

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Etude d'une galerie hydraulique creusée
avec TBM**

Présenté par :
SOULI Heythem
SELLAHI Rami

Encadré par :
Dr HEBIB Rafik

Promotion 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

À travers cette page, nous présentons nos sincères remerciements en premier lieu notre encadreur Monsieur HEBIB Rafik, premièrement pour sa discipline dans le travail, son soutien, ses conseils précieux, son encouragement, et surtout de nous avoir dirigées vers ce thème de mémoire, qui est très intéressant, et d'avoir orienté nos pas afin d'élaborer ce travail.

N'oublions pas notre maitre de stage Monsieur DJABOUB Hocine pour sa grande disponibilité et sa générosité infinie, nous tenons à le remercier de nous avoir fait bénéficier de son expérience et de ses conseils, sans oublier les faveurs de ABBES Anis sur nous.

Nous tenons enfin à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ce mémoire.

Dédicaces

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parent, mon frère et mes sœurs pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.

Je dédie ce travail également à mon neveu, ma nièce et Mes amis et collègues.

Heythem

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À toute la famille, mon père, ma mère, et mes frères et sœurs, à tous les amis et proches et à toute personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

Rami

Résumé

Notre thème est l'étude d'une galerie hydraulique creusée par le TBM, qui se situe sur la ligne de transformation des eaux, allant du barrage de Tabellout vers le barrage de Draa-Diss, afin de satisfaire les besoins en eau potable (AEP) et en irrigation de la région d'El Eulma.

La modélisation tridimensionnelle du projet ainsi que les analyses associées sont réalisées à l'aide du logiciel MIDAS GTS NX.

Mots clés : Galerie, TBM, AEP, MIDAS

Abstract

Our theme is the study of a hydraulic gallery excavated by a TBM, located on the water transformation line from the Tabellout dam to the Draa-Diss dam, to meet the needs of drinking water (AEP) and irrigation in the El Eulma region.

The three-dimensional modeling of the project, along with the associated analyses, is carried out using the MIDAS GTS NX software.

Keywords: Gallery, TBM, AEP, MIDAS

ملخص

موضوعنا هو دراسة معرض هيدروليكي تم حفره بواسطة جهاز الحفر TBM ، والذي يقع على خط تحويل المياه من سد تابلوت إلى سد درعة ديس ، لتلبية احتياجات المياه الصالحة للشرب (AEP) والري في منطقة العلمة.

يتم إجراء التصميم ثلاثي الأبعاد للمشروع ، بالإضافة إلى التحاليل المرتبطة به ، باستخدام برنامج MIDAS GTS NX.

الكلمات الرئيسية: معرض ، TBM ، AEP ، MIDAS

Table des matières

I.	Chapitre I	Généralités sur le TBM	12
I.1	INTRODUCTION SUR LE TBM:.....		7
I.2	LES COMPOSANTS D'UN TUNNELIER :.....		7
I.3	LES DIFFÉRENTS TYPES DE TBM :.....		8
I.3.1	TBM à pression de boue (TBM ouvert) :.....		8
I.3.2	TBM à disque à pression :.....		8
I.3.3	TBM à roue à coupe :.....		8
I.3.4	TBM à bouclier :.....		8
I.3.5	TBM à pression de terre (TBM fermé) :.....		8
I.1.1	Figure I.1 : Tunnelier à pression de terre (TBM type EPB).		9
I.4	CRITÈRES DE CHOIX DU TBM :.....		9
I.5	Paramètres utilisés dans la performance du tunnelier :.....		10
I.6	Paramètres de performance :.....		10
I.6.1	Le taux de pénétration (the pénétration rate) :.....		10
I.6.2	Le taux d'avancement du tunnelier (the advance rate of the TBM) :.....		11
I.7	PHASES DE CREUSEMENT PAR TUNNELIER :.....		11
I.7.1	Excavation du terrain :.....		11
I.7.2	Pour faire avancer le tunnelier dans le sol :.....		11
I.7.3	Stabilité du front de taille :.....		11
I.7.4	L'évacuation des matériaux excavés :.....		11
I.7.5	Avancement du tunnelier :.....		11
I.7.6	La dernière phase :.....		12
I.8	Description du TBM utilisé dans le creusement du tunnel TABELLOUT :.....		12
I.8.1	PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES DU TUNNELIER :.....		12
I.8.2	DESCRIPTION DU BOUCLIER :.....		12
I.8.3	LA ROUE DE COUPE :.....		13
I.8.4	LE MODULE D'ENTRAÎNEMENT.....		13
I.8.5	LE MODULE DE POUSSÉE ET LA JUPE.....		14
I.8.6	LA SONDEUSE.....		14
I.8.7	LE GUIDAGE.....		15
I.8.8	DESCRIPTION DU TRAIN SUIVEUR.....		15
I.8.9	VENTILATION.....		15
I.8.10	ÉVACUATION DES DÉBLAIS.....		16

	I.8.11 LUTTE CONTRE L'INCENDIE	16
II.	Chapitre II Généralité sur le transfert d'eau.....	18
	II.1 Introduction :	19
	II.2 Définition sur le transfert d'eau :	19
	II.3 Les types de transfert d'eau :	19
	II.3.1 Le pompage :	19
	II.3.2 Le transport par barrage ou par train :	19
	II.3.3 Le transport d'eau par barrage	19
	II.3.4 Le transport d'eau par train.....	19
	II.3.5 Le transport par canalisation :	19
	II.3.6 Transfert d'eau à travers des galeries souterraines ou hydrauliques :	20
	II.4 Démarrage et l'arrivée d'eau dans les grands transferts :	20
	II.4.1 Le démarrage	20
	II.4.2 Démarrage et l'arrivée d'eau d'un transfert d'eau entre deux barrages :	20
	II.5 Critères de tracé de la conduite de transfert.....	21
	II.5.1 Critères techniques.....	21
	II.5.2 Critères économiques	21
	II.6 Choix du tracé :	22
	II.6.1 Étude comparative des deux tracés :	22
	II.1.1 L : longueur de la galerie. $L = 13420$ m. Donc : $V = 21.88 \times 13420$	22
	II.1.2 -Béton : le volume du béton est : $V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L$	22
	II.1.3 $= 7.56 \text{ m}^2$	22
	II.1.4 $= 7.56 \times 13420$	22
	II.1.5 $= 3.348.749.501$ DA. (3 milliards et 348 millions de dinars).....	23
	II.1.6 $= 3.395.923.960$ DA (3 milliards et 396 millions de dinars).....	23
	II.6.2 Conclusion :	23
	II.1.7 Figure II.1 : Schéma hydraulique du transfert	24
	II.7 Dimensionnement d'une galerie hydraulique :	25
	II.7.1 Introduction :	25
	II.7.2 Les étapes pour dimensionner une galerie hydraulique :	25
	II.8 La géométrie d'une galerie hydraulique :	26
	II.9 Conclusion :	26
III.	Chapitre III Présentation du projet.....	27
	III.1 INTRODUCTION	28
	III.1.1 Figure III.1 : Carte générale de l'Algérie	28

III.2	Fiche technique du projet :	29
III.3	Situation géographique :	29
III.4	Tronçon objet d'étude :	29
III.5	Topographie de la région :	30
III.6	Géomorphologie :	30
III.7	Contexte géologique régional et anciennes formations :	30
III.8	Caractérisation hydrogéologique :	31
III.9	Situation climatologique :	31
III.9.1	Altitudes :	31
III.9.2	Climat :	31
III.1.2	Répartition en % des précipitations durant l'année à EL EULMA	31
III.10	Conclusion :	31
IV.	Chapitre IV Étude géotechnique	32
IV.1	Introduction :	33
IV.2	Reconnaissances géotechniques :	33
IV.3	Le but de la campagne d'investigation :	33
IV.1.1	Tableau IV.1 : Les investigation réalisées	33
IV.3.2	L'emplacement de quelques sondages	35
IV.1.2	Tableau IV.2 : Sondages réalisés dans la zone objet d'étude	35
IV.5	Les essais réalisés :	36
IV.1.3	Tableau IV.3 : Les essais réalisés	36
IV.5.1.1	Essais pressiométriques :	37
IV.1.4	Tableau IV.4 : Résultats des essais pressiométriques dans le forage S01	37
IV.5.1.2	Interprétation des résultats :	37
IV.1.5	E = 2,7 Em	38
IV.1.6	E = 2, 5 Em	38
IV.1.7	Tableau IV.7 : Traitement des résultats des essais pressiométriques dans le forage S01	38
IV.1.8	Tableau IV.9 : Classification des raideurs des roches selon l'AFTES	39
IV.5.2	Les essais de laboratoire :	39
IV.5.2.1	Teneur en eau :	39
IV.1.9	Tableau IV.10 : Valeurs de la teneur en eau (sondage S05)	39
IV.1.10	Tableau IV.11 : Résultats d'essais de densité/profondeur	39
IV.5.2.3	Limite d'Atterberg :	40
IV.1.11	Ordre de grandeur pour classer le sol selon l'indice de plasticité	40

IV.1.12	Figure IV.3 : Abaque de plasticité de Casagrande.	41
IV.1.13	Tableau IV.15 : Valeurs de l'indice de consistance (sondage S05).	41
IV.5.3	Essai de compression uniaxial :	41
IV.1.14	Tableau IV.16 : Résultats de la compression simple du sondage S05	42
IV.5.5	Essai Franklin	43
IV.1.15	Résultats d'essai de Franklin/S05.....	43
IV.1.16	Classification des roches selon l'indice de Franklin.	43
IV.6	Interprétation générale :	43
IV.7	Modèle géotechnique de référence :	43
IV.1.17	Figure IV.4 : Coupe géotechnique longitudinale	44
IV.1.18	Figure IV.5 : Exemple de calcul avec logiciel ROCK DATA	45
IV.1.19	Output à ROCK DATA	45
IV.1.20	Tableau IV.20 : Tableau récapitulatif des paramètres géotechniques d'Entreprise.	45
IV.1.21	Comparaison entre les deux tableaux :	46
IV.1.22	Tableau IV.22 : Comparaison de nos résultats avec ceux de l'entreprise	46
V.	Chapitre V Modélisation numérique 3D	47
V.1	V.1 Introduction MIDAS NX :	48
V.2	V.2 La méthode des éléments finis :	48
V.3	V.3 Hypothèses de calcul et modèles numériques :	49
V.4	V.4 Modélisation de la géométrie :	50
V.4.1	V.4.1 Géométrie du terrain :	50
V.4.2	V.4.2 Création du cercle de l'entrée de la galerie dans le modèle :	58
V.5	V.5 Mesh :	62
V.5.1	V.5.1 Choix du type de maillage :	63
V.5.2	V.5.2 Insertion des propriétés de matériaux :	63
V.5.3	V.5.3 Maillage du terrain :	65
V.5.4	V.5.4 Maillage du sol excavé de la section interne de la galerie :	66
V.5.5	V.5.5 Maillage de la section externe de la galerie ou des anneaux :	66
V.5.6	V.5.6 Création du maillage de la coque de la jupe du TBM :	67
V.5.7	V.5.7 Renommer les maillages :	69
V.6	V.6 Poids propre :	69
V.7	V.7 Charges :	70
V.8	V.8 Insertion des pressions :	70
V.8.1	V.8.1 Insertion de la pression de forage « HP » :	71
V.8.2	V.8.2 Insertion des pressions de la poussée du vérin :	71

V.8.3 Insertion des pressions externe du bouclier :	72
V.8.4 Insertion des pressions externe des voussoirs :	73
V.9 Conditions aux limites :	75
V.9.1 Modifier la propriété :	78
V.10 Stage wizard :	78
V.11 Exécution des calculs :	82
V.11.1 La simplification du modèle :	82
V.11.2 Les résultats des calculs :	82
V.12 Conclusion :	93
VI. Chapitre VI Modélisation analytique Par la méthode convergence-confinement.....	94
VI.1 Introduction :	95
VI.2 Hypothèses :	95
VI.3 Définition de la convergence :	96
VI.4 Définition du confinement :	96
VI.5 Principe de la méthode convergence - confinement :	96
VI.5.1 Objet de la note :	97
VI.5.2 Étape de calcul:	97
VI.5.3 Courbe caractéristique du terrain :	97
VI.6 Étude de l'influence de la proximité du front pour connaître la.....	99
VI.6.1 Position relative des deux courbes :	99
VI.6.2 Variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front :	100
VI.6.3 Tracé de la courbe caractéristique du soutènement et du revêtement :	100
VI.7 Caractéristiques de soutènement :	101
VI.8 Conclusion :	102
VII. Conclusion générale.....	103

Introduction générale

Dans le domaine du génie civil et des travaux publics, beaucoup de problèmes sont rencontrés (administratives, réalisation, géotechnique...), mais les problèmes qui sont les plus difficiles à résoudre sont ceux liés à la géologie et la géotechnique du terrain. Dans ce modeste travail, on va faire une étude de la galerie hydraulique creusé par le TBM entre Tabellout –Jijel- et Draa Diss –Sétif- avec la méthode numérique tridimensionnelle en utilisant le logiciel MIDAS GTS NX.

Ainsi, le but de cette étude est d'arriver à modéliser les conditions réelles du projet afin d'estimer les résultats de déplacements qui peuvent survenir en phase de projet.

Le mémoire a été mené sous forme de plusieurs chapitres :

Tout d'abord, dans le premier chapitre, nous présentons des généralités sur le TBM et aussi les caractéristique du TBM utilisé dans ce projet.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons des généralités sur le transfert d'eau et les caractéristiques des voussoirs.

Pour le troisième chapitre, nous allons présenter notre projet, ainsi que sa région.

Par la suite, le quatrième chapitre concernera l'étude géotechnique du projet, en commençant par la présentation et l'interprétation des investigations menées, et en arrivant à la détermination du modèle géologique de référence de la zone étudiée.

Dans le cinquième chapitre, nous avons élaboré une modélisation 3D du projet avec le logiciel MIDAS GTS NX, afin d'obtenir les résultats des déplacements réels. Après le rapprochement des conditions réelles du projet, nous allons identifier les efforts qui se développent au niveau des voussoirs.

D'une part, nous avons fait une modélisation analytique Par la méthode convergence-confinement.

Enfin, une conclusion générale est établie pour présenter les points clés obtenus à partir de cette étude.

Chapitre I

Généralités sur le TBM

I.1 INTRODUCTION SUR LE TBM:

Le tunnelier s'est considérablement développé ces dernières années et a gagné en vitesse d'avancement, en fiabilité, en capacité d'adaptation aux terrains et en augmentation de diamètre d'excavation. Il est une machine conçue pour l'excavation des tunnels dans les sols à résistance moyenne jusqu'à forte (300 MPA). C'est une machine qui réunit tout ce qu'il faut pour construire automatiquement un tunnel dans des conditions optimales. En général, il creuse une section transversale circulaire (excavation en pleine section) en assurant : le soutènement du sol, la mise en place du revêtement définitif du tunnel et l'évacuation des déblais de l'excavation.

Le TBM présente plusieurs avantages par rapport aux méthodes traditionnelles de creusement de tunnels, notamment une plus grande vitesse de creusement, une meilleure qualité de tunnel, une réduction des coûts et des délais de construction, ainsi qu'une réduction des risques pour les travailleurs. Il est souvent utilisé pour :

- Construction de tunnels ferroviaires : creuser des tunnels pour les trains à grande vitesse et les métros. Cela permet de créer des voies de chemin de fer souterraines sans perturber la circulation de surface.
- Construction de tunnels routiers : creuser des tunnels pour les routes et les autoroutes. Cela permet de créer des passages souterrains pour les véhicules, ce qui réduit les embouteillages et améliore la circulation.
- Construction de tunnels pour les pipelines : creuser des tunnels pour les pipelines qui transportent du gaz, du pétrole et d'autres produits.
- Construction de tunnels pour les réseaux d'égouts et d'assainissement : Les TBM peuvent également être utilisés pour creuser des tunnels pour les réseaux d'égouts et d'assainissement.
- Construction de tunnels pour les barrages : creuser des tunnels pour les barrages hydroélectriques.

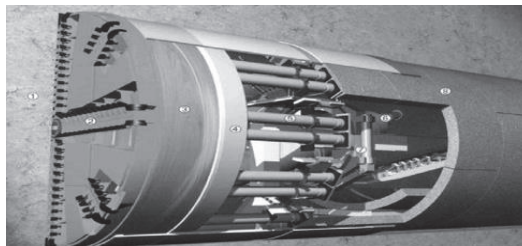
I.2 LES COMPOSANTS D'UN TUNNELIER :

Le tunnelier comporte trois parties essentielles :

1) La tête du tunnelier (la roue de coupe) : elle est munie d'outils qui peuvent fonctionner dans les deux sens de rotation pour excaver le sol. La tête de tunnelier assure aussi le soutènement du front de taille par l'application d'une pression de confinement sur la section

2) Le bouclier : il contient trois parties principales : une chambre d'abattage (et de confinement selon le type de tunnelier), une structure intermédiaire recevant les vérins de poussée, une jupe métallique de forme conique qui protège les hommes pendant la pose du revêtement du tunnel, elle assure aussi le soutènement, empêche la convergence et permet d'injecter le vide.

3) Le train suiveur : constitué de remorques successives où sont installés les différents ateliers nécessaires pour le contrôle et la mesure de l'avancement du chantier, l'évacuation des déblais, la surveillance de la mise en place du revêtement du tunnel.



1. Front 2. Roue de coupe 3. Chambre d'abattage 4. Cloison étanche 5. Vérins de poussée 6. Convoyeur 7. Érecteur 8. Anneau avec voussoirs

I.3 LES DIFFÉRENTS TYPES DE TBM :

Les TBM, ou Tunneliers à Tête de Forage Tournante, peuvent être classés en plusieurs types en fonction de leur conception et de leur méthode de fonctionnement.

Une classification des tunneliers a été effectuée à partir du type de soutènement assuré (ou pas) par la machine. Les tunneliers qui assurent un soutènement frontal et latéral (à front pressurisé), leurs caractéristiques et leur principe de fonctionnement sont :

I.3.1 TBM à pression de boue (TBM ouvert) :

Une TBM à pression de boue est une machine de forage utilisée pour creuser des tunnels dans le sol en utilisant un fluide de boue pour stabiliser le sol et transporter les déblais hors du tunnel. La boue est injectée à haute pression à l'avant de la machine, ce qui permet de maintenir la pression dans le tunnel et de stabiliser le sol tout en réduisant la friction entre le sol et la TBM.

I.3.2 TBM à disque à pression :

Cette TBM est équipée d'un disque de coupe rotatif à l'avant, qui est maintenu en pression contre la surface à creuser. La pression exercée par le disque de coupe peut être ajustée en fonction des conditions du sol pour assurer une excavation efficace et stable. La TBM à disque à pression peut être utilisée pour creuser des tunnels dans différents types de sols, y compris les sols durs et rocheux. Elle est généralement utilisée pour creuser des tunnels de petite à moyenne taille, jusqu'à environ 6 mètres de diamètre.

I.3.3 TBM à roue à coupe :

les TBM à roue à coupe ont une grande roue à l'avant de la machine qui est équipée de couteaux ou de disques de coupe. Lorsque la TBM est mise en marche, la roue à coupe tourne et coupe le sol en morceaux qui sont ensuite transportés par un système de convoyeurs vers l'arrière de la machine, où ils sont évacués du tunnel. Les TBM à roue à coupe sont souvent utilisées pour creuser des tunnels dans des sols durs ou rocheux, car elles peuvent être plus efficaces que les autres types de TBM dans ces conditions.

Les TBM à roue à coupe sont utilisées pour creuser des tunnels pour une variété d'applications, notamment pour les métros, les tunnels ferroviaires, les tunnels routiers et les tunnels pour l'eau et les égouts. Ces machines peuvent être très grandes et coûteuses à construire et à exploiter, mais elles sont souvent considérées comme une méthode plus rapide et plus sûre pour creuser des tunnels que les méthodes de forage manuel ou mécanique.

I.3.4 TBM à bouclier :

est une machine utilisée pour creuser des tunnels souterrains en utilisant un bouclier de forage pour protéger les ouvriers et le tunnel en construction. Le bouclier de forage est une structure cylindrique qui avance lentement dans le sol, soutenue par des vérins hydrauliques et poussée par des moteurs électriques.

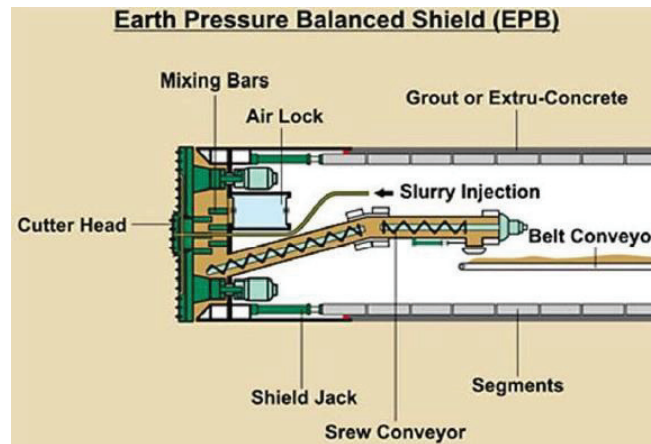
Le TBM creuse le sol en utilisant une tête de forage qui peut être équipée de différents types d'outils, tels que des disques de coupe, des pics, des couteaux, des forets ou des fraises. Les débris de roche et de sol sont évacués par des convoyeurs ou des conduits à l'arrière du bouclier de forage.

I.3.5 TBM à pression de terre (TBM fermé) :

Ce type de tunnelier est la technique la plus récente, son principe consiste à soutenir le front de taille par la mise en pression des déblais abattus placés dans la chambre d'abattage. Il faut donc excaver le sol « à volume constant » : le débit excavé par la roue de coupe doit être égal au débit évacué afin de minimiser le mouvement de terrain. L'abattage des terrains s'effectue par une

roue de coupe munie d'outils. La puissance de la tête d'abattage doit également assurer le brassage des matériaux abattus dans la chambre.

L'évacuation des déblais est effectuée soit par des convoyeurs à vis par fois associés à d'autres dispositifs de décharge, soit par des matériels roulants (trains, camion).



I.1.1 Figure I.1 : Tunnelier à pression de terre (TBM type EPB).

Ce type de tunnelier peut être utilisé pour tous les types de sol qui présentent une consistance favorable à la transmission des pressions de confinement et au remplissage de la vis d'extraction des déblais. Elle est adaptée aux sols dont la perméabilité est assez importante entre (10-3 et 10-4m/s) et aussi aux terrains présentant des discontinuités ponctuelles. Ce type de terrain nécessite un confinement local, alors la conception de cette machine donne la possibilité d'un passage facile du mode fermé au mode ouvert.

Le développement technologique a donné donc la possibilité d'assurer la stabilité du front de taille dans des sols argileux extrêmement fins, ce qui n'a pas été possible avant même en employant une méthode supplémentaire. De plus, de nouveaux matériaux ont été développés récemment utilisés pour l'injection des vides annulaires qui peuvent consolider immédiatement et maintenir la plasticité.

I.4 CRITÈRES DE CHOIX DU TBM :

D'abord on parle sur les Facteurs influençant les performances du tunnelier TBM.

Les performances d'un tunnelier TBM (Tunnel Boring Machine) peuvent être influencées par plusieurs facteurs, tels que :

Le type de roche : la résistance, la dureté et la fracturation de la roche ont un impact direct sur les performances du TBM. Les roches tendres telles que l'argile ou le sable sont plus faciles à creuser qu'une roche dure comme le granite.

Le diamètre du tunnel : un tunnel de plus grand diamètre nécessitera un TBM plus grand et plus puissant pour creuser efficacement.

La pression d'eau : une pression élevée de l'eau souterraine peut entraîner des difficultés de creusement en raison de l'accumulation de boue et de la saturation de la zone de travail.

La présence de gaz : la présence de gaz inflammables tels que le méthane nécessite des précautions spéciales pour éviter les risques d'explosion.

La vitesse d'avancement : une vitesse élevée d'avancement peut entraîner une usure prématurée de l'équipement ou une dégradation de la qualité du tunnel.

La maintenance de l'équipement : une maintenance régulière et adéquate de l'équipement est nécessaire pour maintenir des performances optimales.

La compétence des opérateurs : une expérience et une formation adéquates des opérateurs de TBM sont essentielles pour optimiser les performances de la machine.

Les conditions environnementales : les conditions météorologiques telles que la température, l'humidité et la présence de neige peuvent avoir un impact sur les performances du TBM.

La qualité du projet de tunnel : un projet bien conçu et planifié, avec des études géologiques et géotechniques approfondies, peut améliorer les performances du TBM en réduisant les risques d'imprévu et de retards.

En deuxième lieu, on parle sur le choix d'un tunnelier qui dépend de plusieurs critères :

Le type de sol : le type de sol à traverser est un facteur important à considérer lors du choix d'un tunnelier. Les tunneliers sont conçus pour travailler dans des sols spécifiques tels que les sols durs, les roches, les sols meubles, etc.

La longueur et le diamètre du tunnel : la longueur et le diamètre du tunnel à creuser sont des facteurs critiques dans le choix du tunnelier. Certains tunneliers sont conçus pour creuser de petits tunnels, tandis que d'autres sont conçus pour creuser de plus grands tunnels.

La profondeur du tunnel : la profondeur à laquelle le tunnel doit être creusé est également un facteur important dans le choix du tunnelier. Certains tunneliers peuvent fonctionner efficacement à des profondeurs plus grandes que d'autres.

Les conditions environnementales : les conditions environnementales telles que la température, l'humidité et la présence de gaz ou de substances chimiques peuvent également avoir un impact sur le choix du tunnelier.

Le coût et la disponibilité : le coût et la disponibilité des tunneliers sont des facteurs importants à considérer dans le choix final.

I.5 Paramètres utilisés dans la performance du tunnelier :

Les paramètres utilisés dans la prévision de la performance du tunnelier peuvent être classés en trois groupes :

1) Groupe 01 : les paramètres sont liés aux conditions de terrain : caractéristiques

géomécaniques, hydrogéologique et géotechniques telles que : résistance à la compression simple de la roche intacte, modules d'élasticité, angle de frottement interne, discontinuités, classification géomécanique (RQD, RMR, Q, Rmi ...etc.), les contraintes, perméabilité... etc.

2) Groupe 02 : les paramètres sont liés aux caractéristiques techniques de TBM : la

géométrie, les paramètres physiques et de fonctionnement des tunneliers.

3) Groupe 03 : logistique et d'autres paramètres : l'approvisionnement de la machine, l'expérience de l'opérateur et le personnel de TBM... etc.

I.6 Paramètres de performance :

Tous les modèles de prévision de la performance du TBM prévoient les mêmes paramètres de performance, à savoir :

I.6.1 Le taux de pénétration (the pénétration rate) :

Appelé aussi pénétration instantanée. Le taux de pénétration est la distance traversée par tunnelier au cours d'une seule rotation de la roue de coupe (cutterhead) en millimètres par tour

(mm/tr). Il est exprimé par différents symboles tels que : « p », « P », « pr » ou « ROP ». L'évaluation du taux de pénétration est pour : un moment donné, dans une section définie du tunnel (taux moyen), dans une formation géologique définie.

I.6.2 Le taux d'avancement du tunnelier (the advance rate of the TBM) :

Appelé aussi la vitesse de l'excavation. C'est la distance d'avancement d'un tunnelier au cours d'une période de temps définie. Il est exprimé soit en mètre par heure [m/h], soit en mètre par semaine [m/s], soit en mètre par mois [m/mois]. Tandis qu'il n'est pas un creusement continu par le tunnelier ; donc il y a une différence entre le taux d'avancement apparent et réel. Ce dernier comprend aussi les arrêts du tunnelier en raison de différentes causes tels que : la maintenance, dysfonctionnement d'alimentation ...etc.

I.7 PHASES DE CREUSEMENT PAR TUNNELIER :

Le creusement des tunnels par tunnelier (TBM) passe par différentes étapes successives ou simultanées. Le fonctionnement du tunnelier varie selon son type, mais il suit toujours le même principe :

I.7.1 Excavation du terrain :

C'est le découpage du sol dans la chambre d'abattage à l'aide d'une roue de coupe qui est munie de différents types d'outils selon le type du sol (dents et/ou molettes). Dans le cas des sols fins, l'utilisation des dents de la roue peut assurer l'excavation qui doit se réaliser avec un confinement (tunnelier à front pressurisé).

I.7.2 Pour faire avancer le tunnelier dans le sol :

Les vérins s'appuient contre les voussoirs déjà installés pour pousser la tête du tunnelier vers le front de taille. La rotation de la roue de coupe sous l'action de la poussée des vérins assure l'avancement de la tête qui excave le sol simultanément. Dans le cas du creusement par un tunnelier à pression de terre, cette simultanéité permet de contrôler la pression appliquée au front.

I.7.3 Stabilité du front de taille :

Pendant la phase de creusement, la stabilité du front de taille peut être assurée par différentes techniques selon le type de sol et de tunnelier utilisé. Pour les sols cohérents qui n'ont pas subi une charge hydraulique, le soutènement de front peut être effectué mécaniquement par la tête de tunnelier. Dans les autres types de sol, ce confinement est une pressurisation assurée par une pression liquide (boue), air comprimé ou par les déblais de l'excavation (type pression de terre).

I.7.4 L'évacuation des matériaux excavés :

Elle se fait à l'arrière de la machine, au fur et à mesure de l'excavation et de l'avancement du tunnelier. Ces déblais seront transportés jusqu'à l'installation de décharge soit par une vis d'Archimède puis par berlines ou convoyeur à bande, soit directement par un convoyeur à bande. Dans le cas de l'utilisation de la boue dans la chambre d'abattage l'évacuation sera réalisée par pompage de la boue pour la filtrer et la traiter avant de la réutiliser au front.

I.7.5 Avancement du tunnelier :

Le tunnelier avance dans le terrain d'une certaine distance (1-2) m, mise en place du revêtement à l'abri de la jupe du tunnelier. Ce revêtement est généralement constitué de voussoirs préfabriqués en béton armé (d'une épaisseur variable selon le diamètre du tunnel), boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre les voussoirs d'un même anneau et des anneaux successifs.

I.7.6 La dernière phase :

Elle sera l'injection de ces vides annulaires par un mortier de bourrage pour améliorer la solidité du sol et diminuer le tassement de surface. L'injection doit se réaliser le plus rapidement possible après l'installation des anneaux. Le mortier peut être injecté de deux façons : radialement en traversant les anneaux, ou longitudinalement à l'arrière de la jupe.

I.8 Description du TBM utilisé dans le creusement du tunnel TABELLOUT :

Le tunnelier qui réalisera le creusement de la Galerie d'Amenée du lot n° 2 du barrage de TABELLOUT sera une machine neuve construite par la société HERRENKNECHT.

Le tunnelier est composé des éléments suivants :

- Un bouclier (« *shield* »)
- Un train suiveur (« *back-up* »)
- Un Californien mobile (« *california switch* »)

Le type de tunnelier retenu est un « **bouclier mécanisé ouvert sous roche dure simple jupe à appui longitudinal** ».

Un tunnelier à simple jupe (« *simple shield* ») prend appui sur le dernier anneau de voussoirs posé pour avancer. Il ne prend pas appui sur le rocher encaissant.

La mise en place de l'anneau de voussoirs se fait à la fin d'une poussée complète.

I.8.1 PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES DU TUNNELIER :

Type de tunnelier	Bouclier mécanisé roche dure à simple jupe et à appui longitudinal	
Diamètre d'excavation nominal	4.300	mm
Diamètre maximal d'excavation	4.400	mm
Rayon de courbure mini possible	250	ml
Pente maxi possible	2,0	%
Diamètre extérieur de l'anneau de voussoirs	4.000	mm
Diamètre intérieur de l'anneau de voussoirs	3.500	mm
Épaisseur des voussoirs	250	mm
Longueur totale du bouclier	9520	mm
Longueur du tunnelier train suiveur compris	238	ml ≈
Longueur du californien mobile	155	ml ≈
Poids du bouclier	215	Tonnes ≈
Poids du train suiveur	406	Tonnes ≈
Poids du californien mobile	40	Tonnes ≈

I.8.2 DESCRIPTION DU BOUCLIER :

Le bouclier est la tête du tunnelier, qui assure la foration, la pose de l'anneau de voussoirs et le guidage. Afin de diminuer les risques de blocage du bouclier dans des terrains bouillants ou convergents, le bouclier a été réalisé de forme conique. La conicité totale sur la longueur du bouclier est de 60 mm.

Diamètre nominal de l'excavation	4.300	mm
Diamètre avant du module d'entraînement	4.265	mm
Diamètre arrière du module d'entraînement	4.200	mm
Diamètre avant du module de poussée	4.190	mm
Diamètre arrière du module de poussée	4.182	mm
Diamètre arrière de la jupe	4.170	mm
Épaisseur de la tôle des modules d'entraînement et de poussée	40	mm
Épaisseur de la tôle de la jupe	30	mm

Le bouclier a été dimensionné aux éléments finis selon les normes DIN 18800 T1-T4 et recommandations DAUB 7/2005, équivalents allemands des normes françaises AFNOR et recommandations AFTES.

I.8.3 LA ROUE DE COUPE :

La roue de coupe est la partie avant du tunnelier qui assure l'abattage de la roche.

La roue de coupe est adaptée pour la foration en roches dures avec 27 molettes et 4 godets racleurs. En cas de rencontre de terrain trop tendre pour les molettes, toutes les molettes pourront être remplacées par des dents pour terrain tendre.

La roue de coupe est conçue pour forer en rotation monodirectionnelle.

L'avant de la roue de coupe est recouvert de plaques de protection contre l'abrasion.

L'accès dans la chambre d'abattage peut être fermé par une guillotine hydraulique qui permet de limiter l'entrée de boue et de rocher dans la jupe en cas de terrains particulièrement bouillants.

Roue de coupe	
Diamètre de foration nominal (molettes 17")	4.300 mm
Diamètre de foration surcoupe (molettes 18")	4.352 mm
Diamètre de foration maximal (molettes 18" + cales)	4.399 mm
Diamètre sur racleurs	4.264 mm
Longueur totale de la tête	1.750 Mm
Poids de la tête	37 Tonnes ≈
Nombre total de disques	27 U
Dont molettes simples	19 U
Et molettes doubles	4 (x2) U
Espacement moyen des pistes de molettes	79 mm
Diamètre des molettes standard (17 ")	432 mm
Effort maximal toléré sur molette	267 KN
Effort total maximal à la tête	7.209 KN
Godets racleurs	4 U
Points d'injection d'eau	4 U
Taux d'ouverture total de la tête	19,3 %

I.8.4 LE MODULE D'ENTRAÎNEMENT

Le module d'entraînement est la partie avant du bouclier. Il comprend notamment :

- Le roulement principal sur lequel est fixée la roue de coupe
- Les moteurs électriques et les réducteurs
- Les 2 patins stabilisateurs, qui limitent les vibrations et les mouvements latéraux du bouclier lors de la foration.

- Le joint d'articulation et ses 8 vérins, qui permettent d'orienter le module d'entraînement et la roue de coupe dans toutes les directions afin de permettre le guidage du bouclier, et de relever le centre de la tête en cas de surcoupe.

Nombre de moteurs	5 U
Puissance des moteurs	5 x 250 KW = 1.250 KW
Couple total	Nominal 2.101 KN.m
	Maximal 2.732 KN.m
	Déblocage 3.152 KN.m
Vitesse de rotation maxi	10,5 rpm
Stabilisateurs	
Stabilisateurs en partie haute du module d'entraînement	2 U
Course des vérins	150 mm
Poussée unitaire des vérins @ 400 bars	615 KN
Surface d'appui unitaire des patins	
Joint d'articulation	
Nombre de vérins	8 U
Fournisseur MONTANHYDRAULIK	
Course des vérins	200 mm
Poussée unitaire @400 bars	1809 KN
Poussée totale @ 400 bars	14.472 KN

I.8.5 LE MODULE DE POUSSÉE ET LA JUPE

Le module de poussée est la partie du bouclier dans laquelle sont montés les vérins de poussée qui assurent l'avancement de la machine lors du creusement, en poussant sur la face avant du dernier anneau posé.

Il y a au total 12 vérins de poussée, répartis en 4 groupes de 3 vérins (A, B, C et D). Les 3 groupes du bas sont orientables pour compenser le couple transmis au bouclier lors de la foration.

Les vérins de poussée travailleront en mode normal à une pression de 400 bars. En situation exceptionnelle (déblocage par exemple) une pompe hydraulique spécifique pourra être mise en route pour augmenter la pression à 500 bars et gagner 4.560 KN de poussée supplémentaire.

La poutre principale qui lie le bouclier au train suiveur est fixée au bouclier dans le module de poussée.

La jupe du tunnelier est équipée d'un joint de queue qui évite la circulation des produits de remplissage du vide annulaire au-delà de l'arrière du bouclier.

Le joint de queue est composé de :

- 1 rangée d'écailles vers l'extérieur sur 360 °
- 2 rangées de brosses vers l'intérieur en partie basse sur 90°
- 1 rangée d'écailles vers l'intérieur en partie haute sur 270°

I.8.6 LA SONDEUSE

Le tunnelier est équipé d'une sondeuse modèle COP 1838 montée sur une structure tournante, afin de faire des forages destructifs auréolaires autour du bouclier.

Un système d'enregistrement de paramètres peut être installé sur la sondeuse pour faire des sondages de reconnaissance.

Le bouclier est pourvu de 16 trous auréolaires pour faire des sondages :

- 14 à travers la jupe suivant un angle de 8° avec l'axe du tunnel

- 2 à travers la tête du bouclier suivant un angle de 3° avec l'axe du tunnel

Marteau de la sondeuse	
Marque ATLAS COPCO modèle COP 1838 ME	
Puissance de frappe	18 KW
Fréquence de frappe	60 Hz
Vitesse de rotation maxi	215 Tr/min
Poids	170 Kg
Longueur des barres admise	1.830 mm
Diamètre de foration maxi	102 mm

I.8.7 LE GUIDAGE

Le tunnelier est équipé avec le système de guidage UNS (Universal Navigation System). Le système UNS est complété par un module HWL (Hydrostatic Water Levelling) et un module GNS.

Dans cette configuration les éléments de mesure suivants sont installés sur le tunnelier :

- Un système de niveau à eau hydrostatique qui détermine l'altitude du bouclier par le biais d'un capteur de référence situé à une position fixe sur les voussoirs au niveau du train suiveur
- Des inclinomètres dans le bouclier mesurent son roulis et son tangage
- Un gyroscope orienté au nord, spécifiquement conçu pour les tunneliers est installé dans le bouclier et donne sa direction par rapport à un axe déterminé
- Des capteurs d'élongation au niveau des vérins de poussée et au niveau du joint d'articulation du bouclier

I.8.8 DESCRIPTION DU TRAIN SUIVEUR

Le train suiveur est composé de 23 remorques accrochées au bouclier par la poutre principale. Le bouclier tracte le train suiveur pendant la foration.

Le train suiveur roule sur la voie ferrée fixée dans les voussoirs en arrière du bouclier. Des roues latérales empêchent que les remorques ne basculent.

Un chemin piéton est aménagé sur toute la longueur du train suiveur.

I.8.9 VENTILATION

Une gaine de ventilation souple d'un diamètre de 1100 mm est installée dans toute la galerie. Depuis la plateforme extérieure, des ventilateurs soufflants alimenteront le tunnelier en air frais. Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, 2 ventilateurs de reprise seront installés en galerie. Ainsi au moins **8,0 m³/s** arriveront toujours à l'arrière du train suiveur.

Un ventilateur soufflant installé sur la remorque 23 soufflera **7 m³/s** jusqu'à 25 m du front environ par des gaines de ventilation rigides positionnées sur le train suiveur.

Un système d'aspiration des poussières d'une capacité de **3,33 m³/s** aspirera l'air de la chambre d'abattage et le fera circuler à travers un dépoussiéreur sur la remorque n° 12, puis rejettera l'air filtré à 137 m du front.

Ventilateur soufflant	
Fournisseur KORFMANN GMBH	
Puissance	2 x 22 KW
Diamètre	700 mm
Dépoussiéreur	
Fournisseur KORFMANN GMBH	
Capacité	200 m³/min
Nombre de filtres	84 U
Surface de filtration	87 m²
Ventilateur aspirant	
Fournisseur KORFMANN GMBH	
Puissance	7,5 KW
Diamètre	500 mm

I.8.10 ÉVACUATION DES DÉBLAIS

Les déblais sont chargés par les godets de la chambre d'abattage dans un convoyeur à bande dans la tête. Ce convoyeur primaire appelé C1 se déverse dans un convoyeur secondaire appelé C2. Le convoyeur secondaire transporte les matériaux jusqu'à la remorque n° 11 où les déblais se déversent dans les berlines à marinage en attente sur le tunnelier.

Le convoyeur C1 est télescopique afin de le reculer pour permettre d'accéder à la chambre d'abattage (pour des contrôles, des maintenances, etc.).

Convoyeur à bande	
Fournisseur H+E LOGISTIK	
Longueur convoyeur C1	14 m
Longueur convoyeur C2	104 m
Largeur de la bande	650 mm
Vitesse de la bande	2,5 m/s
Capacité	120 m³/h
Motorisation	2 x 22 KW

I.8.11 LUTTE CONTRE L'INCENDIE

Le tunnelier est pourvu de ses propres systèmes de lutte contre l'incendie :

*Un total de 204 sprinklers sont installés sur l'ensemble du tunnelier au niveau du passage piéton.

À l'arrière du TBM, les sprinklers forment un rideau d'eau.

Le débit unitaire des sprinklers est de 3,3 L/min, soit au total 670 L/min.

Plusieurs interrupteurs d'alerte sont disposés sur le tunnelier. L'activation manuelle d'un de ces boutons met en service l'aspersion sur l'ensemble de la machine.

*Le groupe hydraulique principal de la remorque n° 2 et le transformateur 2200 KW de la remorque 14 sont équipés d'un système d'extinction à mousse. Si les capteurs de température (2U) placés sur l'installation détectent une chaleur anormale, une alarme visuelle et sonore se met en route et l'aspersion de mousse est alors mise en service manuellement. Une aspersion

automatique n'est pas souhaitable à cause des dégâts qui entraîneraient une mise en service inopinée.

*Les variateurs des remorques 9 et 10 sont équipés d'un système d'extinction automatique à CO₂.

Des capteurs de fumée (4U) mettent en service automatiquement une aspersion de CO₂ en cas de détection d'incendie.

Chapitre II

Généralité sur le transfert d'eau

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter une synthèse bibliographique sur les transferts d'eau qui traversent par des galeries hydrauliques ou souterraines. Ceci est considéré comme un sujet d'importance dans le domaine des travaux publics et de l'hydraulique. Les galeries souterraines sont souvent utilisées pour transporter l'eau sur de longues distances pour les besoins en eau potable rencontrés dans notre projet, l'irrigation, la production d'énergie hydroélectrique, la gestion des eaux pluviales et des eaux souterraines, entre autres applications.

II.2 Définition sur le transfert d'eau :

Le transfert d'eau est le processus de déplacement de l'eau d'un endroit à un autre, généralement dans le but de fournir de l'eau potable, de l'eau d'irrigation ou de l'eau pour des usages industriels ou commerciaux. Il existe différentes méthodes de transfert d'eau, notamment le pompage, le transport par canalisation, le transport par camion-citerne, le transport par barge ou par train, ainsi que la méthode de transfert d'eau à travers des galeries souterraines ou hydrauliques.

II.3 Les types de transfert d'eau :**II.3.1 Le pompage :**

Est une méthode courante de transfert d'eau, qui implique l'utilisation de pompes pour extraire l'eau d'une source, comme un puits ou un lac, et la transporter à un endroit désigné. Les canalisations sont également largement utilisées pour le transfert d'eau, où l'eau est transportée à travers des tuyaux en acier, en béton ou en plastique.

II.3.2 Le transport par barrage ou par train :

Le transport d'eau par barrage ou par train peut être une méthode efficace pour transporter de grandes quantités d'eau sur de longues distances. Cependant, cela nécessite souvent une infrastructure importante, telle que des ports maritimes, des voies navigables et des voies ferrées, ainsi que des coûts élevés pour le transport et la gestion de l'eau. De plus, cela peut avoir un impact sur l'environnement, notamment en ce qui concerne les émissions de gaz à effet de serre associées au transport.

II.3.3 Le transport d'eau par barrage

Implique le transport de l'eau sur des barrages fluviaux ou maritimes. Les barrages sont généralement remorqués par des navires, ce qui permet de transporter de grandes quantités d'eau sur de longues distances. Cette méthode de transfert d'eau est couramment utilisée pour approvisionner en eau les régions côtières ou les îles qui ne disposent pas de sources d'eau douce sur place.

II.3.4 Le transport d'eau par train

Implique l'utilisation de wagons-citernes pour transporter de l'eau d'un endroit à un autre. Cette méthode est couramment utilisée dans les régions éloignées où il n'y a pas de voies navigables pour le transport par barge. Les wagons-citernes peuvent être remplis d'eau à partir de sources d'eau douce, puis transportés par train vers les zones qui en ont besoin.

II.3.5 Le transport par canalisation :

Est une méthode courante de transfert d'eau qui implique le transport de l'eau à travers des canalisations, généralement en acier, en béton ou en plastique.

Les canalisations sont souvent utilisées pour transporter de l'eau sur de longues distances, à partir de sources d'eau douce telles que les rivières, les lacs ou les nappes phréatiques,

jusqu'aux zones où elle est nécessaire pour l'irrigation, la consommation humaine ou les usages industriels. Les canalisations peuvent également être utilisées pour transporter des eaux usées pour le traitement.

II.3.6 Transfert d'eau à travers des galeries souterraines ou hydrauliques :

Le transfert d'eau à travers des galeries souterraines ou hydrauliques est une méthode de transfert d'eau qui consiste à utiliser des galeries creusées dans le sol ou dans la roche pour acheminer l'eau d'un endroit à un autre. Cette méthode présente plusieurs avantages. Tout d'abord, il est souvent plus efficace que d'autres méthodes de transport d'eau, car l'eau peut être acheminée directement à partir de la source jusqu'à son lieu d'utilisation, sans avoir besoin de la pomper ou de la traiter. De plus, les galeries souterraines et hydrauliques sont souvent moins vulnérables aux pertes d'eau par évaporation ou par infiltration, ce qui peut rendre cette méthode plus efficace que d'autres méthodes de transfert d'eau.

Cependant, le transfert d'eau à travers des galeries souterraines ou hydrauliques peut également présenter des défis. Il peut être coûteux de construire et d'entretenir les galeries, en particulier si elles traversent des terrains difficiles ou des zones à risque de catastrophes naturelles. De plus, le transfert d'eau à travers des galeries souterraines ou hydrauliques peut parfois avoir un impact sur l'environnement, en perturbant les écosystèmes locaux ou en réduisant la quantité d'eau disponible pour d'autres utilisations.

En résumé, cette méthode est une méthode efficace de transfert d'eau qui peut être utilisée pour acheminer de l'eau souterraine ou de surface vers des zones où elle est nécessaire. Cependant, cette méthode doit être planifiée et mise en œuvre avec soin pour minimiser les impacts négatifs potentiels et maximiser les avantages.

II.4 Démarrage et l'arrivée d'eau dans les grands transferts :

Le démarrage d'un grand transfert d'eau nécessite des essais préliminaires pour évaluer la capacité des canalisations et des équipements, ainsi qu'une surveillance attentive de la pression et du débit d'eau pendant la mise en service. L'arrivée d'eau, quant à elle, nécessite une régulation précise du débit pour éviter les surpressions et les sous-pressions dans les canalisations et les équipements.

II.4.1 Le démarrage

Le démarrage d'un grand transfert d'eau nécessite une planification minutieuse et une coordination efficace entre les différents acteurs impliqués. Les auteurs recommandent de réaliser des essais préliminaires pour évaluer la capacité des canalisations et des équipements, et de surveiller attentivement la pression et le débit d'eau pendant la mise en service pour éviter les ruptures ou les fuites.

Concernant l'arrivée d'eau, la régulation précise du débit d'eau est essentielle pour éviter les surpressions et les sous-pressions dans les canalisations et les équipements. Les auteurs recommandent l'utilisation de vannes de régulation et de soupapes de sécurité pour maintenir un débit d'eau constant et éviter les dommages aux infrastructures.

II.4.2 Démarrage et l'arrivée d'eau d'un transfert d'eau entre deux barrages :

Le processus de démarrage d'un transfert d'eau entre deux barrages est crucial pour éviter les dommages aux infrastructures et aux canaux. Il est recommandé de surveiller attentivement la pression et le débit d'eau pendant cette étape pour éviter les ruptures ou les fuites de canalisation. L'étude suggère également de réguler le débit d'eau en utilisant des vannes de dérivation et des soupapes de régulation pour éviter les pertes d'eau.

Concernant l'arrivée d'eau, le débit d'eau doit être régulé de manière précise pour assurer la sécurité et la stabilité du barrage de réception. L'étude recommande l'utilisation de dispositifs de régulation tels que des vannes de régulation pour maintenir un débit d'eau constant et éviter les surpressions et les sous-pressions.

II.5 Critères de tracé de la conduite de transfert

La faisabilité et la rentabilité d'un projet de transfert dépendent essentiellement de l'étude technico-économique qui justifiera le bon choix des investissements à réaliser.

Cette étude portera sur une comparaison entre plusieurs variantes présentant des caractéristiques optimales.

Afin de définir les variantes les plus technico-économiques. Il est essentiel d'appuyer nos Choix et méthodes de tracés sur des critères définissant la bonne conduite à avoir lors de la conception et la projection du tracé.

II.5.1 Critères techniques

Les critères techniques sont comme suit :

- Avoir des vitesses d'écoulement raisonnables dans les conduites en charge afin de Minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne ;
- Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation volontaire ou involontaire, de minimiser sa maintenance et réduire l'effet de la dilatation thermique ainsi que son impact environnemental, une pose enterrée de la conduite devraient être envisagées dans la mesure du possible en évitant les excavations Importantes de roche ;
- Évitez les zones d'instabilités qui peuvent conduire au déboîtement des joints et à des déformations excessives de la conduite ;
- Éviter l'entrée de polluants par fonctionnement en dépression (points hauts).
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible de telle sorte qu'il ne peut pas se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières peuvent être très dangereuses lors de phénomènes transitoires (coups de bélier) ;
- Faciliter la collecte de l'air en des points hauts de façon naturelle ou artificielle. Projeter le tracé de la conduite près des routes et chemins pour faciliter le transport des matériaux et de la main-d'œuvre ;
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées ce qui nous évite la pose en pente raide.

II.5.2 Critères économiques

Les critères économiques sont comme suit :

- Limiter la vitesse d'écoulement de telle sorte à minimiser les pertes de charge, réduisant ainsi le système de pompage et les coûts d'énergie lors de l'exploitation ;
- Avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible ;
- Recenser les propriétés publiques susceptibles d'être traversées et éviter dans la mesure du possible les zones d'habitations et les propriétés nécessitant des indemnités ;
- Minimiser les ouvrages conduisant à des surcoûts de réalisation : traversée de rail, de chaussée, passages aériens et conduites autoportées pour la traversée de thalwegs profonds, tunnels, butées et contre butées lors de changements brusques de direction... ;
- Avoir le moins de pièces spéciales possible en adoptant un profil régulier optimal (purgeurs, ventouses, protection anti bélier...) ;
- Éviter les terrains rocheux et zones instables nécessitant des frais de pose plus importants.

II.6 Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subis par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- Éviter le maximum possible sur les pentes et contre-pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évaluable.
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des Coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Dans notre projet nous proposons deux tracés pour la conduite du transfert :

- 1^{er} tracé :

Entre la station de reprise SR1 et la station de pompage SP2, une galerie 13.42 km traversant les hautes montagnes entre la cote amant 600 NGA et la cote aval 584 NGA (voire la figure)

- 2^{ème} tracé :

La conduite passera par les hautes montagnes sur une longueur de 28.6 km entre la côte amant 600 NGA et la côte avale 590 NGA (voire la figure)

II.6.1 Étude comparative des deux tracés :**➤ 1^{er} tracé :**

-Excavation : le volume des excavations est : $V = S_{exc} \times L$

tq S_{exc} : surface excavée ; $S_{exc} = 21.88 \text{ m}^2$

II.1.1 L : longueur de la galerie. $L = 13420 \text{ m}$.

**Donc : $V = 21.88 \times 13420$
 $= 293629.6 \text{ m}^3$**

II.1.2 -Béton : le volume du béton est :

$V_{béton} = S_{béton} \times L$

$S_{béton} = S_{totale} - S_1$

$S_{béton}$: section de béton

L : longueur de la galerie

$S_{béton} = 21.88 - 14.32$

II.1.3 $= 7.56 \text{ m}^2$

Donc : $V_{béton} = S_{béton} \times L$

**II.1.4 $= 7.56 \times 13420$
 $= 101455.2 \text{ m}^3$**

Prix unitaires :

Excavation : $1 \text{ m}^3 \longrightarrow 348 \text{ DA}$

Béton armé : $1 \text{ m}^3 \longrightarrow 32000 \text{ DA}$

Prix total approximatif (p) :

$$P = 348 \times 293629.6 + 32000 \times 101455.2$$

II.1.5 = 3.348.749.501 DA. (3 milliards et 348 millions de dinars).

➤ **2^{ème} tracé :**

Nombre de stations de pompage : n = 4 stations.

Nombre de réservoirs tampons : n = 4 réservoirs.

Autres ouvrages : brises charge.

Longueur totale du tracé : l = 28600 m.

Diamètre de la conduite : Ø 2000.

Prix du mètre linéaire de conduite (ml) Ø2000 :

1 ml —————→ 103196 DA

1 ml —————→ 1540 DA.

Remblai :

1 ml —————→ 14001 DA.

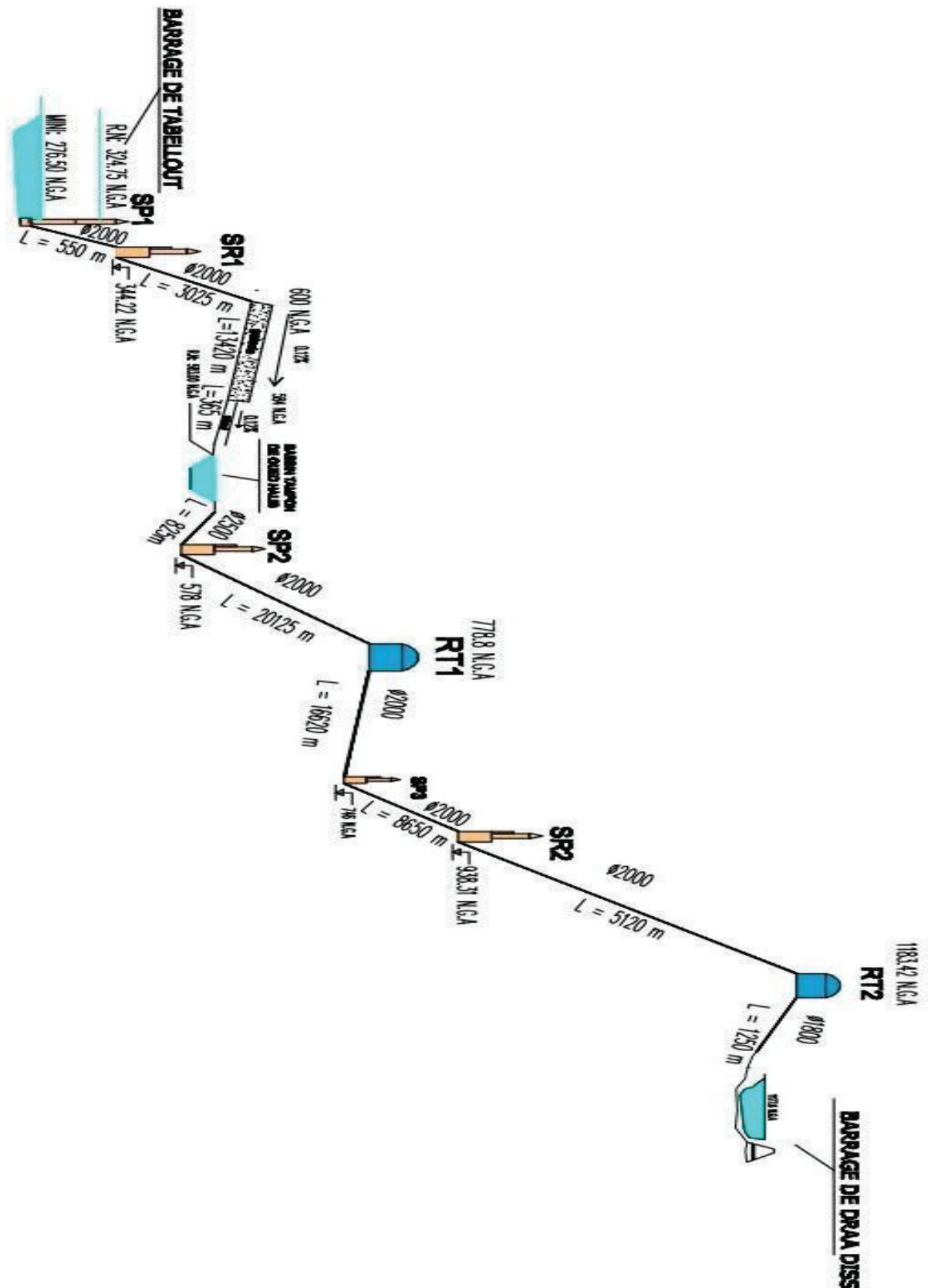
Donc le prix total de la conduite est :

$$P = (103196.59 + 1540.48 + 14001.53) \times 28600$$

II.1.6 = 3.395.923.960 DA (3 milliards et 396 millions de dinars).

II.6.2 Conclusion :

D'après l'étude comparative des deux tracés, nous pouvons conclure que la 2eme variante (sans tenir compte des stations de pompage, de reprise et d'autres travaux) revient excessivement ce qui nous oblige à opter par la première variante.



II.1.7 Figure II.1 : Schéma hydraulique du transfert

II.7 Dimensionnement d'une galerie hydraulique :**II.7.1 Introduction :**

Le dimensionnement d'une galerie hydraulique (ou tunnel hydraulique) est une tâche complexe qui nécessite une compréhension approfondie des principes de l'ingénierie hydraulique et de la géologie. Cette galerie doit être conçue pour transporter l'eau d'un point à un autre, en passant souvent à travers des terrains difficiles tels que des montagnes ou des collines. Le but de cette galerie est de fournir un moyen sûr et efficace de transporter l'eau sur de longues distances, tout en minimisant les pertes d'eau et les risques d'inondation.

Le dimensionnement d'une galerie hydraulique commence par une évaluation des conditions géologiques du terrain à traverser. Les caractéristiques géologiques, telles que la roche et le sol, auront un impact direct sur la conception de la galerie. En effet, certains types de roches ou de sols sont plus difficiles à percer que d'autres, ce qui peut augmenter la durée et les coûts de construction de la galerie.

Une fois que les caractéristiques géologiques ont été évaluées, les ingénieurs peuvent commencer à déterminer le débit d'eau nécessaire pour le projet. Le débit d'eau dépendra de plusieurs facteurs, tels que les besoins en eau de la région, le débit de la source d'eau et la distance à parcourir. Le débit d'eau peut être calculé en utilisant des données historiques de précipitation et de débit de rivières, ou en utilisant des modèles hydrologiques.

La vitesse de l'eau dans la galerie est également un facteur important à prendre en compte lors de la conception. Si la vitesse de l'eau est trop élevée, cela peut causer des dommages à la galerie et augmenter les risques d'érosion. Il est recommandé de maintenir la vitesse de l'eau en dessous de 5 m/s pour garantir une durée de vie maximale de la galerie.

Une fois que le débit d'eau et la vitesse de l'eau ont été déterminés, les ingénieurs peuvent commencer à concevoir la taille de la galerie. La taille de la galerie doit être suffisante pour permettre le passage de l'eau sans créer de résistance inutile, mais aussi assez petite pour réduire les coûts de construction et d'entretien. En général, il est recommandé de dimensionner la galerie de manière à ce que la hauteur de l'eau dans la galerie ne dépasse pas la moitié de la hauteur totale de la galerie.

Enfin, lors de la conception d'une galerie hydraulique, il est important de prendre en compte les risques potentiels tels que les risques d'inondation, d'érosion et de rupture de la galerie. Des analyses de risque doivent être effectuées pour garantir la sécurité de la galerie et des personnes qui l'utilisent.

II.7.2 Les étapes pour dimensionner une galerie hydraulique :

Le dimensionnement d'une galerie hydraulique implique plusieurs étapes. Tout d'abord, il faut déterminer le débit d'eau à transporter à travers la galerie. Cette quantité d'eau doit être suffisante pour répondre aux besoins du projet, mais aussi tenir compte des fluctuations saisonnières ou annuelles du débit.

Ensuite, il est important de calculer la vitesse de l'eau dans la galerie. Cette vitesse doit être suffisante pour permettre un transport efficace de l'eau, mais pas trop élevée pour éviter l'érosion de la galerie.

La section transversale de la galerie doit également être déterminée en fonction du débit d'eau et de la vitesse recommandée. Cette section doit être suffisamment grande pour permettre une circulation efficace de l'eau tout en maintenant une vitesse raisonnable.

Il est également essentiel de tenir compte des caractéristiques géologiques et géotechniques de la zone où la galerie sera construite. La résistance du sol et de la roche environnante doit être

prise en compte pour assurer la stabilité de la galerie. La pente de la galerie doit également être soigneusement calculée pour maintenir un écoulement régulier de l'eau tout en évitant les points de stagnation.

Enfin, il est important de considérer les risques environnementaux, tels que les risques d'inondation, d'érosion ou de tassement du sol. Les normes de sécurité et les codes de construction doivent également être pris en compte pour garantir la sécurité et la durabilité de la galerie.

II.8 La géométrie d'une galerie hydraulique :

La géométrie d'une galerie hydraulique comprend plusieurs éléments tels que la section transversale, la pente, la longueur et la forme de la galerie.

La section transversale de la galerie peut varier en fonction des besoins du projet. Les formes les plus courantes sont la section circulaire, en fer à cheval, en forme de D, en U, en trapèze ou encore en forme ovale. La section circulaire est souvent utilisée pour les galeries de faible diamètre, car elle est facile à construire et à maintenir. La section en fer à cheval est couramment utilisée pour les tunnels plus larges, car elle permet un espace plus grand pour le passage de l'eau. La section en U est utilisée pour les galeries d'assainissement, car elle permet une hauteur d'eau constante même en cas de variation de débit.

La pente de la galerie est un facteur crucial pour assurer un écoulement régulier de l'eau et une vitesse appropriée. La pente doit être déterminée en fonction de la topographie du terrain et de la distance entre les points d'entrée et de sortie de la galerie. Une pente trop raide peut entraîner des turbulences de l'eau et une usure prématurée de la galerie, tandis qu'une pente trop faible peut causer des points de stagnation de l'eau et des dépôts de sédiments.

La longueur de la galerie est un élément important de la géométrie, car elle affecte la résistance et la stabilité de la galerie. Les caractéristiques géologiques et géotechniques de la zone où la galerie sera construite doivent être soigneusement prises en compte pour assurer la stabilité de la galerie.

Enfin, la forme de la galerie doit être conçue pour minimiser les risques d'accumulation d'eau, de blocage de l'écoulement de l'eau ou d'érosion. Des mesures de protection peuvent être prises, comme l'ajout de revêtements spéciaux pour réduire l'impact de l'eau sur les parois de la galerie et minimiser les risques d'érosion.

II.9 Conclusion :

En conclusion, les galeries hydrauliques souterraines sont une solution courante pour le transfert d'eau dans le domaine de génie civil et des travaux publics. Ces infrastructures offrent de nombreux avantages, notamment une meilleure protection contre les pertes d'eau, les risques d'évaporation et les impacts environnementaux négatifs. La conception et la construction de ces galeries nécessitent une attention particulière à la géométrie, à la qualité des matériaux de construction et à la stabilité structurelle. Les recherches et les études dans ce domaine ont permis de mieux comprendre les différentes variables qui influencent la conception et la construction de ces infrastructures. En outre, des techniques modernes de modélisation numérique ont été développées pour simuler et optimiser la performance des galeries hydrauliques souterraines. La combinaison d'approches expérimentales et de modélisation numérique a permis aux ingénieurs civils de concevoir et de construire des galeries hydrauliques souterraines plus efficaces, plus sûres et plus durables. En somme, les galeries hydrauliques souterraines sont une solution essentielle pour le transfert d'eau et leur conception et construction doit être prise au sérieux pour garantir leur performance et leur durabilité à long terme.

Chapitre III

Présentation du projet

III.1 INTRODUCTION

Dans les régions arides et semi-arides comme la région de Sétif, le transfert d'eau entre bassins hydrographiques n'est pas toujours juste un choix, mais c'est une nécessité. Alors un système de transfert « Est » a été réalisé entre les deux barrages de Tabellout (Jijel) vers Draa Diss (Sétif).

Ce projet de transfert "Sétif-Hodna" regroupe deux aménagements distincts dénommés respectivement :

- Le système "Ouest", dont la finalité est d'alimenter en eau potable (AEP) et en eau brute à usage d'irrigation la région de SÉTIF,
- le système "Est", dont la finalité est d'alimenter en eau potable (AEP) et en eau brute à usage d'irrigation la région d'EL EULMA.

Dans le cadre de la réalisation du Transfert entre les retenues de Tabellout et Draa Diss – Sétif – Hodna, système Est, Lot 2, on a réalisé une Galerie Canal de liaison – Bassin Tampon.

Dans le chapitre présent, nous allons présenter une identification et description du projet, ainsi que le tronçon objet d'étude dans ce travail, accompagné d'une caractérisation générale de la région du projet (Topographie, géologie...).

La zone géographique concernée par le projet est représentée sur les figures suivantes :



III.1.1 Figure III.1 : Carte générale de l'Algérie



Figure III.2 : Carte de situation de la zone du projet

III.2 Fiche technique du projet :

Intitulé du projet : Travaux de réalisation du Transfert entre les retenues de Tabellout et Draa Diss – Sétif – Hodna – Système EST – Lot 2.

Descriptif du projet : Étude et réalisation de GALERIE canal de liaison – bassin tampon.

Maître d'ouvrage : Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT).

Entreprises de réalisation : GEIE Razel (France)/CMC di Ravenna (Italie).

Bureau de contrôle et de suivi : Groupement SEA Consulting / Geodata.

Bureau d'étude : Groupement COYNE et BELLIER/SAFEGE.

Date début du projet : 2002.

III.3 Situation géographique :

Le projet est localisé entre les wilayas de Sétif, Mila et Jijel.

La galerie prend naissance au lieu-dit El Mardj, à proximité de la route reliant les localités de Boudria Beni Yadis et Sahel, et aboutit dans le versant rive droite de l'Oued Halib, non loin de Mechtat Lesnabe.

Pour une longueur de 13.442 m et une pente 0.12 %.

La galerie traverse Oued Lmnar, et dans cette zone il y a eu un effondrement.

III.4 Tronçon objet d'étude :

Notre tunnel s'étend sur un linéaire de 13.442 Km. Lors des travaux d'excavation du tunnel, certains problèmes ont été rencontrés au niveau de la zone Oued Lmnar. Alors, dans le cadre de la réalisation de notre mémoire de fin d'études, nous avons ciblé ce tronçon pour effectuer l'étude de la zone d'effondrement.

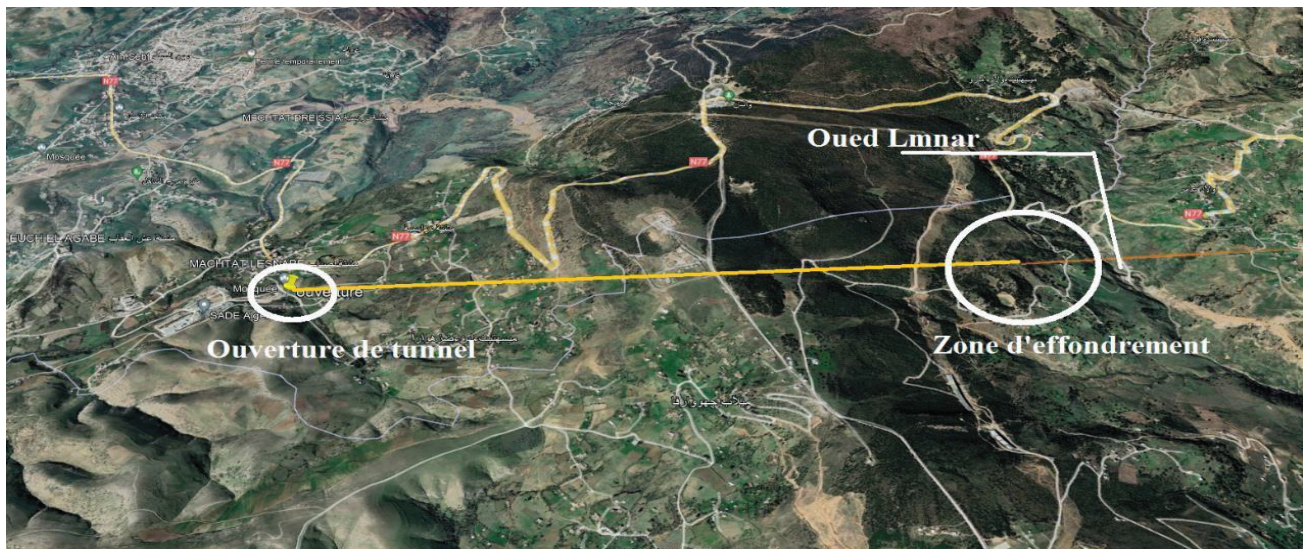


Figure III.3 : Photo satellitaire montrant la situation de la galerie et la zone d'effondrement

III.5 Topographie de la région :

Il s'agit d'une région constituée de hauts plateaux à une altitude moyenne de 970 m entourée, de montagnes assez élevées.

Le relief de la région est peu tourmenté et les conditions topographiques présentent certaines difficultés pour la réalisation de certains ouvrages.

III.6 Géomorphologie :

La galerie d'amenée traverse une région caractérisée principalement par le massif de Tamesguida, qui est formé par une couche de Grès Numidienne. Cette couche constitue les sommets des reliefs de la région. Cependant, la continuité de ces grès est interrompue par la présence de vallées orientées Est-Ouest, la principale étant la vallée de l'Oued Imnar. Cette vallée se développe le long d'une ligne structurale marquée par des failles et des plans de chevauchement. Ces structures géologiques font affleurer des formations du Crétacé supérieur, qui sont importantes pour la nappe de Djemila, dans le fond de la vallée de l'Oued Imnar.

III.7 Contexte géologique régional et anciennes formations :

La géologie de la zone d'intérêt pour le tunnel se caractérise par la présence de roches essentiellement marneuses, argileuses et gréseuses associées à des calcaires subordonnés, d'âge variable entre le Jurassique et l'Oligocène.

Le tracé de l'ouvrage traverse deux domaines principaux : le domaine de flysch Kabyles (Nappe Numidienne) et la nappe de Djemila.

Le domaine du flysch Numidiens, d'âge Oligo-Miocène, est constitué par des terrains sédimentaires essentiellement détritiques constituant une série argileuse et argilo-gréseuse surmontée par des grès et par des séries marneuses-détritiques plus récentes.

La nappe de Djemila est constituée de terrains sédimentaires marneux, calcaires et pelitiques allant du Trias au Lutétien.

III.8 Caractérisation hydrogéologique :

D'après les investigations de terrain et la visite du site du projet, on a pu donner les indications suivantes sur le contexte hydrogéologique de la région. Dans le secteur Sud, on a pu observer de nombreux puits indiquant la présence d'une nappe superficielle avec niveau proche de celui de surface et profondeur maximale inférieur à 10 m ; cette nappe se développe essentiellement dans la série numidienne constituée par un aquifère de grès et sables et un niveau de base étanche représenté par les argiles numidiennes.

III.9 Situation climatologique :

III.9.1 Altitudes :

Elles sont globalement comprises entre 300 et 1 300 mètres.

III.9.2 Climat :

La zone qui possède un climat tempéré méditerranéen a été chaude et sèche (Csa) selon la classification de Köppen-Geiger. Sur l'année, la température moyenne est de 18.5 °C et les précipitations sont en moyenne de 865.1 mm.

À titre de comparaison à Alger, la température moyenne annuelle est de 19.7 °C et les précipitations sont en moyenne de 672.3 mm.

Les précipitations moyennes annuelles sont comprises entre 200 et 560 mm par an, c'est-à-dire très faibles. Pour la ville d'EL EULMA, la moyenne sur la période 1914-1978 est de 375 mm. Pour la ville de SÉTIF, la moyenne sur une période de 40 ans est de 448 mm.

On observe un gradient de diminution en allant du nord vers le sud de la région :

Dans la région de SÉTIF : 448 mm (observations > 40 ans) avec un maximum à 1024 mm et un minimum à 235 mm, dans la région de GUELLAL : 346 mm (observations entre 25 et 40 ans) 50 % des précipitations ont lieu en automne/hiver, majoritairement sous forme de pluies et seulement 10 % en été.

III.1.2 Répartition en % des précipitations durant l'année à EL EULMA

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pourcentage %	12	10	09	10	11	06	02	03	08	09	09	11

III.10 Conclusion :

Pour conclure ce chapitre, et après la reconnaissance du terrain de la région, où notre projet est implanté, on peut dire que le terrain du projet n'est pas de bonne qualité. On a pu également déterminer les contraintes environnementales (d'une manière générale) qui peuvent influencer le déroulement du projet.

Ainsi, ces hypothèses doivent être vérifiées ou bien corrigées par la reconnaissance géotechnique du site de projet dans le chapitre suivant.

Chapitre IV

Étude géotechnique

IV.1 Introduction :

Comme pour tout projet de Génie Civil, les responsables d'un projet de tunnel suivent des étapes incontournables.

Pour les projets de tunnel ou des ouvrages souterrains en général, la reconnaissance géotechnique est l'étape la plus importante de l'étude, et les autres étapes ne sont qu'une suite logique de cette dernière.

Évidemment, les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation, etc.

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé d'un ouvrage est nécessaire, telle que les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques qui sont des facteurs importants. Ils déterminent le degré de difficulté et le côté de réalisation d'un ouvrage souterrain, en influençant le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction.

IV.2 Reconnaissances géotechniques :

Après avoir effectué un examen visuel du terrain et une prévision de la géologie du site de projet, il convient de programmer une campagne d'investigation pour assurer une bonne reconnaissance géotechnique du terrain, déterminer la nature des formations géologiques constituant notre massif et finalement pour avoir une idée générale du comportement de ce dernier.

La première chose à faire dans tous les projets est de faire une sortie sur le site du projet, pour avoir une idée sur la nature du terrain et donc prévoir sa réaction pendant la réalisation du projet.

IV.3 Le but de la campagne d'investigation :

Cette campagne a été planifiée dans le but d'acquérir des données en profondeur (de géologie, hydrogéologie et géotechnique), pour reconstruire un modèle géologique de référence suffisamment fiable.

Les investigations réalisées sont résumées dans le tableau suivant :

IV.1.1 Tableau IV.1 : Les investigation réalisées

Investigation	Nombre
Sondages carottés	12
Essais in situ	02
Essais de laboratoire	47

IV.3.1 Investigation menée pour la zone d'étude

Dans le but d'assurer une bonne reconnaissance géotechnique du terrain, une série de sondages a été réalisée le long du tracé du tunnel.

D'abord on va montrer le profil en long en précisant la zone d'effondrement.

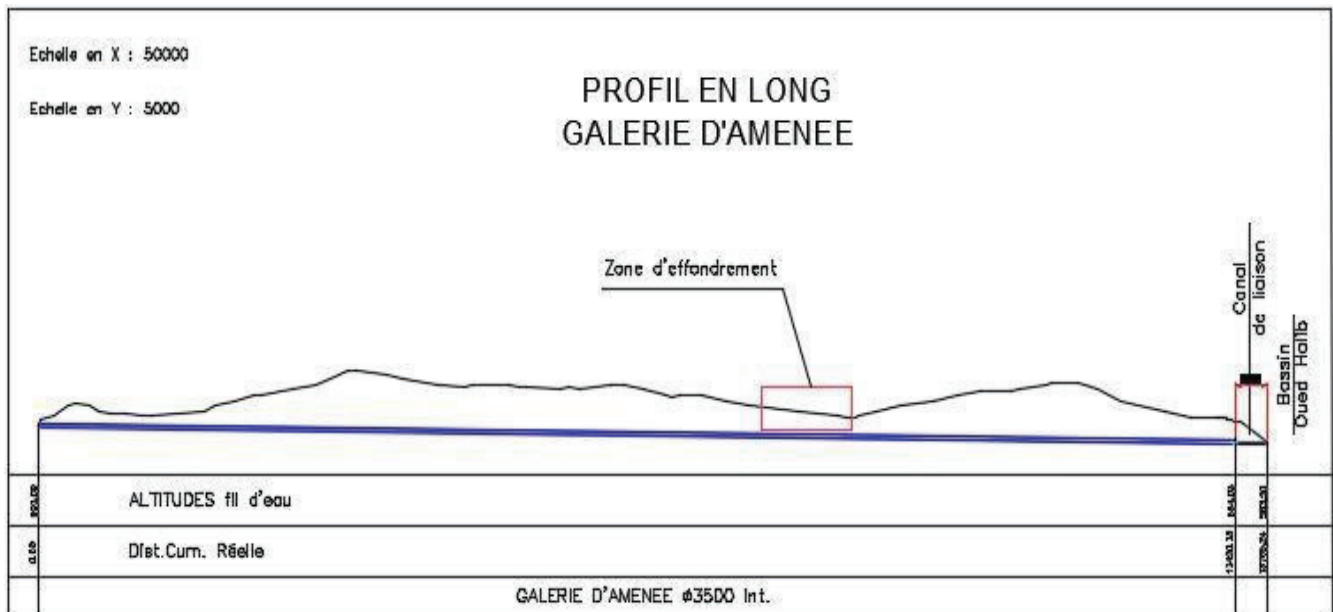


Figure IV.1 : Profil en long de la galerie

L'emplacement de quelques sondages est rapporté dans la figure suivante :

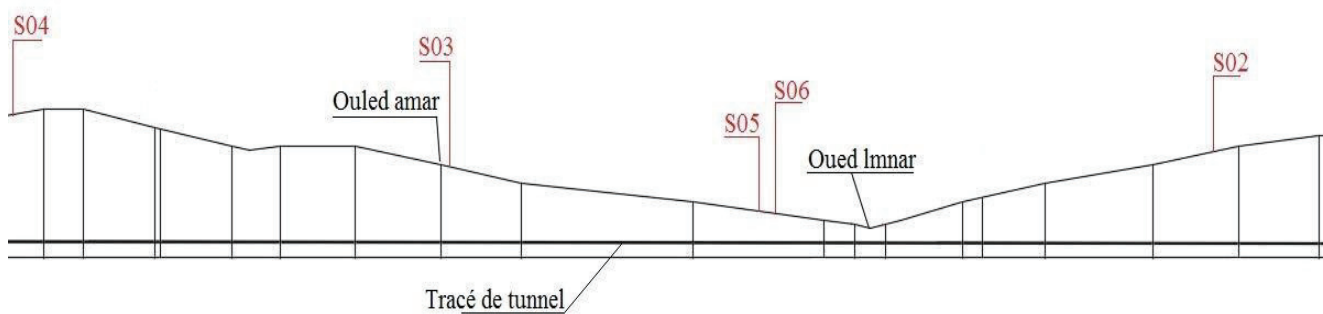


Figure IV.2 : L'emplacement de quelques sondages

IV.3.2 L'emplacement de quelques sondages

Pour les sondages carottés, on a deux campagnes ; l'une en 2002, dans la phase de l'APD, et la deuxième complémentaire dans la phase d'exécution en 2010/2011 et en 2013.

Les deux sont illustrés dans les tableaux ci-dessus :

IV.1.2 Tableau IV.2 : Sondages réalisés dans la zone objet d'étude

Phase	Sondage	Année	X (km)	Y (km)	PK
Phase APD	S2002 AM	2002			
	S2002 AV1				
	S2002 AV2				
	S2002 AV3				
Phase d'exécution	S01	2010	751.303	405.2062	
	S02	2011	749.237	404.7322	
	S03	2011	747.522	404.3385	
	S04	2010	746.747	404.1909	
	S05	2010	748.194	404.4924	
	S06	2013	748.217	404.4973	4.502
	S07	2013	750.811	405.0931	11
	S08	2013	751.478	405.2462	12.67

IV.4 Lithologie des forages :

On a basé sur les sondages les plus proches à la zone d'effondrement : **S06, S05, S02**

Sondage	Profondeur (m)	Description
S06	2 - 6	Argile limoneuse, de couleur ocre, molle, plastique
	6 - 8	Argile grisâtre, ocre par endroit, ferme
	8 - 10	Argile, grisâtre, compacte, qui se débite en petites plaquettes
	10 - 12	Argile, grisâtre, moyennement dure
	12 - 14	Argile noire fissurée
	14 - 16	Grès, blanc, jaunâtre, dur
	16 - 18	Niveau de grès argileux jaune tendre
	18-20	Fracture subverticale qui présente des épontes lisses à stries de faille
	20-28	Argilites schisteuses, grises, plus ou moins dures
	28-32	Grès blanc, dur
	32-40	Argilites schisteuses, friables, à rares minces passages gréseux
	40-49	Argile à consistance rocheuse, vert sombre
	49-53	Grès blanchâtre, dur à grains grossiers
	53-55	Argile verte
	55-70	Argile à consistance rocheuse, de couleur verte à noir, moyennement dur
S05	0-3	Forage destructif
	3-6	Argile limoneuse de couleur ocre, plastique
	6-9	Argile grisâtre, ocre par endroit
	9-12	Grès jaunâtre, dur, à grains grossiers

	12-15	Grès gris à jaunâtre, à grains fins, fragmentés
	15-21	Argile grise à consistance rocheuse, moyennement dure, fragile
	21-23.7	Argile grise faiblement silteuse, à consistance rocheuse
	23.7-26	Alternance de grès fin, gris, dur
	26-29	Argile à consistance rocheuse, noir parfois verdâtre
	29-40	Argile noire à consistance rocheuse, faiblement silteuse, faiblement dure
	40-43	Argile à consistance rocheuse, grise avec quelque alternance verdâtre
	43-48	Argile à consistance rocheuse, faiblement silteuse, moyennement dure
	48-52	Argile silteuse à consistance rocheuse, de couleur grise, moyennement dure
	52-59	Grès blanc grisâtre, à grains grossiers
	59-60	Argile silteuse, parfois sableuse, à consistance rocheuse
	60-71	Argile à consistance rocheuse, verdâtre, qui montre des lentilles millimétriques
	71-74	Grès gris à grains grossiers à matrice argileuse
	74-80	Argile faiblement silteuse à consistance rocheuse
S02	0-4	Forage destructif
	4-10	Argile verdâtre très oxydée avec des débris de grès
	10-13	Alternance argilo-gréseuse verdâtre avec des niveaux sableux
	10-19	Sable argileux marron plus ou moins consolidé
	19-23	Argiles vertes oxydées avec des éléments gréseux
	23-25	Grès verts avec des argiles vertes oxydées
	25-33	Argiles verdâtres oxydées avec quelque élément de grès
	33-37	Argiles verdâtres oxydées
	37-40	Niveau gréseux verdâtre avec sable et argile grisâtre à verdâtre
	40-60	Argile grisâtre à verdâtre
	60-68	Argiles grises se débitant en feuillets
	68-95	Argiles grises friables avec dragées millimétriques de quartz

IV.5 Les essais réalisés :

Les essais in situ et de laboratoire réalisés sont cités dans le tableau ci-dessous :

IV.1.3 Tableau IV.3 : Les essais réalisés

Type d'essai	Nom d'essai	Nombre	Localisation
Essais in situ	Essais pressiométriques	05	S01
	Essais pressiométriques	05	S05
Essais de laboratoires	Densité sèche	07	
	Teneur en eau	07	
	Limite d'Atterberg	04	
	Essais à la compression simple	14	
	Essai Franklin	11	
	Essais à la compression triaxiale	01	
	Essais de cisaillement direct	03	

IV.5.1 Essais in situ :**IV.5.1.1 Essais pressiométriques :**

Le but d'un essai pressiométrique est de mesurer in situ la déformation d'un sol ou d'une roche tendre produite par l'expansion d'une sonde cylindrique à gaine souple, sous l'effet de la pression.

Les essais in situ correspondent à l'essai pressiométriques réalisés dans les trous des forages **S01** et **S05**. Les résultats de ces essais sont reportés dans les tableaux suivants.

IV.1.4 Tableau IV.4 : Résultats des essais pressiométriques dans le forage S01

Forage S01			
Profondeur (m)	Module pressiométrique Em (MPa)	Pression Limite PL (MPa)	Pression de fluage Pf (MPa)
52	297	8.0	4.9
54	261	8.0	4.9
56	253	8.1	5.0
58	223	7.9	4.9
60	214	8.4	5.0

Tableau IV.5 : Résultats des essais pressiométriques dans le forage S05

Forage S05			
Profondeur (m)	Module pressiométrique Em (MPa)	Pression Limite PL (MPa)	Pression de fluage Pf (MPa)
112	168	9.6	6.1
114	169	9.6	6.1
116	149	9.6	6.1
118	184	9.7	6.1
120	125	9.1	4.6

IV.5.1.2 Interprétation des résultats :**Tableau IV.6 : Valeurs types Em et Pl**

Sol	E (bar)	Pl (bar)
Vases et tourbes	2 à 15	0.2 à 1.5
Argiles molles	5 à 30	0.5 à 3
Argiles plastiques	30 à 80	3 à 8
Argiles raides	80 à 400	6 à 20
Marnes	50 à 600	6 à 40
Limons	10 à 100	1 à 15
Sables vaseux	5 à 20	1 à 5
Sables - graviers	80 à 400	12 à 50
Sables sédimentaires	75 à 400	10 à 50
Roche calcaire	800 à 200 000	30 à >100

D'après le tableau et nos résultats, on peut dire que notre matériau est de la roche calcaire.

Pour ce qui concerne le module de Young, on a utilisé la méthode de **Lamé**.

Selon la formule de **Lamé**, la valeur du module de **Young (E)** est déterminée avec la formule suivante :

$$E = 2 G_i (1 + \nu)$$

Ou

G_i = module de cisaillement

ν = rapport de Poisson

Il est donc nécessaire de connaître les valeurs de G_i et de ν au but de déterminer la valeur du module E .

Sur la base du retour d'expérience de projets en contexte similaires, on peut assumer, en façon préliminaire, une valeur de ν compris entre 0,3 et 0,4. Dans l'hypothèse d'une valeur de $G_i = 1$, on peut proposer la formule

IV.1.5 $E = 2,7 E_m$

Très similaire la formule qui peut être souvent repères en littérature

IV.1.6 $E = 2,5 E_m$

Les valeurs du module de Young E sur la base de cette méthode sont reportés dans les tableaux suivants.

IV.1.7 Tableau IV.7 : Traitement des résultats des essais pressiométriques dans le forage S01

Forage S01		
Unité Géotechnique : GG2		
Profondeur (m)	Module pressiométrique E_m (MPa)	Module de Young E (MPa) = $2,7 * E_m$
52	297	802
54	261	706
56	253	684
58	223	603
60	214	579
Valeur moyenne du Module de déformabilité (MPa)		675

Tableau IV.8 : Traitement des résultats des essais pressiométriques dans le forage S05

Forage S05		
Unité Géotechnique : GG3		
Profondeur (m)	Module pressiométrique E_m (MPa)	Module de Young E (MPa) = $2,7 * E_m$
112	168	454
114	160	432
116	149	402
118	184	496
120	125	336
Valeur moyenne du Module de déformabilité (MPa)		424

Alors :

Sondage	Module E (MPa)
S01	675
S05	424

Sur la base du tableau suivant, nous pouvons connaître le type de sol sur lequel les sondages ont été traités.

IV.1.8 Tableau IV.9 : Classification des raideurs des roches selon l'AFTES.

Classes	Valeur du module de Young	Termes descriptifs de raideur
DE 1	$E > 50 \text{ GPa}$	Matrice extrêmement raide
DE 2	$20 \text{ GPa} < E < 50 \text{ GPa}$	Matrice très raide
DE 3	$5 \text{ GPa} < E < 20 \text{ GPa}$	Matrice raide
DE 4	$1 \text{ GPa} < E < 5 \text{ GPa}$	Matrice moyennement raide
DE 5	$0.1 \text{ GPa} < E < 1 \text{ GPa}$	Matrice peu raide
DE 6	$E < 0.1 \text{ GPa}$	Matrice très peu raide

Les résultats des deux essais de pressiomètre ont donné la même classe de module de Young, la classe DE 5 ($0.1 \text{ GPa} < E < 1 \text{ GPa}$), et c'est une **matrice peu raide**.

IV.5.2 Les essais de laboratoire :

La seconde phase d'investigation se fera au laboratoire, avec l'objectif de caractériser de façon ponctuelle et détaillée les matériaux intéressés par l'ouvrage, aussi bien en termes de paramètres de résistance que de déformabilité, ainsi déterminer les caractéristiques physiques.

Sur le long de tracé du projet, de nombreux sondages ont été réalisés, mais nous nous sommes intéressés juste du sondage **S02** et **S05**

IV.5.2.1 Teneur en eau :

Pour la teneur en eau, on a juste les résultats pour le sondage S05, mais pour l'autre sondage on n'a pas réussi à avoir des résultats par manque de données.

Les résultats du sondage S05 sont illustrés dans le tableau suivant :

IV.1.9 Tableau IV.10 : Valeurs de la teneur en eau (sondage S05).

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau %
S05	61.4 - 61.8	5.2
	64.3 - 64.7	5.2
	69.25 - 69.6	4.6
	73.8 - 74	3.8
	75.3 - 75.5	5.6

IV.5.2.2 Densité :

La densité est le poids par l'unité de volume.

IV.1.10 Tableau IV.11 : Résultats d'essais de densité/profondeur.

Sondage	Profondeur (m)	Densité sèche (KN/m³)
S05	61.4 - 61.8	230
	64.3 - 64.7	230

	69.25 – 69.6	240
	73.8 - 74	240
	75.3 – 75.5	230

Tableau IV.12 : Ordre de grandeur des densités apparentes.

Matériau	État	Masse volumique γ_d (KN/m ³)
Sol	Peu dense	$\gamma_d \leq 16$
	Dense	$16 < \gamma_d \leq 18$
	Très dense	$\gamma_d \geq 18$
Roche	Tendre	$19 < \gamma_d \leq 23$
	Moyennement dense	$23 < \gamma_d \leq 26$
	Dense	$26 \leq \gamma_d$

Les résultats montrent que les valeurs des densités humides varient de 230 et 240 KN/m³. Donc du tableau d'ordre de grandeur, on remarque que toutes les valeurs sont supérieures à 26 KN/m³, ce qui signifie que notre matériau est une roche dense.

IV.5.2.3 Limite d'Atterberg :

Résultats d'essai de limite d'Atterberg/S05.

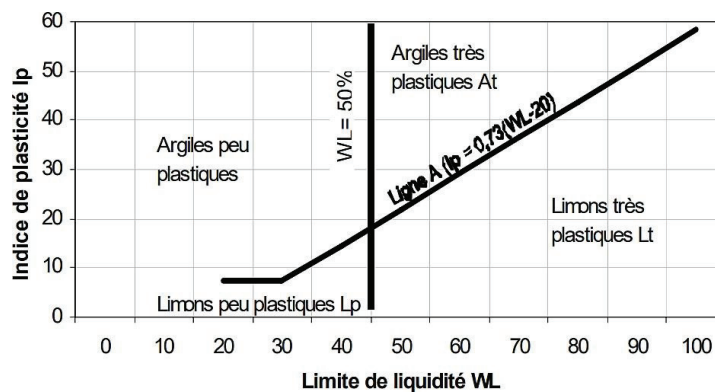
Sondage	Profondeur	Wl	Wp	Ip
S05	61.4 - 61.8	31.6	21.4	10.2
	69.25 – 69.6	28.9	20.4	8.4
	75.3 – 75.5	28.2	21.0	7.2

IV.1.11 Ordre de grandeur pour classer le sol selon l'indice de plasticité.

Les résultats des essais donnent des indices de plasticité variant dans l'intervalle de 5 à 15, ainsi d'après le tableau des valeurs types, on a un sol peu plastique.

Après l'observation de l'abaque de Casagrande, tous les résultats appartiennent à la zone des limons peu plastiques

Ip	Degrés de plasticité du sol
0 à 5	Sol non plastique
5 à 15	Sol peu plastique
15 à 40	Sol plastique
>40	Sol très plastique



IV.1.12 Figure IV.3 : Abaque de plasticité de Casagrande.

IV.5.2.4 Indice de consistance :

La comparaison entre la teneur en eau naturelle du sol et les limites d'Atterberg permet d'avoir une idée sur le sol en place :

$$I_c = \frac{W_L - W_0}{I_p}$$

IV.1.13 Tableau IV.15 : Valeurs de l'indice de consistance (sondage S05).

Profondeur	Ic
61.4 - 61.8	2.59
69.25 - 69.6	2.89
75.3 - 75.5	3.14

Tableau IV.15 : Ordre de grandeur d'indice de consistance.

Ic	Consistance
0	Liquide
0.25	Pâteuse
0.5	Molle
0.75	Ferme
1	Très dur

Les résultats de l'indice de consistance pour les échantillons du sondage S05 montrent que toutes les valeurs sont supérieures à 1, donc d'après le tableau, la consistance du sol est très dure.

IV.5.3 Essai de compression uniaxial :

La résistance à la compression uni axiale est la contrainte ultime d'un échantillon de roche cylindrique sous chargement axial. C'est la plus importante des propriétés mécaniques de la roche, utilisée en dimensionnement, analyse et modélisation.

Le tableau suivant illustre les résultats obtenus par l'essai :

IV.1.14 Tableau IV.16 : Résultats de la compression simple du sondage S05

Sondage	Profondeur	Rc (MPa)
S05	71.6-71.9	9.0
	61.4 - 61.8	2.4
	64.3 – 64.7	6.3
	67.70-68.15	2.0
	73.8 - 74	6.8

IV.5.4 Classification des résistances des roches selon l'AFTES.

Les résultats des essais donnent des valeurs entre 2.0 et 2.4 MPa à la profondeur 67.10-68.15 et 61.4-61.8m successivement.

D'après le tableau, les valeurs sont comprises entre 1 et 5 MPa, donc la classe RC6, qui présente une résistance en compression très faible.

Pour les profondeurs 71.6-71.9, 64.3-64.7 et 73.8-74m on a les valeurs 9, 6.3 et 6.8 MPa successivement. D'après le tableau, elles sont comprises entre 5 et 25 MPa, donc la classe RC5, qui présente une résistance en compression faible.

Classes	Valeurs de résistance en compression uniaxiale δ_c	Termes descriptifs de raideur
RC1	$\delta_c > 200$ MPa	Résistance extrêmement élevée
RC2	$100 \text{ MPa} < \delta_c < 200 \text{ MPa}$	Résistance très élevée
RC3	$50 \text{ MPa} < \delta_c < 100 \text{ MPa}$	Résistance élevée
RC4	$25 \text{ MPa} < \delta_c < 50 \text{ MPa}$	Résistance moyenne
RC5	$5 \text{ MPa} < \delta_c < 25 \text{ MPa}$	Résistance faible
RC6	$1 \text{ MPa} < \delta_c < 5 \text{ MPa}$	Résistance très faible
RC7	$\delta_c < 1 \text{ MPa}$	Résistance extrêmement faible

Tableau IV.17 : Valeurs typiques de la résistance à la compression de certaines roches

Roche	Résistance à la compression unie axiale (MPa)
Grès	5-100
Schistes	20-170
Calcaires	30-250
Gneiss	100-250

D'après le tableau, les valeurs sont comprises entre 5 et 100 MPa, qui présentent les grès.

Indice Is (MPa)	Résistance	
8	Très forte	Forte
	Forte	
4	Moyenne	Moyenne
2	Faible	Faible
1	Très faible	

IV.5.5 Essai Franklin

L'essai Franklin est un essai "expéditif" qui est effectué en conduisant à la rupture un échantillon de roche au moyen de l'application de deux charges concentrées à ses extrémités. L'essai permet de définir un indice de résistance I_s .

IV.1.15 Résultats d'essai de Franklin/S05.

Tableau IV.18 : Résultats d'essai de Franklin/S05.

Sondage	Profondeur	Valeur Indice I_s (MPa)
S05	58.9-59.15	1.4
	71.6-71.9	0.5
	61.4-61.8	0.4
	69.25-69.6	0.2

IV.1.16 Classification des roches selon l'indice de Franklin.

D'après le tableau de classification des roches selon l'indice de Franklin, nous constatons que la résistance est faible (entre 0 et 2) et proche de très faible.

IV.6 Interprétation générale :

Pour avoir une idée sur les couches de terrain, tous les résultats ci-dessus doivent être reliés les uns aux autres, grâce à une interprétation d'ingénieur dont dépendent les autres calculs du projet.

Comme nous l'avons dit précédemment, nous avons concentré sur le sondage numéro 5, car il est le plus proche du point d'effondrement.

D'après la lithologie du forage S05, on observe une série d'argile/grès, donc on peut dire qu'il y a deux groupes géo mécaniques.

D'après les essais de compression uni axiale et Franklin, et une étude géotechnique de l'entreprise, on remarque que les résistances à la compression sont comprises entre 2 et

29.2 MPa (on prend en compte le résultat de l'essai Franklin) et sont indicatives de roches avec une résistance variable, de tendre à moyenne, parfois assez élevées.

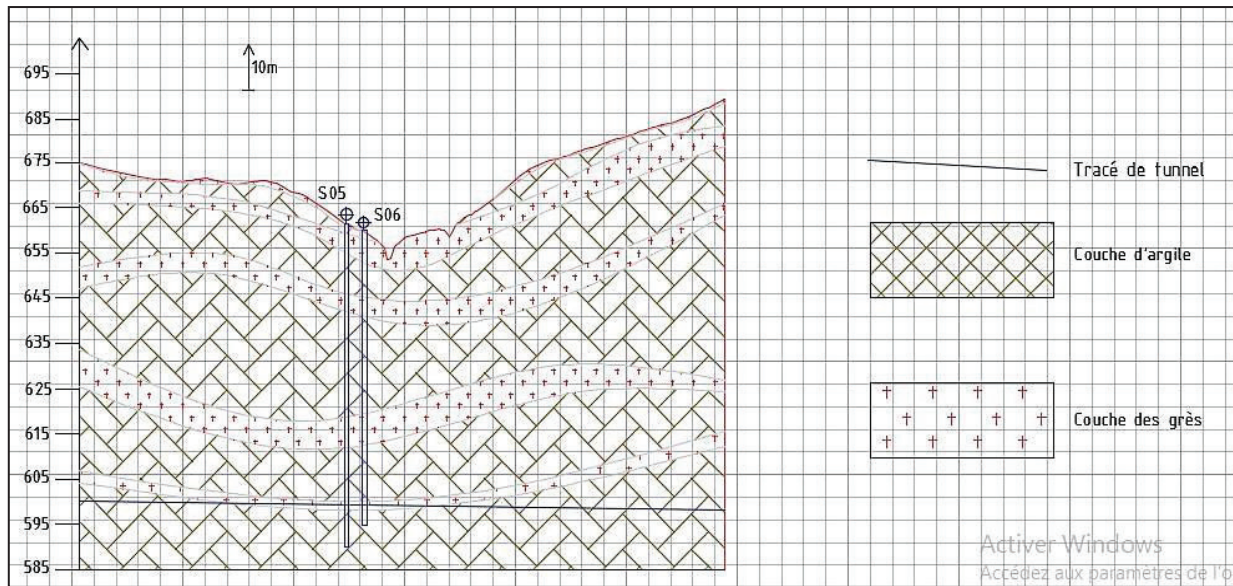
Et on observe que les valeurs de densité sèche sont caractéristiques de roches tendres (marnes) plutôt que d'argiles plastiques.

Cette évidence confirme que les marnes argileuses Numidiennes correspondent à des roches tendres plutôt qu'à des terrains plastiques. Cette évidence a été aussi confirmée par l'analyse visuelle des carottes des sondages, qui montrent des caractéristiques de roches tendres plutôt que de terrains plastiques.

IV.7 Modèle géotechnique de référence :

Dans les essais qui ont été menés in situ ou en laboratoire, nous avons interprété à chaque fois à travers les tableaux des valeurs types des résultats de chaque essai.

Et d'après une combinaison entre les descriptions et lithologies des sondages (S05 et S06), on a pu proposer notre profil géotechnique (dans la zone d'effondrement) comme la montre dans la figure ci-après :



IV.1.17 Figure IV.4 : Coupe géotechnique longitudinale

IV.8 Calcul des paramètres géotechniques :

Nous avons choisi de calculer les paramètres géotechniques à l'aide du logiciel ROCK DATA, afin d'obtenir les résultats du GSI, la résistance à la compression et constant m_i , la cohésion, l'angle de frottement et le module de déformation.

Nous avons expliqué précédemment que nous avons plusieurs couches argile et grès, nous allons donc utiliser la méthode d'homogénéité (on va considérer que notre zone est une seule couche homogène).

Pour le GSI nous avons sélectionné et collecté selon des hypothèses pour trouver un résultat de 25, tandis que $m_i = 6$ et $D = 0.2$

On va calculer la résistance à la compression R_C , c'est 30 % de la résistance moyenne des grès (avec diminution de 20 %) plus 70 % de la résistance moyenne des argiles.

$$R_{C_{\text{grès}}} = (11.3 + 29.2 + 6.3 + 6.8 + 9) / 5 = 12.52 \text{ MPa}$$

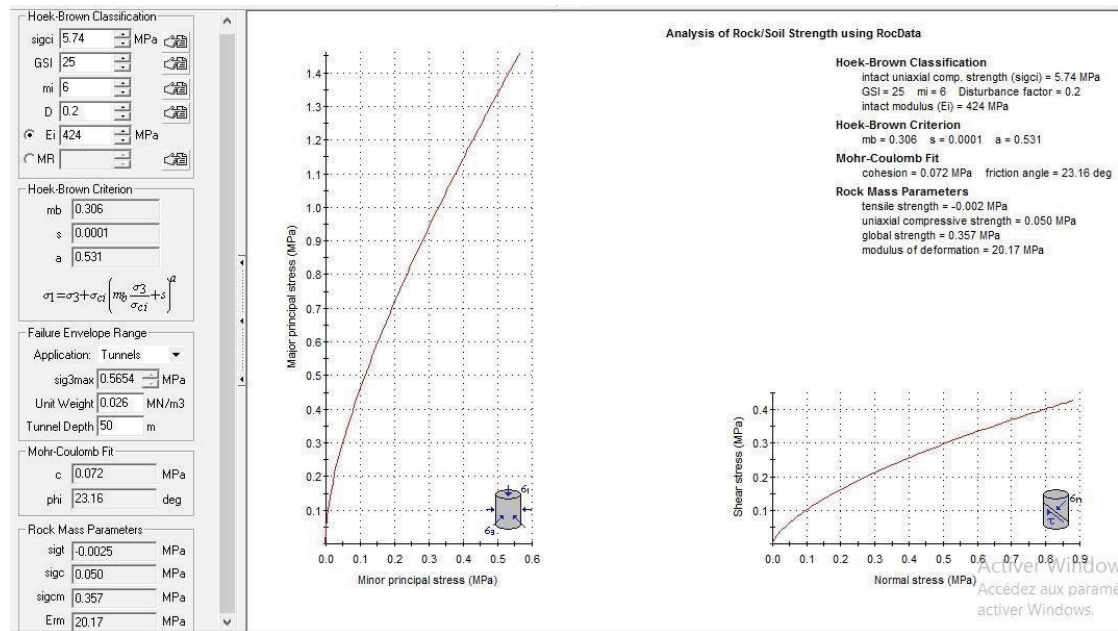
$$R_{C_{\text{argile}}} = (7.8 + 3.4 + 2.4 + 2) / 4 = 3.9 \text{ MPa}$$

$$R_{C_{\text{général}}} = [(12.52 \times 0.8) \times 0.3] + (3.9 \times 0.7) = 5.74 \text{ MPa}$$

Pour le module de Young E , on va prendre le résultat qui nous l'avons obtenu d'après l'essai préssiométrique.

$$E = 424 \text{ MPa}$$

Voici les résultats obtenus à ROCK DATA :



IV.1.18 Figure IV.5 : Exemple de calcul avec logiciel ROCK DATA

Input à ROCK DATA

Paramètre	Valeur
RC (MPa)	5.74
GSI	25
m_i	6
D	0.2
E (MPa)	424

IV.1.19 Output à ROCK DATA

Paramètre	Valeur
C (MPa)	0.072
Φ (°)	23.16
E_m (MPa)	20.17

IV.8.1 Tableaux récapitulatifs :

IV.1.20 Tableau IV.20 : Tableau récapitulatif des paramètres géotechniques d'Entreprise.

Groupe Géomécanique	Paramètres géotechniques				
	Densité Sèche (gr/cm ³)	Résistance à la compression uni axiale (MPa)	Module de déformation E_d (MPa)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (Φ°)
GG3	2.3	3	420	46	25

Le tableau ci-dessous contient tous les paramètres géotechniques de couches dont nous avons besoin dans la loi de comportement Mohr-Coulomb pour la modélisation numérique 3D.

Les paramètres E, C et ϕ sont extraits de ROCK DATA comme nous l'avons montré, tandis que γ sont issus des essais de laboratoire.

$$\gamma = (2.3 + 2.3 + 2.4 + 2.4 + 2.3) / 5 = 2.34 \text{ gr/cm}^3$$

Tableau IV.21 : Tableau récapitulatif des paramètres de couche.

Couche	Paramètres géotechniques				
	Densité Sèche (gr/cm ³)	Résistance à la compression ni axiale (MPa)	Module de déformation Ed (MPa)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (Φ°)
Argile/grès	2.34	5.74	20.17	72	23.16

IV.1.21 Comparaison entre les deux tableaux :

On fait la comparaison dans un tableau

IV.1.22 Tableau IV.22 : Comparaison de nos résultats avec ceux de l'entreprise

Paramètres géotechniques	Très proche	Peu proche	Peu loin	Très loin
Densité Seche γ	×			
Résistance à la compression		×		
Module de déformation				×
Cohesion			×	
Angle de frottement		×		

IV.9 Conclusion :

Ce chapitre a pour objectif de constituer une vision ou un modèle géologique de référence du terrain de projet, mais ce modèle reste toujours un essai d'estimation et de prévision des conditions géologiques et des caractéristiques mécaniques du terrain, pour comprendre plus ou moins la réaction du terrain pendant et après les travaux d'excavations.

Les résultats des caractéristiques du terrain obtenu de l'étude géotechnique constituent la base du choix des techniques et des méthodes de creusement puisqu'ils permettent de prévoir les risques à rencontrer sur terrain.

En plus, ces résultats doivent être insérés comme des inputs pour la modélisation du terrain du projet dans l'analyse numérique 3D dans le chapitre suivant.

Chapitre V

Modélisation numérique 3D

V.1 V.1 Introduction MIDAS NX :

GTS NX est un progiciel complet d'analyse par éléments finis qui est équipé pour traiter toute la gamme des applications de conception géotechnique, y compris les fondations profondes, les excavations, les systèmes de tunnels complexes, l'analyse des infiltrations, l'analyse de consolidation, la conception des remblais, l'analyse dynamique et l'analyse de stabilité des pentes. GTS NX dispose également d'une plate-forme de modélisation conviviale qui permet des niveaux inégalés de précision et d'efficacité.

GTS est une solution complète à la pointe de la technologie, qui a été développée en intégrant toutes les fonctionnalités nécessaires à l'analyse structurale pour l'ingénierie géotechnique et de tunnel. Ses capacités incluent l'analyse des contraintes reflétant les étapes de construction, l'analyse des infiltrations et bien plus encore...

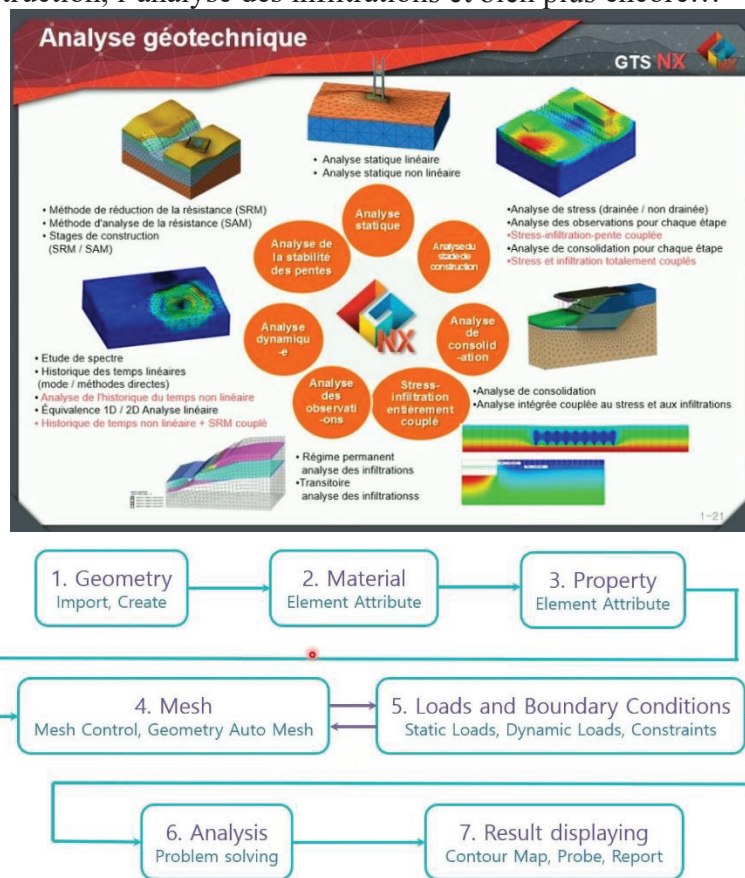


Figure V.1 : Types et étapes d'analyses géotechniques MIDAS NX.

V.2 V.2 La méthode des éléments finis :

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

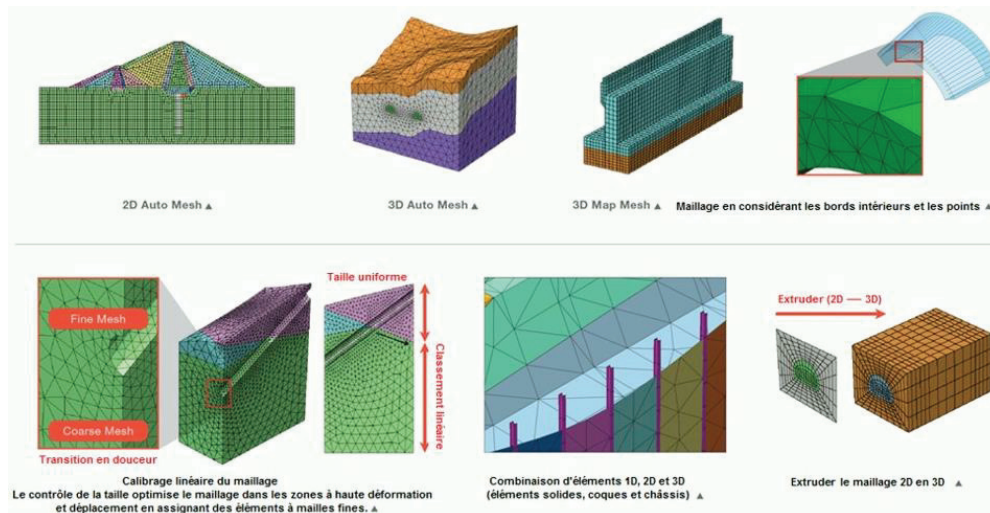


Figure V.2 : Types de maillage MIDAS NX.

V.3 Hypothèses de calcul et modèles numériques :

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque sol présent dans l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude (durée des calculs, temps passé par les ingénieurs à réaliser l'étude numérique), et aussi des informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs inextricable à cause du nombre des variables calculées.

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché :

Modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.).

Modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.).

Modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.).

Modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.).

Modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges).

Modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.).

Modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc. On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels du comportement de l'ouvrage étudié. En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères essentiels.

V.4 V.4 Modélisation de la géométrie :

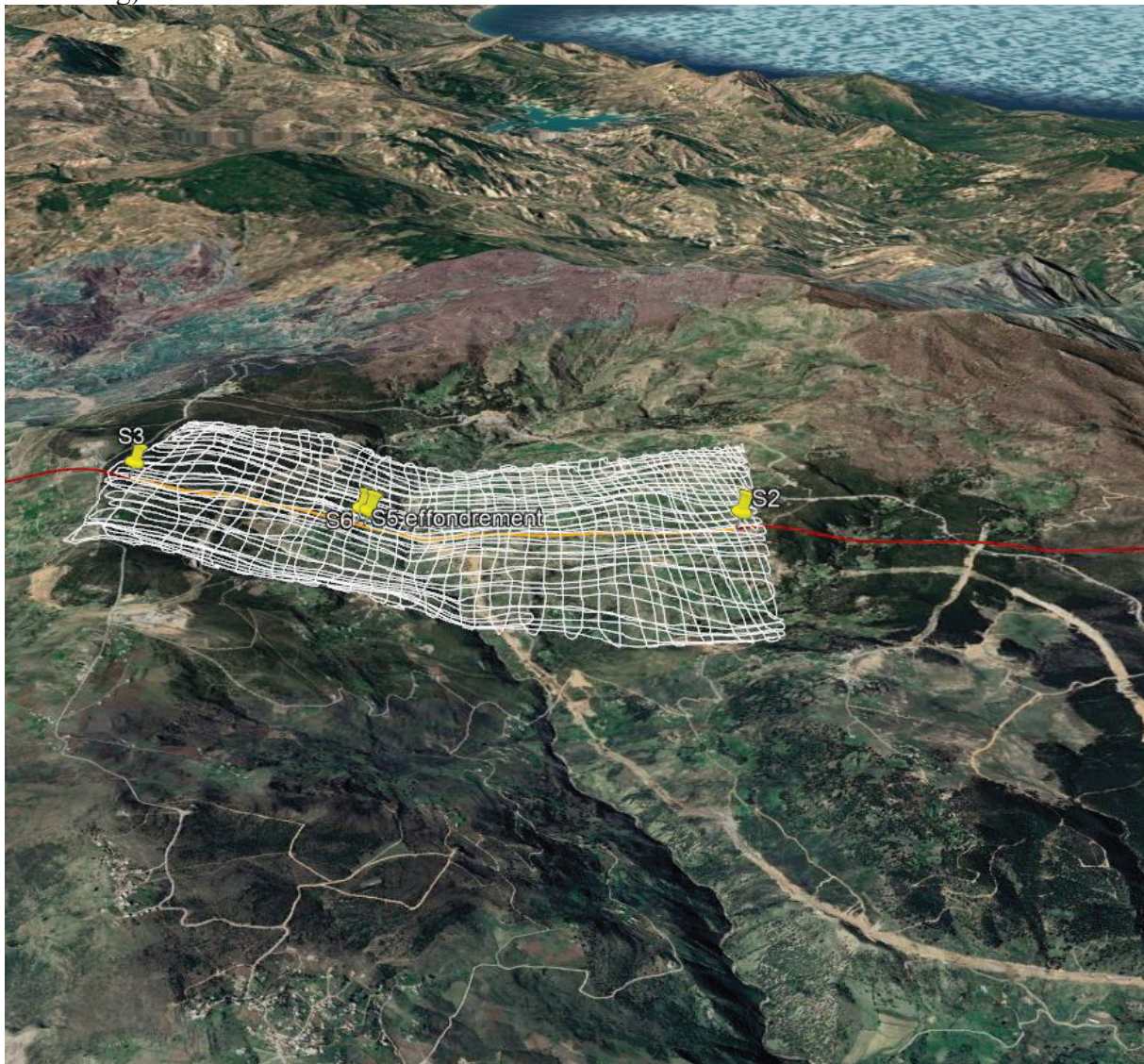
V.4.1 V.4 .1 Géométrie du terrain :

Implantation des points sur Google Earth Pro :

Avec la commande <<ajouter un trajet>> dessinez plusieurs points (maillage), plus le nombre de points est élevé plus le modèle est plus précis.

Nous avons créé environ 5973 points répartis comme sur la figure V.3, couvrant toute la zone d'étude (entrée de la montagne) affectée par le creusement du portail du tunnel. Ensuite, il est enregistré sous forme Kml pour continuer les autres étapes.

La forme Kml enregistre les points avec leur localisation géographique (Northing, Easting).



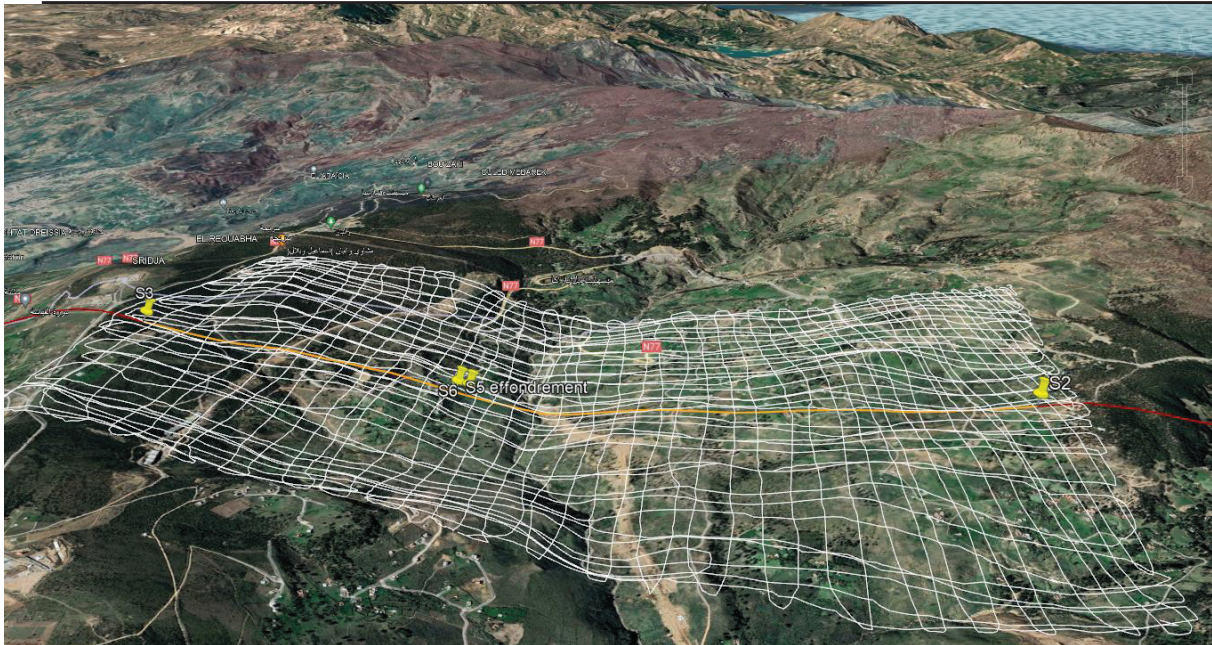


Figure V.3 : Implantation des points sur Google Earth Pro.

Convertir à l'extension « GPX » :

Le site GPS Visualizer convertit le fichier Kml en GPX à travers les étapes montrées dans la figure V.4.

Étape 1 :

NEWS & UPDATES	
Netherlands, France	also been added to the Sandbox , but IGN maps are only available in your own maps if you get an API Key from IGN.
Elevation data: JP, KR, TW, AU, NZ	[03/09/17] The collection of SRTM1 elevation data from NASA has been expanded to include Japan, Taiwan, South Korea, Hong Kong, New Zealand, and southeastern Australia (Adelaide to Brisbane, plus Tasmania).
Elevation queries in the Sandbox	[03/04/17] GPS Visualizer's drawing utility now allows you to right-click on any point on the map to retrieve the DEM-derived elevation for that point.
Simulated timestamps	[03/02/17] GPS Visualizer's conversion form as well as the Sandbox's export function, have the ability to add simulated timestamps to tracklogs that don't have time information. This feature has been implemented because OpenStreetMap's data import function requires time stamps for some reason.
"Save settings" in a browser cookie	[02/28/17] Each input form (Google Maps , Google Earth , SVG/JPEG/PNG , profiles , conversion) now includes a "Save settings" link that will record the form's current settings in a browser cookie for later retrieval via the "Load from saved" link.
File upload boxes can be reset	[02/27/17] If you change your mind about uploading additional files to a GPS Visualizer input form, you can now clear/reset/delete the file input boxes using the "x" link next to the box.

Étape 2 :**Solution #1: DEM database****Upload Kml****Convert to GPX**

GPS Visualizer's [map](#), [profile](#), and [conversion](#) programs have the ability to instantly add elevation data from a DEM (digital elevation model) database — to any type of GPS file. If you just want to draw a profile, or convert a single data file to plain text or GPX while adding elevation, you can use the simple form right here:

Upload a file: Sans titre - Trajet.kml -or-
 Or provide a URL: Output: Units:

Étape 3 :**GPS Visualizer output**

Your data has been converted to GPX. If something doesn't look like you expected it to, please [send an email to bugs-10+20220512140743-26025@gpsvisualizer.com](mailto:bugs-10+20220512140743-26025@gpsvisualizer.com).

Right-click on the [following link](#) to download the file to your hard drive; you may want to give it a more sensible name.

[Download 20220512140743-26025-data.gpx](#)

Figure V.4 : Étapes pour convertir KML à GPX.

Convertir à CSV file :

La conversion se fait via le logiciel <<TCX Convertir>> qui contient plusieurs formats file (CSV, TRK, PLT ...).

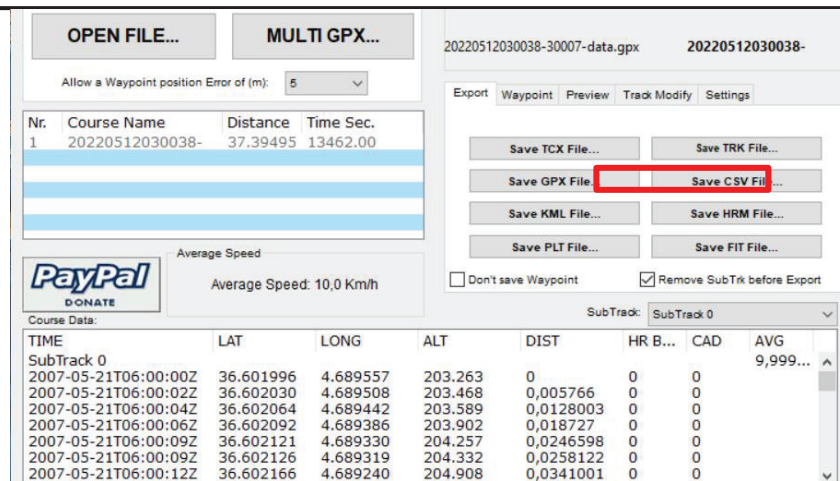


Figure V.5 : Accueil de TCX Convertir.

Convertir les coordonnées à x y z (CIVIL 3D) :

Le logiciel CIVIL 3D permet de convertir les coordonnées topographiques (Northing, Easting) aux coordonnées X, Y et Z, et cela se fait en plusieurs étapes :

Spécifier la zone d'étude par l'application du Système Universel Transverse Mercator (UTM) qui est basé sur le système géodésique WGS84 (World Geodetic System 1984). La ville de Bejaia est située dans la zone 31 North sur la carte géographique, et c'est ce qui est inscrit dans la case « Available coordinate systems » pour que le logiciel connait la zone où les points sont situés.

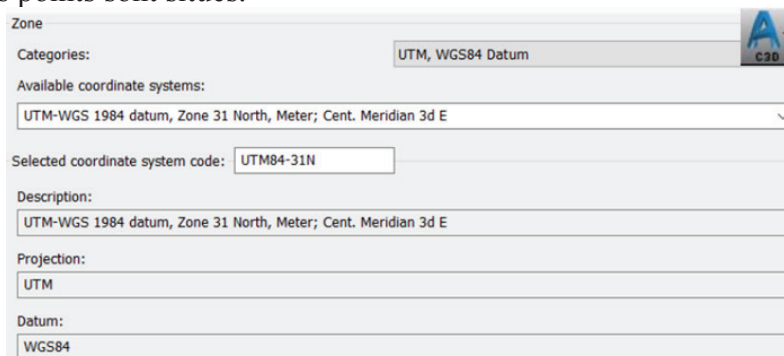


Figure V.6 : Fenêtre de sélection de zone CIVIL 3D.

Puis chargez les coordonnées et analysez par suivre les commandes « Formats de fichiers de points » et « fichier de points utilisateur » successivement,

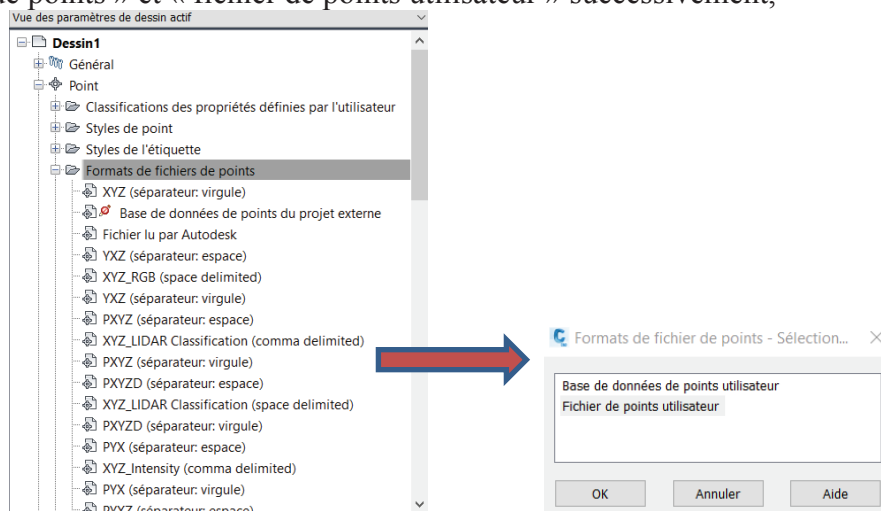


Figure V.7 : Chargement des points sur CIVIL 3D.

L'importation des points se fait à partir de commande « points à partir d'un fichier », et la modification des propriétés se fait à partir de la commande « propriété du groupe de points » par mettre 'Basic' à 'style de point' et 'Elevation only' à 'style d'étiquette'.

de point'' successivement (comme le montre la figure V.9).

Vient ensuite l'extraction des points sous la forme X, Y et Z (coordonnées) en précisant le type de séparateur et le format du fichier enregistré (dans ce cas, nous avons choisi d'enregistrer les coordonnées sous la forme txt, à saisir directement dans MIDAS GTS NX).

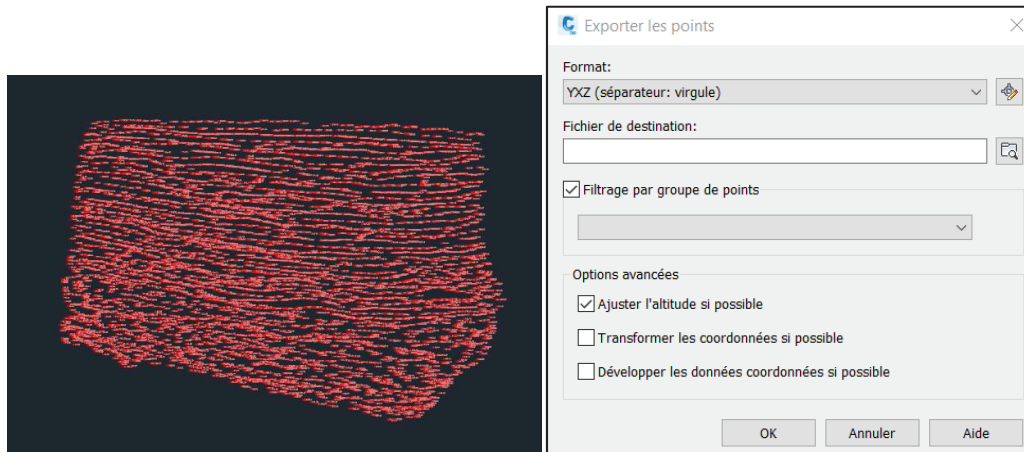


Figure V.8 : Fenêtre pour exporter les points.

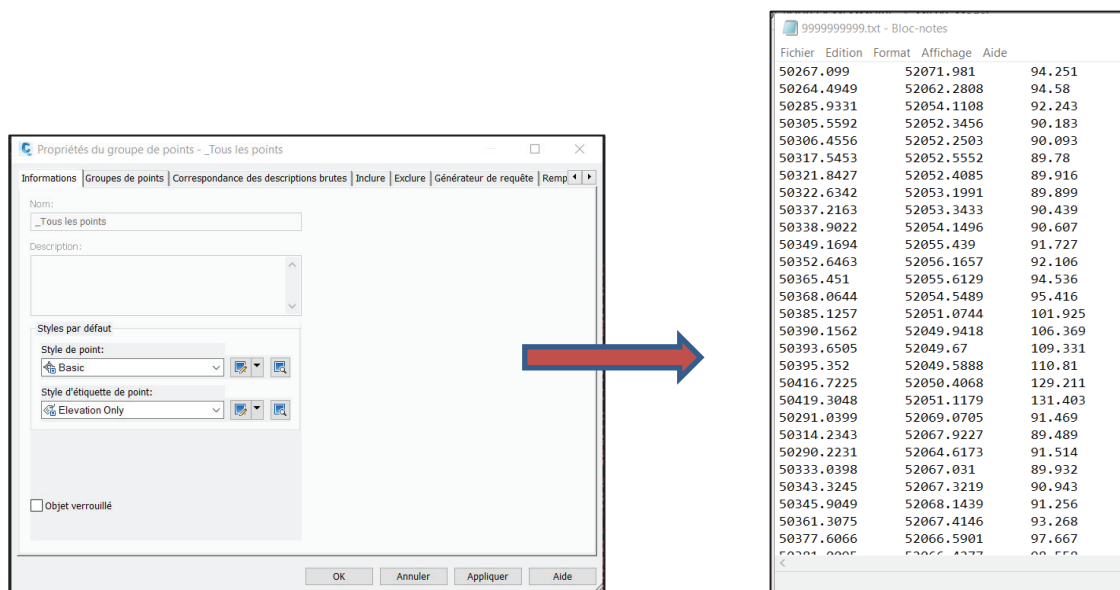


Figure V.9 : Extraire le tableau des coordonnées des points x y z à partir de CIVIL 3D.

Insertion des points topographiques dans MIDAS NX :

Sur la barre « Géométrie » l'option « make face » nous choisissons « point » et entrons le tableau que nous avons enregistré sous format txt, le logiciel créera une surface 3D reliant tous les points topographiques.

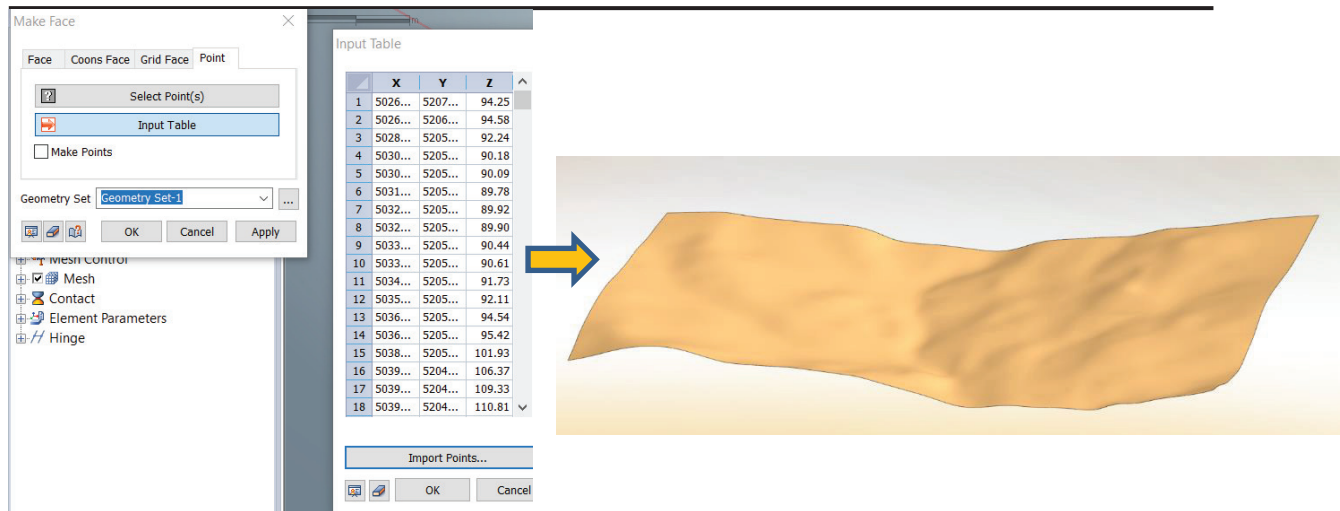


Figure V.10 : Insertion du tableau de coordonnées et création d'une surface du terrain.

Pour que la surface devienne un volume, on dessine un polyline (quatre côtés) de sorte qu'il est moins que la surface, et en utilisant l'option « Extrude » le polyline possède un volume de hauteur supérieur à la hauteur du point le plus haut de la surface.

L'option « Divide Solid » divise le volume en deux parties, une au-dessus de la surface et une en dessous.

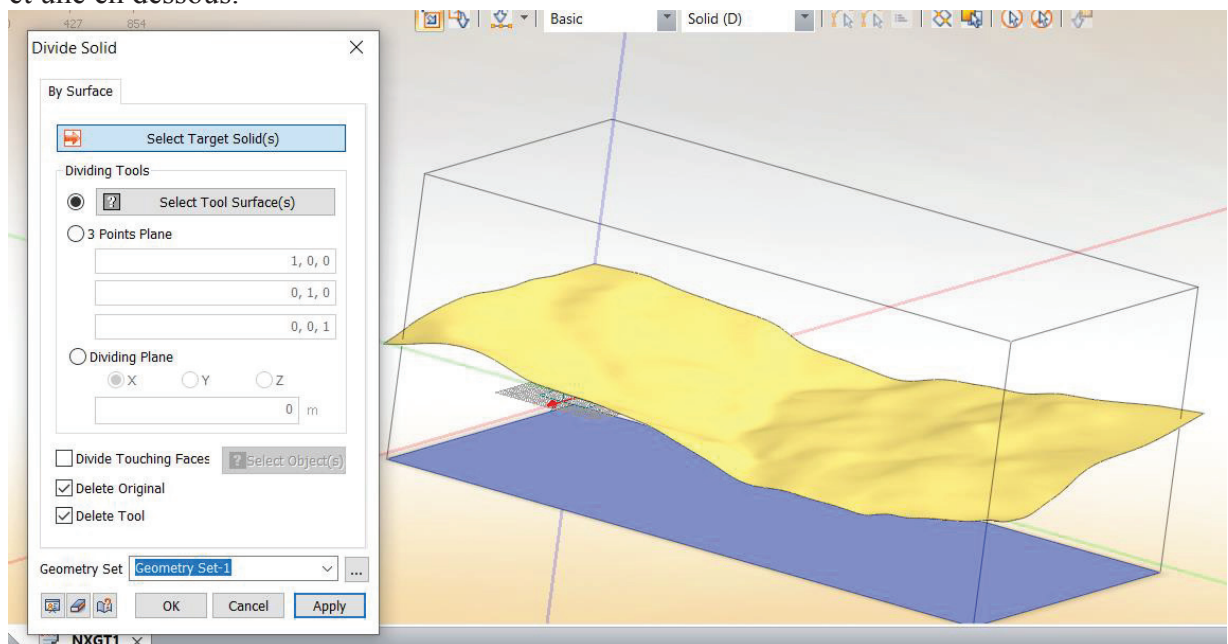


Figure V.11 : Donner du volume à la surface.

Nous effaçons à la fois la partie supérieure du volume (volume de polyline dessiné) et la surface (des points topographiques), et nous laissant à la fin le volume du modèle de terrain comme indiqué sur la figure V.12.

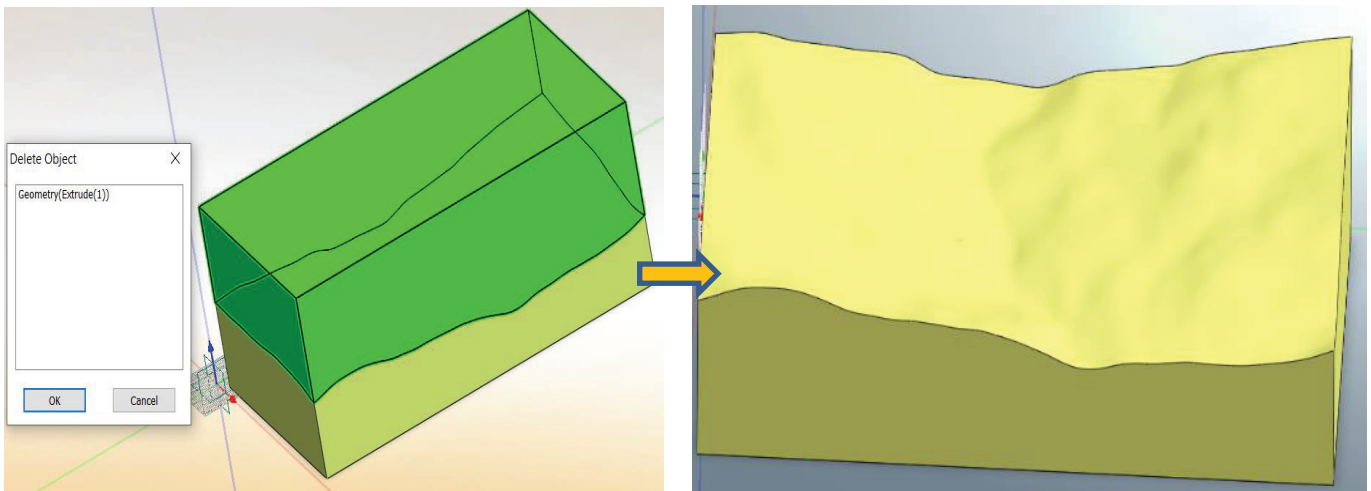


Figure V.12 : La forme finale du modèle du terrain.

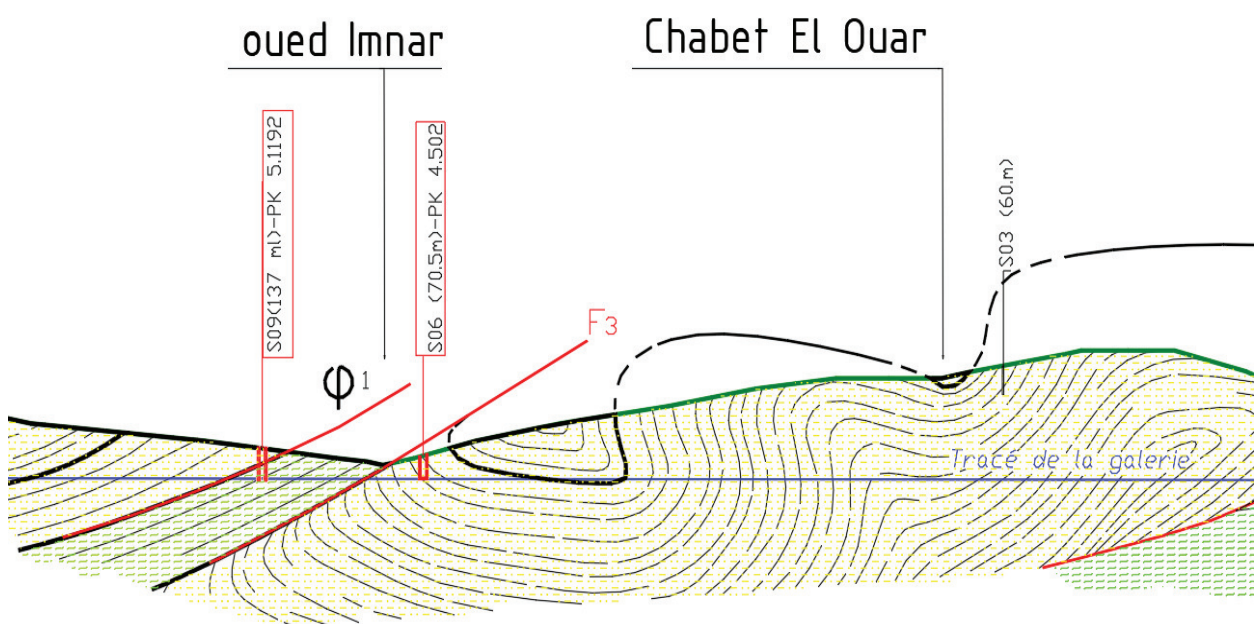
Insertion de l'axe :

L'axe de la galerie est saisi par AUTOCAD et les sondages carottés pour trouver la profondeur et la pente de la galerie.

Quand nous revenons à la figure V.3 dans on remarque que les sondages S3 et S2 dans les extrémités sur l'implantation et pour cela nous prendrons le sondage S3 comme un repère pour nous pour déterminer la profondeur de la galerie que nous avons mesurée était de 325.32 m comme indiqué sur la figure V.13.

Pour le tracé en plan de la galerie nous l'avons dessiné comme une ligne droite dans le milieu du modèle parce que dans notre modèle nous avons besoin juste la zone d'effondrement.

Après on déterminer la pente de la galerie par le profil en long et que nous avons trouvé une pente de 0.68° .



: Profondeur de la galerie au point du sondage S3.

Pour l'insertion de l'axe de la galerie dans le modèle nous passons par les étapes suivantes :

Nous traçons une ligne droite à partir du point de repère (0 ; 0 ; 0) sur l'axe Z et sa longueur est supérieure à la longueur du modèle comme nous avons pris la longueur de 6000 m comme indiquée dans la figure V.14.

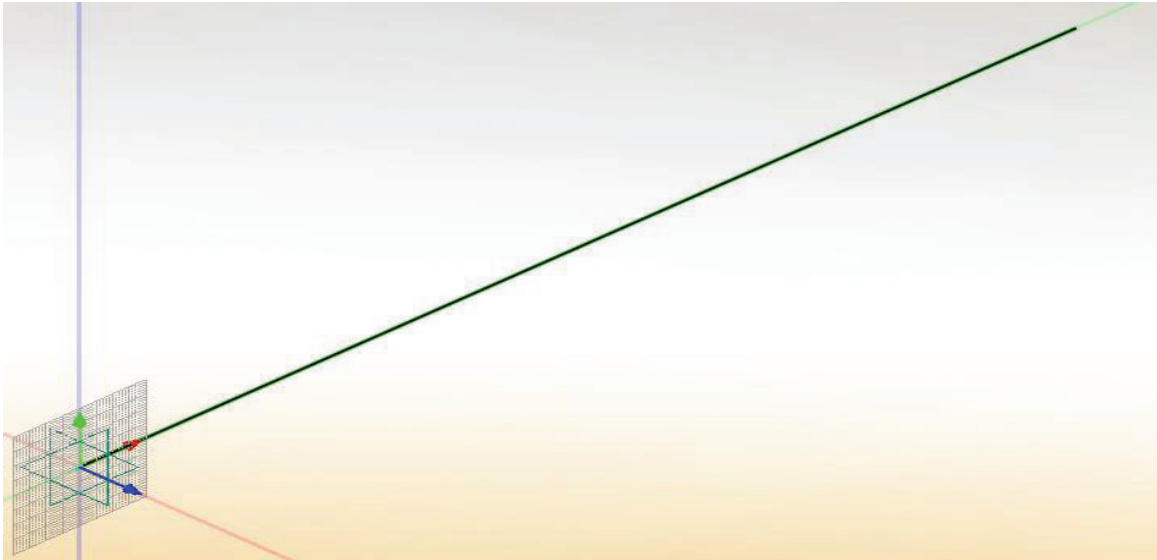


Figure V.14 : l'axe de la galerie sans pente

Pour créer l'angle de la pente nous utilisons la commande « Rotate » et nous sélectionnons l'axe que nous voulons faire rotation et l'axe de rotation (l'axe Z) et on définit l'angle de rotation comme le montre la figure V.15.

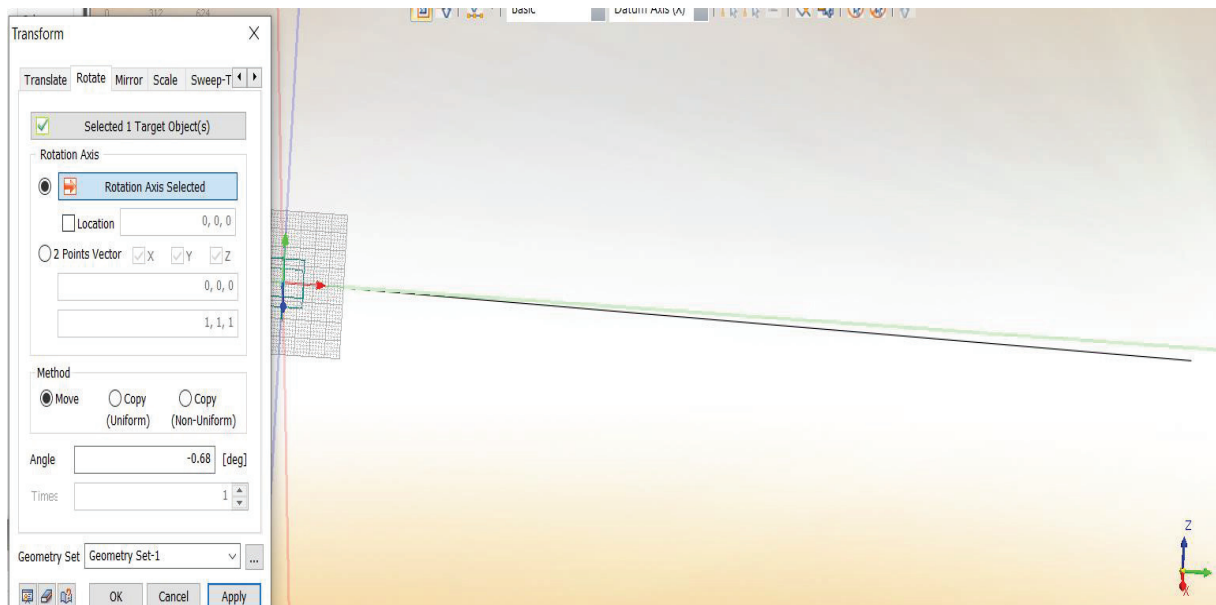
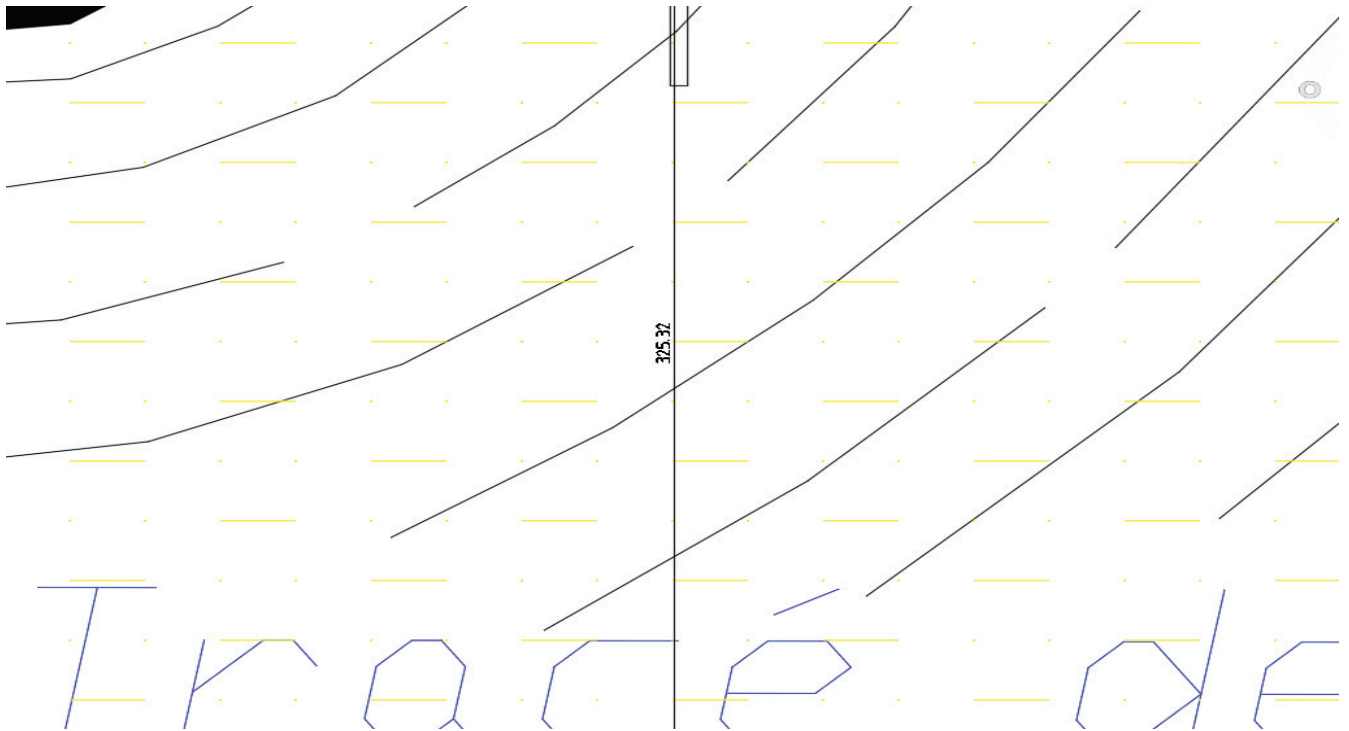


Figure .15 : L'axe de la galerie avec sa pente

Pour positionner l'axe de la galerie dans une position proche à la position réel dans le modèle il faut créer une point qui représente le centre de la galerie par des coordonnées



(x, y) comme le montre dans la figure .16 et par les cordonnées (x, y) suivants :

X = 1994.94 (le milieu comme nous l'avons mentionné plus tot)

Y = 940-327

940 : l'épaisseur du modèle sous la position du sondage S3

327 : la profondeur du galerie + le rayon du galerie

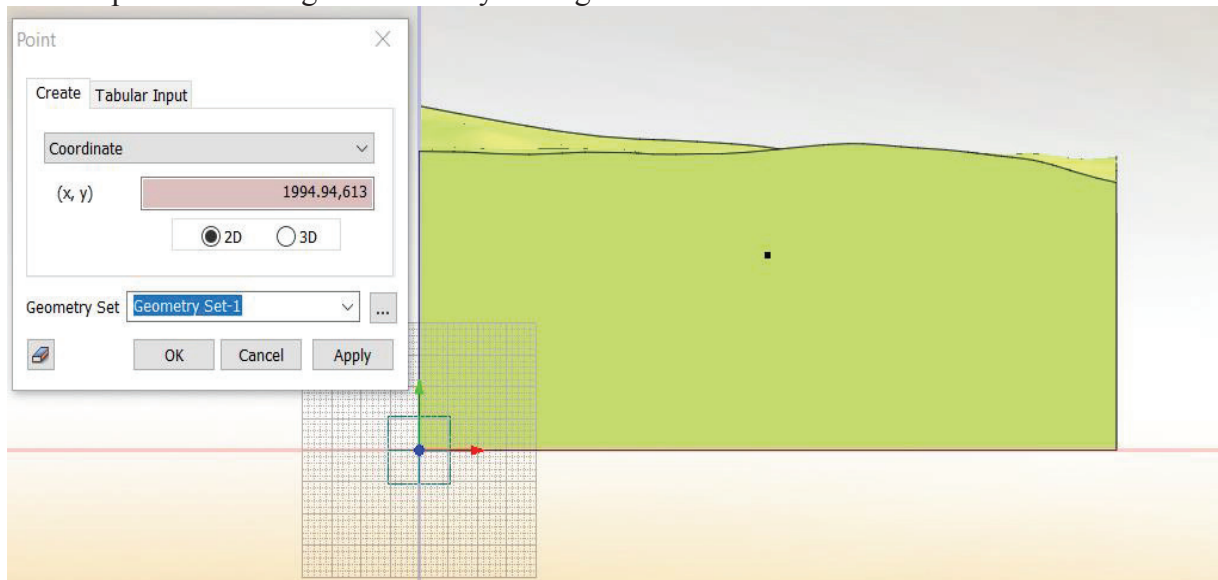


Figure V.16 : Point du centre de la galerie

Pour déplacer l'axe de la galerie de sa première place dans le point (0 ; 0 ; 0) qui représente le début de l'axe comme indiqué sur la figure .15 au point que nous avons créé qui représente le centre de la galerie et après nous cliquons sur (<) pour calculer la distance entre les deux points automatiquement comme on le voit sur la figure V.17.

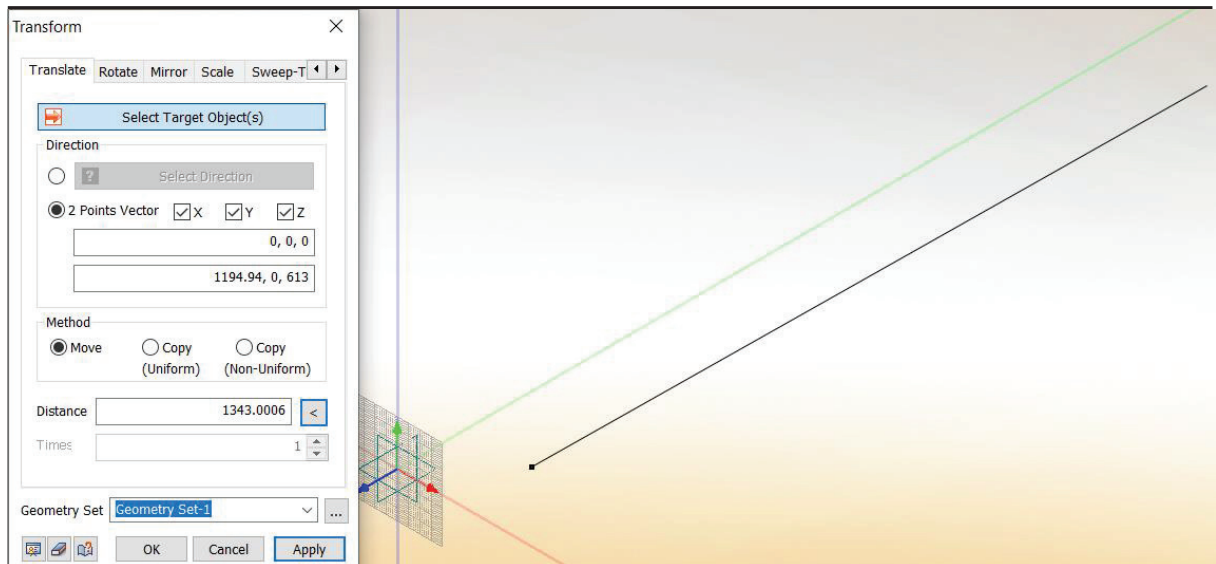


Figure V.17 : L'axe et le centre de la galerie

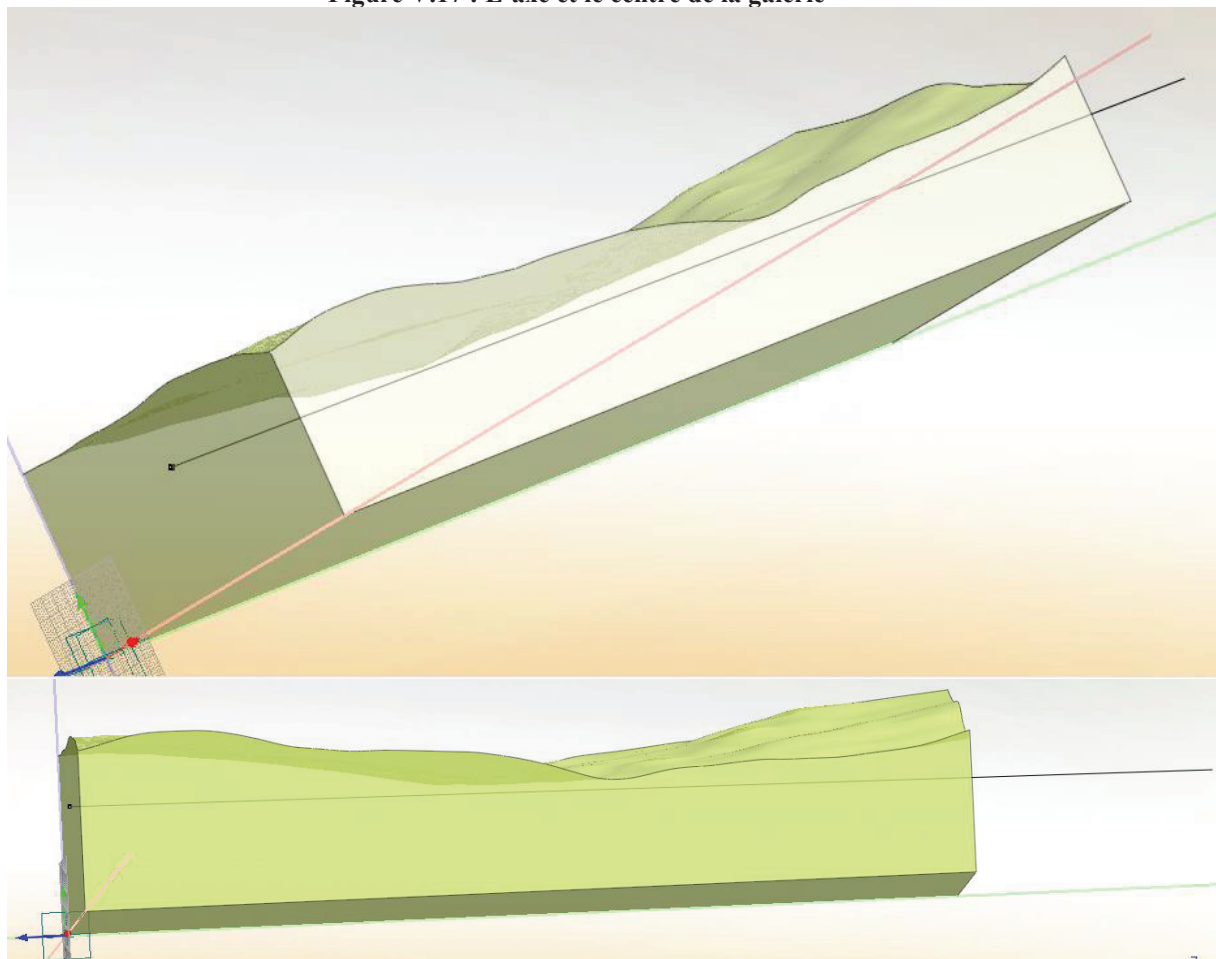


Figure .18 : Position de l'axe dans le modèle du terrain.

V.4.2 Création du cercle de l'entrée de la galerie dans le modèle :

Pour dessiner un cercle pour créer une forme de tunnel dans le modèle nous passons par les étapes suivantes :

- Cochez l'option [Make Face].
- Tapez (1194.94, 613) pour l'emplacement central et appuyez sur la touche [Entrée].
- Saisissez un rayon de '1.75' et sélectionnez [Apply].
- Tapez (1194.94, 613) pour l'emplacement central, appuyez sur la touche [Entrée].
- Saisissez un rayon de '1.95' et sélectionnez [OK].

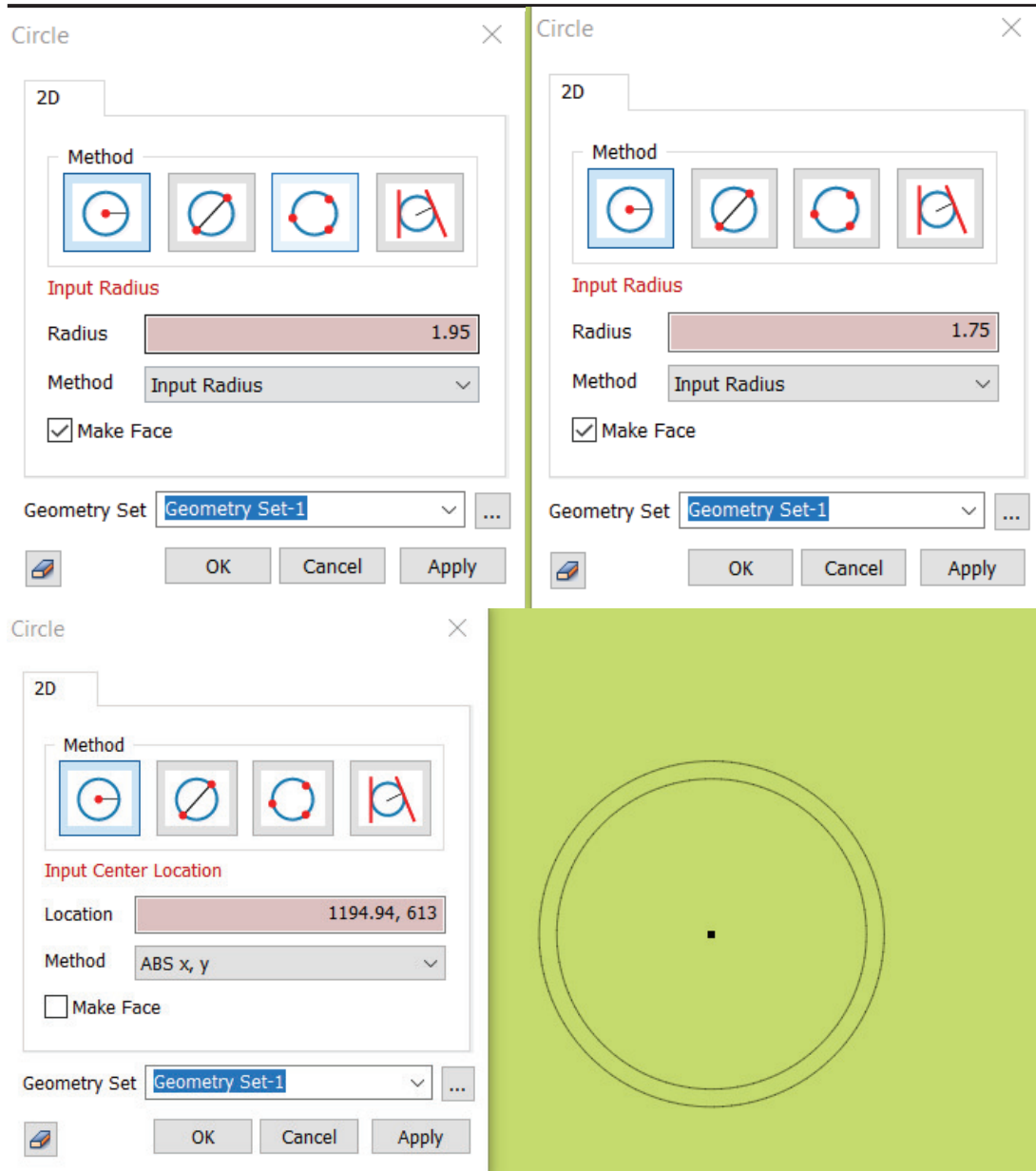


Figure .19 : Création du cercle de l'entrée de la galerie

V.4.3 Création de la galerie :

Dans cette partie du tunnel nous utiliserons la commande [Extrude] afin d'étendre les deux cercles et la surface intérieur du cercle intérieur pour devenir un cylindre qui présente la galerie dans notre modèle comme présenté dans les photos de la figure V.20.

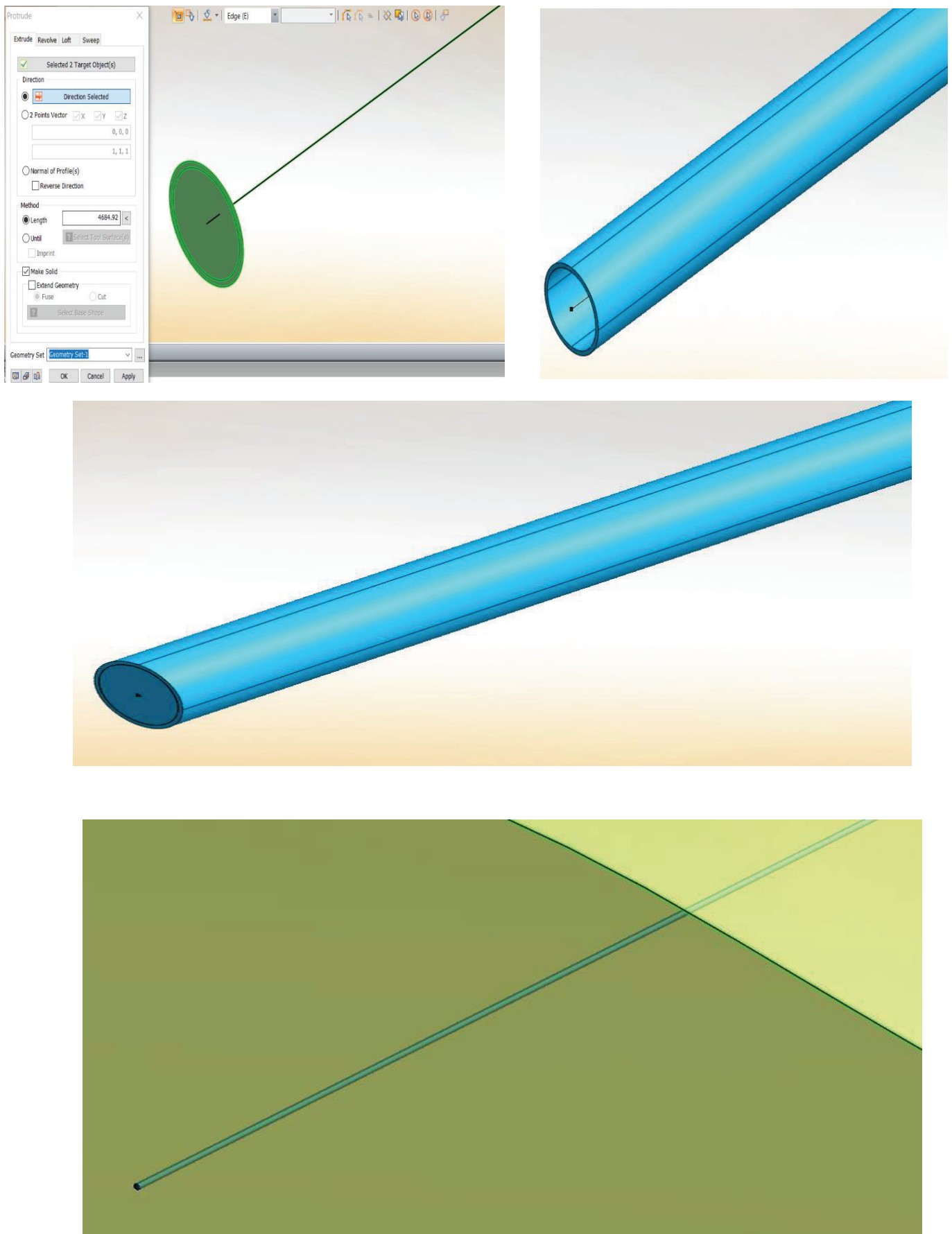


Figure .20 : Étapes de création d'un cylindre dans le modèle

Ensuite après sa il faut utiliser la fonction [Auto Connect] car c'est une fonction qui crée automatiquement la face partagée entre les solides adjacents. C'est facile à générer un visage partagé, lorsqu'il y a un visage commun ou dans le cas où les opérations booléennes sont nécessaires entre les solides. En utilisant cette fonction, vous pouvez éviter les erreurs de modélisation avant de générer le maillage.

V.4.4 Création des anneaux de la galerie :

L'étape suivante consiste à diviser la galerie tous les 1.2 mètre ce qui représente la largeur d'un anneau ou un voussoir, cette étape se déroule en tout la longueur de la galerie.

Premièrement, nous devons dessiner un rectangle plus grand que la section du tunnel avec la commande « Rectangle » comme la figure V.21.

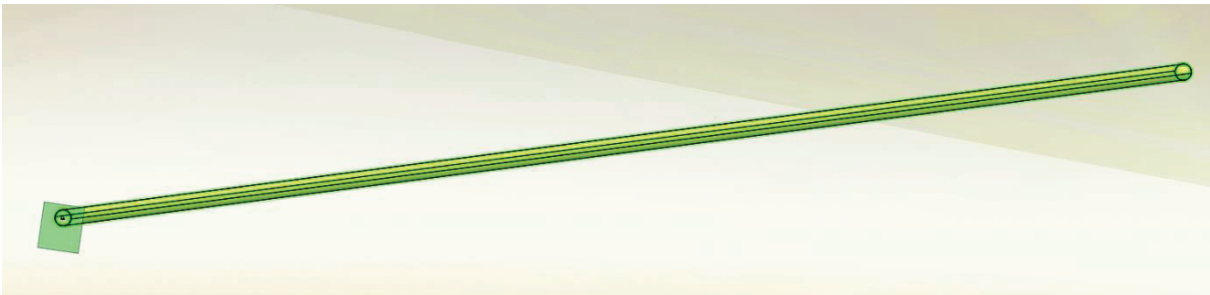


Figure V.21 : Rectangle de division

Deuxièmement nous le copions 3785 fois le long de la galerie avec la commande « Sweep / Translate » avec un pas de 1.2 mètre comme présenté dans les photos de la figure V.22.

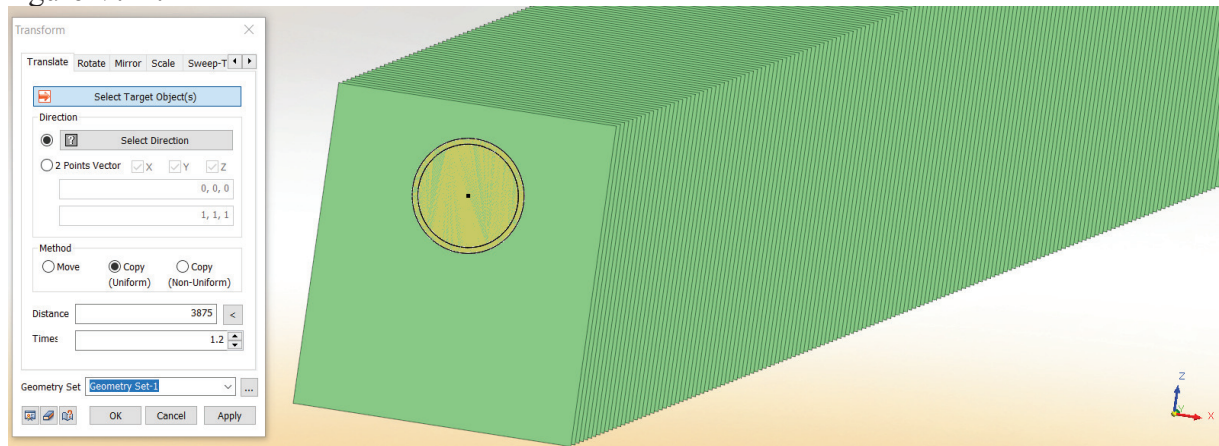


Figure V.21 : la galerie divisée par des rectangles

Troisièmement, nous utilisons la commande « Divide Solid » pour diviser la galerie selon les rectangles comme le montre la figure V.22.

Pendant ce processus, le tunnel est divisé par les faces de coupe pour créer les différentes étapes d'excavation. Les nœuds doivent être partagés avec le sol solide adjacent, veuillez donc cocher la case [Divide Touching Faced] pour diviser automatiquement les faces du sol environnant.

- Sélectionner les deux cercles de l'entrée de la galerie dans la case [Select Target Solid(s)] ainsi les cercles sont l'outil de coupe pour les rectangles.
- Changez le filtre de sélection en "Face" et sélectionnez tous les rectangles générés à l'étape précédente dans la case [Select Tool Surface(s)] afin de couper tous les rectangles par rapport à la circonférence des cercles.
- Cliquer sur [Divide Touching Faced] et sélectionner le modèle comme (adjacent face).

- Cliquez sur le bouton [OK] pour voir le processus de la coupe comme présenté dans la figure V.22.

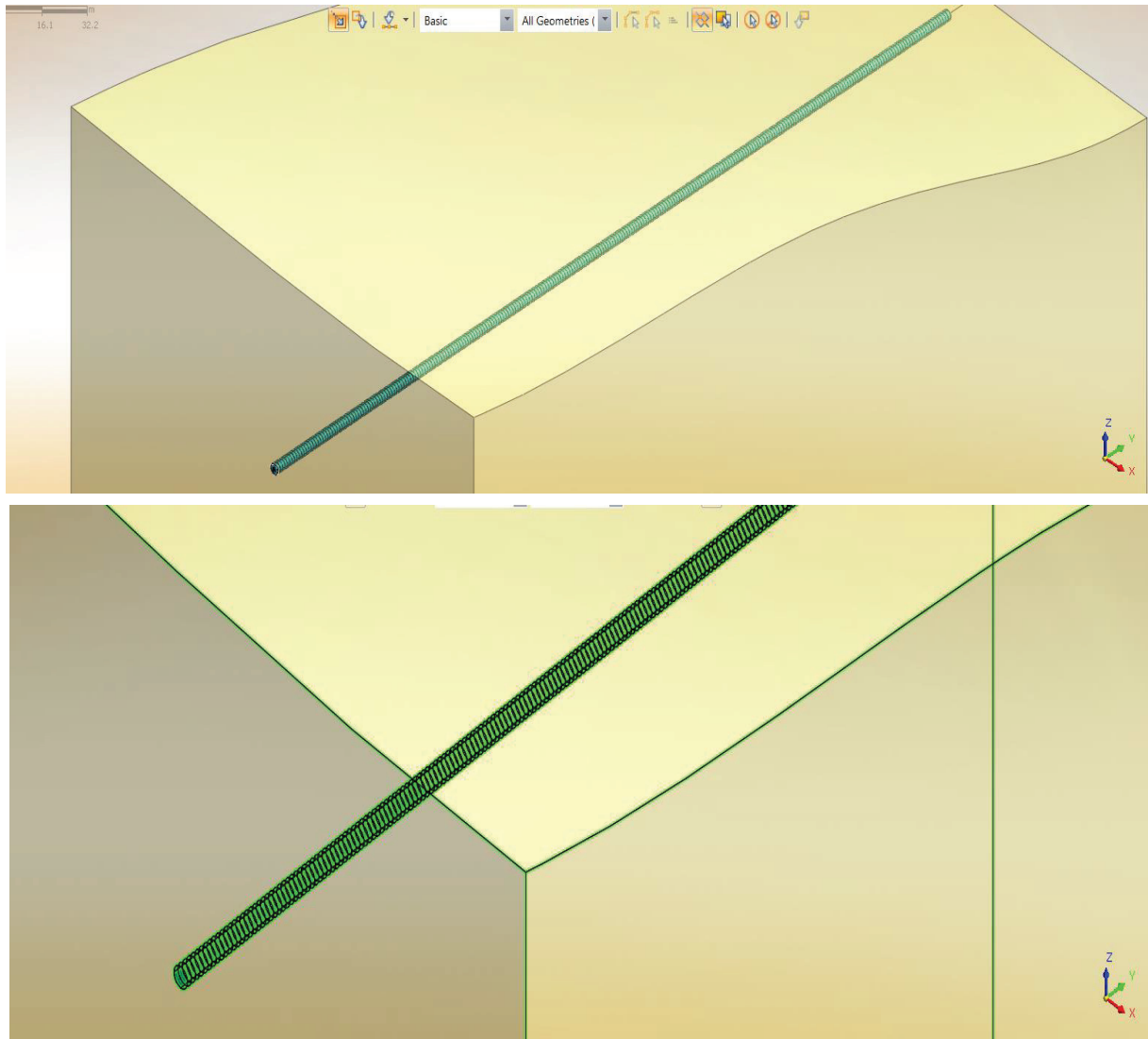


Figure .22 : Les anneaux de la galerie

V.5 Mesh :

La taille des mailles doit être contrôlée pour obtenir un maillage de haute qualité avec moins de mailles, cela peut être fait facilement en utilisant l'option [Size Control] après nous passons par les étapes suivantes :

- Sélectionner tous les cercles internes et les cercles externes de la galerie.
- Choisissez la méthode comme "interval length" et entrez 1.2 m pour la division.
- Cliquez sur le bouton [OK].

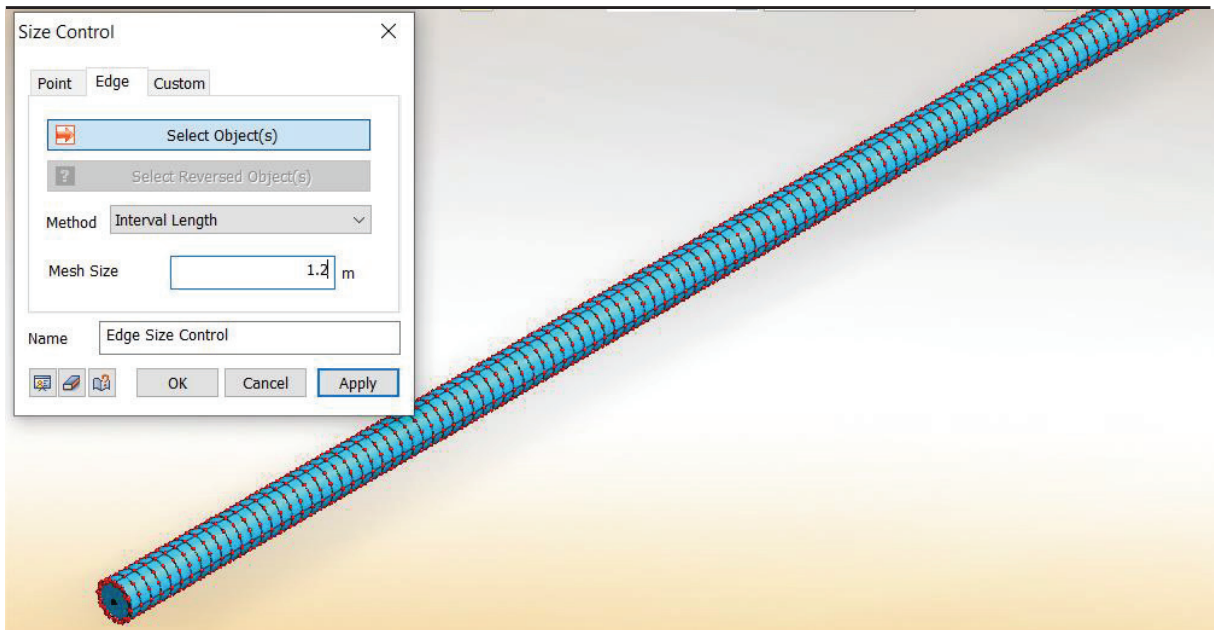


Figure V.23 : L'option Size Control

V.5.1 Choix du type de maillage :

L'hybride mesher dans le maillage 3D est une approche qui combine des éléments tétraédriques et hexaédriques pour créer un maillage précis et efficace. Cette méthode offre une flexibilité géométrique en adaptant les types d'éléments aux formes complexes ou régulières. Elle permet également de contrôler la densité du maillage en ajustant la taille des éléments dans différentes parties du modèle. L'utilisation de l'hybride mesher permet de réduire le nombre total d'éléments nécessaires, ce qui améliore les performances de calcul. Cette approche est couramment utilisée dans divers domaines de modélisation et d'analyse 3D tels que la mécanique des structures et la géotechnique. L'hybride mesher dans le logiciel MIDAS GTS NX est un outil avancé de maillage qui permet de créer des modèles géotechniques en utilisant une combinaison de différents types d'éléments de maillage, tels que les éléments triangulaires, quadrilatéraux, tétraédriques et hexaédriques. Cela offre une flexibilité géométrique, un contrôle de la densité du maillage, une optimisation des performances et des transitions en douceur entre les différents types d'éléments. En utilisant l'hybride mesher, vous pouvez obtenir une représentation précise et efficace de votre modèle géotechnique tout en adaptant le maillage aux caractéristiques spécifiques de chaque zone.

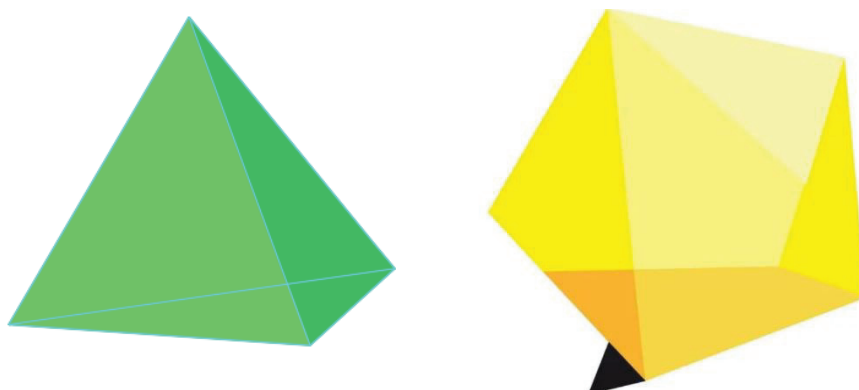


Figure V.24 : Éléments tétraédrique et hexaédrique

V.5.2 Insertion des propriétés de matériaux :

Il existe deux types de matériaux, les matériaux pour les couches géologiques (naturels) et les matériaux de construction pour le soutènement de la galerie (tunnel). L'outil Midas GTS NX donne plusieurs options (1D, 2D, 3D ...) pour déterminer la

propriété de chaque matériau, et cela passe par deux étapes : le premier est l'identification de matériaux, et le second est l'insertion de leurs propriétés.

Modèle de comportement des sols :

Le modèle de comportement du sol adopté pour l'analyse de notre modèle est le comportement de Mohr-Coulomb. Ce choix a été pris pour plus d'une raison, au premier rang la nature et le type de notre sol (Argiles, schistes), car ce modèle est le plus adapté aux matériaux meubles, homogènes et isotropes. Il présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage.

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et Φ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité, et les valeurs de ces paramètres ont été mentionnées dans le chap IV.

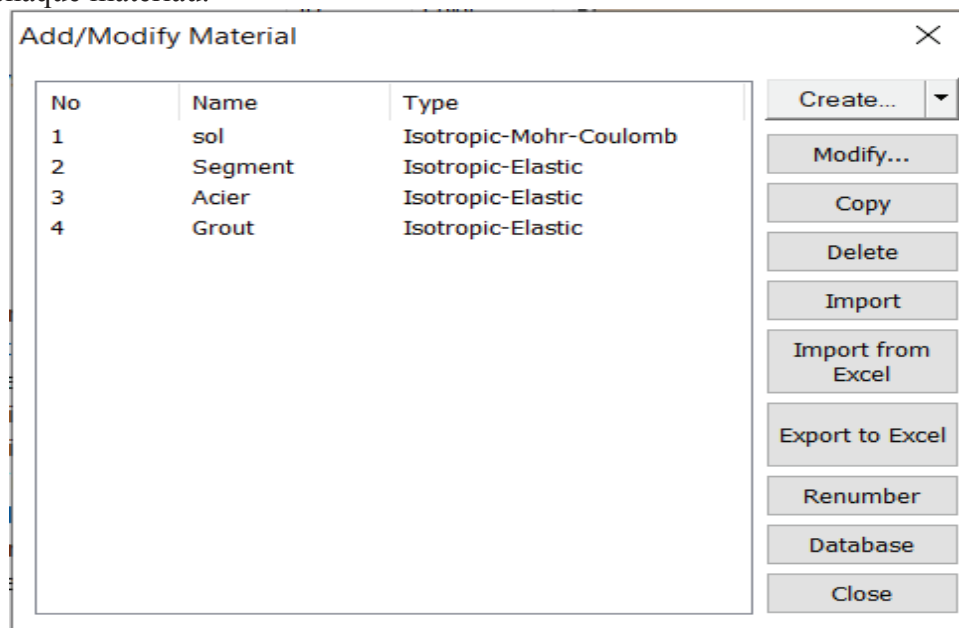
Modèle de comportement des matériaux de construction :

Dans la réalisation des tunnels ou généralement les ouvrages souterrains, l'aspect principal qui doit être atteint est la sécurité, pour l'ouvrage et les ouvriers durant la construction et à long terme pour les utilisateurs d'ouvrage.

Ainsi, dans notre cas, on a opté pour un modèle de comportement élastique pour les matériaux de construction (le coulis, acier de jupe), car il ne permet aucune déformation contrairement au comportement plastique qui permet des déformations. Le comportement plastique est plus rentable que l'élastique, mais ce dernier est plus sécurisé.

En plus, les mauvaises conditions de notre terrain nous ont imposé le choix de comportement élastique pour les matériaux pour assurer la sécurité et la stabilité de la section excavée.

L'insertion des caractéristiques structurales des matériaux ou du sol se fait par l'option « Mesh – Material » avec le choix du matériau isotopique, ensuite nous créons ses propriétés par la commande « Mesh – Property » avec un choix de l'un de ces types pour chaque matériau.



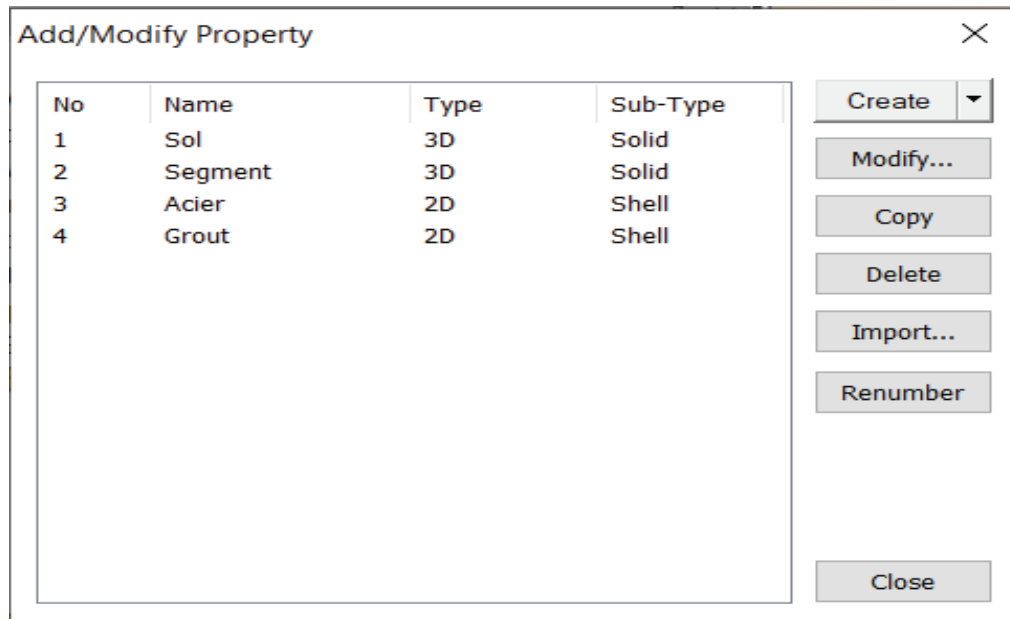
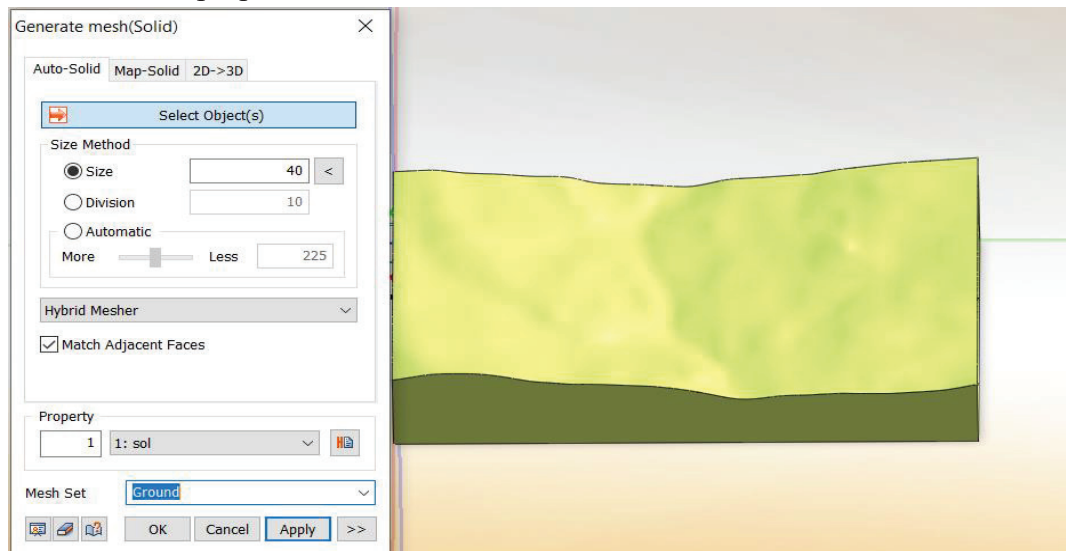


Figure V.24 : Insertion des caractéristiques des matériaux.

V.5.3 Maillage du terrain :

Le processus de maillage du terrain consiste à utiliser la commande « Generate 3D Mesh Automatically » avec la sélection des propriétés.

- Choisissez l'onglet [Auto-Solid].
- Sélectionnez le modèle.
- Entrez la taille du maillage à '4'.
- Sélectionnez 'Hybrid Mesher (Hexahedron centered)'.
- Cochez [Match Adjacent Faces].
- Sélectionnez la propriété comme « 1 : sol ».



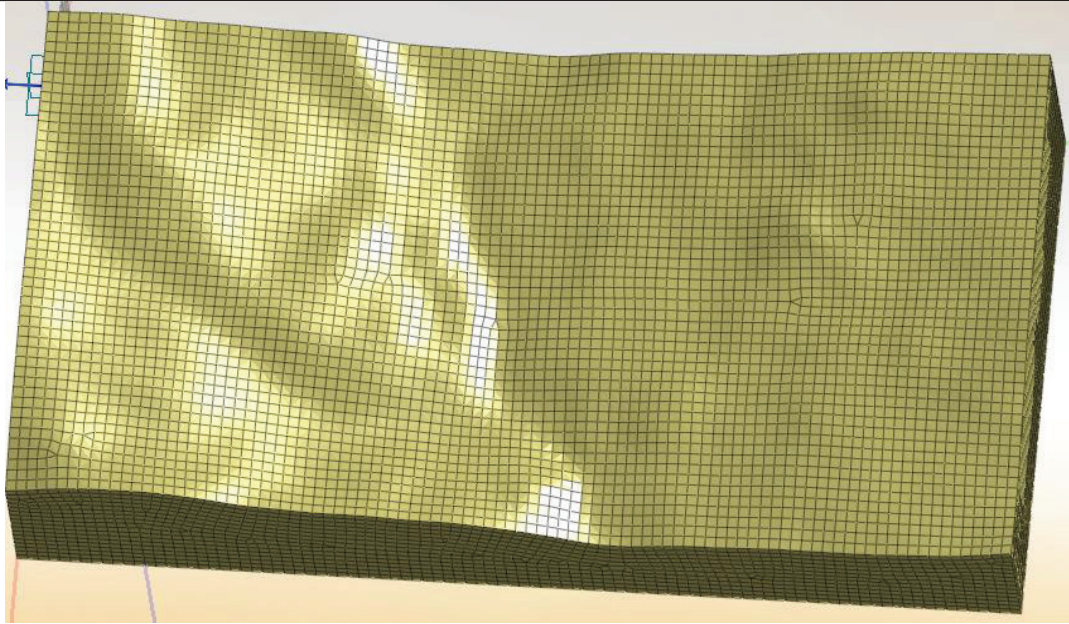


Figure V.25 : Maillage du terrain

V.5.4 Maillage du sol excavé de la section interne de la galerie :

Comme nous l'avons fait précédemment avec le grand sol, nous répétons les memes étapes mais changeons la taille du maillage à '1'.

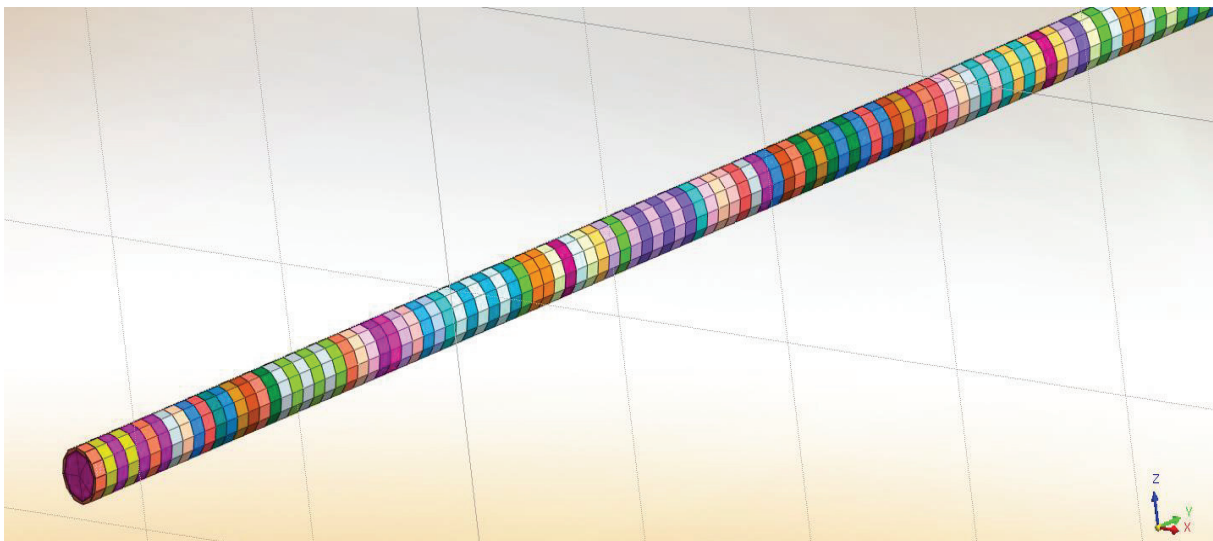


Figure V.25 : Maillage de la section interne de la galerie

V.5.5 Maillage de la section externe de la galerie ou des anneaux :

Comme nous l'avons fait précédemment avec le sol excavé de la section interne de la galerie, nous répétons les memes étapes.

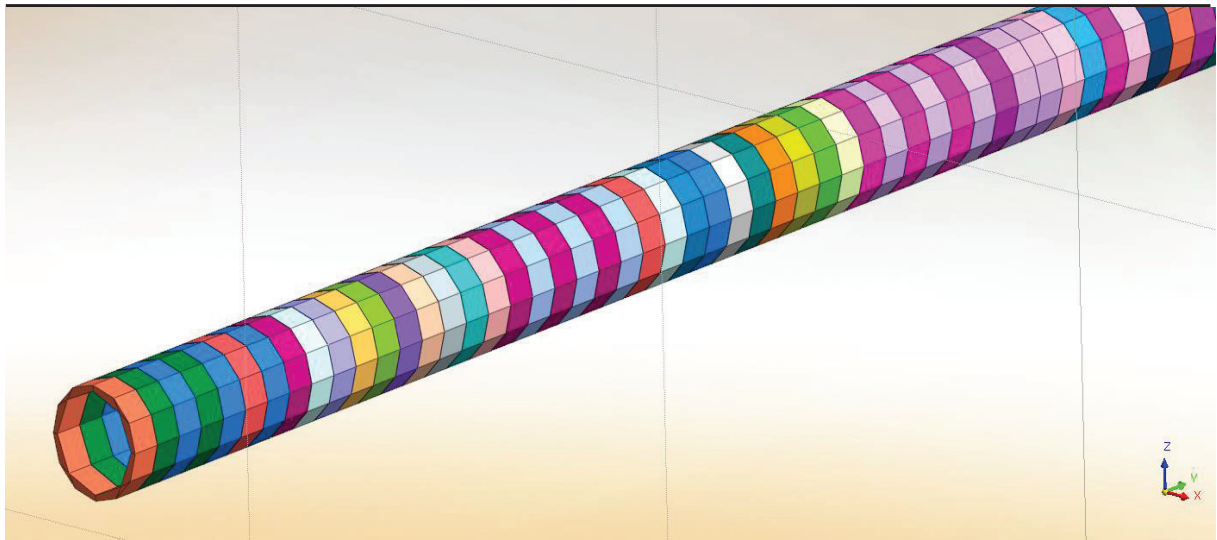


Figure V.26 : Maillage des anneaux

V.5.6 Création du maillage de la coque de la jupe du TBM :

La coque de la jupe (shield) d'un tunnelier à pression de boue (TBM) est une structure en acier robuste qui se trouve à l'avant du TBM. Elle est conçue pour maintenir la pression de boue et empêcher l'infiltration d'eau et de débris dans le tunnel pendant le creusement. La coque de la jupe est adaptée aux variations de la pression du sol et résiste aux contraintes du processus de forage. Elle est équipée de joints d'étanchéité et de plaques de coupe à l'avant pour faciliter le creusement. Sa fonction principale est de garantir la sécurité et l'efficacité du processus de creusement souterrain.

Pour créer le maillage de cette coque nous utilisons d'abord l'option « Extract » pour extraire le maillage du coque par le maillage des anneaux après avoir cliqué sur l'option « Extract » nous passons par les étapes suivantes :

- Masquez les ensembles de maillages dans la fenêtre de travail 'model' en décochant la case [Mesh]
- Activez uniquement le maillage des cercles externes (maillage des anneaux).
- Sélectionnez [Front] dans la barre [View Toolbar].
- dans Mesh > Mesh > element > Extract, sélectionner type 'Face'.
- Sélectionnez toutes les faces des ensembles de maillages des anneaux.
- Définissez la propriété sur '3: Acier'.
- Entrez le nom de mailles sur 'Jupe' ou 'Shield'.
- Cochez les options [Skip Duplicated Faces] et [Register based-on Owner shape].
- Cliquez sur le bouton [OK].

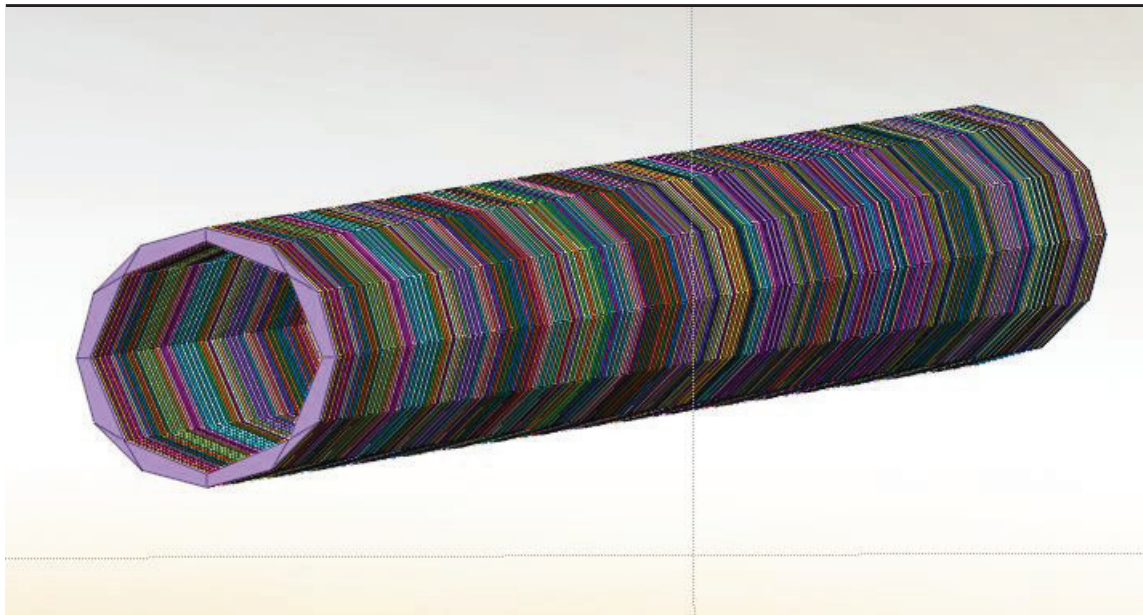


Figure V.27 : Forme initiale du maillage de la jupe

Après sa les éléments inutiles peuvent être supprimés à l'aide de la fonction [Delete].

- Sélectionnez [Right] dans la barre [View Toolbar].
- Sélectionnez les éléments de la partie avant et arrière comme la figure suivante.
- Sélectionnez [Front] dans la barre [View Toolbar].
- Sélectionnez l'élément de la zone interne et cliquez sur [OK]. (Il est facile de sélectionner la zone interne si vous utilisez la sélection [Polygone] dans la barre d'outils de sélection).

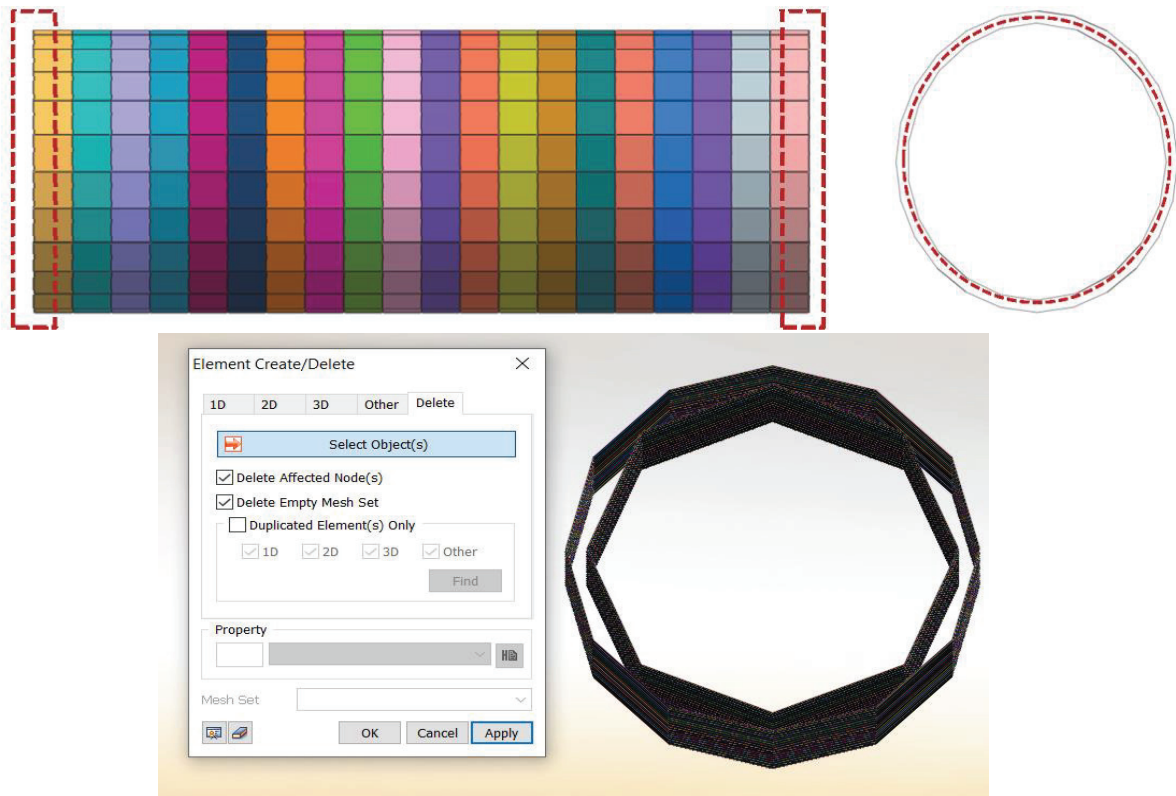


Figure V.28 : Les éléments supprimés

Et puis nous verrons la forme finale du maillage de la jupe du TBM.

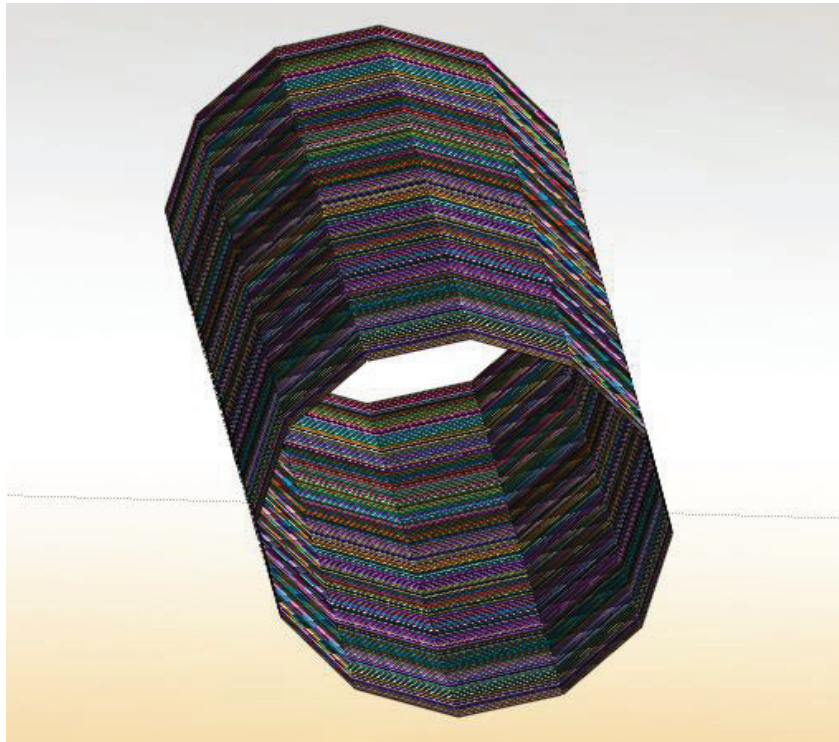


Figure V.28 : Forme finale du maillage de la jupe

V.5.7 Renommer les maillages :

Le nom des mailles doit être modifié pour être conforme aux étapes d'excavation.

Dans GTS NX, vous pouvez facilement définir des étapes de construction, mais il fallait avoir des maillages bien numérotés dans l'ordre d'excavation.

Tout d'abord, les noms des ensembles de mailles de la partie tunnel doivent être modifiés avec ses étapes :

- Sélectionnez tous les maillages des Cercles externes.
- Définissez [Sorting Order] sur 'Global Rectangular'. Et attribuez 'Y' à [1st].
- Choisissez 'Ascending order'. Nommez dans [mesh sets] "Cercle externe #" et le numéro de départ à (1).
- Cliquez sur [apply].
- De la même manière nous complétons avec le reste des maillages juste on change le nom dans chaque maillage avec le nom qui convient à nos besoins.

V.6 Poids propre :

Pour définir un poids propre dans notre modèle nous cliquons sur [Static/Slope Analysis > Load > Self Weight]. La gravité est calculée automatiquement en multipliant le poids unitaire saisi du sol et la structure et l'accélération de la gravité. Il peut être réglé très facilement en saisissant le facteur d'échelle de la direction comme présenté dans les étapes suivantes et la figure V.29.

- Définissez le [Nom] sur « Gravity » et saisissez « Poids propre » comme nom [Load set].
- Mettez -1 pour la valeur Gz.
- Cliquez sur le bouton [OK].

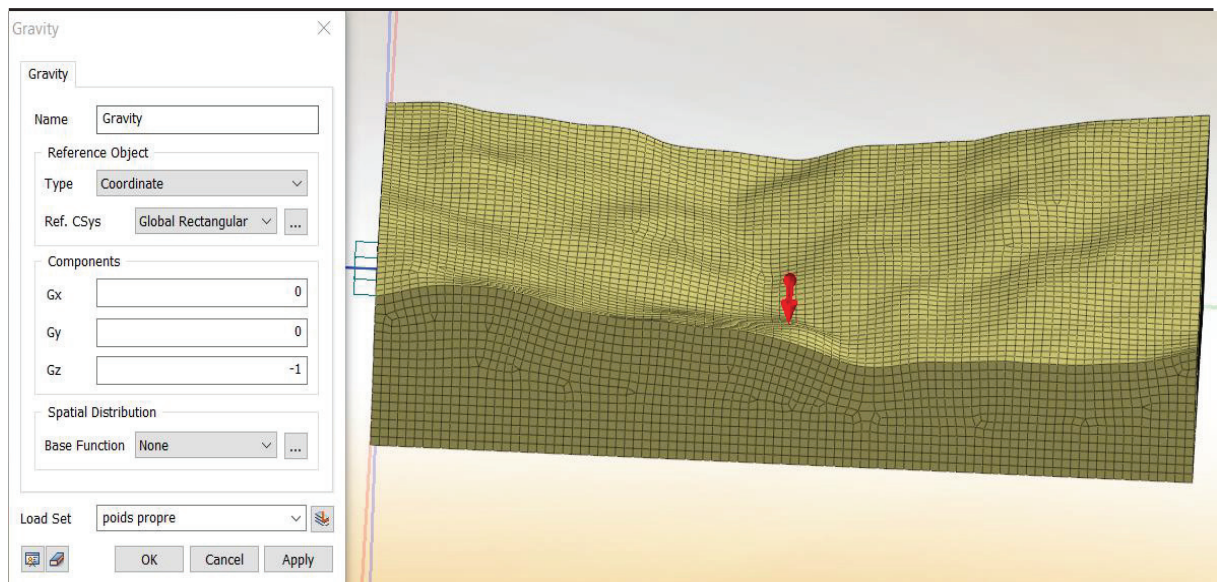


Figure V.29 : La gravité

V.7 Charges :

Les noms des ensembles de charges doivent être définis à l'avance. La définition des charges concerne les charges spécifiques qui s'appliquent à un tunnel creusé par un TBM. Cela inclut les charges de l'excavation du sol, les charges des revêtements utilisés pour soutenir le tunnel, les charges hydrostatiques éventuelles, les charges des eaux souterraines, les charges du trafic ferroviaire ou routier au-dessus du tunnel, etc.

Dans notre projet on a les quatre charges (pressions) suivantes :

- HP : Drilling pressure —————> Pression de forage

Drilling pressure se réfère à la pression de forage lors du processus de creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier tunnelier par la tête de coupe rotative qui est l'organe qui porte les outils. Elle doit assumer les fonctions de découpe du terrain et de ramassage des déblais. Elle est à la fois poussée contre le terrain grâce aux vérins longitudinaux.

- J : Jack thrust —————> Poussée du vérin

Pour faire avancer le tunnelier dans le sol les vérins s'appuient contre les voussoirs déjà installés. La rotation de la roue de coupe sous l'action de la poussée des vérins assure l'avancement de la tête de coupe.

- S : Shield external pressure —————> Pression externe du bouclier

Les pressions externes du bouclier c'est les pressions qui s'appliquent sur le mortier de bourrage après que la jupe du bouclier se soit éloignée de chaque anneau la dernière phase de construction par tunnelier sera l'injection de ces vides annulaires par un mortier de bourrage pour améliorer la solidité du sol et diminuer le tassement de surface. L'injection doit se réaliser le plus rapidement possible après l'installation des anneaux.

La jupe du bouclier est une structure essentielle qui entoure la tête de coupe du TBM lors du creusement de tunnels. Elle assure le soutien, la stabilité et l'étanchéité du processus de forage, et on peut considérer que son rôle est comme un soutènement provisoire et cette dernière dans notre modèle elle contient ou recouvre 8 anneaux et le tunnelier commence le processus d'injection du mortier de bourrage.

- E : Segment external pressure —————> pression externe des voussoirs

Lorsque le TBM avance et creuse le tunnel, des voussoirs préfabriqués sont utilisés pour former le revêtement du tunnel qui supporte les pressions de terre au tour des voussoirs en long terme.

V.8 Insertion des pressions :

A cette étape, nous allons insérer les pressions que nous avons définies précédemment et nous le montrons par des figures.

Pour insérer les pressions dans notre modèle nous cliquons sur [Press].

V.8.1 Insertion de la pression de forage « HP » :

La pression de forage de l'excavation est définie par le processus suivant :

- Nous devons d'abord savoir que les pressions de forage s'exerceront sur les surfaces des cercles intérieurs dont l'ordre impaire sauf la première surface (3.5.7.9...ext) par ce que le pas de creusement est 2.4m (un valeur de largeur du deux anneaux ou deux voussoirs) et le premier pas les premiers 2.4m est déjà creusée avant de placer le tunnelier.
- Sélectionnez toutes les cercles internes (3,5,7...ext) pour l'afficher seulement.
- Définissez le type d'objet sur 'Face' et sélectionnez une face de la partie avant du 'Cercle interne -3'.
- Réglez la direction sur "Y" dans [Reference Coordinate system/Global Rectangular].
- Cochez l'option [Uniformly Distributed load] et entrez la taille de la charge à '200KN/m²'.
- Définissez la charge définie [Load Set] sur 'HP1' et clique [Apply].
- De la même manière, sélectionnez la face du cercle interne de (5, 7, 9...ext) et créez (HP2, HP3, HP4...ext) ensemble de charge.

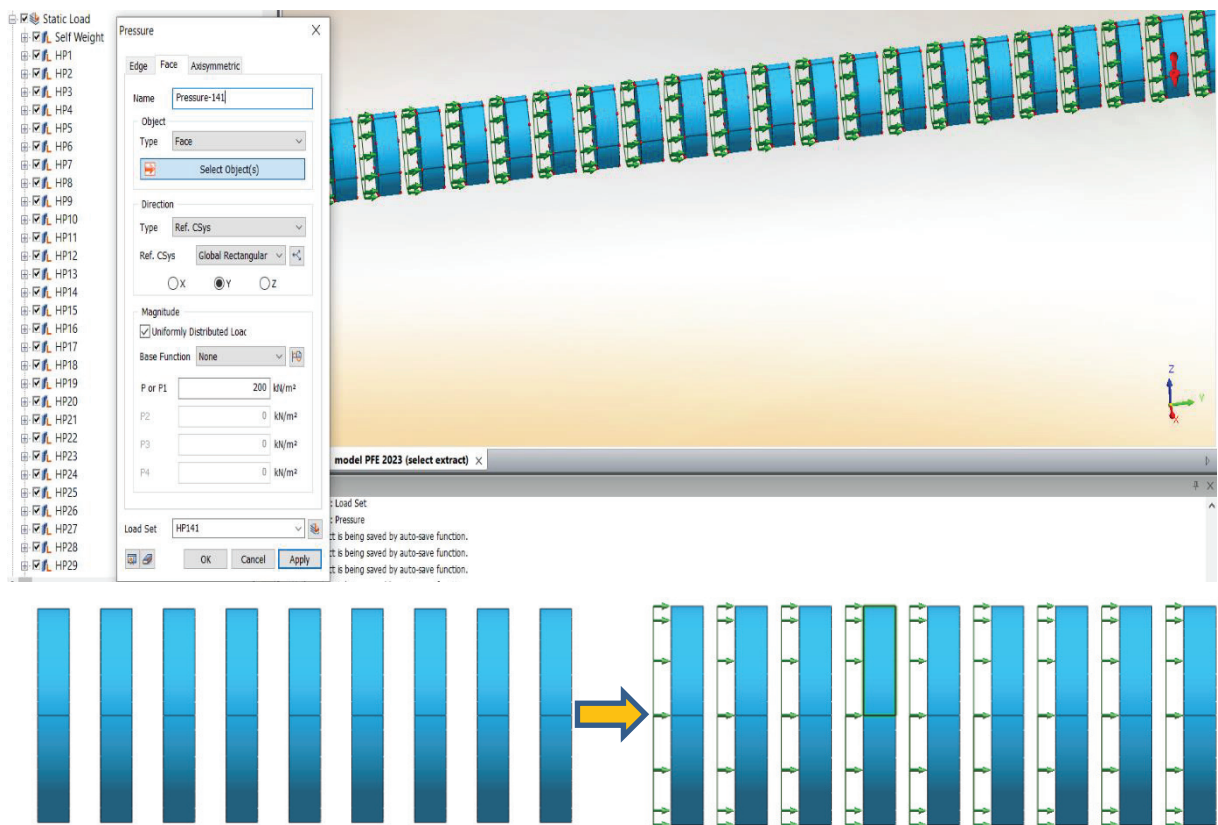


Figure V.30 : Pression de forage

V.8.2 Insertion des pressions de la poussée du vérin :

La poussée du vérin de l'excavation du tunnelier est définie par le processus suivant :

- Nous devons d'abord savoir que les pressions de la poussée du vérin appliqué sur la face avant de l'anneau et après avoir terminé l'installation du deux anneaux donc c'est-à-dire elle est appliquée sur le 2eme anneau (le dernier).
- Sélectionnez les cercles externes (2, 4, 6...ext) et cliquez sur le bouton adroit de la souris et cliquez sur [show only] pour afficher uniquement les cercles sélectionnées.
- Définissez le type d'objet sur 'Face'. Sélectionnez la face de la partie arrière du 'cercle

externe -2'.

- Définissez la direction sur 'Y' dans [Reference Coordinate system/Global Rectangular].
- Cochez l'option [Uniformly Distributed load] et entrez la taille de la charge à '-4500KN/m²'.
- Définissez la charge définie [Load Set] sur 'J1' et cliquez [Apply].
- De la même manière, sélectionnez la face avant du cercle externe de (4, 6, 8...ext) et créez (J2, J3, J4...ext) ensemble de charge.

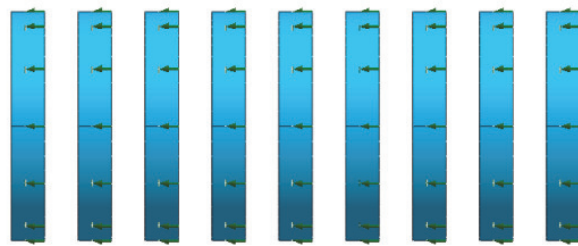
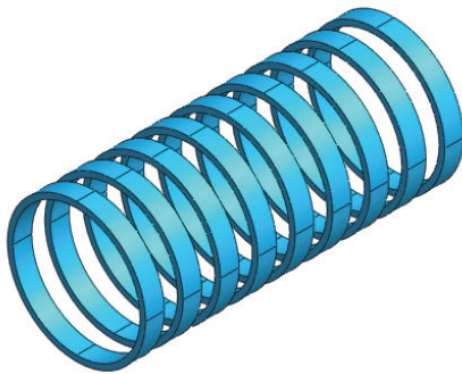
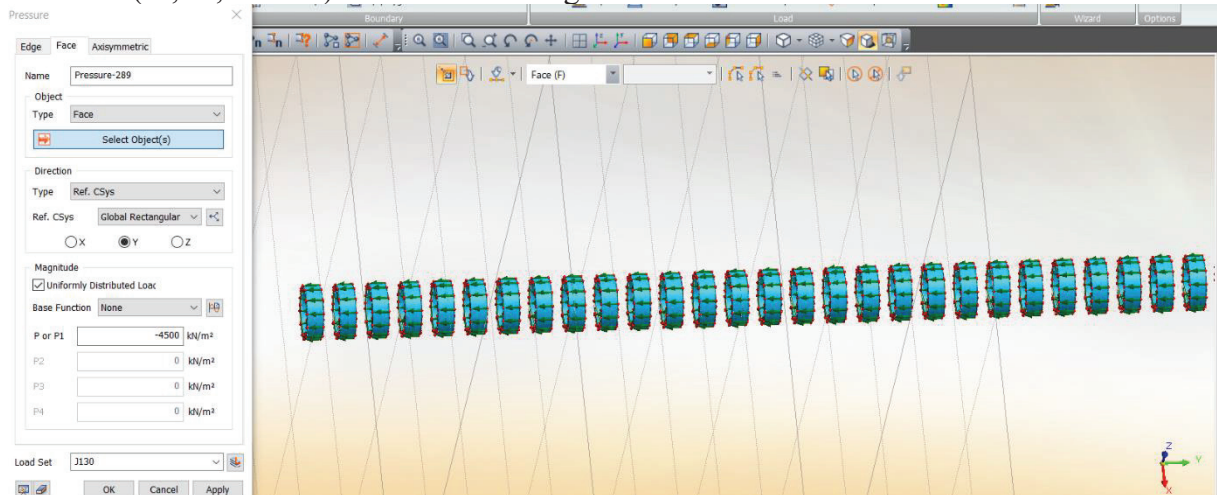


Figure V.31 : Les poussées du vérin sur les anneaux

V.8.3 Insertion des pressions externe du bouclier :

La pression externe au bouclier de l'excavation du tunnelier ou les pressions qui s'appliquent sur le mortier de bourrage est définie par le processus suivant :

- Comme nous l'avons dit précédemment que le pas de creusement est 2.4m et la largeur d'un voussoir est 1.2m donc nous insérons les pressions dans chaque deux anneaux.
- Afficher uniquement tous les cercles externes qui présente les anneaux.
- Définissez le type d'objet sur 'Face' et sélectionnez les 8 faces de bordure des cercles externes 1, 2 qui présente les surfaces extérieures des voussoirs.
- Réglez la direction sur [Normal].
- Cochez l'option [Uniformly Distributed load] et entrez la taille de la charge à '50 KN/m²'.
- Définissez la charge définie [Load Set] sur 'S1' et cliquez [Apply].
- De la même manière, sélectionnez la face de bordure du cercle externe (3, 4) ; (5, 6) ;

(7,8) ...ext et créez l'ensemble de charge 'S2, S3, S4 ...ext'.

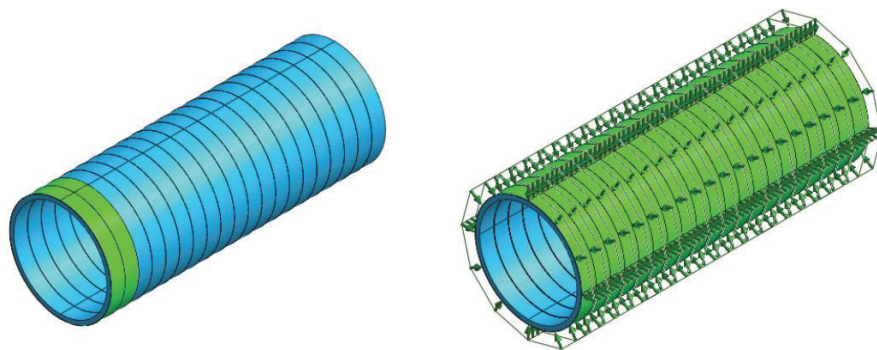
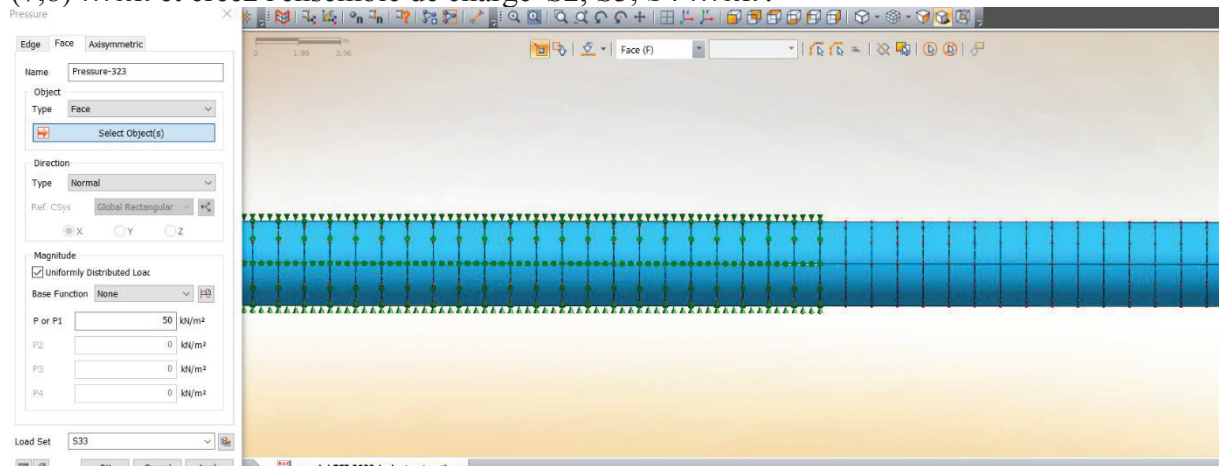


Figure V.31 : Les pressions sur le mortier de bourrage

V.8.4 Insertion des pressions externe des voussoirs :

Théorie de TERZAGHI :

Selon la méthode de TERZAGHI, il est supposé que le soutènement doit supporter le poids d'un volume de terrain en forme de cloche.

Tel que :

H = hauteur de couverture

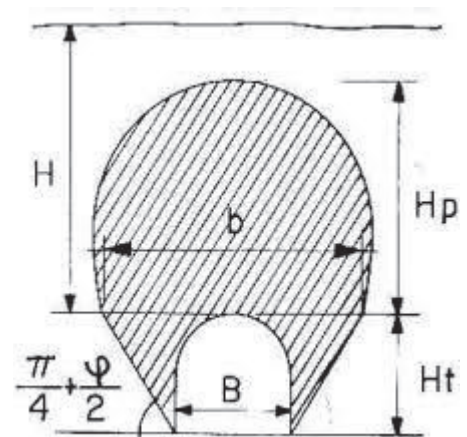
B = largeur de la galerie

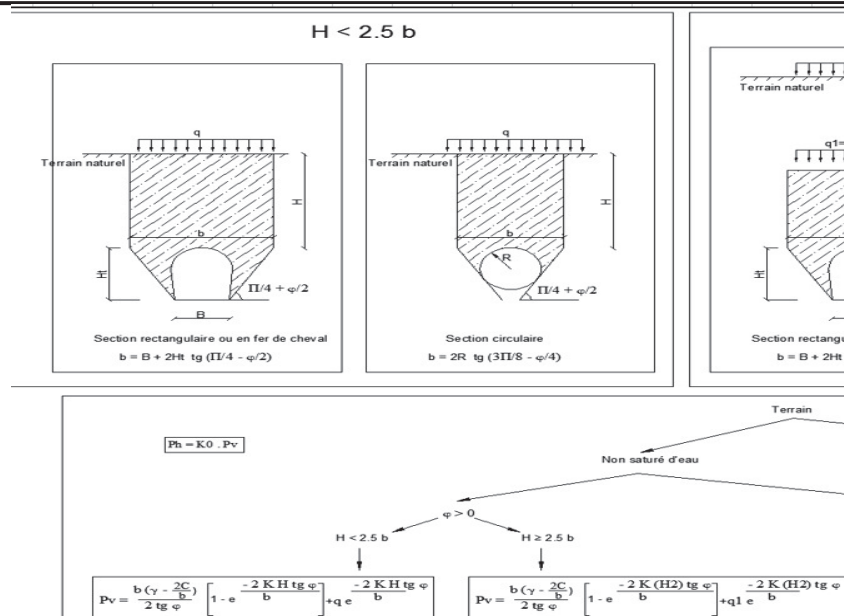
Ht = hauteur de la galerie

b = base de la parabole de TERZAGHI

Hp = hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale

Φ = angle de frottement du terrain



**I) Charge active verticale descendante en voûte du tunnel:**

Insérer des données

Résultats

1) Données:

Terrain NON saturé d'eau		
Section circulaire		
$\gamma =$	23,4	Kpa
$H =$	75	m
$C =$	72	Kpa
$\varphi =$	23,16	°
$\nu =$	0,3	
$q =$	0	KPa
$R =$	2	m
$K =$	0,5	

$H1 =$	56.42 m
$H2 =$	18.58 m
$q1 =$	1320.23 KN/m ²

$$H = 75\text{m} > H2 = 2.5b = 18.58\text{m}$$

Tunnel profond

$$b = 7,43 \text{ m}$$

L'effet de voûte ne se fait pas sentir jusqu'à la surface**2) Résultats:**

$$P_v = 476,07 \text{ Kpa}$$

Après d'ajouter le coefficient de sécurité (0.1) :

$$P_v = 476.07 \times 1.1 = 523.677.$$

Chaque pas de creusement (2.4m) le tunnelier s'arrête pour monter deux anneaux successifs qui supportent les pressions sur les surfaces extérieures des anneaux.

Pour insérer les pressions sur les voussoirs dans notre modèle nous passons par les étapes suivantes :

- Afficher uniquement tous les cercles externes qui présente les anneaux.
- Définissez le type d'objet sur 'Face' et sélectionnez les 8 faces de bordure des cercles externes 1, 2 qui présente les surfaces extérieure des voussoirs.
- Réglez la direction sur [Normal].
- Cochez l'option [Uniformly Distributed load] et entrez la taille de la charge à '525 KN/m²'.
- Définissez la charge définie [Load Set] sur 'E1' et clique [Apply].
- De la même manière, sélectionnez la face de bordure du cercle externe (3, 4) ; (5, 6) ; (7,8) ...ext et créez l'ensemble de charge 'E2, E3, E4 ...ext'.

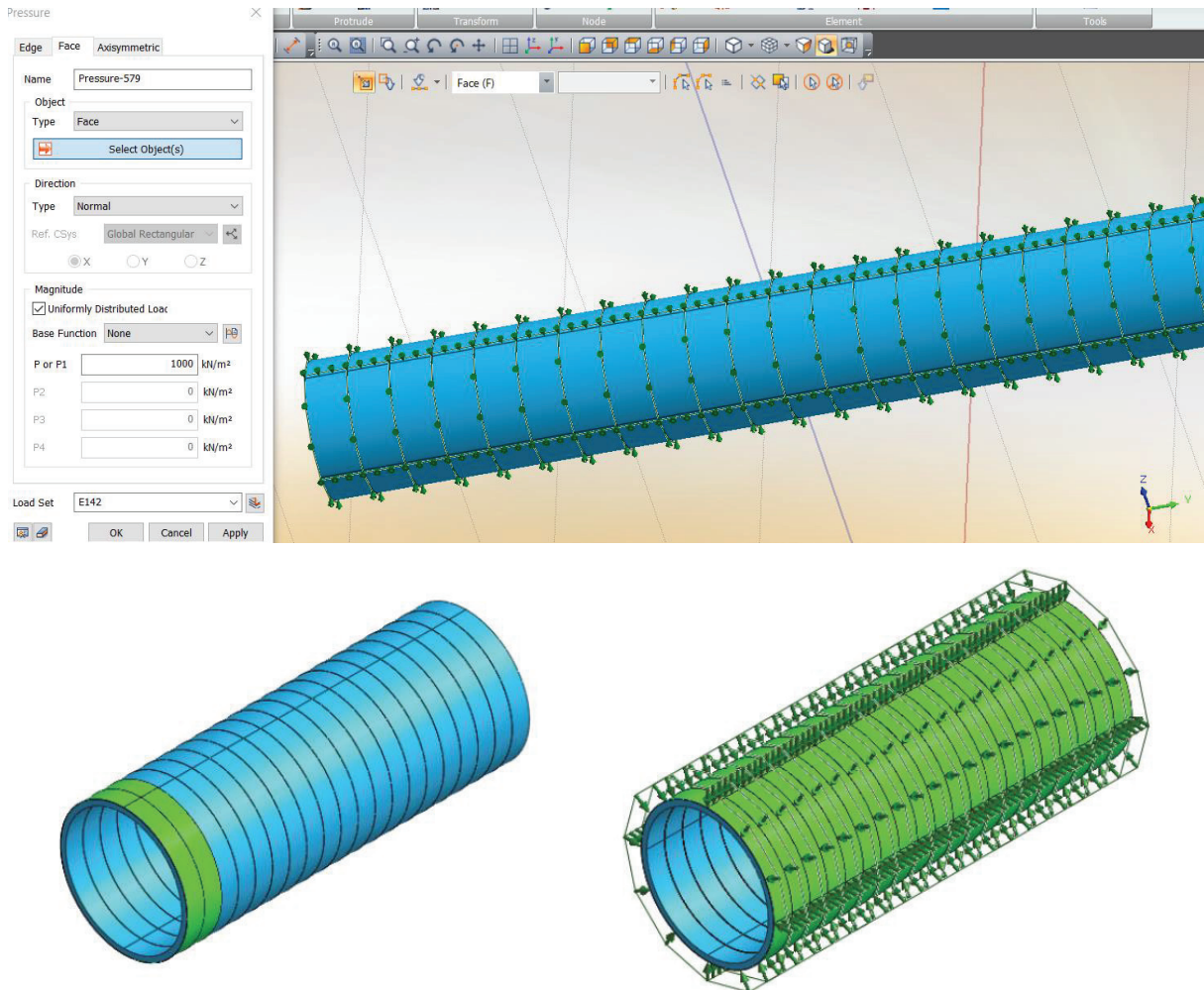


Figure V.32 : Les pressions sur les voussoirs.

V.9 Conditions aux limites :

Il existe une option pour définir automatiquement les conditions aux limites, et c'est par la commande « Constraint – Auto ».

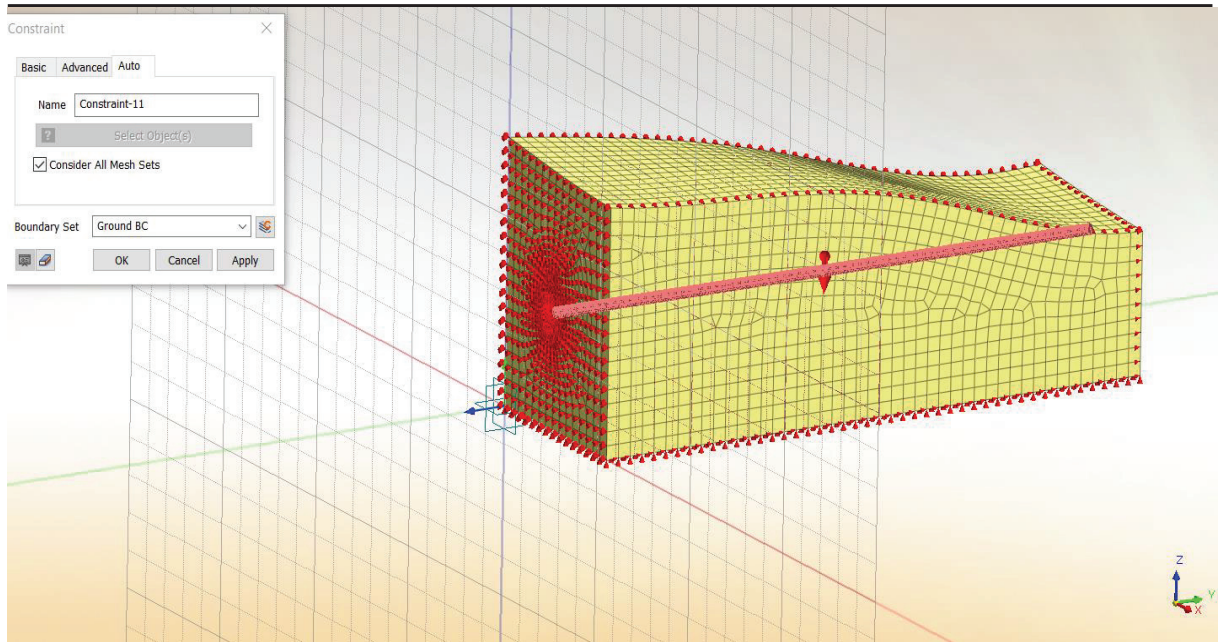


Figure V.33 : Blocage des faces automatiquement.

C'est ainsi que la modélisation était terminée, il ne reste plus qu'à déterminer les étapes de construction « Construction Stage ».

La forme finale de la modélisation est illustrée dans la figure ci-dessous.

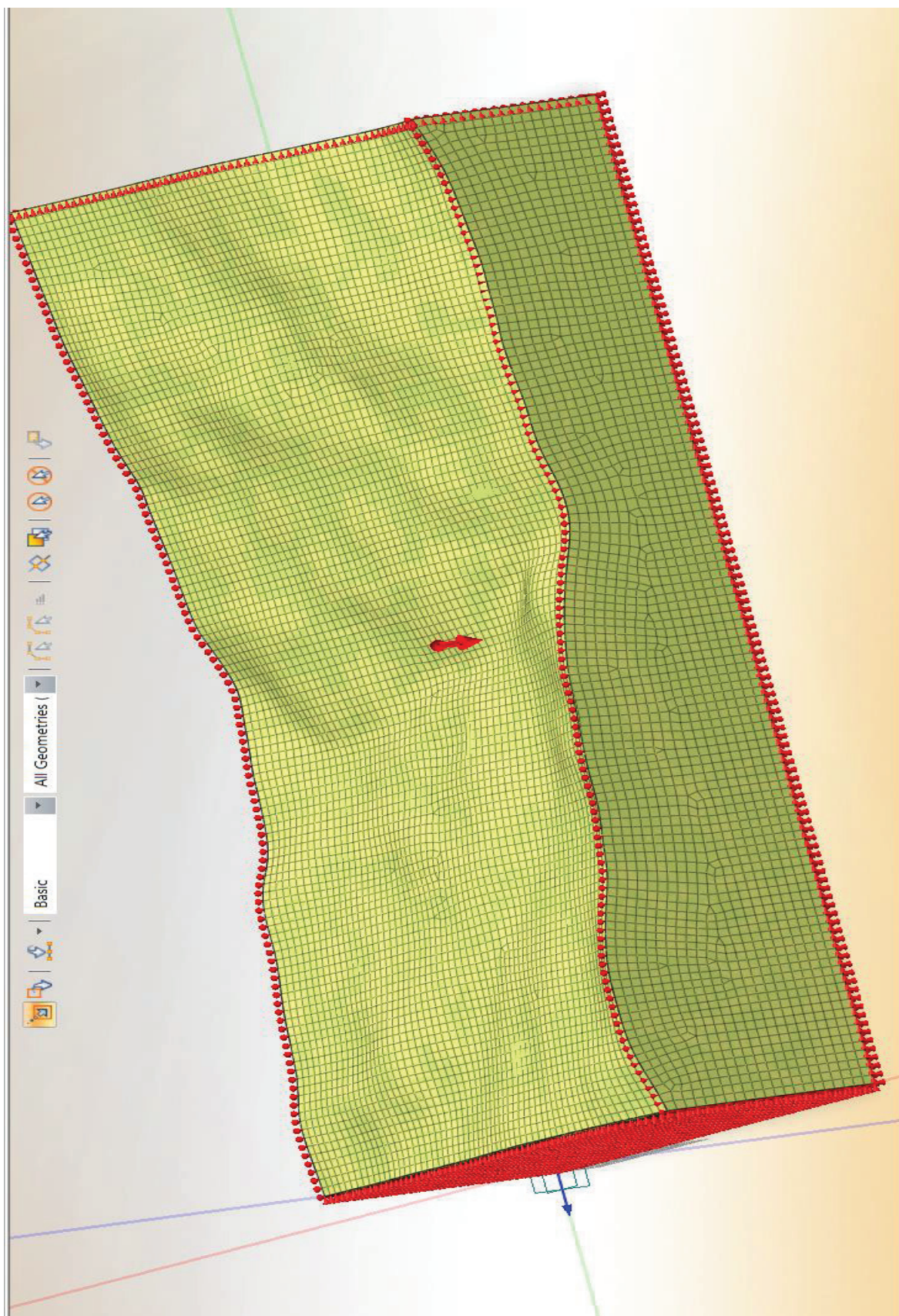


Figure V.34 : Modèle final.

V.9.1 Modifier la propriété :

Avant d'arriver aux étapes d'excavation, nous devons modifier certaines propriétés :

- Maillage de cercle externe (sol) → Maillage d'anneau ou segment (solide).
- Maillage de jupe ou shield (Plate) → Maillage de coulis ou mortier de bourrage (Plate).

Pour modifier les propriétés nous passons par les étapes suivantes :

- Cliquez sur [Static/Slope Analysis > Boundary > Change Property].
- Nous choisissons [Construction Stage] et Sélectionnez tout le maillage des cercles externes.
- Définissez la propriété sur '2 : Segment ou anneau'.
- Sélectionnez toutes les mailles de la jupe ou shield.
- Définissez la propriété sur '4 : Grout ou coulis'.

Nous avons fait ces modifications parce qu'avant l'excavation tout est sol après et puis on installe les anneaux qui étaient à la place du sol, et dans l'excavation et après avoir déplacé la jupe du dessus de l'anneau on l'injecte en place le coulis (le mortier de bourrage).

V.10 Stage wizard :

La page de stages de construction est divisée en trois sections :

« Element, Boundary, Load » contient tous les maillages, les charges, les contacts et les conditions aux limites qui ont été spécifiés tout au long de la modélisation.

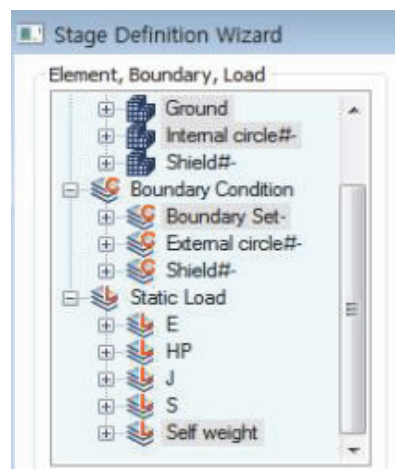


Figure V.35 : Fenêtre de « Element, Boundary, Load ».

« Set Assignment Rules » a plusieurs options qui sont les suivantes :

« Set Type » : pour définir lequel des objets nous utiliserons dans « Set Name Prefix » (est-elle « Mesh » ou « Static Load » ou ...) ;

« Set Name Prefix » : et c'est de choisir un des maillages (Mesh) pour définir comment ça marche dans les autres cases ;

« A/R » (Add, Remove) : c'est pour donner l'ordre d'installer ou d'enlever ce que l'on a choisi dans « Set Name Prefix » ;

« Start Postfix » : pour déterminer le numéro de « Set Name Prefix » que l'on connaît pour commencer ;

« F » et « End Postfix » : si vous avez plusieurs nombres de « Set Name Prefix » et que vous ne souhaitez pas tous les compléter, vous pouvez spécifier le nombre de « Set Name Prefix » auquel vous vous terminez ;

« Postfix Inc » : il s'agit de préciser la numérotation de « Set Name Prefix » qui sera utilisée, par exemple au moment de choisir le chiffre 4, il mettra le premier élément, puis après lui il mettra directement l'élément numéro 5, en ignorant les trois éléments qui sont entre eux ;

« Start Stage » : déterminez le numéro de stage auquel il commence dans la section « Activation Status » ;

« Stage Inc » : pour déterminer la différence de stage entre les éléments, par exemple si on met le chiffre 4 il mettra le premier élément, puis il ne mettra le deuxième élément qu'après 4 stages dans « Activation Status ».

	Set Type	Set Name Prefix	A/R	Start Postfix	F	End Postfix	Postfix Inc.	Start Stage	Stage Inc.
*					☐				

Figure V.36 : La barre de « Set Assignment Rules ».

« Element, Boundary, Load Activation Status » : le « Set Type » et « Set Name Prefix » sont réglés automatiquement, il reste à remplir les cases de « I.S » par « Element, Boundary, Load », et ce sont les éléments par lesquels il commence et qu'il n'efface que s'il a précisé l'acte de « Remove » en « Set Assignment Rules », pour « S1, S2 ... » sont les phases et déterminées automatiquement par « Apply Assignment Rules » après avoir défini les phases en « Set Assignment Rules ».

Set Type	Set Name Prefix	I.S.	S1
----------	-----------------	------	----

Figure V.37: Barre de « Element, Boundary, Load Activation Status ».

Dans notre cas, le creusement et le soutènement sur les 24 premiers mètres, et les phases de construction en « Stage wizard » sont illustrées dans la Figure V.38 et V.39.

Set Type	Set Name Prefix	A/R	Start Postfix	F	End Postfix	Postfix Inc.	Start Stage	Stage Inc.
Mesh	Internal#-	R	1	0		2	1	1
Mesh	Internal#-	R	2	0		2	1	1
Mesh	External#-	R	1	0		2	1	1
Mesh	External#-	R	2	0		2	1	1
Mesh	Shield#-	R	1	0		2	5	1
Mesh	Shield#-	R	2	0		2	5	1
Mesh	Shield#-	A	1	0		2	1	1
Mesh	Shield#-	A	2	0		2	1	1
Mesh	External#-	A	1	0		2	4	1
Mesh	External#-	A	2	0		2	4	1
Mesh	Shield#-	A	1	0		2	8	1
Mesh	Shield#-	A	2	0		2	8	1
Load	HP	A	1	0		1	1	1
Load	S	A	1	0		1	1	1
Load	E	A	1	0		1	5	1
Load	J	A	1	0		1	4	1
Load	J	R	1	0		1	5	1
Boundary	External#-	A	1	0		2	4	1
Boundary	External#-	A	2	0		2	4	1
Boundary	Shield#-	A	1	0		2	8	1
Boundary	Shield#-	A	2	0		2	8	1

Figure V.38: Les stages à saisir dans le tableau de « Set Assignment Rules ».

Stage Definition Wizard

Element, Boundary, Load

- Extrude Mesh Set
- Ground
- Internal circle#-
- Shield#-
- Boundary Condition
- condition_limite
- External circle#-
- Shield#-
- Static Load
- E
- HP
- J
- S
- self_weight
- Contact

Construction Stage Set: TBM

Set Assignment Rules

	Set Type	Set Name Prefix	A/R	Start Postfix	F	End Postfix	Postfix Inc.	Start Stage	Stage Inc.
*									

Apply Assignment Rules OK Cancel

Element, Boundary, Load Activation Status

	Set Type	Set Name Prefix	I.S.	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17
	Boundary Set	condition_limite	A: -																	
	Mesh set	Default Mesh Set	A: -																	
	Load Set	E																		
	Mesh set	External circle#-	A: 1to20	R: 1,2	R: 3,4	R: 5,6	A: 1,2 R: 7,8	A: 3,4 R: 9,10	A: 5,6 R: 11,12	A: 7,8 R: 13,14	A: 9,10 R: 15,16	A: 11,12 R: 17,18	A: 13,14 R: 19,20	A: 15,16	A: 17,18	A: 19,20				
	Boundary Set	External circle#-					A: 1,2	A: 3,4	A: 5,6	A: 7,8	A: 9,10	A: 11,12	A: 13,14	A: 15,16	A: 17,18	A: 19,20				
	Mesh set	Extrude Mesh Set	A: -																	
	Mesh set	Extrude Mesh Set-	A: 1to6																	
	Mesh set	Ground	A: -																	
	Load Set	HP		A: 1	A: 2	A: 3	A: 4	A: 5	A: 6	A: 7	A: 8	A: 9								
	Mesh set	Internal circle#-	A: 1to20	R: 1,2	R: 3,4	R: 5,6	R: 7,8	R: 9,10	R: 11,12	R: 13,14	R: 15,16	R: 17,18	R: 19,20							
	Load Set	J					A: 1	A: 2	A: 3	A: 4	A: 5	A: 6	A: 7	A: 8	A: 9	R: 9				
	Load Set	S		A: 1	A: 2	A: 3	A: 4	A: 5	A: 6	A: 7	A: 8	A: 9	A: 10							
	Load Set	self_weight	A: -																	
	Mesh set	Shield#-		A: 1,2	A: 3,4	A: 5,6	A: 7,8	A: 9,10 R: 1,2	A: 11,12 R: 3,4	A: 13,14 R: 5,6	A: 12 15 16 R: 7,8	A: 3 4 17 18 R: 9,10	A: 5 6 19 20 R: 11,12	A: 7,8 R: 13,14	A: 9,10 R: 15,16	A: 11,12 R: 17,18	A: 13,14 R: 19,20	A: 15,16	A: 17,18	A: 19,20
	Boundary Set	Shield#-									A: 1,2	A: 3,4	A: 5,6	A: 7,8	A: 9,10	A: 11,12	A: 13,14	A: 15,16	A: 17,18	A: 19,20

Figure V.39: Les stages de construction du notre modèle.

V.11 Exécution des calculs :**V.11.1 La simplification du modèle :**

Le modèle que nous avons créé est très lourd et impossible à calculer avec les moyens dont nous disposons, nous avons donc simplifié le modèle dans la mesure où nous avons pu le calculer.

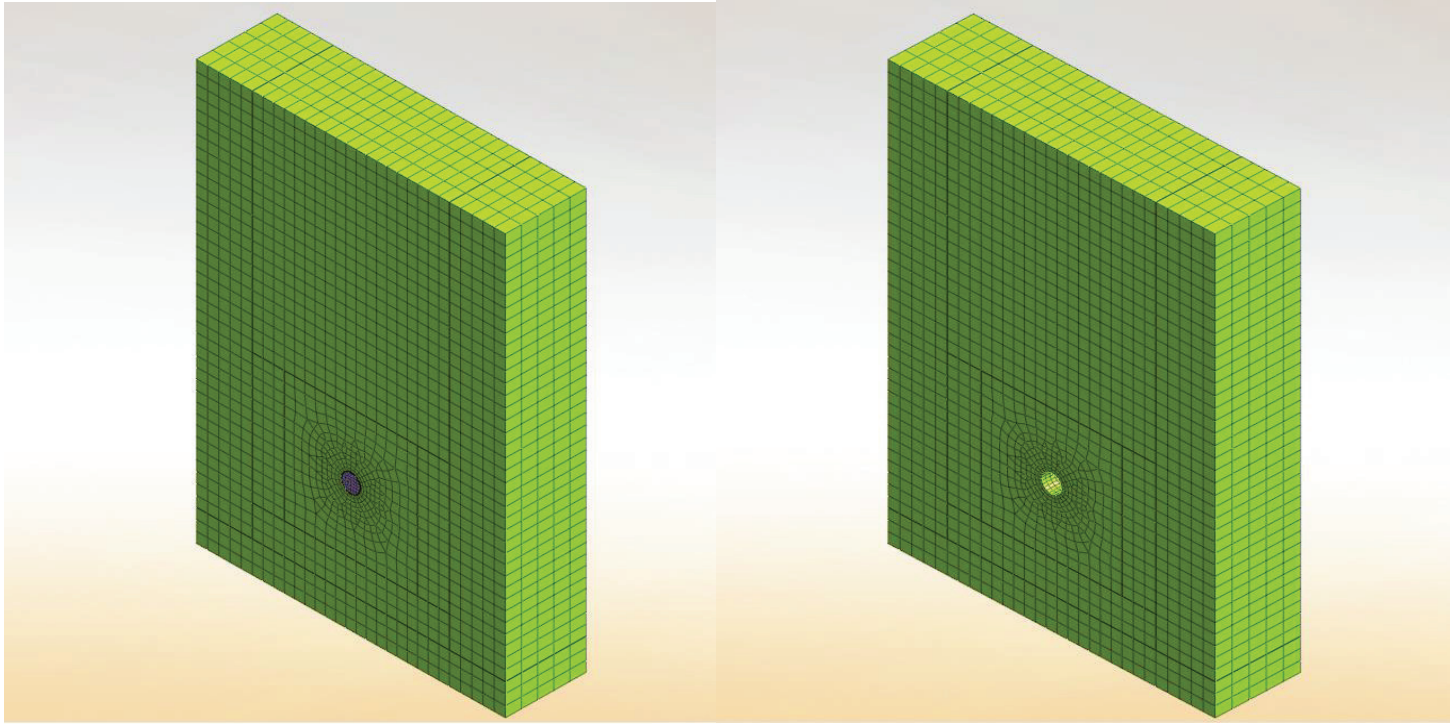


Figure V.40 : Modèle simplifié.

V.11.2 Les résultats des calculs :**V.11.2.1 La phase d'étude (sans galerie) :**

Dans cette phase on vient de dimensionner le modèle du projet avec les résultats des caractéristiques du terrain obtenus d'après l'étude géotechnique.

Cette première analyse est faite sans la réalisation de la galerie pour avoir une image sur le mouvement du terrain du massif.

La première chose à vérifier c'est la distribution des contraintes verticales du massif, pour assurer que notre modèle est soumis seulement à son poids propre (Force de pesanteur), comme illustré dans la figure ci-dessous. Alors, on a le modèle étant en équilibre géostatique, l'état initial est bien vérifié, donc le modèle est validé pour être utilisé dans la suite de l'analyse.

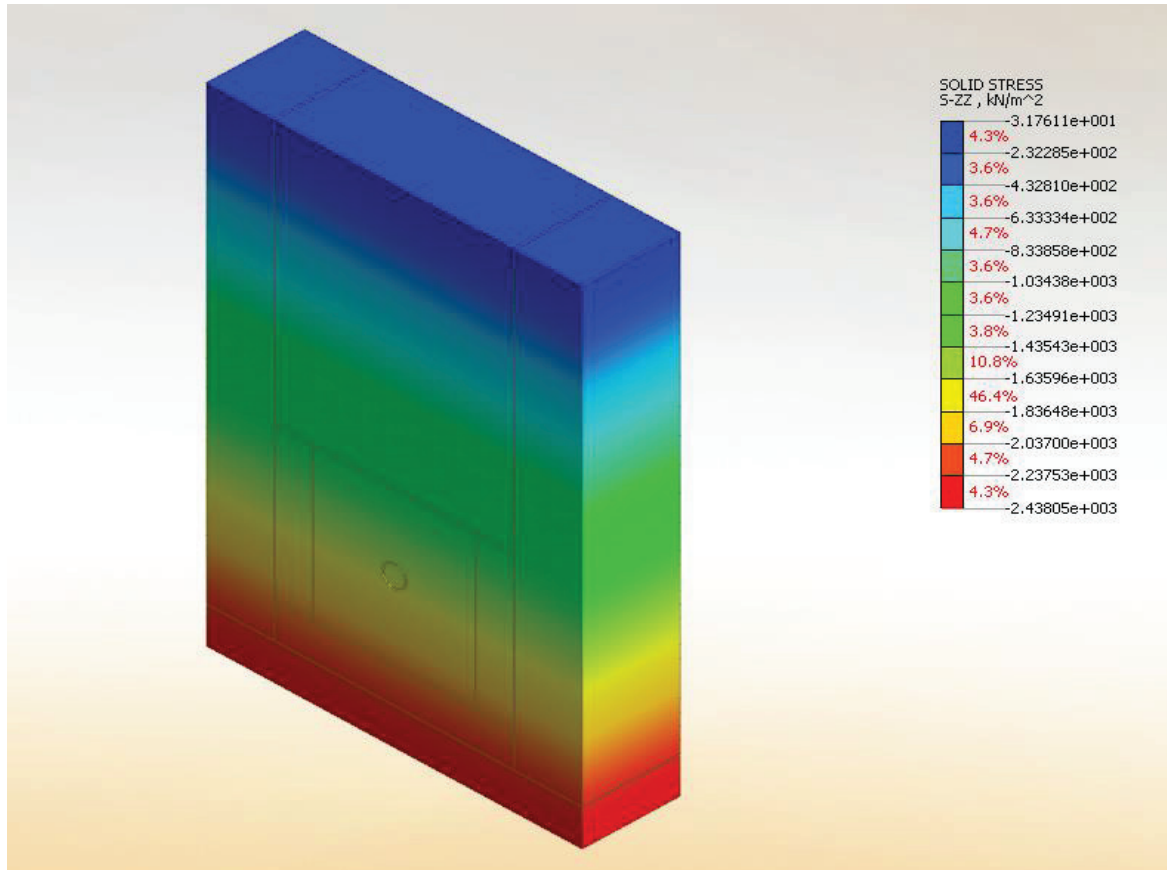


Figure V.41 : Contraintes initiales dans le massif.

Dans l'état initial, le modèle est en équilibre géostatique, et tous les déplacements dans toutes les directions sont nuls (Figure V.42).

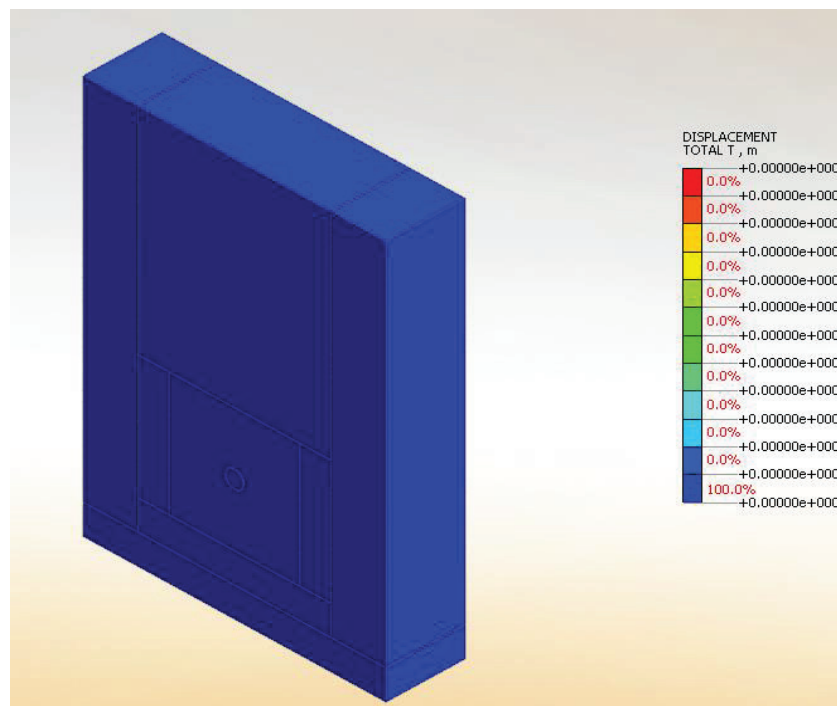


Figure V.42 : Le massif dans l'état du repos.

Le massif :

Premièrement et avant de placer les anneaux on doit commencer par le creusement du 7.2m (6anneaux) la figure ci-dessous présente les résultats des déplacements du terrain après le creusement :

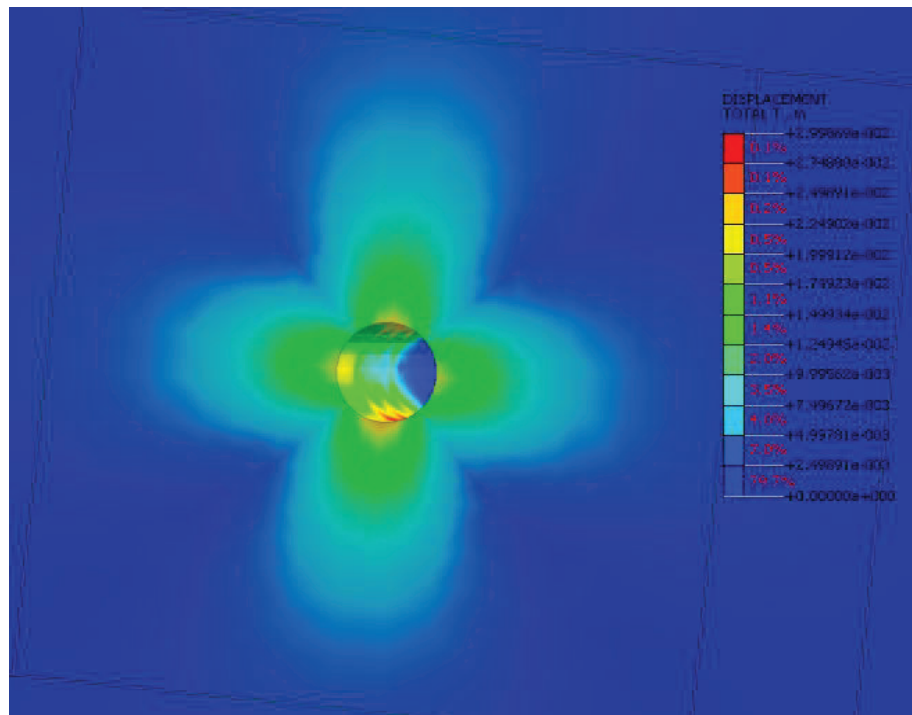


Figure V.43 : Les déplacements au début de creusement.

On remarque que les zones les plus proches du tunnel, les déplacements totaux du massif sont les plus importants, atteignant des valeurs maximales (3Cm).

La figure suivante présente l'état du déplacement total après avoir terminé le creusement et de l'installation des 14 anneaux et l'injection du coulis sur 6 anneaux, ou on remarque que les déplacements ont augmenté, atteignant des valeurs maximales (4Cm) mais la couleur rouge a diminué ce qui explique les effets des pressions diminuent du fait de l'installation des anneaux et l'injection du coulis.

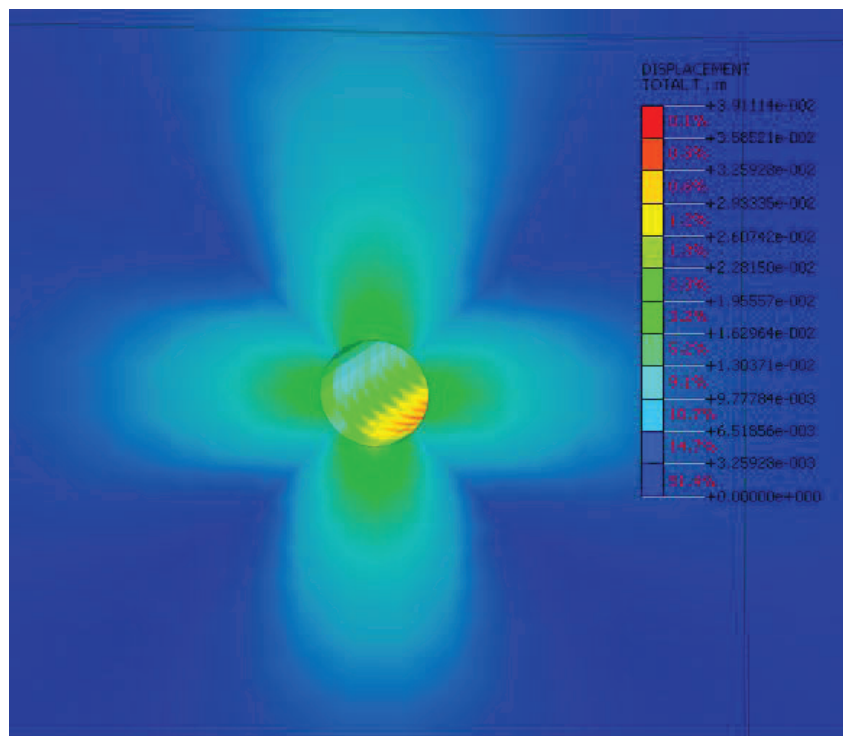


Figure V.44 : Les déplacements a la fin du creusement.

La figure suivante présente le déplacement total après avoir terminé le creusement et

l'installation des anneaux et l'injection du coulis dans toute la galerie, on remarque que les valeurs de déplacement n'ont presque pas changé mais les effets des pressions diminuent plus à cause de finis le soutènement (anneaux-coulis).

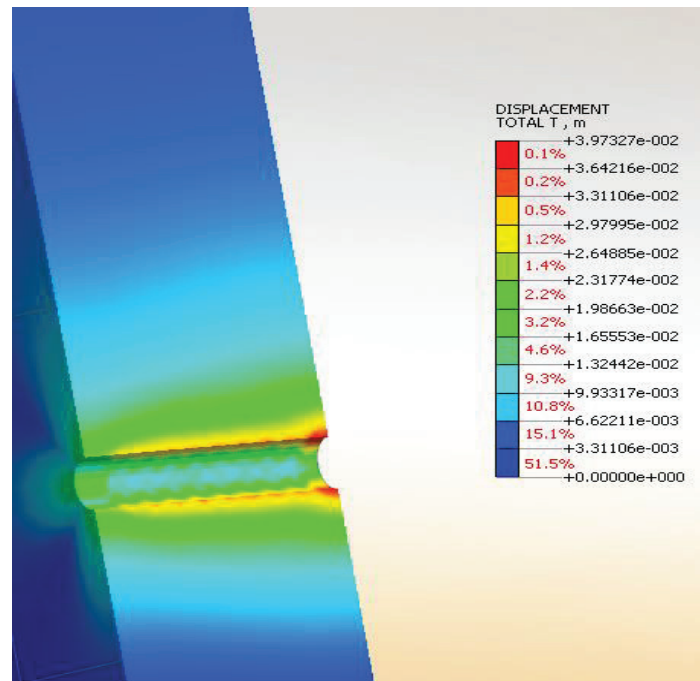


Figure V.45 : Coupe longitudinale montre les déplacements totaux après avoir fini la galerie.

La figure suivante présente le déplacement selon l'axe Z en cours de creusement du premier 7.2m, donc avant de placer les anneaux et l'injection du coulis, cette figure indique que les déplacements acceptables avec un maximum de 2.7cm au-dessus de galerie et 2.95cm sous la galerie et même on remarque que qu'ils sont concentrés dans les zones plus proche de la galerie et parce que nous l'avons juste la jupe du bouclier comme un soutènement.

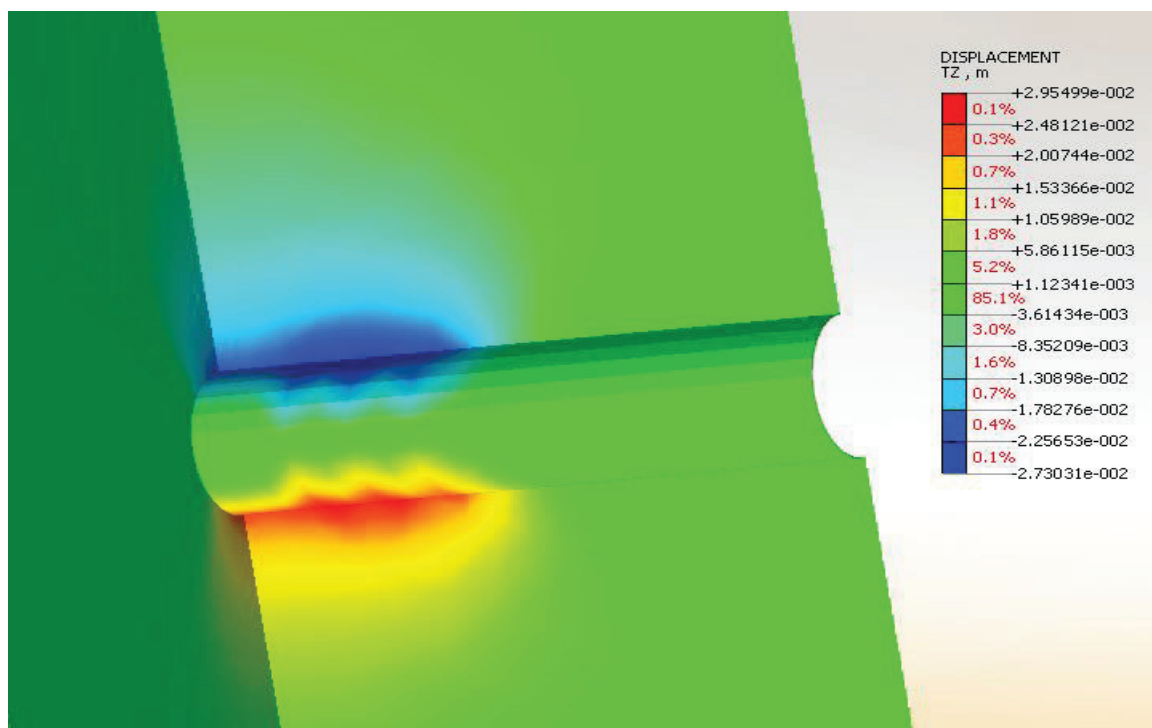


Figure V.46 : Déplacements du massif et galerie selon Z (au début).

A l'approche de la fin du creusement de la galerie et après avoir installé un nombre important d'anneaux (10 anneaux) et injecté le coulis sur les deux premiers anneaux, on remarque que les valeurs des déplacements ont augmenté avec un maximum de 3.5cm mais les effets dans les zones proches de la galerie on note qu'il a diminué surtout au début du galerie dans lequel les anneaux ont été installés avec l'injection du coulis, comme le montre dans la figure suivante.

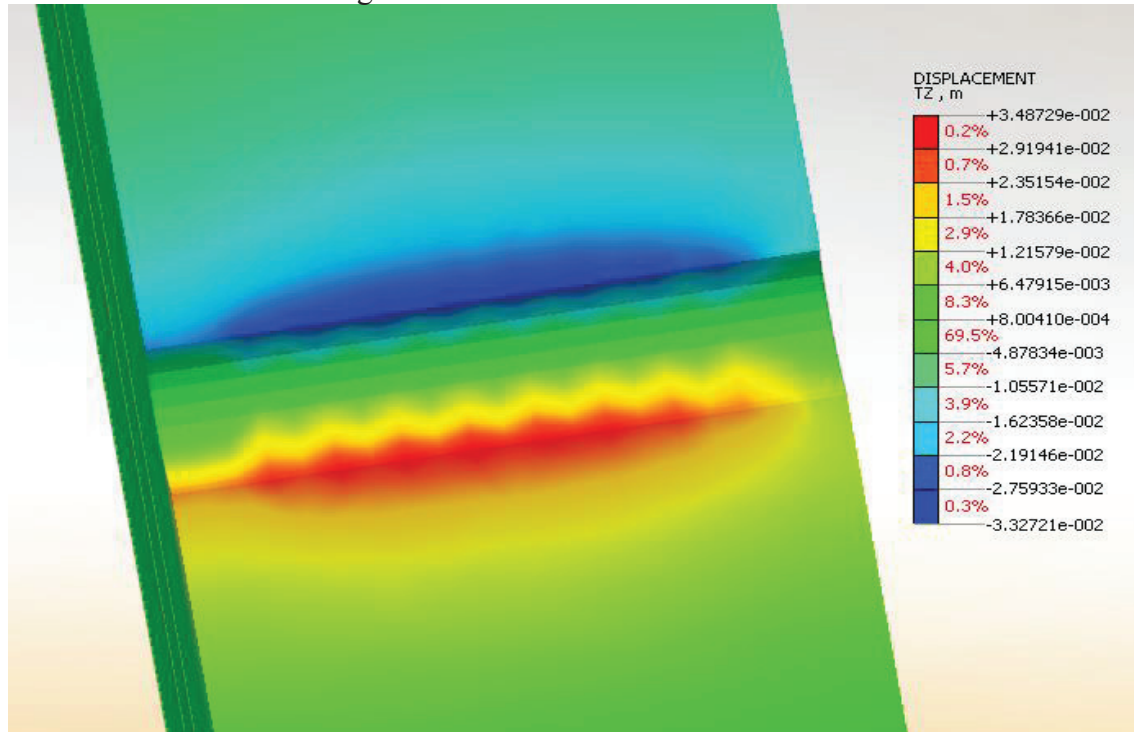


Figure V.47 : Déplacements du massif et galerie selon Z (8 stages).

La figure suivante présente le déplacement total après avoir terminé la galerie, on note une légère augmentation dans les déplacements par rapport à la figure précédente (0.5cm) et aussi il y a une diminution de l'influence des pressions du dessus et du dessous du tunnel.

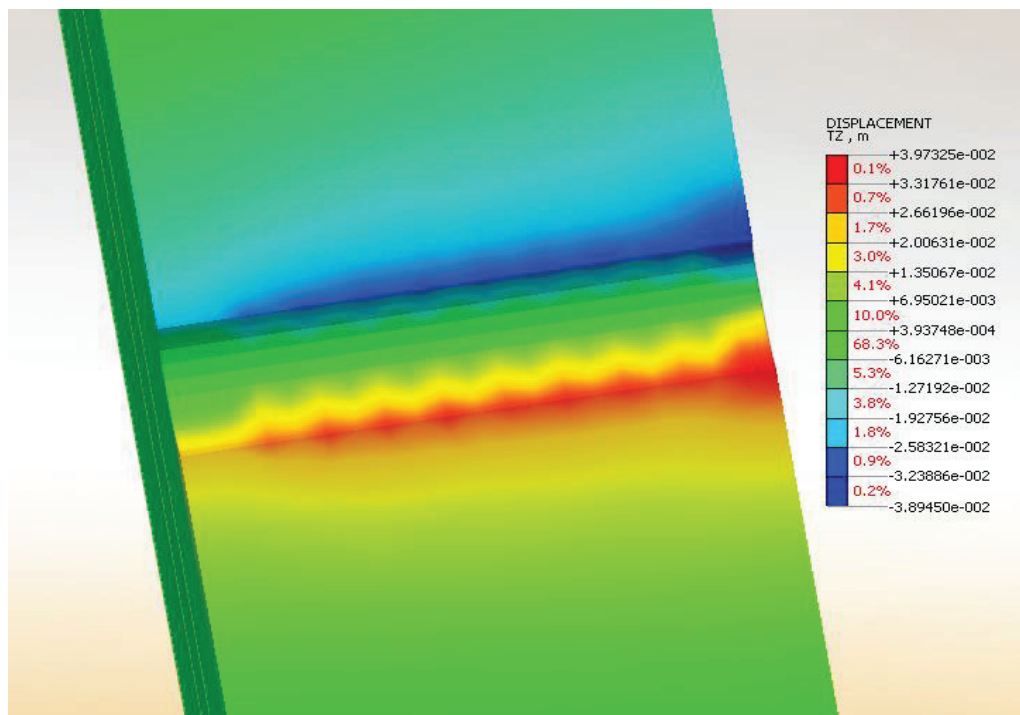


Figure V.48 : Déplacements du massif et galerie selon Z (à la fin).

La figure suivante présente le déplacement selon l'axe X en cour de creusement du premier 7.2m, donc avant de placer les anneaux et l'injection du coulis, cette figure indique que les déplacements acceptables avec un maximum de 2.27cm, on remarque que qu'ils sont concentré dans les zones plus proche de la galerie et parce que nous l'avons juste la jupe du bouclier comme un soutènement (provisoire).

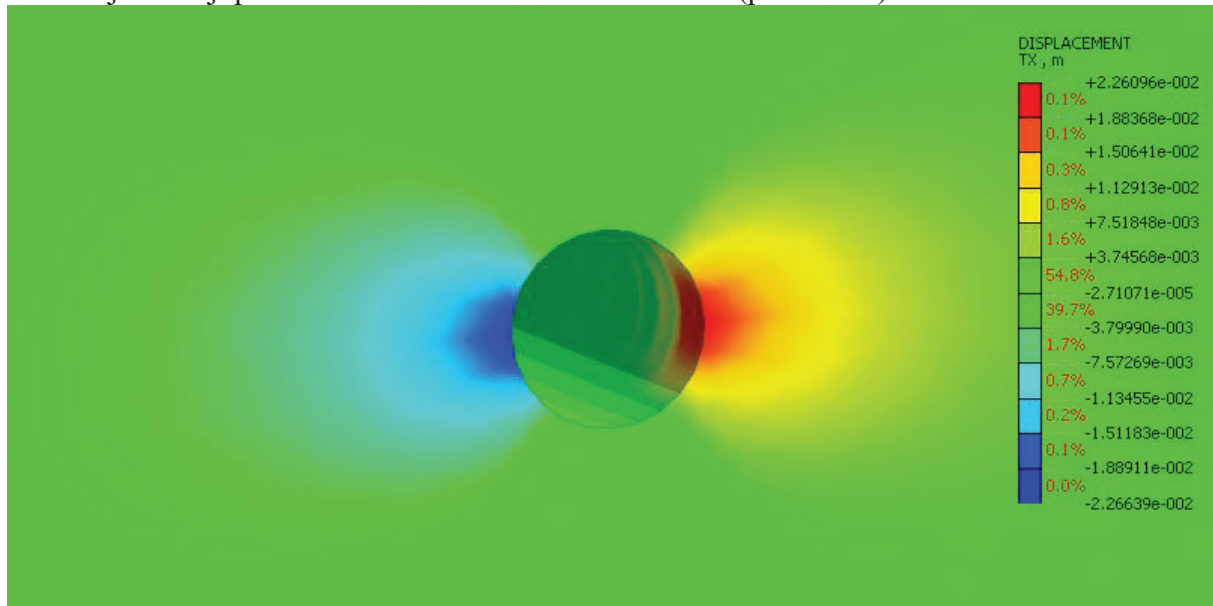


Figure V.49 : Déplacements du massif et galerie selon X (au début).

La figure suivante présente le déplacement total après avoir terminé la galerie, on note une diminution sur les valeurs maximales des déplacements et même pour les concentrations des pressions au tour de la galerie.

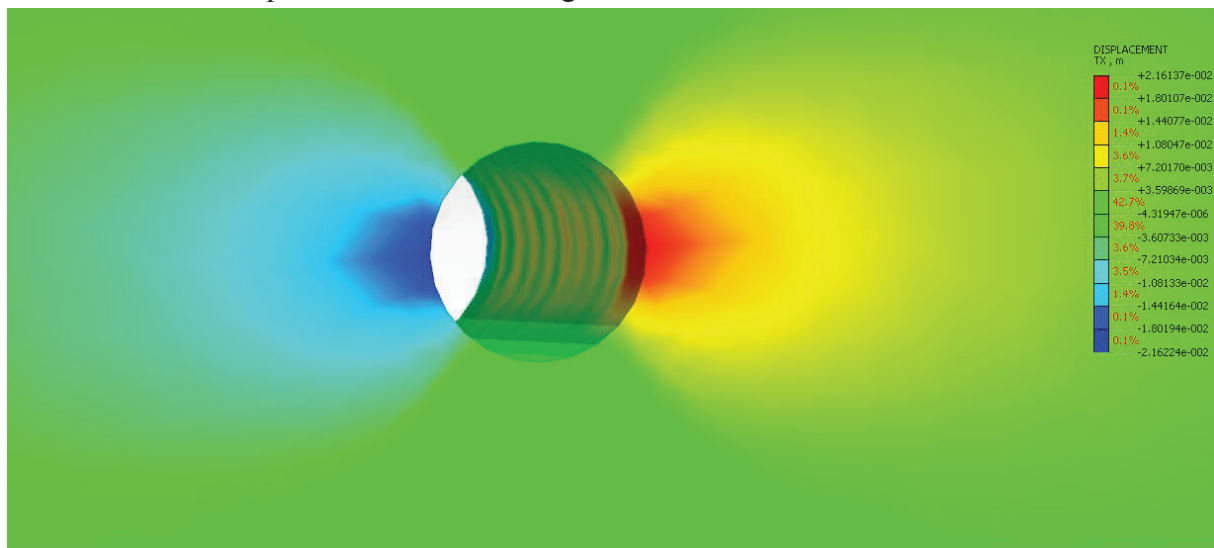


Figure V.50 : Déplacements du massif et galerie selon X (à la fin).

La figure suivante présente le déplacement total par rapport aux anneaux dans la phase du creusement de 12 mètres et avec 4 anneaux placés, on remarque que les déplacements sont négligeables dans cette phase.

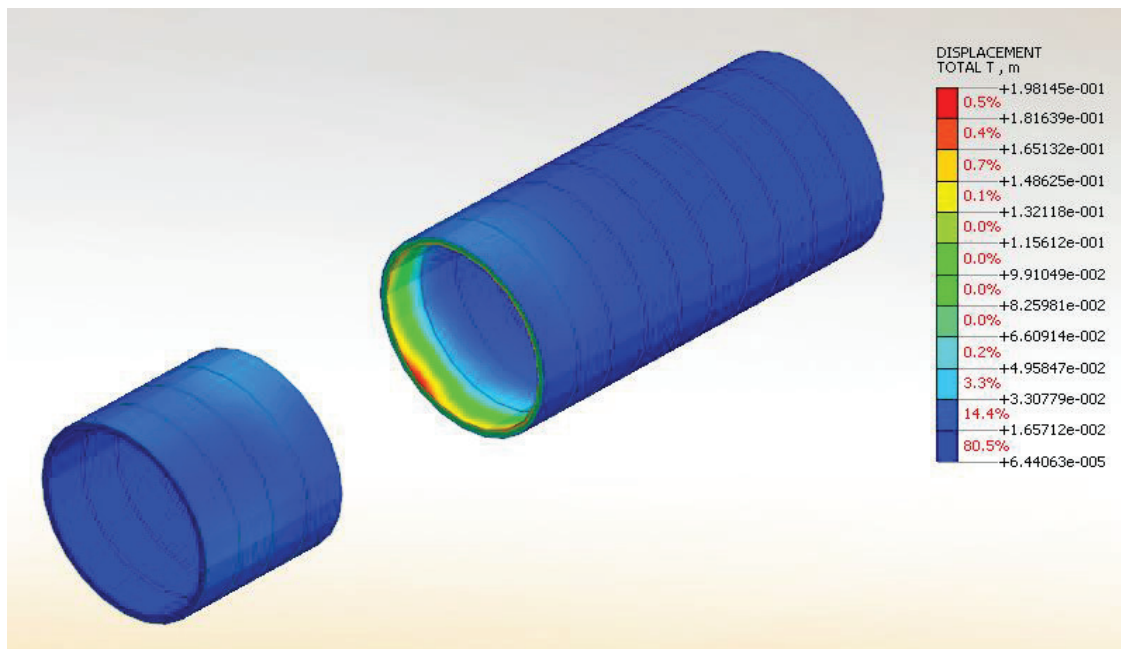


Figure V.51 : Déplacements total au début du placement des anneaux.

La figure suivante présente le déplacement total des anneaux après avoir terminé la galerie, on remarque un déplacement maximal de 4 cm qui est un déplacement acceptable, ce dernier se concentre en haut et en bas de la fin de la galerie, et cela est dû à la stabilisation des premiers anneaux qui ont subi la distribution des charges donc qui sont devenu plus stables avec moins de déplacement, contrairement aux récents anneaux qui n'ont pas subi cette distribution alors plus de déplacement total.

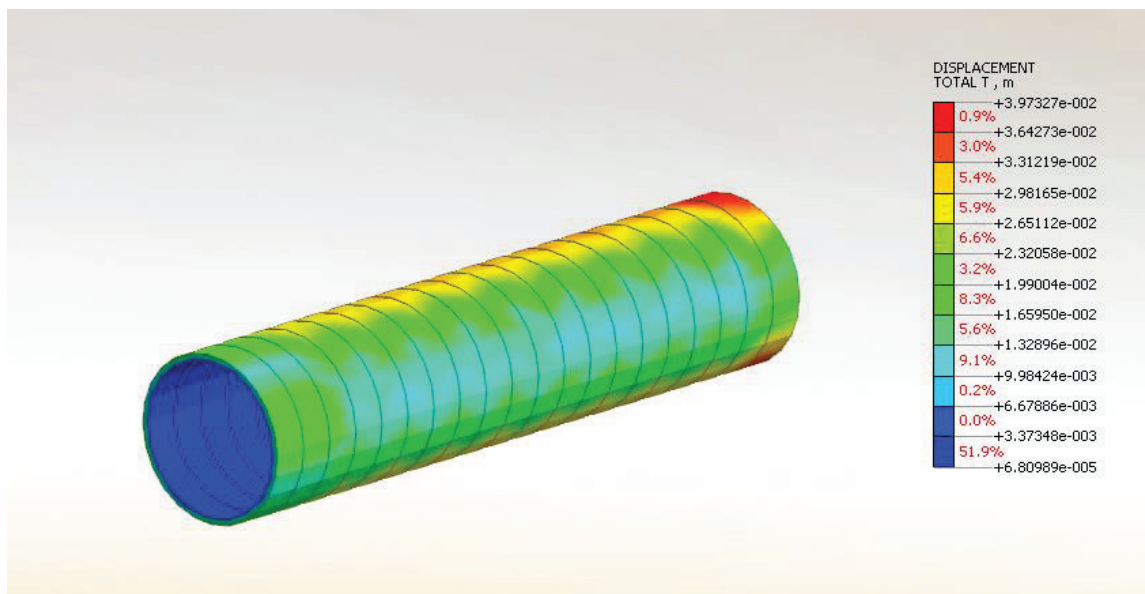


Figure V.52 : Déplacements total final des anneaux.

La figure suivante présente le déplacement selon l'axe Z en cour de placement des 4 premiers anneaux, on remarque un déplacement maximal de la partie inférieure de 3.5cm qui présente en couleur entre l'orange et le jaune et de la partie supérieure de 3cm qui présente en bleu claire, et ces derniers déplacements est acceptables.

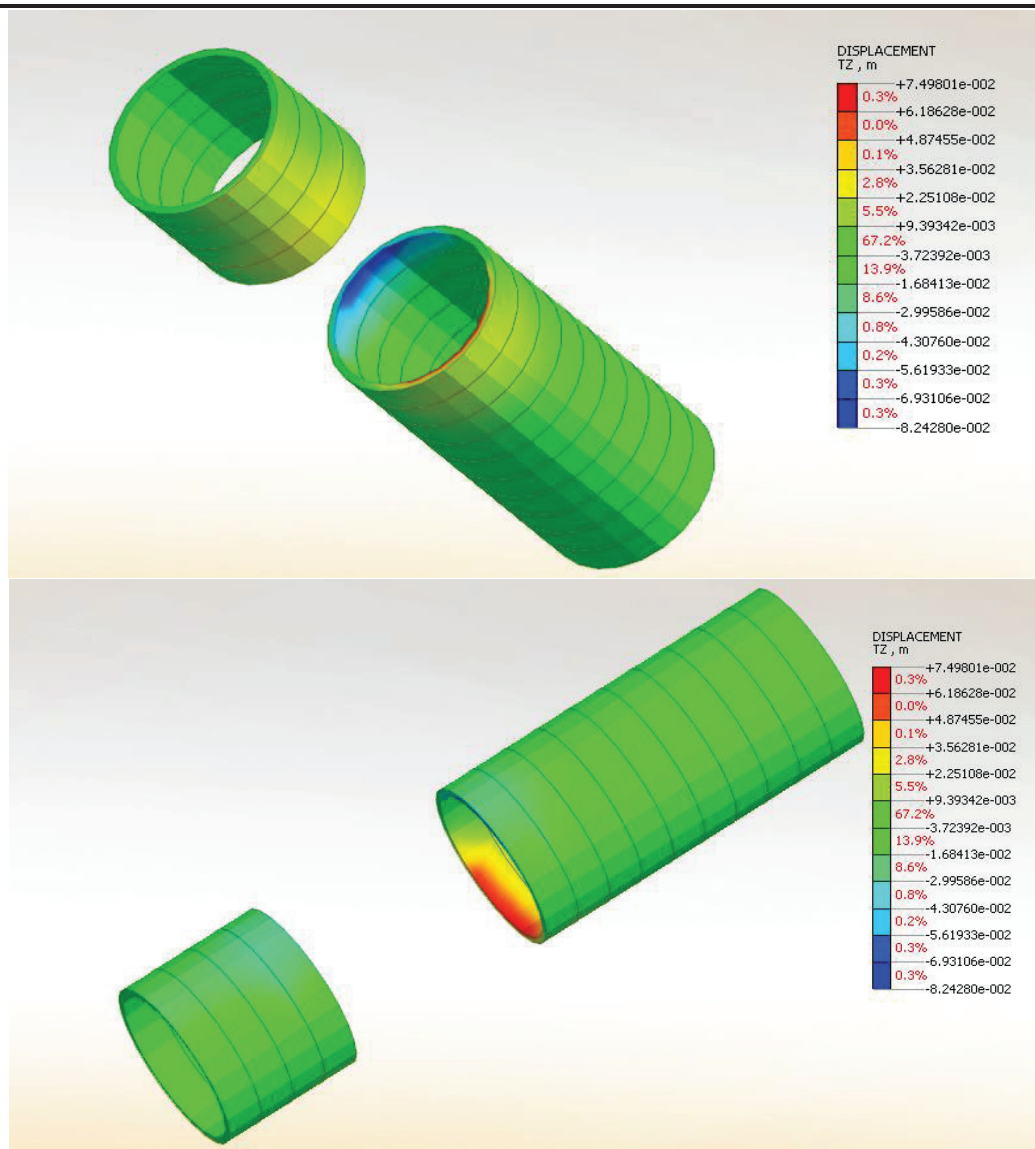
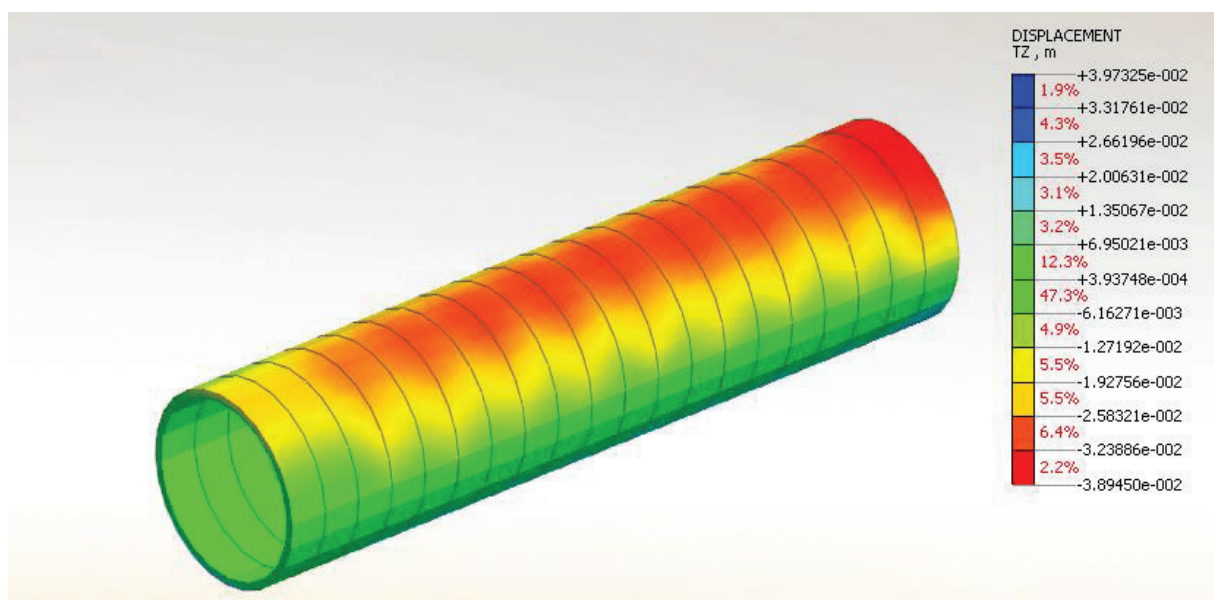


Figure V.53 : Déplacements des anneaux selon Z (4 premiers).

La figure suivante présente le déplacement selon l'axe Z après de finaliser la galerie, on remarque un déplacement maximal de la partie supérieure et l'inférieur des anneaux presque de 4cm, et ces derniers déplacements sont acceptables et sont concentrés dans les derniers anneaux comme cités dans l'interprétation de la figure V.49.



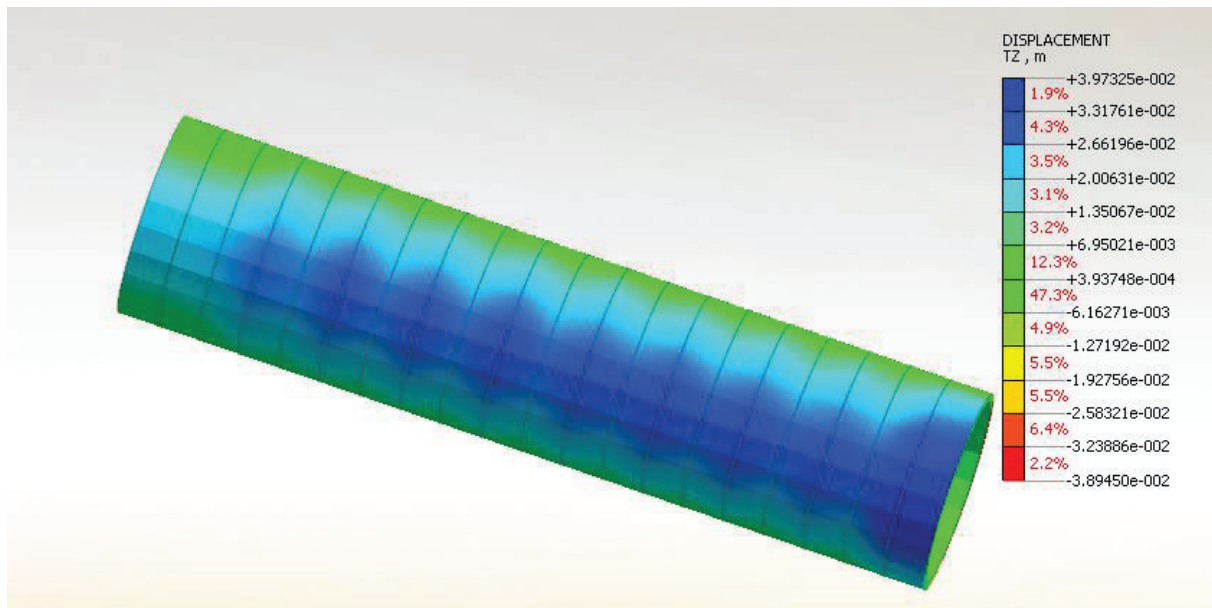


Figure V.54 : Déplacements des anneaux selon Z (à la fin).

La figure suivante présente le déplacement des anneaux selon l'axe X après de placement des 4 premiers anneaux on remarque un déplacement maximal de 2.7 cm qui est un déplacement acceptable, ce dernier se présente dans les côtés des anneaux de la galerie par les couleurs jaune et bleu claire.

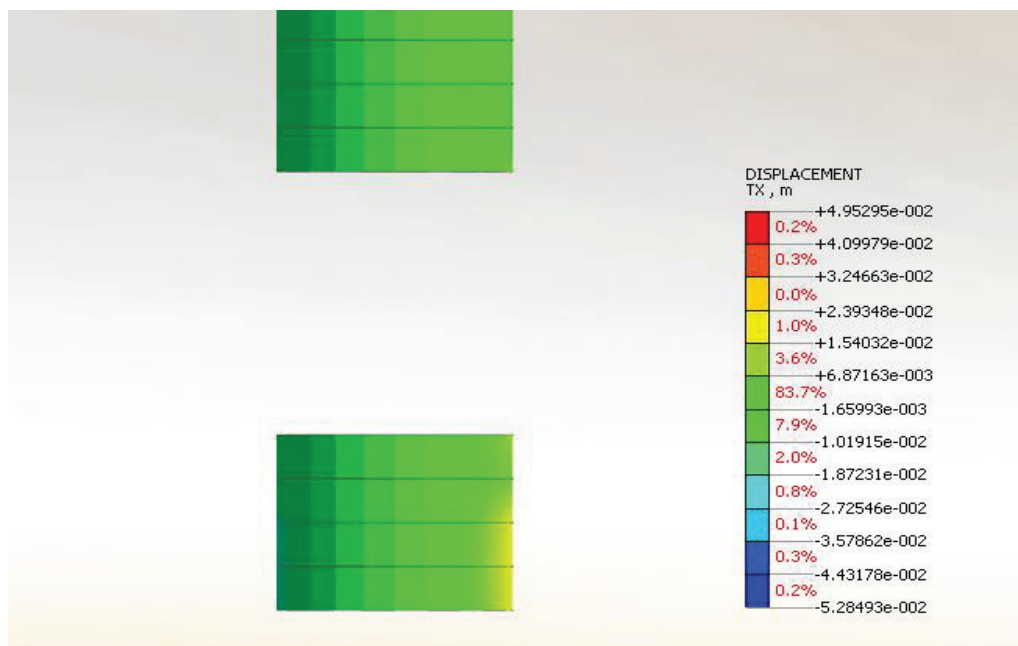


Figure V.55 : Déplacements des anneaux selon X (4 premiers).

La figure suivante présente le déplacement selon l'axe X après de finaliser la galerie, on remarque un déplacement maximal dans les côtés gauche et droite des anneaux presque de 2.16 cm.

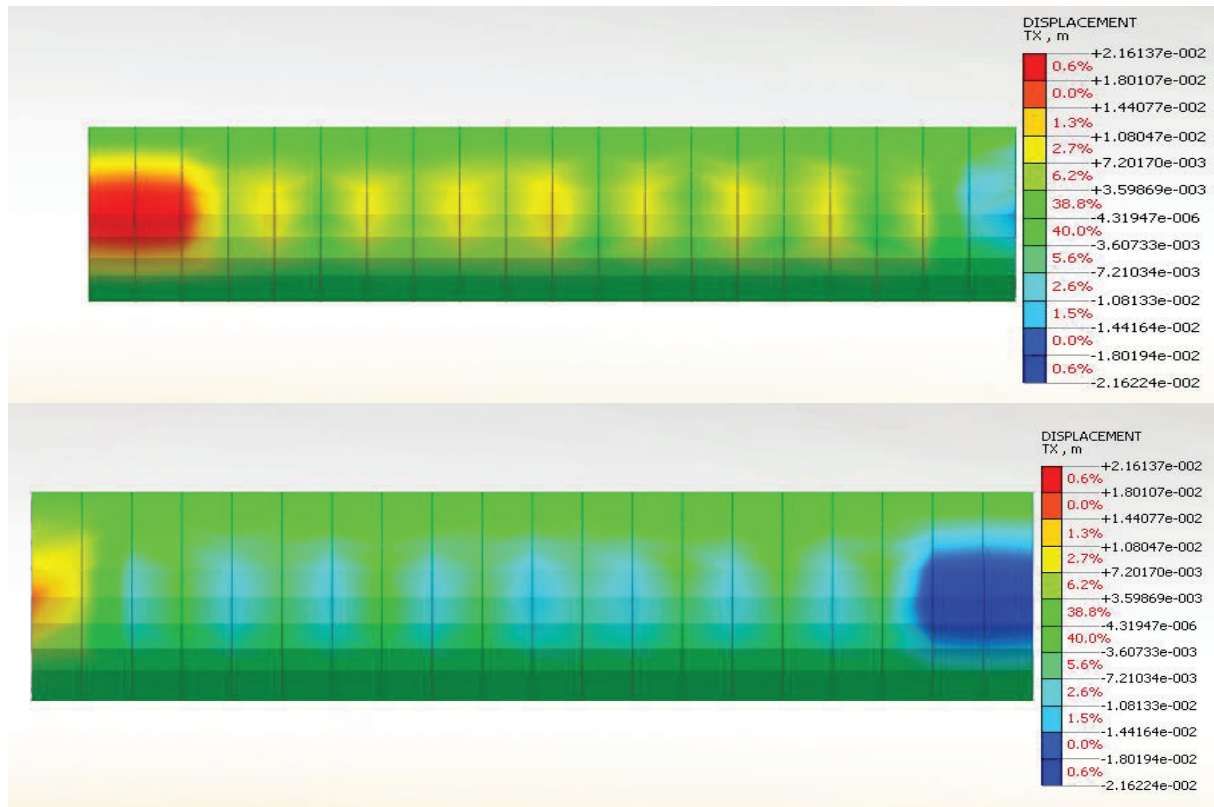


Figure V.56 : Déplacements des anneaux selon X (à la fin).

Dans cette figure on présente la concentration des contraintes totales selon l'axe Z, on remarque la présence de deux zones, la première est causée par le tassement/gonflement du terrain, la deuxième est due aux poussées des vérins du TBM.

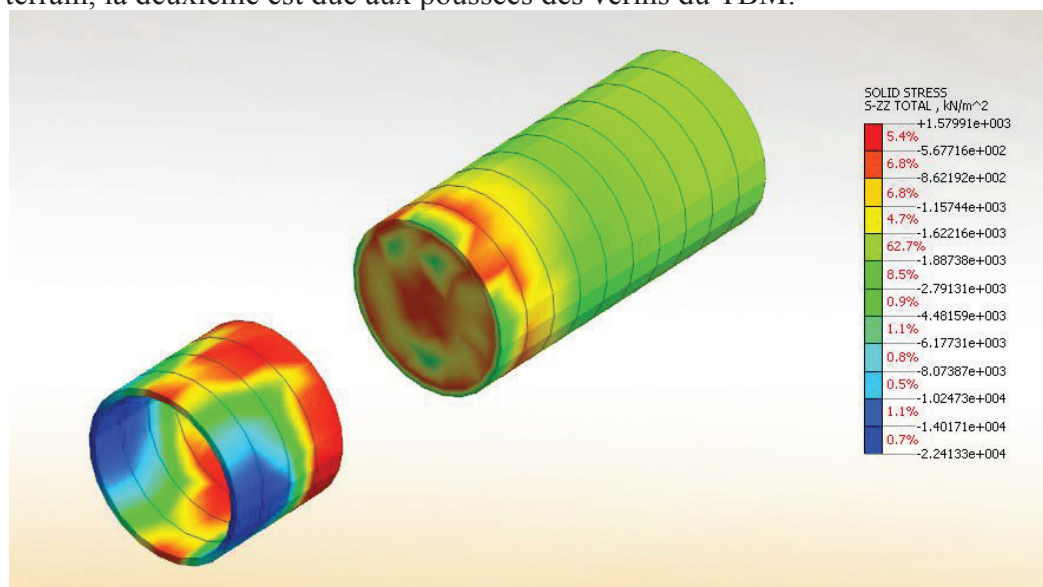


Figure V.57 : Concentration des contraintes totales selon l'axe Z (4 premiers).

Dans l'étape finale comme présentée dans la figure suivante on remarque deux changements majeurs, la première est l'augmentation de la surface des contraintes à cause de l'avancement de l'excavation, la deuxième est l'absence de l'effet des poussées des vérins du TBM sur les voussoirs et cela à cause de la sortie de ce dernier.

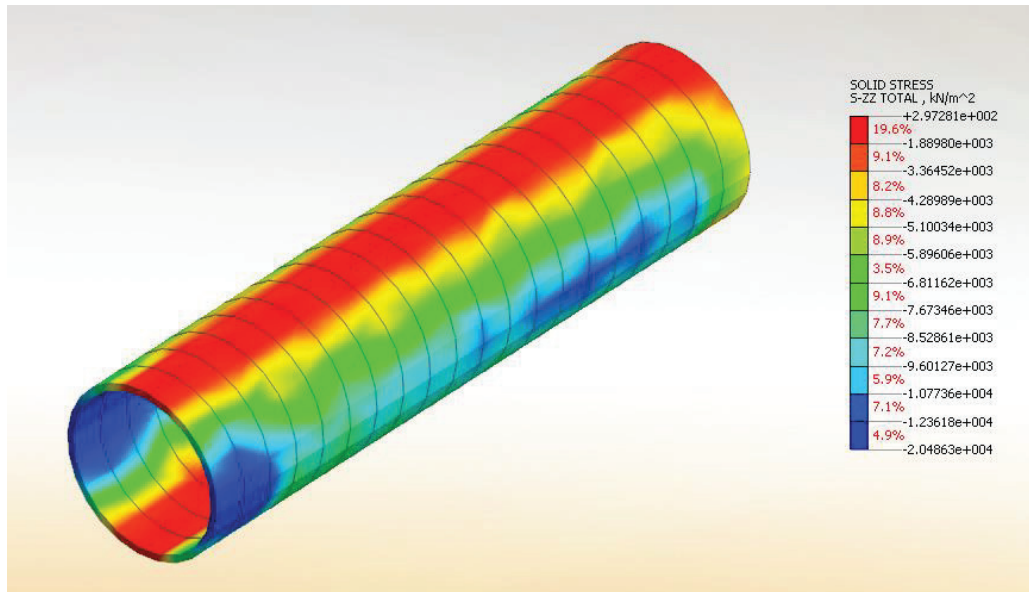


Figure V.58 : Concentration des contraintes totales selon l'axe Z (à la fin).

La figure suivante représente le processus de l'injection du coulis dans toute la galerie, ce processus représente la dernière étape dans notre soutènement, en ce qui concerne les valeurs des forces maximal et minimal selon l'axe XX qui sont 11.3 KN/m et -16.8 KN/m, et pour l'axe XY le max est 5.2 KN/m et le min est -5.5 KN/m.

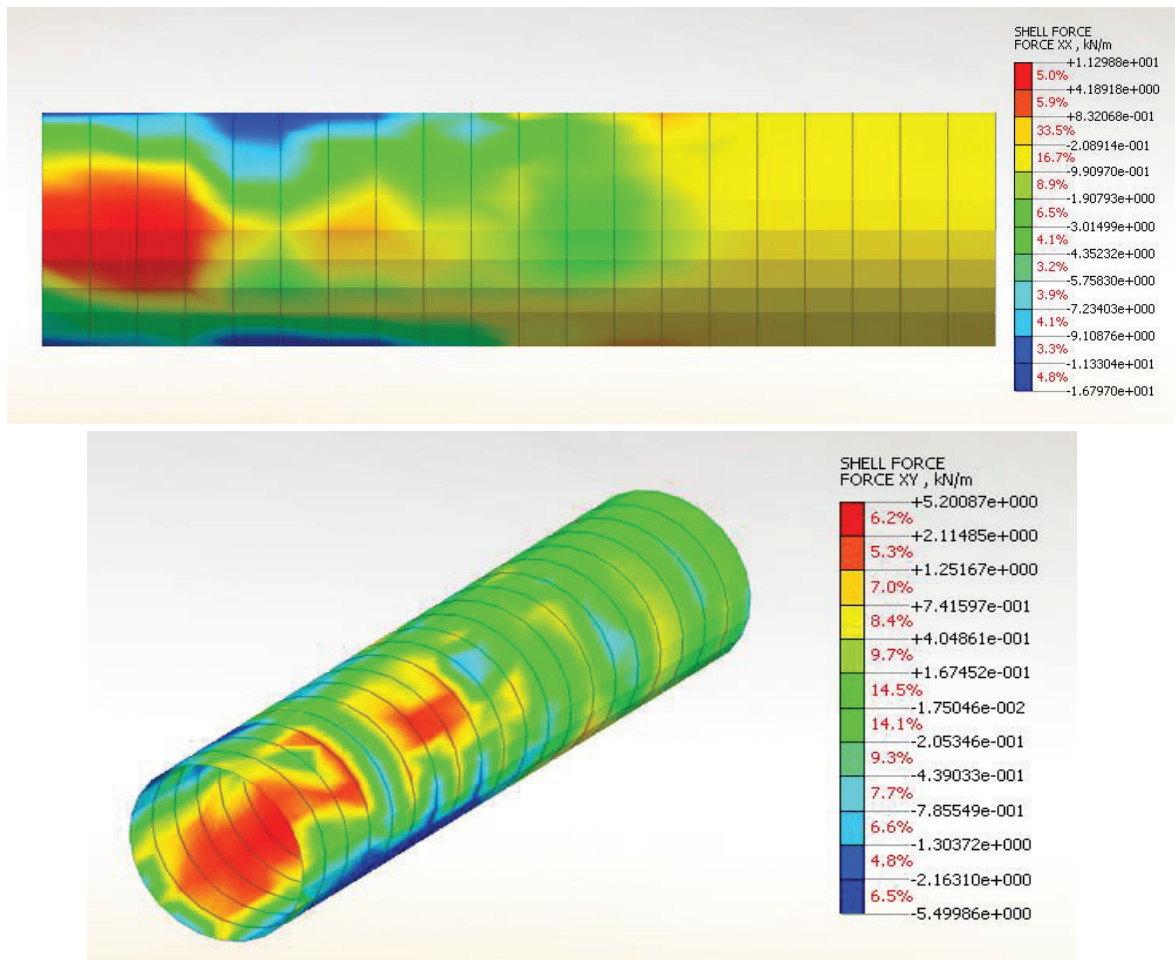


Figure V.59 : Présentation des forces sur le coulis selon XX et XY.

V.12 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé la modélisation d'un projet similaire comprenant une galerie creusée par TBM. Cette modélisation a été effectuée en plusieurs étapes détaillées tout au long du chapitre, allant de la création de la géométrie 3D à la génération du maillage fini, jusqu'à l'analyse du modèle. Par la suite, nous avons simplifié le modèle afin de pouvoir effectuer les calculs avec nos capacités. Les résultats obtenus se sont révélés corrects, et nous les avons analysés en se référant au modèle ainsi qu'aux chapitres précédents. Cela nous a permis de constater que les résultats s'appuyaient mutuellement dans l'ensemble des chapitres.

En résumé, ce chapitre nous a permis de modéliser le projet de manière détaillée, en prenant en compte la galerie. Les résultats obtenus ont été corrects et cohérents avec les analyses effectuées dans les chapitres précédents, renforçant ainsi la fiabilité de notre approche.

Chapitre VI
Modélisation analytique
Par la méthode
convergence-confinement

VI.1 Introduction :

Jusqu'à une époque récente, les conditions de stabilité des ouvrages souterrains et le choix des modes de soutènement étaient définis essentiellement sur la base de règles de l'art ou de méthodes empiriques. Les progrès faits, d'une part sur la connaissance des lois de comportement des sols et des roches, d'autre part sur la modélisation numérique de l'interaction entre les terrains et les structures ont conduit à développer des outils d'analyse et de dimensionnement des soutènements.

D'après les formules analytiques classiques en élasticité linéaire (formules de Kirsch et méthode convergence-confinement).

La méthode Convergence Confinement (M.C.C.) est une méthode analytique utilisée dans bien des cas pour analyser l'interaction entre le massif excavé et son soutènement d'une manière simple et efficace. Si cette méthode sacrifie le caractère hétérogène (stratification) des profils de sols excavés, elle permet par contre de tenir compte d'autres facteurs aussi importants sur l'équilibre global du complexe rocher-soutènement, tels que la raideur du soutènement et les déformations du massif rocheux lors de la pose du soutènement. Aussi, le passage d'un état tridimensionnel du massif excavé qui se déconfiné progressivement autour du front de taille à un état plan de déformations est reproduit en introduisant une pression fictive P_i en paroi, représentant les forces d'excavation.

Enfin, l'équilibre final du tunnel est obtenu en superposant respectivement les courbes caractéristiques de convergences du massif rocheux (déchargement du terrain) et celle de confinement (chargement du soutènement). Dans cette méthode, il est supposé que le massif soit homogène, isotrope et que l'état des contraintes initiales soit homogène à une certaine profondeur, c'est-à-dire géostationnaire (le diamètre du tunnel D doit être petit par rapport à la hauteur de couverture H_c), afin que l'on puisse négliger la variation des contraintes dans la zone excavée.

VI.2 Hypothèses :

L'utilisation de développements analytique, telle que dans la méthode de convergence-confinement, pour dimensionner les soutènements des ouvrages souterrains, impose une réduction du nombre de facteurs à prendre en considération. En effet, la méthode de convergence-confinement est une méthode de calcul simple, mais suffisante dans bien des cas. Elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie du comportement mécanique du massif, l'anisotropie des contraintes pour tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final. Ainsi, l'hypothèse de l'axisymétrie a été faite.

➤ Les conditions suivantes doivent alors être remplies :

- Le tunnel est de section circulaire.
- Le matériau est composé d'un matériau homogène et isotrope.
- Le champ de contraintes initiales est hydrostatique. C'est-à-dire que les contraintes naturelles verticales et horizontales sont égales.
- Le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la

contrainte initiale hydrostatique à sa proximité.

- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation

D'autre part, pour que l'on puisse étudier le problème en état plan de déformation, la longueur du tunnel sera suffisamment importante. La déformation longitudinale sera alors considérée comme nulle.

VI.3 Définition de la convergence :

La convergence des tunnels est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi des tunnels. Lorsque les deux points sont diamétralement opposés, la convergence peut, dans la plupart des cas, être assimilée à la somme des deux déplacements radiaux.

VI.4 Définition du confinement :

Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation en présence du soutènement [9] .

❖ Les particularités de ce terrain confiné sont :

- Un état d'équilibre relatif des contraintes ou terrain au repos $\sigma_r = \sigma$.
- Une protection relative du terrain des actions de l'érosion/altération, ou bien ces processus sont très minimes.
- Généralement stabilité relative de ce terrain et absence de déformation (exception pour les cas de terrains sous consolidés, ou de présence d'instabilité).

La perte de confinement ou déconfinement : La perte de cette isolation, ou perte de confinement, ou plus précisément déconfinement, du terrain sera donc directement lié au Passage du tunnel ou d'une manière plus précise le rapprochement du front d'attaque de la zone du terrain.

❖ Les particularités de ce terrain déconfiné sont :

- Un déséquilibre des contraintes appliquées sur le terrain.
- Diminution de la protection du terrain aux actions de l'érosion/altération, ce qui se traduit par une évolution des caractéristiques géotechniques de ce terrain.
- Une déstabilisation de ce terrain à cause du déséquilibre des contraintes, ce qui se traduit par l'apparition de déformation.

VI.5 Principe de la méthode convergence - confinement :

Le terrain a une contrainte initiale (σ_0) et une contrainte radiale (σ_r), lorsque $(\sigma_0) = (\sigma_r)$, (en équilibre), mais après excavation du terrain, la contrainte radiale (σ_r) diminue de manière progressive selon la formule : $\sigma_r = (1 - \lambda) * \sigma_0$. Où λ est le coefficient de déconfinement. Le processus de déconfinement ne se produit pas immédiatement, mais plutôt progressivement. Le déplacement radial (ur) en un point de la paroi du tunnel n'est plus nul, mais augmente en fonction (λ) selon le comportement du terrain environnant jusqu'à atteindre sa valeur maximale ($\lambda = 1$)

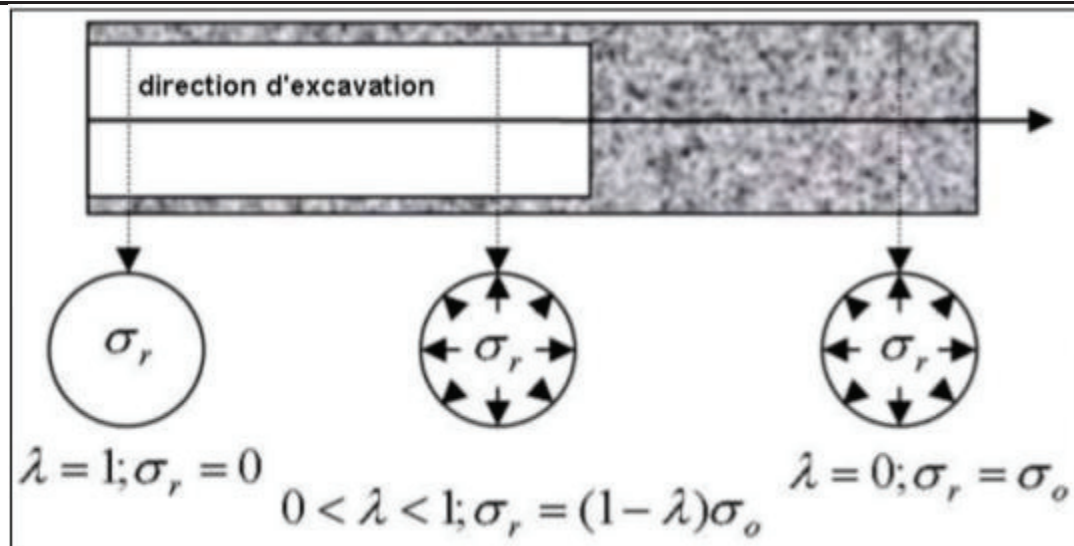


Figure VI.1 : La méthode convergence confinement

VI.5.1 Objet de la note :

La présente note a pour but de prédimensionner le revêtement en voussoirs de la galerie. Une actualisation de cette note sera faite pour le dimensionnement définitif dès que nous aurons connaissance des résultats des sondages en cours d'exécution.

VI.5.2 Étape de calcul:

- Tracé de la courbe caractéristique du terrain.
- Étude de l'influence de la proximité du front pour connaître la position relative des Deux courbes.
- Tracé de la courbe caractéristique du soutènement et du revêtement.

VI.5.3 Courbe caractéristique du terrain :

La courbe caractéristique du terrain ou courbe de convergence, c'est la courbe donnant la diminution de la contrainte radiale (σ_r) en fonction du déplacement radial (ur), et en l'absence de soutènement.

Pour tracer cette courbe, il faut d'abord calculer les paramètres géomécaniques suivantes :

$$Kp = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$Rc = 2 * C * \cos(\varphi) / (1 - \sin(\varphi)) \text{ (la résistance à la compression)}$$

En utilisant les paramètres géotechniques qui sont pris en compte dans le chapitre d'études géotechniques :

- Module d'élasticité du terrain (E) ;
- Coefficient de poisson (ν) ;
- Cohésion (C) ;
- Angle de frottement interne (φ)
- La contrainte initiale verticale relative ($\sigma_0 = P \nu$)

Tableau VI.1 : Caractéristiques géomécaniques relatives aux terrains

Paramètre	r (m)	C (KPa)	ν	E (MPa)	φ (degré°)	γ (KPa)	$\sigma_0 = Pv$ (KPa)	K_p	R_c (KPa)
Valeur	4.2	72	0.3	20.17	23.16	23.4	523.67	2.29	217.63

D'après le tableau, on a :

$$\sigma_0 > R_c / 2 \quad \sigma_0 = 523.67 > 108.81 = R_c / 2 \quad \text{Vérifié}$$

Alors le comportement du point milieu est plastique. Atteignant la plasticité du terrain autour de la cavité dans une zone circulaire de rayon plastique (r_d) supérieur au rayon d'excavation (r), cette zone est caractérisée par un déplacement radial (u_{re}), un taux de déconfinement (λ_e) et une contrainte radiale (σ_{re}),

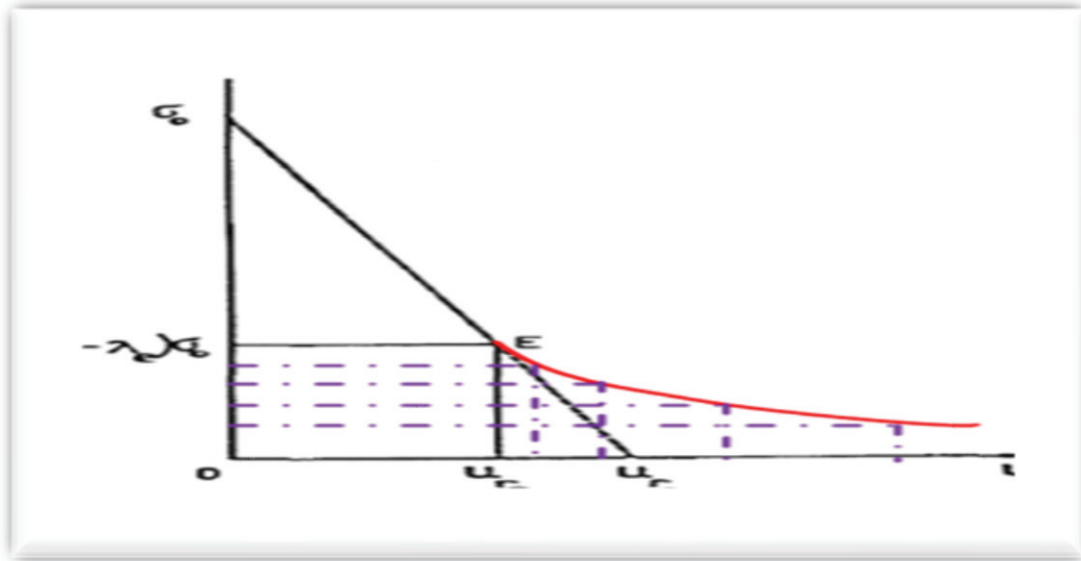


Figure VI.2 : Courbe convergence (comportement élasto-plastique)

Avec:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right);$$

$$u_{re} = \lambda_e u_{r0}; \quad U_{r0} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 r$$

$$\sigma_{re} = (1 - \lambda_e) \sigma_0.$$

La courbe de convergence se compose de deux parties:

La première est une courbe droite, on peut la dessiner par deux points

$$ur = 0, \sigma_r = \sigma_0$$

$$ur = U_{re}, \sigma_r = \sigma_{re}$$

La deuxième est une courbe parabolique

pour chaque $\lambda > \lambda_e$, on calcule σ_r (axe de coordonnées) $\sigma_r = (1 - \lambda) \times \sigma_0$

En fonction de λ , on calcule r_d/r et on calcul U_r .

Avec

$$U_r = \lambda_e \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \left(\frac{r_d}{r} \right)^2 \times r \quad \frac{r_d}{r} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \times \frac{(k_p - 1) \sigma_0 + \sigma_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1) \sigma_0 + \sigma_c} \right]^{1/(k_p - 1)}$$

Tableau VI.2 : Caractéristiques des parois du tunnel

Ur0 (m)	λe	σ_{re} (KPa)	Ure (m)
0.142	0.52	251.36	0.074

Pour $\lambda > \lambda e$, on calcule les valeurs de Ur à partir la fonction $Ur = 0,074 * (rd/r)^2$,

Et avec $rd/r = 0.87 \left(\frac{0.89}{(1-\lambda)^{675.5+219}} \right)^{0.78}$

λ	σ_r	Ur
0.52	523.67	0
0.56	251.36	0,074
0.6	222.1	0,083
0.64	192.61	0,092
0.68	165	0,103
0.72	132.3	0,124
0.76	102.44	0,142
0.8	74.3	0,181
0.84	42.4	0,209
0.88	17.0	0,221
0.92	0	0,229

Figure VI.3 : Les valeurs de la contrainte radiale en fonction du déplacement

La courbe de convergence obtenue est représentée ci-dessous comme suit :

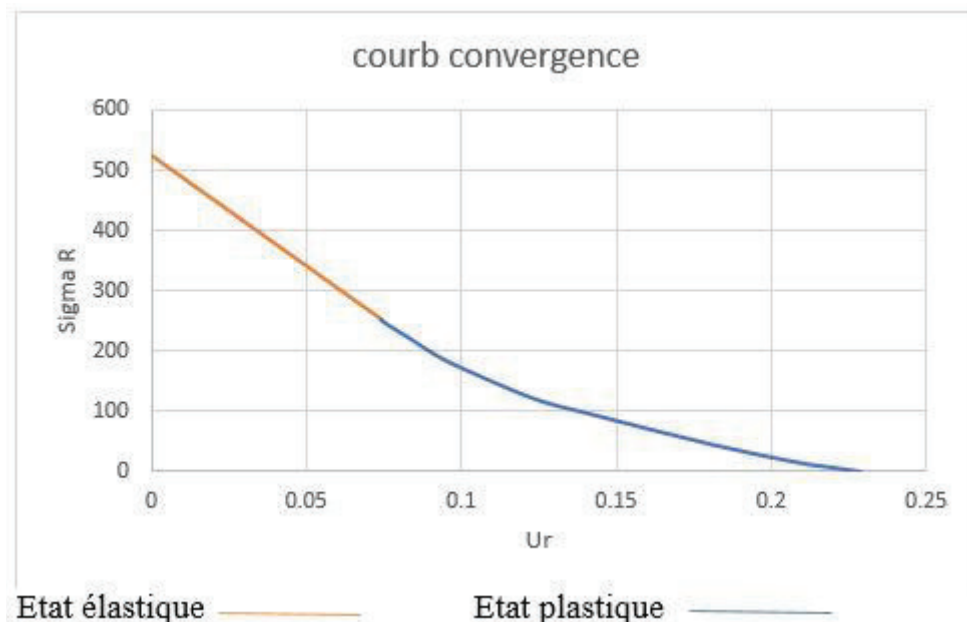


Figure VI.3 La courbe caractéristique de la convergence

VI.6 Étude de l'influence de la proximité du front pour connaître la

VI.6.1 Position relative des deux courbes :

Cette analyse permet de définir la position relative des courbes caractéristiques du

soutènement et du terrain. Elle consiste à étudier la variation de la convergence ou celle de la pression fictive de soutènement le long du tunnel pour une position fixe du front de taille et en supposant constants tous les paramètres, et notamment les caractéristiques mécaniques du terrain.

VI.6.2 Variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front :

La convergence et la pression fictive de soutènement en fonction de la distance au front de taille. Ce graphique indique la valeur du taux de la variation de taux de déconfinement du terrain ($\dot{\lambda} = U/U_e$) en fonction de la distance au front et du paramètre $N_s = \sigma_0 / C_u$.

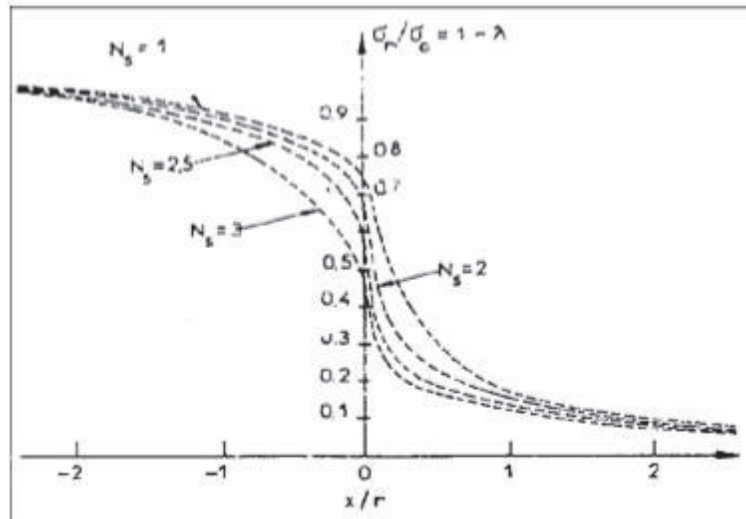


Figure VI.4 : Abaque de Panet et Guenot

Pour la distance de front X en projetant X/r sur un abaque de N_s , après projection sur l'axe y on trouve la valeur de $1 - \lambda_s$.

Tableau VI.4 : Le déplacement radial lors de la présence du soutènement

N_s	r (m)	X (m)	X/r	$1 - \lambda_s$	λ_s	U_{s0} (m)
2	4.2	0.5	0.12	0.61	0.39	0.053

Avec:

λ_s est le taux de déconfinement lors de la mise en place du soutènement.

U_{s0} est Le déplacement radial lors de la présence du soutènement.

VI.6.3 Tracé de la courbe caractéristique du soutènement et du revêtement :

La courbe caractéristique d'un soutènement représente le déplacement radial du support (ur) en fonction de la pression externe radiale (σ_r) qui lui est appliquée. Il a une forme linéaire qui suit le comportement élastique linéaire du soutènement, son origine est (0) pour tenir compte de la convergence du sol déjà produite lors de l'installation.

Pour tracer la courbe caractéristique du revêtement, on détermine sa raideur k_s telle que:

$$\Delta p = (k_s \Delta U)/R$$

La raideur k_s du revêtement en voussoir s'écrit:

$$K_s = (E \cdot e)/R$$

$$\text{Soit: } \Delta p = (E \cdot e/R^2) \Delta U$$

Où: R : rayon de l'extrados du revêtement

e : épaisseur des voussoirs,

p : pression exercée sur soutènement,

U : déplacement radial correspondant

Pression maximale de soutènement:

La pression maximale que peut développer l'anneau en voussoirs est déterminée par la contrainte limite admissible du béton, notamment:

$$p_b \max = (\sigma_{adm} \cdot e) / R$$

VI.7 Caractéristiques de soutènement :

Épaisseurs des voussoirs 20 cm
 Résistance caractéristique à la compression à 28 jours (*) $f_{c28} = 40$ MPa
 Contrainte admissible du béton en ELS $\sigma_{adm} = 0,6 f_{c28} = 24$ MPa
 Module d'Young instantanée 37 000 MPa
 Module d'Young différé..... 12600 MPa
 Module d'Young moyenne... 25 000 MPa
 Rayon de l'extrados du revêtement... 2,00 m
 Courbe caractéristique du revêtement:
 $\Delta p = (E e / R^2) \Delta U = 15,6 \Delta U$ (MPa/em), $K_s = 15.6$
 La pression maximale de soutènement de l'anneau en voussoirs de 20 cm épaisseur:
 $P_b \max = (\sigma_{adm} \cdot e) / R = (24 \times 0,20) / 2 = 2.4$ Mpa
 On va calculer $U_{\max}$:
 $U_{\max} = U_{s0} + R \cdot P_{b\max} / K_s = 0.35$

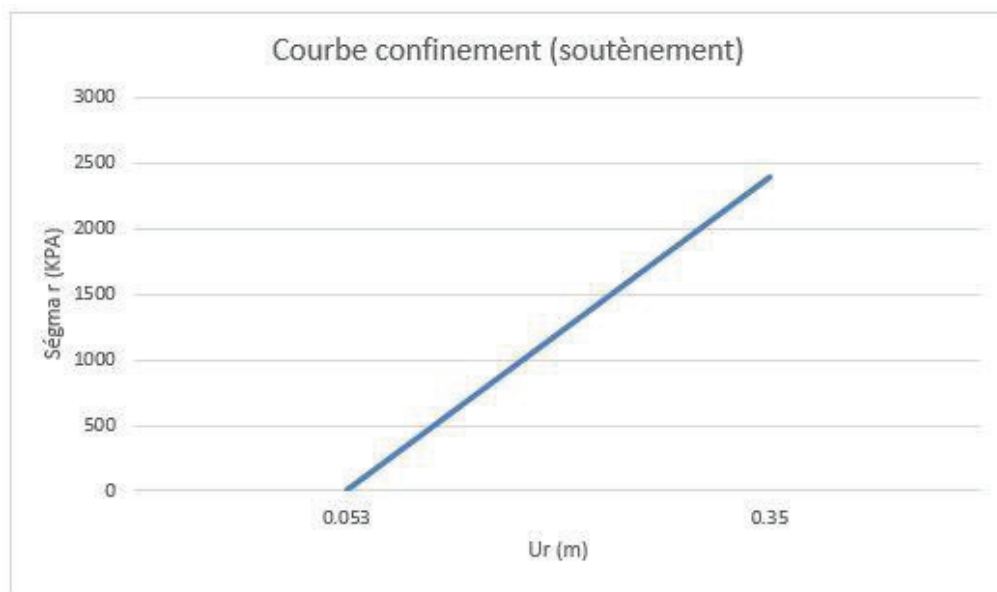


Figure VI.5 : Courbe caractéristique du soutènement

Courbe convergence-confinement : Équilibre final :

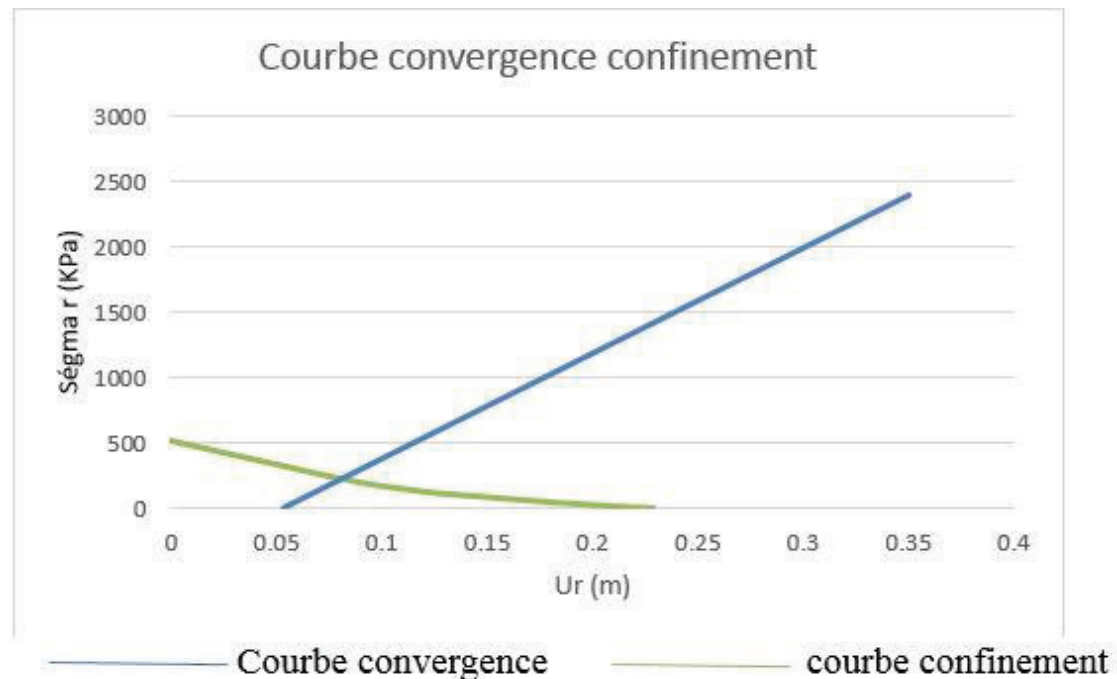


Figure VI.6 : Courbe caractéristique convergence confinement

À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergences (terrain) et de confinements (soutènement) :

$U_{\text{équilibre}} = 70\text{mm}$

$P_{\text{équilibre}} = 260\text{KPa}$

VI.8 Conclusion :

Suite aux calculs par la méthode convergence-confinement, il a été observé une déformation de 70mm. Cette valeur démontre l'impact significatif des contraintes exercées sur la structure. Il est primordial de prendre des mesures adéquates pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail consiste à la conception du projet de galerie hydraulique Transfert d'eau dont le creusement est adapté par le TBM. Ce tunnel a pour but le transport d'eau à partir du barrage de Tabellout wilaya de Jijel vers le barrage de Draa Diss –Hodna- à Sétif.

Après une étude comparative des tracés, il a été conclu que la première variante est préférable en raison de son coût plus abordable par rapport à la deuxième variante.

Les galeries hydrauliques souterraines sont une solution courante dans le domaine du génie civil et des travaux publics pour le transfert d'eau. Elles offrent de nombreux avantages, tels qu'une meilleure protection contre les pertes d'eau, les risques d'évaporation et les impacts environnementaux négatifs. La conception et la construction de ces galeries nécessitent une attention particulière à la géométrie, à la qualité des matériaux de construction et à la stabilité structurelle.

Les recherches et les études dans ce domaine ont permis de mieux comprendre les variables qui influencent la conception et la construction de ces infrastructures. Les techniques modernes de modélisation numérique ont également contribué à améliorer la performance des galeries hydrauliques souterraines.

Il est crucial de prendre au sérieux la conception et la construction de ces galeries pour garantir leur performance et leur durabilité à long terme. Cela implique la réalisation d'une reconnaissance géotechnique du site du projet afin de vérifier les hypothèses et de prévoir les risques liés au terrain. Les résultats de l'étude géotechnique serviront de base pour le choix des techniques et des méthodes de creusement.

La modélisation 3D du projet avec le logiciel MIDAS GTS NX réalisée dans un chapitre précédent, a permis d'obtenir des résultats corrects et cohérents avec les analyses effectuées. Cette modélisation détaillée, prenant en compte la galerie, renforce la fiabilité de l'approche adoptée.

En résumé, ce travail met en évidence l'importance des galeries hydrauliques souterraines pour le transfert d'eau, ainsi que les aspects cruciaux tels que la géotechnique, la modélisation et la conception. Ces éléments sont essentiels pour garantir des infrastructures efficaces, sûres et durables dans le domaine du génie civil et des travaux publics.

ANNEX B

Tableau 01 : Valeurs types du constant mi

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19 _____ Greywacke _____ (18)	Siltstone 9	Claystone 4
	Non-Clastic	Organic	_____ Chalk _____ 7 _____ Coal _____ (8-21)			
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
	Dark		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
			Norite 22			
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

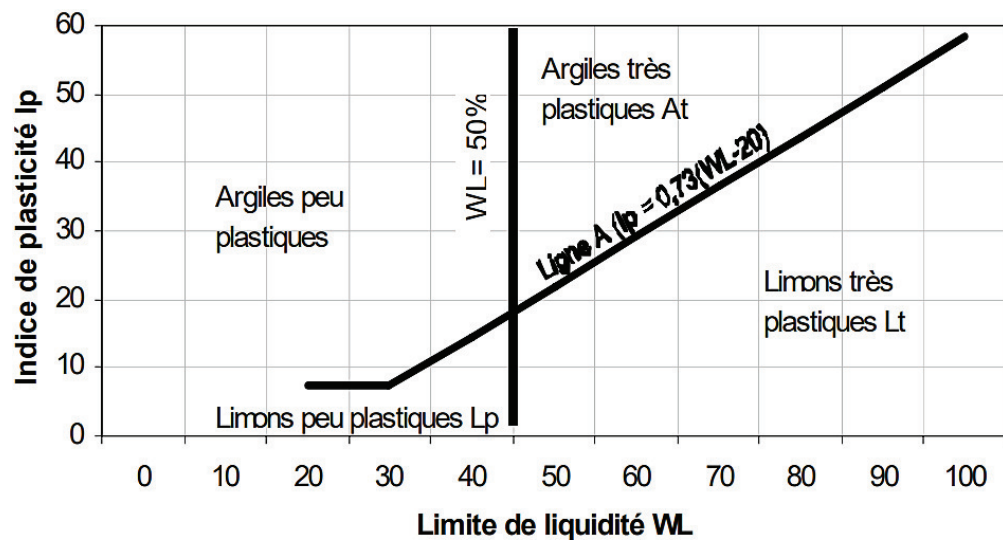
Geological Strength Index (GSI)		Surface conditions				
From the description of structure and surface conditions of the rock mass, pick an appropriate box in this chart. Estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range of GSI from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38.		Very good Very rough and fresh unweathered surfaces Good Rough, maybe slightly weathered or iron stained surfaces Fair Smooth and/or moderately weathered and altered surfaces Poor Stickensided or highly weathered surfaces or compact coatings with fillings of angular fragments Very poor Stickensided and highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
Structure		Decreasing surface quality				
	Intact/Massive – intact rock specimens or massive in-situ rock masses with very few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	Blocky – very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	80				
	Very Blocky – interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	70				
	Blocky/Disturbed – folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets	60				
	Disintegrated – poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded rock pieces	50				
		40				
		30				
		20				
		10				

Characterization of rock masses on the basis of interlocking and joint alteration.

$$\gamma_h = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_p}{V_s + V_p} \dots\dots\dots (\text{g/cm}^3)$$

$$\gamma_{ap} = \frac{M_s}{\frac{(M_{s+p} - M_{(s+p)L})}{1} - \frac{g_p}{\gamma_p}}$$

M_s : Masse sèche de l'échantillon
 M_{s+p} : Masse sèche de l'échantillon après de l'avoir enrober de paraffine
 $M_{(s+p)L}$: Masse sèche de l'échantillon après de l'avoir enrober de paraffine et pesé dans l'eau
 g_p : Masse de paraffine ayant enrobé l'échantillon, γ_p : Masse volumique absolue de la paraffine
 $M_{s+p} - M_{(s+p)L}$: est la poussée d'Archimède
 $\frac{(M_{s+p} - M_{(s+p)L})}{1}$: Volume apparent d'échantillon absorbée par la paraffine, $\frac{g_p}{\gamma_p}$: Volume de paraffine



Abaque de plasticité de Casagrande.

ANNEX C

Hoek-Brown Classification

sigci: 5.74 MPa
 GSI: 25
 mi: 6
 D: 0.2
 Ei: 424 MPa
 MR:

Hoek-Brown Criterion

mb: 0.306
 s: 0.0001
 a: 0.531

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Failure Envelope Range

Application: Tunnels
 sig3max: 0.5654 MPa
 Unit Weight: 0.026 MN/m3
 Tunnel Depth: 50 m

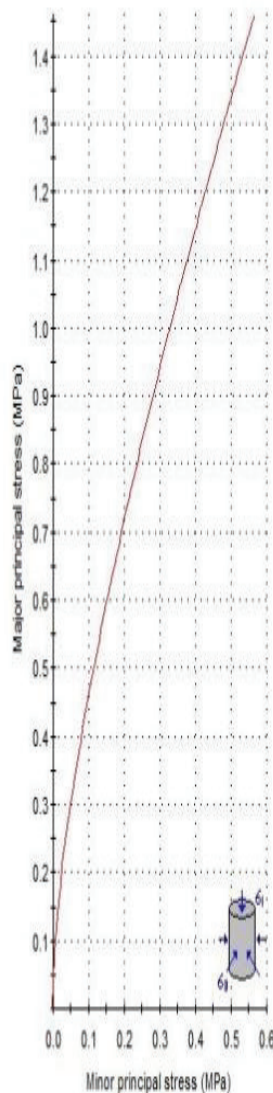
Mohr-Coulomb Fit

c: 0.072 MPa
 phi: 23.16 deg

Rock Mass Parameters

sigt: -0.0025 MPa
 sigc: 0.050 MPa
 sigcm: 0.357 MPa
 Em: 20.17 MPa

Analysis of Rock/Soil Strength using RocData



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 5.74 MPa
 GSI = 25 mi = 6 Disturbance factor = 0.2
 intact modulus (Ei) = 424 MPa

Hoek-Brown Criterion

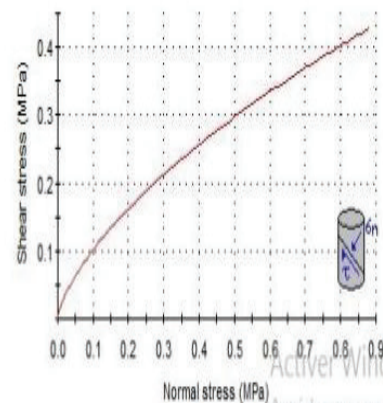
mb = 0.306 s = 0.0001 a = 0.531

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.072 MPa friction angle = 23.16 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.002 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.050 MPa
 global strength = 0.357 MPa
 modulus of deformation = 20.17 MPa



Active Windows
 Accédez aux paramètres de l'ordinateur pour
 activer Windows.