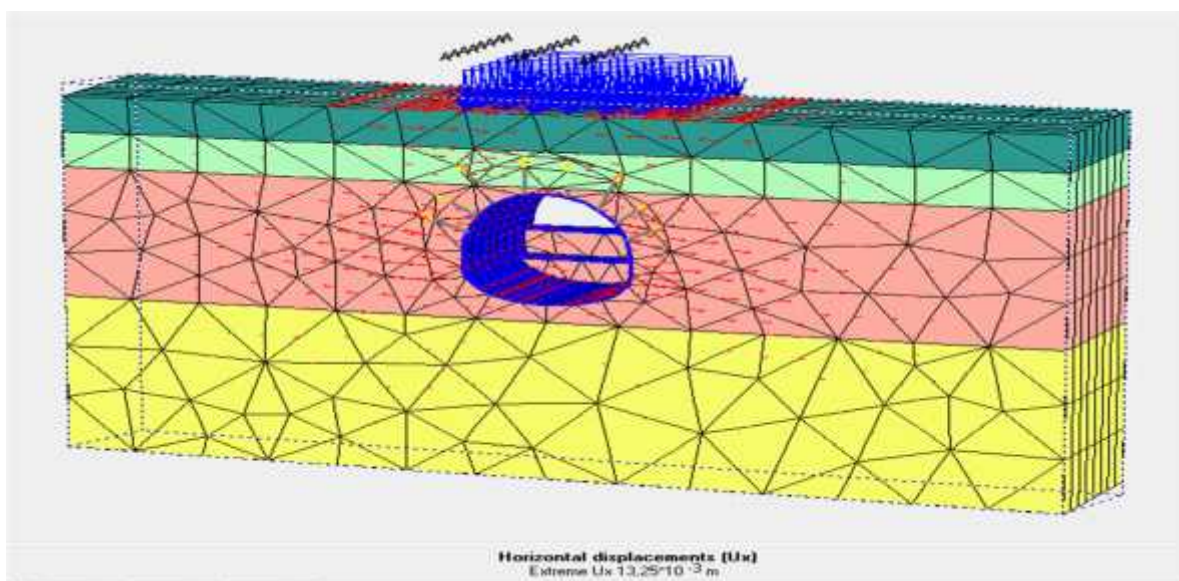
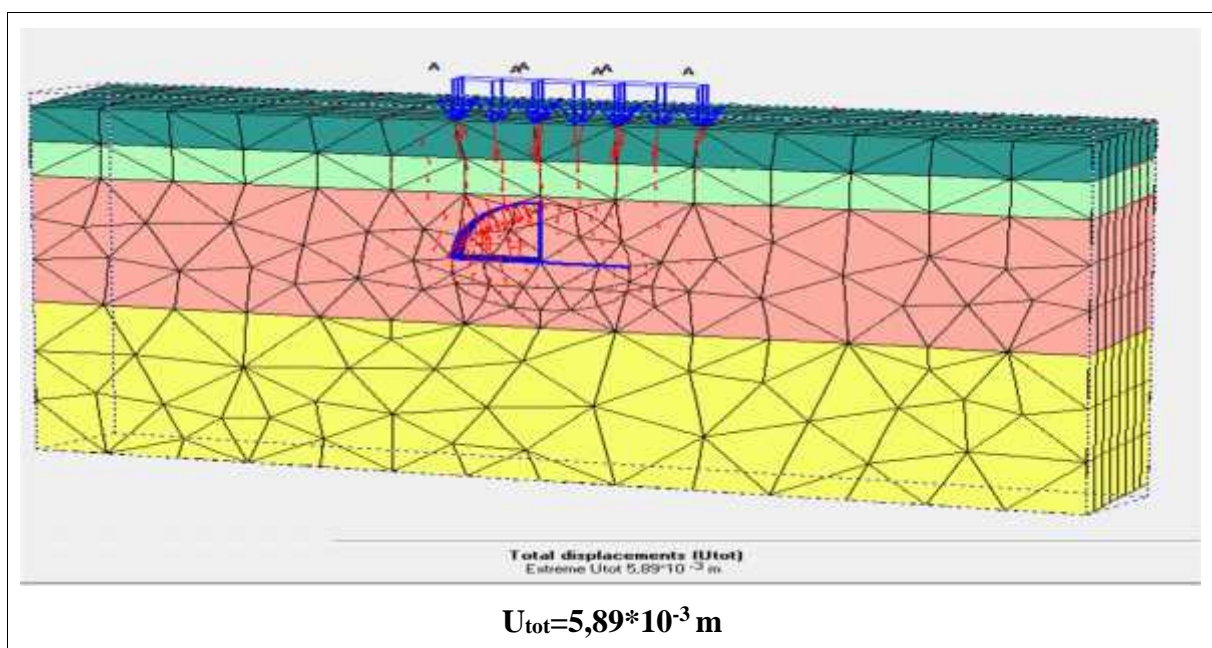


Tableau V.3. Résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel.

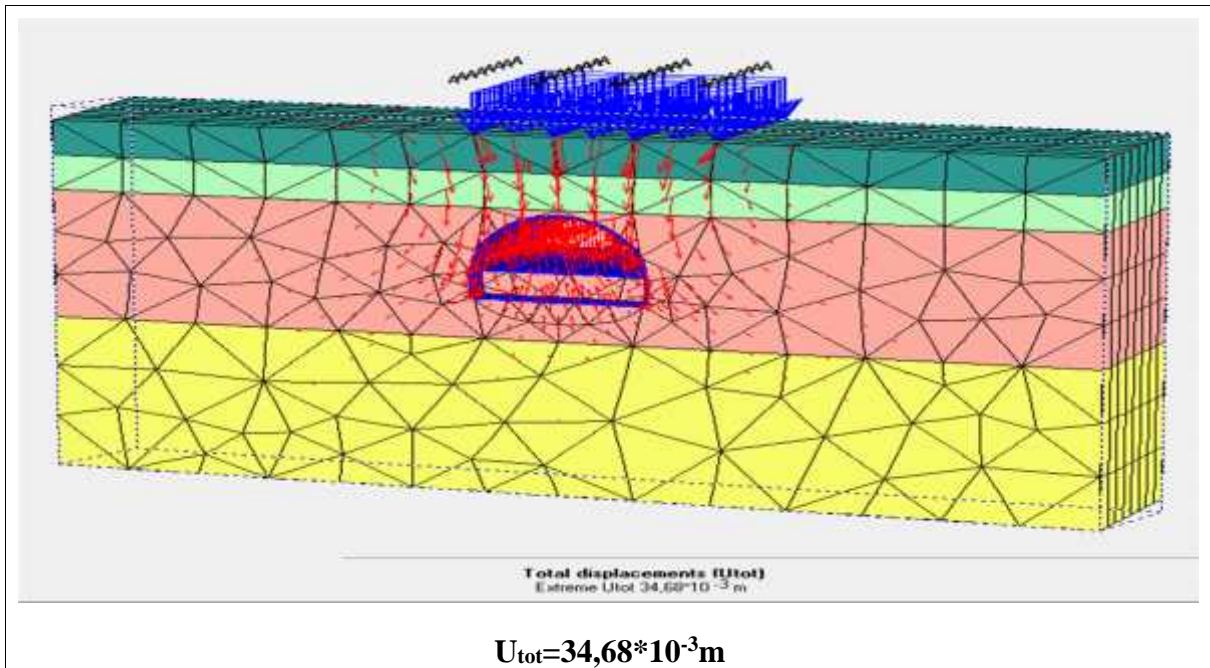
	Désignation (unité)	Phase 1	Phase 17	Phase 29
Déplacement horizontaux	$U_X(m)$	$1,2*10^{-3}$	$12,35*10^{-3}$	$15,71*10^{-3}$
	$U_Z(m)$	$5,07*10^{-3}$	$5,27*10^{-3}$	$6,48*10^{-3}$
Déplacement verticaux	$U_Y(m)$	$5,89*10^{-3}$	$34,57*10^{-3}$	$41,31*10^{-3}$
Déplacement totaux	$U_{tot}(m)$	$5,89*10^{-3}$	$34,68*10^{-3}$	$41,47*10^{-3}$
Incrément horizontale	$dU_X(m)$	$1,2*10^{-3}$	$1,32*10^{-3}$	$130,27*10^{-6}$
	$dU_Z(m)$	$5,07*10^{-3}$	$4,98*10^{-3}$	$990,24*10^{-3}$
Incrément verticale	$dU_Y(m)$	$5,89*10^{-3}$	$3,51*10^{-3}$	$224,22*10^{-6}$
Incrément totale	$dU_{tot}(m)$	$5,89*10^{-3}$	$5,30*10^{-3}$	$0,99*10^{-3}$
Contraintes effective maximale	$eff(KN/m^2)$	$406,32*10^{-3}$	$423,05*10^{-3}$	$429,25*10^{-3}$
Contrainte totale maximale	$tot(KN/m^2)$	$406,32*10^{-3}$	$423,05*10^{-3}$	$429,25*10^{-3}$

➤ Calcul et comparaison des déplacements totaux (U_{tot}) entre les phases choisies :

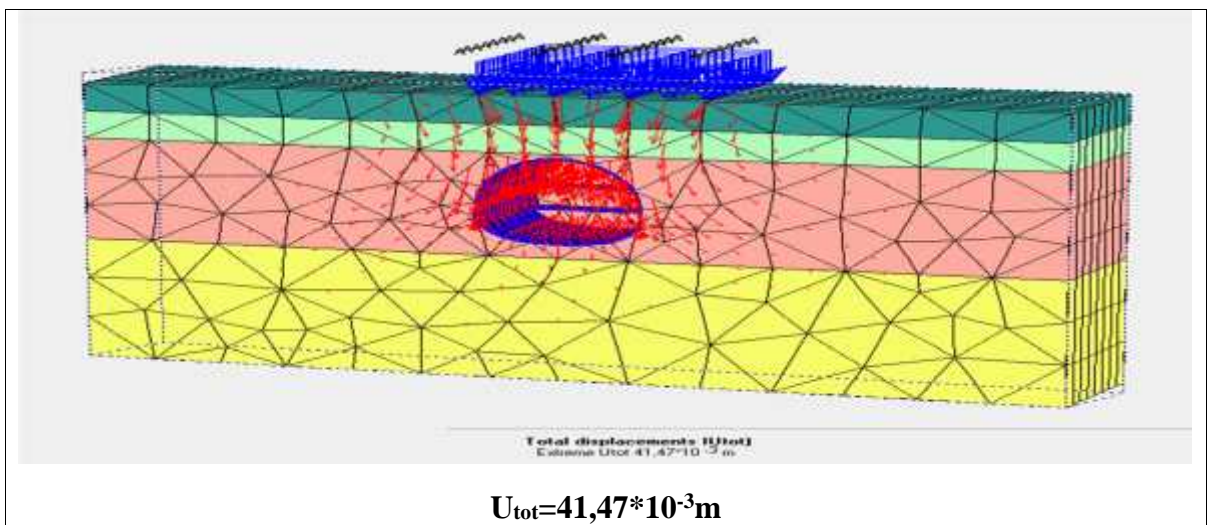
Phase 1



Phase 17



Phase 29



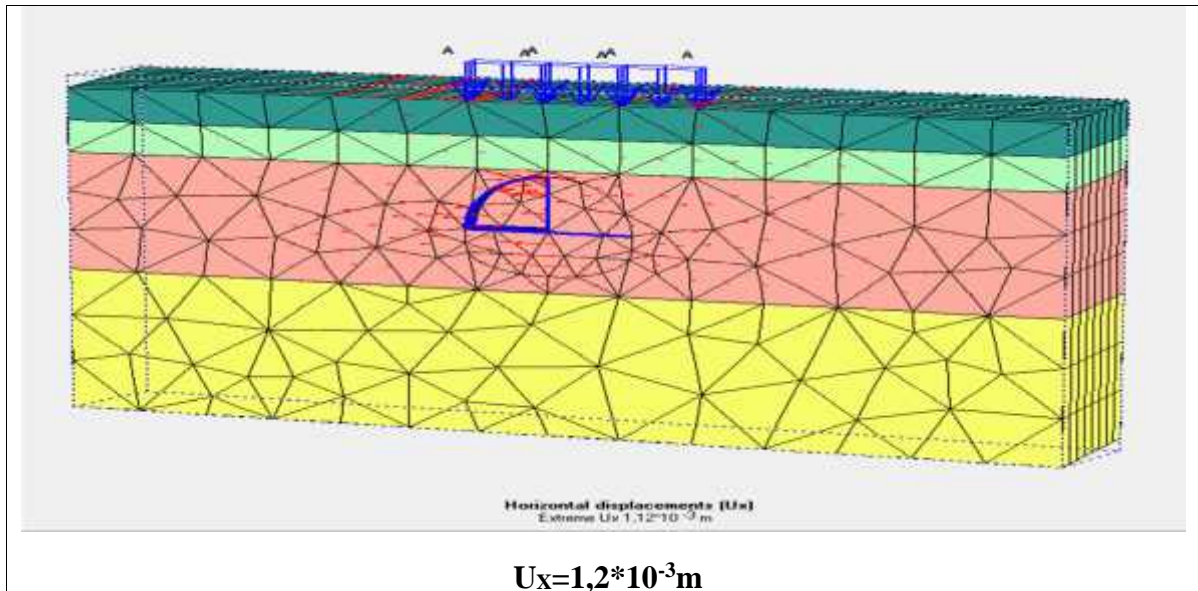
- ✚ Dans la première phase et puis que les travaux sont au début donc on remarque que les déplacements sont envers le zéro. Mais au fur et à mesure l'avancement des travaux d'excavation on note l'augmentation des déplacements et des contraintes jusqu'à où elles atteignent leurs valeurs maximales dans la phase 29 :

- ⌋ Déplacements totaux maximaux : $U_{tot}^{(max)}=41,47*10^{-3} m$;
- ⌋ Contraintes totales maximales : $\sigma_{tot}^{(max)}=-429,25*10^{-3} KN/m^2$.

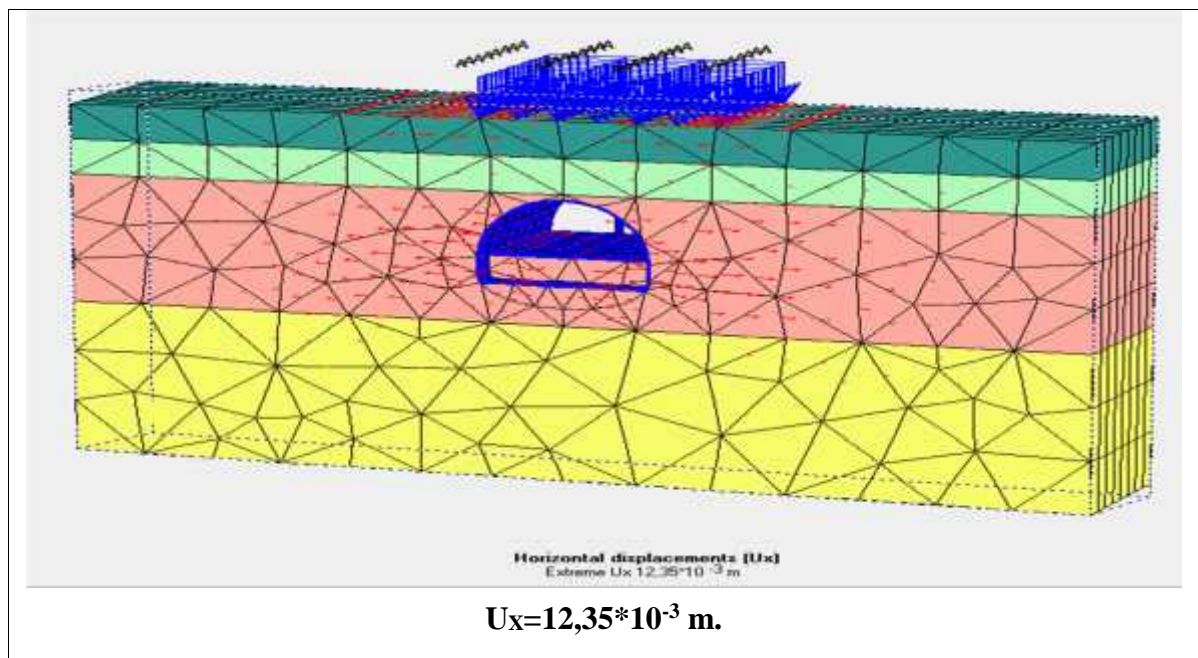
➤ **Calcul et comparaison des déplacements horizontaux :**

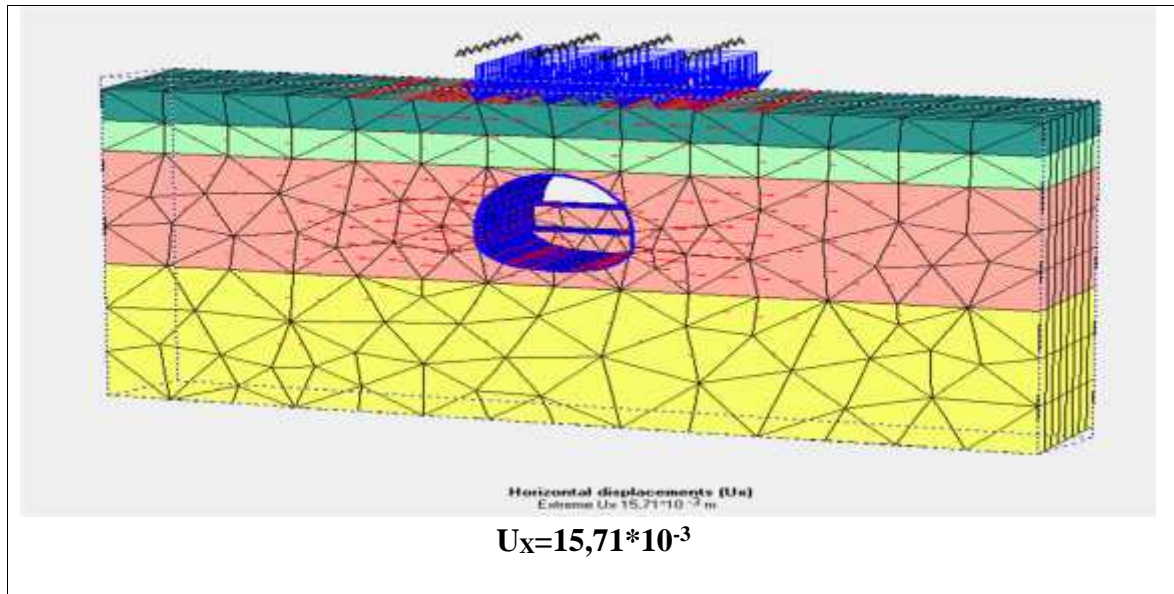
a-Les déplacements horizontaux(U_x) :

Phase 1

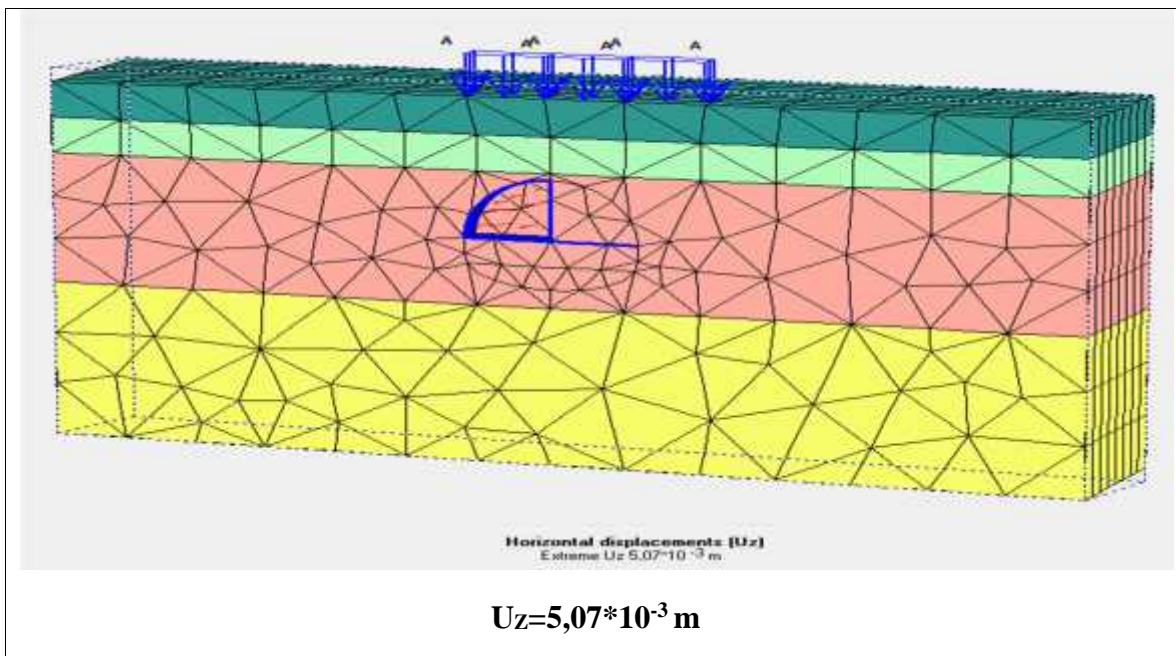


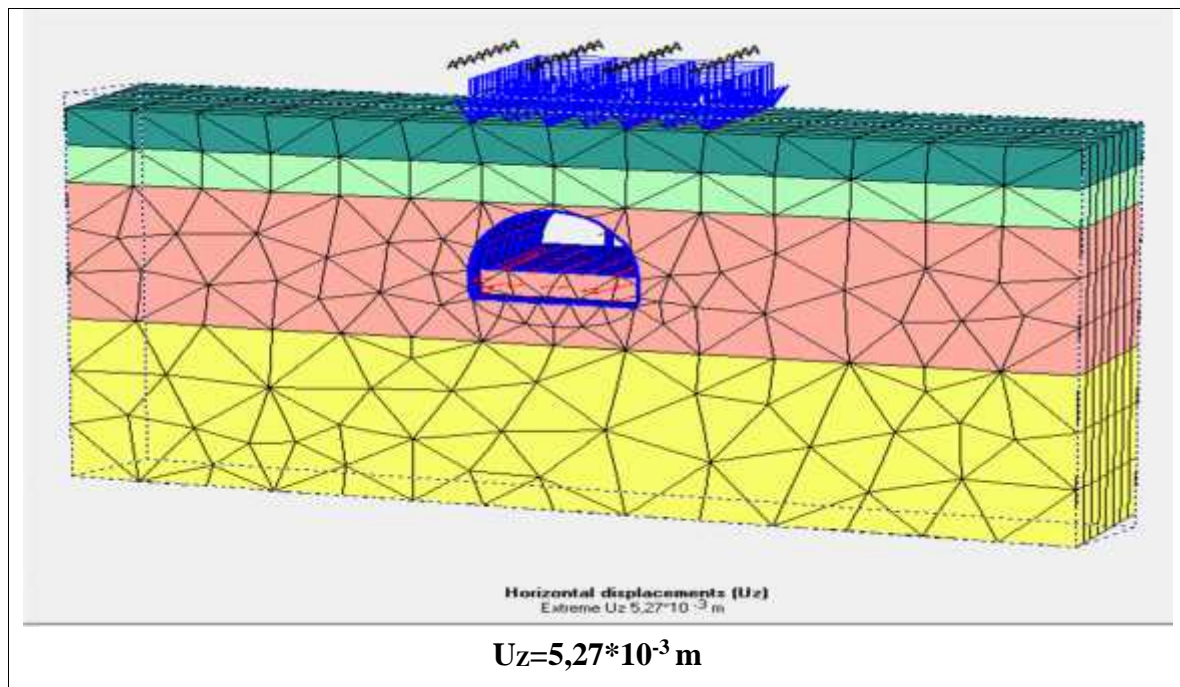
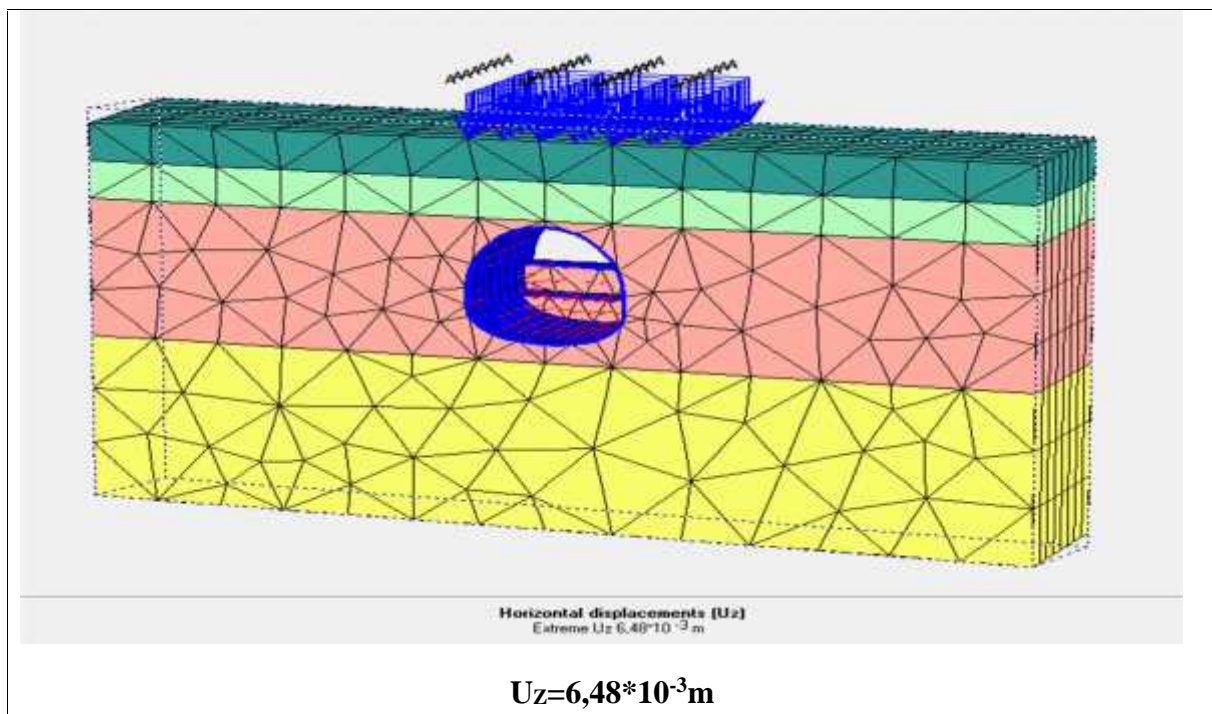
Phase 17



Phase 29

- On remarque que les déplacements horizontaux suivant (O_x) augmente au fur d'avancement des travaux .mais ces déplacements sont petites.

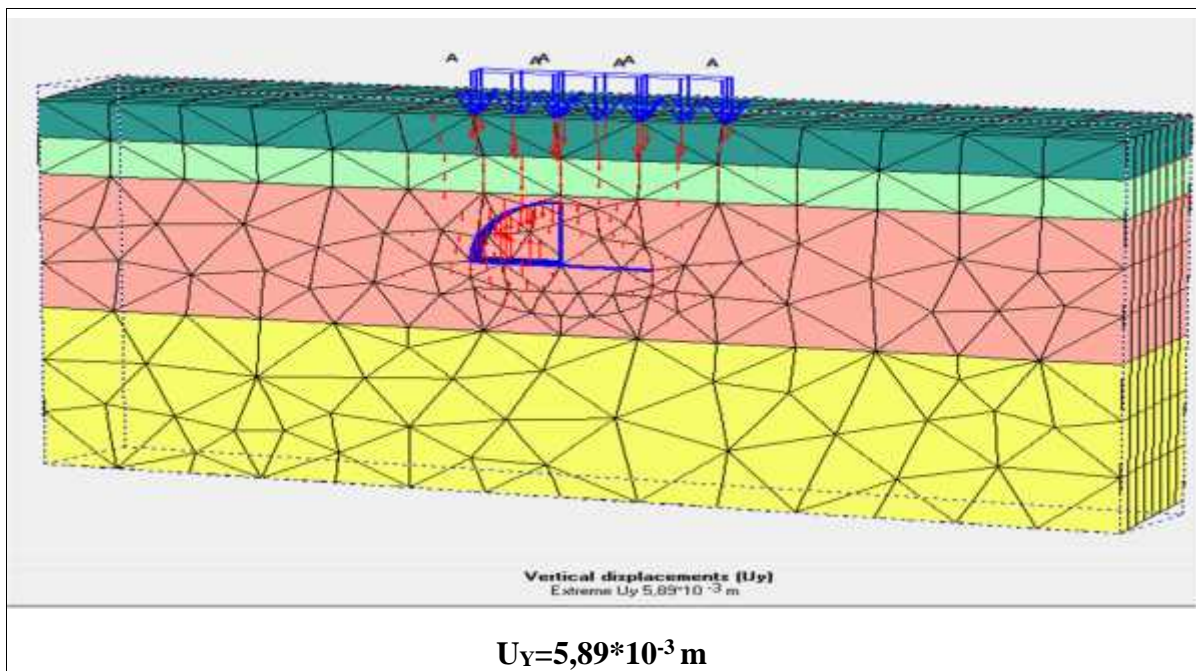
b-les déplacements horizontaux (U_z) :**Phase 1**

Phase 17**Phase 29**

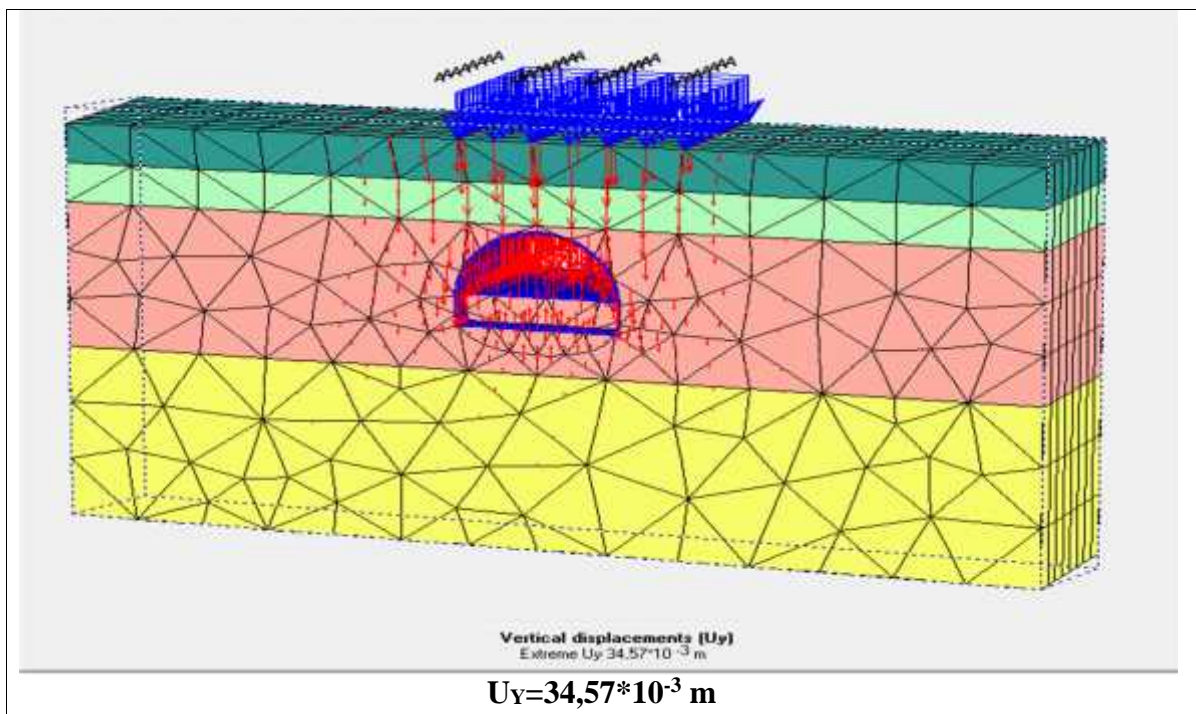
🚩 Suivant l'axe(OZ) on remarque que les déplacements U_z sont presque nuls.

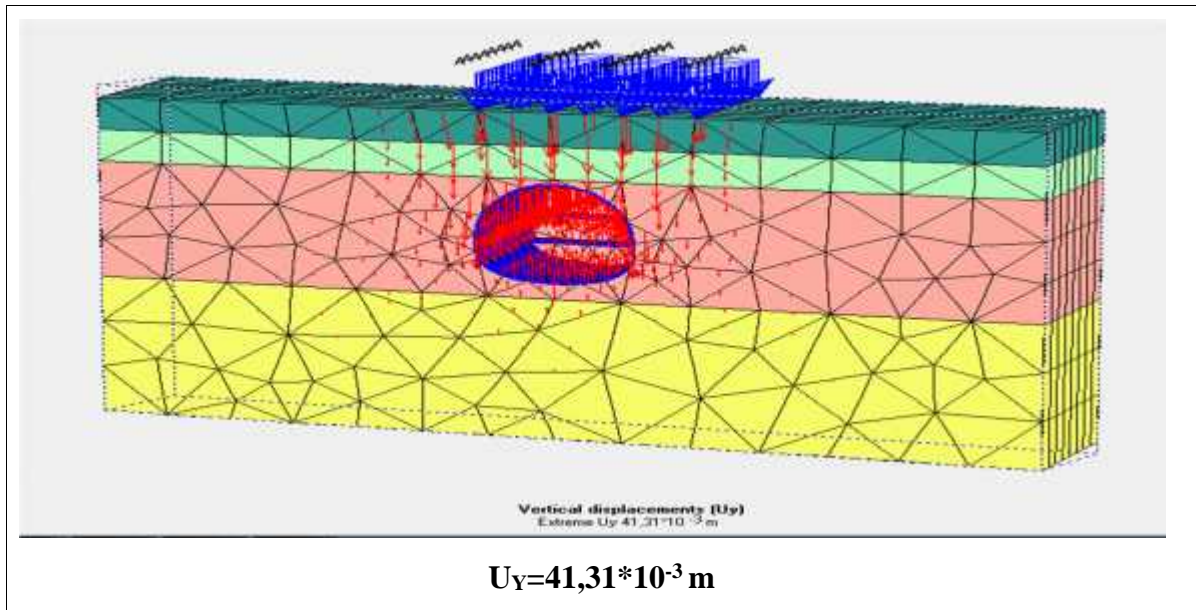
➤ Calcul et comparaison des déplacements verticaux :

Phase 1



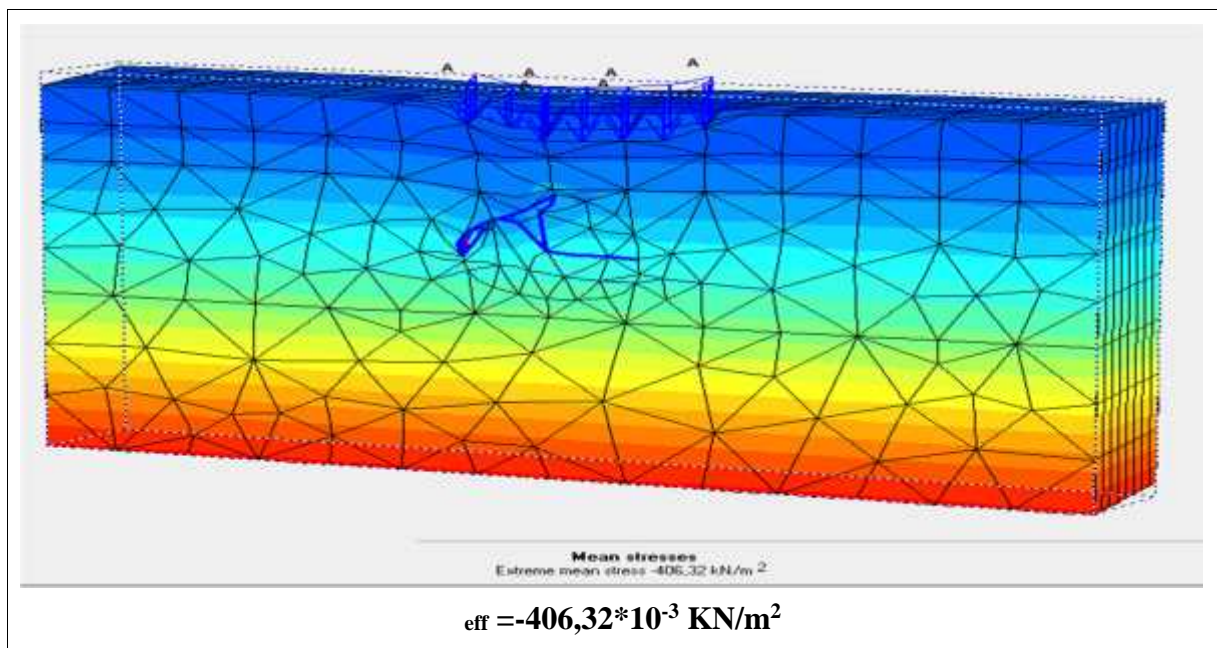
Phase 17

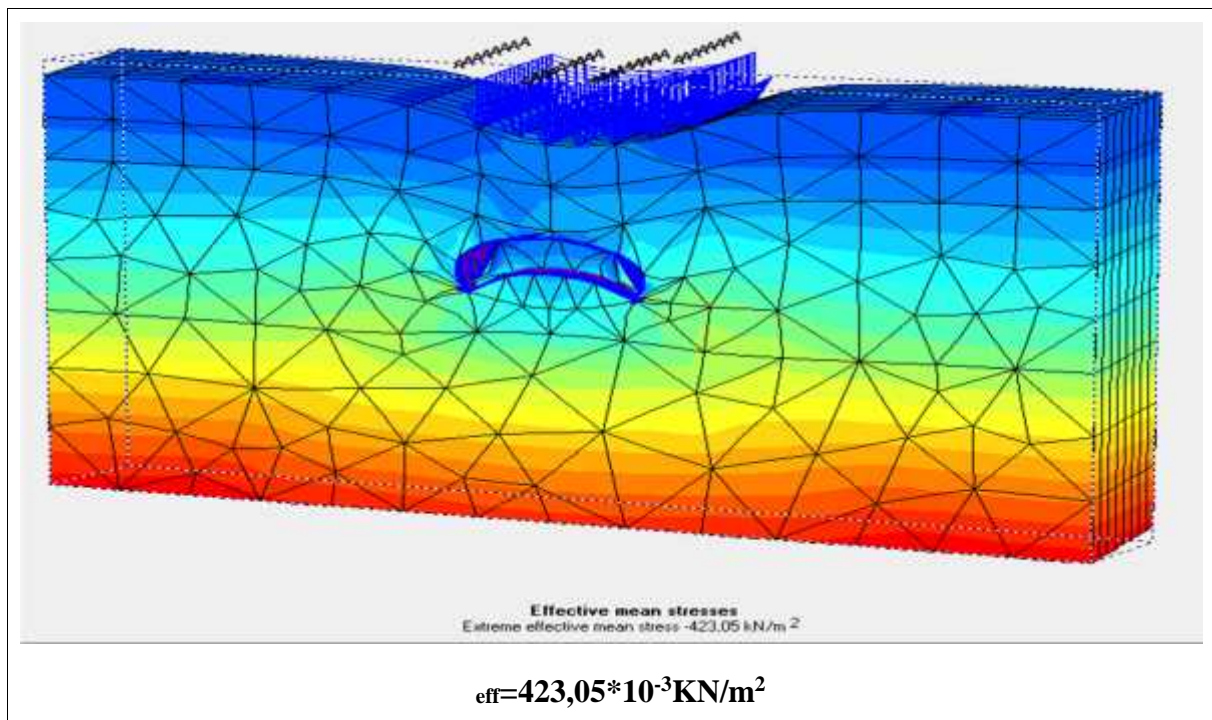
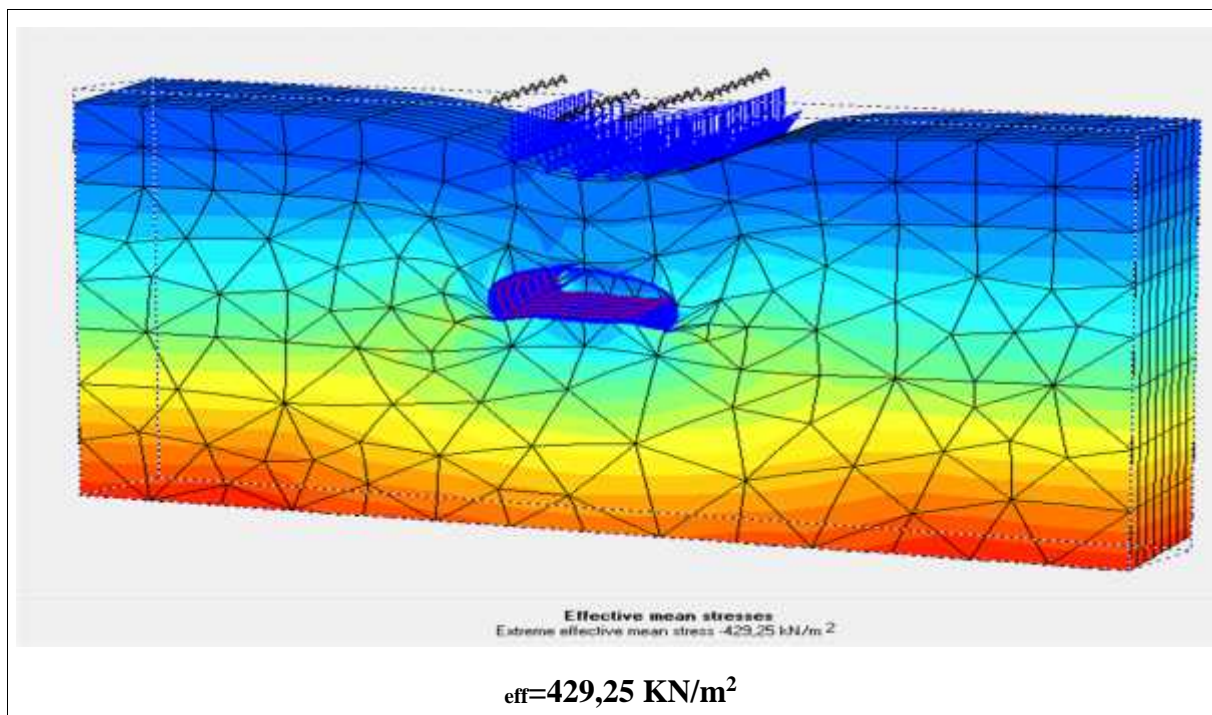


Phase 29

- ✚ D'après les résultats obtenus, on remarque que au début des travaux c'est-à-dire dans la première phase, les déplacements verticaux sont petites mais avec l'avancement des travaux ces déplacements sont augmenté jusqu'à : $U_Y = 41,31 \cdot 10^{-3} \text{ m}$.

- **Calcul des contraintes effectives** σ_{eff} :

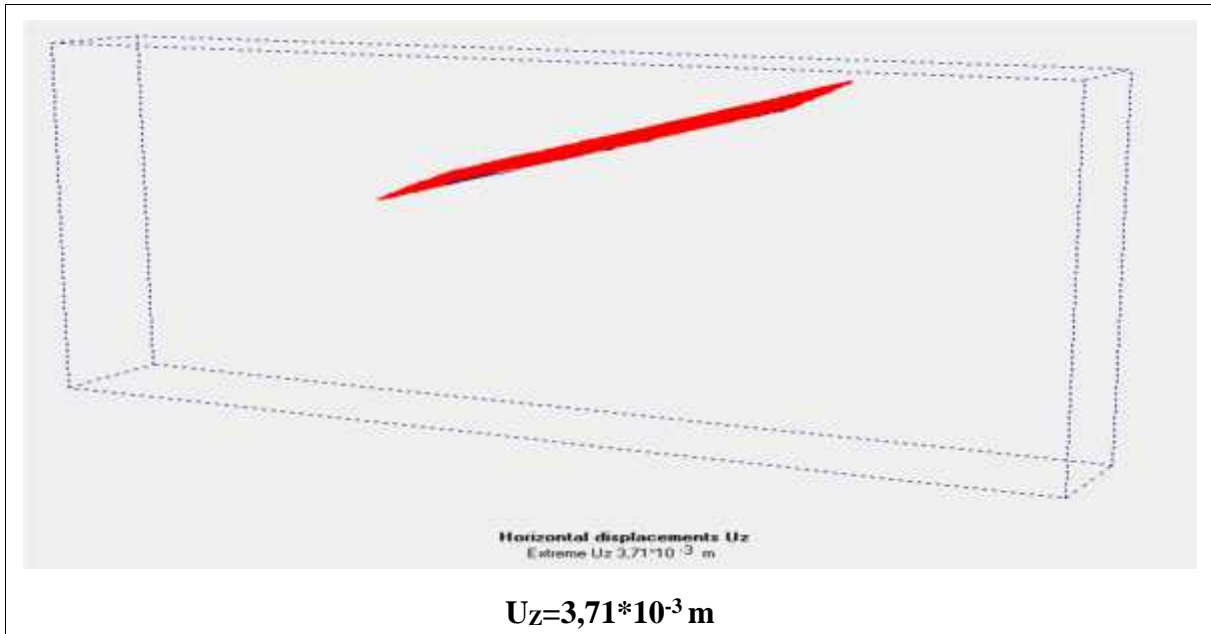
Phase 1

Phase 17**Phase 29**

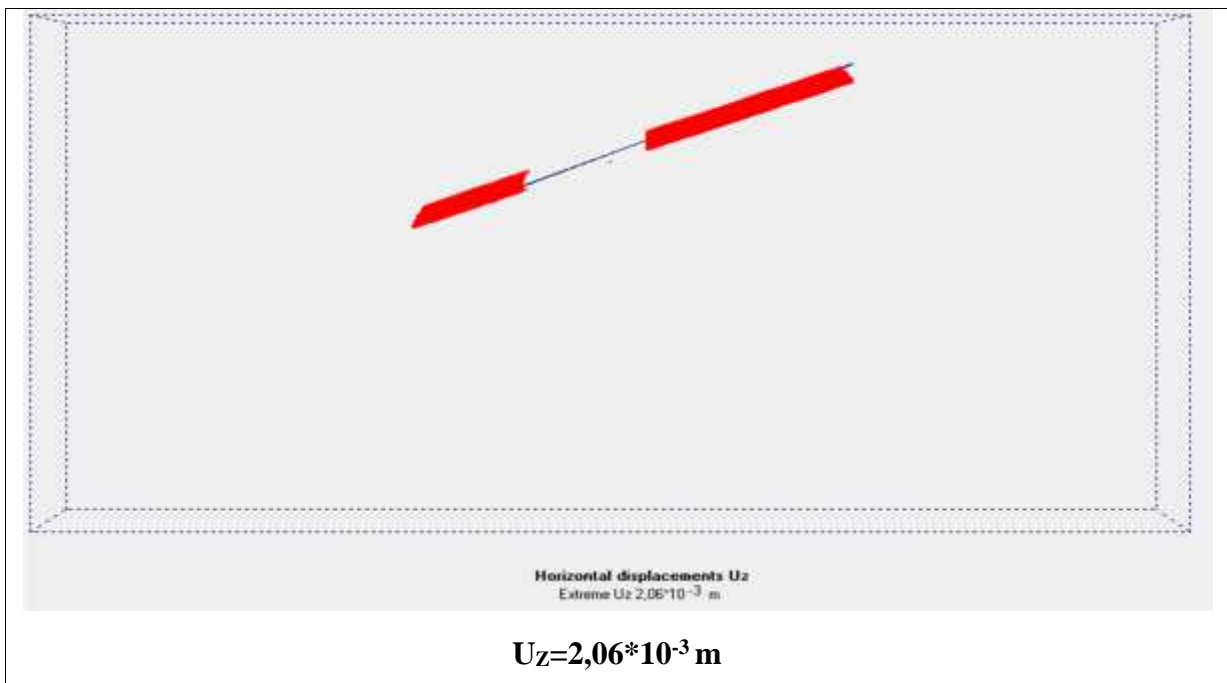
V.2.1.6. Calcul et comparaison des déplacements au niveau de la voûte

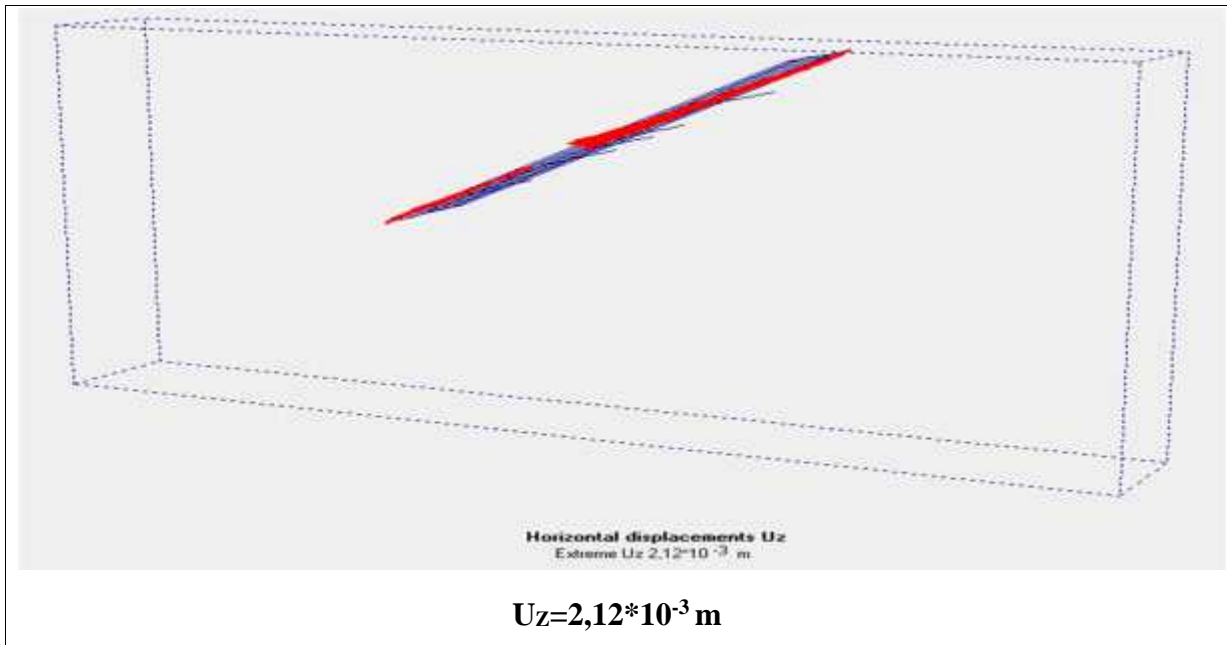
➤ Les déplacements horizontaux (U_z)

Phase 1



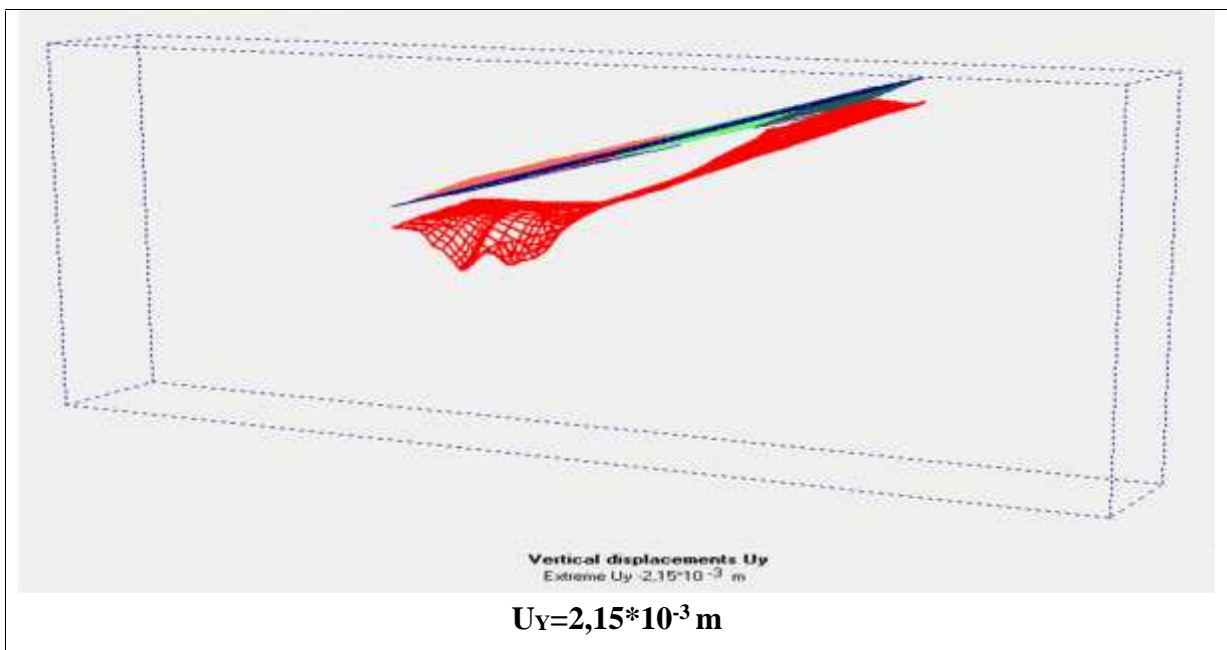
Phase 17

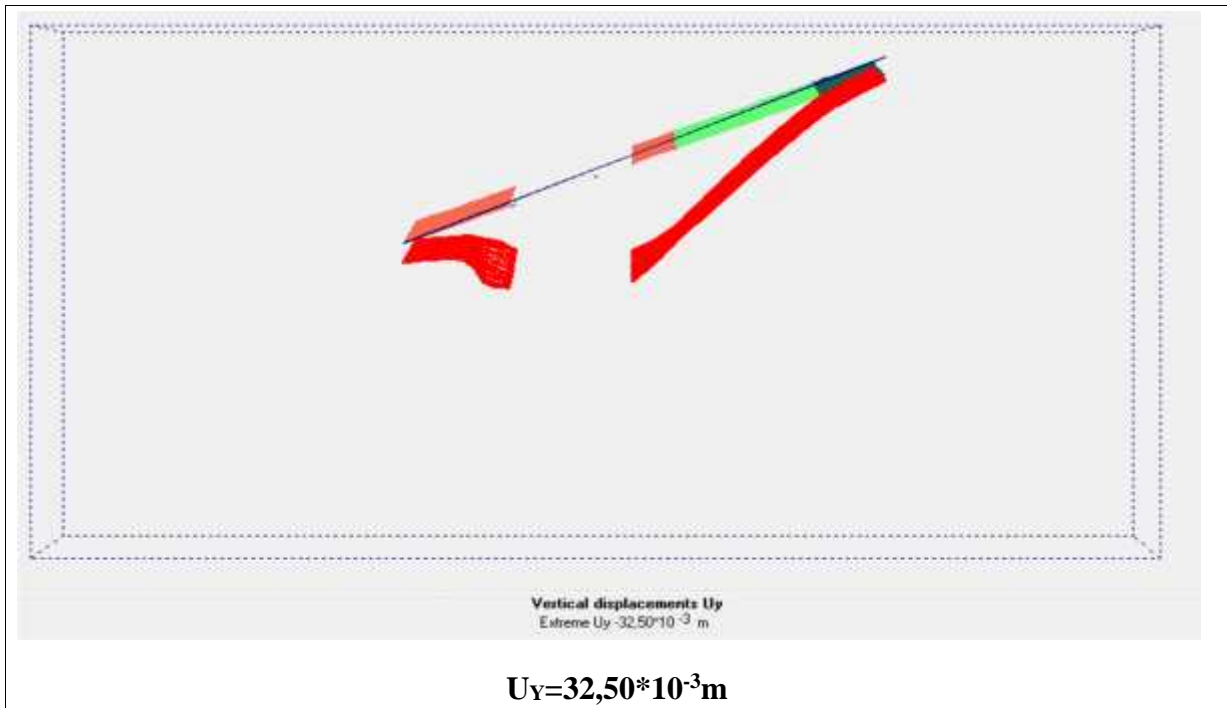
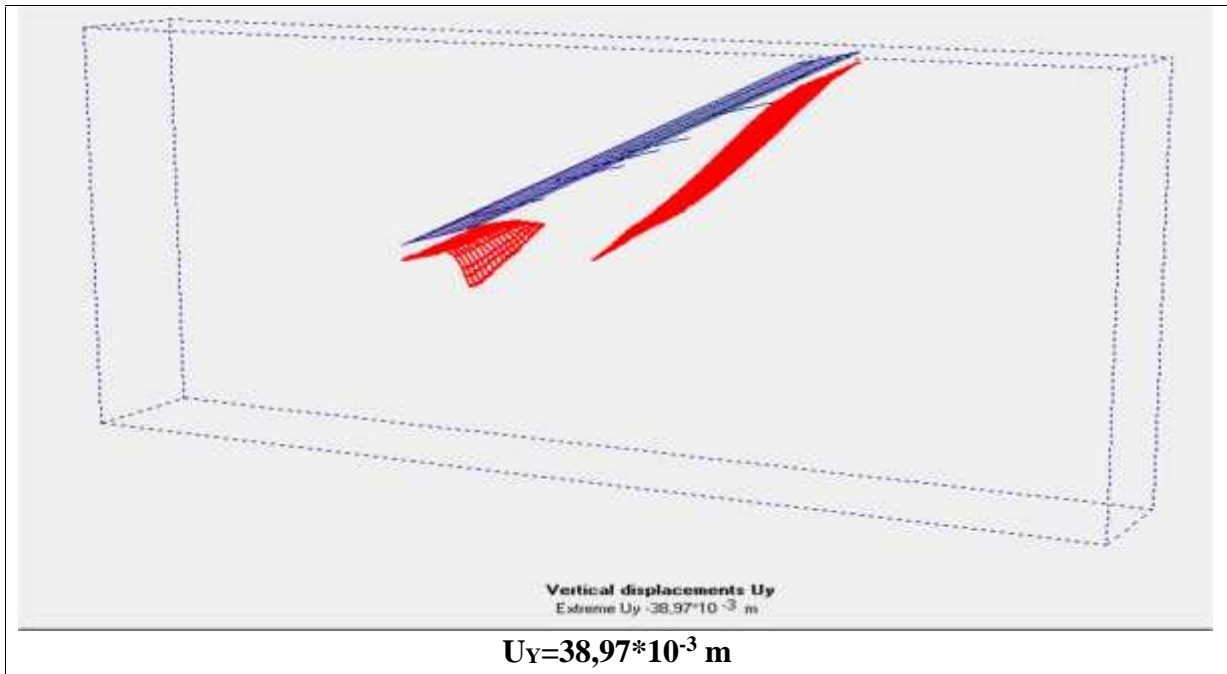


Phase 29

✚ On note que les déplacements horizontaux dès la première phase jusqu'à la dernière sont trop petits.

➤ **Les déplacements verticaux U_y**

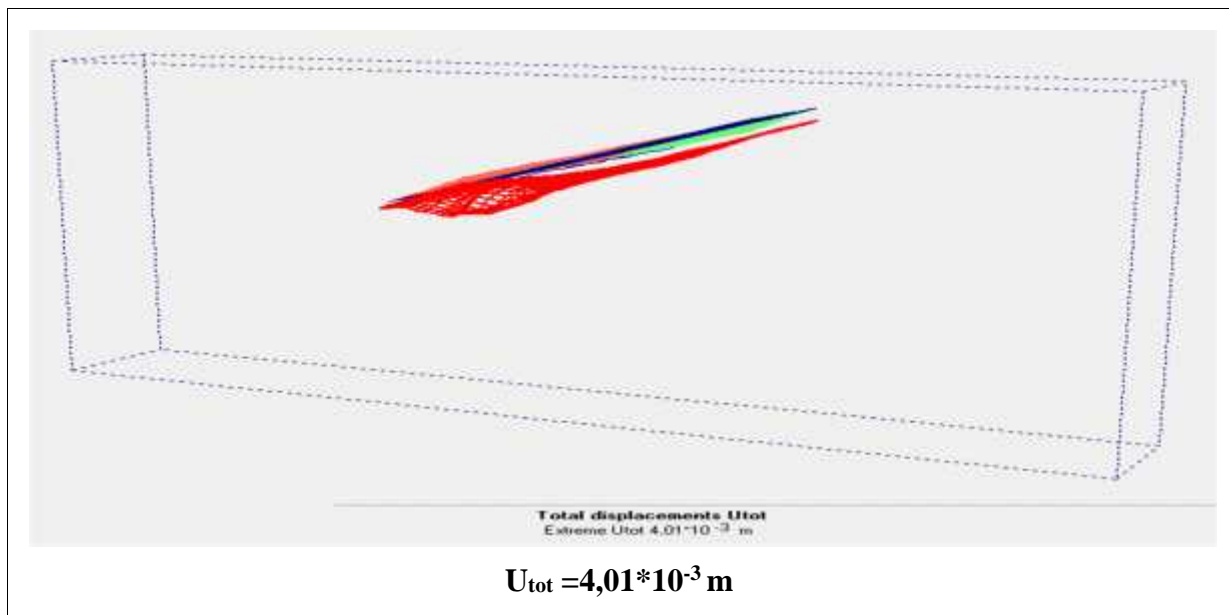
Phase 1

Phase 17**Phase 29**

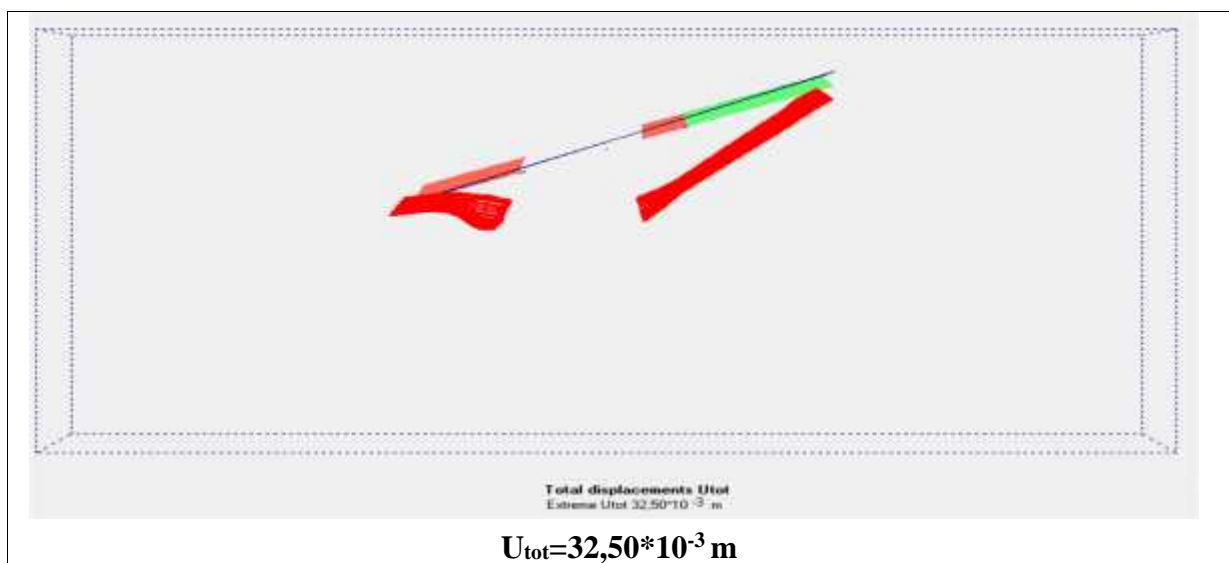
- ✚ D'après les résultats obtenus sur les déplacements verticaux, on remarque qu'ils augmentent avec l'avancement des travaux jusqu'à une valeur maximale dans la phase 29 : **$U_Y=38,97 \cdot 10^{-3}$ m**

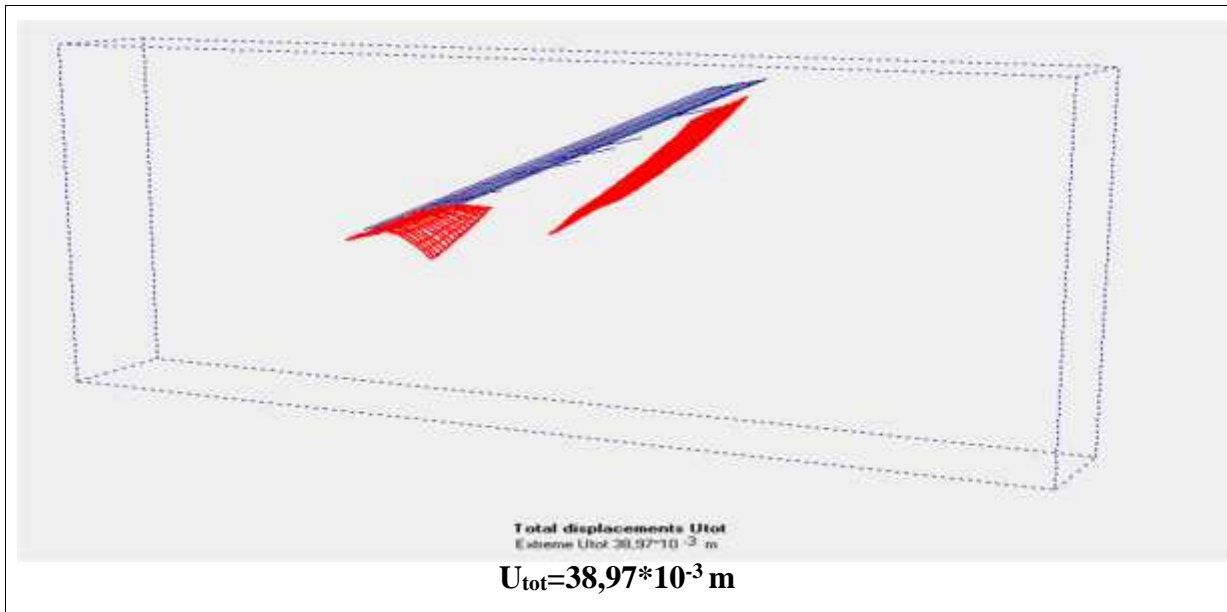
➤ **Les déplacements totaux (U_{tot}) :**

Phase 1



Phase 17



Phase 29

- Dans la première phase on remarque que les déplacements sont petits.
- L'avancement des travaux a provoqué un déplacement remarquable de valeur :

$$U_{tot} = 38,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

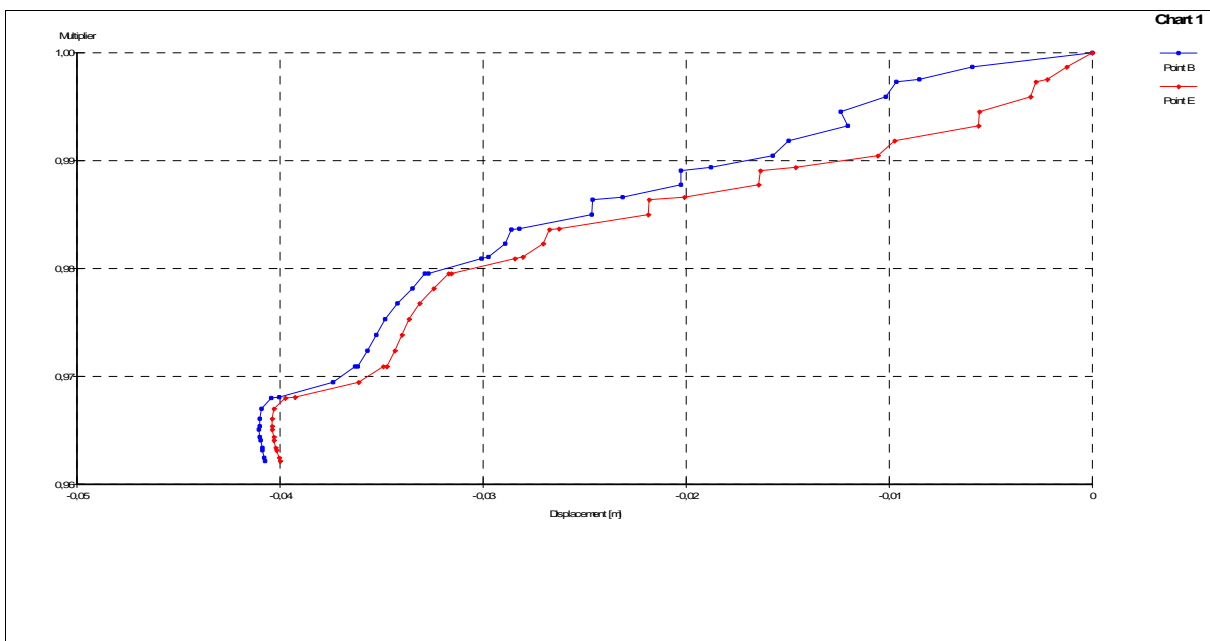
V.2.1.7. Les courbes de déplacement dans les deux points B et E dans la phase 29

Figure V.8. Courbe de déplacement verticale au niveau des deux points B et E.

- Le point B est choisit au niveau de la surface et le point E est choisit au niveau de la voûte, on remarque que le déplacement augmente en parallèle au niveau des deux points avec l'avancement des travaux d'excavation.

V.2.2. Modélisation avec voûte

Dans cette partie de notre travail on fait la modélisation du tunnel avec la mise place de soutènement provisoire et l'utilisation de la voûte parapluie.

V.2.2.1. Condition aux limites

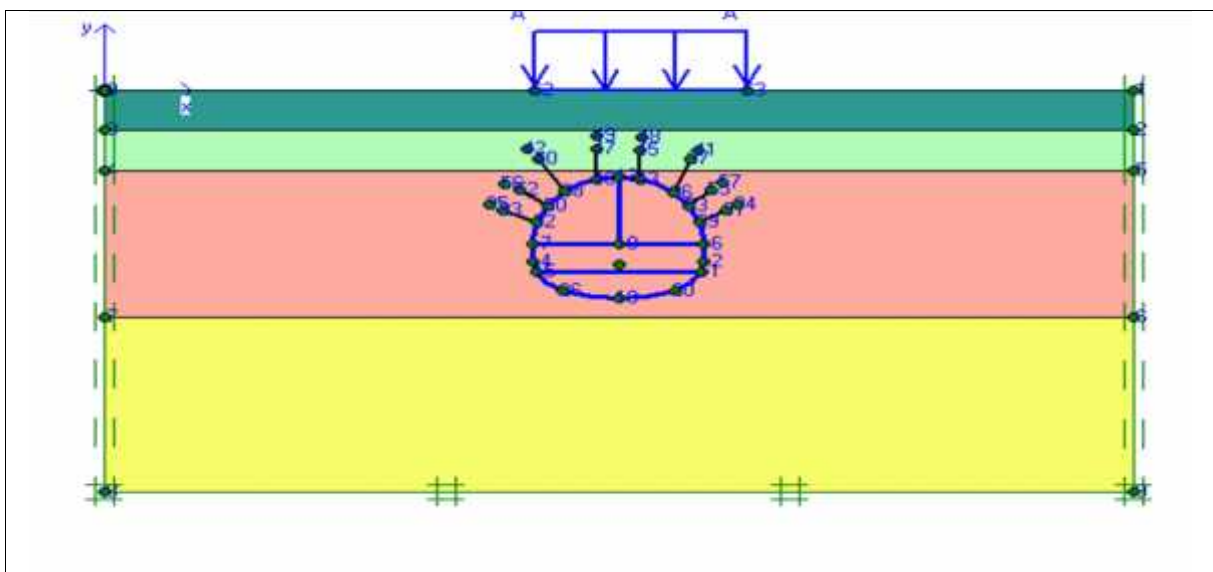


Figure V.9. Génération des conditions limites du tunnel avec la voûte. [boîte dialogue PLAXIS 3D Tunnel].

V.2.2.2. Génération du maillage

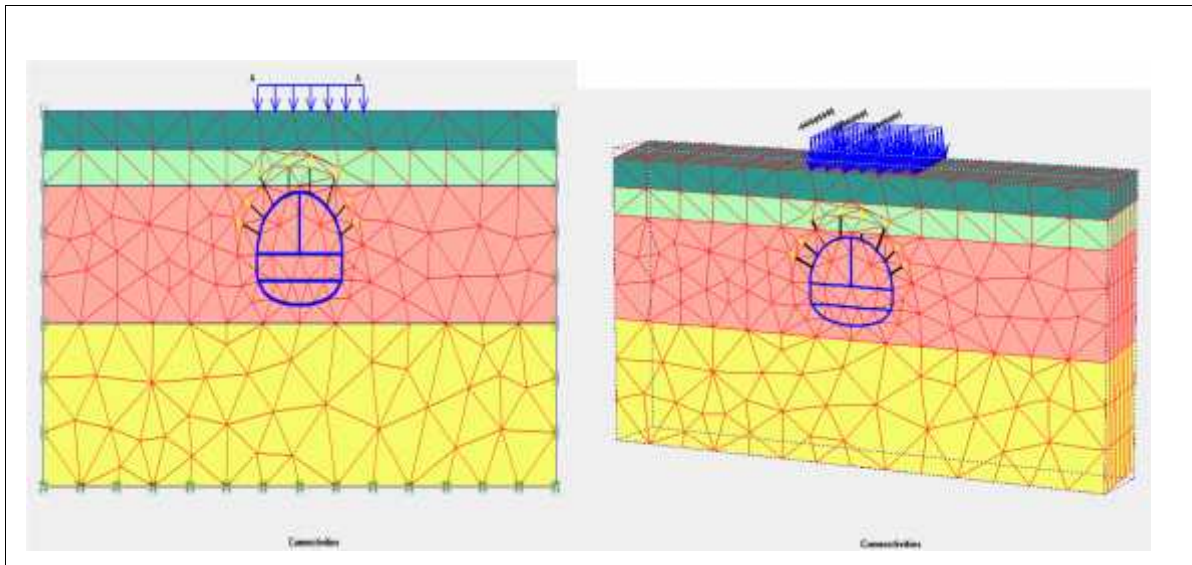


Figure V.10. Génération du maillage en 2D et en 3D.

V.2.2.3. Condition initiales

) Conditions hydrauliques :

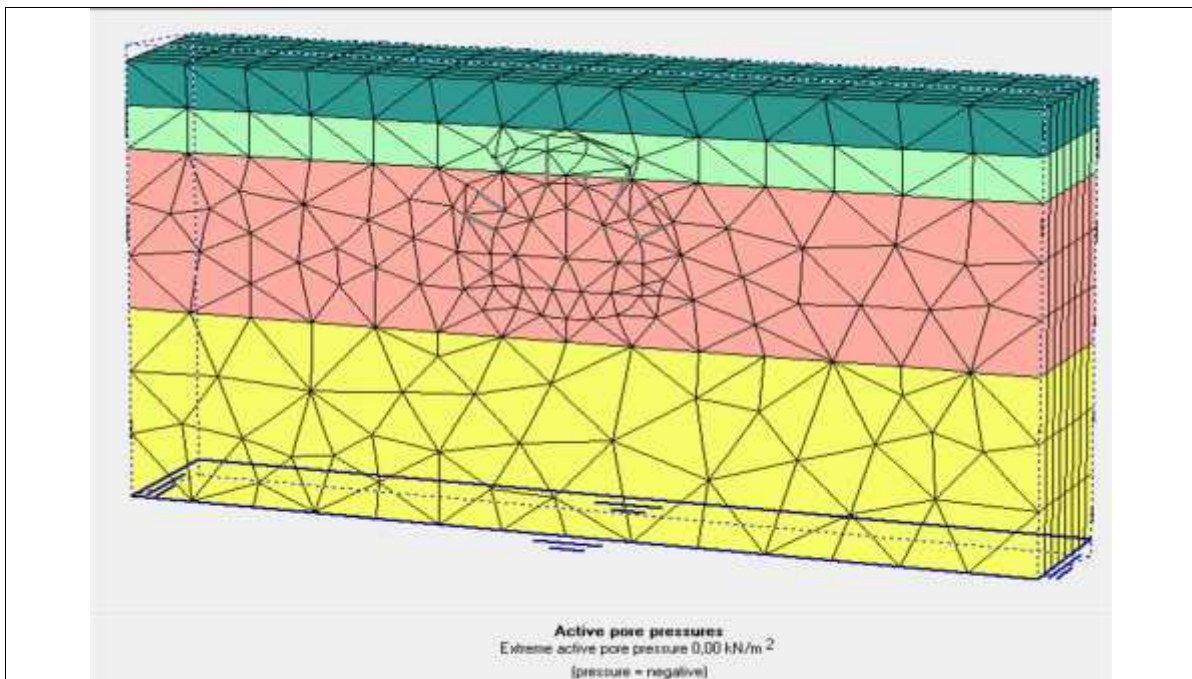


Figure V.11. Conditions hydrauliques [boîte dialogue PLAXIS 3D Tunnel].

La pression interstitielle maximale : $P=00 \text{ KN/m}^2$

) Le champ des contraintes effectives initiales :

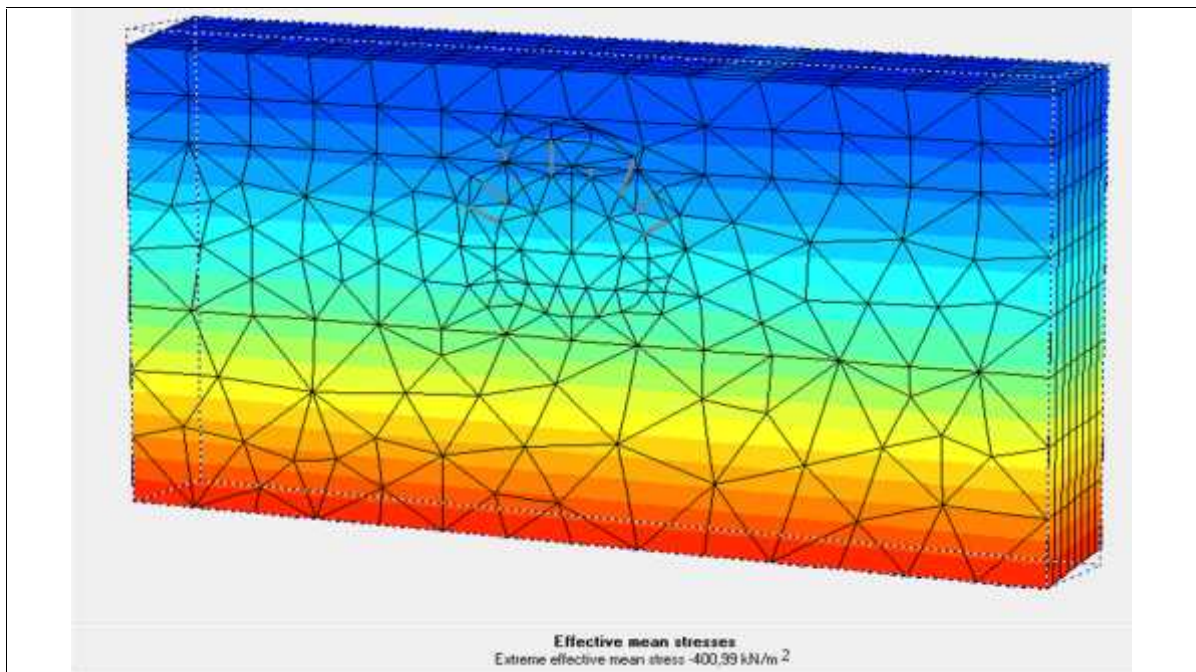


Figure V.12. Champs des contraintes effectives [boite dialogue PLAXIS 3D Tunnel]

La contrainte effective maximale : $\sigma_{tot}=400,99 \text{ KN/m}^2$

V.2.2.4. Exécution de l'excavation du tunnel

➤ Section 1 :

Phase 1 : Etat initial ;

Phase 2 : excavation d'un mètre dans la partie gauche de la calotte ;

Phase 3 : soutènement de la phase 2 et activation des boulons d'ancrages de la section 1 ;

Phase 4 : excavation et soutènement du deuxième mètre de la partie gauche de la calotte.

➤ Section 2 :

Phase 5 : excavation d'un mètre de la partie droite de la calotte ;

Phase 6 : soutènement de la phase 5 et activation du soutènement provisoire et boulons d'ancrage de la section 2 ;

Phase 7 : excavation d'un autre mètre de la partie gauche de la calotte ;

Phase 8 : excavation de la phase 7 et activation des boulons d'ancrages de la section 1.

➤ Section 3 :

Phase 9 : excavation d'un mètre du stross ;

Phase 10 : soutènement de la phase 9 ;

Phase 11 : excavation et soutènement d'un autre mètre du stross ;

- Le même travail se répète dans la section 3 jusqu'on atteint 8 m d'excavation du stross.

➤ **Section 4 :**

Phase 12 : excavation du radier et mise en place des soutènements.

V.2.2.5. Calcul des déformations (déplacements) dus au creusement du tunnel

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative pour chaque pas d'avancement et de la même façon que le premier cas. Donc on choisit la phase 1,17 et 29 pour nos calculs et on fait l'interprétation.

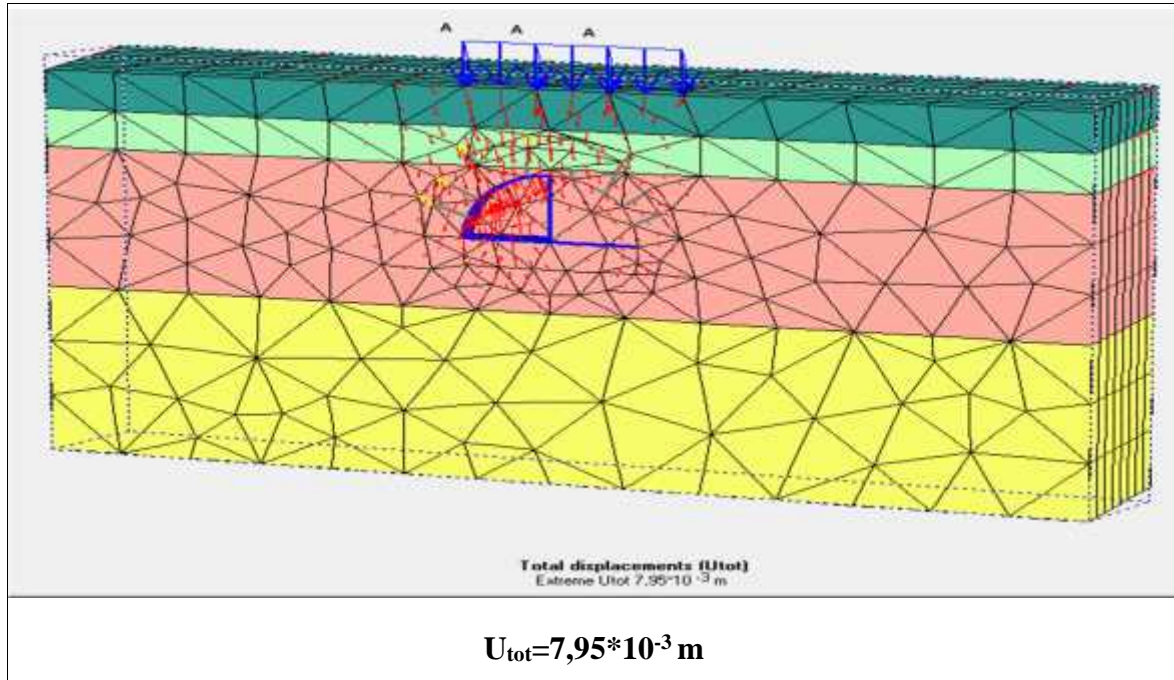
- Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.4. Résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel.

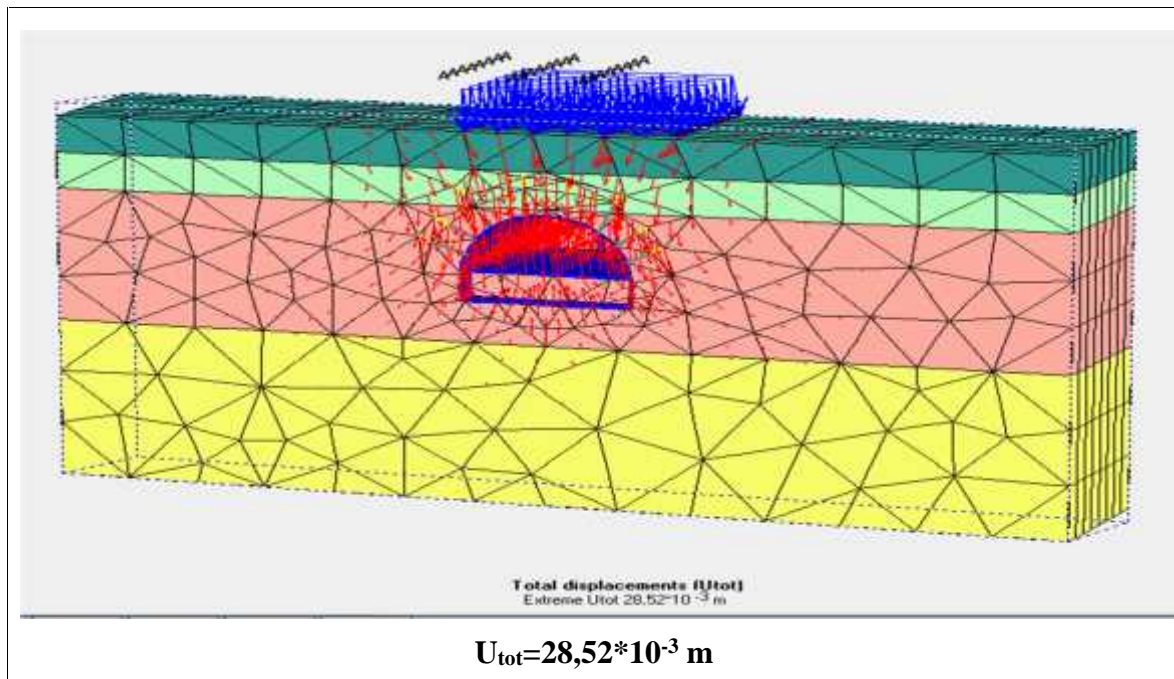
	Désignation (unité)	Phase 1	Phase 17	Phase 29
Déplacement horizontaux	U _X (m)	1,18*10 ⁻³	11,59*10 ⁻³	13,25*10 ⁻³
	U _Z (m)	7,93*10 ⁻³	7,97*10 ⁻³	5,82*10 ⁻³
Déplacement verticaux	U _Y (m)	5,52*10 ⁻³	28,52*10 ⁻³	33,17*10 ⁻³
Déplacement totaux	U _{tot} (m)	7,95*10 ⁻³	28,52*10 ⁻³	33,17*10 ⁻³
Incrément horizontale	dU _X (m)	373,90*10 ⁻⁶	176,49*10 ⁻⁶	222,43*10 ⁻⁶
	dU _Z (m)	3,36*10 ⁻³	571,29*10 ⁻⁶	1,64*10 ⁻³
Incrément verticale	dU _Y (m)	1,38*10 ⁻³	370,59*10 ⁻⁶	429,39*10 ⁻⁶
Incrément totale	dU _{tot} (m)	3,36*10 ⁻³	591,04*10 ⁻⁶	1,64*10 ⁻³
Contraintes effective maximale	eff(KN/m ²)	405,68*10 ⁻³	420,71*10 ⁻³	424,53*10 ⁻³
Contrainte totale maximale	tot(KN/m ²)	405,68*10 ⁻³	420,71*10 ⁻³	424,53*10 ⁻³

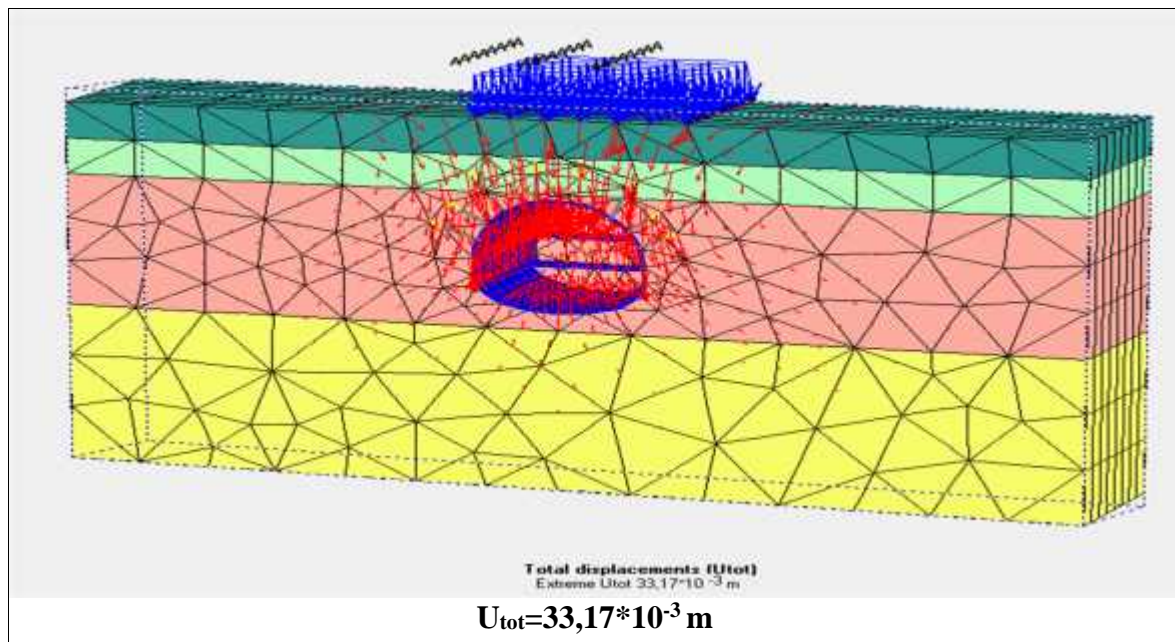
- Calcul et comparaison des déplacements totaux (U_{tot}) entre les phases choisies :

Phase 1



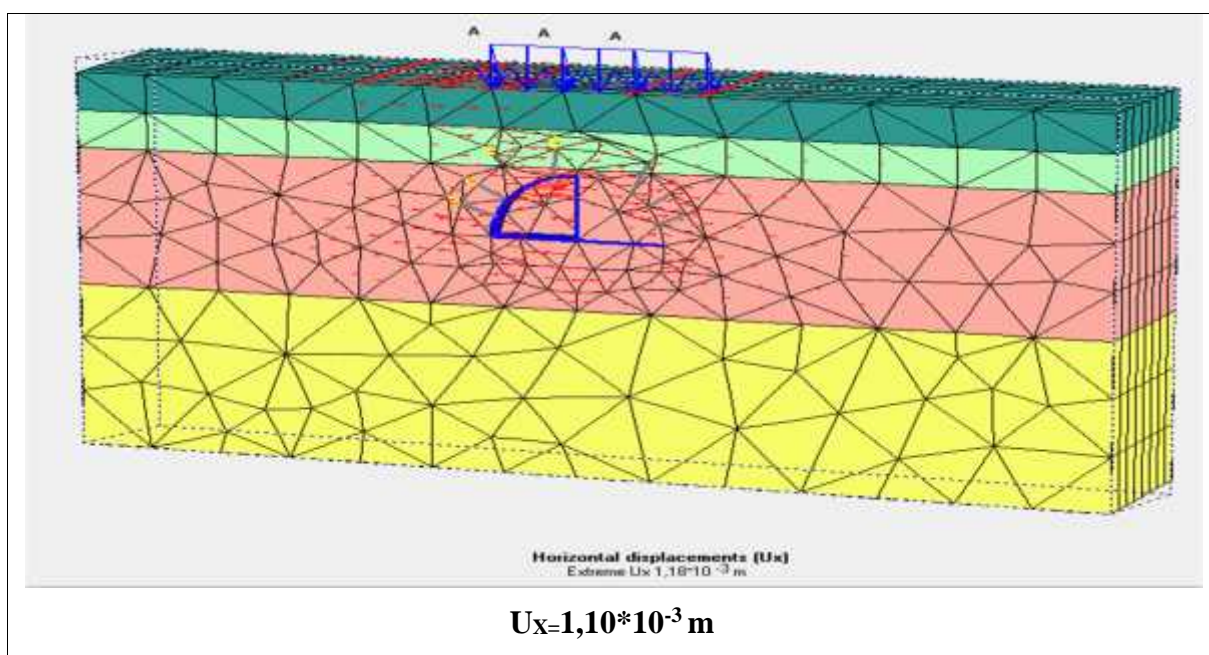
Phase 17

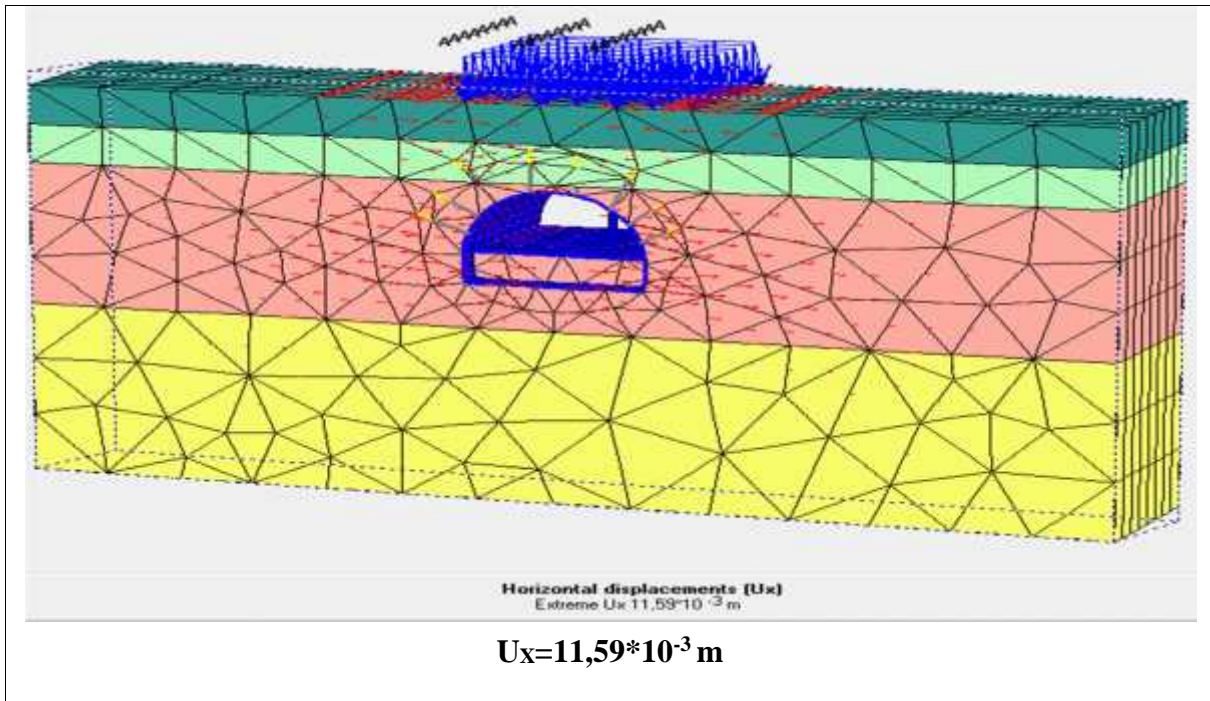
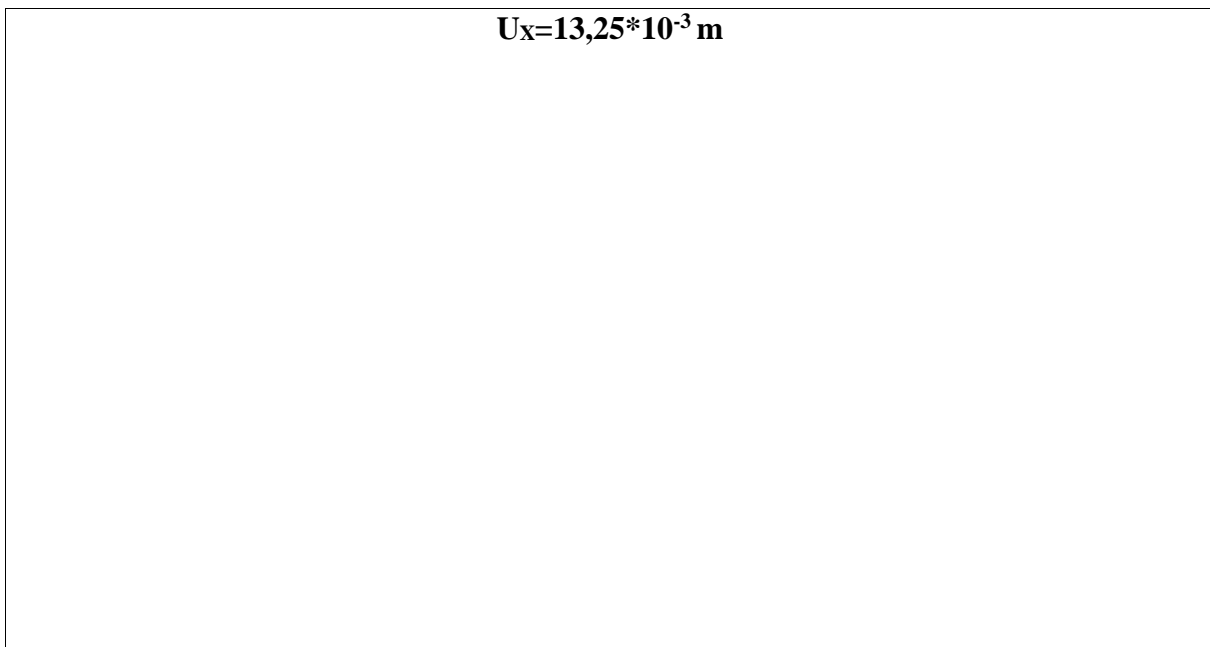


Phase 29

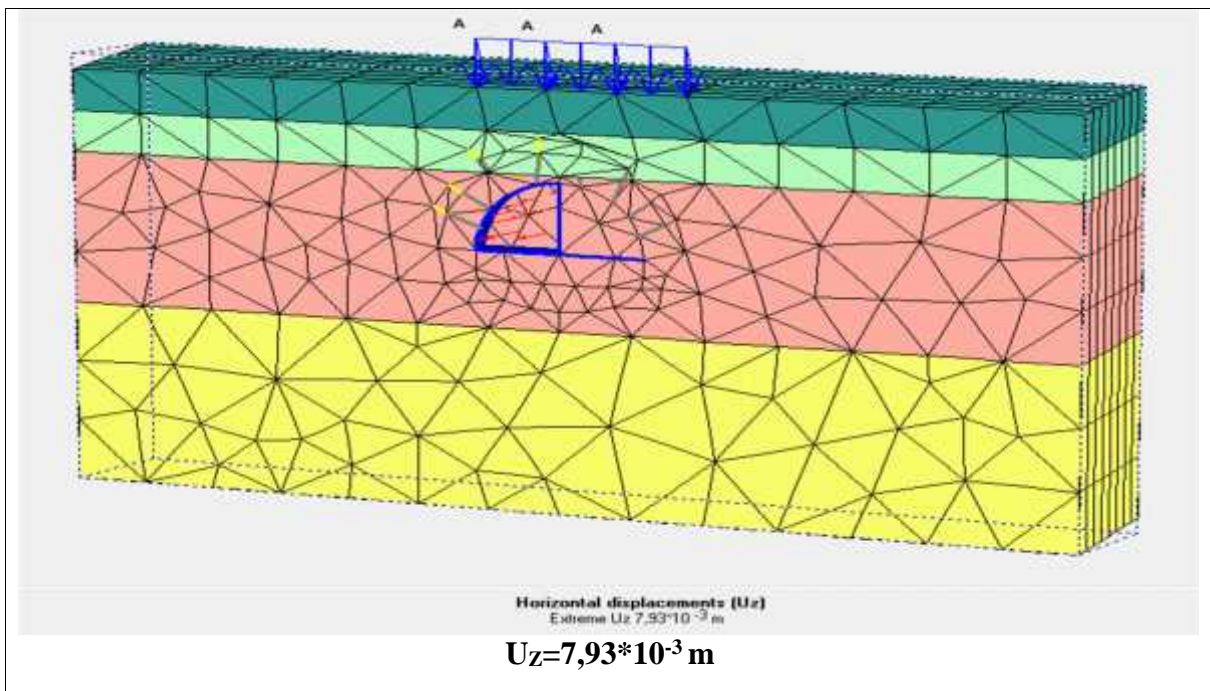
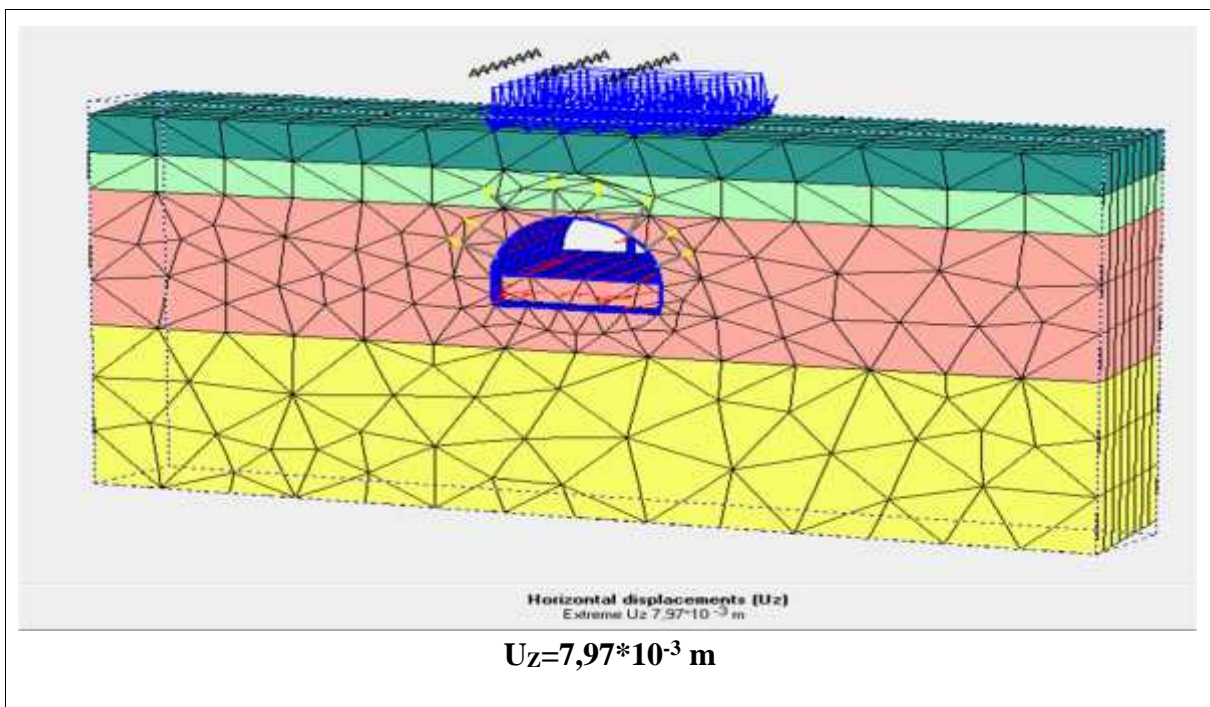
- ✚ D'après les résultats obtenus, on remarque que les déplacements totaux sont petites dans la première phase d'excavation, mais elles augmentent au fur et à mesure de l'avancement des travaux jusqu'à ce qu'elles atteignent une valeur maximale de : $U_{tot} = 33,17 \cdot 10^{-3}$ m

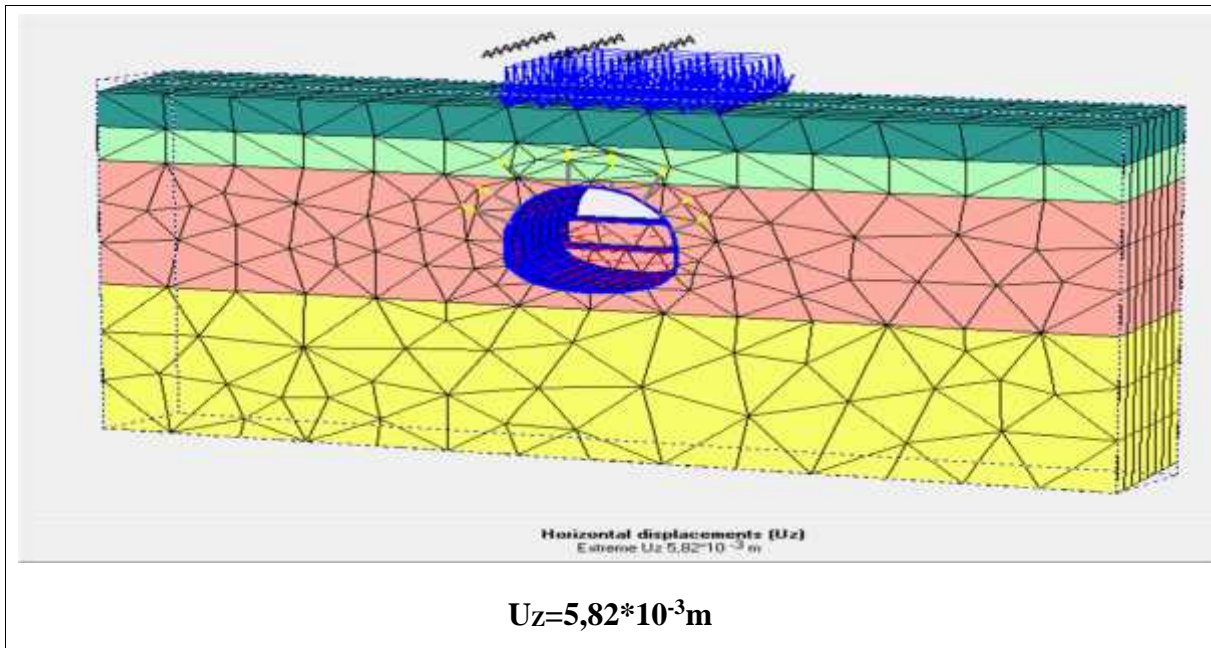
- **Calcul et comparaison des déplacements horizontaux :**
a-les déplacements horizontaux (U_x) :

Phase 1

Phase 17**Phase 29**

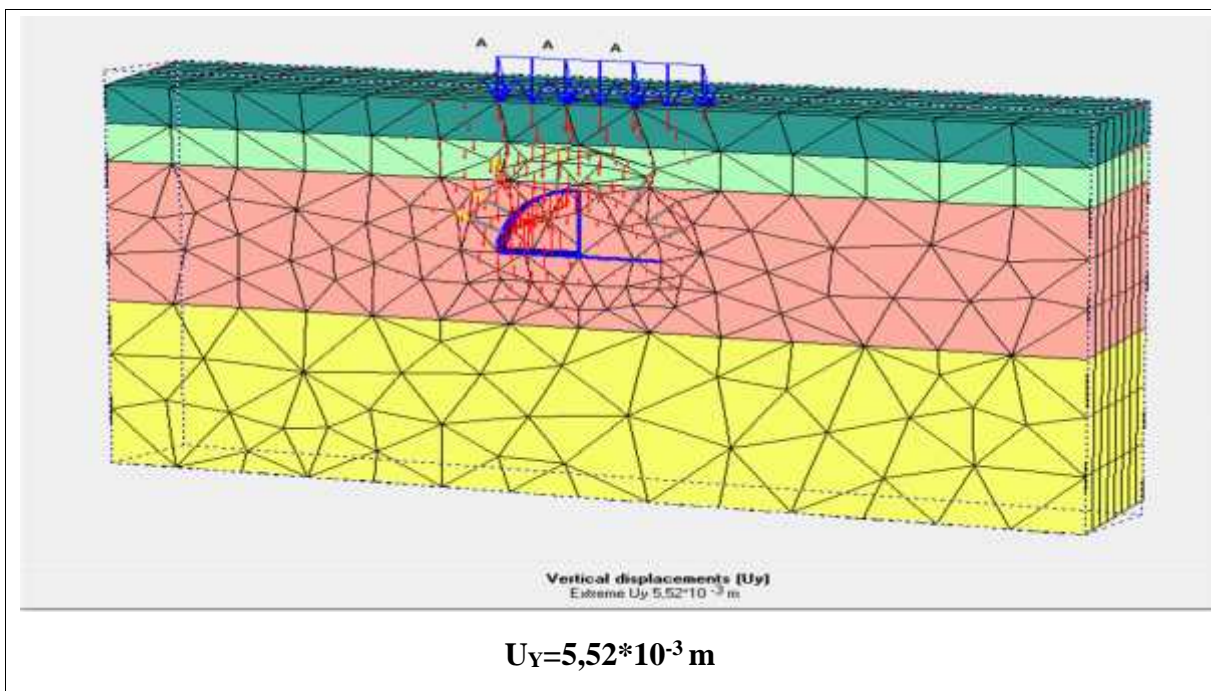
- On remarque que les déplacements horizontaux suivant l'axe (O_x) sont presque nuls dans la première phase, elles augmente au fur d'avancement des travaux dans les phases 17 et 29 mais restent toujours petites.

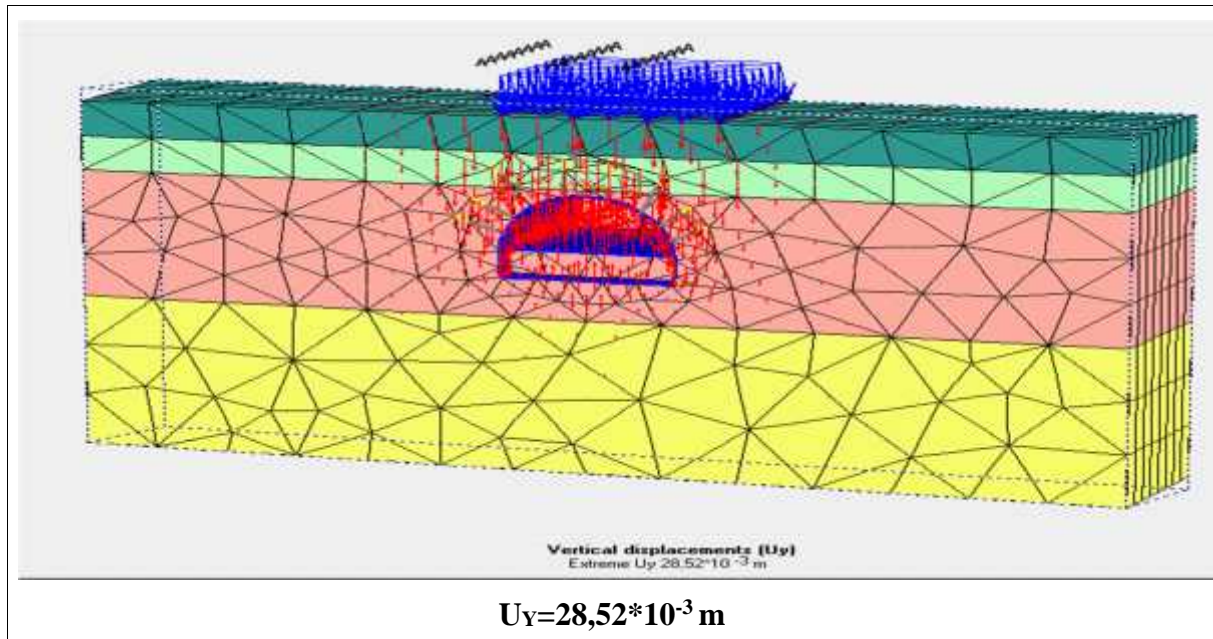
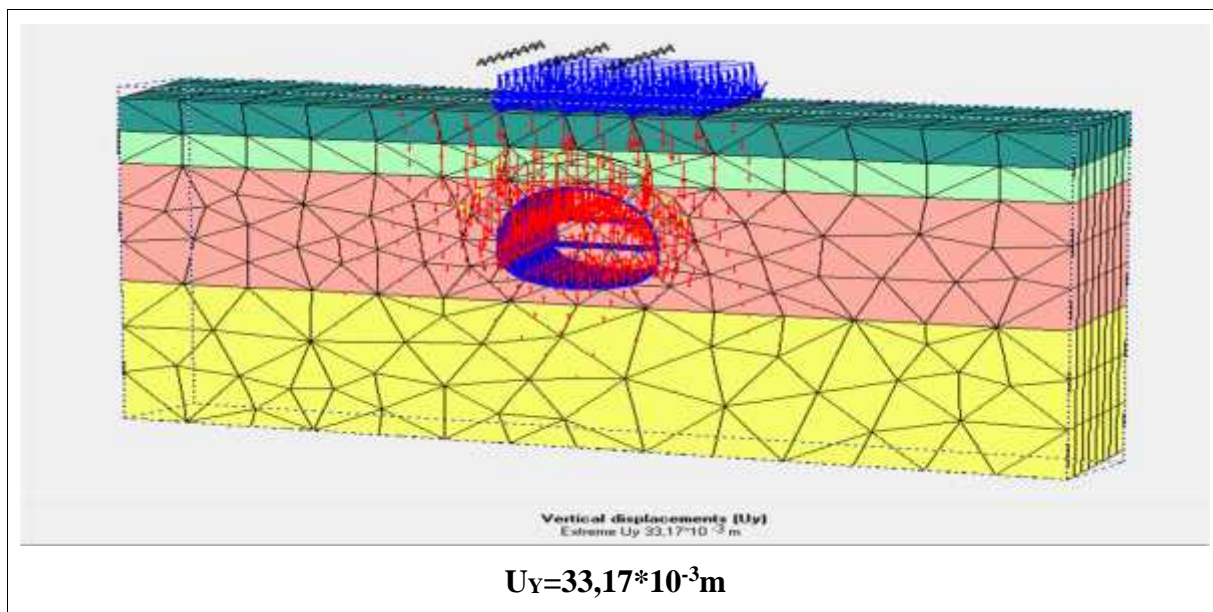
b-les déplacements horizontaux (U_z) :**Phase 1****Phase 17**

Phase 29

On remarque que la variation de la valeur des déplacements horizontaux suivant l'axe (O_z) est très petite.

➤ Calcul et comparaison des déplacements verticaux (U_Y) :

Phase 1

Phase 17**Phase 29**

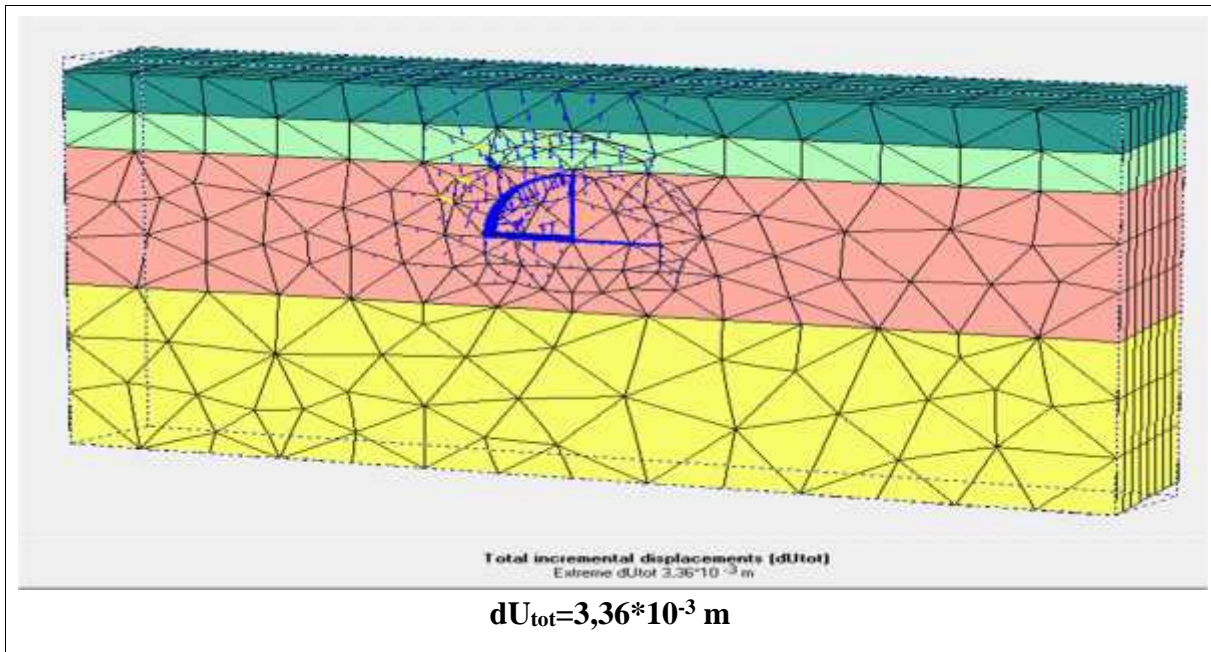
- On remarque que les déplacements dans la première phase sont petites parce que les travaux d'excavation sont au début, mais avec l'avancement des travaux au niveau du stross et au radier, ces déplacements augmente jusqu'à une valeur de :

$U_Y=33,17*10^{-3} \text{ m}$ dans la phase 29.

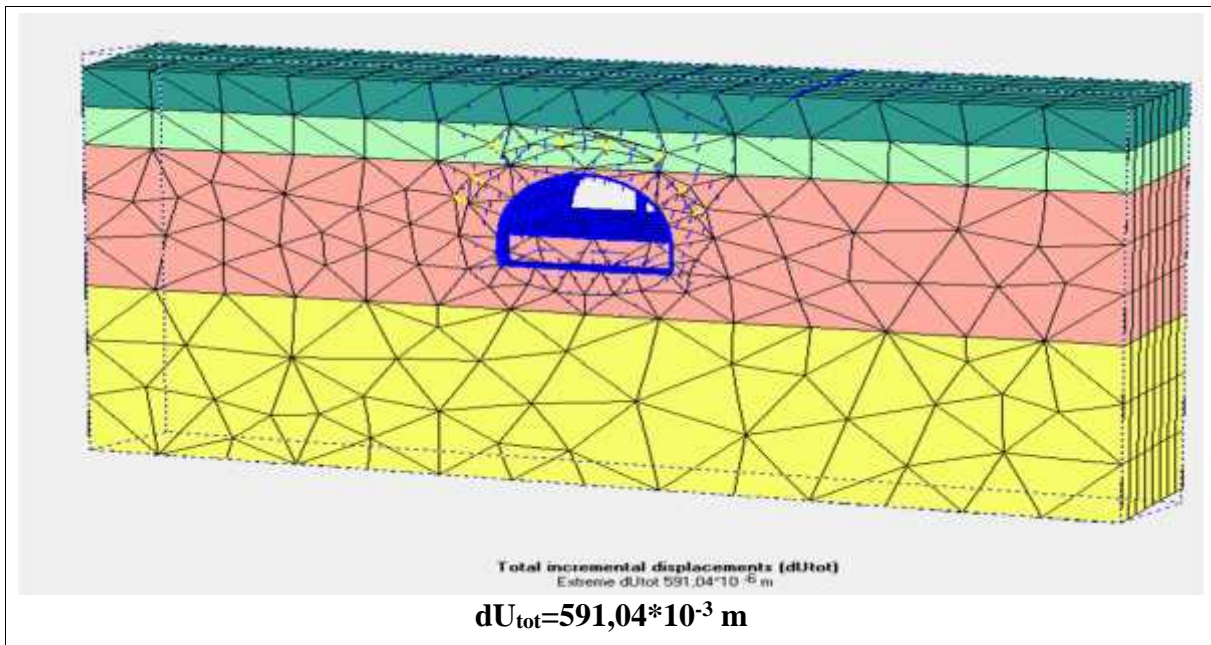
Ces déplacements restent dans la fourchette des déformations acceptables.

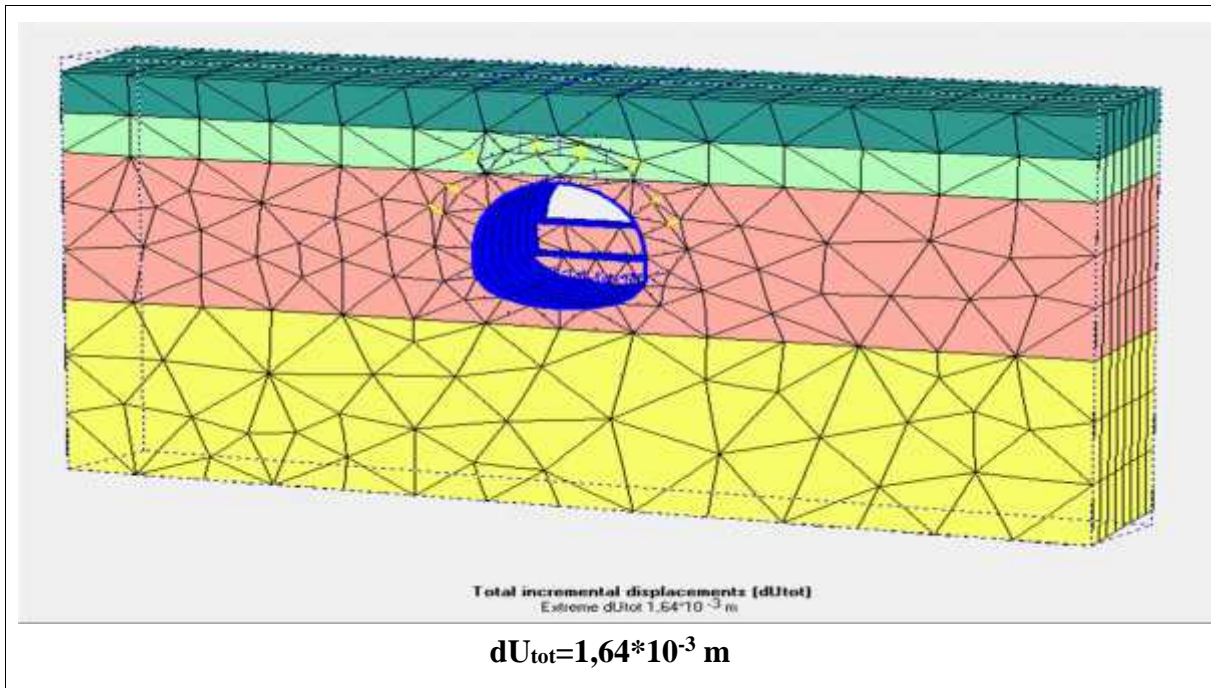
➤ **Calcul des incréments totaux (dU_{tot}) :**

Phase 1

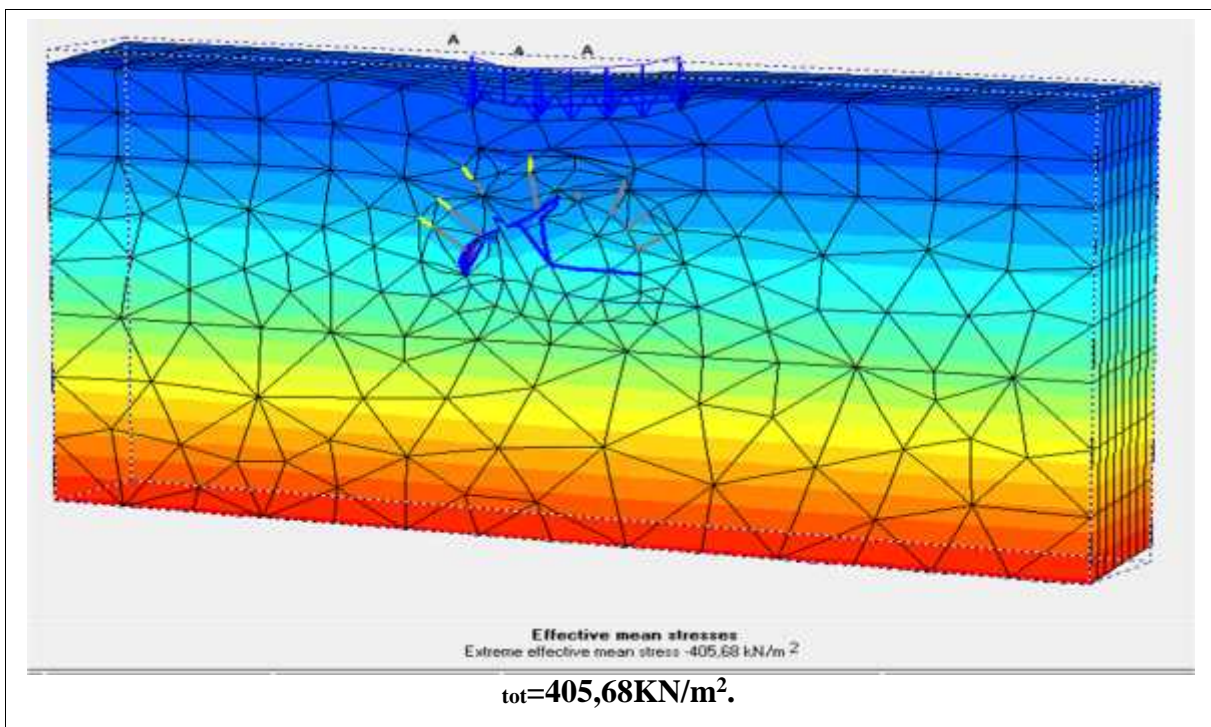


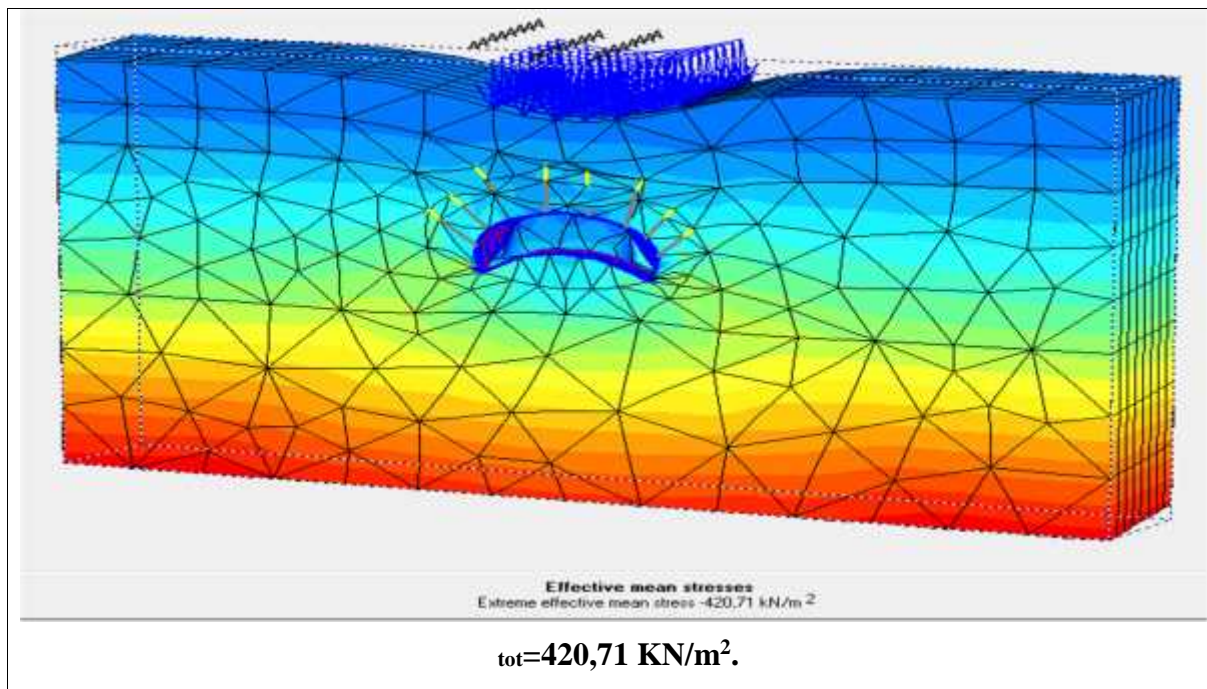
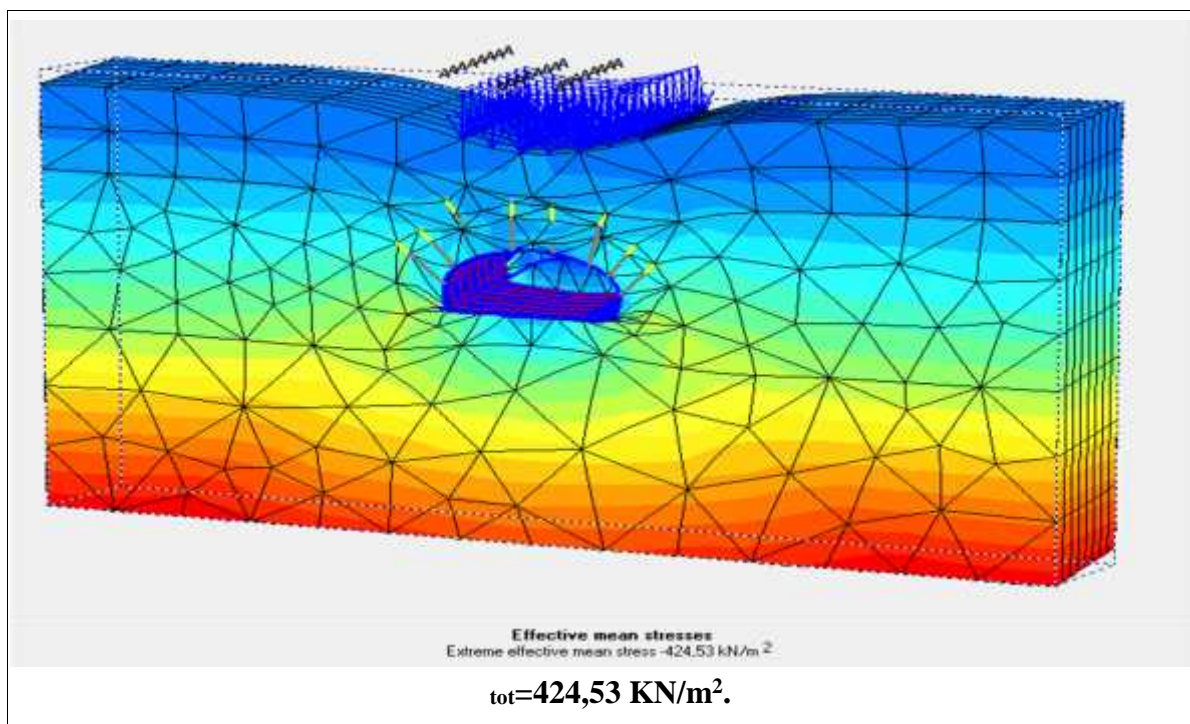
Phase 17



Phase 29

➤ Calcul des contraintes effectives (σ_{tot}) :

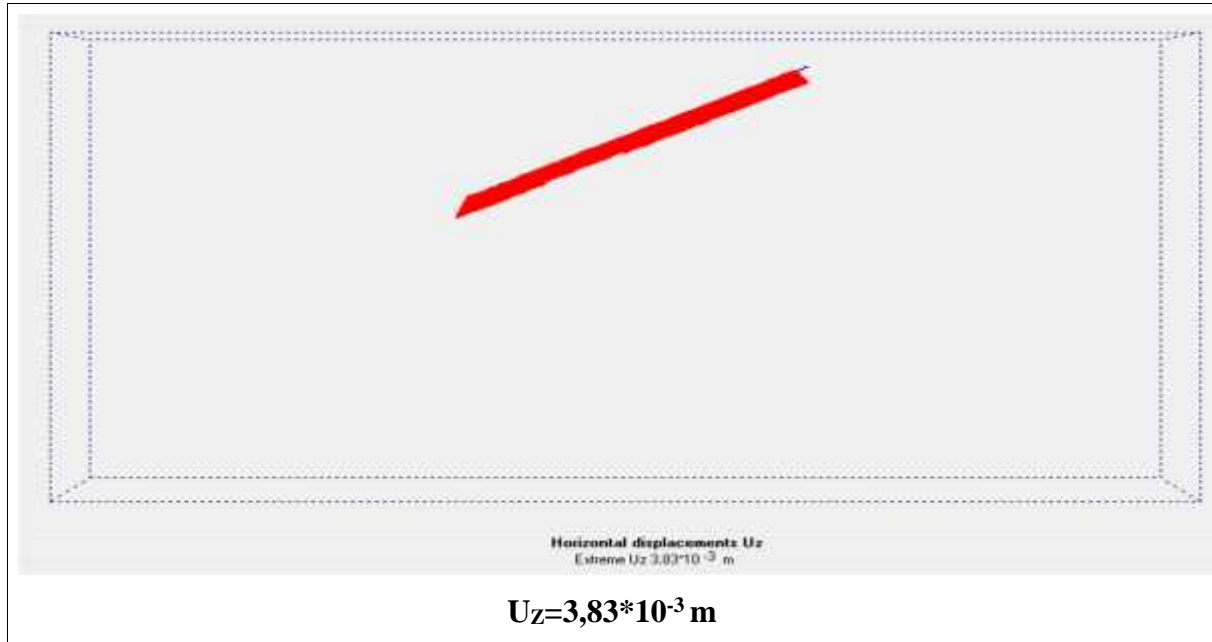
Phase 1

Phase 17**Phase 29**

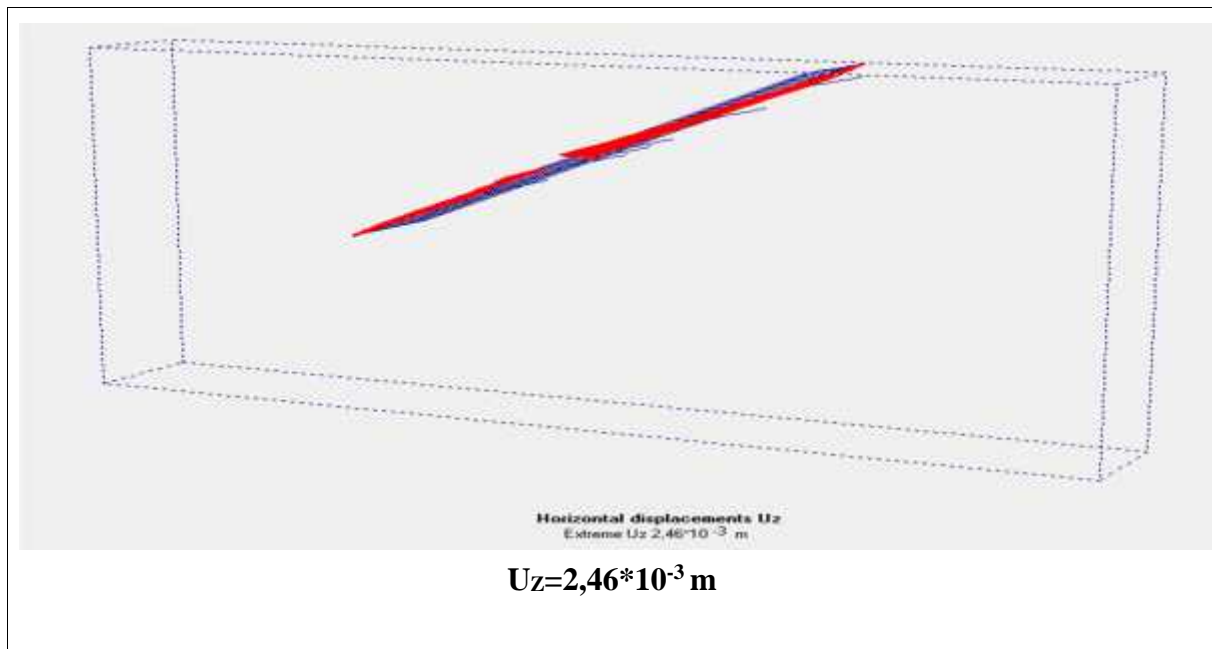
V.2.2.6. Calcul des déformations au niveau de la voute

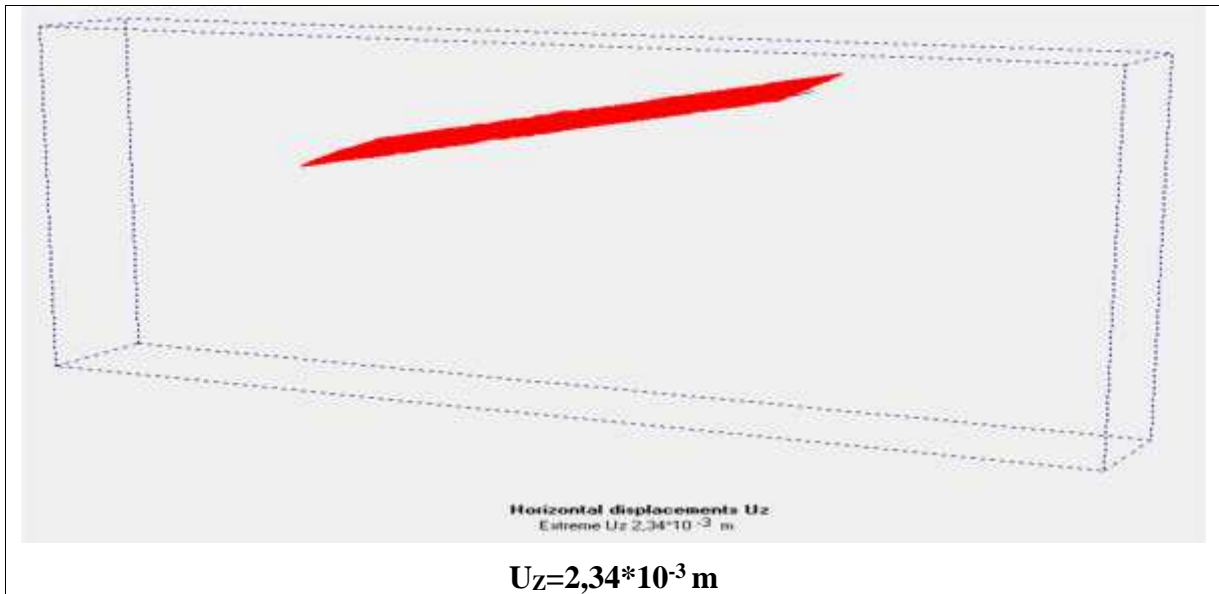
➤ Les déplacements horizontaux (U_z) :

Phase 1



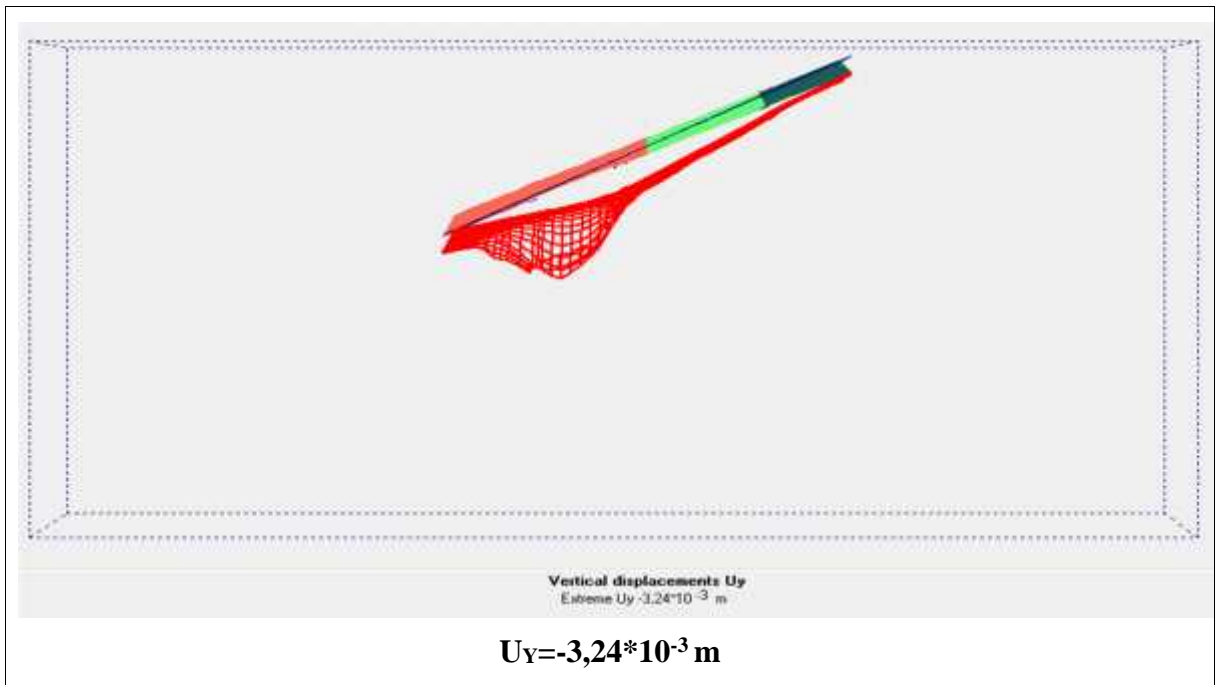
Phase 17

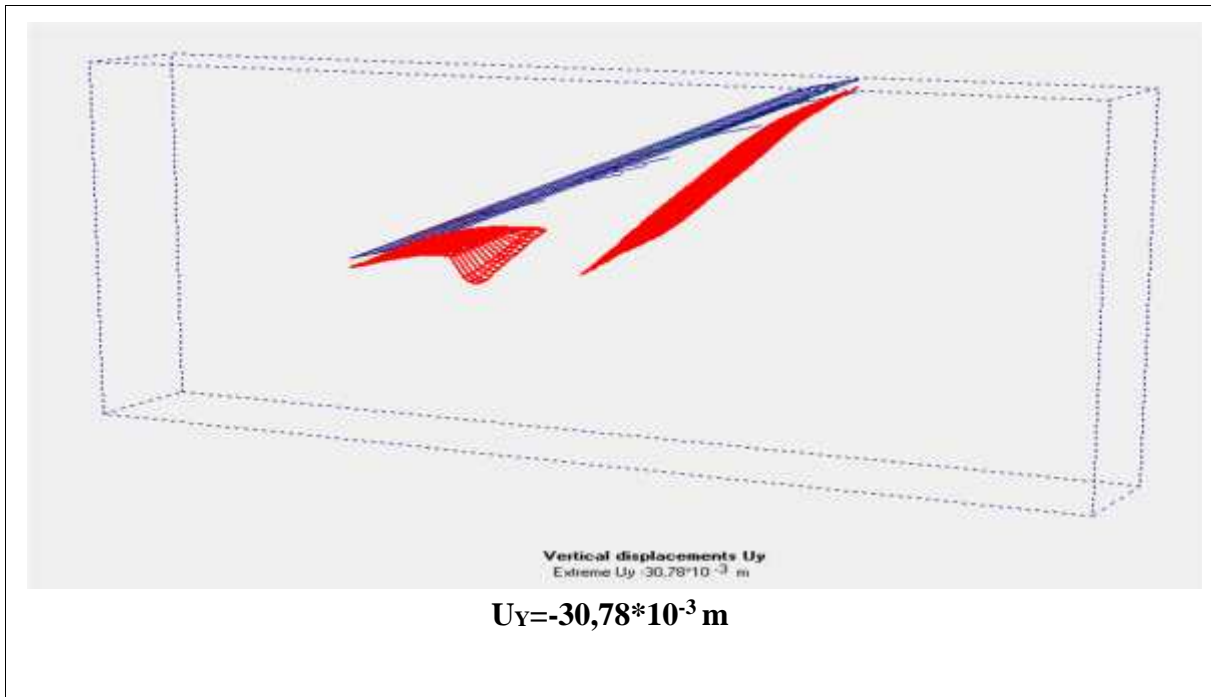
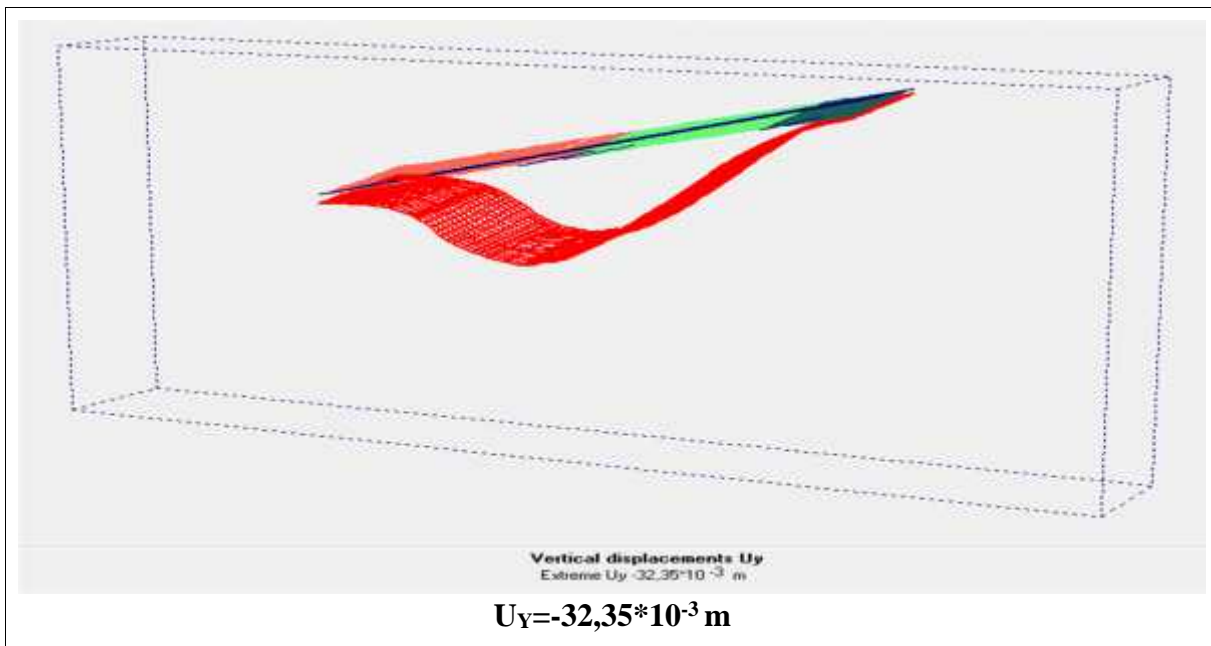


Phase 29

🚩 Dans ce cas On note que les déplacements horizontaux sont presque nuls.

➤ **Les déplacements verticaux (U_y) :**

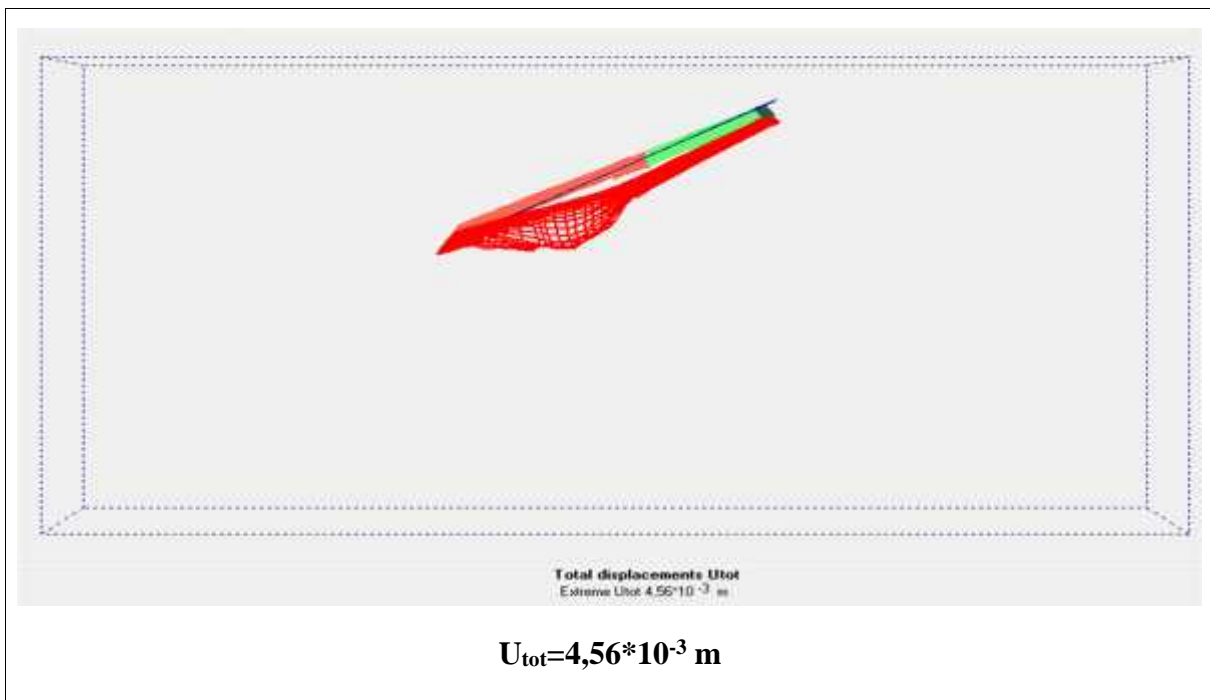
Phase 1

Phase 17**Phase 29**

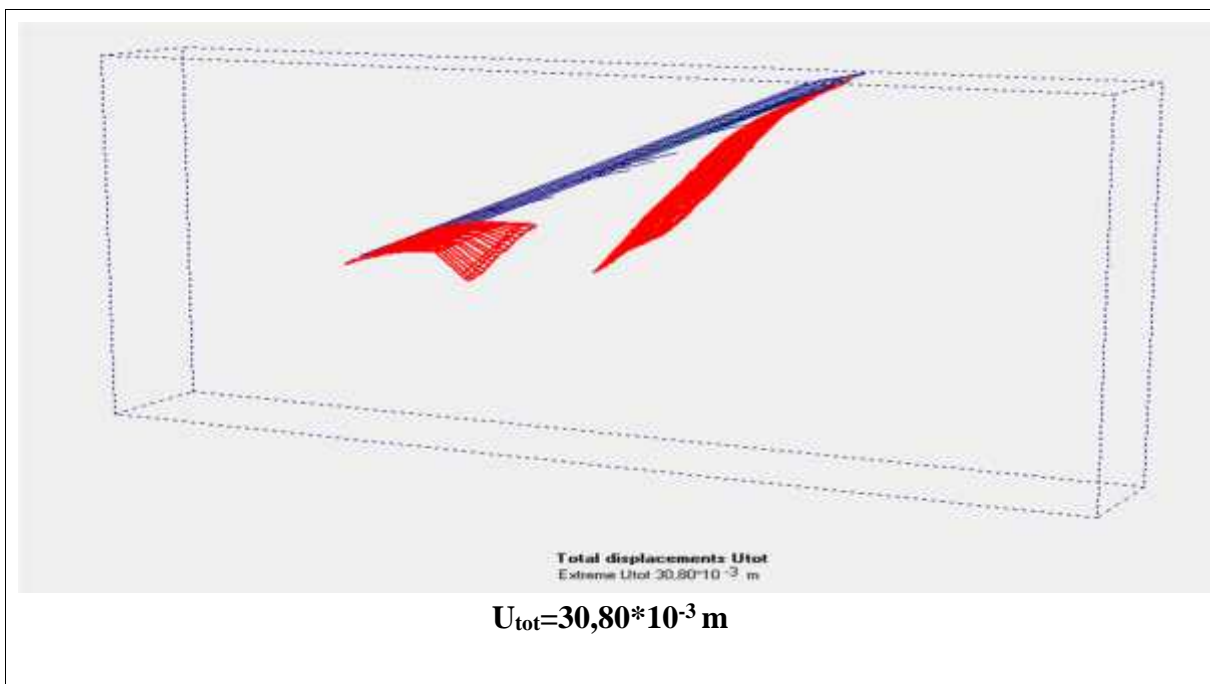
- Les résultats des calculs montrent que les déplacements verticaux augmentent au fur d'avancement des travaux.

➤ Les déplacements totaux (U_{tot}) :

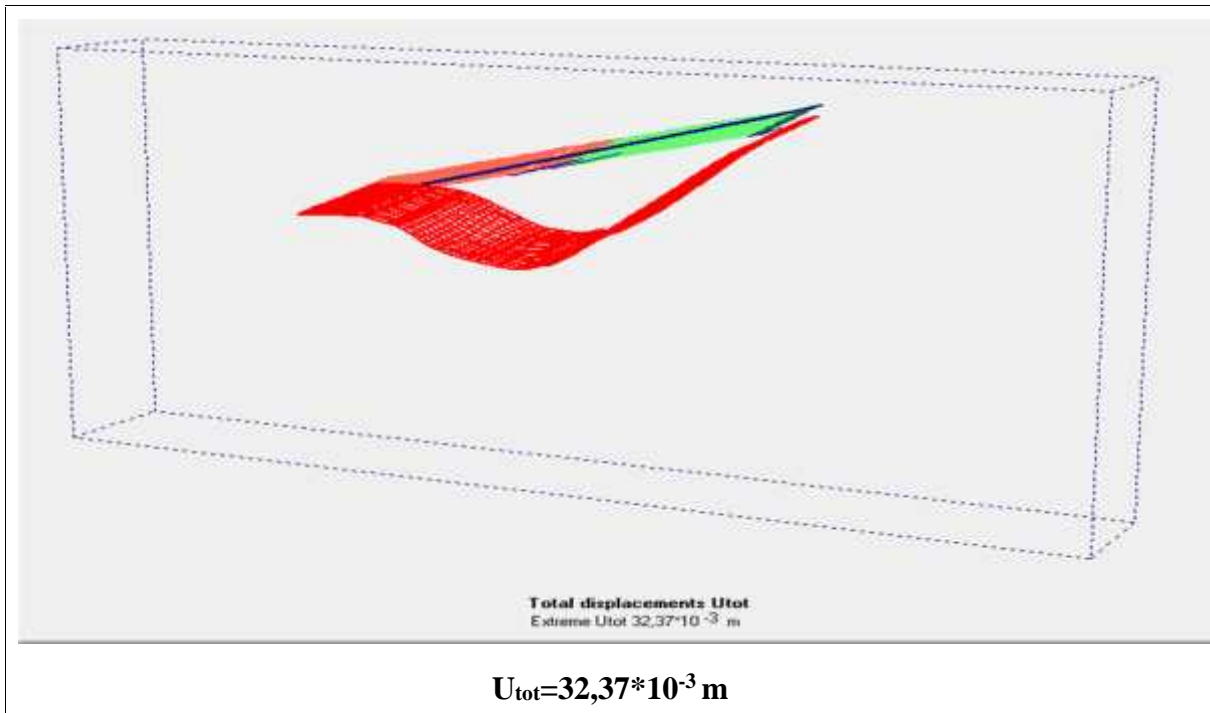
Phase 1



Phase 17



Phase 29



on note que les déplacements au niveau de la voûte augment au fur d'avancement des travaux jusqu'à une valeur notable de : $U_{tot}=32,37*10^{-3} \text{ m}$

V.2.2.7. Les courbes de déplacement vertical dans les deux points B et E

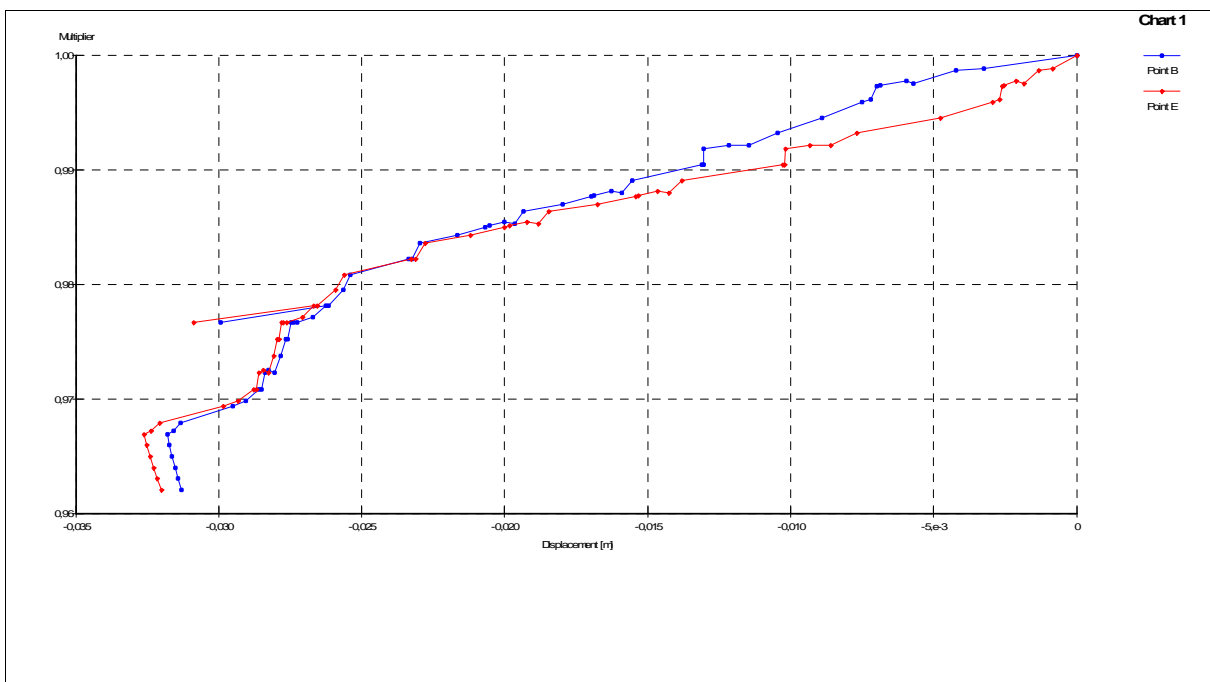


Figure V.13. Courbe des déplacements verticaux au niveau du point B et E.

- Les déplacements verticaux augmentent en parallèle dans les deux points au fur d'avancement des travaux.

V.3.Comparaison et interprétation des résultats des deux conditions de notre étude

Pendant le creusement du tunnel et de façon de suivre le comportement de l'ouvrage et à vérifier sa stabilité, optimiser les méthodes d'exécution et vérifier l'impact des travaux sur l'environnement, notamment sur le bâti, il faut réaliser des observations et des mesures sur l'ouvrage. Dans ce but et pour faire le contrôle des opérations d'excavation et de construction, les ingénieurs de structure au niveau de bureau d'étude ont défini une échelle de degrés pour les valeurs maximales des mouvements provoqués par l'excavation, à savoir : d'alerte et d'alarme.

- ✓ Le tableau suivant présente les seuils de contrôle ou des limites théoriques des mouvements admissibles selon le type de structures ou d'éléments à protéger.

Tableau V.5. Seuil des mouvements admissibles.

Parametre		Tassement (mm)		
		Vert	Jaune	Rouge
Seuil de control		Vert	Jaune	Rouge
A	-Zone sans bâtiment	<50	50-100	>100
B	-Bâtiment avec fondation profond ou radier en bon état -Pas d'installation de gaze	<20	20-30	>30
C	-Structure souterraine ou tunnel existant	<15	15-25	>25
D	-Bâtiment avec fondation superficielle sans dégât apparent	<10	oct-15	>15
E	-Bâtiment avec fondation superficielle avec dégât -Bâtiment monumental. -Bâtiment avec plus de 10 m hauteur -Tuyaux de gaze	<5	05-10	>10

✓ le tronçon du tunnel de notre étude est réalisé dans un milieu urbain sous un bâtiment.

Les résultats de la modélisation à base du code PLAXIS 3D Tunnel dans les deux conditions qu'on est mentionné avant (tunnel sans voute parapluie et tunnel avec voute parapluie) sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.6. Résumé des résultats des déplacements dans les deux conditions de travail.

Les déplacements maximale	Désignation (unité)	Sans voute parapluie	Avec voute parapluie
Déplacement total U_{tot}	U_{tot} (m)	$41,47*10^{-3}$	$33,17*10^{-3}$
Déplacement horizontal U_x	(U_x) m	$15,71*10^{-3}$	$13,25*10^{-3}$
Déplacement horizontal U_z	(U_z) m	$6,48*10^{-3}$	$5,82*10^{-3}$
Déplacement vertical U_y	(U_y) m	$41,31*10^{-3}$	$33,17*10^{-3}$

Tableau V.7. Les déplacements maximales au niveau de la voute du tunnel.

Les déplacements	Désignation (unité)	Sans voute parapluie	Avec voute parapluie
Déplacements totale	$(U_{tot})m$	$38,97*10^{-3} m$	$32,37*10^{-3} m$
Déplacement horizontale	(U_z) m	$2,12*10^{-3} m$	$2,03*10^{-3} m$
Déplacement vertical	(U_y) m	$41,31*10^{-3} m$	$30,78*10^{-3} m$

- ❖ Les résultats des calculs montrent que dans le cas où on a fait la modélisation du tunnel à la présence de la charge du bâtiment et sans mise de la voute parapluie comme soutènement, les déplacements totaux atteignent une valeur maximale de : $U_{tot} = 41,47*10^{-3} m$ qui est supérieure à 30 mm (la valeur maximale du tassement). mais dans le cas où on a fait la modélisation du tunnel avec l'utilisation de la voute parapluie comme soutènement, on remarque que les déplacements totaux diminuent jusqu'elles atteignent une valeur maximale de : **$U_{tot} = 33,17*10^{-3} m$** .
- ❖ Les déplacements au niveau de la voute diminuent d'une valeur de : $41,31*10^{-3} m$ à une valeur de $30,78*10^{-3} m$ après l'utilisation de la voute parapluie.

Puis que l'objectif de notre étude est de garantir la stabilité du tunnel, donc on peut dire qu'il est préférable d'utiliser la voute parapluie comme soutènement durant l'excavation du tunnel pour assurer la sécurité des personnel et la stabilité du terrain.

Conclusion

Dans cette partie de notre travail, on a pu établir le model correspond au tunnel objet de notre étude en basant sur le programme PLAXIS 3D Tunnel. On fait un jugement sur les conditions difficile du terrain (sol) de réalisation du tunnel.

Dans notre travail on prend en considération les paramètres suivant :

- la géométrie et les dimensions du tunnel ;
- les paramètres et les caractéristiques (géologiques et géotechniques) du sol ;
- les paramètres et caractéristique (géométriques et géotechniques) du soutènement adopté.

Pour faire une intervention sur le soutènement en terme de stabilisation de l'excavation du tunnel, ainsi que l'avancement des travaux de creusement, on a fait la modélisation du tunnel en deux conditions différentes (sans voute parapluie et avec voute parapluie) et on a choisi des phases et des étapes durant l'avancement des travaux de creusement.

L'avancement des travaux de creusement entraine une augmentation des déplacement dans les deux conditions de travail (tunnel sans voute parapluie et la deuxième avec une voute parapluie), mais les déformations enregistré dans le cas d'utilisation la voute parapluie comme soutènement ne présente pas de risque sur l'ensemble ouvrage terrain

Les résultats obtenus des calculs nous ont permis de quantifier les contraintes agissant sur notre structure dans les deux conditions de travail et nous ont aidés à choisir la bonne condition pour la réalisation du tunnel en sécurité.

Conclusion générale

Conclusion générale

La réalisation des ouvrages en souterrains (galerie, tunnel...) dans un terrain quelconque (massif rocheux ou sol) engendre des modifications de l'état initial des contraintes. Donc il est très important de faire plusieurs études et tenir compte de plusieurs facteurs pour assurer la stabilité de l'ensemble ouvrage-terrain.

Pour tout projet d'excavation d'un ouvrage souterrain de grande dimension (tunnel) surtout dans des terrains de mauvaise qualité, le problème majeur qui se pose est le contrôle des mouvements qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble. Pour cela il est obligatoire de faire une connaissance sur le terrain de réalisation du tunnel (géologique, hydrogéologique, géotechnique...), afin d'avoir une estimation approximative sur les déformations qui peuvent être engendrées.

Dans notre partie expérimentale, nous avons proposés d'étudier la stabilité du tunnel en deux conditions différentes (tunnel avec et sans voute parapluie), nous avons étudié par étapes tout les procédures qui nous ramène à atteindre notre but de travail.

Notre étude réalisé sur le site grâce à la méthode des éléments finis (plaxis 3d) nous a permis de vérifier en premier lieu la faisabilité des travaux de creusement et de soutènement et de choix de la voute parapluie comme solution optimale au problèmes du soutènement et de vérifier la stabilité du terrain voisin à notre construction souterrain . Et aussi la modélisation en 3d nous a permis l'évolution des tassements tout le long de la phase de creusement.

En fin on peut conclure d'une manière générale que MEF reste une méthode très fiable pour vérifier le dimensionnement d'avant projet et de vérifier l'évolution des travaux pendant le creusement.

Références bibliographique

- [1] **Fethi KITCHAH**, « Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est-ouest », Mémoire Magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna, [28 juin 2012],
- [2] **LARBI Cherid et C.CHERCHALI**, « conception et calcul d'un tunnel, cas métro d'Alger. », mémoire d'Ingénieure de l'Ecole Nationale Polytechnique, [2006 /2007].
- [3] **MAHLAL Abdelkrim et MEKNACHI Mokhtar**, «Dimensionnement du soutènement provisoire d'un tunnel 'cas Métro d'Alger - Place des Martyrs ' »,Mémoire d'ingénieure, Ecole Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie ENSMM – Annaba ,[2015] .
- [4] **François-Mitterrand**, « section 4 procédés de creusement et de soutènement »,centre d'étude des tunnel en France, dossier pilote tunnel-génie civile ,[juillet1998].
- [5] **ZHAO Jian**, « Rock Mechanics, Mécanique Des Roches, propriété des discontinuités», 4^{ème} Partie, EPEL-ENAC-LMR, [2008].
- [6] **GANA Houssam , FARID Aghilasse**, « Creusement et soutènement provisoire d'un tunnel métropolitain (cas du métro d'Alger –tronçon Ain Naadja) », Mémoire d'Ingénieur d'Etat en Génie Minier de l'Ecole Nationale Polytechnique-Alger,[juin 2014].
- [7] **ISMAIL Kerikech ,FOUAD Benarfa**, « conception et calcul d'un tunnel, cas métro d'Alger », Mémoire d'Ingénieure de l'Ecole Nationale Polytechnique,[2006/2007].
- [8] **TOUFIK Khefache**, « Modélisation du creusement d'un tunnel en milieu urbain cas du métro d'Alger », Mémoire de Magistère de l'université de Abderrahmane Mira-Bejaia. [2007].
- [9] **JAMEL Idris**, « Accidents géotechnique des tunnels et des ouvrages souterrain-méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. », Thèse de Doctorat de l'université NANCY-INPL,[23 octobre 2007].
- [10] **Cem ATAHAN**, « Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à pression de boue », Thèse de Doctorat de Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES/ENPC-LCPC), [30 janvier 1995].
- [11] **François MARTIN ; Bounard ; Gardel et All**, « Mécanique des Roches et Travaux Souterrains, cours et exercices corrigés. »Huitième Edition, CACHAN, [janvier 2012].
- [12] **François-Mitterrand**, « section 3 conception et dimensionnement », centre d'étude des tunnels en France, dossier pilote tunnel-génie civile, [juillet 1998].
- [13] **Sylviane BERNAT**, «modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble. Qualification sur chantier expérimental. », Thèse Doctorat, Ecole Centrale de Lyon, France,

[12 juillet 1996].

[14] **Jean-Pierre JANIN** « Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie).», Thèse Doctorat, L'institut national des sciences appliquées de Lyon, France, [21 mai 2012].

[15] **François MARTIN , Adrien SAÏTTA**, « Mécanique des Roches et Travaux Souterrains, Cours et exercices corrigés. », Centre d'Études des Tunnel, CACHAN, [mai 2005].

[16] **Akram KOUCHY** « étude de soutènement provisoire le cas métro d'Alger. » Mémoire Magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna,[2012].

[17] **Michel KERN**, « Introduction à la méthode des éléments finis. », Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris ,France,[2004/2005].

[18] **Lahmadi AZZIDDINE**, « étude paramétrique de l'interaction entre ouvrage-bâtiment-excavation. », Mémoire de Magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna,[2006].

[19] **TOUAMRIA Sabri**, « modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet de creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures .Sus jacentes. », Mémoire de Magister de l'Université de Souk-Ahras.[2007]

[20] **EMA**,[2011], « rapport géologique »,Alger.

[21] **EMA**, [2011], « note de calcul. Hypothèse géologique et géotechnique PV6 », Alger.

[22] **EMA**, [2014], « note de calcul, tunnel en mine .soutènement provisoire », Alger.

[23] **EMA**, [décembre 2013] « mission c. avant – projet détaillé (APD), volume 1.documents généraux. ».Alger.

Résumé

La réalisation d'un tunnel métropolitaine constitue la solution la plus appropriée pour résoudre le problème d'encombrement de la circulation au niveau de la capital Alger.

L'étude de l'équilibre et la stabilité du tunnel suscite un intérêt important. Les mouvements qui sont susceptibles de se produire au niveau du front et en surface a permis d'introduire des méthodes de réalisation et de renforcement récentes afin que nous puissions les contrôler.

L'objet de notre travail est l'étude d'un tronçon du tunnel en mine de métro d'Alger réalisé par la Nouvelle Méthode Autrichienne. Les calculs et la modélisation seront effectués à l'aide du logiciel PLAXIS 3D Tunnel pour mieux visualiser les mouvements au niveau du front et faire aussi une excavation par étape.

Mots clé : Metro, tunnel, la nouvelle méthode autrichienne, Modélisation numérique.

Abstract

The creation of a tunnel underground subway is the most appropriate solution to the problem of traffic congestion in Algiers.

The study of equilibrium and stability of the tunnel arouse an important interest. Movements Those are likely to occur at the front surface and allowed to introduce methods of construction and building recently so they can control them

The objective of our work is the study of an urban tunnel realized by NATM method (The New Austrian Tunneling Method). The calculation and modeling will be performed using the software PLAXIS 3D Tunnel to better visualize the movements in the forehead and make an excavation in stages.

Key Word: Subway, tunnel, the new Austrian method, Numerical simulation.