

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**ETUDE DE LA STABILITE DU PORTAIL OUEST DU TUNNEL
FERROVIAIRE DESIDI AICH PAR MODELISATION
NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE**

Présenté par :

KHENNOUF Mohammed

HANNACHI Abdennacer

Encadré par :

Dr. Rafik HEBIB

Promotion 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

À travers cette page, nous présentons nos sincères remerciements en premier lieu notre encadreur Monsieur Rafik HEBIB, 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 KACEL Boussad 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 SABI Amer et BOUTAHRAOUI Housseem 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 dédie ce mémoire à :

Mes chers parents : Qui nous ont toujours encouragés et soutenus tout en long de notre chemin.

Mes frères et sœurs : qui nous ont aidés et conseillés pour toujours faire ce que nous devons faire.

Mes amis et collègues : pour leur soutien inconditionnel.

Mohammed

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.

Abdennacer

L'intérêt du présent travail est l'étude de la stabilité du portail du tunnel ferroviaire de Sidi-Aïch (Wilaya de Béjaia) par la méthode numérique tridimensionnelle, afin d'arriver à déterminer les mouvements dans les talus du portail et les mouvements associés (versant-Tunnel). Aussi, les principaux efforts engendrés sont déterminés pour effectuer les vérifications structurelles nécessaires.

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

Mots clés : Portail, Tunnel, Instabilité, 3D, Soutènement, Auscultation, Déformation, Convergence, Mouvement des terres, Géotechnique, Massif, Instrumentation, Modélisation numérique, Glissement, Schistes.

Abstract

The interest of this work is the study of the stability of the portal of the Sidi-aich Bijaia railway tunnel by the three-dimensional numerical method, in order to determine the movement of the slope.

The three-dimensional modeling of the project as well as the analyzes of the displacements are carried out using the MIDAS GTS NX software.

Keywords: Portal, Tunnel, Instability, 3D, Support, Auscultation, Deformation, Convergence, Earth movement, Geotechnics, Massif, Instrumentation, Numerical modeling, Landslide, Schists.

ملخص

اهمّية هذا العمل هو دراسة ثبات بوابة (مدخل) نفق السكة الحديدية بمدينة سبيدي عيش بجاية باستخدام طريقة النمذجة الثلاثية الأبعاد العددية التي نستخدم فيها على العناصر المحددة الزهانية، وذلك لتحديد وتحليل حركة المنحدر.

يتم تنفيذ النمذجة ثلاثية الأبعاد للمشروع وكذلك تحليلات الانزلاقات باستخدام برنامج MIDAS GTS NX.

الكلمات الرئيسية: البوابة، النفق، عدم الاستقرار، ثنائي الأبعاد، الدعم، التسميع، التشوه، التقارب، حركة الأرض، الجيولوجية، ماسيف، الألحمة، النمذجة العددية، الزلزال الأرضي، الترس.

Liste des figures

Figure I.1 : Schéma de principe des gammes standard de section de portique.

Figure I.2 : Les trois situations de tunnel entrant dans un versant.

Figure I.3 : Modèle longitudinal et transversal du tunnel.

Figure I.4 : diagramme de stabilité de Q-SLOPE.

Figure I.5 : Glissement plane.

Figure I.6 : Pente finie avec surface de rupture plane [9].

Figure I.7 : Exemple d'une rupture circulaire.

Figure II.1 : Formation de la schistosité dans une roche.

Figure II.2 : Exemple de classification des ruptures progressives.

Figure II.3 : Exemple de rupture de pente par translation (Brooker et Peck 1993).

Figure II.4 : Exemple de chutes de bloc schisteux.

Figure II.5 : Exemple de l'influence des lits de schiste à l'intérieur d'une pente de mine de charbon à ciel ouvert sur l'instabilité de renversement.

Figure II.6 : Exemple de coulées de terre constituées de roches sédimentaires du Crétacé.

Figure II.7 : Exemple de modélisation par les méthodes continu et discontinu.

Figure III.1 : Position des tunnels sur le tracé de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaïa.

Figure III.2 : Photo satellitaire montrant la situation du tunnel de SIDI AICH.

Figure III.3 : Vue en plan du tracé du tunnel SIDI AICH.

Figure III.4 : Le portail et le tronçon étudié sur le tracé en plan.

Figure III.5 : La partie du tunnel étudiée sur le profile en long.

Figure III.6 : Photo satellitaire qui montre la topographie de la région.

Figure III.7 : Carte topographique de la région de Sidi-Aich.

Liste des figures

Figure III.8 : Photo satellitaire présentant la position du portail sur le versant.

Figure III.9 : Carte géologique de la vallée de la Soummam d'après J. P. Meneroud et P. Rognon (1970).

Figure III.10 : La nappe phréatique dans la région de la Soummam.

Figure III.11 : Carte de zonage sismique de L'Algérie.

Figure III.12 : Répartition spatiale des pluies annuelles dans le bassin versant de la Soummam (données ANRH, ONM, 1970-2005).

Figure III.13 : Surfaces communales occupées par les forêts, le maquis et le reboisement.

Figure III.14 : Superficie communale consacrée à la culture de l'olivier (ha).

Figure IV.1 : Terrain observé sur la zone du portail ouest.

Figure IV.2 : L'emplacement des sondages d'investigation Tunnel Sidi-Aich.

Figure IV.3 : Photos des caisses de sondage B-4bis/S-20.

Figure IV.4 : Dépôts colluviaux.

Figure IV.5 : Affleurement de schistes phylladiques.

Figure IV.6 : Sondage B4bis, profondeur 29,00-39,00 m de la tête du forage.

Figure IV.7 : Photos de sol extrait de l'excavation du tunnel.

Figure IV.8 : Représentation des résultats de RQD.

Figure IV.9 : Diagramme spectral des caractéristiques pressiométriques.

Figure IV.10 : Source observée en aval du portail Est (point stop 6).

Figure IV.11 : Coupe géologique de l'entrée du tunnel (profil en long).

Figure IV.12 : Principe de la sismique par réflexion.

Figure IV.13 : Les couches du portail Ouest/Coupe géologique transversale.

Figure IV.14 : Coupe géologique transversale du portail Ouest.

Figure IV.15 : Profile géologique déterminé par l'entreprise.

Figure IV.16 : Coupe géologique transversale de l'entreprise.

Liste des figures

Figure IV.17 : les résultats de la deuxième couche sur ROCKDATA.

Figure V.1 : Diagramme de la méthode observationnelle [13].

Figure V.2 : Puits ouvert : (A) Avant déformation du sol, (B) Après déformation, (C) Déplacements horizontaux mesurés.

Figure V.3 : L'emplacement des fissures de surface.

Figure V.4 : Les photos réelles des fissures.

Figure V.5 : Emplacement des instrumentations utilisées.

Figure V.6 : Exemple d'une mesure de convergence.

Figure V.7 : l'emplacement des cibles topographiques à l'intérieur du tunnel

Figure V.8 : État de déplacements verticaux de la travée n°06.

Figure V.9 : État de déplacements verticaux de la travée n°05.

Figure V.10 : Déformation maximale à chaque cible (a : travée 1, 6, 7 et 8 ; b : travée 2 ; c : 3 et 4 ; d : travée 5).

Figure V.11 : État de déplacements latéraux de la travée n°06 entrée tunnel Sidi-aich.

Figure V.12 : Vue en plan du positionnement des cibles sur les talus du portail ouest.

Figure V.13 : Déplacements latéraux du talus frontal supérieur.

Figure V.14 : Déplacements verticaux du talus frontal supérieur.

Figure V.15 : Schéma d'installation d'un tassomètre.

Figure V.16 : Tassomètre à balles radioactives.

Figure V.17 : État de déplacements verticaux de tassomètre.

Figure V.18 : État de déplacements latéraux de tassomètre.

Figure V.19 : Graphe mensuel état de déplacements verticaux de tassomètre.

Figure V.20 : Principe de l'inclinomètre.

Figure V.21 : Reconstitution de la déformée et des déplacements à partir de la mesure des angles.

Liste des figures

Figure V.22 : Valeur vraie et valeur mesurée pour les angles α et pour la déformée dans un tube vertical.

Figure V.23 : L'emplacement des inclinomètres de IC-01 à IC-06.

Figure V.24 : Orientation des inclinomètres /Nord.

Figure V.25 : Graphes inclinométriques (IC-01, IC-02 et IC-03).

Figure V.26 : La zone couverte par les trois inclinomètres.

Figure V.27 : Déplacements des talus et des tassomètres par rapport au versant.

Figure V.28 : Sens de glissement du versant.

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

Figure VI.2 : Types de maillage MIDAS NX.

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

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

Figure VI.5 : Accueil de TCX Converter.

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

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

Figure VI.8 : Fenêtre pour exporter les points.

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

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

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

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

Figure VI.13 : Création des couches par « Bedding Plane Wizard ».

Figure VI.14 : Division des couches selon les surfaces.

Figure VI.15 : Insertion des lentilles.

Figure VI.16 : les couches du terrain.

Figure VI.17 : Position de l'axe dans le modèle du terrain.

Figure VI.18 : Créer la forme de l'entrée du tunnel.

Liste des figures

Figure VI.19 : Découpage de la forme de l'entrée selon le versant.

Figure VI.20 : L'entrée du tunnel après la suppression de la forme d'entrée.

Figure VI.21 : Comparaison entre l'entrée du tunnel sur le plan et l'entrée obtenue par MIDAS GTS.

Figure VI.22 : Les surfaces du béton projeté.

Figure VI.23 : Répartition des boulons dans les talus d'entrée du tunnel.

Figure VI.24 : Création de la chambre canonique.

Figure VI.25 : Modèle de la voute parapluie et les boulons.

Figure VI.26 : Division de la chambre tronconique.

Figure VI.27 : La chambre tronconique avec leur soutènement.

Figure VI.28 : Méthode de perçage de terrain.

Figure VI.29 : Élément tétraédrique.

Figure VI.30 : Insertion des caractéristiques des matériaux.

Figure VI.31 : Les sections des boulons radiales et des enfilages de la voute parapluie.

Figure VI.32 : Les sections des cintres et des boulons inclinés.

Figure VI.33 : Propriétés du béton projeté et des couches.

Figure VI.34 : Maillage des lentilles.

Figure VI.35 : Maillage des talus de l'entrée du tunnel.

Figure VI.36 : Maillage des boulons inclinés.

Figure VI.37 : Maillage de terre excavée.

Figure VI.38 : Maillage et copie des boulons radiaux.

Figure VI.39 : Maillage de la voute parapluie.

Figure VI.40 : Création et maillage du béton projeté.

Figure VI.41 : Copié la chambre tronconique avec ses soutènements.

Figure VI.42 : Présentation de l'entrée et du tunnel.

Figure VI.43 : Application du poids du bâtiment.

Figure VI.44 : Processus de joindre les vides par l'option « Contact Pair ».

Figure VI.45 : Blocage des faces automatiquement.

Liste des figures

Figure VI.46 : Modèle final.

Figure VI.47 : Fenêtre de « Element, Boundary, Load ».

Figure VI.48 : La barre de « Set Assignment Rules ».

Figure VI.49 : Barre de « Element, Boundary, Load Activation Status ».

Figure VI.50 : Les stages de construction du nôtre modèle.

Figure VI.51 : Modèle simplifié.

Figure VI.52 : Contraintes initiales dans le massif.

Figure VI.53 : Le massif dans l'état du repos.

Figure VI.54 : Cercle de glissement de la pente + facteur de sécurité.

Figure VI.55 : Déplacement du portail après avant creusement du tunnel.

Figure VI.56 : L'état du portail après l'excavation de 20 m des calottes.

Figure VI.57 : Coupe longitudinale montre les déformations du portail.

Figure VI.58 : L'état du portail après l'excavation de 40 m des calottes.

Figure VI.59 : Coupe transversale du portail du tunnel après déformation.

Figure VI.60 : Coupe longitudinale montre la déformation du portail.

Figure VI.61 : Déplacement total du portail sans soutènement.

Figure VI.62 : Déplacements du massif et portail selon x.

Figure VI.63 : Déformation du massif.

Figure VI.64 : Déplacements latéraux du portail (selon x).

Figure VI.65 : Déplacements des talus du portail avec l'installation des soutènements.

Figure VI.66 : Ligne de rupture et le facteur de sécurité après l'installation des soutènements.

Figure VI.67 : Les forces et les déformations sur le béton projeté des talus.

Figure VI.68 : Les forces et les déformations sur les boulons inclinés dans les talus.

Figure VI.69 : déplacement du versant selon z (30 m creusé).

Figure VI.70 : déplacement du versant selon x (30 m creusé).

Figure VI.71 : les déplacements selon x et z (60 m creusé).

Figure VI.72 : les déplacements selon xz (60 m creusé).

Figure VI.73 : Les déformations à 20 m d'excavation et à 60 m selon Tzx.

Liste des figures

Figure VI.74 : la répartition des efforts sur le béton projeté (sans soutènement des talus).

Figure VI.75 : la répartition des efforts sur le béton projeté.

Figure VI.76 : L'état de déformation du béton projeté et la comparaison avec les déformations des cibles.

Figure VI.77 : répartition des efforts axiaux sur les boulons.

Figure VI.78 : répartition des efforts axiaux sur les boulons avec déformation.

Figure VII.1 : Les déplacements totaux après l'excavation du Stross

Figure VII.2 : Les efforts MNT dans le béton projeté du tunnel - calotte (a : moments max ;b : efforts normaux max ;c :efforts tranchants max).

Figure VII.3 : Les efforts MNT dans le béton projeté du tunnel - pieds (a : moments max ;b : efforts normaux max ;c :efforts tranchants max).

Figure VII.4 : Les efforts MNT dans le béton projeté du talus (a : moments max ;b : efforts normaux max ;c :efforts tranchants max).

Figure VII.5 : Ferrailage avec M+ du tunnel.

Figure VII.6 : Ferrailage avec M- du tunnel.

Figure VII.7 : Ferrailage avec M+ du tunnel.

Figure VII.8 : Ferrailage avec M- du tunnel (pied).

Figure VII.9 : Ferrailage avec M+ du talus.

Figure VII.10 : Ferrailage avec M- du talus.

Figure VII.11 : Nombre des armatures secondaires dans le tunnel.

Figure VII.12 : Nombre des armatures secondaires dans les talus.

Figure VII.15 : Ferrailage du talus.

Figure VII.16 : Schématisation de l'interaction sol-structure.

Figure VII.17 : Section anneau équivalente pour la section du tunnel.

Figure VII.18 : Input des données dans SOCOTEC.

Figure VII.19 : Output dans SOCOTEC.

Tableau I.1 : Description of SMR classes (Romana, 1985).

Tableau I.2 : Slope support guidelines based on SMR (Romana, 1985).

Tableau III.1 : Les caractéristiques du tracé du tunnel.

Tableau III.2 : Moyennes mensuelles des températures (max ‘M’ et min ‘m’) et des précipitations ‘P’ dans la région de la basse vallée de la Soummam (période de 1970 – 2005).

Tableau IV.1 : Investigation menée pour la zone d’étude.

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

Tableau IV.3 : Profils sismiques dans la phase d’exécution.

Tableau IV.4 : Programme des essais réalisés.

Tableau IV.5 : Valeurs du RQD en termes de profondeur-B4bis.

Tableau IV.6 : Valeurs du RQD en termes de profondeur-S-20.

Tableau IV.7 : Valeurs du RQD en termes de profondeur-S-45.6.

Tableau IV.8 : Valeurs du GSI en termes de profondeur-B-4bis.

Tableau IV.9 : Valeurs du GSI en termes de profondeur-S-20.

Tableau IV.10 : Valeurs du GSI en termes de profondeur-S-45.6.

Tableau IV.11 : Essai pressiométrique-résultats B4-bis.

Tableau IV.12 : Plages des valeurs de E et Pl généralement mesurés pour les principaux types de sols.

Tableau IV.13 : Essais pressiométriques – Résultats- module de Yong-B-4bis.

Tableau IV.14 : Classification des raideurs des roches selon l’AFTES.

Tableau IV.15 : Mesures de la profondeur de l’eau à partir de cote du terrain.

Tableau IV.16 : Tableau récapitulatif des profils PS01 – PS02.

Tableau IV.17 : Vitesse (ondes P) enregistrée en prospection sismique.

Tableau IV.18 : Valeurs de la teneur en eau (sondage S-20).

Liste des tableaux

Tableau IV.19 : Résultats d'essais de densité/ profondeur.

Tableau IV.20 : Ordre de grandeur des densités apparentes.

Tableau IV.21 : Résultats d'essai de limite d'Atterberg/S-20.

Tableau IV.22 : Ordre de grandeur pour classer le sol selon l'indice de plasticité.

Tableau IV.23 : Valeurs de l'indice de consistance (sondage S-20).

Tableau IV.24 : Ordre de grandeur d'indice de consistance.

Tableau IV.25 : Résultats d'Essais de compression uniaxiale.

Tableau IV.26 : Résultats de la compression simple du sondage S-20.

Tableau IV.27 : Classification des résistances des roches selon l'AFTES.

Tableau IV.28 : Classification des roches selon l'indice de Franklin.

Tableau IV.29 : Type des roches selon la résistance à la compression.

Tableau IV.30 : Résultats de module de déformation du massif.

Tableau IV.31 : Classification en termes de déformation des massifs selon l'AFTES.

Tableau IV.32 : Résultats des analyses chimiques.

Tableau IV.33 : Ordre de grandeur de la teneur en carbonates.

Tableau IV.34 : Classification des environnements agressifs (Norme NF P 18-011 (Juin 1992).

Tableau IV.36 : Input à ROCK DATA.

Tableau IV.37 : Output à ROCK DATA.

Tableau IV.38 : Tableau récapitulatif des paramètres de couches/Étude géotechnique d'Entreprise.

Tableau IV.39 : Tableau récapitulatif des paramètres de couches.

Tableau V.2 : Valeurs max des déplacements verticaux et longitudinaux des travées du **tunnel**.

Tableau V.1 Déplacement minimum en fonction de la hauteur de couverture et type de **terrain**.

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des valeurs de déplacements des talus.

Tableau V.4 : Les inclinomètres installés et le nombre de lectures.

Liste des tableaux

Tableau VI.1 : Les couleurs des couches.

Tableau VI.2 : Comparaison entre les profils types proposés à l'étude et les profils types utilisés dans la réalité (côté Beni Mansour).

Tableau VII.1 : Les valeurs de M, N, T extrait à partir MIDAS GTS NX.

Tableau VII.2 : Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour une accélération A de 100 cm/s² en fonction du type de site. Type de site.

Tableau VII.3 : Valeurs de T1, T2 et S (RPOA – Tunnel).

Nomenclature

MGR :	Model géologique de référence
APD :	Avant-projet détaillé.
RQD :	Rock quality designation.
GSI:	Geological Strength index.
CPV:	Contrôleur pression volume.
MEF:	Méthode des éléments finis
2D :	2 dimensions
3D:	3 dimensions
RMR:	Rock mass rating.
Vs :	La vitesse des ondes de cisaillement.
Vp :	La vitesse sismique.
RCS :	Résistance à la compression simple.
SO :	Sud-Ouest
NE	Nord-Est
PK :	Point kilométrique
P _{lim} :	Pression limite
γ _h :	Densité humide apparente.
W _l :	Limite de liquidité.
W _p :	Limite de plasticité.
I _p :	Indice de plasticité.
I _c :	Indice de consistance.
I _s :	Indice de Franklin.
E _m :	Module de déformation du massif.
E _M :	Module pressiométrique
AFTES :	Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain
%SO ₄ ⁻² :	Teneur en Sulfates.
%CaCO ₃ :	Teneur en Carbonates.
E :	Module d'Young.
ν :	Le coefficient de Poisson.
φ :	L'angle de frottement interne.
C :	La cohésion.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Nomenclature

Introduction générale

Chapitre I : Généralité sur les portails des tunnels24

I.1	Définition.....	25
I.2	Les situations de tunnels entrant dans un versant.....	25
I.3	Les principaux facteurs qui influencent la conception du portail du tunnel.....	25
I.4	Organigramme pour la conception du portail du tunnel.....	26
I.5	Stabilité du portail	30
I.5.1	Stabilité du tunnel.....	30
I.5.1.1	Méthodes empiriques.....	30
I.5.1.2	Méthodes analytiques :	30
I.5.1.3	Méthodes numériques.....	30
I.5.2	Stabilité des talus	31
I.5.2.1	Méthodes empiriques des pentes rocheuses	31
I.5.2.2	Méthodes analytiques	33
I.5.2.3	Méthodes numériques.....	35

Chapitre II : Les glissements du terrain dans les schistes.....36

II.1	Introduction	37
II.2	Définition de matériau « schiste »	37
II.3	Description de la schistosité	37
II.4	Mécanismes de rupture dans les pentes de schiste :	38
II.4.1	Les ruptures progressives (Progressive Failure).....	38
II.4.2	Les glissements par fluage (Creep failure)	39
II.4.3	Les ruptures par translation (Translational Failures).....	40
II.4.4	Les chutes de pierres	40
II.4.5	Le Renversement	41
II.4.6	Les coulées de terre (Earthflows)	41
II.5	Analyse et modélisation des pentes de schiste :	41
II.5.1	Les méthodes d'équilibre limite	42
II.5.2	Les modélisations numériques.....	42

Table des matières

II.6	Conclusion.....	43
Chapitre III : Présentation du projet		44
III.1	Introduction	45
III.2	Le projet de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR-BEJAIA.....	45
III.2.1	Présentation générale.....	45
III.2.2	Fiche technique du projet	46
III.3	Tunnel SIDI AICH	46
III.3.1	Présentation du tunnel	46
III.3.1.1	Situation géographique.....	46
III.3.1.2	Caractéristiques du tunnel	47
III.4	Tronçon objet d'étude.....	48
III.5	Topographie de la région.....	49
III.6	Géomorphologie.....	51
III.7	Contexte géologique régional et anciennes formations.....	51
III.8	Caractérisation hydrologique et hydrogéologique.....	52
III.9	Caractérisation sismique	53
III.10	Climatologie et végétation.....	53
III.10.1	Climat	53
III.10.2	La végétation	54
III.11	Conclusion.....	55
Chapitre IV : Étude géotechnique		56
IV.1	Introduction	57
IV.2	Reconnaissances géotechniques	57
IV.3	Le but de la campagne d'investigation.....	58
IV.4	Les investigations dans la zone objet d'étude.....	60
IV.4.1	Sondages carottés	60
IV.4.2	Puits de reconnaissance	60
IV.4.3	Profils sismiques.....	60
IV.4.4	Les essais réalisés	60
IV.5	Lithologie du portail Ouest (côté Beni-Mansour)	61
IV.6	Calculs des paramètres (RQD, GSI).....	63
IV.6.1	Calcul du RQD	63
IV.6.2	Calcul du GSI	65
IV.7	Résultats de la campagne d'investigation.....	65

Table des matières

IV.7.1	Essais in situ	65
IV.7.1.1	Essais pressiométriques	65
IV.7.1.2	Mesures piézométriques	68
IV.7.1.3	Sismique réfraction.....	69
IV.7.2	Les essais de laboratoire	72
IV.7.2.1	Teneur en eau	72
IV.7.2.2	Densité.....	72
IV.7.2.3	Limite d'Atterberg.....	73
IV.7.2.4	Essai de compression uni-axial.....	74
IV.7.2.5	Essai Franklin (Point load Test)	75
IV.7.2.6	Module de Young E et Module de déformation	76
IV.7.2.7	Analyses chimiques	76
IV.8	Interprétation générale.....	78
IV.9	Interprétation des types de terrain appris des essais (model géologique de référence)	79
IV.10	Calcul des paramètres géotechniques	82
IV.11	Tableaux récapitulatifs	84
IV.12	Comparaison entre les deux tableaux	84
IV.13	Conclusion.....	85
Chapitre V	Monitoring.....	86
V.1	Introduction	87
V.2	Méthode observationnelle	87
V.3	Mesure des déplacements [23]	88
V.3.1	À l'intérieur du sol.....	88
V.3.2	Déplacements de la surface du sol.....	88
V.3.2.1	Mesures directes	88
V.3.2.2	Mesure de distance par voie optique	88
V.4	Auscultation du portail ouest.....	89
V.5	Les instrumentations utilisées dans le portail ouest.....	91
V.5.1	Les cibles	92
V.5.1.1	Convergences et tassements en tunnel.....	92
V.5.1.2	Les cibles des talus	96
V.5.2	Les tassomètres.....	98
V.5.3	Les inclinomètres.....	100
V.5.3.1	Les inclinomètres installés au portail ouest	102

Table des matières

V.5.3.2	Les résultats des inclinomètres	103
V.6	Analyse globale	105
V.7	Conclusion.....	107
Chapitre VI	: Modélisation numérique 3D	108
VI.1	Introduction MIDAS NX.....	109
VI.2	La méthode des éléments finis	109
VI.3	Hypothèses de calcul et modèles numériques	110
VI.4	Modélisation de la géométrie	111
VI.4.1	Géométrie du terrain.....	111
VI.4.2	Création de l'entrée du tunnel.....	118
VI.4.3	Tunnel.....	122
VI.4.4	Auto connecte.....	124
VI.5	Mesh	125
VI.5.1	Choix du type de maillage	125
VI.5.2	Insertion des propriétés de matériaux.....	125
VI.5.3	Les couches	128
VI.5.4	Talus	129
VI.5.5	Tunnel.....	130
VI.6	Analyse.....	134
VI.6.1	Charge	134
VI.6.2	Définie le contact.....	135
VI.6.3	Conditions aux limites.....	136
VI.6.4	Stage wizard	138
VI.7	Exécution des calculs	141
VI.7.1	La simplification du modèle.....	141
VI.7.2	Les résultats des calculs.....	141
VI.8	Conclusion.....	155
Chapitre VII	: Dimensionnement du revêtement définitif	156
VII.1	Introduction	157
VII.2	Excavation du stross du tunnel	157
VII.3	Dimensionnement du revêtement définitif	157
VII.3.1	Le cas statique	157
VII.3.1.1	Données de calcul.....	157
VII.3.1.2	Vérification de cisaillement.....	159

Table des matières

VII.3.1.3	Ferraillage longitudinal.....	161
VII.3.1.4	Ferraillage secondaire.....	164
VII.3.1.5	Représentation des résultats.....	165
VII.3.2	Le cas dynamique	166
VII.3.2.1	Classification des sites (RPOA)	166
VII.3.2.2	Sollicitations induites sur le tunnel.....	167
VII.3.2.3	Application au projet	169
VII.3.2.4	Calcul des armatures d'acier	172
VII.4	Conclusion.....	173

Conclusion générale

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, il sera étudié la stabilité de la zone d'influence de portail ouest du tunnel ferroviaire de Sidi-Aich 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. Des analyses sont alors effectuées afin de déterminer les renforcements appropriés de manière à assurer la stabilité du versant.

Le mémoire a été mené sous forme de plusieurs chapitres :

Tout d'abord, dans le premier chapitre, nous présentons des généralités sur les portails des tunnels afin de mettre en contexte la problématique de l'étude.

Dans le deuxième chapitre, et à cause de la présence prédominante des schistes dans la zone du projet, nous étudions les particularités géologiques et géotechniques des schistes, ainsi que la phénoménologie des glissements dans ces terrains.

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.

Afin d'essayer de comprendre le mécanisme du mouvement du terrain du versant, nous avons analysé l'interprétation des résultats d'auscultations installés dans la zone du projet. Cette analyse est détaillée dans le cinquième chapitre.

Dans le sixième 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 structures de soutènement. Une proposition de dimensionnement sera établie pour les structures de revêtement.

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

Chapitre I : Généralité sur les portails des tunnels

I.1 Définition :

Les sections de portail relient l'intérieur et l'extérieur des tunnels. Comme le montre la figure 01, une section de portail est généralement considérée comme un emplacement limite avec 1 à 2 D (D est le diamètre du tunnel) de couverture depuis l'entrée, bien qu'elle varie en fonction des conditions géologiques. Une section de portail est un environnement sensible généralement situé sur une pente douce avec une fine couche rocheuse composée de matériaux résistants aux intempéries. La stabilité du portail est fortement influencée par des facteurs géographiques, géologiques, météorologiques et hydrologiques [1].

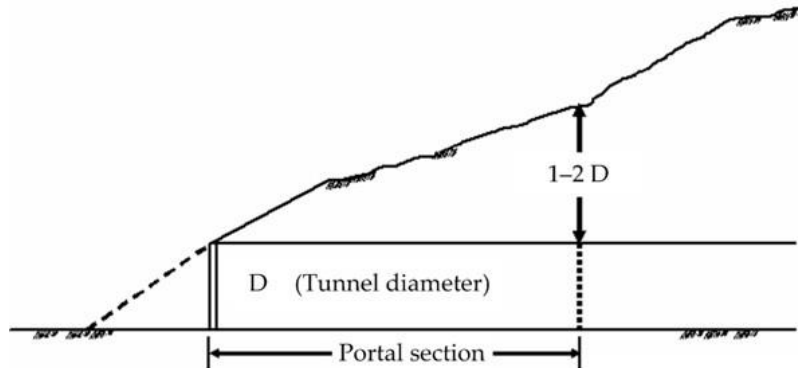


Figure I.1 : Schéma de principe des gammes standard de section de portique.

La section du portail varie en fonction des conditions géologiques.

I.2 Les situations de tunnels entrant dans un versant :

Il y a trois situations dans lesquels le tunnel pénètre dans le versant [2]

Tunnel transversal au versant (figure 02-A) ;

Tunnel oblique par rapport au versant (figure 02-B) ; C'est le cas de notre projet

Tunnel longeant le versant sous une faible couverture (figure 02-C).

Chaque situation a une étude spéciale pour la stabilité de versant selon leur mouvement.

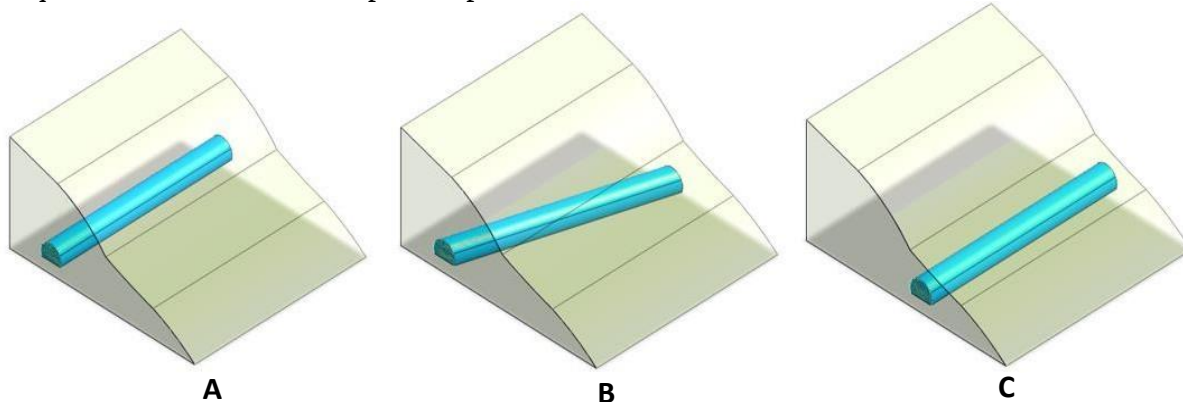


Figure I 02 : Les trois situations de tunnel entrant dans un versant.

I.3 Les principaux facteurs qui influencent la conception du portail du tunnel :

La conception des portails doit être développée en tenant compte des conditions de stabilité des glissements de terrain. La nécessité de stabiliser les excavations est l'aspect le plus fréquent auquel il faut faire face.

La structure porteuse peut être conçue en tenant compte de deux concepts architecturaux différents :

- l'ouvrage sera couvert et donc caché après la construction du tunnel, même si, dans la majorité des cas, il conserve une fonction structurelle pour garantir la stabilité à long terme du talus ;
- la structure restera visible puisqu'il n'est pas possible de la cacher (la structure doit également garantir une stabilité à long terme dans ce cas).

Les principes facteurs qui influencent la conception du portail du tunnel sont les suivants [3] :

Morphologie du site

Conditions géologiques et géotechniques

Stabilité des pentes et la forme des joints

Les eaux de surface et les eaux souterraines (hydrologie)

Contraintes de surface (bâtiment ...)

Sens d'excavation

Géométrie du front

Les contraintes environnementales

Optimisation des couts et du temps de construction

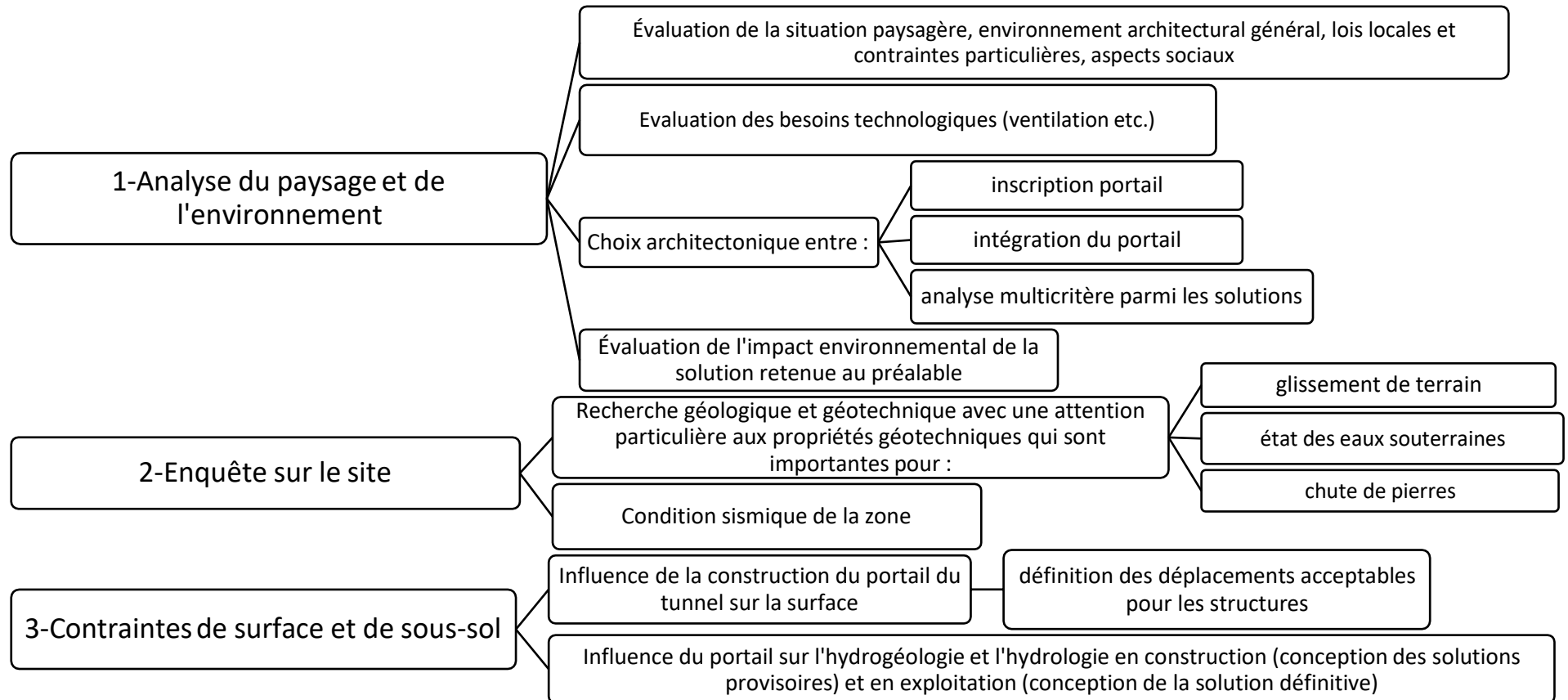
Aspects de sécurité

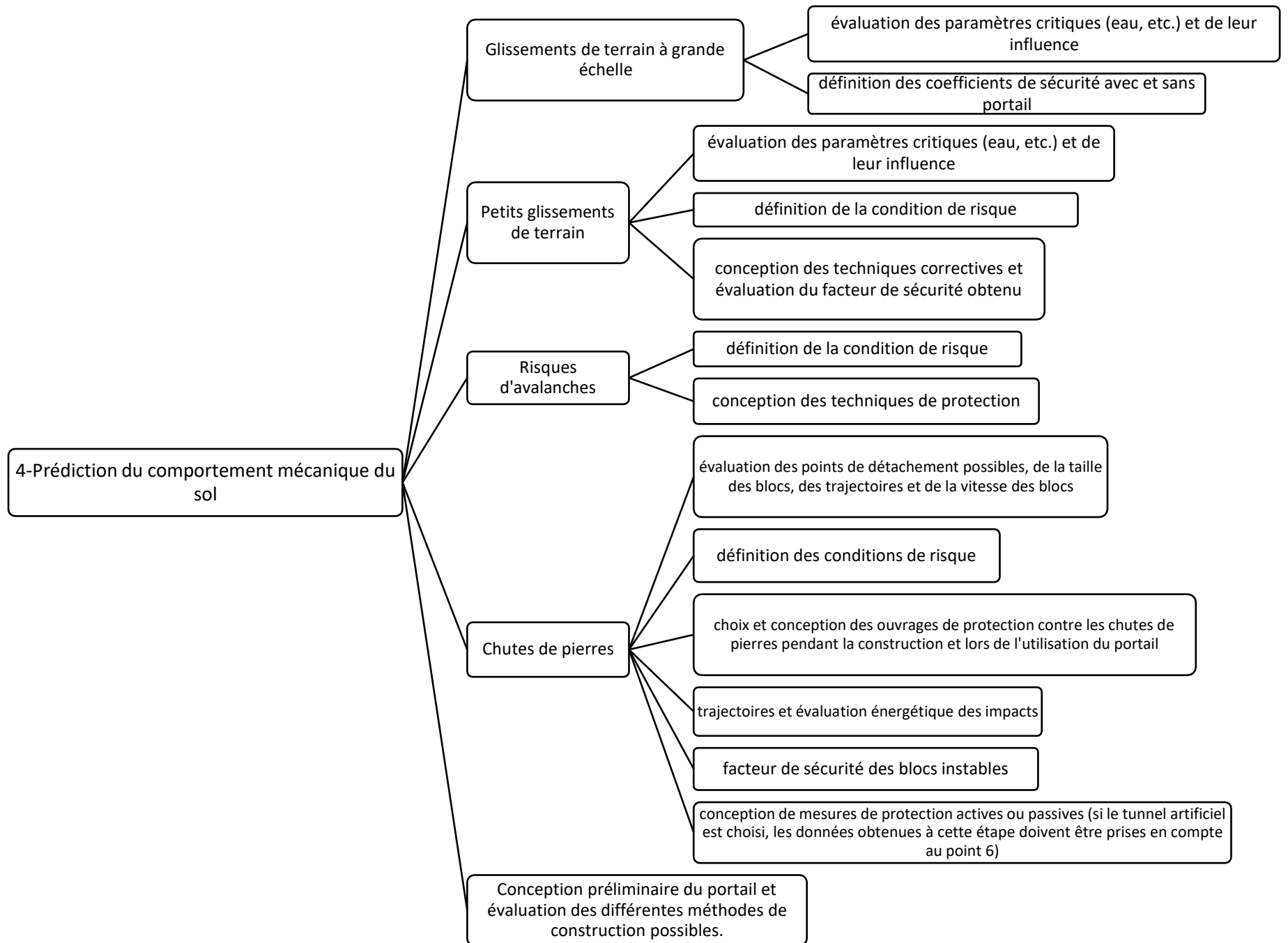
Conditions sismiques de la région

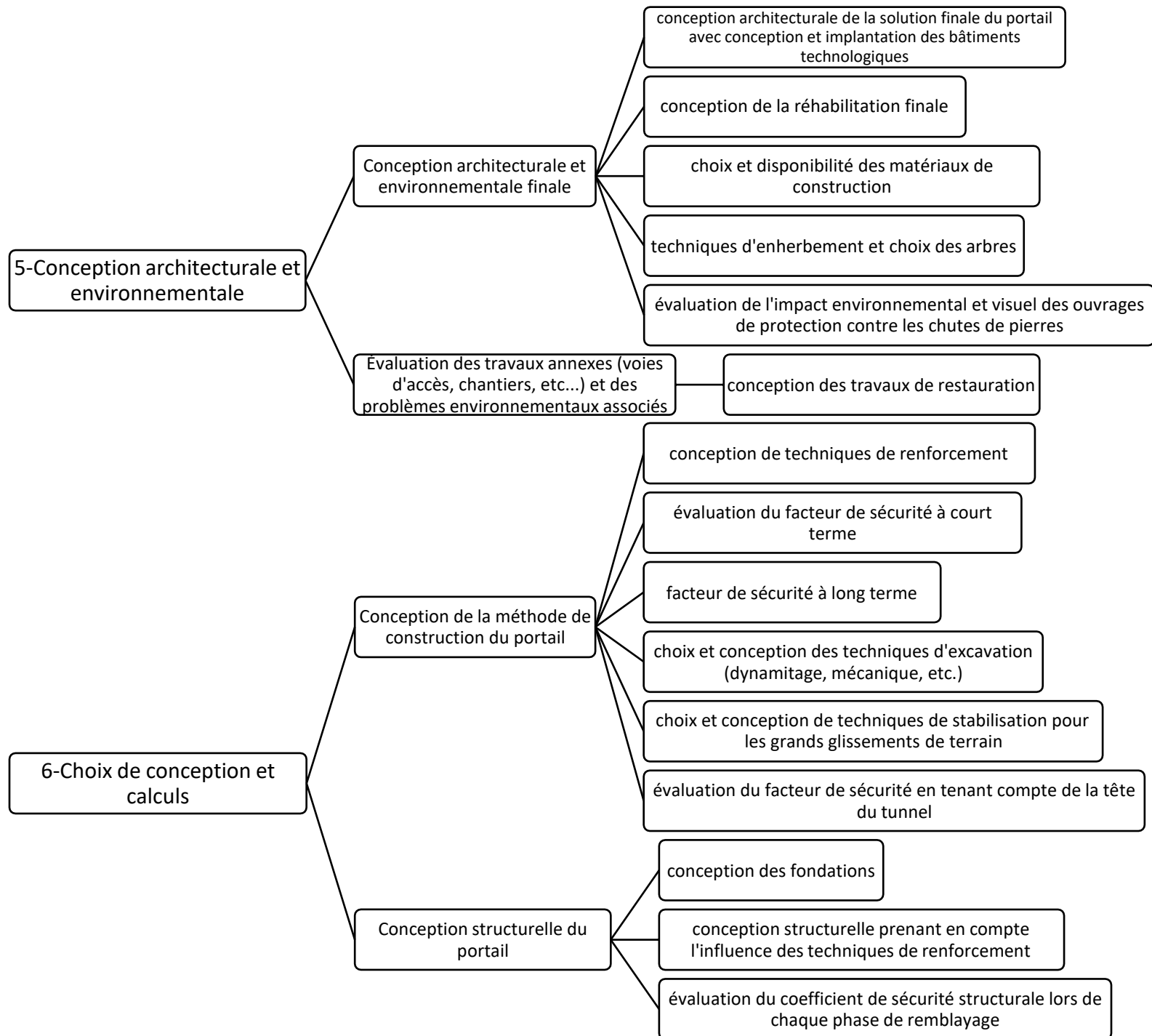
I.4 Organigramme pour la conception du portail du tunnel :

Dans la section suivante, une ligne directrice générale pour la conception des portails de tunnel est présentée conformément aux schémas proposés dans les « Lignes directrices pour la conception, l'appel d'offres et la construction d'ouvrages souterrains » élaborées en Italie par le Projet national de normes de conception et de construction dans Travaux souterrains (1997).

Les principales étapes sont organisées en points clés, qui doivent être pris en compte dans la conception. [4]







I.5 Stabilité du portail :

La stabilisation de portail du tunnel est un problème complexe et tridimensionnel, et pour y parvenir il faut assurer la stabilité du premier tronçon tunnel et du talus en même temps, parce que la définition géométrique de portail du tunnel inclut le tunnel en lui-même ainsi que le versant (voir CHAP 1-1).

Dans ce qui suit, nous allons citer seulement les différentes approches de calcul pour les tunnels et pour la stabilité des talus, puisque la réalité des portails des tunnels est plus complexe que les approches classiques. Il est ainsi nécessaire de produire des modèles plus élaborés, particulièrement en trois dimensions pour se rapprocher de la réalité des portails.

I.5.1 Stabilité du tunnel :

On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs : Méthodes empiriques ; Méthodes analytiques ; Méthodes numériques

I.5.1.1 Méthodes empiriques :

Les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir celle de :
Geological Strength Index GSI.

AFTES

Barton

Bieniawski

Terzaghi

I.5.1.2 Méthodes analytiques : [5]

Hypothèses générales :

En ce qui concerne les tunnels, les modèles analytiques se basent très souvent sur les hypothèses suivantes :

Massif infini, homogène et isotrope ;

Section de tunnel circulaire ;

Petites transformations ;

Déformation plane.

Méthode classique (convergence-confinement) : [6]

Dans la méthode convergence-confinement, on substitue au problème tridimensionnel un problème de déformation plane dans lequel on applique à la surface d'intrados du tunnel une contrainte σ telle que :

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma^0$$

σ^0 représente la contrainte initiale s'exerçant sur la surface d'intrados du tunnel.

Le coefficient λ , appelé taux de déconfinement est égal à 0 dans l'état initial et croît jusqu'à 1 lorsque le tunnel est non soutenu.

Méthodes simplifiées récentes : [5]

Une méthode simplifiée s'appuyant sur les principes de base de la méthode convergence-confinement, mais qui tient compte de manière plus rigoureuse de l'interaction entre massif et soutènement. Cette méthode est intitulée Nouvelle Méthode Implicite (NMI).

I.5.1.3 Méthodes numériques :

Calculs en 2D déformation plane :

Dans le modèle numérique 2D en déformation plane on s'intéresse à une section transversale du tunnel. Ainsi, en déformations planes, un tunnel peut alors être modélisé par sa section transversale ou longitudinale, mais :

- Dans la section transversale, le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.
- Dans la section longitudinale, le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie.



Figure I.3 : Modèle longitudinal et transversal du tunnel.

Modélisation en 2D axisymétrique :

La modélisation axisymétrique dans l'axe du tunnel permet l'analyse tridimensionnelle de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux.

Malheureusement cette méthode induit des hypothèses très restrictives ; tunnel circulaire, milieu homogène et isotrope, surface non modélisée. Elle s'applique donc à des tunnels à grande profondeur pour lesquels l'état de contrainte initial est sensiblement isotrope.

Modélisation en 3D :

Pour le modèle 3D le calcul est effectué par les méthodes des éléments finis MEF, avec la modélisation de toutes les dimensions du tunnel et non uniquement la section transversale, pour simuler la réalité.

C'est le type qui permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité, car il peut prendre en compte :

La géométrie tridimensionnelle du projet (tunnel en forme de fer à cheval, tunnel incliné, écaillé de sol, etc....) ;

L'état de contraintes initial (coefficient des terres au repos) ;

Le phasage souvent complexe de la technologie d'excavation retenue (radier décalé) ;

L'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en place du soutènement, etc....).

1.5.2 Stabilité des talus :

Parmi les problèmes qui se posent au projeteur de portail du tunnel, celui de la vérification de la stabilité des pentes du portail. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur. On peut classer les méthodes de calcul des talus dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs : les Méthodes empiriques ; les Méthodes analytiques ; les Méthodes numériques

1.5.2.1 Méthodes empiriques des pentes rocheuses :

Pour le cas de la stabilité des talus rocheux, les méthodes empiriques sont moins fréquemment utilisées et la cinématique simple, la modélisation numérique ou « aucune modélisation » peuvent être choisies (c'est-à-dire, les angles de pente sélectionnés par les opérateurs d'équipement plutôt que par les ingénieurs). Les méthodes empiriques suivantes ont été développées pour prédire le soutènement, le renforcement et la performance des talus excavés :

Slope Mass Rating SMR : [7]

Slope mass Rating (SMR) est obtenue à partir de la classification de la masse rocheuse de BIENIAWSKI (RMR) en soustrayant des facteurs de réglage de la relation de pente-discontinuité et en ajoutant un facteur en fonction de la méthode d'excavation,

Classes de stabilité des talus :

Tableau I.1 : Description of SMR classes (Romana, 1985).

Class No.	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Rock mass description	Very bad	Bad	Normal	Good	Very good
Stability	Completely unstable	Unstable	Partially stable	Stable	Completely stable
Failures	Big planar or soil like or circular	Planar or big wedges	Planar along some joint and many wedges	Some block failure	No failure
Probability of failure	0.9	0.6	0.4	0.2	0

Tableau I.2 : Slope support guidelines based on SMR (Romana, 1985).

SMR classes	SMR values	Suggested supports
Ia	91-100	None
Ib	81-90	None, scaling is required
IIa	71-80	(None, toe ditch or fence), spot bolting
IIb	61-70	(Toe ditch or fence nets), spot systematic bolting
IIIa	51-60	(Toe ditch and/or nets), spot or systematic bolting, spot shotcrete
IIIb	41-50	(Toe ditch and/or nets), systematic bolting/anchors, systematic shotcrete, toe wall and/or dental concrete
IVa	31-40	Anchors, systematic shotcrete, toe wall and/or concrete (or re-excavation), drainage
IVb	21-30	systematic reinforced shotcrete, toe wall and/or concrete, re-excavation, deep drainage
Va	11-20	Gravity or anchored wall, re-excavation

Q-SLOPE : [8]

Le Q-Slope utilise les six mêmes paramètres (du Q-System) RQD, Jn, Jr, Ja, Jw et SRF (avec des spécifications pour les pentes).

Rock quality designation (RQD) ;

Le nombre de familles principales des joints (Jn) ;

Caractérise la rugosité des faces des joints (Jr) ;

Le degré d'altérations des joints (Ja), qui restent inchangés par rapport au système Q (Barton et al.1974).

Condition environnementale et géologique (Jw) ;

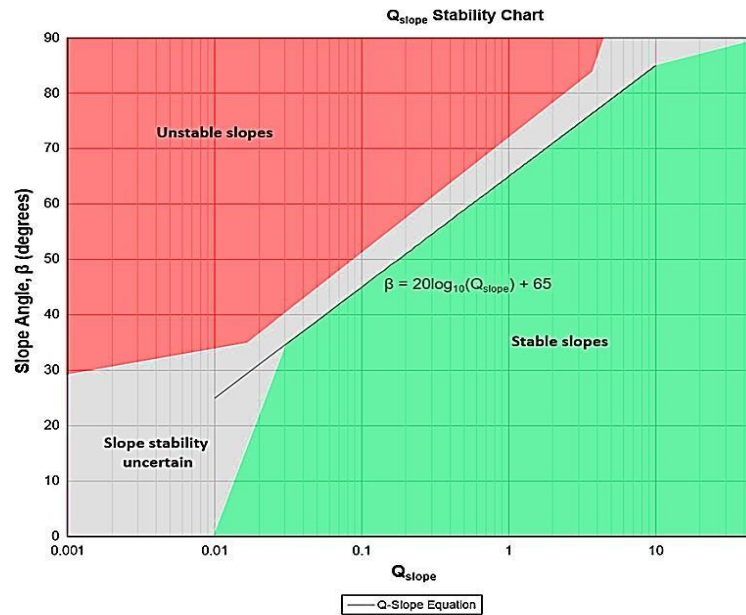


Figure I.4 : diagramme de stabilité de Q-SLOPE.

I.5.2.2 Méthodes analytiques :

Méthode d'équilibre limite :

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur desécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

La surface critique ;

Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;

Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Rupture plane :

Dans la mesure où certains glissements de pentes naturelles se produisent le long de discontinuité plane, des méthodes simples fréquemment utilisées permettent l'analyse de ce type de problèmes.

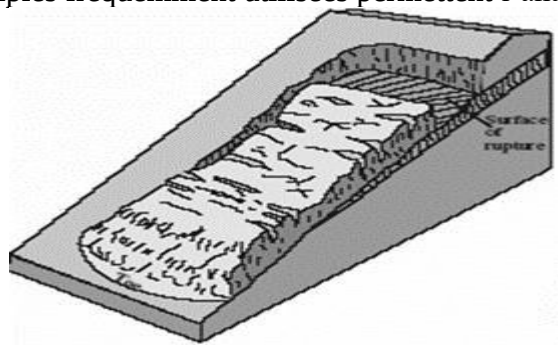


Figure I.5 : Glissement plane.

Stabilité des pentes finies :

Méthode de Culmann, 1886 : Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau.

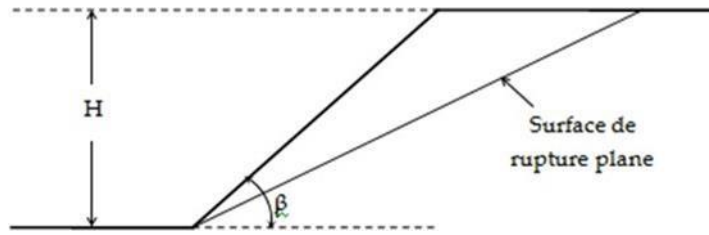


Figure I.6 : Pente finie avec surface de rupture plane, [9]

En faisant l'équilibre des forces s'exerçant sur le coin susceptible de glisser, on obtient le coefficient de sécurité et la hauteur critique suivante :

$$Fs = \frac{4c}{\gamma H} \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right]$$

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right]$$

Rupture circulaire :

On a une grande variété des méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes en rupture circulaire.

Méthodes des tranches principes et hypothèses :

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces, [10] comme le montre à titre indicatif la figure. I.7.

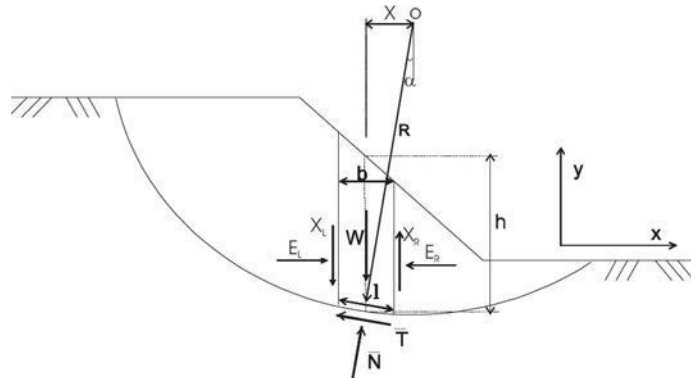


Figure I.7 : Exemple d'une rupture circulaire.

Comme on peut le voir sur la figure. I.7, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

W : poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N, T : composantes normales et tangentielles de la force agissant à la base de la tranche

X, E = composantes verticales et horizontales des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$)

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = rayon du cercle de rupture de centre O

l = longueur du plan de glissement de la tranche x = bras de levier du poids des terres

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit :

Soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;

Soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sols, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f .

Équilibre global des moments :

$$\sum W \cdot x = \sum \bar{T} \cdot R$$

$$F_m = \frac{\sum [\bar{c}l + (\bar{N} - ul) \tan \bar{\phi}]}{\sum W \sin \alpha}$$

Équilibre global des forces :

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée :

$$\sum E_R - E_L = 0$$

$$\sum X_R - X_L = 0$$

$$F_f = \frac{\sum [\bar{c}l + (\bar{N} - ul) \tan \bar{\phi}] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha}$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches, [11].

Glissement quelconque :

Beaucoup d'autres méthodes d'équilibre limite ont été développées pour une surface de rupture potentielle de forme quelconque et chacune d'elles a des hypothèses spécifiques.

1.5.2.3 Méthodes numériques :

Pour les méthodes numériques de calcul et vérification de la stabilité des talus on peut distinguer deux approches de calcul : calculs-en 2D et en 3D. Ainsi, ils ont créé deux approches similaires aux méthodes d'équilibre limite qui sont : Le C, ϕ réduction et le Shear strength réduction.

Méthode 2D :

Dans le modèle numérique 2D en déformation plane on s'intéresse à une section transversale du talus.

Comme dans notre cas, on a un double talus dans le portail, alors si on applique l'analyse 2D sur une section d'un talus on doit automatiquement négliger l'autre, en effet, on doit négliger l'effet de déplacement des deux talus, ce qui ne représente pas la réalité.

Méthode 3D :

Pour le modèle 3D le calcul est effectué par les méthodes des éléments finis MEF, avec la modélisation de toutes les dimensions et tous les problèmes de projet et non uniquement la section transversale ou longitudinale.

Chapitre II : Les glissements du terrain dans les schistes

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter une synthèse bibliographique sur les formations schisteuses qui constituent les principaux matériaux rencontrés dans notre projet. Cette synthèse concerne plus particulièrement la définition du terme « schiste », ces différents types, et ces particularités en termes de stabilité des pentes.

II.2 Définition de matériau « schiste » :

Le schiste est une roche sédimentaire ou métamorphique dans laquelle les cristaux de la minérale principale sont disposés en couches parallèles et formant un grand feuillet bien développé. La roche schisteuse est affectée d'une texture particulière appelée schistosité ou foliation provenant de la transformation des argiles par déshydratation sous l'action de pressions orientées les minéraux argileux de la roche d'origine se réorientent tous perpendiculairement aux contraintes.

Lorsque le métamorphisme est faible : les schistes sont généralement ardoisiers.

Les roches soumises à un métamorphisme plus fort ne sont plus des schistes, mais des micaschistes : le schiste se forme généralement dans les conditions de faible température et de fortes pressions, il se trouve en couleur noire à gris foncé sans brillance.

Les matériaux originels des schistes (généralement des argilites, pélites et siltites) se forment généralement dans les bassins marins, composés principalement de boue, de limons et d'argiles, bien que la profondeur d'enfouissement et les contraintes tectoniques puissent modifier leur composition de différentes manières.

II.3 Description de la schistosité :

La schistosité décrit une famille de plans sub-parallèles et régulièrement espacés selon lesquels les roches schistosées se débitent (ou se clivent) facilement en feuillets plus ou moins épais. Ces feuillets marquent l'aplatissement de la roche schistosée, en général lors d'une phase de déformation. Le plan de schistosité s'ouvre facilement, car il s'agit d'une discontinuité mécanique. [12]

La schistosité se développe lorsque la déformation a dépassé un certain seuil. Une schistosité naissante peut se développer localement par exemple dans les Carnières de plis lorsqu'elle est affectée de vastes ensembles rocheux. Il a fallu que les roches aient été maintenues à une pression suffisante, c'est à dire pratiquement qu'elles aient été enfouies et tectonisées à une certaine profondeur. Ce phénomène correspond à un métamorphisme régional plus ou moins marqué. [6], [13].

Les facteurs qui influencent la schistosité sont : la charge ; la composition minéralogique ; le plissement ; et le métamorphisme [14]

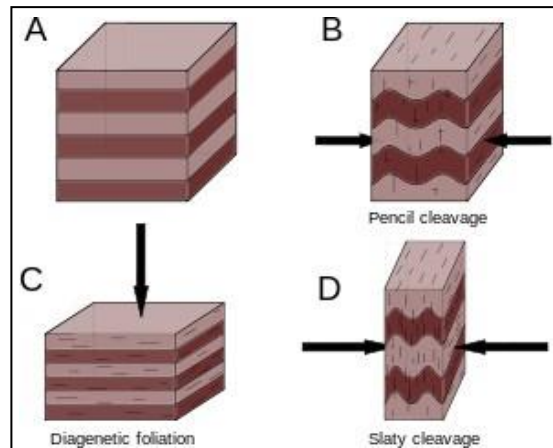


Figure II.1 : Formation de la schistosité dans une roche.

(A : Plan de stratification ; B : Schistosité de fracture (débit en crayons) ; C : Foliation diagénétique ; D : Schistosité de flux)

II.4 Mécanismes de rupture dans les pentes de schiste : [15]

Deux facteurs fondamentaux influencent le comportement du schiste argileux, Il s'agit :

- 1 - du degré de surconsolidation qui est lié à l'histoire géologique, et qui évolue vers une transformation à une roche (plus ou moins dure) ;
- 2 - de la lithologie qui est liée à la minéralogie de la roche (pourcentage d'argile de quartz de calcaire...), ce qui influence la résistance de la matrice.

Les schistes varient selon leur composition. Une argile pure donnera un schiste pur tendre feuilleté, mais une argile sableuse donnera un schiste gréseux plus compact et plus dur.

Les mécanismes de ruptures des pentes de schiste argileux sont alors multiples. Elles peuvent correspondre à ceux observés dans le sol et dans les massifs rocheux.

II.4.1 Les ruptures progressives (Progressive Failure) :

Lorsqu'une pente dans le schiste argileux est créée ou chargée, par exemple par des remblais ou des changements d'eau souterraine, des changements correspondants dans les contraintes de cisaillement se produiront. Si, à un certain point de la masse, la contrainte de cisaillement dépasse la résistance au cisaillement, la masse échouera à ce point et la résistance au cisaillement diminuera vers la valeur limite de la résistance résiduelle, s'il est possible qu'un déplacement se produise (Skempton, 1964).

Plusieurs types de géométries de rupture ont été observés dans les formations de schistes argileux. Les différentes géométries de défaillance sont apparemment causées par un ensemble de facteurs qui incluent l'efficacité de différents agents externes et l'applicabilité de différentes propriétés physiques.

Hutchinson (1867) a identifié cinq types de ruptures différents dans les pentes d'argile de Londres. Les types de ruptures ont été classés comme des glissements de rotation peu profonds, des glissements de rotation successifs ou étagés, des ondulations ou des vagues de sol, des glissements

de rotation peu profonds nettement non circulaires et des glissements de dalles principalement en translation.

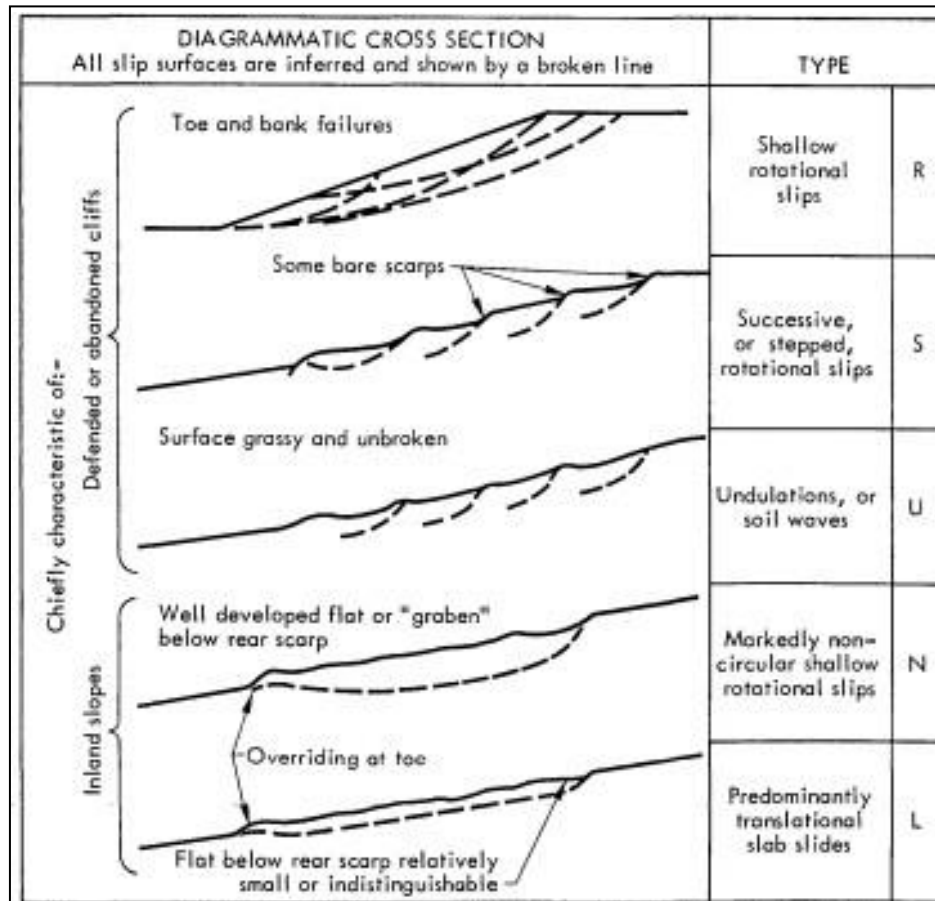


Figure II.2 : Exemple de classification des ruptures progressives

II.4.2 Les glissements par fluage (Creep failure) :

Le fluage dans les pentes de schistes argileux est un phénomène reconnu, mais qui a reçu peu d'attention et d'études. Gould (1960) a décrit les résultats d'une étude d'un certain nombre de pentes en Californie impliquant des argiles marines fortement surconsolidées d'âge tertiaire avec des liaisons relativement fortes.

Bjerrum (1967), en discutant du mécanisme du fluage, a reconnu qu'il y avait peut-être une variété de différents types de fluage dans les pentes argileuses, mais en a distingué deux types :

1. Mouvements qui se produisent dans la zone de pénétration du givre (solifluxion) ;
2. Mouvements assis à une plus grande profondeur.

Bjerrum a supposé que les mouvements profonds étaient plus prononcés pour l'augmentation de la rigidité et de la dureté de l'argile mère et étaient étroitement liés à l'histoire géologique du matériau mère. Il a suggéré que le fluage était lié à une expansion volumétrique lente accompagnant la désintégration d'argiles et de schistes fortement surconsolidés contenant de grandes quantités d'énergie de déformation stockée. L'augmentation continue des contraintes de cisaillement

latérales et la réduction simultanée de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la teneur en eau sont des facteurs importants qui contribuent au phénomène de fluage.

II.4.3 Les ruptures par translation (Translational Failures) :

Les ruptures de translation dans les pentes de schiste sont les mécanismes de rupture les plus fréquemment rapportés. Ceux-ci peuvent varier de simples ruptures planes dans les pentes techniques le long de plans de faiblesse à faible résistance au cisaillement à de vastes glissements de terrain multi-blocs profonds impliquant des zones de cisaillement de plusieurs centaines de mètres de longueur, Fig. Des zones de cisaillement légèrement inclinées vers l'intérieur impliquant une très faible résistance au cisaillement, des forces motrices actives et l'influence de pressions interstitielles élevées.

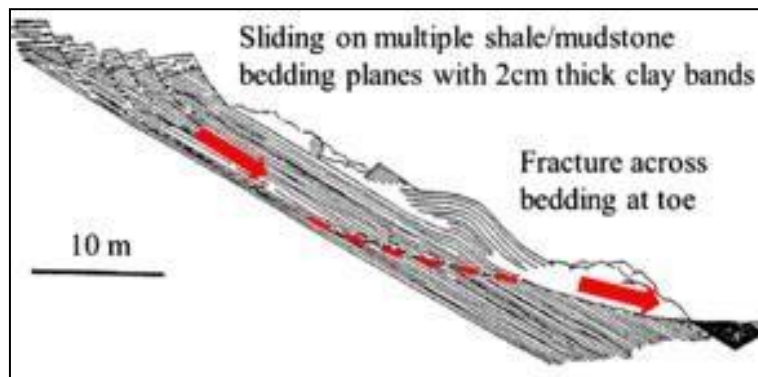


Figure II.3 : Exemple de rupture de pente par translation (Brooker et Peck 1993).

II.4.4 Les chutes de pierres :

L'importance des effets des masses rocheuses faibles telles que les schistes sous-jacents à des lits rocheux plus compétents est régulièrement reconnue dans les systèmes d'évaluation des risques de chute de pierres. Dans de tels environnements, c'est le contrôle des intempéries sur la durabilité et la dégradation de la masse rocheuse de schiste qui est généralement important par opposition au glissement cinématique le long de plans adverses.



Figure II.4 : Exemple de chutes de bloc schisteux.

II.4.5 Le Renversement :

L'instabilité de basculement dans les pentes de schiste a été mise en évidence par Goodman (2012) qui décrit des ruptures de basculement en flexion dans des masses rocheuses faibles contenant des schistes lors du glissement de terrain de Santa Barbara en Californie, aux États-Unis, et à la mine de charbon de Cardinal River en Alberta, au Canada. Benko et Stead (1999) décrivent les ruptures par renversement en flexion dans les mines de charbon à ciel ouvert et présentent les résultats de la modélisation par éléments distincts à l'aide de l'UDEC.

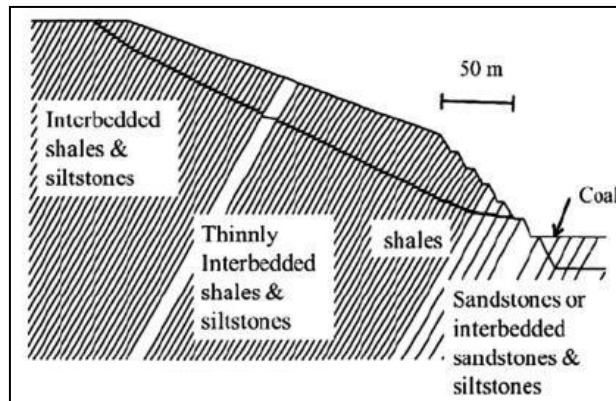


Figure II.5 : Exemple de l'influence des lits de schiste à l'intérieur d'une pente de mine de charbon à ciel ouvert sur l'instabilité de renversement.

II.4.6 Les coulées de terre (Earthflows) :

Le ramollissement des débris de schiste dans les glissements de terrain peut entraîner d'importants mouvements de coulée de terre. Bovis (1985) décrit les coulées de terre dans la région intérieure de la Colombie-Britannique. La figure II.6 a montré l'écoulement de terre du pavillon, qui, comme l'a suggéré Bovis, s'est probablement produite en raison d'une rupture dans les schistes violets à noirs du Crétacé sous-jacents aux grès et aux conglomérats ; on pense qu'un mélange complet des sédiments du Crétacé s'est produit.



Figure II.6 : Exemple de coulées de terre constituées de roches sédimentaires du Crétacé.

II.5 Analyse et modélisation des pentes de schiste : [16]

La modélisation des pentes schisteuses se réalise généralement avec les méthodes applicables aux sols et aux massifs rocheux.

II.5.1 Les méthodes d'équilibre limite :

La plupart des analyses de stabilité des pentes de schiste dans la littérature publiée ont utilisé des méthodes d'équilibre limite adaptées aux ruptures multiblocs non circulaires (Kondalamahanthy 2013).

Un développement majeur des codes d'équilibre limite d'importance croissante dans l'analyse des pentes schisteuses est la capacité à considérer le comportement anisotrope généralisé, Rocscience (2014).

II.5.2 Les modélisations numériques :

Les deux grandes familles de modélisation sont applicables. Il s'agit des modélisations continues et discontinues.

La modélisation continue :

L'application de codes de continuum aux pentes de schistes et de masses rocheuses anisotropes a inclus à la fois des méthodes d'éléments finis et de différences finies (Yong 2003 ; Kondalamahanthy 2013). Bien que ces méthodes puissent mieux saisir la nature progressive et le développement des ruptures de pente, elles ne sont pas sans défis en raison des complexités impliquées dans le comportement des pentes de schiste.

Ces méthodes sont maintenant appliquées à la simulation de l'instabilité des pentes dans les roches anisotropes faibles à l'aide d'une approche de réseau de fractures discrètes (Sainsbury et Sainsbury (2013)), et peuvent avoir un potentiel considérable pour les futures enquêtes sur les glissements de terrain et les pentes rocheuses dans le schiste.

La modélisation discontinue :

Il est suggéré que les ruptures de pente multi-blocs translationnels dans les schistes sont plus susceptibles d'être simulées par des codes discontinus tels que des méthodes d'analyse d'éléments distincts ou de déformation discontinue que les ruptures multi-blocs dans des sols plus faibles.

Les méthodes discontinues ont été utilisées avec succès pour modéliser les ruptures de pente où des zones faibles telles que des lits de schiste ou de schiste argileux qui forment des surfaces de rupture discrètes dans des roches dures (calcaires, grès). Ces méthodes ont également été utilisées pour modéliser des pentes où des ruptures de propagation et de renversement qui impliquent des masses rocheuses argileuses telles que les schistes, les schistes argileux (Benko, 1997).

Par ailleurs, Sainsbury (2013) ont noté une limitation des codes discontinus lorsqu'ils sont appliqués à des masses rocheuses faibles anisotropes, et ce en ce qui concerne l'impossibilité de représenter les stratifications de schiste dans les modèles. En raison des limitations de calcul, de temps et de mémoire, des simplifications sont nécessaires en particulier dans les modèles tridimensionnels.

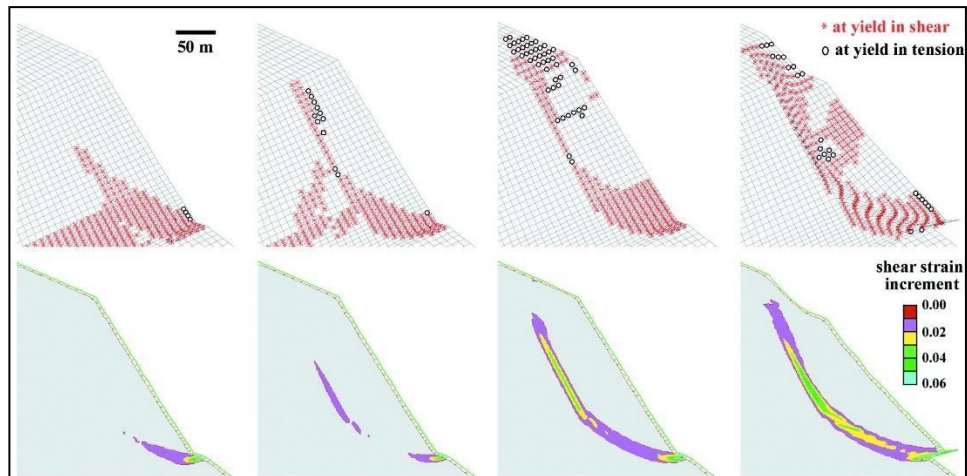


Figure II.7 : Exemple de modélisation par les méthodes continu et discontinu. [17]

II.6 Conclusion :

L'une des particularités des formations schisteuses est l'anisotropie causée par la schistosité. À cet effet, les simulations sont généralement complexes.

Dans notre projet, les formations schisteuses sont couvertes par des formations argileuses issues de l'érosion des schistes. Il est ainsi impossible d'appliquer les méthodes discontinues/théorie de blocs. A cet effet, nous allons utiliser la modélisation continue tridimensionnelle pour vérifier stabilité du portail du tunnel de Sidi Aïch.

Chapitre III : Présentation du projet

III.1 Introduction :

La croissance démographique galopante de la population de la wilaya et de la région a nécessité l'expansion des zones résidentielles. D'où une expansion urbaine de la wilaya, qui exige d'offrir les moyens de transport assurant la fluidité et les facilités de déplacements.

Par conséquent, pour répondre aux besoins dictés par cette expansion, il est nécessaire de prévoir la réalisation des ouvrages souterrains dans des zones urbaines.

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...).

III.2 Le projet de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR-BEJAIA :

III.2.1 Présentation générale :

Dans un objectif d'améliorer les réseaux d'infrastructures ferroviaires de la région et afin de faciliter le transport des voyageurs et des marchandises, le Ministère des Travaux Publics a lancé le projet de réalisation des travaux de dédoublement de la voie ferroviaire, en rectifiant le tracé pour augmenter la vitesse à 160 km/h de la ligne BENI MANSOUR-BEJAIA.

Le projet de rénovation de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaïa se situe dans un couloir de direction approximative Sud-Ouest / Nord-Est, avec une longueur de près de 90 kilomètres, entre les villes de Beni Mansour (au SO) et de Bejaïa (au NE), situées dans la région centre-orientale du Nord de l'Algérie.

Dans le cadre des travaux de construction de la ligne ferroviaire, il est prévu la réalisation de trois tunnels naturels : Tunnel TAKRIEZT-Tunnel SIDI AICH et Tunnel EL MATEN.

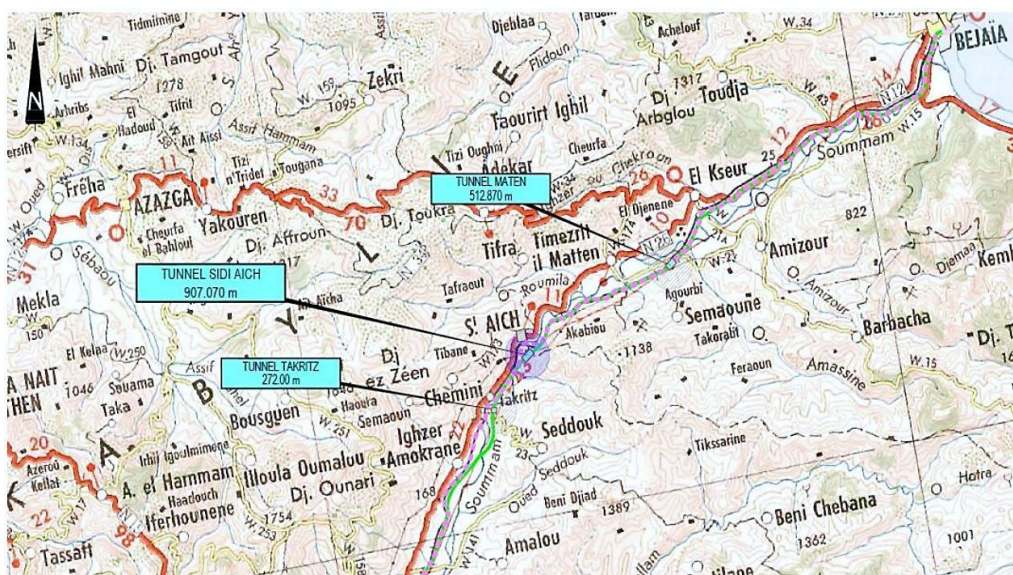


Figure III.1 : Position des tunnels sur le tracé de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaïa.

III.2.2 Fiche technique du projet :

Intitulé du projet : Réalisation des travaux de dédoublement de la ligne BENI MANSOUR-BEJAIA.

Descriptif du projet : Étude et réalisation de trois (03) tunnels de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR - BEJAIA Tunnel TAKRIEZT-Tunnel SIDI AICH et Tunnel EL MATEN.

Maître d'ouvrage : AGENCE NATIONALE D'ÉTUDE ET SUIVI DE LA RÉALISATION DES INVESTISSEMENTS FERROVIAIRES (ANESRIF).

Maître d'œuvre : Groupement SETIRAIL-SAETI-SIDEM.

Bureau de contrôle et de suivi BCS : Groupement SAETI, SETIRAIL et SIDEM.

Entreprise de réalisation : COSIDER TP.

Point d'origine de la ligne : Gare ferroviaire de Beni Mansour.

Point d'arrivée de la ligne : Gare ferroviaire de Bejaia.

Nombre de voies : Bidirectionnelle.

Date début du projet : 2010.

Taux d'avancement : 10%

Le tracé du projet de la ligne BENI MANSOUR-BEJAIA nécessite la réalisation de trois tunnels au niveau de TAKRIEZT, SIDI AICH et EL MATEN.

L'objet de ce mémoire est l'étude du tunnel de SIDI AICH.

III.3 Tunnel SIDI AICH :

III.3.1 Présentation du tunnel :

III.3.1.1 Situation géographique :

Le tunnel de Sidi Aich est situé à Maala. Il traverse la zone urbaine, sur le côté Est de la ville de Sidi-Aich, wilaya de Bejaia.

Le tunnel naturel de Sidi Aich, compris entre les Pks 44+646,77 et 45+553,84, pour une longueur de 907,07 m.



Figure III.2 : Photo satellitaire montrant la situation du tunnel de SIDI AICH.

III.3.1.2 Caractéristiques du tunnel :

La géométrie :

Il s'agit d'un tunnel ferroviaire d'une voie par sens avec un entre axe de 4.20 m. Il comporte 18 niches de sécurité, deux trottoirs de 1.90 m sur chaque côté et un faux tunnel de 4.32 m. La longueur maximale de couverture sur la clé de voute est de 67 m.

Les caractéristiques du tracé au niveau du tunnel sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III 1 : Les caractéristiques du tracé du tunnel.

Pk début	Pk fin	Longueur (m)	Largeur (m)	Pente (%)	Gabarit (m)	Diamètre d'excavation
44+646,77	45+553,84	907,07	11.46	1.5	7.71	≈13

Le tracé du tunnel :

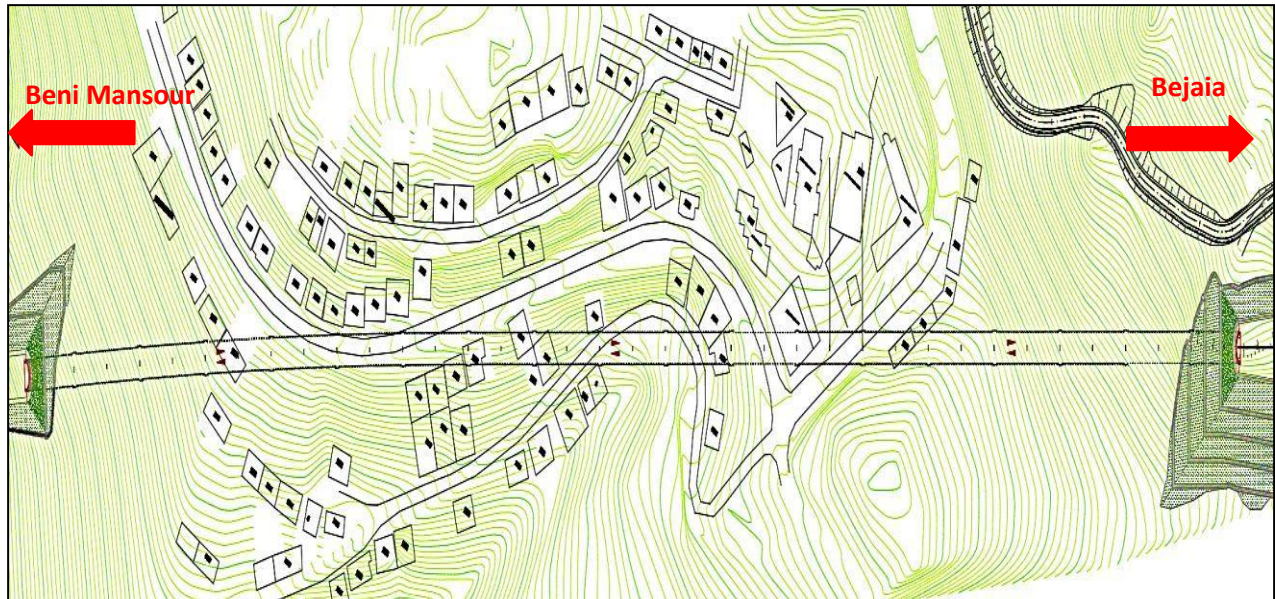


Figure III.3 : Vue en plan du tracé du tunnel SIDI AICH.

III.4 Tronçon objet d'étude :

Notre tunnel s'étend sur un linéaire de 907.07 m. Lors des travaux d'excavation du tunnel, certains problèmes ont été rencontrés au niveau du portail Ouest. 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 région du portail Ouest du tunnel (côté Beni Mansour) avec 160m de tunnel du Pk 44+646,77 jusqu'à Pk 44+806.77 (voir figure III.4).

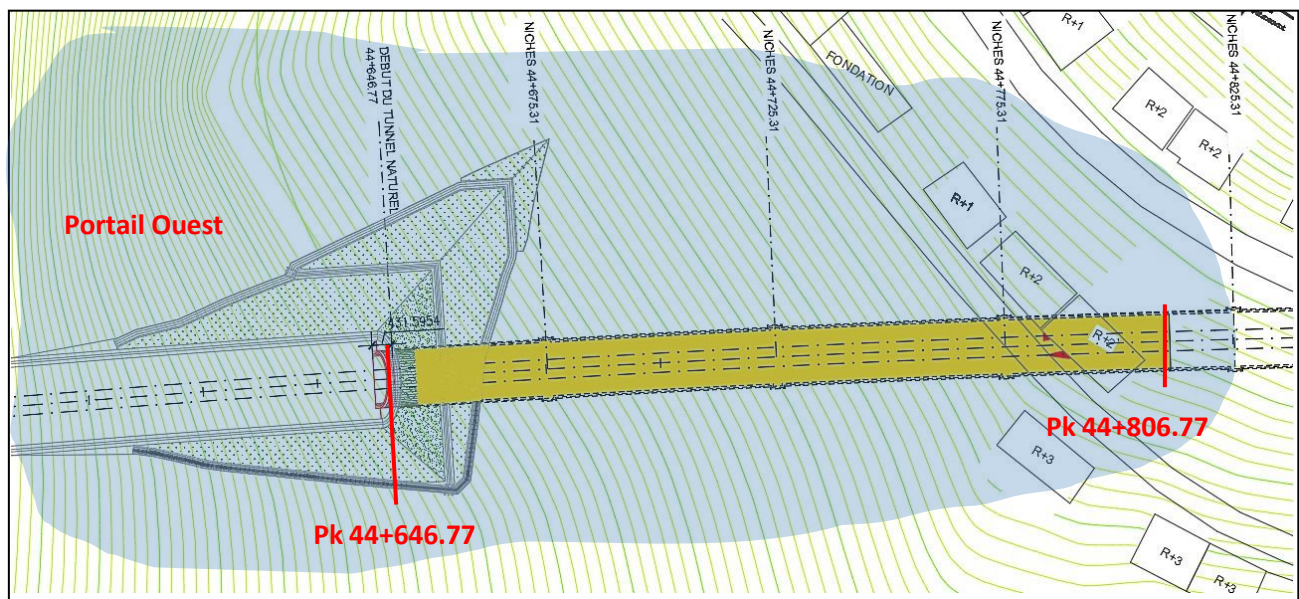


Figure III.4 : Le portail et le tronçon étudié sur le tracé en plan.

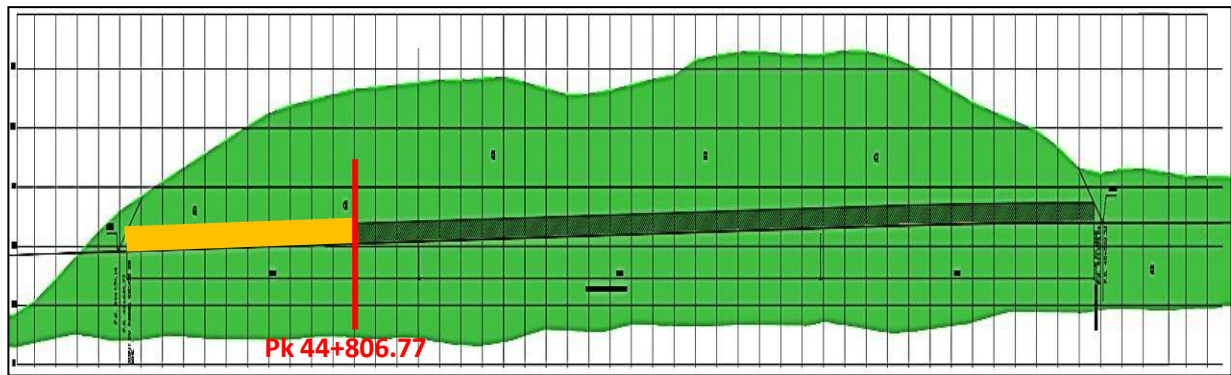


Figure III.5 : La partie du tunnel étudiée sur le profile en long.

III.5 Topographie de la région :

Notre projet traverse la zone urbaine de Maala sur le côté Est de la ville de Sidi Aïch. Ce qui explique le choix de l'option d'un projet de tunnel en premier lieu.

La ville est située dans la vallée de la Soummam. Elle s'étend sur les deux rives de la Soummam. La région présente une topographie très accidentée, hétérogène et montagneuse, avec des pentes naturelles qui peuvent aller jusqu'à 25% ou plus.

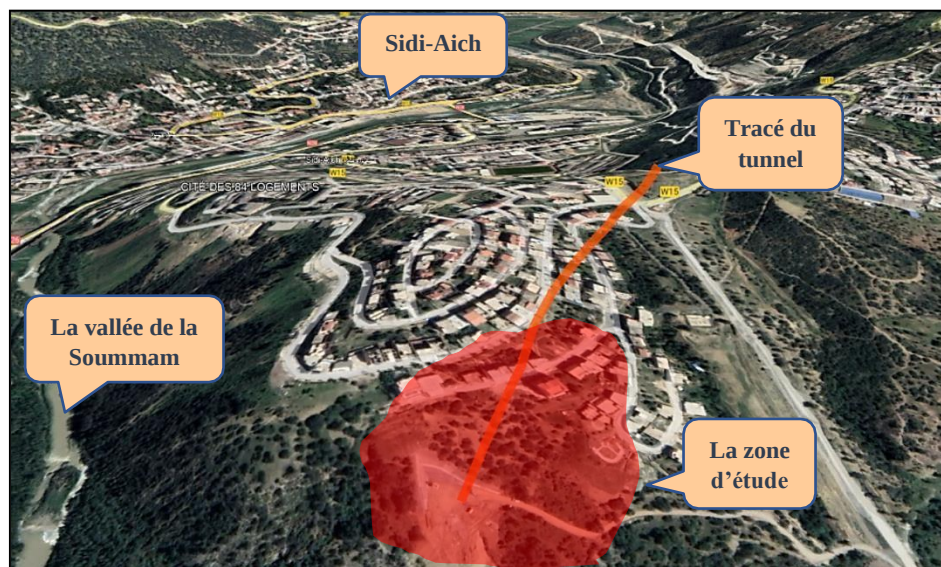


Figure III.6 : Photo satellitaire qui montre la topographie de la région.

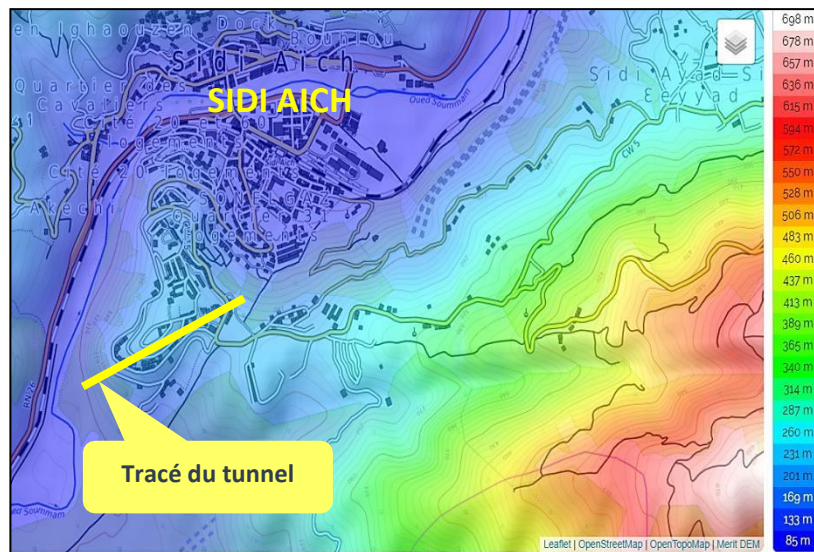


Figure III.7 : Carte topographique de la région de Sidi-Aich.

D'après la figure ci-dessus (Figure III.7), on peut remarquer que la ville de Sidi-Aich, où se situe la zone de notre projet, est caractérisée par des altitudes pas vraiment très hautes avec un maximum d'environ de 287 à 320 m.

La ville elle-même repose sur une montagne avec une altitude de 210 m, et le tracé passe sous la ville, ainsi notre portail doit être réalisé sur un versant. (Figure III.8).

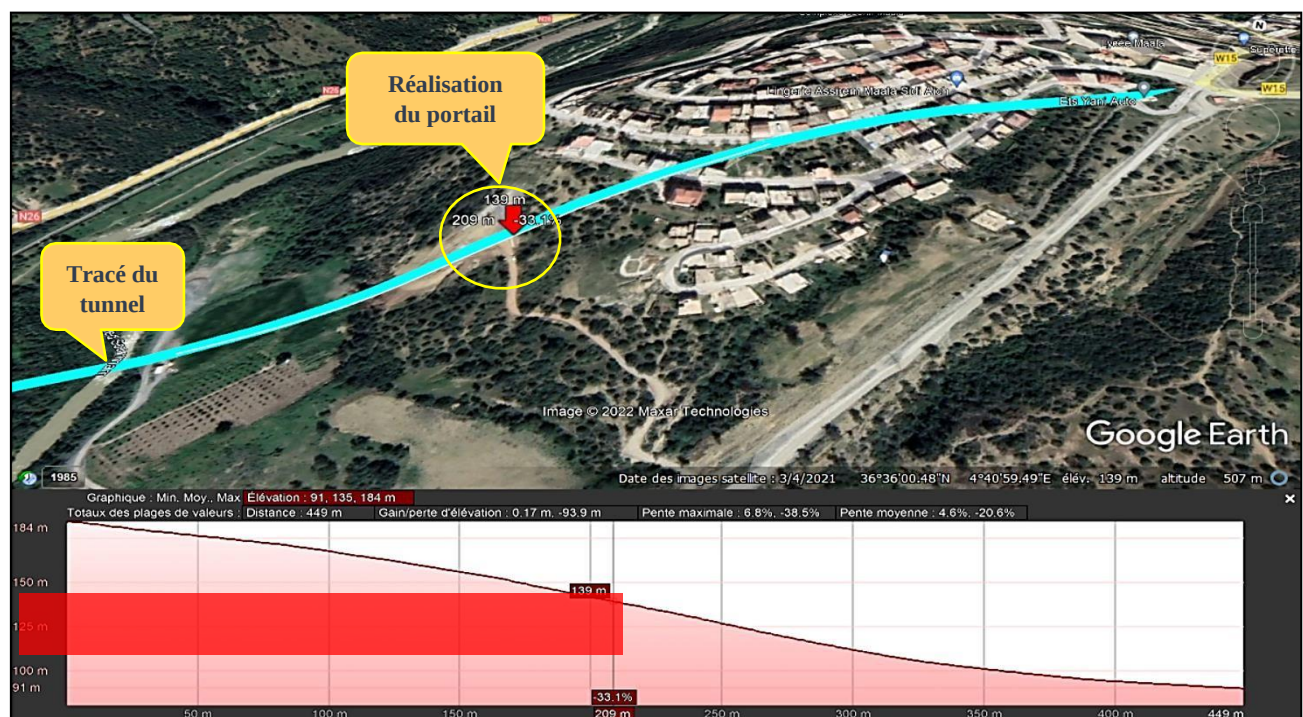


Figure III.8 : Photo satellitaire présentant la position du portail sur le versant.

D'après la figure ci-dessus, on peut voir la position du portail et le tracé du tunnel par rapport au versant, où le tunnel pénètre dans le versant avec une position oblique par rapport au ce dernier, avec la pente du terrain est d'environ 25 à 30 %, ce qui constitue un problème pour la réalisation et la stabilité du portail Ouest du tunnel de Sidi-Aich.

III.6 Géomorphologie :

Le tunnel en projet est situé dans un secteur principalement collinaire, avec des pentes pas très inclinées et dans lesquelles il n'y a pas des évidences claires de phénomènes de mouvements de terrain actifs.

Les observations de surface n'ont pas mis en évidence la présence d'indicateurs clairs de mouvements de terrain profonds dans l'aire d'étude.

Toutefois, on souligne que le secteur est caractérisé par une anthropisation très diffusée qui pourrait cacher l'éventuelle présence de mouvements, surtout superficiels.

III.7 Contexte géologique régional et anciennes formations :

Bejaia est située dans la zone de confluence de l'Atlas Tellien et du littoral méditerranéen et est constituée par des terrains mésozoïques et cénozoïques, avec des roches ignées très localisées.

Suivant la carte dressée par Energoproject (1963), le bassin versant de la Soummam est formé par des dépôts alluvionnaires anciens et actuels sur le lit majeur de l'oued Soummam, un substrat siliceux sur tout le versant exposé au nord et un substrat calcaire dominant la majeure partie du versant exposé au sud, avec une zone marno-argileuse (le miocène/pliocène) s'étendant d'El Kseur à Sidi Aïch.

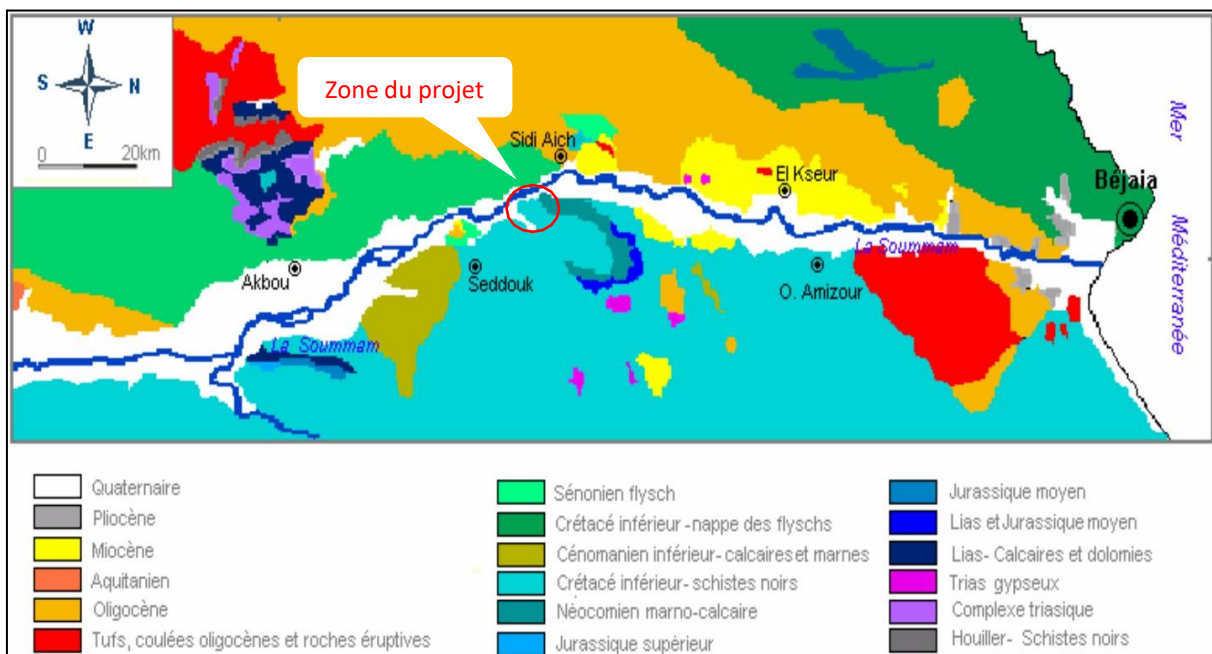


Figure III.9 : Carte géologique de la vallée de la Soummam d'après J. P. Meneroud et P. Rognon (1970).

De la figure ci-dessus, on peut remarquer que la zone traversée par le projet est caractérisée par le Crétacé inférieur-Schistes noirs et le Néocomien marno-calcaire.

III.8 Caractérisation hydrologique et hydrogéologique :

La vallée de la Soummam est localisée au centre nord-est de l'Algérie, en Kabylie, et à mi-chemin entre Alger et Constantine. La vallée de l'oued Soummam située à l'Est du domaine de l'Atlas tellien, est une zone très complexe formée d'une superposition de nappes d'épaisseur relativement faible, par rapport à leur extension.

La région est caractérisée par un bassin versant qui couvre une superficie estimée à 9125km², réparti comme suit : Bassin de l'oued Sahel (3755 Km²), Bassin de l'oued Boussellam (3381Km²), Bassin de l'oued Soummam au sens strict (1061 Km²). Le bassin versant de la Soummam possède un réseau hydrographique où l'écoulement de l'eau est exoréique.

Ce bassin est drainé par l'oued Soummam qui s'étend sur 86,47 km, la vallée elle-même est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau permanents et intermittents, dont l'oued Soummam représente le collecteur principal.

Pendant la visite du site du projet (portail ouest coté Beni-Mansour), on n'a observé aucune source d'eau, et toutes les précipitations sont présentées comme des eaux superficielles et des ruissellements qui doivent être évacués vers l'oued Soummam.

Pour les eaux souterraines, il a été mis en évidence la présence, sous les alluvions, d'une nappe s'étalant de Tazmalt à Sidi-Aich et de Sidi-Aich à Bejaia (figure 10). La division en deux zones de cette nappe se justifie par la présence à Sidi-Aich d'un seuil géologique qui, du point de vue hydraulique, constitue en quelque sorte une barrière. L'alimentation des deux nappes se fait par l'oued Sahel, l'oued Soummam, leurs affluents et les précipitations.

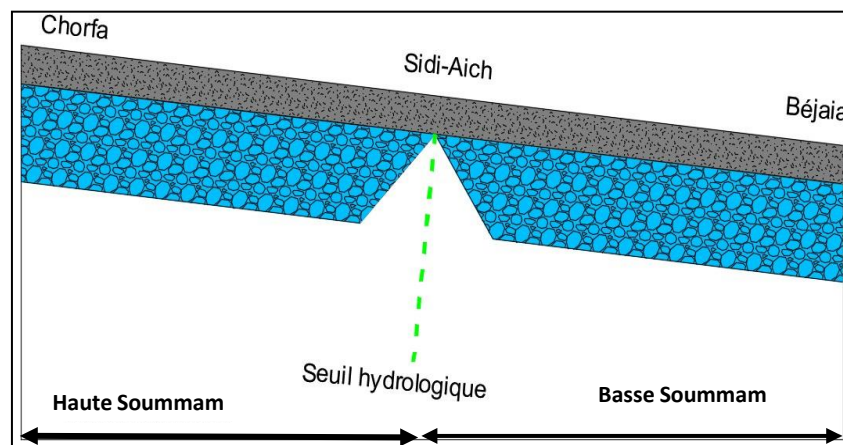


Figure III.10 : La nappe phréatique dans la région de la Soummam. [18]

III.9 Caractérisation sismique :

La côte méditerranéenne de l'Afrique, le Maghreb, est la partie du continent la plus active sismiquement.

L'Algérie, en particulier, a souffert d'importants séismes le long de son histoire.

Dû au fait que la plaque africaine converge avec l'europpéenne, le bord nord-africain pousse sur l'écorce océanique de la Méditerranée dans l'appelée zone de collision, là sont relativement fréquents les mouvements sismiques, lesquels peuvent être catastrophiques.

Selon la carte de séisme en vigueur, la partie Nord d'Algérie se trouve en général dans une zone plus ou moins affectée par des séismes. Ainsi, la région d'intérêt est classifiée par la directive de référence comme une zone de sismicité moyenne (Zone II a). Grâce à cette directive, on peut en déduire les principes de la vérification des structures en surface et donc définir l'effort sismique agissant sur la zone du portail.

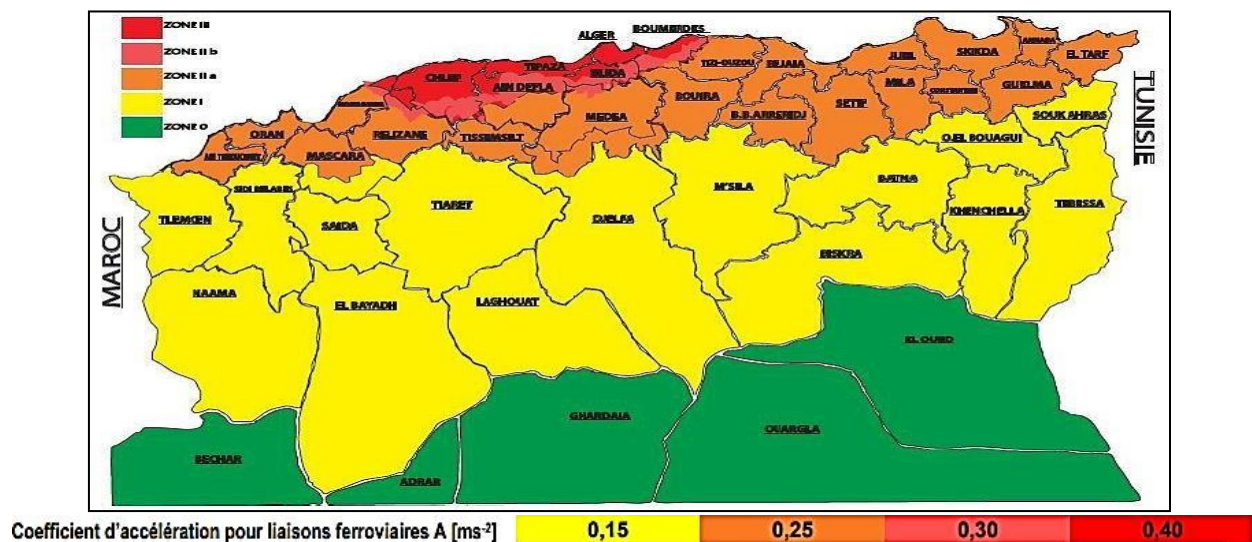


Figure III.11 : Carte de zonage sismique de L'Algérie.

La willaya du projet est située dans la zone II a donc on a un coefficient d'accélération de $A=0.25$, et on a

$$k_h = 0,5 A$$

$$k_v = \pm 0,3 k_h$$

Alors, $k_h = 0,125 \text{ ms}^{-2}$ et $k_v = 0,0375 \text{ ms}^{-2}$

III.10 Climatologie et végétation :

III.10.1 Climat :

Le Climat général du territoire de la vallée de la Soummam est caractérisé par un climat de type méditerranéen, mais il présente une hétérogénéité d'une localité à une autre, dû à la configuration orographique du territoire. On note un climat subhumide dans la partie aval de la vallée de l'oued Soummam jusqu'à Sidi Aich, un climat semi-aride à aride sur le reste du bassin versant (plateau de Sétif et de Bouira) (Benhamiche, 1997).

Du littoral vers les zones d'intérieur, trois étages bioclimatiques ont été distingués (Benhamiche, 1997) :

- Étage humide, sur le bassin versant nord avec des précipitations supérieures à 900 mm par an,
- Étage sub-humide entre El Kseur et Sidi-Aich, avec une pluviométrie moyenne de 600 à 900 mm par an,
- Étage semi-aride, le long de la vallée de Sidi-Aich à Tazmalt, avec une pluviométrie relativement faible allant de 400 à 600 mm par an.

Tableau III.2 : Moyennes mensuelles des températures (max 'M' et min 'm') et des précipitations 'P' dans la région de la basse vallée de la Soummam (période de 1970 – 2005).

Mois	Janv.	Fev.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
M (°C)	16,7	17,0	18,7	20,4	23,1	26,6	29,8	30,3	28,7	25,5	20,9	17,7
m (°C)	7,4	7,9	9,0	10,6	13,8	18,5	20,3	21,4	19,4	15,8	11,6	8,7
(M+m)/2	12,0	12,4	13,8	15,5	18,4	22,5	25,0	25,8	24,0	20,6	16,2	13,2
P (mm)	116	114	86	72	43	14	8	11	48	88	96	135

Comme il est mentionné dans le tableau ci-dessus, cette zone traverse une période de sécheresse climatique de 4 à 5 mois, allant du mois de mai au mois de septembre, après la saison sèche estivale, la saison des pluies débute dès le mois de septembre et se poursuit jusqu'au mois d'avril.

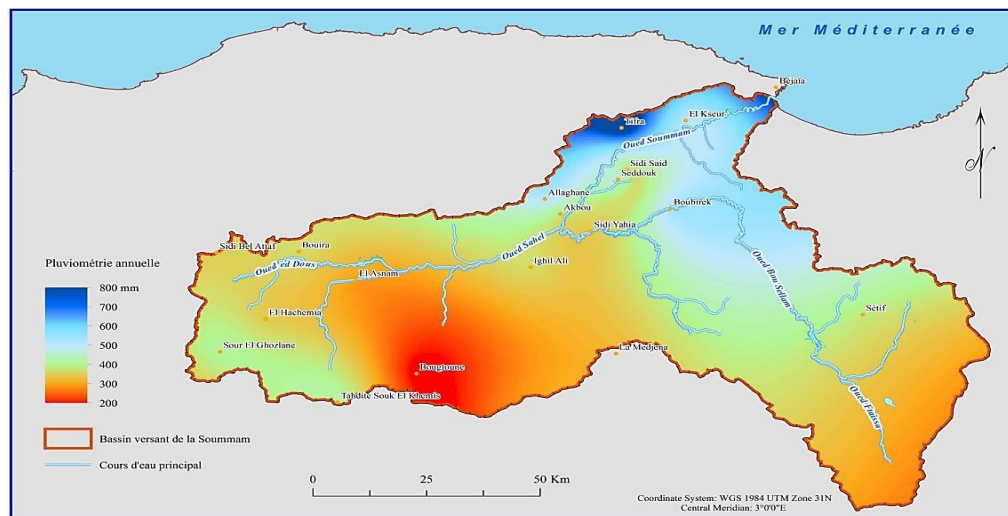


Figure III.12 : Répartition spatiale des pluies annuelles dans le bassin versant de la Soummam (données ANRH, ONM, 1970-2005).

III.10.2 La végétation :

Le climat et l'altitude conditionnent la diversité et la répartition spatiale de la végétation naturelle. Sur les chaînes de montagnes de ce grand territoire se succèdent les massifs forestiers composés d'espèces autochtones variées typiques du climat méditerranéen, on trouve le maquis, le cèdre, le chêne vert, etc.

Le chêne-liège (*Quercus suber*) est l'essence dominante, elle est présente sur tous les massifs côtiers et gréseux.

Sur les piémonts et dans les nouvelles zones de reboisements, on retrouve souvent du pin d'Alep.

Avec des terrains de cultures maraîchères diverses et les grands champs d'olivier.

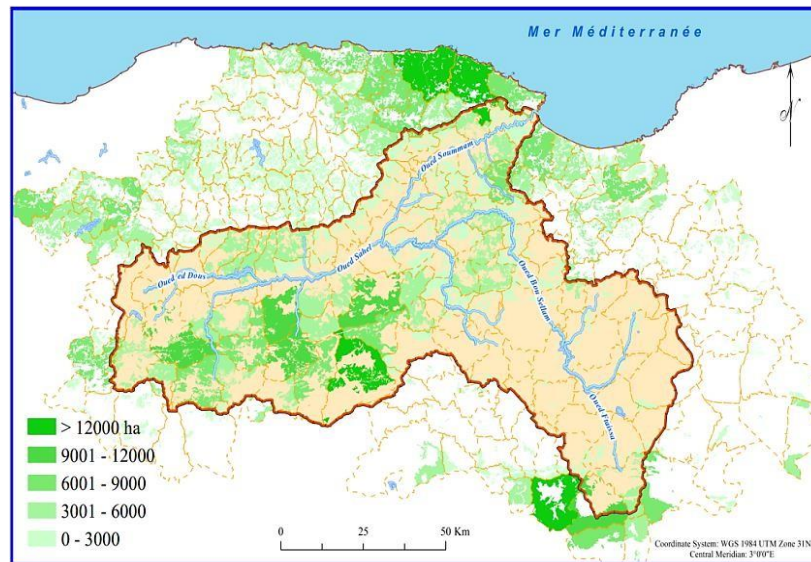


Figure III.13 : Surfaces communales occupées par les forêts, le maquis et le reboisement. [19]

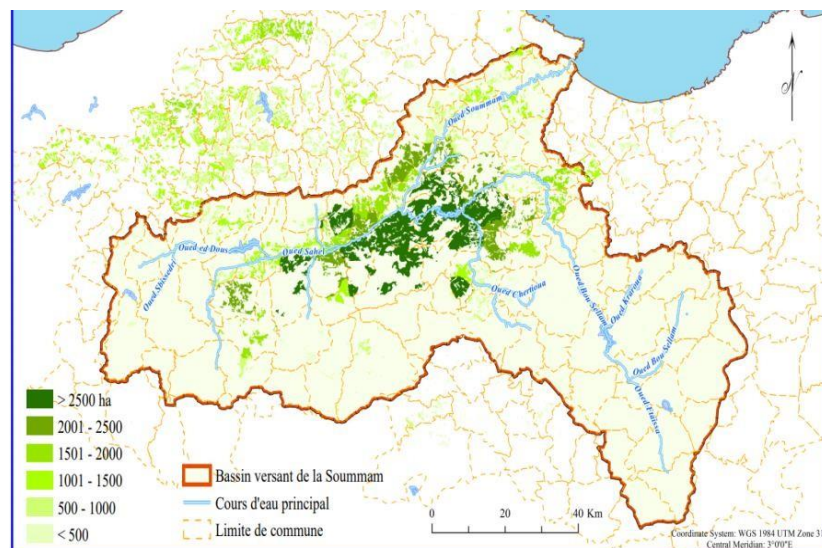


Figure III.14 : Superficie communale consacrée à la culture de l'olivier (ha). [20]

III.11 Conclusion :

Pour conclure ce chapitre, et après 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 qui peuvent influencer le déroulement du projet comme le positionnement de notre portail sur un versant, qui peut présenter des glissements des talus pendant la réalisation du tunnel.

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. Donc pour choisir la méthode de stabilisation des terrains et les scénarios de creusement du tunnel, le type de soutènement et l'estimation de la réaction du terrain lors de l'excavation, une bonne reconnaissance géologique et géotechnique du milieu dans lequel on opère doit être adoptée.

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.

Donc, dans ce chapitre on doit passer à l'élaboration d'une analyse géotechnique et géologique détaillée afin d'arriver à construire un modèle géologique de référence (MGR) détaillée.

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.

D'après l'analyse des terrains qui affleurent sur le site du projet, le contexte est présenté par des faciès d'une nature péritique schisteuse, légèrement marneuse avec une couleur gris foncé (voir figure 01), ces derniers sont caractérisés par des familles de discontinuités importantes (Stratification, plan de schistosité...).

Dans la zone du portail, ces terrains sont très altérés, et surmontés par une couche d'argile rougeâtre.



Figure IV.1 : Terrain observé sur la zone du portail ouest

Alors, on doit effectuer des essais sur site et d'autres au laboratoire pour la détermination des caractéristiques physiques, de résistance et de déformabilité du terrain, le niveau piézométrique, à travers la réalisation de sondages carottés et de puits afin d'extraire des échantillons destinés à l'exécution de ces essais.

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 :

Tableau IV.1 : Investigation menée pour la zone d'étude

Investigation	Nombre
Sondages carottés	03
Puits de reconnaissance (voir Annexe A)	01
Essais au pressiomètre réalisés à l'intérieur des sondages carottés.	01
Poses piézométriques	01
Profils sismiques	02
Essais de laboratoire	30

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

L'emplacement des investigations est rapporté dans la figure suivante :

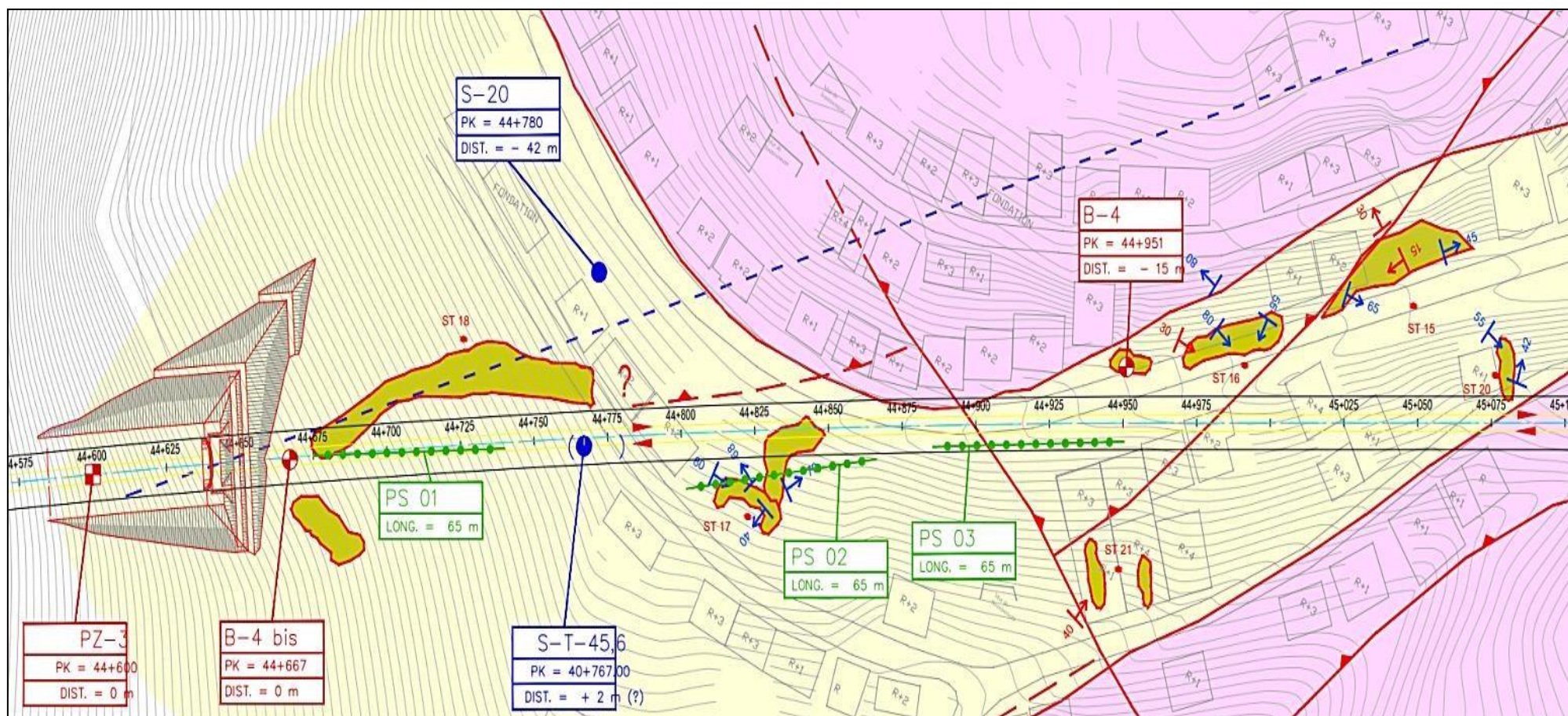


Figure IV.2 : L'emplacement des sondages d'investigation Tunnel Sidi-Aich

IV.4 Les investigations dans la zone objet d'étude

Les investigations, réalisées dans la zone en question et qui nous intéresse, sont les suivants :

Pour les sondages carottés, on a trois sondages : S-20 et S-T-45.6 de la phase de l'APD (voir tableau n°2), et le sondage B-4 bis de la phase d'exécution (voir tableau n°2).

Concernant les puits de reconnaissance, on a le puits PZ-3. (Voir tableau n°2).

Pour ce qui est des profils sismiques, on a deux profils PS-01 et PS-02 qui sont incluent dans la zone à étudier. (Voir tableau n°2).

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

Sondage		Point métrique (km)	Profondeur (m)
Investigations APD (2010)	S-20	44+780	80
	S-T-45.6	44+767	25
Investigations complémentaires (2016)	B-4 bis	44+665	40
	PZ-3	44+600	03

IV.4.1 Sondages carottés :

Pour les sondages carottés, on a deux campagnes d'investigation ; l'une en 2010, dans la phase de l'APD, et la deuxième complémentaire dans la phase d'exécution en 2016. Les deux sont détaillées dans les tableaux ci-dessus.

IV.4.2 Puits de reconnaissance :

La campagne géognostique prévoit la réalisation d'un puits dans la zone de portail.

IV.4.3 Profils sismiques :

La campagne géognostique prévoit la réalisation de 02 lignes sismiques dans les zones des portails :

Tableau IV.3 : Profils sismiques dans la phase d'exécution.

Profil sismique	Point kilométrique (km)	Longueur (m)
PS-01	44+674	65
PS-02	44+800	65

IV.4.4 Les essais réalisés :

Pour le sondage S-T-45.6, aucun essai n'a été réalisé sur ces échantillons.

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

Tableau IV.4 : Programme des essais réalisés

Type d'essai	Nombre	Localisation
Essais in situ	Essais pressiométriques Ménard	02
	Essai piézométrique	01
	Sismique réfraction	03
Essais de laboratoire	Teneur en eau	06
	Limite d'Atterberg	04
	Mesures de densité apparente	09
	Essais à la compression simple	07
	Analyses chimiques	04
	Essai Franklin	06

IV.5 Lithologie du portail Ouest (côté Beni-Mansour)

La reconstruction effectuée est basée notamment sur les données de surface et sur le sondage B4-bis, S20e ST45,6, voir annexe A.

Dans la zone du portail Ouest, il est possible de distinguer deux différentes unités lithologiques (basée sur le visuel et les sondages) :

Dépôts alluvio – colluviaux (superficiels, avec épaisseur faible -1/2 m)

Schistes (Crétacé inférieur)

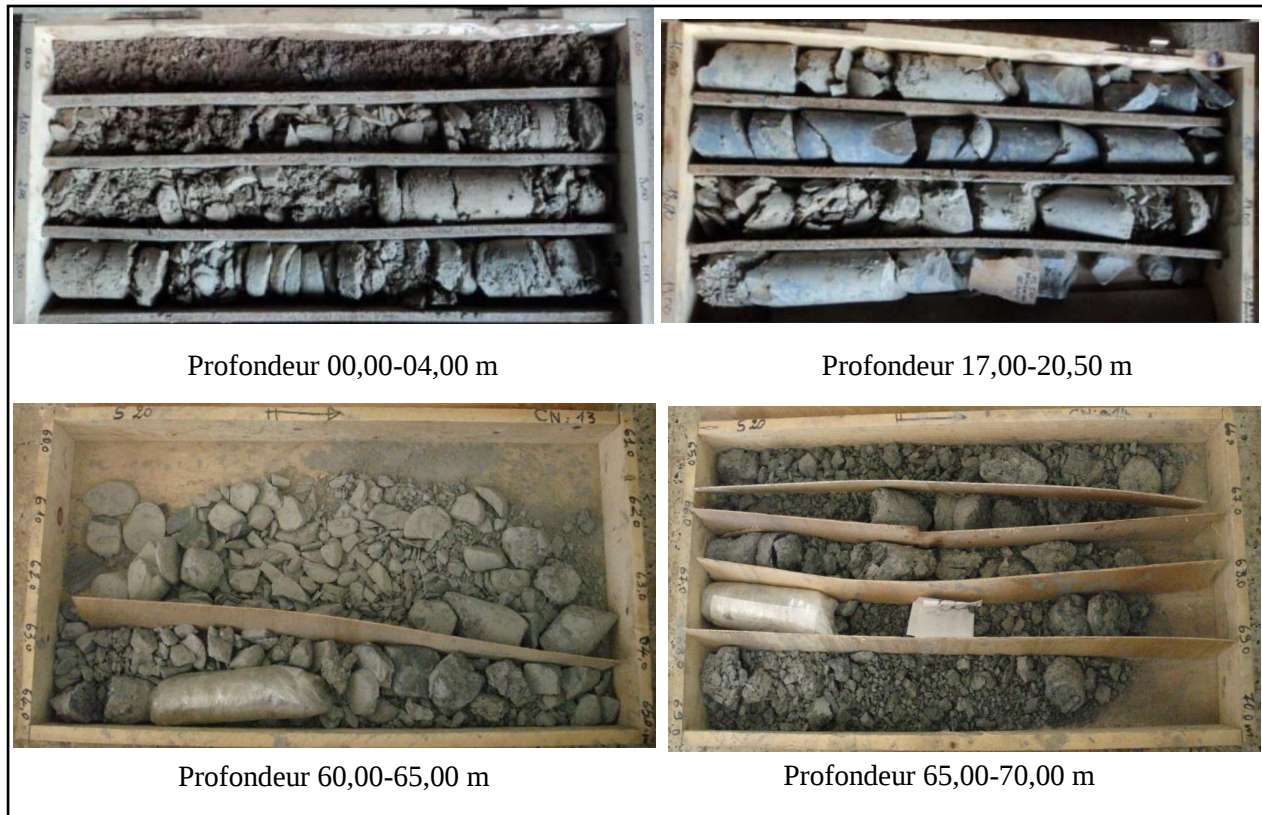


Figure IV.3 : Photos des caisses de sondage B-4bis/S-20.

Grace à des investigations géologiques, chacune des deux couches est détaillée comme suit :

Quaternaire (Colluvion) :

Il est constitué par des limons de couleur rougeâtre – brun, avec des cailloux de mm à dm et parfois avec des racines (Fig. IV.4).

Le long de l'axe du projet, les dépôts colluviaux reposent directement sur les schistes phylladiques ; les épaisseurs observées sont généralement faibles, et en majorité, comprises entre 1 et 3 m.



Figure IV.4 : Dépôts colluviaux

Schistes (crétacé inférieur) :

Il s'agit de diverses alternances de méta-arénites et méta-siltites de couleur grise (Fig. IV.5) caractérisées généralement d'une schistosité plutôt pénétrative ; en général, vu la superposition de plusieurs phases tectoniques, il n'est pas facile de reconnaître la direction de la stratification primaire, qui est souvent effacée ou cachée.



Figure IV.5 : Affleurement de schistes philladiques

Les sondages et les observations de surface mettent en évidence qu'en présence de dérangements tectoniques, la formation perd sa cohérence, jusqu'à se réduire à une gouge de faille ou une couche très fracturée (Fig. IV.6).

La roche est complètement décompactée et argilifiée.



Figure IV.6 : Sondage B4bis, profondeur 29,00-39,00 m de la tête du forage



Figure IV.7 : Photos de sol extrait de l'excavation du tunnel

IV.6 Calculs des paramètres (RQD, GSI)

Après avoir vérifié les sondages et vu la différence de degré de fracturation dans la couche schisteuse, nous avons décidé de calculer le RQD de chaque sondage.

IV.6.1 Calcul du RQD :

Nous avons calculé le RQD à trois sondages, le S20 et S45.6 de la phase d'APD et le B4-bis de la phase d'exécution (voir annexe A), en choisissant les profondeurs de chaque valeur de RQD à la base du changement du degré de fracturation observé par l'œil.

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.5 : Valeurs du RQD en termes de profondeur-B4bis.

Profondeur (m)	0 à 2.6	2.6 à 7	7 à 10	10 à 12	12 à 21.8	21.8 à 23.6	23.6 à 40
RQD %	0	18.86	49.33	17	30.51	91.11	25.31

Tableau IV.6 : Valeurs du RQD en termes de profondeur-S-20.

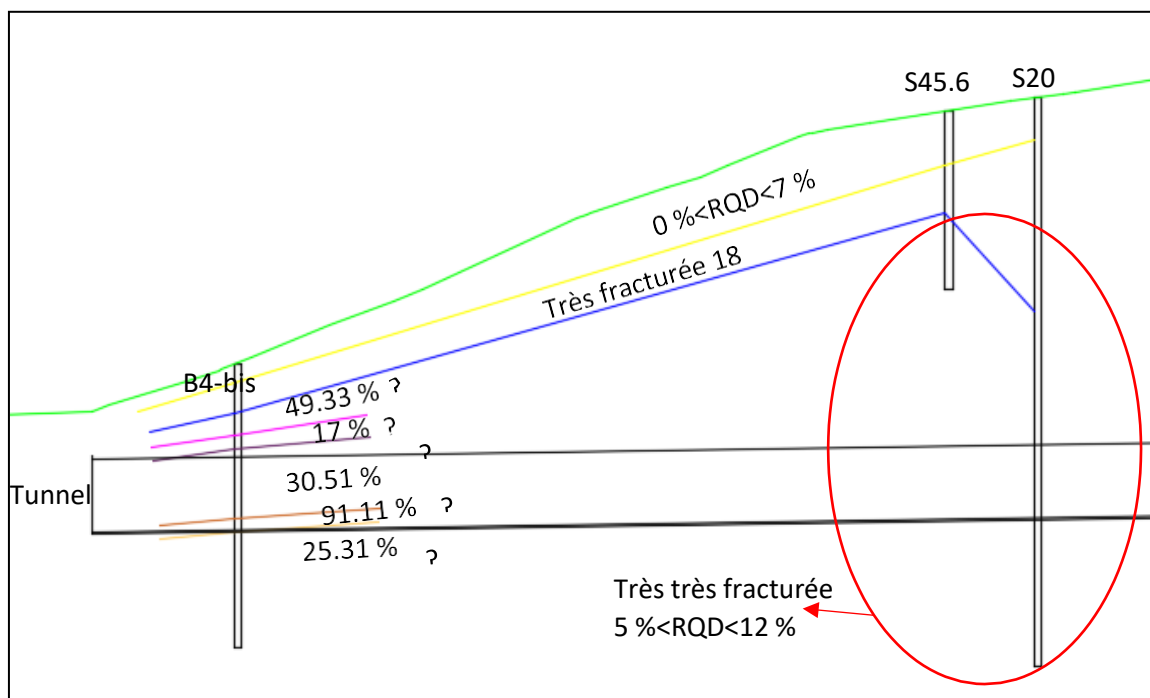
Profondeur (m)	0 à 6	6 à 12	12 à 26	26 à 30	30 à 52	52 à 60	60 à 80
RQD %	3	20.33	16	22.75	11.27	6.50	5.75

Tableau IV.7 : Valeurs du RQD en termes de profondeur-S-45.6.

Profondeur (m)	0 à 0.7	0.7 à 7.5	7.5 à 14.4	14.4 à 25
RQD %	0	7.20	20.58	6.28

Les résultats des tableaux sont présentés dans la figure ci-dessous.

N.B. : Le point d'interrogation indique que la direction de la couche est inconnue.

**Figure IV.8 : Représentation des résultats de RQD**

À travers la figure ci-dessus, on note la difficulté de lier les valeurs de RQD dans les différents sondages. À cet effet, nous allons donc essayer d'analyser et de corréler ces résultats pour atteindre le nombre possible de couches et leurs états.

La première couche est un remblai, mais ses changements entre les sondages ne sont pas clairs.

On peut également localiser une deuxième couche très fracturée au-dessus du tunnel, il y a beaucoup de changement dans la valeur de RQD, mais en essayant de la connecter avec les autres sondages, ça donne un aperçu d'une couche très fracturée.

Si on se concentre sur le reste des valeurs de RQD en B4bis et qu'on les relie ensuite avec les sondages S20 et S45.6, on remarque qu'elles sont divisées en deux parties, une partie avec le niveau du tunnel fracturée, et une autre partie au-dessous du tunnel très fracturée.

Nous pouvons d'abord définir les couches en fonction du pourcentage de leur fracturation. La première couche est un remblai, puis la seconde est une couche très fracturée, la troisième est un mélange entre être une couche fracturée ou une couche très fracturée, de sorte que la dernière couche est une couche très fracturée.

Le gabarit d'excavation se situe entre la zone de fracturation inférieure et celle moins fracturée, tandis que la colluvion pourrait intéresser les talus morphologiquement plus élevés que la planimétrie des fouilles.

Les mesures piézométriques (voir Chap 4 – 7.1.2) ont mis en évidence la présence d'une nappe phréatique très superficielle. Vue la nature des terrains, c'est possible qu'il s'agisse de nappes confinées parmi les zones avec fracturation majeure, avec perméabilité majeure, laquelle perméabilité pourrait être limité.

IV.6.2 Calcul du GSI

Nous avons calculé le GSI dans les trois sondages (S20, S45.6 pour la phase d'APD et B4-bis pour la phase d'exécution), et divisé les profondeurs comme nous l'avons fait dans le RQD (voir Annexe B).

Tableau IV.8 : Valeurs du GSI en termes de profondeur-B-4bis

Profondeur	0-2.6	2.6-7	7-10	10-12	12-21.8	21.8-23.6	23.6-40
GSI	00	35	50	30	46	73	23

Tableau IV.9 : Valeurs du GSI en termes de profondeur-S-20

Profondeur	0-6	6-12	12-26	26-30	30-52	52-60	60-74	74-80
GSI	12	31	25	35	23	20	11	20

Tableau IV.10 : Valeurs du GSI en termes de profondeur-S-45.6

Profondeur	0-0.7	0.7-7.5	7.5-14.4	14.4-25
GSI	00	23	33	20

IV.7 Résultats de la campagne d'investigation

IV.7.1 Essais in situ :

IV.7.1.1 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.

Des essais pressiométriques ont été effectués à la profondeur de 10 m et 20 m pour B4-bis. Il s'agit d'utiliser un appareillage de marque LIM de type G « sonde emboîtée » constitué par un contrôleur pression volume (CPV), une tubulure coaxiale à haute pression talon, afin de connaître les déformations du sous-sol selon les paliers de contraintes :

- Module pressiométriques (E)
- Pression de fluage (Pf)
- Pression limite (PI)

Les résultats enregistrés à travers le sondage B4-bis sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Essai pressiométrique-résultats B4-bis.

Sondage	Profondeur [m]	Module pressiométriques EM [bars]	Pression limite P*LIM [bars]	E/P*LIM [-]
B4-bis	10	2309,4	50	46.18
	20	1758,2	35.7	49.24

Selon les résultats des premiers essais ($P_{lim} = 50$ bars et $E/P = 46.18$) et deuxièmes essais ($P_{lim} = 35.7$ bars et $E/P = 49.24$), on s'aperçoit qu'on est dans une roche altérée surconsolidé avec un module de Yong supérieur à 30 MPa (d'après la Fig. IV 09).

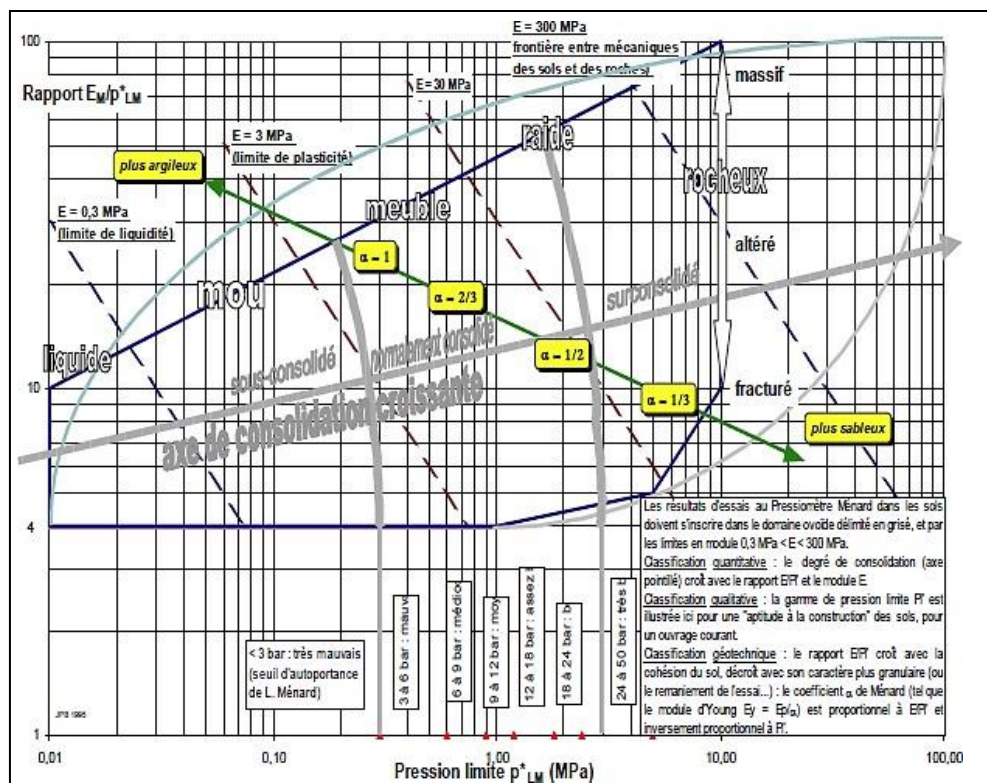


Figure IV.9 : Diagramme spectral des caractéristiques pressiométriques

Utilisation du diagramme spectral des caractéristiques pressiométriques pour une qualification schématique des sols et des roches.

À 10 m : les résultats sont $EM = 2309,4$ bars pour le module pressiométrique et $Pl = 50$ bars pour la pression limite, d'après le tableau IV.12 nous trouvons que la zone de sondage se situe entre sable sédimenté et roche calcaire, et cela est déjà connu dans le contexte géologique (voir chap III).

À 20 m : les résultats sont $EM = 1758,2$ bars pour le module pressiométrique et $Pl = 35,7$ bars pour la pression limite, et à travers le même tableau, nous constatons que le type de la couche est une roche calcaire (entre 800 et 200000 bars ; Pl entre 30 et 100 bars).

Tableau IV.12 : Plages des valeurs de E et Pl généralement mesurés pour les principaux types de sols.

Sol	E (bar)	Pl (bar)
Vases et tourbes	2 à 5	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 200000	30 à >100

Ces essais ont été utilisés pour obtenir des indications sur le module élastique du matériau et fournir également des indications de l'angle de frottement, outre une évaluation indicative du type de matériau rencontré.

À partir du module EM (module pressiométrique de Ménard) obtenu par l'essai, le module de Young est analysé en utilisant le coefficient rhéologique α (voir Annexe B) :

$$E_{\text{Young}} = EM / \alpha^2$$

À partir des diagrammes suivants et à travers la valeur absolue de P^*_{LIM} , le module pressiométriques EM , la pression p_0 , on peut évaluer le module élastique de Young.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Essais pressiométriques – Résultats- module de Yong-B-4bis.

Module élastique	B-4bis	
	Prof (10 m)	Prof (20 m)
E (MPa)	642	342

Les résultats des deux essais de pressiomètre (à 10 m et 20 m) 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. Autrement dit,

nous enregistrons de grandes déformations par rapport à la contrainte appliquée (déformation perpendiculaire à l'axe d'application de la contrainte).

Tableau IV.14 : 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

IV.7.1.2 Mesures piézométriques :

Pendant la levée de terrain, il a été rencontré une source avec un débit estimé de 0,3-0,5 l/s (Fig. IV 10) au portail Est (côté Bejaia), cela a ouvert la possibilité d'existence d'une source d'eau au portail Ouest (côté Beni Mansour) aussi.

Les mesures du niveau piézométrique disponibles (sondage B4bis) mettent en évidence la présence d'une nappe à côte supérieure à celle du projet. Bien que les schistes soient caractérisés d'une perméabilité primaire faible, considérant la fracturation liée à la tectonique, on peut supposer qu'elles puissent être vérifiées manifestations hydriques pendant l'excavation.



Figure IV.10 : Source observée en aval du portail Est (point stop 6)

Cette source est pérenne, déjà captée pendant la colonisation française.

Le sondage B4-bis réalisé en 2016 pour cette phase de projet a été équipé avec piézomètre ouvert. La lecture exécutée et rapportée dans le tableau suivant a permis de reconstruire le cours de la surface de la nappe.

Pour les sondages S20 et S45.6 de la phase d'APD, aucun essai piézométrique n'a été mené.

Tableau IV.15 : Mesures de la profondeur de l'eau à partir de cote du terrain.

Sondage	Profondeur eau de la cote du terrain (m)
B4 bis	14.4

Le tube ouvert qui est mis dans le sondage B4 bis nous a donné la valeur 14.4 m, c'est-à-dire à environ 8 mètres au-dessus du tunnel, se rétrécissant à moins de 3 mètres à l'entrée du tunnel.

Ainsi la forme de la nappe au portail du tunnel Ouest est ascendante, à partir de moins de 3 mètres puis elle s'éloigne progressivement du tunnel en montant. C'est la raison pour laquelle elle descend à l'entrée du tunnel Est et qu'il n'y a pas d'eau en surface.

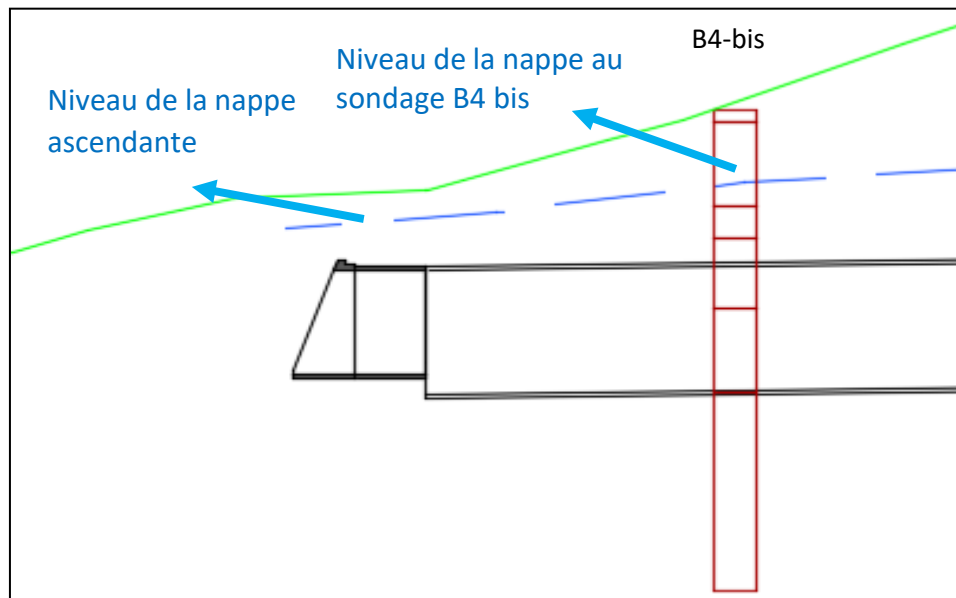


Figure IV.11 : Coupe géologique de l'entrée du tunnel (profil en long)

Ce qui nous est inconnu, c'est si cette nappe est phréatique ou captive, et chacune des deux possibilités change le cours de tous les calculs, car considérer que tout sous la nappe est saturé est complètement différent de considérer qu'il y a une seule couche d'épaisseur limitée saturée.

IV.7.1.3 Sismique réfraction :

Le principe des méthodes sismiques consiste à générer un ébranlement à la surface du sol et à analyser la propagation des différents types d'ondes émises, ainsi que la mesure de leur vitesse. Chaque type d'onde est le support d'une méthode particulière.

La sismique réfraction fait partie des méthodes de propagation d'ondes sismiques au même titre que la sismique réflexion, la sismique par ondes de surface et la sismique en forages.

La sismique réflexion repose sur l'analyse des ondes de compression, P, réfractées au toit des couches. Les vitesses (V_p) sont calculées par la mesure du temps d'arrivée des premières ondes réfractées (au-delà des arrivées directes). [21]

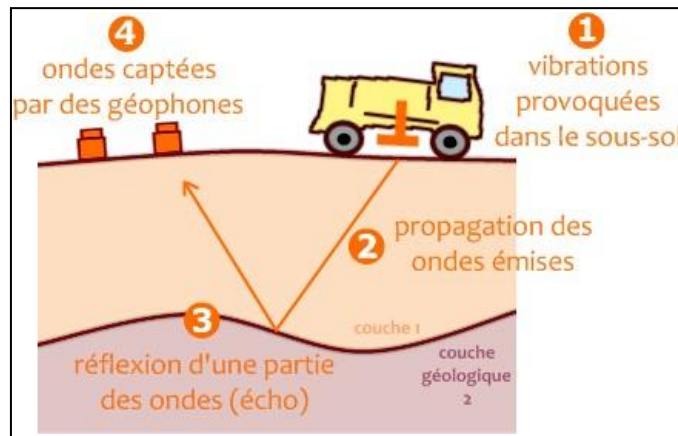


Figure IV.12 : Principe de la sismique par réflexion

Suivant les objectifs du projet et la restitution souhaitée, la sismique réflexion peut se décliner en « conventionnelle » ou « tomographie sismique ». Mise en œuvre, traitement, interprétation et livrables sont définis ci-dessous.

Type de problèmes traités :

Détermination des épaisseurs et vitesses sismiques des différents horizons sismiques.

Suivi de la position d'un substratum sismique sous une couverture meuble.

Recherche de zones d'évolution du « faciès sismique » :

Fracturation : Passage de failles, zones décompressées.

Surépaisseur de sédiments : Surcreusement, épaisseur d'altération.

Variation de la qualité du matériau : Gisement de granulats, matériaux d'emprunts

Les dispositifs sismiques codifiés PS01 et PS02, ont une longueur de 65 mètres, et un pas régulier de 5.0 mètres entre géophones, avec deux points de tirs par profil ; à savoir :

- Un tir normal du premier géophone ;
- Un tir reverse du dernier géophone ;
- Un tir au centre.

Pour l'emplacement des profils sismiques, voir figure IV.2.

Les enregistrements obtenus ont permis de tracer la dromochronique suivant le pointage des premières arrivées des trains d'ondes pour les ondes P (voir Annexe C).

Tableau IV.16 : Tableau récapitulatif des profils PS01 – PS02.

Profil sismique	Couche N°	V_p [m/s]	H [m]
-----------------	-----------	-------------	-------

PS 01	01	300	0,0/2,0
	02	700	1,0/6,0
	03	2000	///
PS 02	01	700	0,0/10,0
	02	2000	///

Apport des résultats à l'étude géotechnique :

Intégration géophysique / géotechnique : Profil de compacité, interpolation entre forages.

Calcul des modules géotechniques par intégration de la vitesse VP à la vitesse des ondes de cisaillement (VS) après acquisition spécifique des VS.

Corrélations : (1) entre la vitesse des ondes P et la vitesse des ondes S, (2) entre la vitesse des ondes P et la compacité des sols, (3) entre la vitesse des ondes P et la résistance de pointe du pénétromètre (qc).

Appréciation de la rippabilité des matériaux en fonction de leurs vitesses sismique VP.

Interprétation des résultats obtenus :

La première couche de profil sismique 1 est une couche meuble, qui n'entre même pas dans les valeurs de tableau La deuxième couche de valeur de $V_p = 700$ m/s aussi est un terrain meuble constitué de grave (éboulis) consolidés ou des argiles ou des sables fins. La troisième couche $V_p = 2000$ m/s est une frange altérée du substratum, aussi appelé terrain marginal (limite de rippable), son degré d'altération expliquerait l'étendue de cette gamme de vitesse, en général, il s'agit d'une couche de marne ou une couche de substratum fracturé (calcaire, granite, basalte), l'épaisseur de la couche est inconnue et cela est dû à la nature de cet essai, qui ne va pas loin en profondeur, et en atteignant une certaine profondeur il n'est pas possible de connaître l'épaisseur de la couche.

Et c'est le cas rencontré, où nous avons atteint à travers le contexte géologique (voir ...), un terrain entre la marne et le calcaire fracturé.

Pour le profil sismique 2, nous avons deux couches, la première couche est un terrain meuble constitué de grave (éboulis) consolidés ou des argiles ou des sables fins ($V_p = 700$ m/s), et la deuxième couche est une frange altérée du substratum, aussi appelé terrain marginal (limite de rippable), son degré d'altération expliquerait l'étendue de cette gamme de vitesse. En général, il s'agit d'une couche de marne ou une couche de substratum fracturé (calcaire, granite, basalte) (comme les couches 2 et 3 du profil sismique 1).

Tableau IV.17 : Vitesse (ondes P) enregistrée en prospection sismique.

Gammes de vitesses	Types de terrains
De 350 à 500 m/s	Terrain superficiel constitué de sol et d'éboulis aérés
900 m/s	Niveau d'éboulis consolidés
De 1500 à 2100 m/s	Frange altérée du substratum. Son degré d'altération expliquerait l'étendue de cette gamme de vitesse.
De 2600 à 4100 m/s	Substratum calcaire marmoréen dont la gamme étendue de vitesse s'expliquerait par une hétérogénéité due à des degrés différents de fracturation

	et d'altération ainsi qu'à une anisotropie du substratum. En effet, les vitesses longitudinales sont plus importantes que les vitesses transversales.
--	---

IV.7.2 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 et chimiques. Mais, pour effectuer les essais, on a besoin des échantillons d'abord, donc la première des choses est l'échantillonnage :

Sur la base des typologies de terrains rencontrées, on effectuera différents types d'échantillonnages sur le site dans le but de mener des essais au laboratoire.

Des prélèvements d'échantillons de roche à partir de sondage et de puits : on prélèvera des portions de roche dure depuis une carotte dans les sondages et directement du matériel excavé ou des parois dans les puits ;

Le prélèvement d'échantillons remaniés des puits : des échantillons de terre seront prélevés de dimension significative en fonction de la granulométrie rencontrée.

Sur le long de tracé du projet, de nombreux sondages ont été réalisés, mais nous nous sommes intéressés juste du sondage B-4bis (L=40m) à proximité du portail Ouest, pour l'investigation des caractéristiques des terrains concernés par la construction de cette tête.

Donc, les essais effectués sont les suivants :

Mesures de densité apparente ;

Essais à la compression simple (Rc-coefficient Poisson, Module de Young) ;

Analyses chimiques sommaires.

IV.7.2.1 Teneur en eau :

Pour la teneur en eau, on a juste les résultats pour le sondage S-20, mais pour les deux autres sondages on n'a pas réussi à avoir des résultats par manque de données.

Les résultats du sondage S-20 sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Valeurs de la teneur en eau (sondage S-20).

Sondage	Profondeur	Teneur en eau
S-20	18,00 18,30	14,4
	29,70 29,90	4,0
	35,00 35,30	9,0
	48,00 48,25	2,0
	68,00 68,25	17,0
	74,20 74,50	4,9

IV.7.2.2 Densité :

La densité humide est le poids par l'unité de volume. Cette méthode de détermination dépend de la nature du matériau.

Pour les matériaux incohérents : ensemble de grains (sable ou gravier), on peut la calculer en utilisant un récipient standard (de volume connu).

Dans le cas des roches, les échantillons étudiés doivent être enrobés de paraffine afin d'être protégés de la pénétration de l'eau, ensuite ils seront pesés dans l'eau.

Pour la méthode de détermination voir Annexe B.

Résultats :

Tableau IV.19 : Résultats d'essais de densité/ profondeur.

Sondage	Profondeur	Densité humide apparente γ_h [t/m ³]
B-4bis	12,0-12,40	2,300
	22,7-23,10	2,650
S-20	18,00 18,30	2,16
	29,70-29,90	2,54
	35,00-35,30	2,41
	48,00-48,25	2,30
	68,00-68,25	2,41
	74,20-74,50	2,30

Tableau IV.20 : Ordre de grandeur des densités apparentes.

Matériau	État	Densité humide apparente t/m ³
Sol	Peu dense	$\gamma_h \leq 1.6$
	Dense	$1.6 < \gamma_h \leq 1.8$
	Très dense	$1.8 < \gamma_h$
Roche	Roche tendre	$1.9 < \gamma_h \leq 2.3$
	Moyennement dense	$2.3 < \gamma_h < 2.6$
	Dense	$2.6 \leq \gamma_h$

Les résultats montrent que les valeurs des densités humides varient de 2.160 et 2.650 t/m³. Donc du tableau d'ordre de grandeur, on remarque que toutes les valeurs sont supérieures à 1.8 t/m³, ce qui signifie que notre matériau est une roche.

Ainsi, à partir du tableau n°20, pour le sondage B-4bis on a une roche tendre ($\gamma_h \leq 2.3$) pour l'échantillon de profondeur de 12.00-12.40 m, et une couche de roche dense ($2.6 \leq \gamma_h$) à une profondeur de 22,7-23,10 m.

Ensuite, pour le sondage S-20, on distingue deux types de couches :

Des couches de roche tendre pour les profondeurs 18,00 18,30, 48,00-48,25 et 74,20-74,50 m.

Des couches de roche moyennement dense pour les profondeurs 29,70-29,90, 35,00-35,30 et 68,00-68,25 m.

Alors, d'après ces résultats, on peut également déterminer les capacités réelles des engins de terrassement à utiliser dans le site de chantier.

IV.7.2.3 Limite d'Atterberg :

Tableau IV.21 : Résultats d'essai de limite d'Atterberg/S-20.

Sondage	Profondeur	Wl	Wp	Ip
S-20	18,00 18,30	31,6	18,6	13,0
	35,00 35,30	24,7	16,3	8,4
	68,00 68,25	32,9	18,3	14,6
	74,20 74,50	32,0	18,8	13,2

Tableau IV.22 : Ordre de grandeur pour classer le sol selon l'indice de plasticité.

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

Les résultats des essais donnent des indices de plasticité variant dans l'intervalle de 5 à 15, ainsi d'après le tableau n°22, on a un sol peu plastique.

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

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 :

$$I_c = \frac{w_L - w_0}{I_p}$$

Tableau IV.23 : Valeurs de l'indice de consistance (sondage S-20).

Profondeur	Ic
18,00 18,30	1.32
35,00 35,30	1.86
68,00 68,25	1.09
74,20 74,50	2.05

Tableau IV.24 : 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 S-20 montrent que toutes les valeurs sont supérieures à 1, donc d'après le tableau n°24 ci-dessus la consistance du sol est très dure.

Alors, la conclusion de l'essai de Limite d'Atterberg est que toutes les couches ont la même nature du sol représentée par des **argiles peu plastiques** avec une **consistance très dure** (voir Annexe B).

IV.7.2.4 Essai de compression uni-axial :

La résistance à la compression uniaxiale 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.

Les essais de résistance à la compression mono-axiale ont été menés en appliquant à chaque éprouvette des charges qui permettent d'établir la résistance du matériau. En plus de cette valeur de résistance σ_c , l'évaluation du module élastique a été également obtenue.

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

Tableau IV.25 : Résultats d'Essais de compression uniaxiale.

--	--	--	--	--

Sondage	Profondeur [m]	Compression uniaxiale Rc [MPa]	Coefficient de Poisson	Module de Young E [MPa]
B-4bis	8,60-8,90	8,0	/	/
	23,10-23,40	17,4	/	718,7

Tableau IV.26 : Résultats de la compression simple du sondage S-20.

Sondage	Profondeur	Rc Mpa
S-20	18,00-18,30	1.00
	29,70-29,90	55.00
	35,00 35,30	0.30
	48,00 48,25	4.96
	68,00 68,25	0.30

Tableau IV.27 : Classification des résistances des roches selon l'AFTES.

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

Les résultats des essais donnent des valeurs de 8 et 17,4MPa pour les échantillons (B4-bis) à la profondeur 8,60-8,90 et 23,10-23,40m successivement. Les valeurs sont comprises entre 5 et 25MPa, donc c'est une roche de classe RC5, qui présente une résistance en compression faible.

Pour le sondage S20, on peut la diviser en 3 couches, la première à très faible résistance, la seconde à une profondeur de 29.70 mètres à résistance élevée, et la troisième couche à très faible résistance d'après les tableaux n°26 et n°27.

IV.7.2.5 Essai Franklin (Point load Test) :

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 Is , qui ensuite peut être associé à la résistance à la compression mono-axiale par un coefficient qui, dans le cas présent, est établi à 20 :

$$C_0 = 20 \cdot Is_{50}$$

L'essai a été mené sur un échantillon d'une profondeur de 34 m et a donné le résultat suivant :

$$Is_{50}(\text{indice de Franklin}) = 2.24 \text{ MPA}$$

Tableau IV.28 : Classification des roches selon l'indice de Franklin.

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

D'après le tableau de classification des roches selon l'indice de Franklin, nous constatons que la résistance de l'échantillon (2.24 MPA) est moyenne (entre 2 et 4) et proche de faible (loin d'être forte).

On applique la formule de C_0 :

$$C_0 = 44.8 \text{ MPA}$$

Comme nous l'avons dit pour l'indice de Franklin, la résistance en compression simple (44.8 MPA) est moyenne pour cet échantillon (classe RC 4), et le type de roche qui correspond à ce résultat est le calcaire, le grès (entre 50 et 60 MPA) ou un type proche (par exemple : schiste marno-calcaire).

Tableau IV.29 : Type des roches selon la résistance à la compression.

Roches	Résistance à la compression (MPa)
GRANITE	100-280
GRÈS	40-110
CALCAIRE	50-60
QUARTZITE	150-600
MARBRE	100-125

IV.7.2.6 Module de Young E et Module de déformation :

D'après les résultats des essais, on note que pour les deux premiers échantillons (Z=8,60-8,90m), le module de Young n'a pas été calculé. Mais, pour les deux autres échantillons, on remarque que notre roche a un module de Young $E = 718.7 \text{ MPa} = 0.718 \text{ GPa}$, il est compris entre 0.1 et 1 GPa, comme il est indiqué dans le Tableau IV.14, d'où notre matrice est de classe DE5, ce qui nous donne une matrice peu raide.

Tableau IV.30 : Résultats de module de déformation du massif.

Sondage	Profondeur (m)	Résultat E_{Mas} (MPa)
S-20	15-30	460,56
	45-60	581,47

Tableau IV.31 : Classification en termes de déformation des massifs selon l'AFTES

Classes	Valeurs du module de déformation du massif E_{Mas} (GPa)	Termes descriptifs de la déformabilité du massif
Dm 1	>30	Massif très peu déformable
Dm 2	10 à 30	Massif peu déformable
Dm 3	3 à 10	Massif moyennement déformable
Dm 4	1 à 3	Massif déformable
Dm 5	0.1 à 1	Massif très déformable
Dm 6	< 0.1	Massif extrêmement déformable

Les valeurs du module de déformabilité du massif pour le sondage S-20 sont 460.56 MPa et 581.47 MPa pour les profondeurs 15-30 m et 45- 60 m successivement. Ainsi, d'après le tableau IV.31 ci-dessus, on peut voir que nos valeurs sont comprises entre 0.1 à 1 GPa ($0.1 < 0.46$, $0.58 < 1 \text{ GPa}$), c'est-à-dire notre massif est de classe Dm5, donc on peut constater que notre massif est très déformable.

Les résultats des essais déjà obtenus (la résistance à la compression R_c), doivent être utilisés comme arguments en vue de donner une note de classification RMR ou GSI pour le massif.

IV.7.2.7 Analyses chimiques :

Les essais à réaliser pour l'analyse chimique des échantillons sont listés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.32 : Résultats des analyses chimiques.

Teneur exprimée en % par rapport au MAT.SEC					
Sondage	Profondeur [m]	% insoluble	% Carbonates CaCO ₃	% Gypses CaSO ₄ , 2H ₂ O	%SO ₄ ⁻²
B-4bis	12,00-12,40	62,55	35,00	0,00	0,00
	22,70-23,10	68,46	18,00	0,00	0,00
	36	79,18	18,00	0,00	0,00
S-20	68,00-68,25	/	/	/	0.78

Teneur en carbonates (%CaCO₃) :

Tableau IV.33 : Ordre de grandeur de la teneur en carbonates.

Teneur en CaCO ₃ (%)	Désignation géotechnique	
0-10	Argile	Sol
10-30	Argile marneuse	
30-70	Marne	
70-90	Calcaire marneux	Roche
90-100	Calcaire	

Les résultats d'analyse du pourcentage de saturation en carbonates (%CaCO₃), donnent deux valeurs différentes par rapport à la profondeur de chaque échantillon. D'après le tableau n°33, on a :

Pour Z= 12 à 12.40m : 30% <%CaCO₃≤ 70%, ainsi, la désignation géotechnique de cette couche est : premièrement un sol, deuxièmement c'est une couche de marne.

Pour Z= 22.7 à 23.10m et Z= 36m : 10% <%CaCO₃≤ 30%, ainsi, la désignation géotechnique de cette couche est : premièrement un sol, deuxièmement c'est une couche d'argile marneuse.

Teneur en sulfates (SO₄⁻²) :

Tableau IV.34 : Classification des environnements agressifs (Norme NF P 18-011 (Juin 1992))

Agressivité des sols en fonction de la teneur en %SO ₄ ⁻²	Environnement	Symbole	Mesures de protection
< 0.24	Nulle	A0	Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.
0.24- 0.6	Faiblement agressif	A1	
0.6- 1.2	Moyennement agressif	A2	Adaptation de la composition et de mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, cure adjuvants).
1.2- 2.4	Fortement agressif	A3	Adaptation de la composition et la mise en œuvre aux conditions du milieu avec action spécifique sur la nature et le dosage en ciment, le rapport E/C.
>2.4	Très fortement agressif	A4	Nécessité d'une protection externe (enduit, peintures) ou interne (imprégnation).

Les résultats pour le sondage B-4 bis et dans les trois couches (Z= 12,00 à 36 m) la teneur en sulfates est nulle. Donc d'après le tableau n°34 ci-dessus, on peut constater que l'agressivité des sols est nulle, ainsi aucune mesure de protection n'est exigée.

Les résultats des essais ont montré une différence de la teneur en sulfates (SO_4^{2-}) entre les couches,

% insoluble :

Les résultats des trois échantillons ont donné des valeurs très élevées dépassant les 60% du pourcentage d'insolubilité des matériaux dans l'eau, ce qui signifie que la nature des matériaux constituant notre massif du Z= 12,00 à 36,00 m sont des argiles qui ne sont pas trop dégradables en présence de l'eau.

IV.8 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.

On remarque dans les sondages (B4-bis, S20 et S45.6) qu'il y a deux couches. La première est une couche superficielle constituée de remblais, tandis que la seconde est entièrement constituée des schistes, mais elle varie d'une profondeur à l'autre en fonction du degré de fracturation.

D'après les sondages et le calcul de RQD, on s'aperçoit qu'il y a une couche très fracturée dans les sept (7) premiers mètres, puis vient une couche fracturée qui englobe une grande partie du tunnel (en profondeur) puis en dessous apparaît une autre couche très fracturée.

Les essais confirment les résultats auxquels nous sommes parvenus, par exemple l'essai pressiométrique du sondage B4-bis a donné un résultat de 642 MPa à une profondeur de dix (10) mètres et de 342 MPa à une profondeur de vingt (20) mètres. Le premier résultat appartient à la couche fracturée, tandis que le second appartient à la couche inférieure très fracturée. Ceci confirme la présence d'une couche à dix (10) mètres de profondeur fracturée sur une couche très fracturée en dessous.

Le premier et le deuxième profil sismique ont confirmé l'existence d'une couche meuble graves éboulis consolidés et c'est comme ça qu'on l'a appelé couche très fracturée à une profondeur d'environ six (6) mètres près de l'entrée du tunnel, et sa profondeur augmente au profil sismique 2 pour atteindre dix (10) mètres, car on est en versant. Avec une fine couche dans le premier profil sismique, on s'aperçoit qu'il s'agit de remblais.

L'essai de compression simple uniaxiale a montré la présence de deux couches de résistances différentes pour le sondage B4-bis. La première à une profondeur de huit (8) mètres, qui est probablement la couche très fracturée, et au fond à une profondeur de vingt-trois (23) mètres a donné un résultat supérieur estimé à 17 MPa, qui est la couche fracturée.

Aussi dans le sondage S20, il est clair qu'il y a trois couches, la première avec une résistance extrêmement faible qui a donné un résultat de 1 MPa à une profondeur de 18 mètres, la seconde avec une résistance moyenne qui a donné un résultat de 55 MPa à une profondeur de 30 mètres, et la troisième couche a une résistance très faible avec des résultats de 0.3, 4.96 et 0.3 à une profondeur de 35 à 68 mètres (A signaler que l'emplacement de B4-bis n'est pas l'emplacement de S20).

Le problème est dans l'essai de Franklin, qui a donné une résistance de 44.8 MPa à une profondeur de 34 mètres, ce qui ouvre deux possibilités. La première est d'extraire un bon échantillon du sondage B4-bis, ce qui ne veut pas dire que toute la couche est comme cet échantillon (Représentativité de l'échantillon), et la deuxième possibilité c'est qu'il y ait une autre couche avec une résistance moyenne sous la couche très fracturée en dessous du tunnel.

IV.9 Interprétation des types de terrain appris des essais (modèle géologique 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 sachant (dans la lithologie du portail ouest) que le terrain dans toute la zone c'est des schistes, ces interprétations nous aident à déterminer le type de schiste.

Dans la première couche (7 premiers mètres), nous avons constaté par les deux profils sismiques qu'il s'agit d'une couche meuble constituée des graves consolidés avec la présence des argiles, et pour l'essai de densité, il a été montré qu'il s'agit d'une couche de roche tendre, en plus des essais de compression qui ont donné des résultats très faibles comme déjà montrés.

Dans la deuxième couche, l'essai pressiométrique nous a montré qu'il s'agit d'une couche constituée de roche calcaire très fracturée, quant aux profils sismiques, il a été montré que la couche est composée d'une frange altérée de substratum.

Les essais de densité et de %CaCo3 ont déterminé que la couche est un schiste marneux de densité moyenne à élever.

La troisième couche est un schiste argileux marneux d'après les tableaux du %CaCo3 dans les deux sondages B4-bis et S20.

Concernant certains résultats élevés pour la couche à laquelle appartient notre cas, nous les avons considérés comme des lentilles.

Enfin et à la lumière de tous les résultats et les interprétations, nous avons divisé les couches du portail Ouest du tunnel comme suit, et comme le montre dans la figure ci-après :

Argile schisteuse

Schiste altéré fracturé

Schiste très altéré très fracturé

Lentille de schiste moyennement altéré

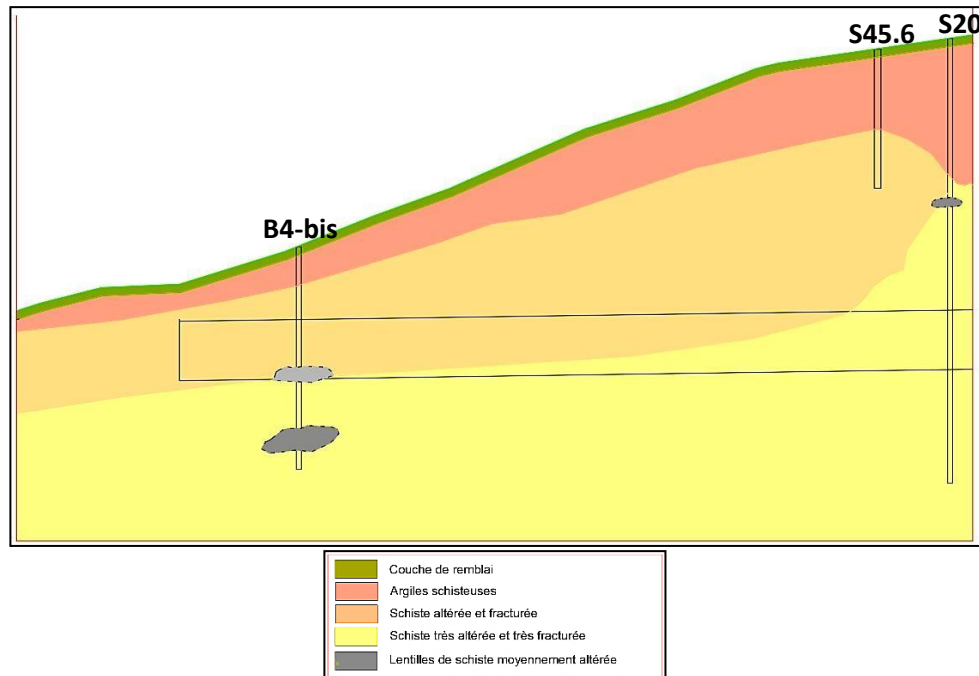
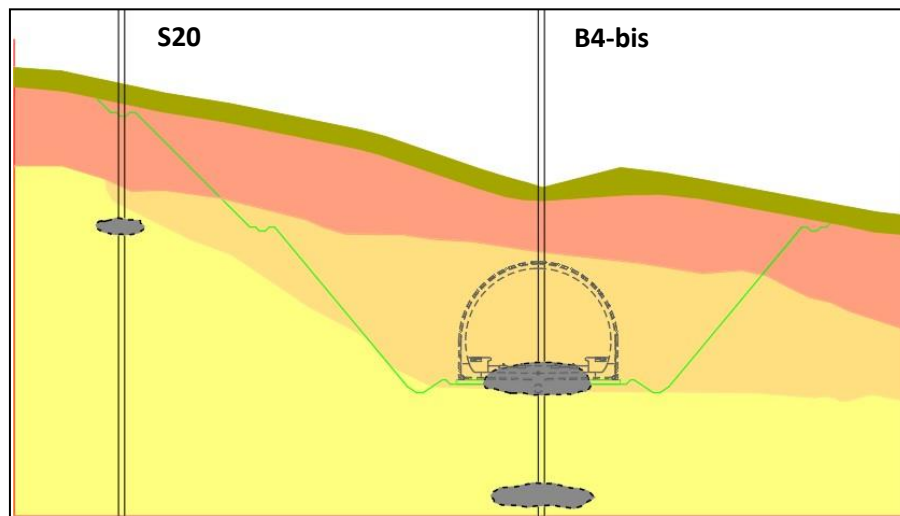


Figure IV.13 : Les couches du portail Ouest/Coupe géologique transversale

Pour la coupe géologique transversale, les couches sont inclinées vers la droite et cela est déduit de ce qui a été extrait des sondages. Le sondage S45.6 est à la même position que le sondage B4-bis transversalement, nous nous sommes donc appuyés sur la déduction de l'orientation des couches sur les sondages S20 (APD) et B4-bis.

En essayant de relier, d'analyser et de déduire l'état des couches, nous sommes arrivés à la coupe géologique montrée sur la figure ..., et la dénomination des couches est la même que celle mentionnée précédemment, de sorte que la première couche est d'argile schisteuse et la seconde est de schiste altéré fracturé, la troisième couche est un schiste très altéré et très fracturé.

Connaître l'orientation des couches joue un grand rôle dans la compréhension des mouvements qui s'y produisent, et aussi dans la connaissance de la pression que le soutènement supportera ...



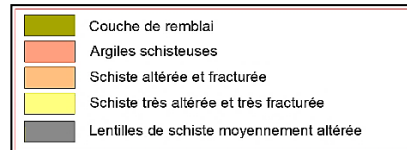


Figure IV.14 : Coupe géologique transversale du portail Ouest

Comparaison entre les profils géologiques :

Après l'interprétation des résultats des essais et la détermination de notre comportement géologique du terrain, on a remarqué quelques différences entre le modèle adopté par l'entreprise et notre modèle.

Ainsi, on a décidé de faire une comparaison entre les deux, la figure IV.15 présente une coupe géologique en long de l'entreprise :

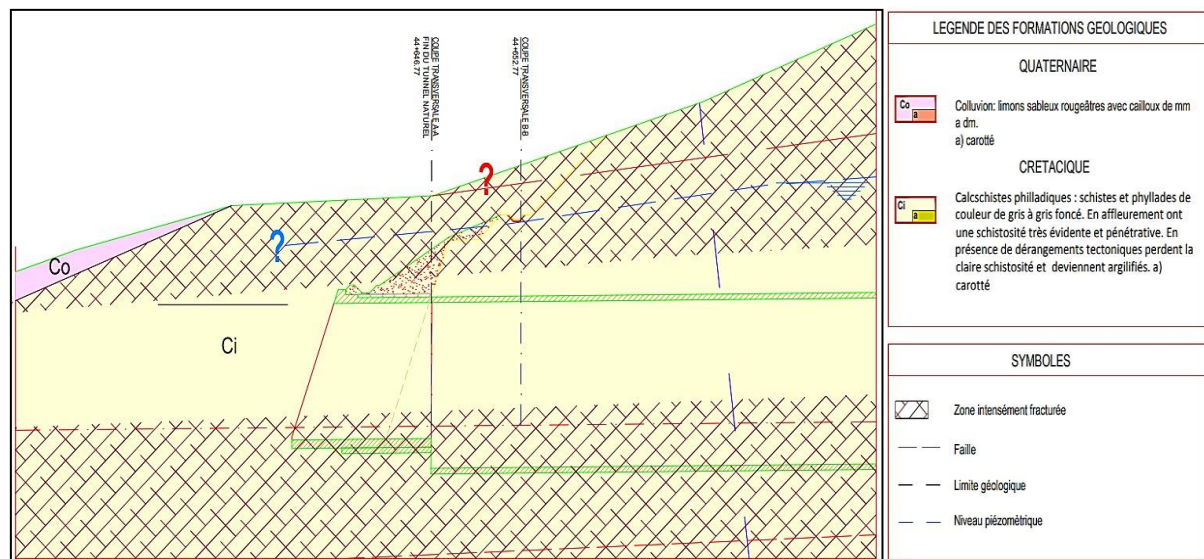


Figure IV.15 : Profile géologique déterminé par l'entreprise.

D'après cette figure, la première différence qu'elle est très évidente est la présence de deux failles, en contraire, dans notre interprétation on n'a pas signaler aucun indice qui indique la possibilité de la présence d'une faille.

Pour la définition des couches, ils sont trouvés une couche superficielle de remblais de 1 à 2 m et le reste est définie par des schistes phylladique avec la prédominance des schistes, si on compare, la couche de remblais est évidente pour les deux profils, mais la différence sont les phyllades pour leur profile, la couche des schistes argileux et la présence des lentilles des schistes moyennement altérées dans notre (voire figure IV.13/14).

La coupe transversale de l'entreprise est présentée dans la figure ci-dessous :

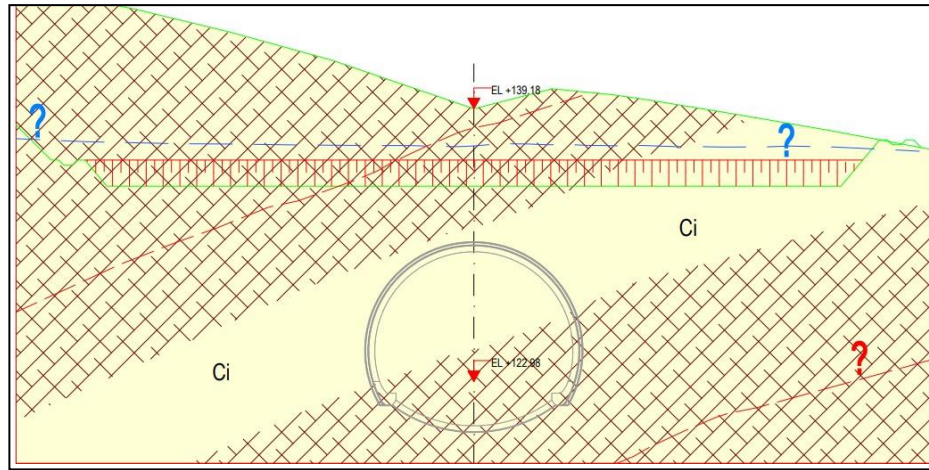


Figure IV.16 : Coupe géologique transversale de l'entreprise.

Pour cette coupe on note la grande différence de l'orientation des couches, ou notre hypothèse de direction des couches (voir figure IV.14) est totalement l'opposé de son hypothèse.

Pour le niveau de la nappe est le même puisqu'il est déterminé d'après l'essai piézométrique.

IV.10 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 trois couches, nous allons donc calculer les paramètres géotechniques pour chaque couche.

La première couche (1) avait un essai de compression simple qui a donné un résultat de 8 MPa, pour le GSI nous avons sélectionné et collecté selon des hypothèses pour trouver un résultat de 19.8, tandis que $m_i = 8$ (voir Annexe B).

La deuxième couche (2), nous avons recueilli le résultat de compression simple dans le sondage S20 et le sondage B4-bis pour obtenir une résistance à la compression de 17.4 MPa, tandis que le GSI est la moyenne des résultats du GSI dans cette couche ($GSI = 40.25$), et au dernier m_i -égal à 9 (voir Annexe B).

La troisième couche (3), nous avons pris la plus grande valeur de résistance à la compression (5 MPa) considérant qu'il y a une faute dans les deux autres essais de compression, le GSI est de 18, et le m_i -égal à 7 (voir Annexe B).

La quatrième couche (4) en fait, n'est pas une couche, mais plutôt des lentilles dispersées à des endroits spécifiques (voir figure ...) avec des caractéristiques plus élevées par rapport au reste des couches, la résistance de compression est de 50 MPa, $GSI = 73$, $m_i = 12$.

Les résultats obtenus à ROCK DATA sont présentés dans le tableau (voir Annexe D).

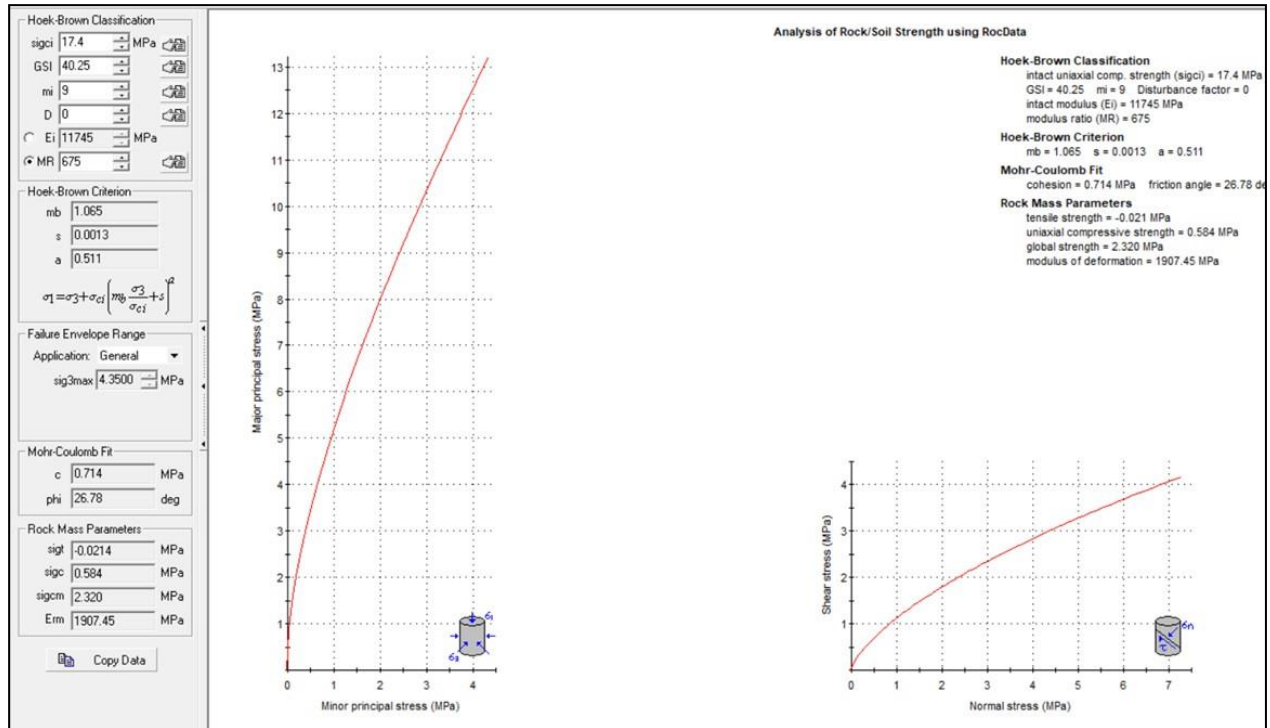


Figure IV.17 : les résultats de la deuxième couche sur ROCKDATA.

Tableau IV.35 : Input à ROCK DATA

Couche	Paramètre	Valeur
1	Rc (MPa)	8
	GSI	19.8
	mi	8
	D	0
	Ei (MPa)	5400
2	Rc (MPa)	17.4
	GSI	40.25
	mi	9
	D	0
	Ei (MPa)	11745
3	Rc (MPa)	5
	GSI	18
	mi	7
	D	0
	Ei (MPa)	3375
4	Rc (MPa)	50
	GSI	73
	mi	12
	D	0
	Ei (MPa)	33750

Tableau IV.36 : Output à ROCK DATA

Couche	Paramètre	Valeur
1	C (MPa)	0.201
	ϕ (°)	19.73
	Em (MPa)	244.19

2	C (MPa)	0.714
	ϕ (°)	26.78
	Em (MPa)	1907.45
3	C (MPa)	0.113
	ϕ (°)	18.18
	Em (MPa)	140.05
4	C (MPa)	3.917
	ϕ (°)	38.79
	Em (MPa)	26503.02

Remarque :

Pour obtenir le cas le plus défavorable (même si c'est loin de la réalité), il faut prendre la valeur de GSI très faible, par exemple 5 dans les couches fracturées et très fracturées

IV.11 Tableaux récapitulatifs

Tableau IV.37 : Tableau récapitulatif des paramètres de couches/Étude géotechnique d'Entreprise.

Paramètres	γ (t/m ³)	ϕ (°)	E (MPa)	C (MPa)
Couches				
Argile schisteuse graveleuse	2.000 -2.200	13 – 16	13 – 19	0.016 -0.020
Pélites schisteuses	2.200 – 2.600	25 – 27	500 – 1000	0.350 – 0.700
Alluvions	2.000 – 2.200	17 – 19	150 – 200	0.080 – 0.120

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. Les coefficients des poisons sont extraits à travers des couches similaires dans d'autres projets en raison de l'impossibilité de les calculer.

Tableau IV.38 : Tableau récapitulatif des paramètres de couches.

Paramètres	γ (t/m ³)	ν	E (MPa)	C (MPa)	ϕ (°)
Couches					
Argile schisteuse	2.300	0.35	244.19	0.201	19.73
Schiste altéré et fracturé	2.400	0.3	1907.45	0.714	26.78
Schiste très altéré et très fracturé	2.180	0.33	140.05	0.113	18.18
Lentilles de schiste moyennement altéré	2.650	0.25	26503.02	3.917	38.79

IV.12 Comparaison entre les deux tableaux

Couche n°01 :

Les valeurs de la densité et l'angle de frottement sont proches, par contre les résultats de cohésion et module de Young sont extrêmement éloignés (19 – 244.19 Mpa).

Couche n°02 :

Pour la deuxième couche, les caractéristiques sont aussi très proches sauf le module de Young où l'on note une différence très importante de presque le double (1000 et 1907.45 MPa).

Couche n°03 :

De même, les paramètres de la troisième couche se ressemblent entre eux, à l'exception d'une différence notable remarquée dans les valeurs du module de Young (200 – 140.05 Mpa).

Pour le coefficient de Poisson, le tableau récapitulatif de l'entreprise ne contient pas les valeurs de ce paramètre.

IV.13 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.

À ce titre, les sondages réalisés dans la zone d'étude peuvent ne pas représenter la réalité de la continuité des couches souterraines, car on ignore la continuité longitudinale et transversale de ces couches.

En effet, les résultats des caractéristiques du terrain obtenus de l'étude géotechnique constituent la base du choix des techniques et des méthodes de terrassement et 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 : Monitoring

V.1 Introduction

La géotechnique est un vaste domaine couvrant une grande variété d'ouvrages soumis à des sollicitations diverses et variées. Les interactions entre les ouvrages et leur environnement sont souvent complexes et requièrent parfois une auscultation pendant la construction de l'ouvrage et en phase d'exploitation.

L'instrumentation d'un ouvrage peut être intégrée dès sa conception, elle permet de contrôler les travaux et de valider le dimensionnement ; dans certains cas, l'instrumentation peut être utilisée pour optimiser le dimensionnement pendant la construction de l'ouvrage on parle dans ce cas de méthode observationnelle. Une instrumentation peut aussi être mise en place sur un ouvrage existant pour lequel on craint une instabilité ; dans ce cas l'instrumentation peut aider à analyser la cause du désordre, le risque pour l'ouvrage et à déployer des méthodes curatives adaptées.

De nombreux paramètres physiques peuvent être mesurés en fonction du type d'ouvrage et de son interaction avec son environnement. Ces paramètres sont souvent liés et nécessitent parfois une caractérisation thermo-hydro-mécanique pour appréhender au mieux les problèmes.

De nombreux moyens de mesures sont disponibles : capteurs en place ou moyens mobilisables utilisant des technologies différentes : électriques, optiques, mécaniques...

La conception générale d'une auscultation est à la charge du maître d'œuvre ; celle-ci nécessitant des compétences spécifiques, elle se conçoit en collaboration avec le géotechnicien du projet.

L'auscultation géotechnique est donc un domaine spécifique réservé à des spécialistes réunissant les compétences instrumentales et géotechniques. Pour certains ouvrages, elle est considérée comme nécessaire et fait l'objet de recommandations pour les ouvrages souterrains ou les barrages par exemple.

V.2 Méthode observationnelle

La méthode observationnelle ou dimensionnement interactif, consiste à anticiper l'apparition d'aléas durant la construction, en instrumentant l'ouvrage en construction et son environnement pour assurer qu'il doit réserver son comportement initial et ainsi mesurer en temps réel la réaction de la structure pendant la réalisation et déterminer les limites admissibles à ne pas dépasser.

Ainsi, l'établissement d'un programme de mesures d'urgence.

Elle est donc particulièrement adaptée aux ouvrages en interface avec le sol : tunnels, ouvrages enterrés...

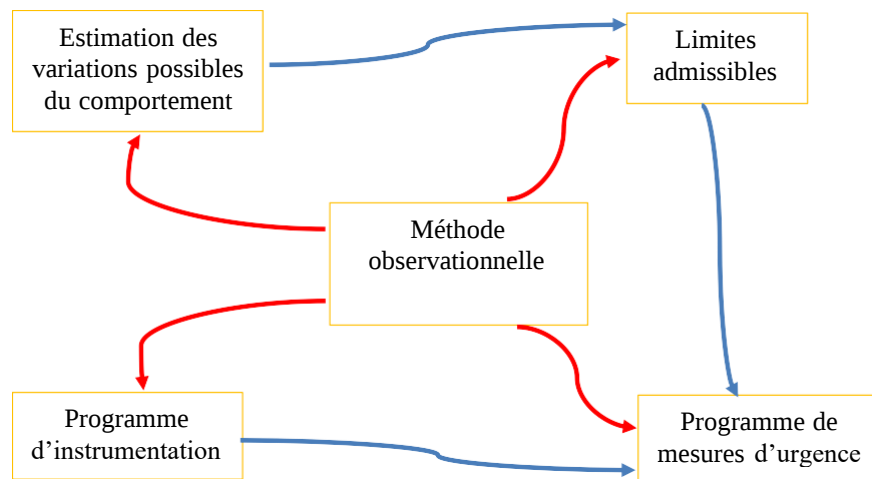


Figure V.1 : Diagramme de la méthode observationnelle. [22]

V.3 Mesure des déplacements [23]

V.3.1 À l'intérieur du sol

Les mouvements de surface d'un site instable sont la traduction de déformations plus profondes qu'il convient d'abord de localiser, et ce, le plus rapidement possible, pour le calcul et la définition de solutions confortatives.

Il est quelquefois possible de mesurer de telles déformations directement sur un ouvrage du site à l'aide d'un puits par exemple (figure V.2), mais le plus souvent, il est nécessaire d'installer un capteur dans le sol. Pour cela, on emploie :

Les tassomètres pour la mesure des tassements verticaux ;

Les extensomètres pour celle des déformations ;

Les inclinomètres pour celle des déplacements horizontaux du sol.

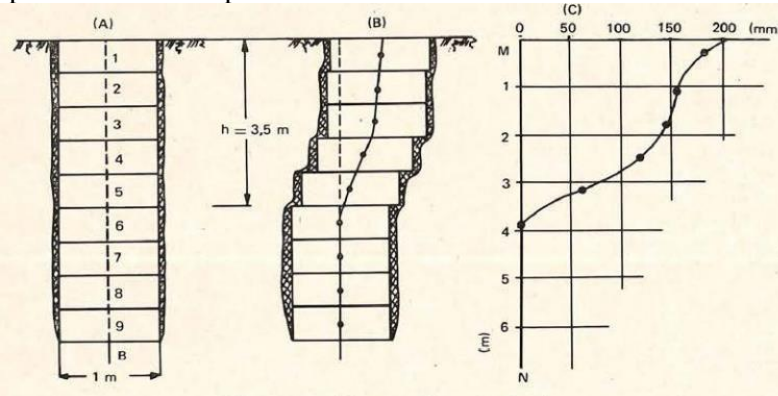


Figure V.2 : Puits ouvert : (A) Avant déformation du sol, (B) Après déformation, (C) Déplacements horizontaux mesurés.

Un puits à viroles se déforme en suivant les mouvements du terrain. On peut mesurer les déplacements à l'aide d'un dispositif simple proposé par Ter-Stepanian (1965).

V.3.2 Déplacements de la surface du sol :

Les mouvements de la surface du sol sont les plus aisément accessibles. L'expérience montre cependant que la précision obtenue dans ces mesures est loin de celle attendue par simple déduction des performances de l'appareil de mesure (théodolite, chambres de photogrammétrie, capteurs de déplacement, etc.). La perte de précision se fait au niveau de chaque maillon de la chaîne de mesure et particulièrement à l'amont de la mesure elle-même (conception, mise en place des repères, des bases de référence...) et non au niveau des appareils.

V.3.2.1 Mesures directes :

Les mesures manuelles directes de distance entre des repères rapprochés sont simples, économiques et précises : une règle graduée ou un pied à coulisse assurent une erreur relative de l'ordre de 10^{-3} . Les distances mesurées sont des distances relatives, limitées à quelques dizaines de centimètres et à des sites aisément accessibles.

V.3.2.2 Mesure de distance par voie optique :

La topométrie de site instable consiste à suivre le déplacement dans le temps de points matérialisés par des repères. Pour cela, on dispose de différentes méthodes :

Topographie traditionnelle à l'aide d'un théodolite ;

Photogrammétrie ;

Mesure de distances avec un distance-mètre électrooptique.

V.4 Auscultation du portail ouest

Comme il est d'usage dans les tunnels creusés dans des terrains meubles, les problèmes et les mouvements de terrain vous accompagneront tout au long du projet, ce qui nécessite de placer toutes les instrumentations nécessaires et de prendre des précautions. Les portails du tunnel sont la partie la plus sensible du tunnel, donc des procédures plus strictes et des instrumentations plus précises sont nécessaires.

Après l'avancement du creusement du tunnel, des fissures sont apparues dans les maisons et les routes, notamment près de l'entrée du tunnel ouest, ce qui a nécessité une augmentation du nombre d'instrumentations pour vérifier si le problème venait du tunnel ou non.

Il existe des seuils d'alarmes pour les mouvements de terrain dans les tunnels (NATM par exemple), pour déterminer le degré de risque ou le mouvement autorisé, quant au portail ouest du tunnel les tassements se sont approchés du seuil d'alarme dès la fin de 2021 à début de 2022.

Pour ce qui concerne l'utilisation de la nouvelle méthode autrichienne ou méthodes similaires, il n'existe pas encore de critères numériques admis et reconnus. Les valeurs admissibles dépendent, en effet, de nombreux facteurs (nature géotechnique du terrain et de son comportement, nature et géométrie de l'ouvrage, hauteur de couverture, etc.) sans considérer les problèmes de surface en site urbain. Il est très délicat d'avancer à ce sujet des critères quantitatifs. Nous nous limiterons à donner à titre purement indicatif et sous toute réserve, quelques valeurs numériques liées à l'expérience des ingénieurs, en se plaçant dans le cas d'un ouvrage de section moyenne, c'est-à-dire comprise entre 50 et 100 m². Ces critères correspondent au déplacement absolu en clé de voûte (généralement de l'ordre de la moitié de la convergence). Seule une fourchette peut être donnée pour tenir compte des caractéristiques rhéologiques des terrains (terrains raides ou plastiques). Les différents facteurs intervenant dans la détermination des seuils admissibles sont successivement passés en revue [24] :

Amplitude des déplacements : d'une manière générale, l'amplitude maximale admissible est essentiellement fonction de la hauteur de couverture. Elle est de l'ordre du millième de cette dernière. Le tableau ci-après nuance cette donnée générale selon la nature des terrains.

Tableau V.1 Déplacement minimum en fonction de la hauteur de couverture et type de terrain.

Hauteur de couverture	Déplacement absolu en clé de voûte maximum admissible	
	Terrains raides	Terrains plastiques
10 à 50 m	6 à 12 cm	2 à 5 cm
50 à 500 m	1 à 2cm	10 à 20 cm
> 500 m	2 à 6 cm	20 à 40 cm

Vitesse de déplacement

Accélération du déplacement

Gradient de déplacement

Les instrumentations sont placées à l'intérieur du tunnel et à l'entrée dans les talus latéraux et les talus frontaux, ainsi que sur la zone d'influence du portail et à l'extérieur de la zone également.

Les emplacements des fissures sont indiqués sur la figure V.3 ci-dessous.

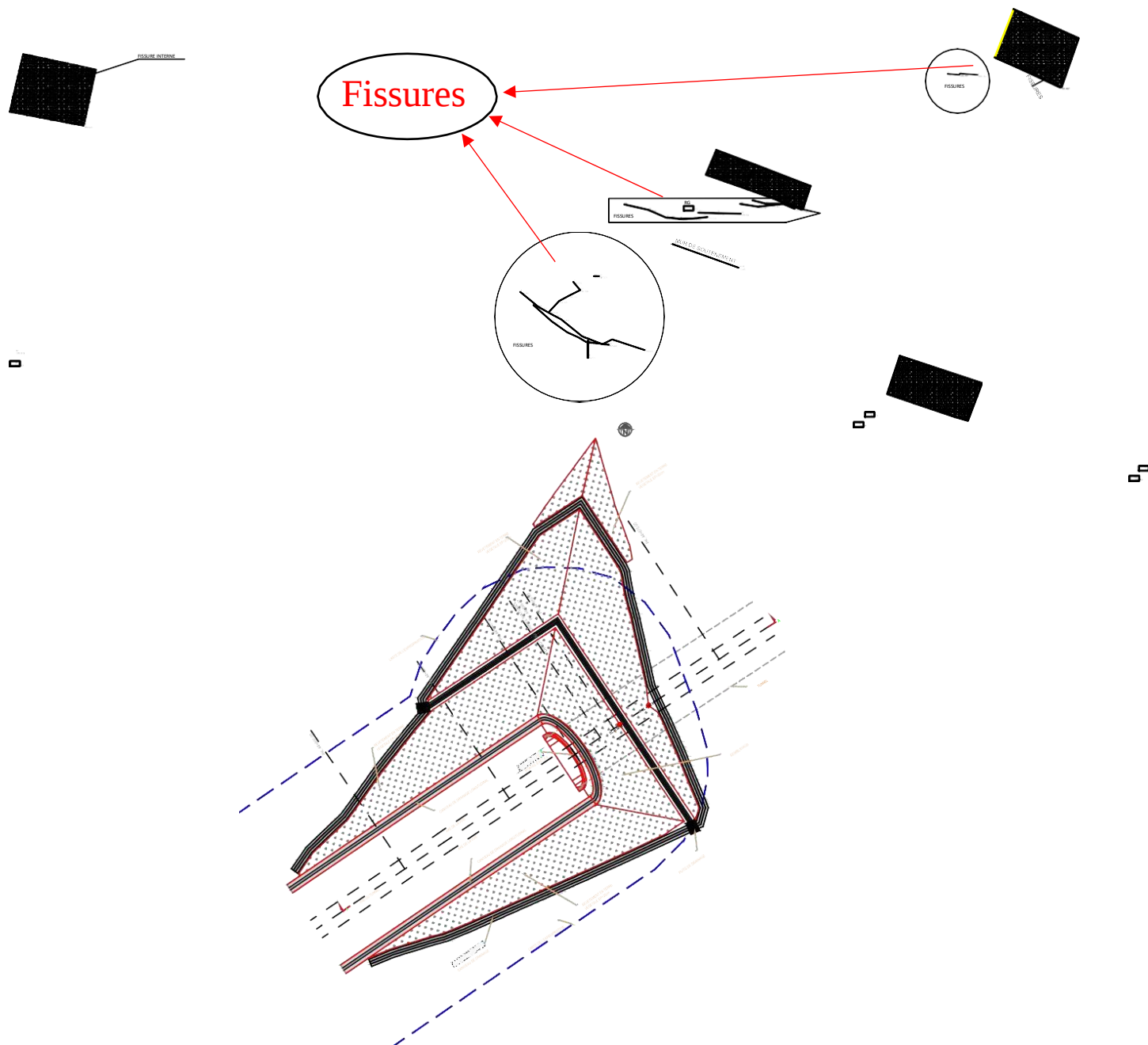


Figure V.3 : L'emplacement des fissures de surface.

V.5 Les instrumentations utilisées dans le portail ouest

Pour vérifier la cause des mouvements de terrain, un programme a été développé pour installer plusieurs instrumentations à différents endroits en dehors de la zone d'influence de portail ouest (côté Beni Mansour).

Parmi les instrumentations qu'il a été décidé d'installer officiellement sont les inclinomètres (voire V.4), les tassomètres (Figure V.4) et les cibles topographiques, jusqu'à présent trois des six inclinomètres ont été installés : N°IC 02, N°IC 03 et N°IC 01, les tassomètres ont été installés et plusieurs lectures ont été enregistrées.

Pour cela nous allons présenter et interpréter les résultats des lectures des trois inclinomètres (N°IC 02, N°IC 03 et N°IC 01) extraits au cours des derniers mois, et aussi les tassomètres près de l'entrée du tunnel, ainsi que toutes les cibles à l'intérieur du tunnel ou sur les talus de l'entrée du tunnel.

Nous pouvons diviser les instrumentations utilisées en :

Instruments depuis la surface :

03 inclinomètres (Figure V.4)

07 tassomètres (Figure V.4)

24 cibles topographiques installées à l'entrée du tunnel (les talus latéraux et frontaux) (Figure V.11)

Instruments dans le tunnel :

05 cibles topographiques à chaque travée (total de 45 cibles jusqu'à présent, 9 travées) (Figure V.11)



Figure V.4 : Emplacement des instrumentations utilisées.

V.5.1 Les cibles :

V.5.1.1 Convergences et tassements en tunnel :

Les mesures de nivellement du faite du tunnel ou d'autres points de l'intrados du tunnel et les mesures de convergences de la coque du tunnel sont devenues les méthodes de mesure les plus pratiquées dans la construction moderne de tunnels.

Pour installer une section de mesure de convergence, des boulons de convergence sont positionnés aussi près que possible de la forme de la section du tunnel (bétonnés ou soudés à l'arc). À côté du tunnel, des boulons de convergence, il y a un filet avec arrêt pour appliquer le dispositif de mesure (décamètre en acier ou fil d'invar). Un ressort précontraint définit le décamètre avec l'instrument de convergence, qui est aussi fixée à un boulon de convergence de l'autre côté. Le changement de longueur entre les points de référence est lu d'une montre-compteur mécanique sur l'instrument de convergence. [25]

Les mesures de nivellement et de convergences sont les mesures fondamentales pour la construction des tunnels. Elles sont exécutées normalement en sections de mesure standards ou principales. Figure V.5 montre le résultat d'une mesure typique en dessin schématique.

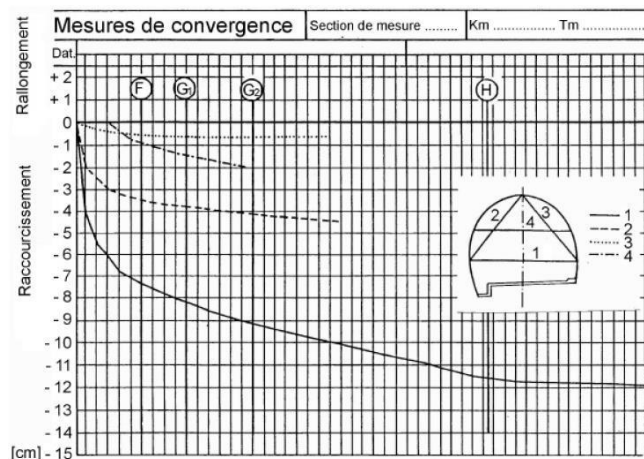


Figure V.5 : Exemple d'une mesure de convergence.

L'interprétation des mesures de déplacements joue un rôle capital, car elle conditionne notamment la conduite des travaux. Elle doit être basée sur l'analyse des quatre paramètres suivants (comme nous avons mentionné V.5) :

- l'amplitude des déplacements,
- la vitesse des déplacements,
- l'accélération (négative ou positive) des déplacements,
- l'importance de la zone d'influence du creusement du tunnel.

Les résultats :

Les cibles à l'intérieur du tunnel sont placées à cinq endroits, en clé de voute (C3), dans les reins gauche (C4) et droite (C2), et enfin dans le pied droit (C1) et gauche (C5) ...

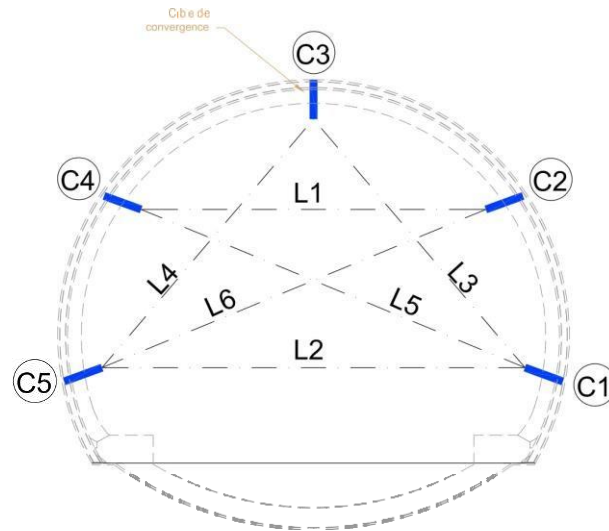


Figure V.6 : l'emplacement des cibles topographiques à l'intérieur du tunnel.

Les lectures topographiques sont relevées au niveau des cibles C2, C3 et C4 à toutes les dates, et ce choix se fait parce que le tunnel n'a été creusé que la calotte.

Les lectures étaient d'octobre 2021 à fin mai 2022 (il est indiqué dans les graphes ci-dessous), le nombre de mesures topographiques qui change en fonction de l'état du tunnel. Lorsqu'il est perturbé, les mesures deviennent quotidiennes, et lorsqu'il est stable le nombre de mesures diminue et diverge.

La partie du tunnel creusé est divisée longitudinalement en huit (8) travées, et les mesures topographiques sont à chaque travée (1 travée= 8m).

Chaque travée a des lectures de déplacements verticaux et latéraux. Il y a donc une grande quantité de graphes, c'est pourquoi nous ne représenterons pas tous les graphes, nous afficherons seulement les plus utiles pour l'analyse, mais l'analyse générale sera sur tous les résultats des graphes.

Les mesures de convergences et de tassements en tunnel, faites par les topographes, ont donné des valeurs de déformations très élevées qui dépassent le seuil d'alarme. Cela est probablement dû aux caractéristiques défavorables du terrain, à la rigidité insuffisante du soutènement et à la faible profondeur du tunnel dans ce secteur (comme on le sait, le portail du tunnel est la partie la plus sensible du tunnel).

Tableau V.2 : Valeurs max des déplacements verticaux et longitudinaux des travées du tunnel.

Travées du tunnel	Déplacement vertical max (cm)	Déplacement latéral max (cm)	Seuil d'alerte (cm)	Seuil critique (cm)
N° 01	-8.28	14.21	5-8	10
N° 02	-3.42	12.50	5-8	10
N° 03	-4.18	13.53	5-8	10
N° 04	-8.39	12.86	5-8	10
N° 05	-9.25	11.19	5-8	10
N° 06	-25.76	12.85	5-8	10
N° 07	-19.01	11.52	5-8	10
N° 08	-14.51	10.78	5-8	10

Déplacement vertical :

les travées 1, 6, 7 et 8 a vu le C2 tassée plus que C4 avec la valeur max du C2 environ 257.6 mm enregistrés le 31/05/2022 dans le travée 6 (le reste des valeurs max indiquées dans le tableau V.2), toutes les valeurs enregistrées dans ces travées sont proches ou dépassent le seuil d'alarme, mais on remarque qu'il y a une grande différence dans les valeurs entre la travée 1 et la travée 6, ce qui signifie que le début du grand tassement était entre eux.

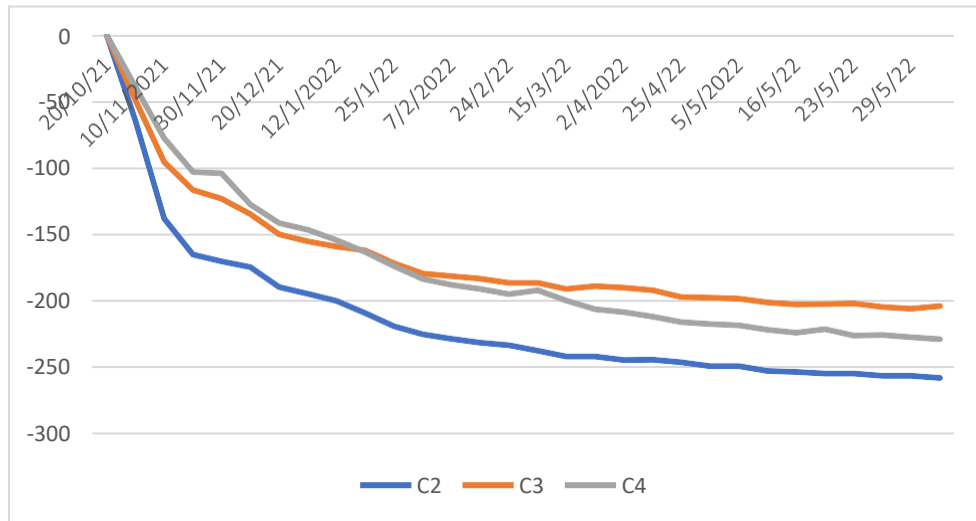


Figure V.7 : État de déplacements verticaux de la travée n°06.

Le changement qui s'est produit est dans les travées 2, 3, 4 et 5, c'est-à-dire de 8 m à 40 m, de sorte que C2 et C4 dans la travée 2 sont égaux en tassement, puis en montant dans les travées 3 et 4, le C4 devient tasser plus que C2, ce qui signifie que le processus a été inversé par rapport aux autres travées, pour arriver à la travée 5 qui présente un grand tassement au C4 et un soulèvement au C2 (voir graphe figure V.8) (voir figure V.9), notant que les grands tassements ont commencé entre les travées 4 et 5 pour arriver à la valeur maximale dans la travée n°6.

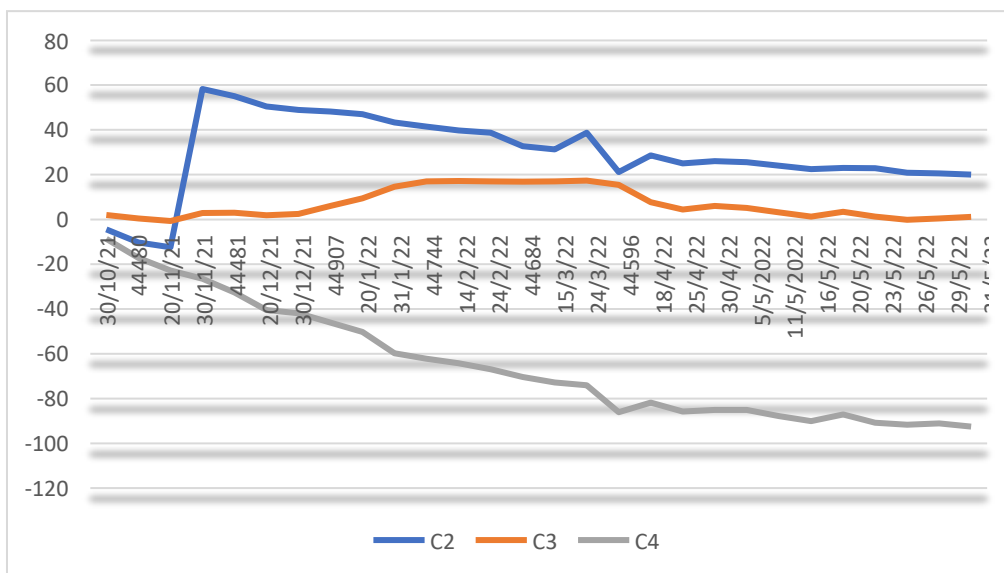


Figure V.8 : État de déplacements verticaux de la travée n°05.

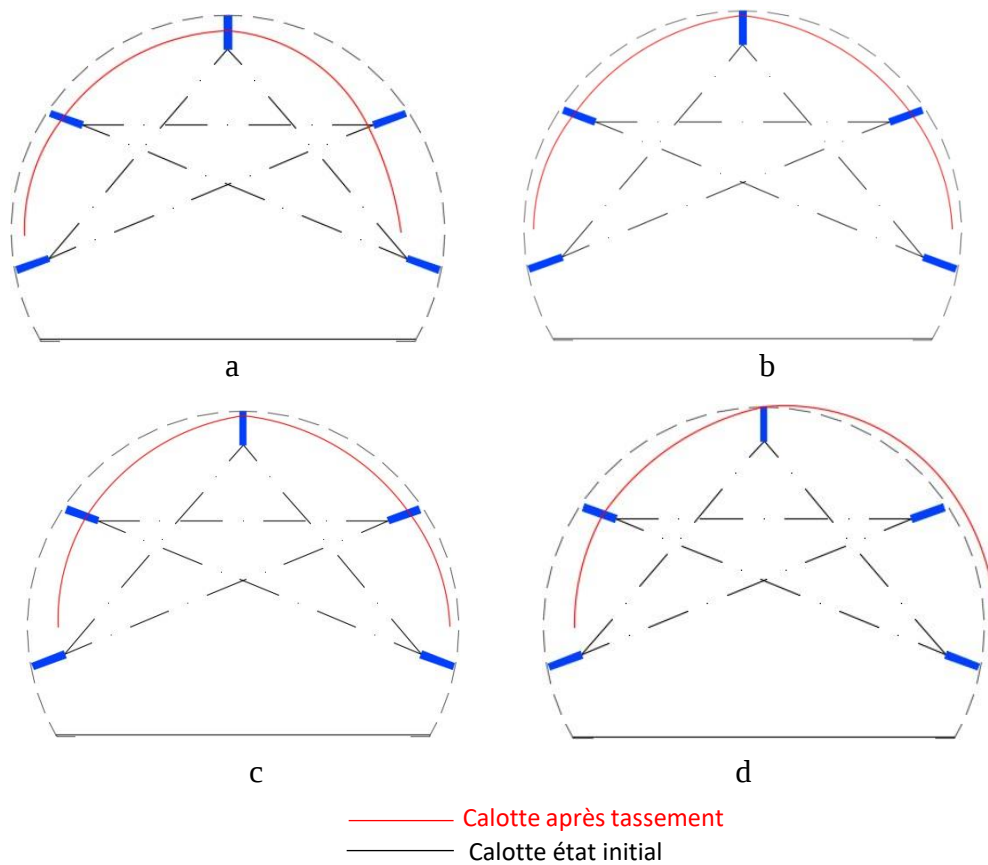


Figure V.9 : Déformation maximale à chaque cible (a : travée 1, 6, 7 et 8 ; b :travée 2 ; c : 3 et 4 ; d : travée 5).

Pour les travées 1, 2, 6, 7 et 8 la cible C2 tasse plus que la cible C4 avec des valeurs différentes selon les travées, quant aux cibles 3, 4 et 5 leur déplacement ne se comprend pas par rapport au versant d'une part et par rapport aux résultats des autres travées d'autre part, donc ce sont des résultats inexplicables pour nous pour le moment.

Déplacements latéraux :

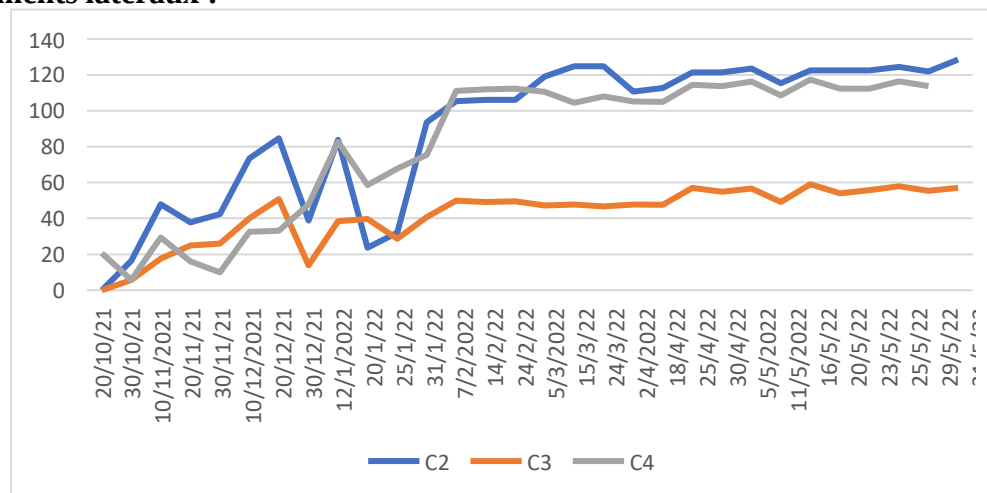


Figure V.10 : État de déplacements latéraux de la travée n°06 entrée tunnel Sidi-aich.

Pour les déplacements latéraux, on remarque que les valeurs de déplacement des sections travées du tunnel dépassent le seuil d'alerte qui est de 5 à 8 cm, ces valeurs (14.21, 11.19 cm) aussi dépassent seuil d'alarme (10 cm) avec une valeur maximale de 14.21 cm enregistrée d'après la cible C4, ce qui présente des risques sur la stabilité du projet.

Ainsi, les trois cibles installées à l'intérieur du tunnel indiquent des déplacements, mais on remarque pour les cinq premières travées la cible C4 donne les plus grands déplacements (C2= 7.26, C3= 12.26 et C4= 14.21 cm), ensuite, et pour les travées n°6, 7 et 8 la cible C2 donne la valeur maximale de déplacement.

Alors, d'après l'analyse de ces valeurs de déplacement qui dépassent le seuil d'alarme adopté pour surveiller la stabilité du tunnel, on peut constater que le mouvement du versant dû au creusement du tunnel à l'intérieur du tunnel se présente avec un déplacement de gauche vers la droite et donc dans la même direction de notre versant.

Déplacement total :

En combinant les résultats des déplacements verticaux et latéraux, on constate que le versant se déplace vers la droite et vers le bas, ceci est pour les travées 1, 2, 6, 7 et 8.

Quant aux travées 3, 4 et 5, soit elles montrent la complexité du mouvement du versant, soit elles ne sont pas compréhensibles ou acceptent des erreurs.

V.5.1.2 Les cibles des talus :

La figure ci-dessous présente l'implantation des cibles topographique sur les talus du portail ouest du tunnel Sidi-Aich :

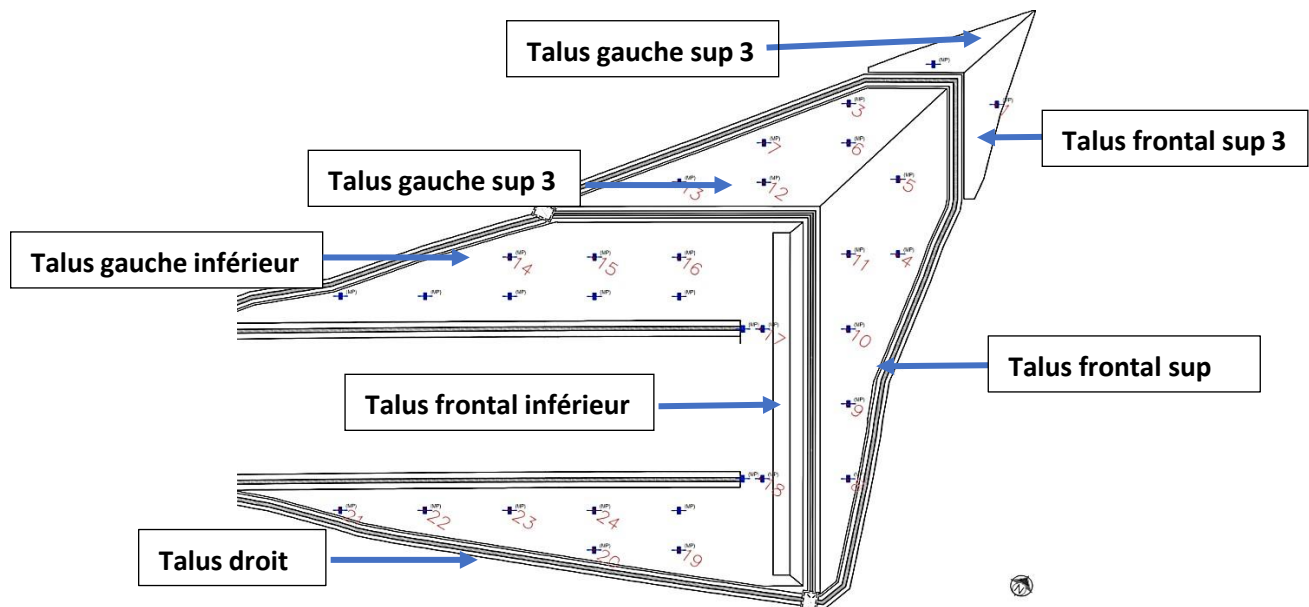


Figure V.11 : Vue en plan du positionnement des cibles sur les talus du portail ouest.

État de déplacements des talus du portail ouest tunnel Sidi-Aich :

Les figures ci-dessous présentent les résultats de suivi des déplacements latéraux et verticaux du talus frontal supérieur du portail ouest du tunnel :

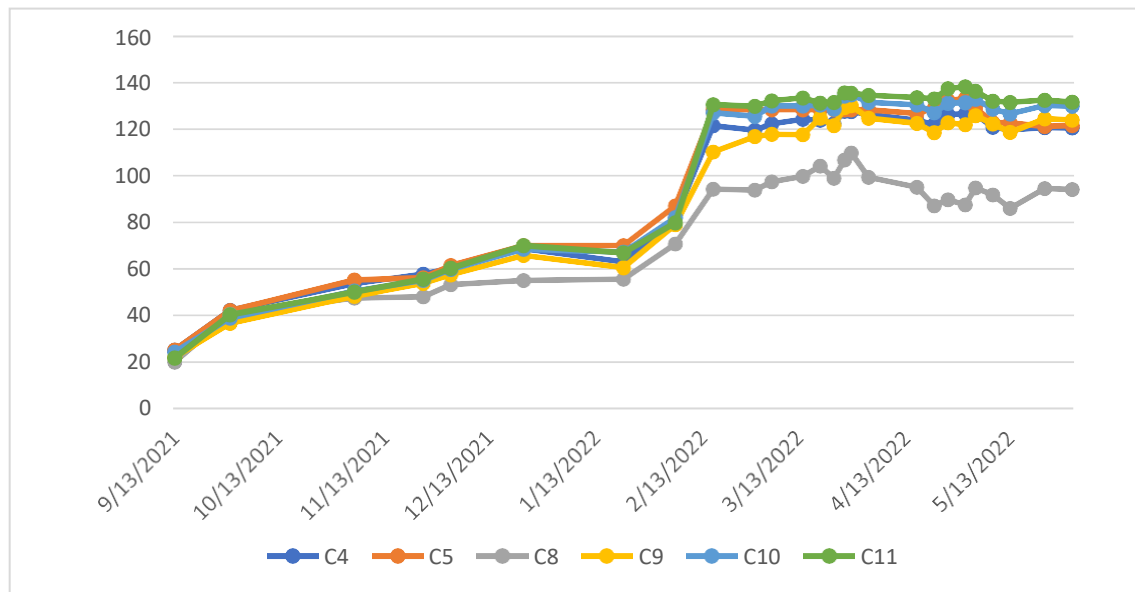


Figure V.12 : Déplacements latéraux du talus frontal supérieur.

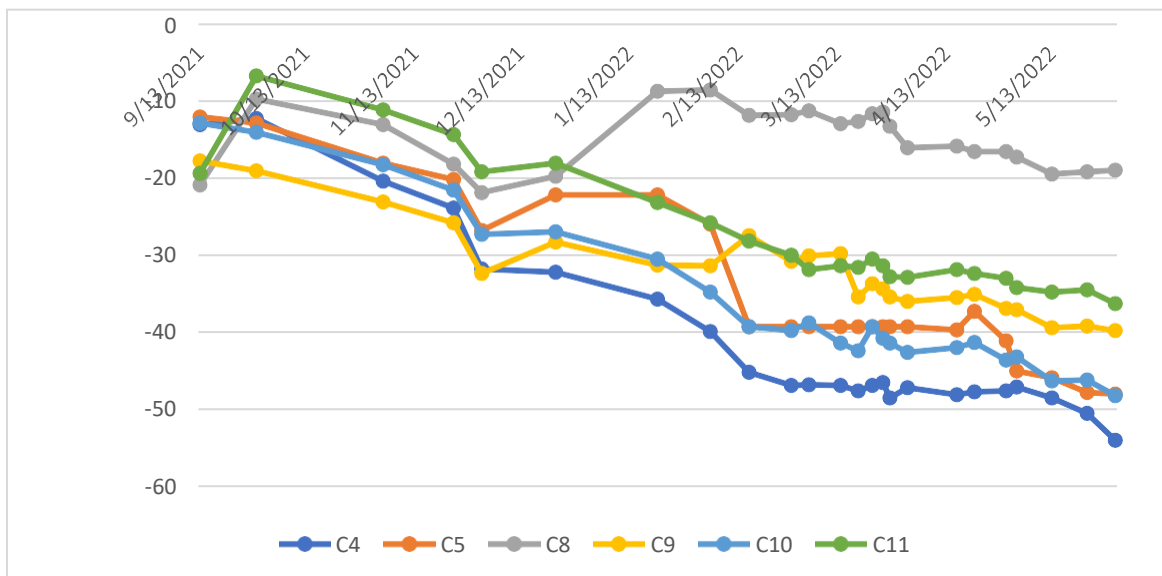


Figure V.13 : Déplacements verticaux du talus frontal supérieur.

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des valeurs de déplacements des talus.

Talus	Déplacement vertical max (cm)	Déplacement latéral max (cm)	Seuil d'alerte (cm)	Seuil critique (cm)
Talus droit	0.85 c20/-0.4 c22	5.21	5-8	10
Talus frontal inférieur	-6.9	15.80	5-8	10
Talus frontal supérieur	-5.4	13.82	5-8	10
Talus inférieur gauche	-2.05	13.04	5-8	10
Talus supérieur gauche	-4.14	13.75	5-8	10
Talus supérieur 3 frontal	-6.35	11.75	5-8	10
Talus supérieur 3 gauche	-1.3	3.57	5-8	10

Le tableau ci-dessus présente les déplacements verticaux et latéraux maximaux des talus du portail ouest à l'aide des cibles topographiques. On remarque que le déplacement latéral maximal dans le tableau est de 15.80 cm, cette valeur atteint et dépasse le seuil d'alarme qui est limité à 10 cm. De même, on note que les déplacements verticaux max sont importants avec un max de 6.90 cm, ces derniers dépassent le seuil d'alerte de 5 cm adopté pour la stabilité du talus pendant l'excavation du tunnel et ils sont proches du seuil d'alarme (10 cm).

On distingue également une différence notable qui varie de 4.36 cm à 11 cm de déplacement entre le mouvement latéral et vertical des talus.

Alors, on peut constater que les talus du portail sont très instables et présentent des risques et des difficultés sur la réalisation du projet, étant donné que les déplacements dépassent le seuil d'alarme (10 cm).

V.5.2 Les tassomètres :

Ils mesurent le déplacement vertical d'un point dans le sol. Le principe de l'appareil repose :

Soit sur la mesure de la pression d'une colonne de liquide dont une extrémité est placée au point qui tasse et l'autre en un point de côte connue si possible fixe (fig. V.14) ;

Soit sur la détermination de la position de bagues (magnétiques ou non) solidaires du sol à l'extérieur d'un tube de sondage ou encore de balles radioactives tirées dans le sol à partir d'un canon descendu dans un tube de forage puis localisé par diagraphie (fig. V.15 - Procédé Syminex).

L'erreur de mesure est de ± 2 mm pour ces deux procédés.

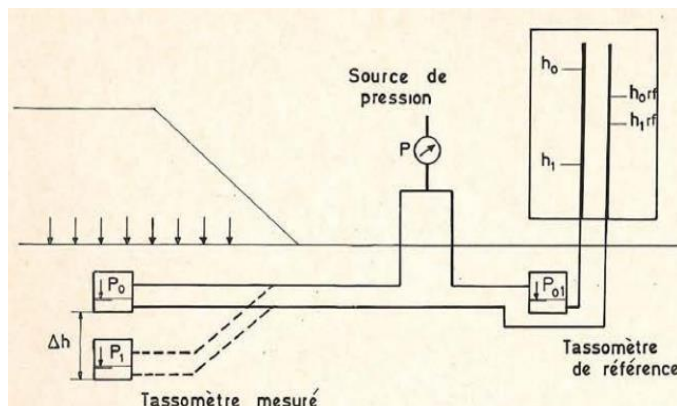


Figure V.14 : Schéma d'installation d'un tassomètre.

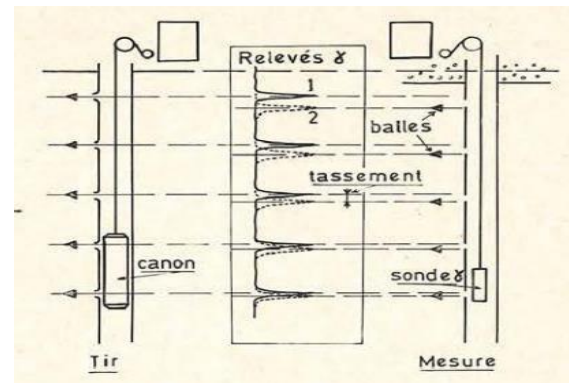


Figure IV.15 : Tassomètre à balles radioactives.

Les résultats :

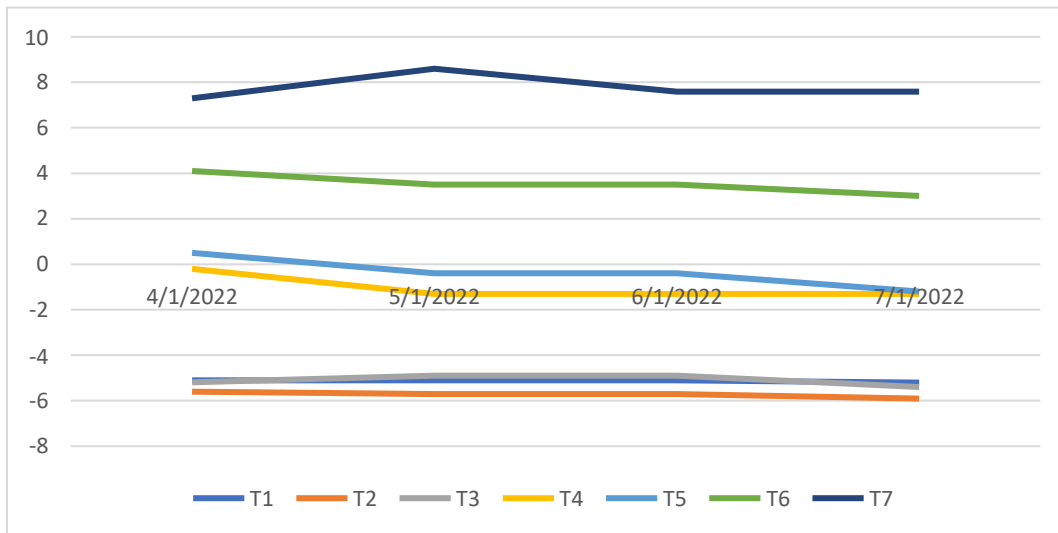


Figure V.16 : État de déplacements verticaux de tassomètre.

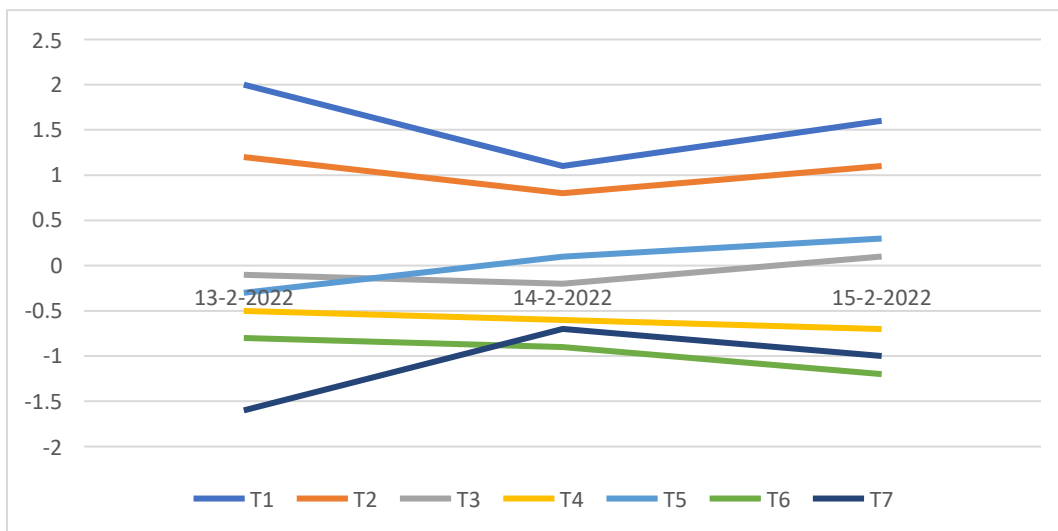


Figure V.17 : État de déplacements latéraux de tassomètre.

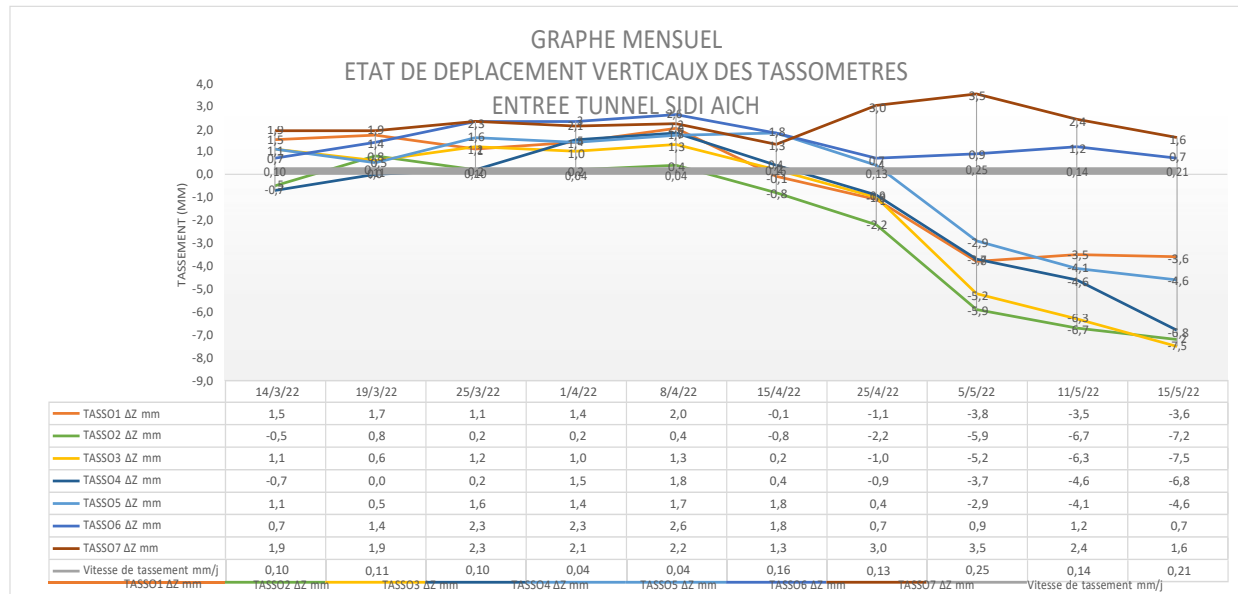


Figure V.18 : Graphe mensuel état de déplacements verticaux de tassomètre.

Les valeurs relevées du 4 janvier (04/01/2022) au 15 mai (15/05/2022) sont toutes faibles et ne dépassent pas 2 cm, et malgré cela on va essayer de comprendre leur mouvement même avec ces faibles valeurs, parce que ce petit mouvement peut être le même, mais avec des valeurs plus grandes, il est donc important de comprendre la façon dont le versant se déplace.

Après avoir combiné toutes les lectures, il est devenu clair que les lectures qui étaient entre le 4 janvier (04/01/2022) et le 7 du même mois indiquaient un mouvement dans deux directions opposées, de sorte que le côté droit du tunnel (T1, T2 et T3) tasser, et l'autre côté (T6 et T7) ont eu un soulèvement et pour T4 et T5 sont restés presque immobiles.

Ce mouvement peut s'expliquer par la coupe géologique (voir Chap-IV), parce que l'une des possibilités est qu'il y aura un basculement dans les couches au-dessus du tunnel, ce qui signifie que la couche (ou les couches) s'inclinera vers la droite et s'élèvera du côté gauche de la section du tunnel.

La deuxième possibilité (tout en gardant la porte ouverte à d'autres possibilités) est la fragilité du côté droit par rapport au gauche, ce qui provoque plus de tassement au côté droit, mais la première possibilité reste la plus proche en raison du tassement du côté droit et du soulèvement du côté gauche.

Quant aux lectures entre le 13/02/2022 et le 15/02/2022, elles montrent une légère inversion vers l'état d'équanimité, puisque T1 et T2 ont diminué leur tassement, tandis que T6 et T7 sont tassés un peu, et pour T3, T4 et T5 sont presque stables.

On peut expliquer que l'effet de creusement du tunnel affecte les couches de sorte qu'elles se déplacent comme nous l'avons mentionné, mais après un certain temps les couches commencent à se stabiliser, et c'est ce qui ressort clairement des lectures entre le 13 et 15 février.

V.5.3 Les inclinomètres :

L'inclinomètre (figure V.19) est un appareil bien connu dont l'objet est de déterminer la déformée au cours du temps d'un tube placé verticalement dans le sol et, si possible, ancré dans le substratum sain.

Une « torpille » couissant juste dans le tube est descendue à l'intérieur de celui-ci et donne son inclinaison par rapport à la verticale. À partir des points régulièrement espacés d'une longueur a , on peut reconstituer, par sommation, la déformée du tube au moment de la mesure. Ceci, à condition de connaître simultanément la position d'un point du tube :

- le pied si on peut le supposer fixe ;
- la tête si on la suit par topographie.

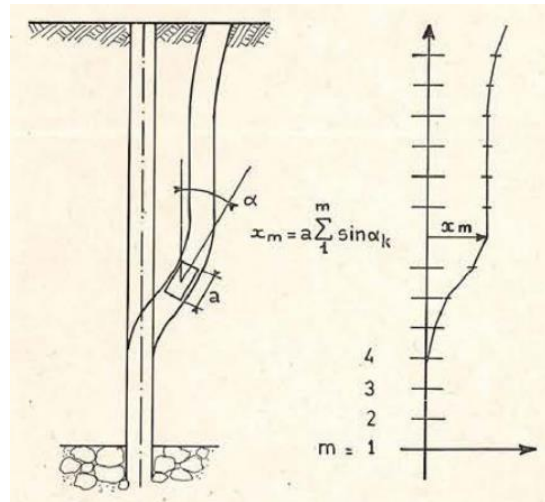


Figure V.19 : Principe de l'inclinomètre

La répétition de ces mesures au cours du temps donne l'évolution des déplacements horizontaux dans le sol (figure V.19).

Cependant, si le principe est simple, l'exploitation des mesures est parfois délicate.

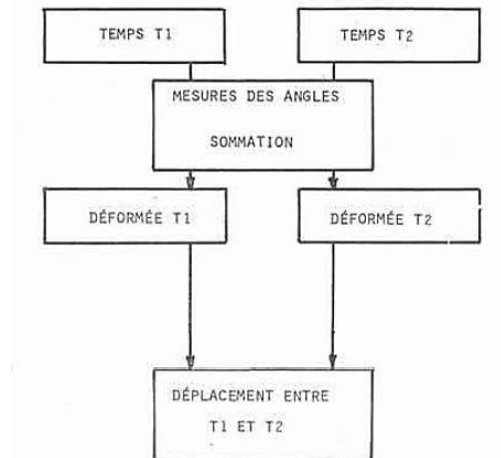


Figure V.20 : Reconstitution de la déformée et des déplacements à partir de la mesure des angles.

Un calcul élémentaire montre que si la mesure des angles x , à l'instant t , est entachée d'une erreur $e(t)$, constante au cours de la mesure, le déplacement calculé au point m entre les instants t , et t_2 est entaché de l'erreur $m((t_1) + (t_2))$.

Prenons, par exemple, le cas d'un tube placé parfaitement vertical au temps t_1 , et le restant jusqu'au temps t_2 .

Les mesures à t_1 et t_2 donneraient une valeur d'angle située dans une bande d'erreur de largeur $\pm (t)$ tandis que les déformées obtenues après sommation des mesures se trouveront quelque part dans le triangle ABC de base $AB = 2m(t)$, le point C étant supposé fixe (figure V.21).

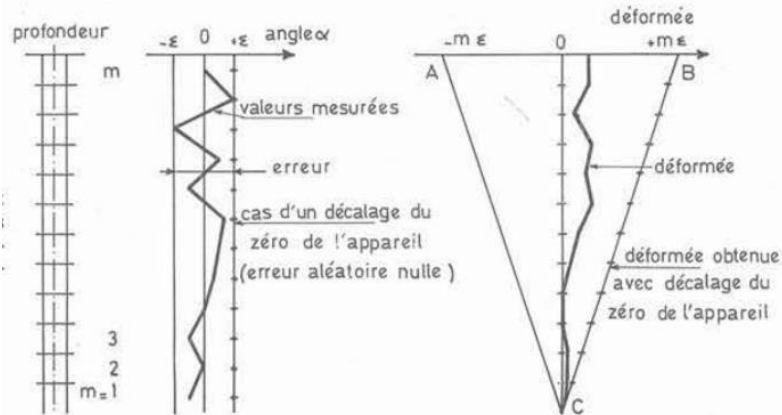


Figure V.22 : Valeur vraie et valeur mesurée pour les angles α et pour la déformée dans un tube vertical.

V.5.3.1 Les inclinomètres installés au portail ouest :

Les inclinomètres ont été installés à divers endroits pour vérifier si le tunnel a causé les fissures ou non (Figure V.23). Le premier inclinomètre (IC-01) installé au PK 44+750 juste en bas de la route et c'est pour surveiller ses mouvements.

Le IC-02 (PK 44+662) est installé sur le côté droit du portail et le IC-03 (PK 44+700) dans le côté gauche à l'extrémité de la zone d'influence (Figure V.23).

Tableau V.4 : Les inclinomètres installés et le nombre de lectures.

Sondage mesures	Profondeur (m)	PK	Orientation de A+/Nord	Nb. de lecture effectuée
IC-01	71.50	44+750	170	R+3
IC-02	27.00	44+662	185	R+7
IC-03	58.50	44+700	300	R+6

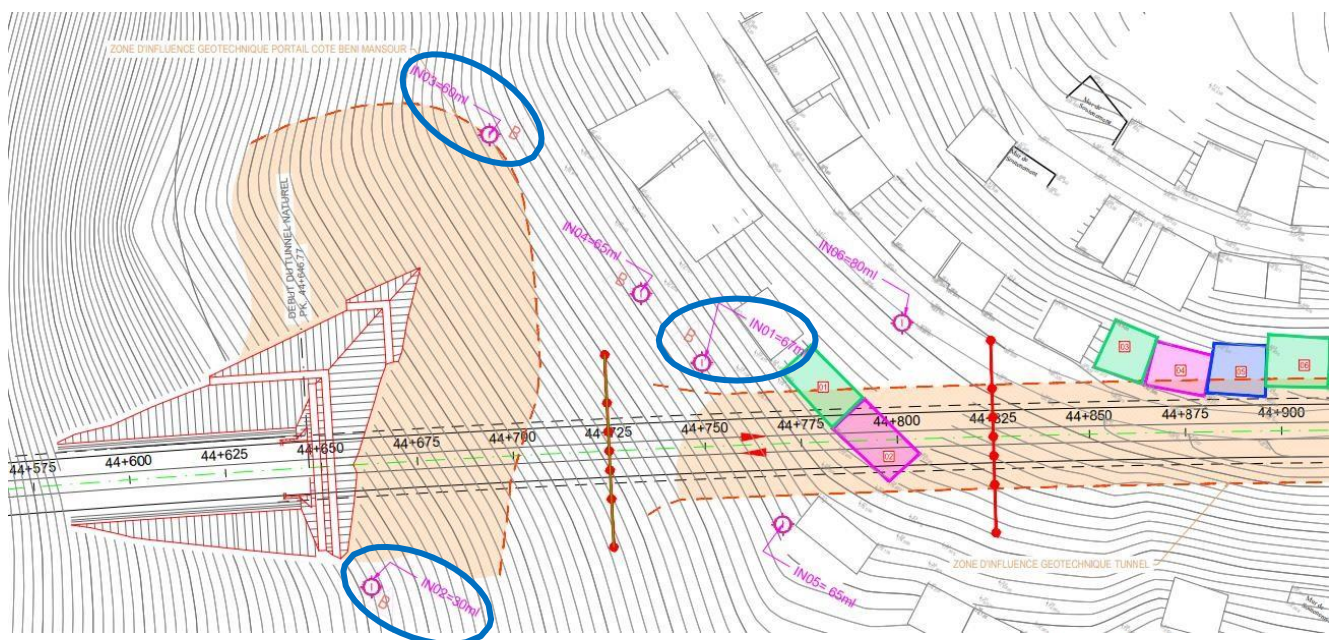


Figure V.23 : L'emplacement des inclinomètres de IC-01 à IC-06.

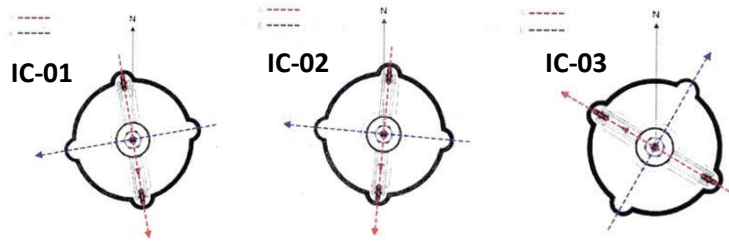


Figure V.24 : Orientation des inclinomètres /Nord.

Les dates d'interventions pour les mesures (y compris la mesure de référence) se résument à l'intérieur des plages suivantes :

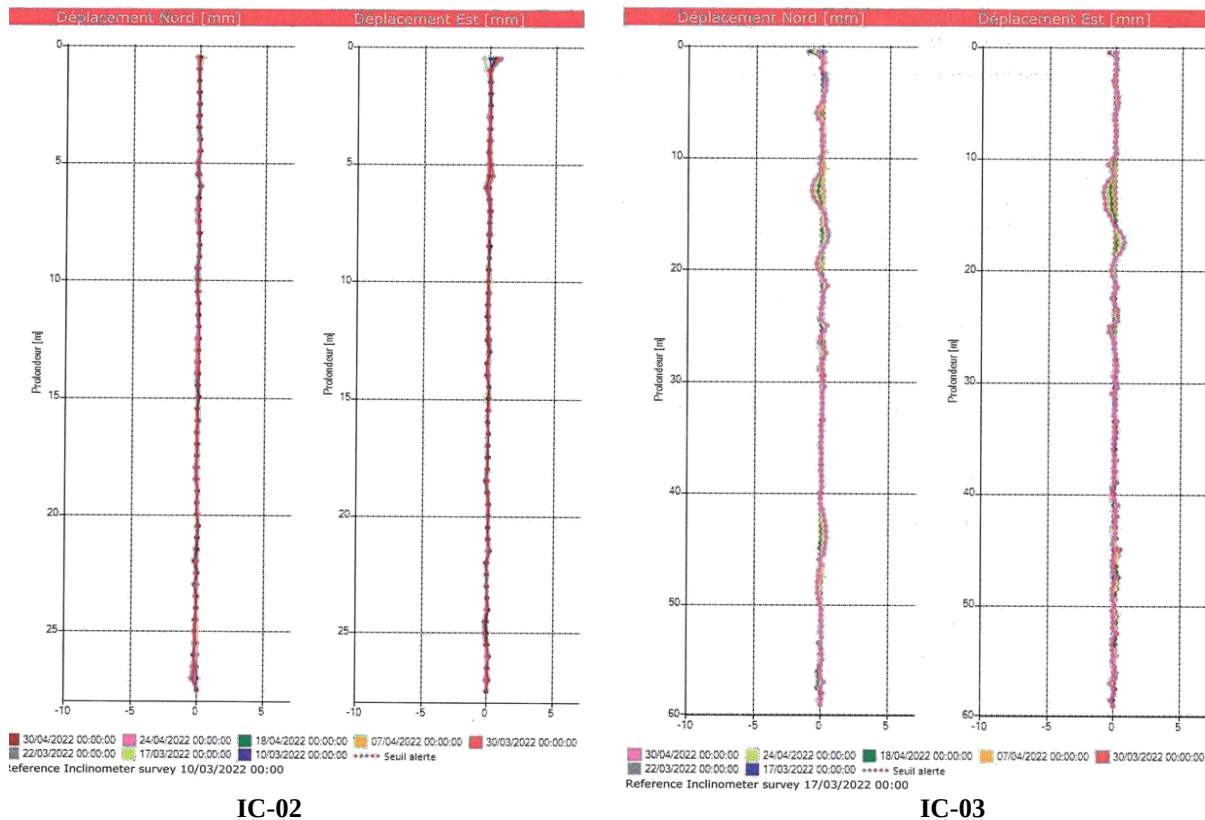
Au niveau de l'inclinomètre IC-02 : du 03 Mars au 30 Avril 2022

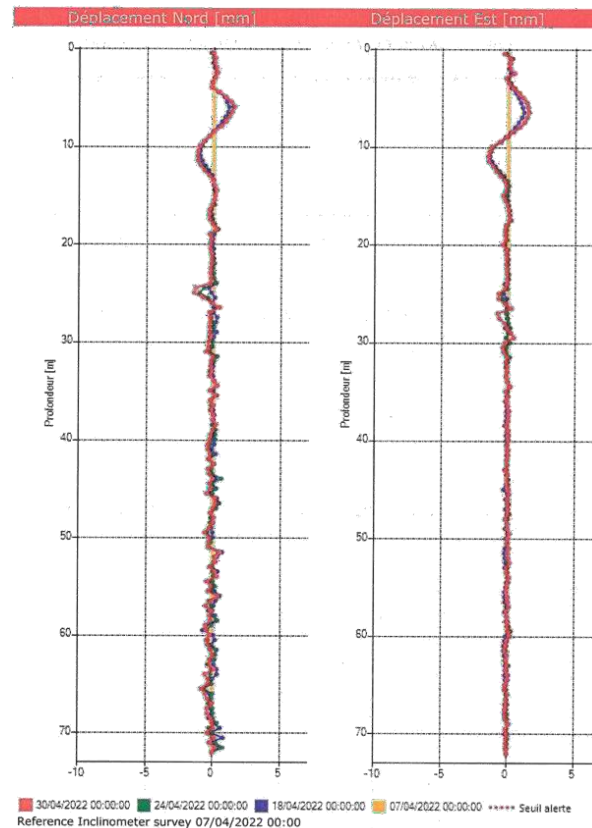
Au niveau de l'inclinomètre IC-03 : du 17 Mars au 30 Avril 2022

Au niveau de l'inclinomètre IC-02 : du 07 Avril au 30 Avril 2022

V.5.3.2 Les résultats des inclinomètres :

Les résultats des inclinomètres sont présentés dans les graphes ci-dessous, le déplacement horizontal vers le nord et l'est en fonction du temps et de la profondeur.





IC-01

Figure V.25 : Graphes inclinométriques (IC-01, IC-02 et IC-03).

Inclinomètre N°IC02 :

À travers les résultats des mesures sur une période d'environ deux mois, on remarque qu'il n'y a pas de mouvements au terrain ni au nord ni à l'est, cela signifie que le portail du tunnel est sûr sur la droite et n'a pas provoqué de fissures dans la période des mesures (environ des deux mois).

Inclinomètre N°IC03 :

Cet inclinomètre est installé pour surveiller le mouvement des deux maisons et la route devant eux près du portail du tunnel, mais après un mois et demi depuis son installation aucun mouvement n'a été enregistré dans les graphes, sauf pour un ou deux millimètres à une profondeur de 12 mètres, qui peuvent être interprétés comme de simples mouvements enregistrés lors du processus d'installation de l'inclinomètre.

Inclinomètre N°IC01 :

L'installation de cet inclinomètre consistait à surveiller le mouvement des maisons 1 et 2 (selon la numérotation des maisons entrant dans la zone d'influence), ainsi que le bâtiment à droite du tunnel et la route qui y passait.

Les résultats donnés par cet inclinomètre sont similaires à ceux de IC-02 et IC-03, car les mouvements de terrain ne sont pas présents sur les graphes sauf des mouvements mineurs (1 à 2 mm) en surface qui ne dépassent pas une dizaine de mètres de profondeur, forte probabilité qu'ils se soient produite lors de l'installation de l'inclinomètre.

La synthèse des résultats enregistrés dans les trois inclinomètres est la suivante :

IC-02 : pas de mouvement particulier à signaler.

IC-03 : pas de mouvement particulier à signaler.

IC-01 : y'a pas un mouvement notable à signaler.

À travers ces résultats, la zone verte (Figure V.26) est stable sur les deux derniers mois et ça n'a pas bougé même un peu comme le montrent les graphes ci-dessus, donc la possibilité que le tunnel ait été la cause des mouvements horizontaux s'oppose aux résultats des inclinomètres, sauf s'il y a eu un mouvement important et qu'ensuite le terrain s'est stabilisé après un certain temps.

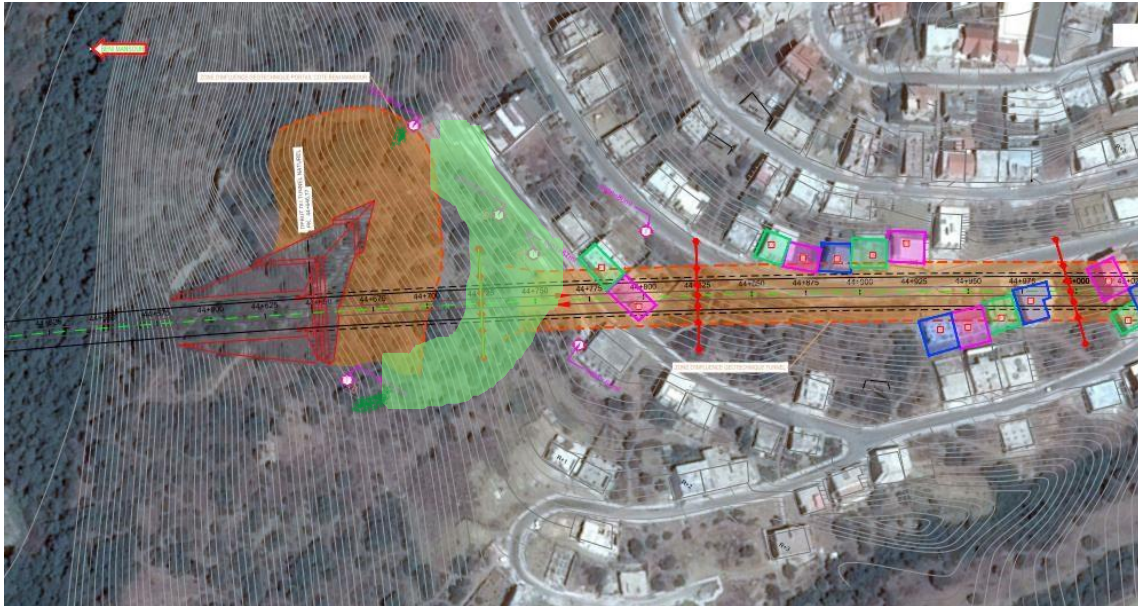


Figure V.26 : La zone couverte par les trois inclinomètres.

V.6 Analyse globale

Comme on le sait, l'analyse du mouvement du terrain ou du versant est souvent difficile et compliquée, surtout si ce dernier est composé de schistes argileux, rendant difficile la compréhension des glissements de ce type de terrain, comme nous l'avons expliqué précédemment dans le chapitre II.

De plus, les résultats de l'instrumentation ne sont souvent pas compris, et ces résultats acceptent deux possibilités, la première est que les résultats présentent des erreurs, et la seconde confirme la complexité dans le mouvement du versant, et rarement les résultats obtenus sont compréhensibles.

Donc, notre analyse sera basée sur les résultats de l'instrumentation avec la possibilité d'ignorer ou de rejeter l'un des résultats, ainsi que sur des hypothèses liées à la direction et le pendage de la pente du versant.

Pour les talus droit et gauche, leurs résultats nous donnent une idée sur le mouvement de pente. On peut comprendre que le mouvement du versant vers le lieu d'excavation est dans le sens gauche vers la droite, dans certains cas le talus gauche donne des résultats plus élevés que le talus opposé, et cela est dû à la forme et la charge sur le versant du côté gauche, de sorte qu'elle reçoit moins de charges du côté droit.

Du même, le mouvement des talus frontaux présente des déplacements latéraux très élevés plus des tassements importants, ce qui indique que le mouvement du front du portail est dans les deux sens de gauche à droite et vers le sens deuxième du versant.

En plus, le mouvement des talus supérieurs frontaux et gauche (voir figure V.11), indique que le déplacement du talus frontal est très élevé par contre l'autre talus présente des déplacements trop faibles (voir tableau V.2), donc on peut remarquer le mouvement du front du talus qui est important et vers les deux sens du versant.

Ainsi, le mouvement enregistré par les cibles à l'intérieur du tunnel et au niveau des tassomètres donne un aperçu du mouvement du versant dans les deux sens du versant.

Alors, on constate après avoir examiné tous les résultats à notre disposition, en ajoutant aussi l'effet de l'orientation des plans de schistosité des couches du terrain, que la possibilité la plus proche du mouvement du versant est vers le sud-ouest.

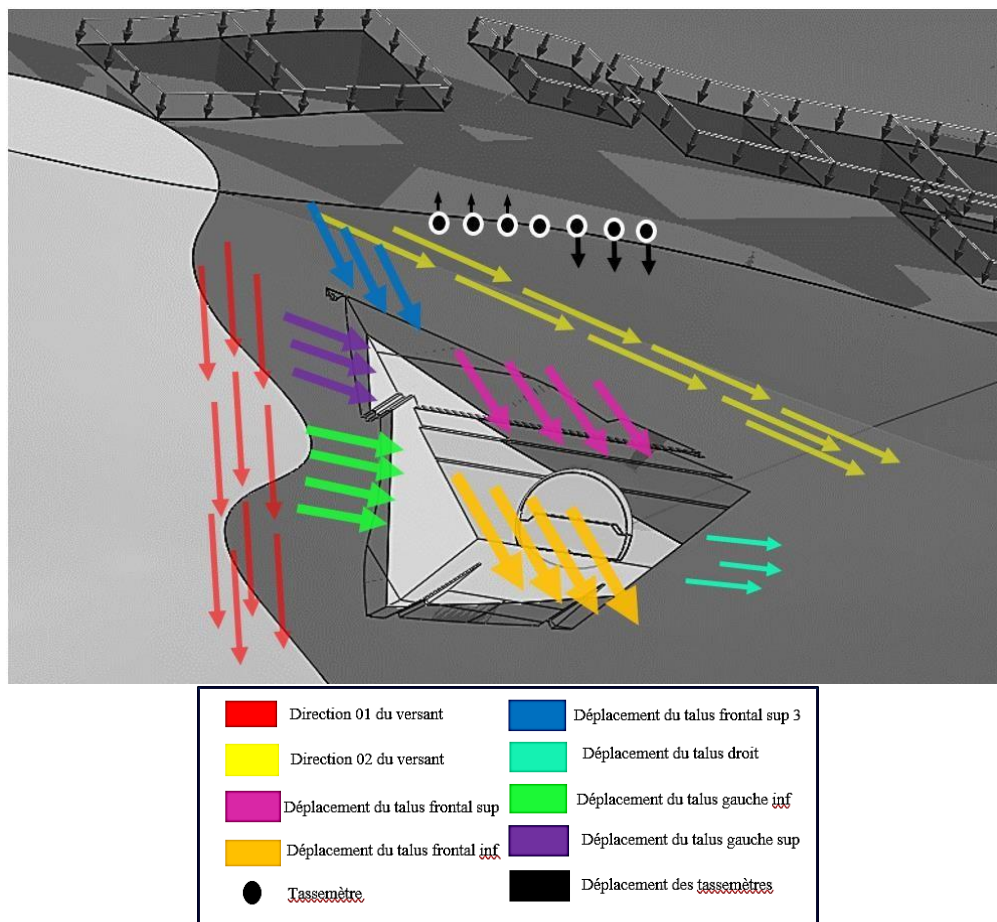


Figure V.27 : Déplacements des talus et des tassomètres par rapport au versant.

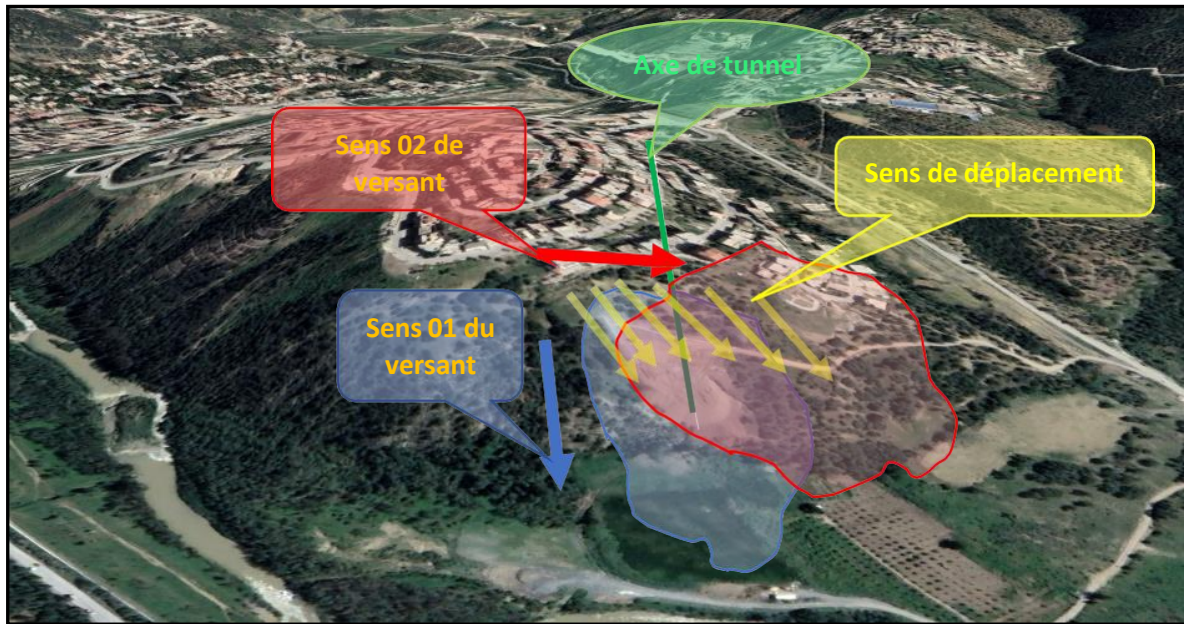


Figure V.28 : Sens de glissement du versant.

V.7 Conclusion

D'après ce chapitre, on peut conclure qu'une perturbation du massif existe dans la zone des travaux de réalisation du talus du portail et du creusement du tunnel où notre projet est implanté. Ces perturbations sont présentées comme des glissements du terrain dans la zone d'influence du portail ainsi que du tunnel. Ce glissement peut être, soit ancien et le projet est venu s'installer dans sa zone, soit le projet a déstabilisé la zone pour provoquer le glissement.

En plus, ces déplacements représentent un grand danger sur le projet puisqu'ils peuvent engendrer des dégâts, alors, on doit intervenir pour limiter et contrôler ces déplacements.

Du même, ces résultats de déplacements enregistrés dans cette phase de suivi de la stabilité du portail et tunnel pendant la réalisation, ainsi que l'hypothèse que nous avons émise sur le mouvement du versant, doit être vérifiée avec l'analyse numérique 3D du modèle du projet dans le chapitre qui suit.

Chapitre VI : Modélisation numérique 3D

VI.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...

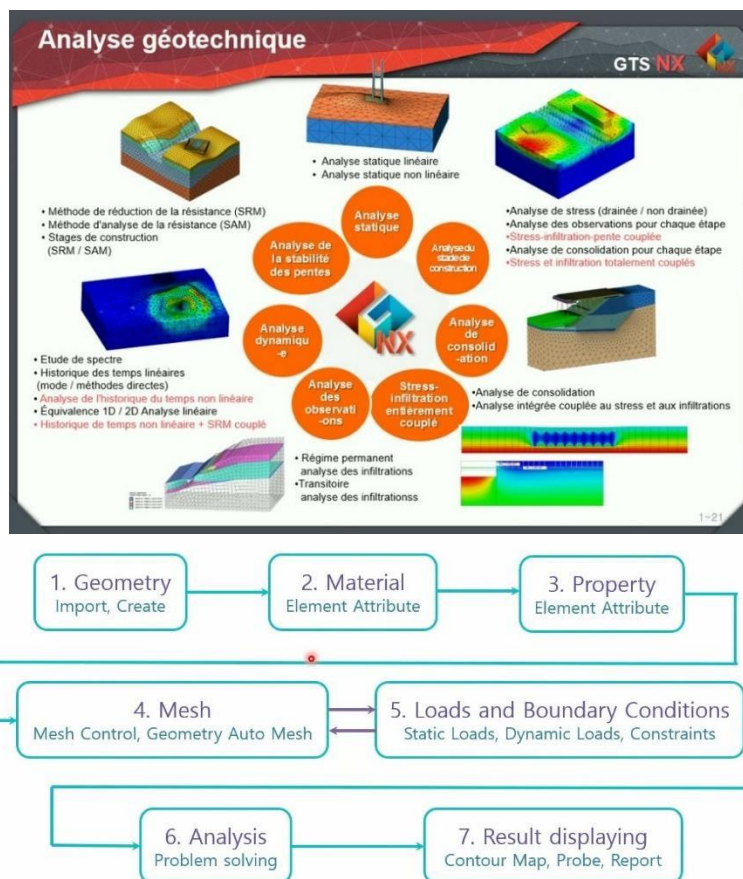


Figure VI.1 : Types et étapes d'analyses géotechniques MIDAS NX.

VI.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 polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble, formé par les éléments finis, est appelé maillage.

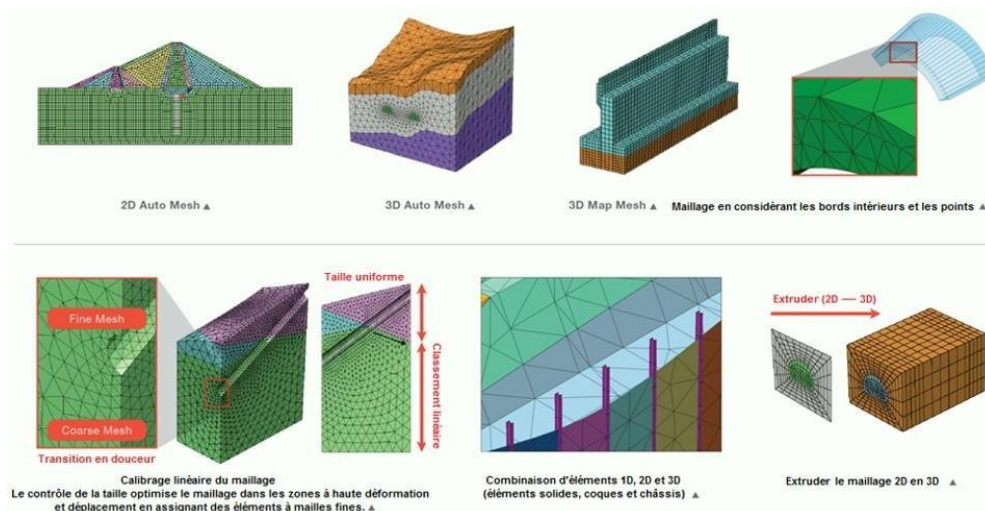


Figure VI.2 : Types de maillage MIDAS NX.

VI.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.

VI.4 Modélisation de la géométrie :

VI.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 VI.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 VI.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

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 file 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 VI.4 : Étapes pour convertir KML à GPX.

Convertir à CSV file :

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

OPEN FILE... MULTI GPX...

Allow a Waypoint position Error of (m):

Nr.	Course Name	Distance	Time Sec.
1	20220512030038-	37.39495	13462.00

Average Speed: 10.0 Km/h

Course Data:

TIME	LAT	LONG	ALT	DIST	HR B...	CAD	AVG
SubTrack 0							9,999...
2007-05-21T06:00:00Z	36.601996	4.689557	203.263	0	0	0	
2007-05-21T06:00:02Z	36.602030	4.689508	203.468	0,005766	0	0	
2007-05-21T06:00:04Z	36.602064	4.689442	203.589	0,0128003	0	0	
2007-05-21T06:00:06Z	36.602092	4.689386	203.902	0,018727	0	0	
2007-05-21T06:00:09Z	36.602121	4.689330	204.257	0,0246598	0	0	
2007-05-21T06:00:09Z	36.602126	4.689319	204.332	0,0258122	0	0	
2007-05-21T06:00:12Z	36.602166	4.689240	204.908	0,0341001	0	0	

SubTrack: SubTrack 0

Export Waypoint Preview Track Modify Settings

Save TCX File... Save TRK File...
 Save GPX File... **Save CSV File...**
 Save KML File... Save HRM File...
 Save PLT File... Save FIT File...

☐ Don't save Waypoint ☒ Remove SubTrk before Export

Figure VI.5 : Accueil de TCX Converter.

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.

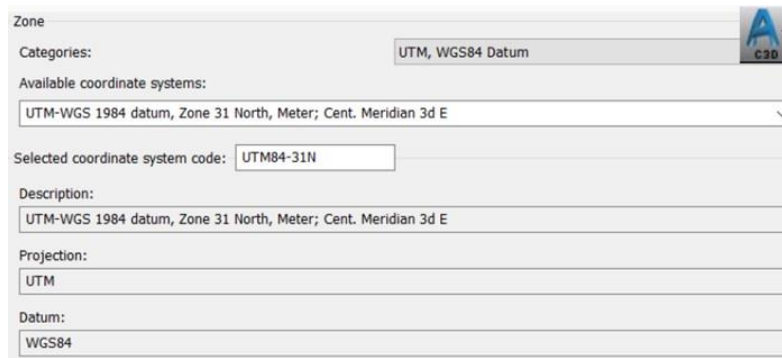


Figure VI.6 : Fenêtre de sélection de zone CIVIL 3D.

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

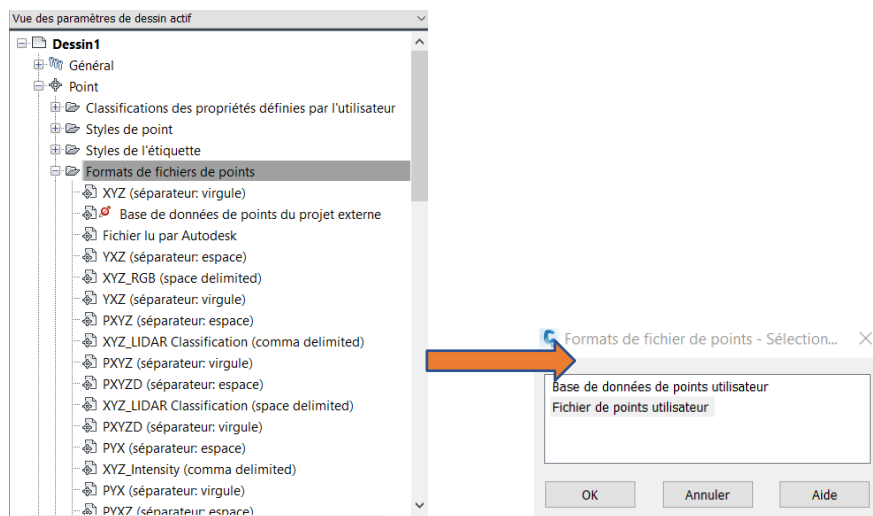


Figure VI.7 : Chargement des points sur CIVIL 3D.

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 VI.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).

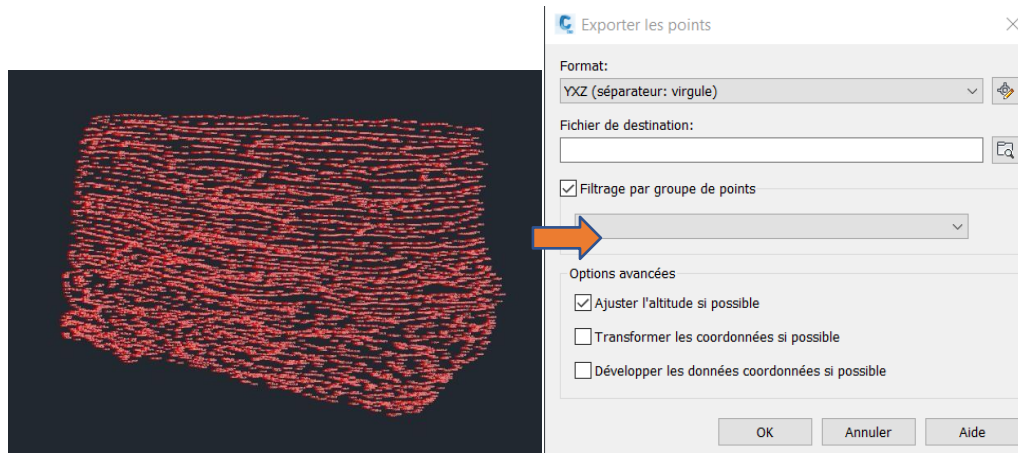


Figure VI.8 : Fenêtre pour exporter les points.

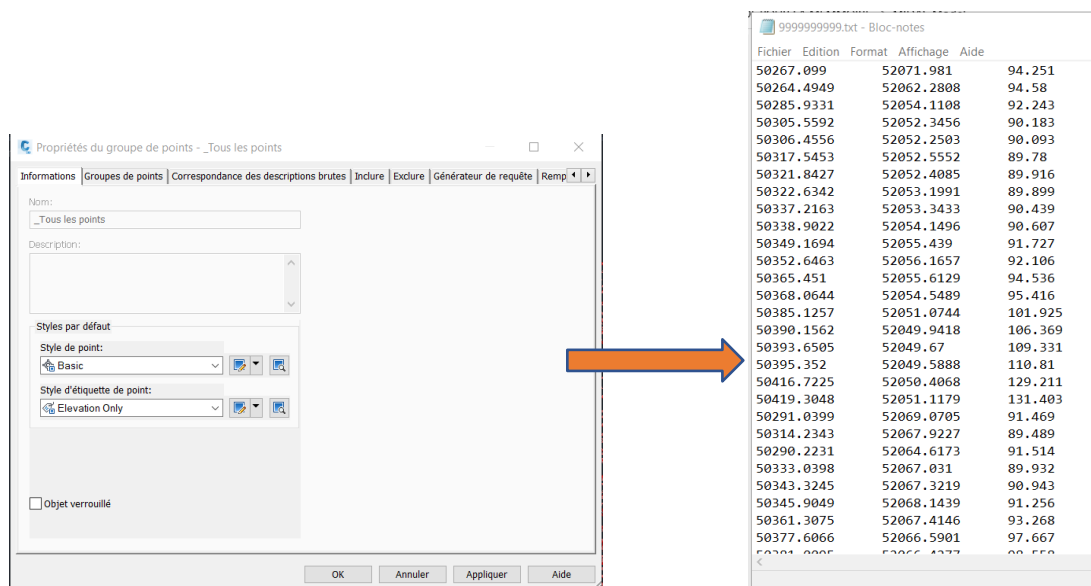


Figure VI.9 : Extraire le tableau des coordonnées des points x y z à partir de CIVIL 3D.

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.

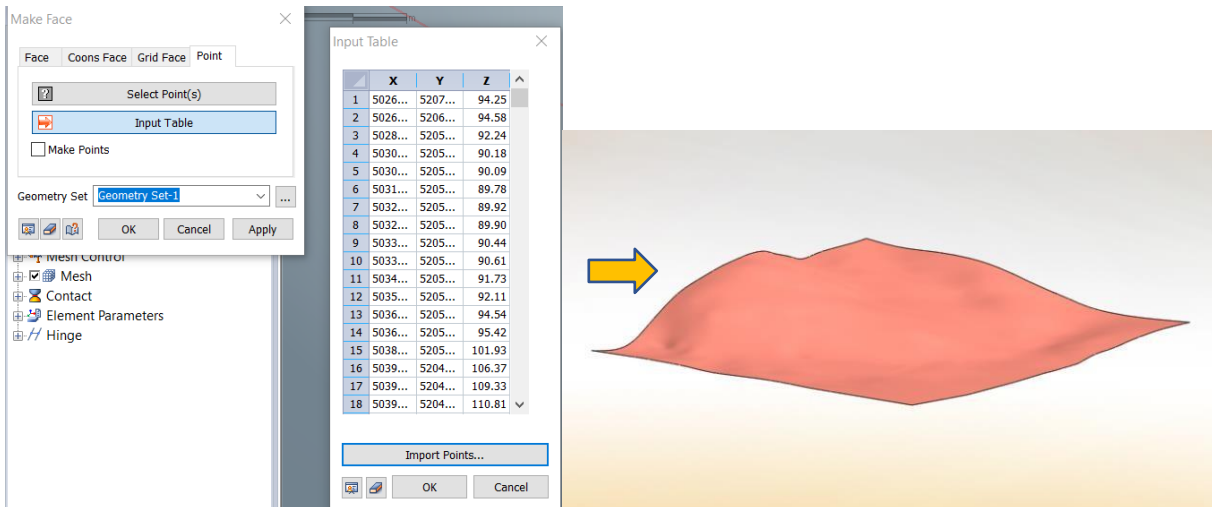


Figure VI.10 : Insertion du tableau de coordonnées et création d'une surface du terrain.

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.

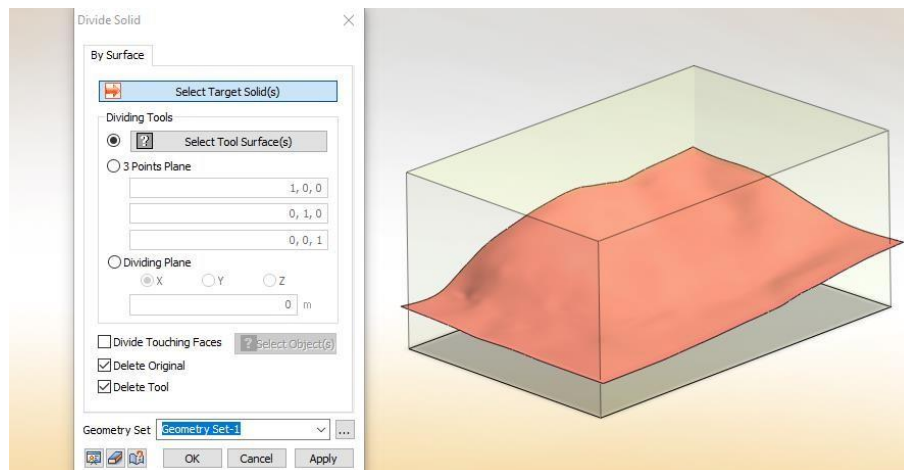


Figure V.11 : Donner du volume à la surface.

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 VI.12.

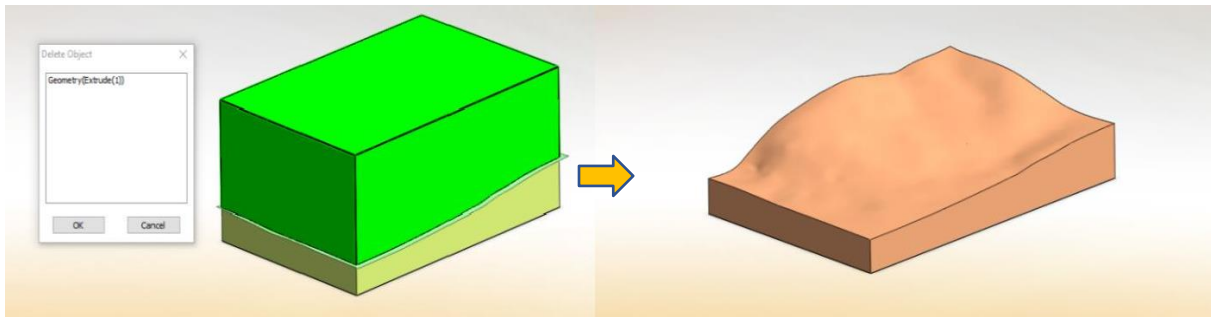


Figure VI.12 : La forme finale du modèle du terrain.

Création des couches :

Logiciel MIDAS GTS NX a une fonctionnalité pour insérer les sondages avec leurs coordonnées, de sorte qu'il connecte automatiquement les couches mentionnées dans les sondages par des surfaces.

Tout cela est le rôle de la commande « Bedding Plane Wizard », il suffit de connaître le nom de chaque sondage, ses coordonnées, le nom et la profondeur de chaque couche, en plus de préciser la longueur et la largeur des surfaces avec l'option « Distance » afin qu'ils soient insérés.

Dans le cas où le modèle du terrain est grand, et que les sondages sont focalisés dans une zone spécifique, ou en l'absence d'un nombre suffisant de sondages, le dessin des surfaces par logiciel sera erroné et éloigné de la réalité, pour cela d'autres sondages doivent être placés au bord du modèle du terrain et mettre les mêmes profondeurs des couches de sondage le plus proche.

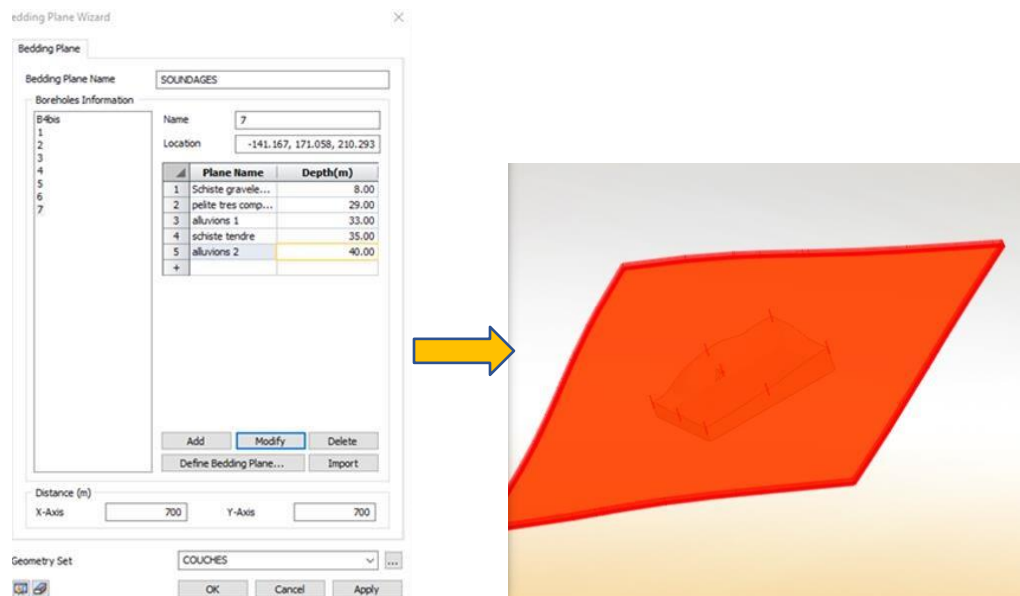


Figure VI13 : Création des couches par « Bedding Plane Wizard ».

Après avoir terminé la création des surfaces, le modèle du terrain est découpé selon ces surfaces à l'aide de la commande « Divide Solid ».

La commande « Divide Solid » ne nous présente pas les couches, mais crée plutôt à chaque intersection un autre solide, donc nous devons suivre et colorer les solides de chaque couche avec la même couleur, et cela vient après une bonne compréhension des couches de sondages et de la façon dont elles changent dans le modèle du terrain (voir Chap IV).

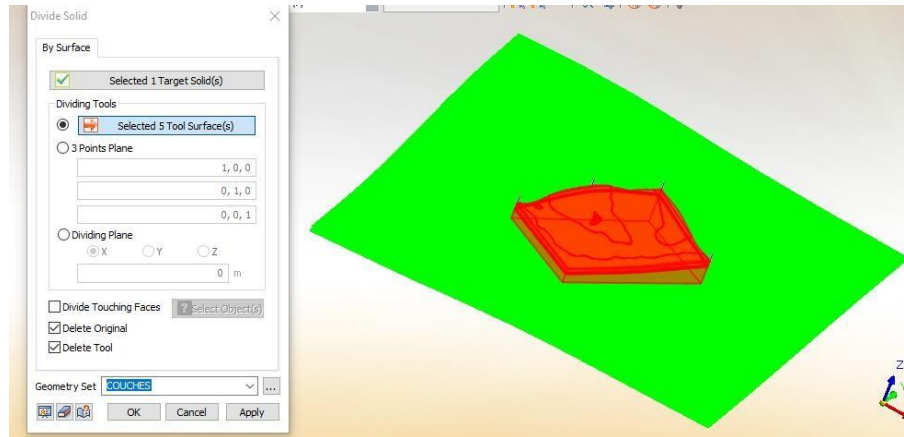


Figure VI.14 : Division des couches selon les surfaces.

Après avoir inséré les couches, il nous reste les lentilles du schiste moyennement altéré (voir Chap IV), qui peuvent être saisies à partir du logiciel AutoCAD ou dessinées directement sur MIDAS GTS NX et les remettre à leur place, ensuite on utilise la commande « Auto Connect » pour découper le modèle du terrain (ou les couches) selon ces lentilles (la commande assure une bonne connectivité entre les éléments sélectionnés).

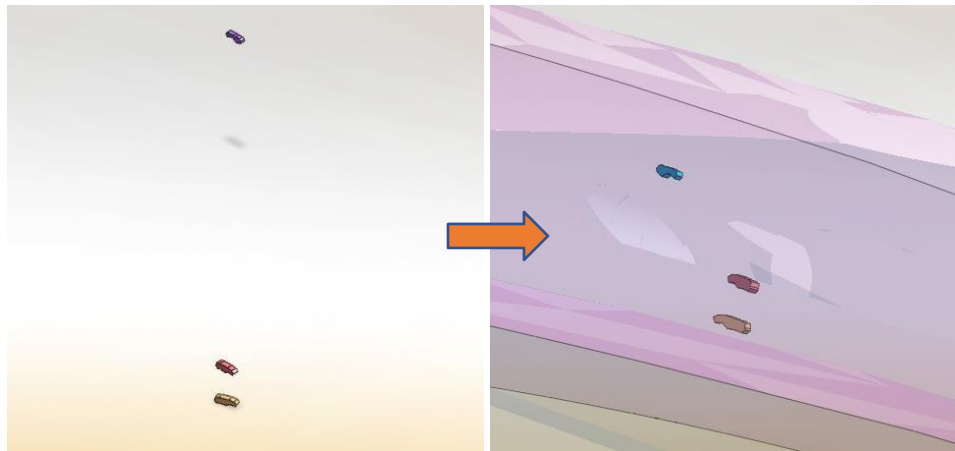


Figure VI.15 : Insertion des lentilles.

Le modèle final des couches est illustré dans la figure ci-dessous, et les couches sont colorées comme suit :

Tableau VI.1 : Les couleurs des couches.

Les couches	Couleur dans le modèle
Argile schisteuse	Vert
Schiste altéré fracturé	Bleu ciel

Schiste très altéré très fracturé	Rose dragée
Lentille de schiste moyennement altéré	Jaune

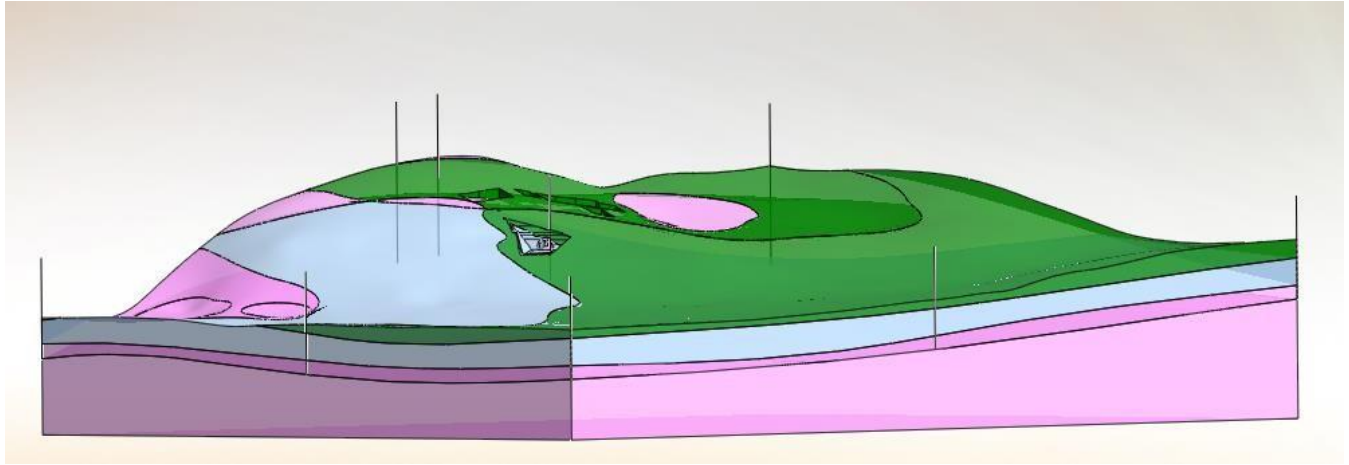


Figure VI.16 : les couches du terrain.

Insertion de l'axe :

L'axe du tunnel est saisi par AUTOCAD ou par ses coordonnées (par des points) (nous avons choisi de le saisir depuis AUTOCAD).

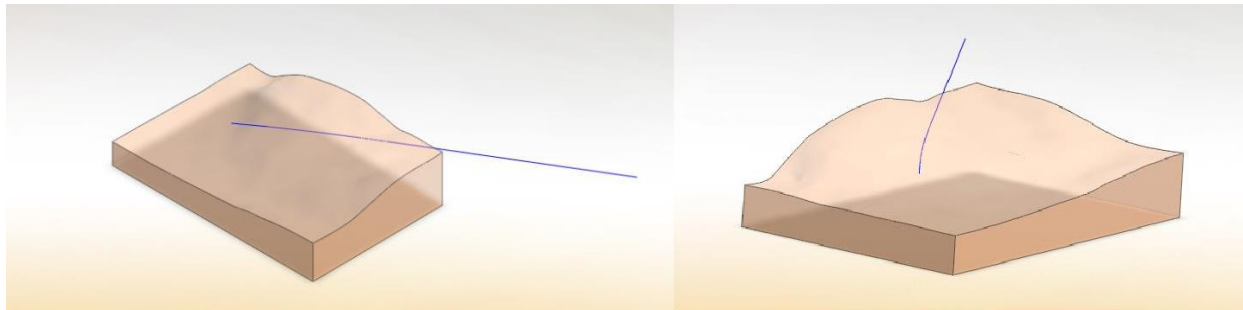


Figure VI.17 : Position de l'axe dans le modèle du terrain.

VI.4.2 Création de l'entrée du tunnel :

L'entrée en terre Ouest du tunnel est prévue au PK 44+646,77. Sur la longueur de ce tronçon, des terrassements sont à réaliser. L'excavation du portail est faite par la création de :

Talus latéraux 1H/1.2V : 50 de mètres de longueur ;

Talus frontal 1H/3V sur les derniers 13,2 m de profondeur, puis une risberme large de 2 m suivi par un talus 1H/1V jusqu'au caniveau hydraulique et puis un talus 1H/1V jusqu'au profil existant de terrain.

La première étape est de dessiner ou d'importer (depuis AUTOCAD) les sections de l'entrée du tunnel (section frontale et section latérale) (tant qu'ils sont une face, pas des lignes), et avec l'option « Extrude » toutes les deux faces obtiennent un volume.

L'option « common » laisse le volume commun et supprime le reste, ensuite nous déplaçons ce volume commun à sa place à l'entrée Ouest du tunnel comme le montre la figure VI.18.

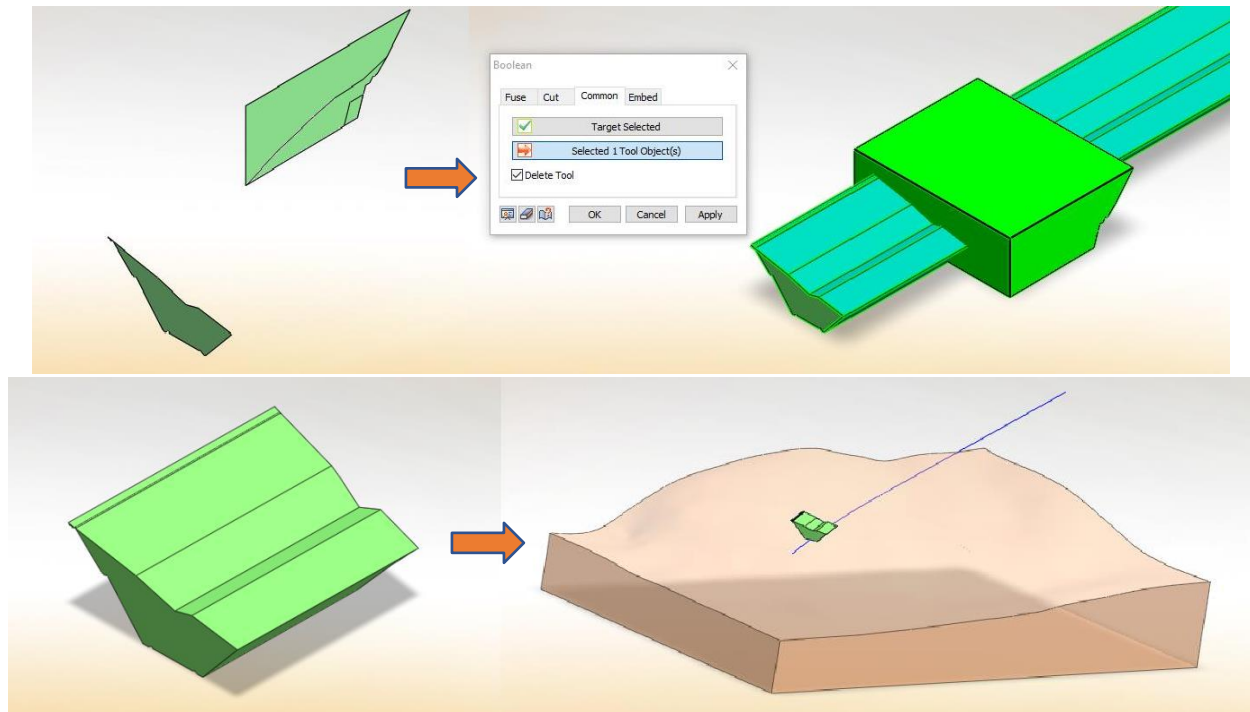


Figure VI.18 : Créer la forme de l'entrée du tunnel.

Pour intégrer le portail dans le modèle du terrain, nous utilisons l'option « Embed », pour devenir la forme du portail à la forme du versant, voir figure VI.19.

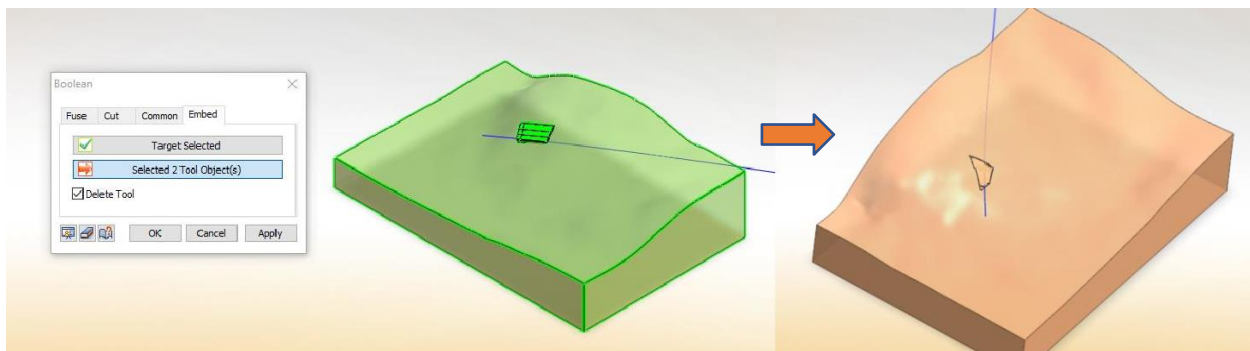


Figure VI.19 : Découpage de la forme de l'entrée selon le versant.

Cacher ce volume donne la forme finale de l'entrée du tunnel, avec les talus frontaux et latéraux comme nous l'avons mentionné précédemment.

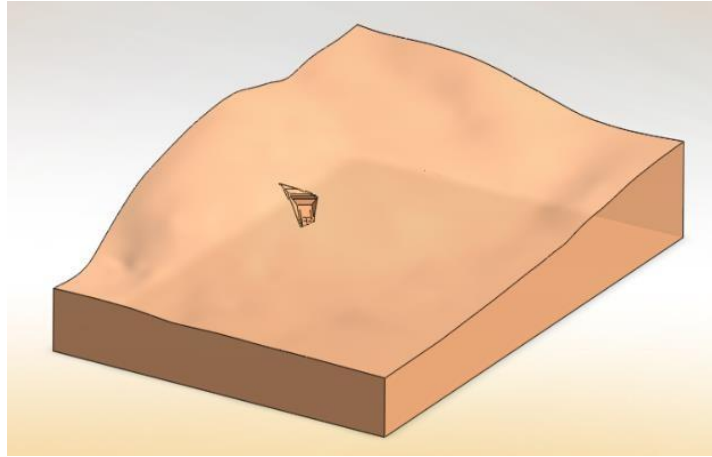


Figure VI.20 : L'entrée du tunnel après la suppression de la forme d'entrée.

La comparaison entre l'entrée du tunnel sur les plans et l'entrée du tunnel obtenue dans le MIDAS NX est présentée dans la figure ci-dessous :

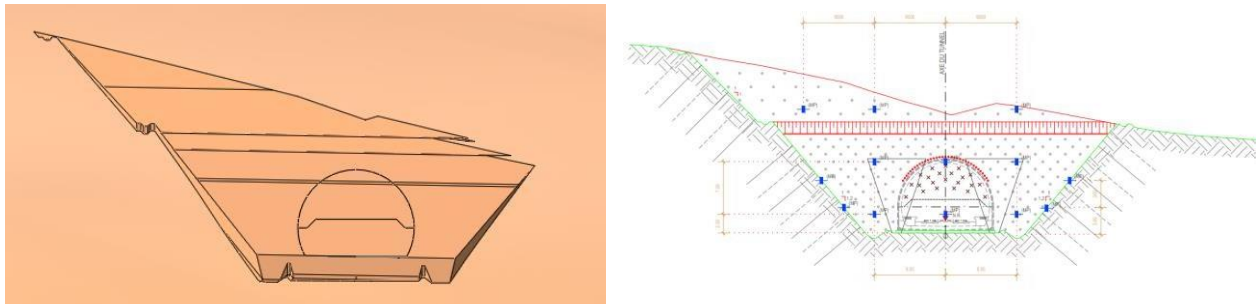


Figure VI.21 : Comparaison entre l'entrée du tunnel sur le plan et l'entrée obtenue par MIDAS GTS.

Soutènement du portail :

Les soutènements à l'entrée du tunnel sont du béton projeté (et treillis soudé) et des boulons. Ils sont les suivants :

Talus latéraux :

Pour les talus latéraux ayant une pente 1H/1.2V les mesures de stabilisation suivantes sont prévues :

Boulonnage à l'aide des barres d'acier HA25 ayant un maillage en quinconce 3,0 m x 1,8 m (H x V). Les boulons ont une longueur de 8 m. Les boulons sont logés dans les forages de Ø76 mm et sont entièrement scellés.

Mise en place de béton projeté de 5+5cm d'épaisseur renforcé par une nappe de treillis soudé Ø6 maillé 150 mm x 150 mm.

Talus frontal :

Pour le talus frontal ayant des pentes variables les mesures de stabilisation suivantes sont prévues :

Boulonnage du talus 1H/3V, en dehors de la zone d'excavation du tunnel, à l'aide des barres d'acier HA25 ayant un maillage en quinconce 2 m x 1 m et une longueur de 8 m. Les boulons sont logés dans les forages de Ø76 mm et sont entièrement scellés.

Boulonnage du talus 1H/3V, dans la zone d'excavation du tunnel, à l'aide des barres en fibre de verre 60/40 ayant un maillage 1,5 m x 1,5 m et une longueur de 15 m. Les boulons sont logés dans les forages de Ø110 mm et sont entièrement scellés.

Boulonnage du talus 1H/1V à l'aide des barres d'acier HA25 ayant un maillage en quinconce 3,0 m x 1,8 m (H x V) et une longueur de 8 m. Les boulons sont logés dans les forages de Ø76 mm et sont entièrement scellés.

Mise en place de béton projeté de 5+5cm d'épaisseur renforcé par une nappe de treillis soudé Ø6 maillé 150 mm x 150 mm.

Pour le béton projeté, nous créerons des faces pour chaque talus par la commande « Make Face » en appuyant sur les bords de talus dans le terrain, ces faces sur lesquelles nous entrerons plus tard ont les caractéristiques et l'épaisseur du béton projeté (Mesh).

Dans cette entrée de tunnel, nous avons cinq (5) talus qui sont les suivants (comme nous l'avons mentionné au chapitre V) :

- Talus frontal inférieur ;
- Talus frontal supérieur ;
- Talus gauche inférieur ;
- Talus gauche supérieur ;
- Talus droit.

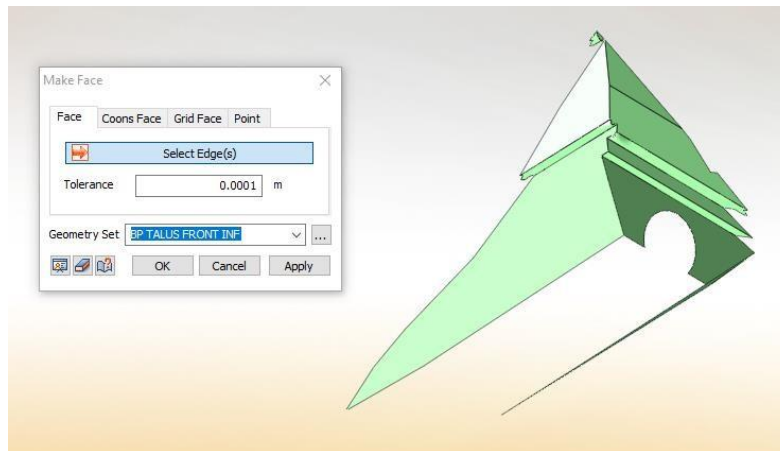


Figure VI.22 : Les surfaces du béton projeté.

Quant aux boulons, ils sont entrés à partir d'AUTOCAD et sont placés selon le plan de soutènement du portail indiqué dans l'Annexe E, les boulons sont de 8 mètres de long, et leur inclinaison et leur espacement varient d'un talus à l'autre.

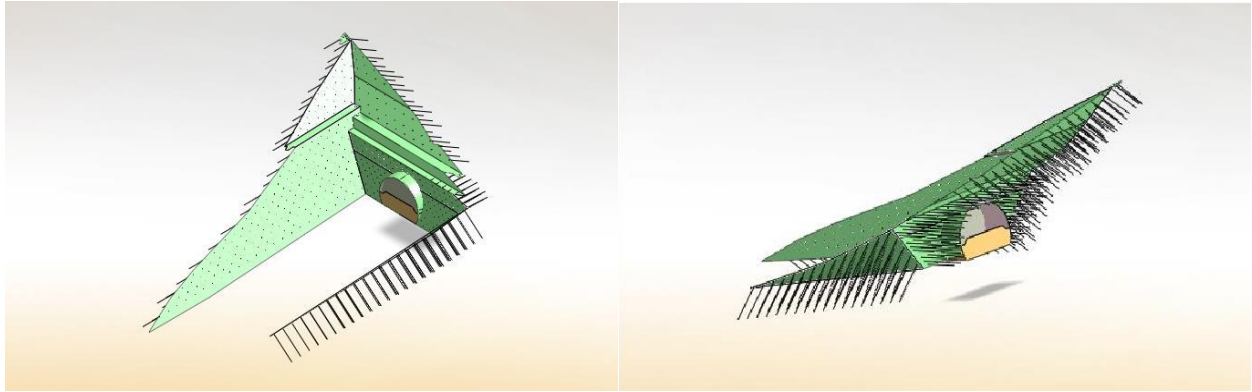


Figure VI.23 : Répartition des boulons dans les talus d'entrée du tunnel.

VI.4.3 Tunnel :

Création du tunnel :

Dans cette partie du tunnel, nous n'utiliserons que le profil type ST1 (voir Annexe E), parce que ce qui est appliqué est complètement différent aux possibilités fixées dans l'étude d'avant-projet, la différence est indiquée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Comparaison entre les profils types proposés à l'étude et les profils types utilisés dans la réalité (côté Beni Mansour).

Exécution				Étude			
PK	Profils types		ml	PK	Profils types		ml
44+646.77	ST1		173	44+646.77 44+670.77	ST1 (100%)		24
					ST2 (60%)	ST3 (40%)	63
44+819.77				44+733.77	ST2 (80%)	ST3 (20%)	226
...	ST1 (80%)	ST2 (20%)	...	44+959.77 44+989.77	ST1 (70%)	ST2 (30%)	30

Premièrement, il faut importer les deux sections du tunnel depuis AUTOCAD (section minimale et maximale d'excavation), ensuite nous créerons des faces à l'aide de la commande « Make Face », il nous reste à créer la chambre tronconique en utilisant la commande « Loft » comme le montre la figure VI.24.

La méthode de creusement dans le tunnel est la demi-section. Nous avons deux méthodes pour diviser la chambre tronconique en deux, soit nous créons une face sous la forme de la division utilisée, soit nous divisons d'abord les faces puis nous utilisons la commande « Loft » pour faire la chambre tronconique.

Ensuite, nous supprimons le radier, car dans la phase de réalisation il n'est pas utilisé pas jusqu'à présent.

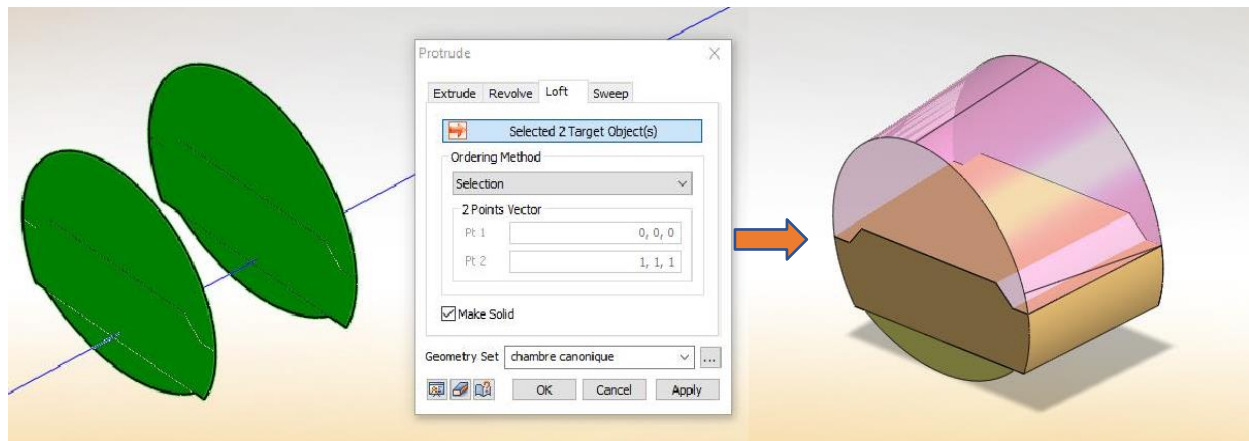


Figure VI.24 : Création de la chambre canonique.

Soutènement du tunnel :

Quant aux boulons et la voute parapluie utilisés pour le soutènement, ce sont des boulons en acier avec 4 mètres de long, et des tubes en acier S355 (pour la voute parapluie) injectés avec coulis de ciment et 15 mètres de long.

Vous pouvez dessiner les boulons avec la commande « Line » ou importer directement depuis AUTOCAD. À noter que d'un côté de la section du tunnel, nous avons 4 boulons, doubles boulons au milieu et l'un au-dessus d'eux et l'autre en dessous d'eux (voir Annexe E).

Nous avons 45 tubes pour la voute parapluie, nous avons également deux méthodes, soit en le dessinant avec la commande « Line » soit on l'insère à partir de l'AUTOCAD.

Il nous reste à le copier le long de la chambre tronconique avec la commande « Translate » d'un seul côté, ensuite on utilise la commande « Mirror » pour copier les boulons et les tubes de la voute parapluie de l'autre côté.

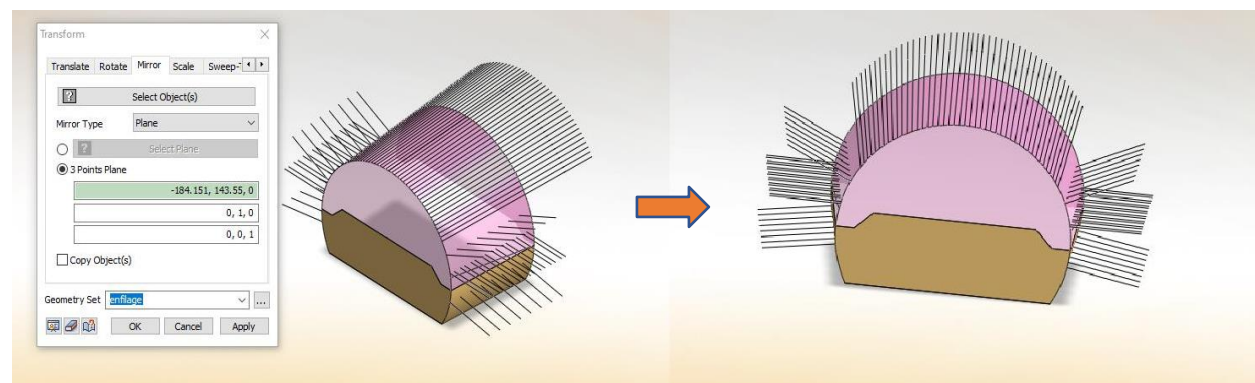


Figure VI.25 : Modèle de la voute parapluie et les boulons.

L'étape suivante consiste à diviser la chambre tronconique tous les 1 mètre ce qui correspond au pas d'avancement du creusement (1 m), cette étape se déroule en 3 phases.

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

Deuxièmement, nous le copions 8 fois le long de la chambre tronconique avec la commande « Sweep / Translate » avec un pas de 1 mètre.

Troisièmement, nous utilisons la commande « Divide Solid » pour diviser la chambre tronconique selon les rectangles comme le montre la figure VI.26.

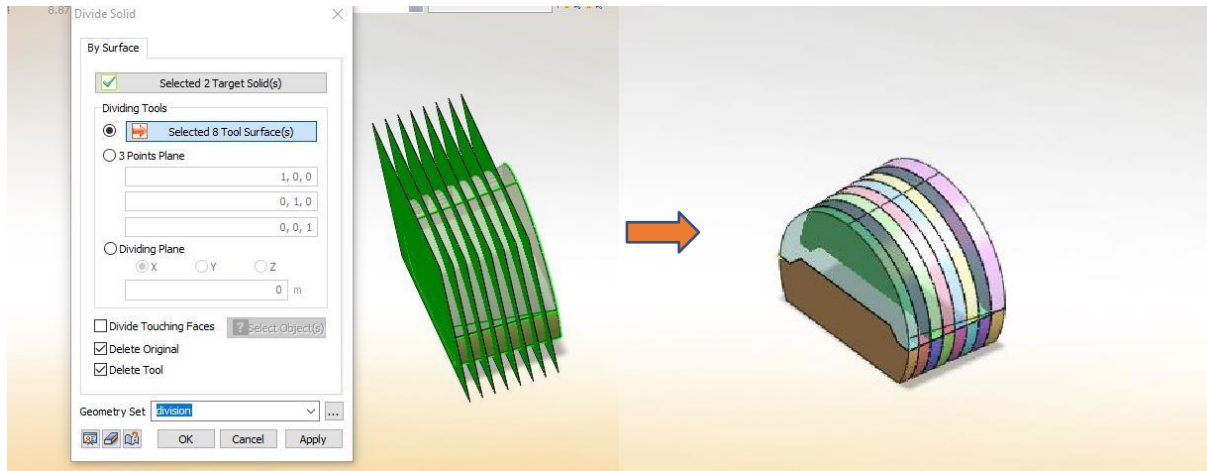


Figure VI.26 : Division de la chambre tronconique.

Il ne nous reste plus dans le soutènement que les cintres et le béton projeté, qui n'est pas créé à la phase de la géométrie du tunnel, le béton projeté et les cintres sont mis en place à la phase « Mesh » avec l'option « Extract Elements ».

La forme finale de la chambre tronconique avec le soutènement sans béton projeté et les cintres est illustrée dans la figure ci-dessous.

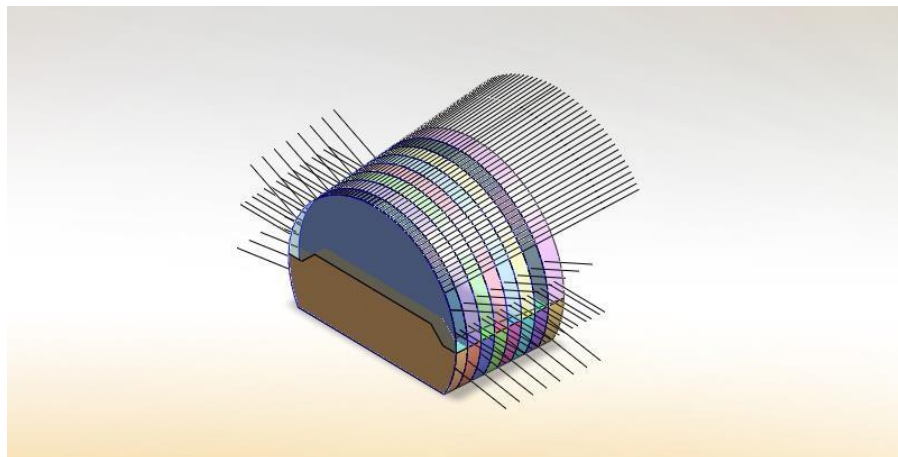


Figure VI.27 : La chambre tronconique avec leur soutènement.

VI.4.4 Auto connecte :

Le logiciel après la construction du tunnel considérera les chambres tronconiques comme une terre, donc lors du creusement, le modèle du terrain n'est pas creusé.

Pour faire creuser le terrain, il faut d'abord recopier la chambre tronconique (sans soutènement) selon l'axe du tunnel en utilisant la commande « Sweep – Translate », ensuite on utilise l'option « Auto Connect » pour couper le terrain en fonction du tunnel, en même temps il assure le contact entre les couches, l'entrée et le tunnel.

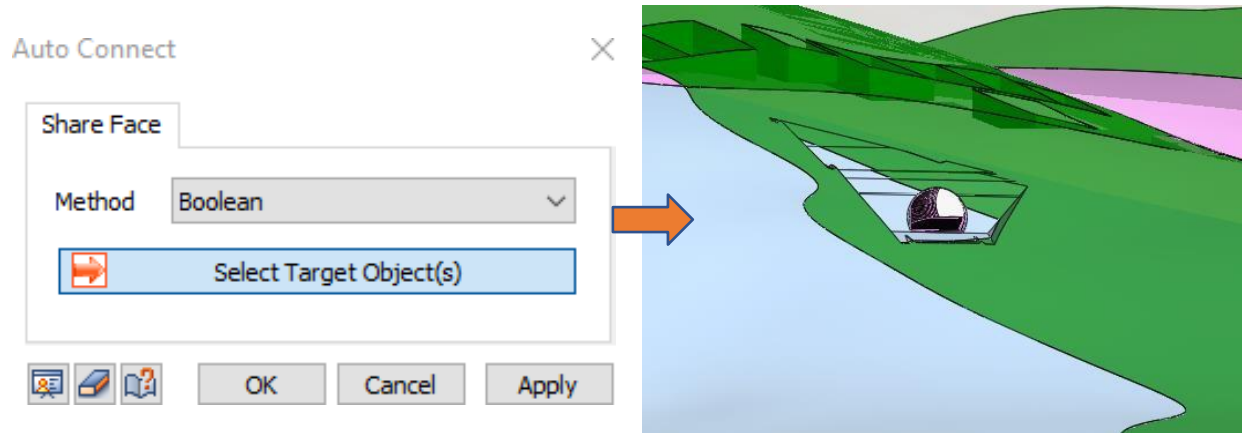


Figure VI.28 : Méthode de perçage de terrain.

VI.5 Mesh :

VI.5.1 Choix du type de maillage :

Le maillage 3D est constitué d'éléments de maillage tétraédriques solides. Les éléments tétraédriques ont quatre nœuds, quatre faces et six arêtes, les tétraèdres à 4 nœuds en 3D sont les types d'éléments les plus simples, ils permettent une simulation 3D précise.

La précision des résultats varie selon la densité de maillage des solides. Ainsi, les éléments dans les zones ciblées d'étude doivent avoir un maillage dense. Par contre, les éléments un peu loin des zones vont être maillés par un maillage d'une faible intensité.

De même, la taille des éléments tétraédrique de maillage varie selon la densité de ce dernier. Elle augmente dans les zones avec un maillage dense et diminue avec augmentation de nombre des éléments dans les zones de maillage intense.

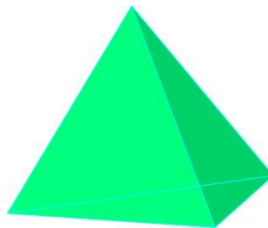


Figure VI.29 : Élément tétraédrique.

VI.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 du 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 (Béton projeté, acier des cintres et des encrages), 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 des couches géologiques 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.

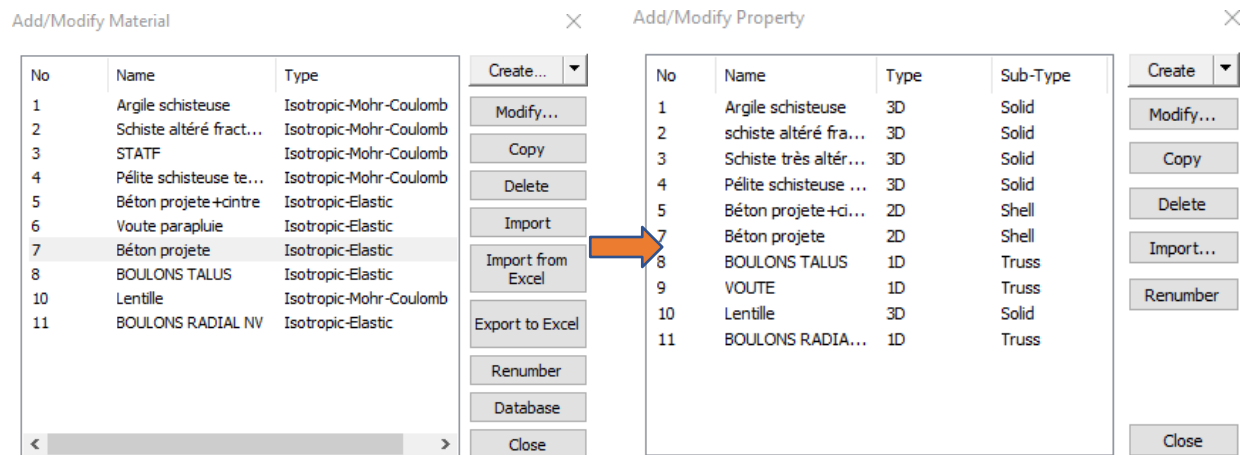


Figure VI.30 : Insertion des caractéristiques des matériaux.

Quant aux boulons radiaux, la voute parapluie et les boulons inclinés, ce sont des éléments unidirectionnels, la création de leur propriété se fait par les options « Property – 1D - Embedded Truss ».

Il nous reste les couches du terrain dont les propriétés sont définies en 3D, et en 2D pour le béton projeté et les cintres (modèle équivalent), on utilise la commande « Shell » (« property – 2D »).

Les sections saisies sont illustrées dans les figures ci-dessous.

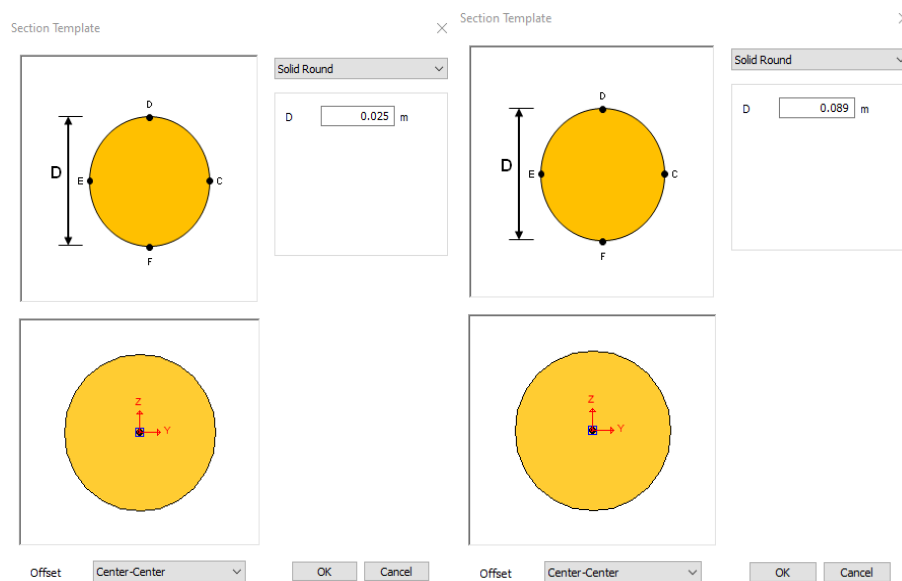


Figure V.31 : Les sections des boulons radiaux et des enfilages de la voute parapluie.

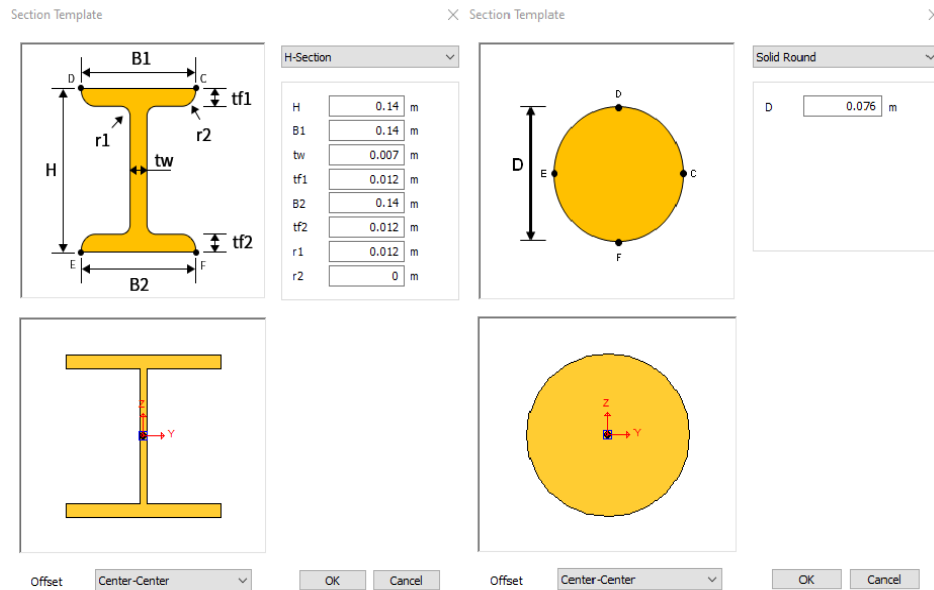


Figure VI.32 : Les sections des cintres et des boulons inclinés.

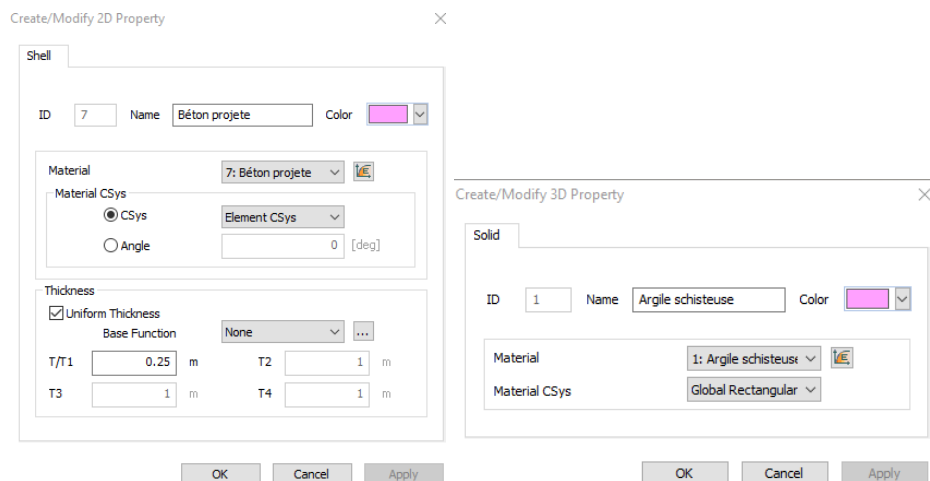


Figure VI.33 : Propriétés du béton projeté et des couches.

VI.5.3 Les couches :

Le processus de maillage des couches (et des lentilles) consiste à utiliser la commande « Generate 3D Mesh Automatically » avec la sélection des propriétés de chaque couche.

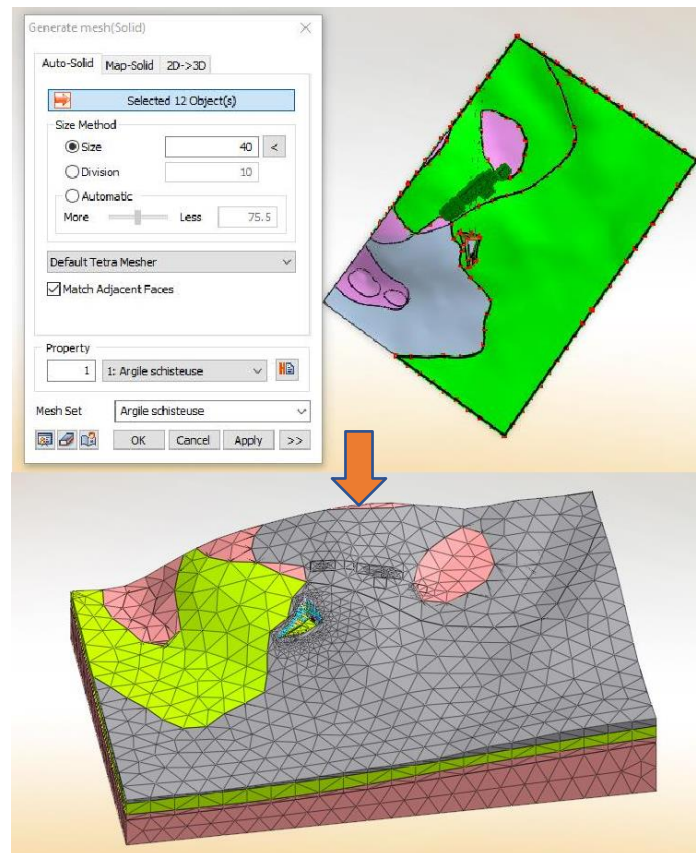


Figure VI.34 : Maillage des lentilles.

VI.5.4 Talus :

Le maillage des talus de l'entrée du tunnel est fait par la commande « Generate 2D Mesh Automatically ».

Nous choisissons donc les faces que nous avons créé comme objet et définissons la propriété du béton projeté, et le maillage se fera automatiquement.

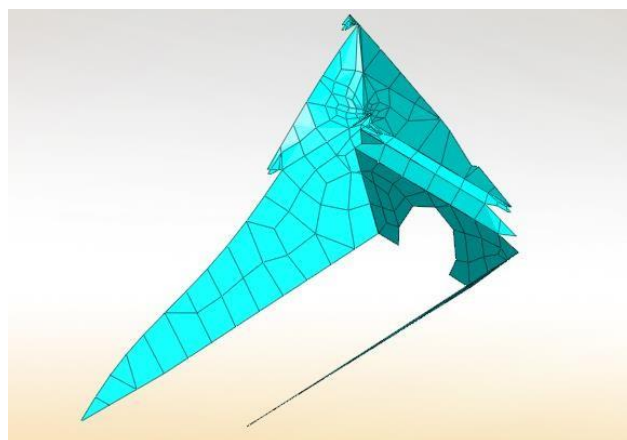


Figure VI.35 : Maillage des talus de l'entrée du tunnel.

Les boulons inclinés sont maillés à l'aide de la commande « Generate 1D Mesh Automatically ».

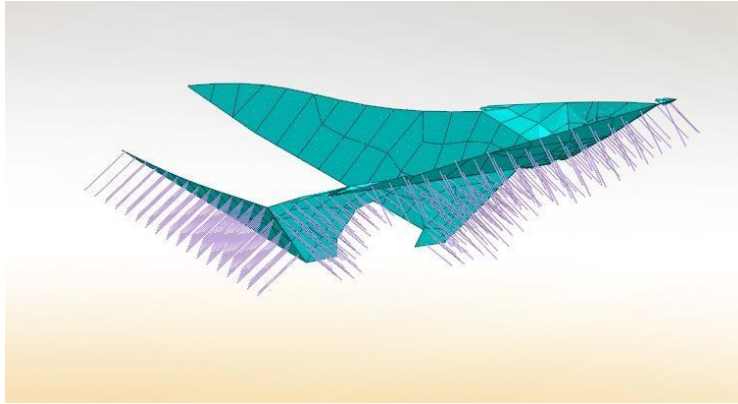


Figure VI.36 : Maillage des boulons inclinés.

VI.5.5 Tunnel :

Premièrement, il faut connaître l'emplacement de la chambre tronconique par rapport au modèle du terrain afin de mailler la chambre avec les caractéristiques de la couche qui la traverse, ou mailler chaque partie de la chambre tronconique (pas de creusement) avec les caractéristiques de la couche qu'elle traverse (s'il y a plusieurs couches).

Ce processus se fait par la commande « Generate 3D Mesh Automatically ».

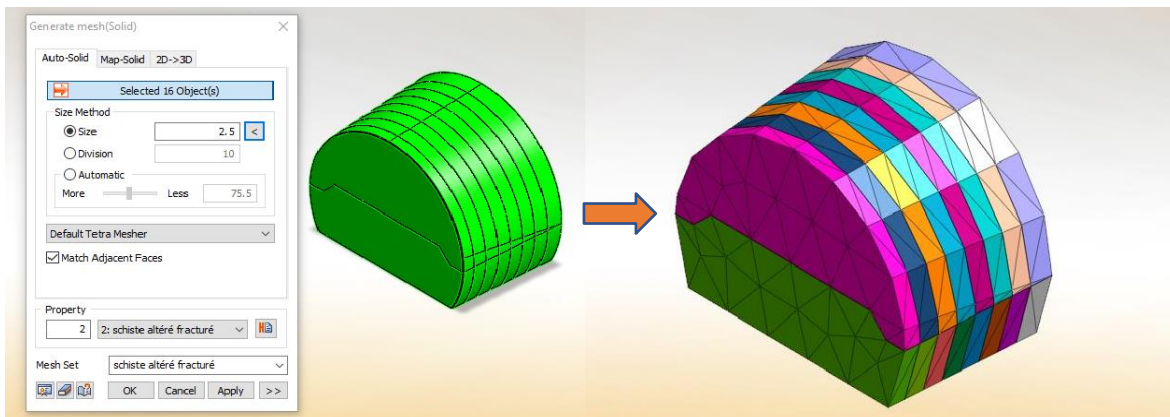


Figure VI.37 : Maillage de terre excavée.

Deuxièmement, nous procédons au maillage des boulons radiaux avec l'option « Generate 1D Mesh Automatically » et avec la sélection de la propriété des boulons et la taille du maillage.

Maintenant, on copie les boulons le long de la chambre tronconique à l'aide de la commande « Transform-Sweep Mesh », sachant que la distance entre deux boulons est de 1 m et la distance entre deux doubles boulons est de 0.5 m.

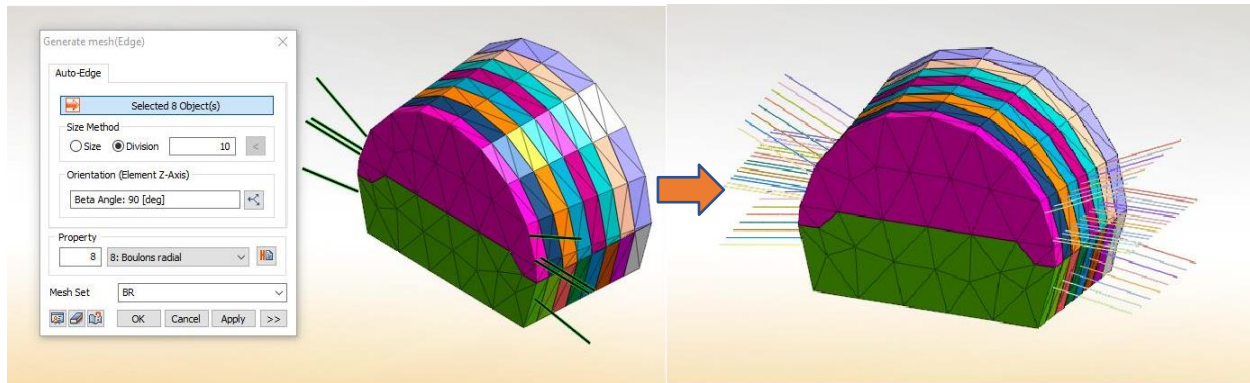


Figure VI.38 : Maillage et copie des boulons radiaux.

Troisièmement, nous maillerons la voute parapluie avec la commande « Generate 1D Mesh Automatically », et nous faisons de même en ce qui concerne le choix de la propriété et de la taille comme le montre la figure VI.39.

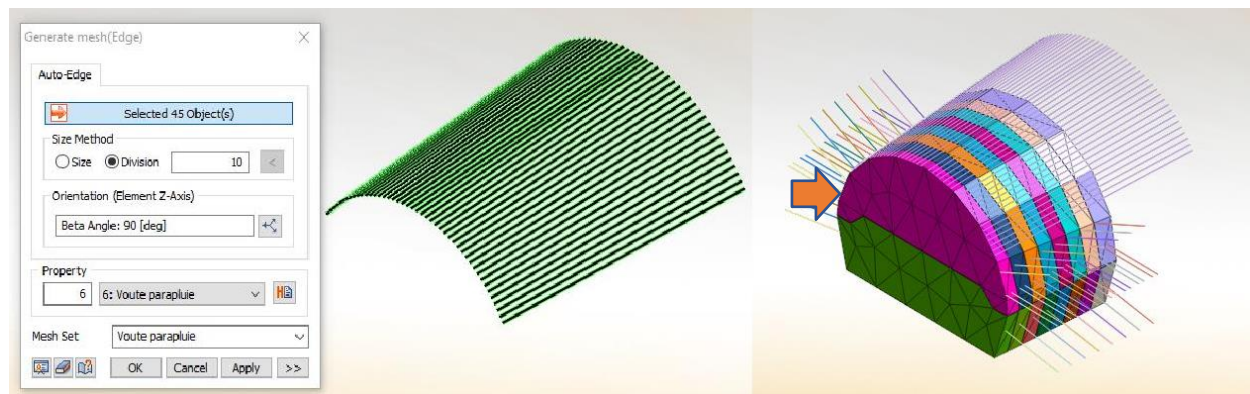


Figure VI.39 : Maillage de la voute parapluie.

Et enfin, nous utilisons l'option « Mesh – Extract Element » pour créer et mailler le modèle équivalent du béton projeté et du cintre. Le maillage est divisé en deux calotte et stross et chacune 2m de long suivant les étapes de creusement et de soutènement du tunnel.

Nous avons donc un total de 4 pièces supérieures et 4 pièces inférieures pour le béton projeté sur la longueur de la chambre conique (comme le montre la figure VI.40).

Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté) :

Le béton projeté et le profile HEB seront modélisés en une section équivalente qui aura un module d'élasticité équivalent E_{eq} et une épaisseur équivalente e_{eq} qui doivent être calculée. Le calcul sera effectué sur une section de $1m \times e_x$.

Les caractéristiques mécaniques du béton projeté :

La rigidité à la compression EA du béton projeté

Épaisseur du béton projeté proposé $e_{bp} = 25 \text{ cm}$

$E = 29700 \text{ MPa}$;

$A = 0.25 \times 1 = 0.25 \text{ m}^2$

$$EA = 7425 \text{ MN} = 7.425 \cdot 10^6 \text{ kN}$$

La rigidité à la flexion EI du béton projeté :

$$\text{Moment d'inertie : } I = L \cdot e_{bp}^3 / 12 = 1 \cdot 0.25^3 / 12 = 13.02 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$EI = 12000 \cdot 2.8125 \cdot 10^{-4} = 38.67 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 = 38670 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-140) :

La rigidité à la compression EA :

$$E = 210000 \text{ MPa ; } A = 43 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$EA = 903 \text{ MN} = 0.903 \cdot 10^6 \text{ KN}$$

La rigidité à la flexion EI :

$$I = 0.1509 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$EI = 210000 \cdot 0.1509 \cdot 10^{-4} = 3.1689 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 = 3168.9 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

La combinaison :

$$\text{La rigidité à la compression } EA_{eq} = \sum EA_i$$

$$EA_{eq} = EA_b + EA_c = 7.425 \cdot 10^6 + 0.903 \cdot 10^6 = 8.328 \cdot 10^6 \text{ KN}$$

$$\text{La rigidité à la flexion } EI_{eq} = \sum EI_i$$

$$EI_{eq} = EI_b + EI_c = 38670 + 3168.9 = 41838.9 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

La détermination du module de déformation équivalent E_{eq} et L'épaisseur équivalente e_{eq} :

$$\text{On a : } EA_{eq} = E_{eq} \cdot A_{eq} \text{ avec } A_{eq} = e_{eq} \cdot 1\text{m}$$

$$EI_{eq} = E_{eq} \cdot I_{eq} \quad \text{avec } I_{eq} = L \cdot e_{eq}^3 / 12$$

$$\text{Alors : } EA_{eq} = E_{eq} \cdot A_{eq} = 8.328 \cdot 10^6 \text{ KN}$$

$$EI_{eq} = E_{eq} \cdot I_{eq} = 41838.9 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

Après le calcul, on trouve :

$$E_{eq} = 33.92 \cdot 10^6 \text{ KPa}$$

$$e_{eq} = 0.2455 \text{ m.}$$

Remarque :

Les treilles soudées ont été négligés dans l'homogénéisation, car leur rigidité est très petite par rapport à la rigidité du Béton.

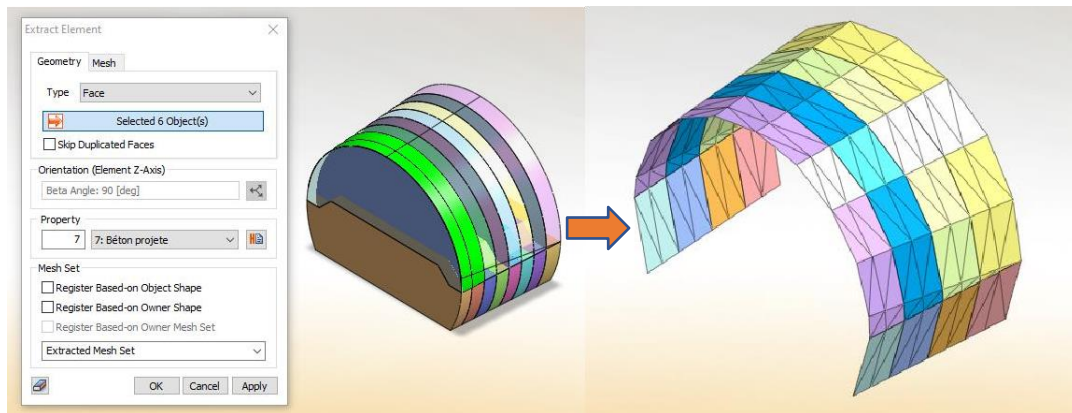
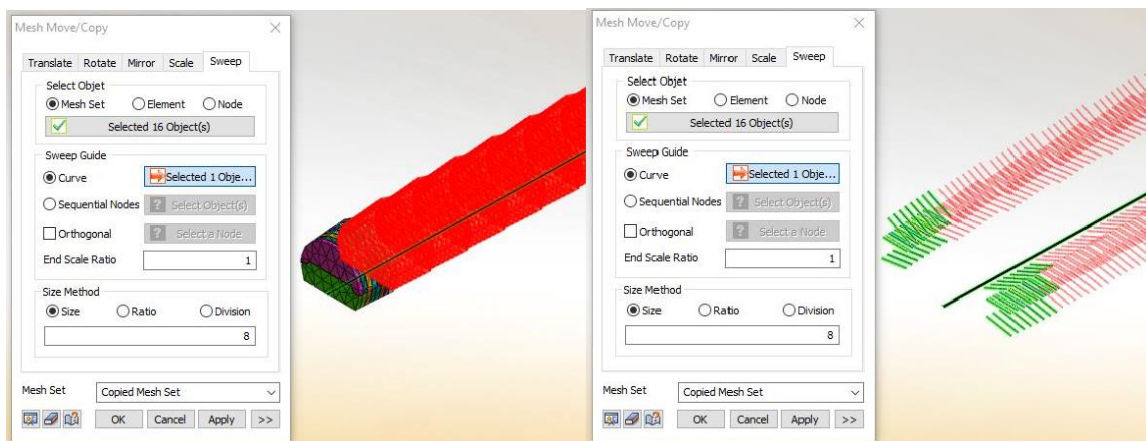


Figure VI.40 : Création et maillage du béton projeté.

Les maillages précédents étaient au niveau de la chambre tronconique, donc cette chambre est copiée plusieurs fois en suivant l'axe du tunnel pour nous donner un tunnel non creusé avec les soutènements.

Les copies s'effectuent avec la commande « Mesh – Transform – Sweep » pour chaque type de soutènement seul afin que chacun d'eux se voit attribuer un nom et ses propres étapes.

Le nombre de copies est de quarante-neuf (49) fois, ce qui signifie que la longueur du tunnel atteint 392 mètres (le nombre des copies a été déterminé lorsque le tunnel a atteint les limites de terrain),



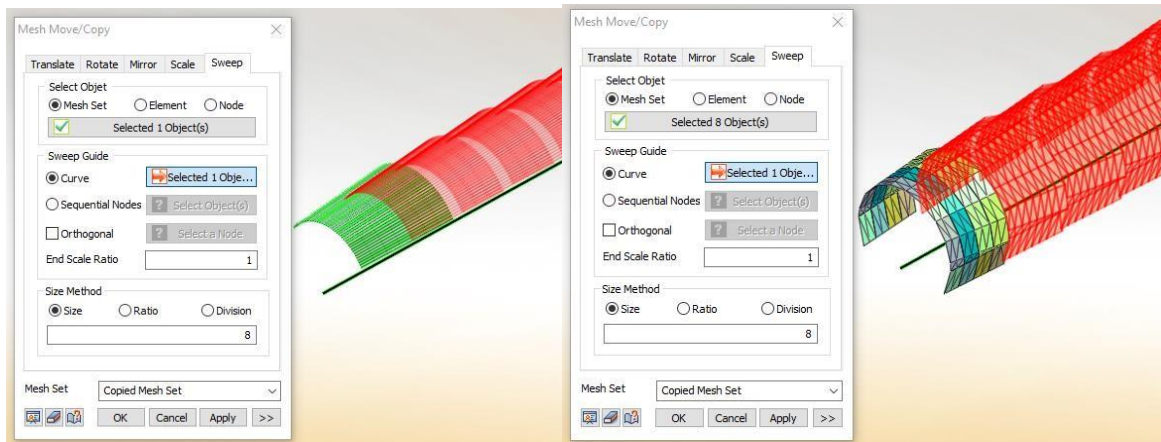


Figure VI.41 : Copié la chambre tronconique avec ses soutènements.

La forme finale du tunnel et de l'entrée du tunnel avec ces soutènements est représentée sur la figure ci-dessous.

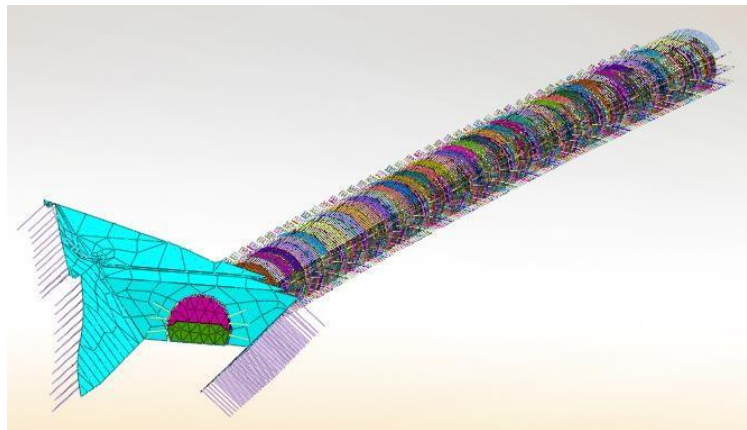


Figure VI.42 : Présentation de l'entrée et du tunnel.

VI.6 Analyse :

VI.6.1 Charge :

Le tunnel passe sous de nombreux bâtiments, mais ce qui sera représenté sur le modèle ce sont les bâtiments concernés par les 60 premiers mètres du tunnel (10 bâtiments).

Dans le cas d'un bâtiment existant, il convient d'appliquer les charges permanentes effectives ainsi que les charges d'exploitation conformes aux normes.

Les éventuels futurs bâtiments doivent être considérés en s'appuyant sur des plans d'aménagement. Pour ces futurs bâtiments :

Le nombre d'étages conformément à la catégorie de construction,

Le sous-sol compris.

Par étage : 10 kN/m^2 de charge de plancher et 20 kN/m^2 de charge de paroi (les charges d'exploitation sont comprises dans ces valeurs).

La représentation de la charge des bâtiments se fait par la commande « Static Analysis – Pressure » après l’avoir dessiné sous forme de surface et saisi sa charge en fonction du nombre d’étages.

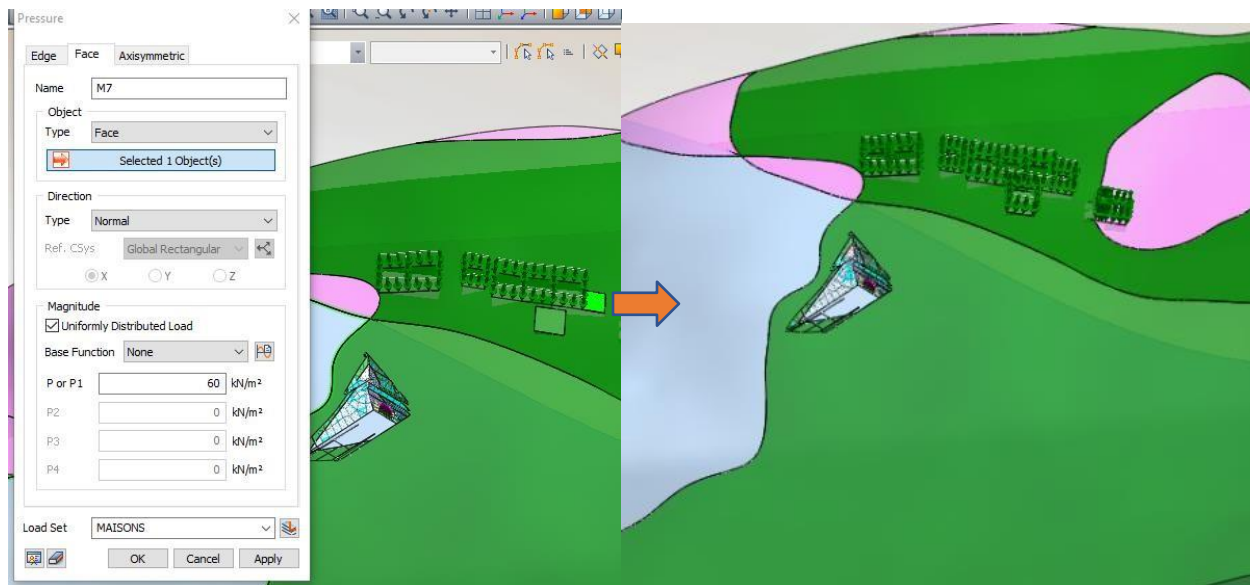


Figure VI.43 : Application du poids du bâtiment.

VI.6.2 Définie le contact :

Le logiciel considère les couches (et les lentilles) indépendantes si la commande « Auto Connect » ne fonctionne pas, et pour cela la commande « Define Contact » fait que ces couches agissent comme un seul corps. En plus, il élimine les vides dans tout le modèle.

Les chambres tronconiques qui sont également considérées comme de la terre entrent avec ces couches lors de l’utilisation de la commande « Define Contact » s’il y a des vides avec la terre.

Ce processus s’ajoute au processus de perçage du terrain « Cut Solid » (dans le cas où la commande « Auto Connect » ne fonctionne pas) est la meilleure représentation de l’interaction Sol-Structure, pour que toutes les couches et les soutènements fonctionnent (après le creusement) comme un seul corps.

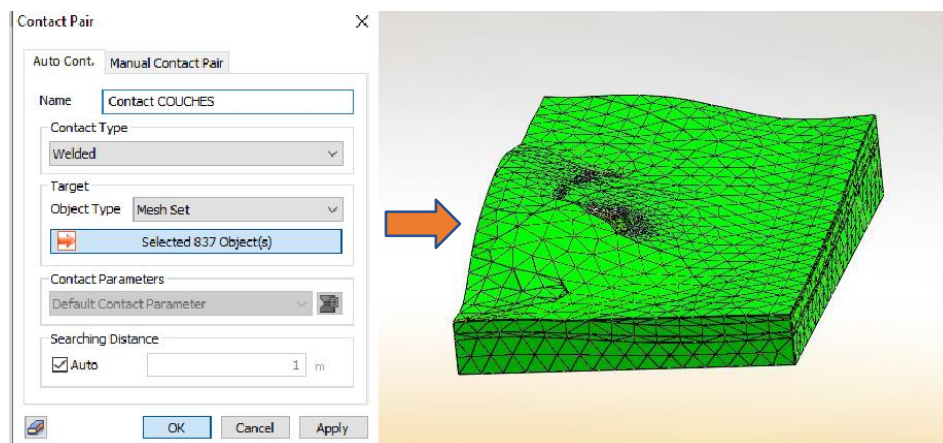


Figure VI.44 : Processus de joindre les vides par l’option « Contact Pair ».

VI.6.3 Conditions aux limites :

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

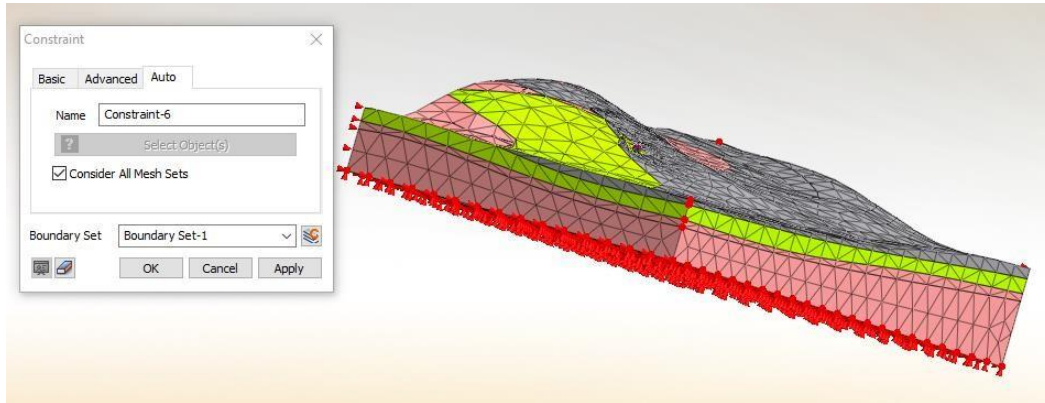


Figure VI.45 : Blocage des faces automatiquement.

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.

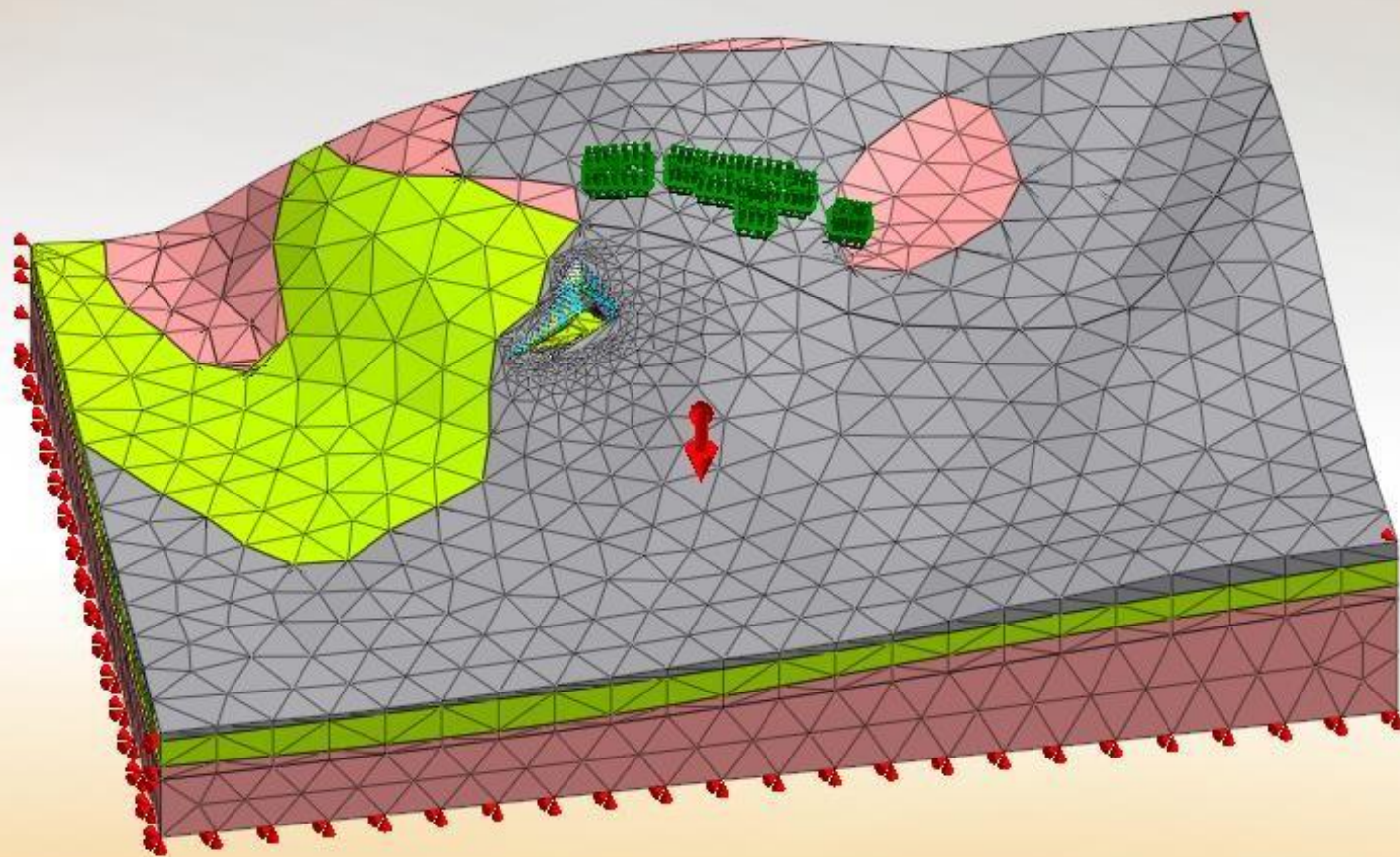


Figure VI.46 : Modèle final.

VI.6.4 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.

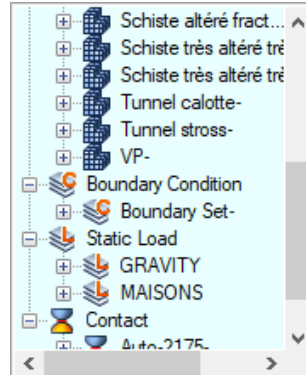


Figure VI.47: Fenêtre de « Element, Boundary, Load ».

« 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 VI.48 : 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 VI.49: Barre de « Element, Boundary, Load Activation Status ».

Dans notre cas, le creusement et le soutènement seront dans la calotte seulement sur les 60 premiers mètres, et les phases de construction en « Stage wizard » sont illustrées dans la Figure VI.50.

Stage Definition Wizard

Element, Boundary, Load

Construction Stage Set: Creusement et soutènement calotte

Set Assignment Rules

	Set Type	Set Name Prefix	A/R	Start Postfix	F	End Postfix	Postfix Inc.	Start Stage	Stage Inc.
	Mesh set	Tunnel calotte-	R	1	☒	63	1	5	1
	Mesh set	VP-	A	1	☒	7	1	4	8
	Mesh set	BP C-	A	1	☒	63	1	6	1
	Mesh set	BOULONS R NV-	A	1	☒	63	1	6	1
	Mesh set	BP Talus	A	1	☐		1	2	1
	Mesh set	BT	A	1	☐		1	3	1
*					☐				

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	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24	S
	Contact	Auto-2175-	A: 1to1087																									
	Mesh set	BOULONS R NV-							A: 1	A: 2	A: 3	A: 4	A: 5	A: 6	A: 7	A: 8	A: 9	A: 10	A: 11	A: 12	A: 13	A: 14	A: 15	A: 16	A: 17	A: 18	A: 19	A:
	Boundary Set	Boundary Set-																										
	Mesh set	BP C-							A: 1	A: 2	A: 3	A: 4	A: 5	A: 6	A: 7	A: 8	A: 9	A: 10	A: 11	A: 12	A: 13	A: 14	A: 15	A: 16	A: 17	A: 18	A: 19	A:
	Mesh set	BP S-																										
	Mesh set	BP Talus			A: -																							
	Mesh set	BT				A: -																						
	Contact	CONTACT-																										
	Mesh set	Default Mesh Set	A: -																									
	Load Set	GRAVITY	A: -																									
	Mesh set	Lentilles	A: -																									
	Mesh set	Lentilles-	A: 1,2																									
	Load Set	MAISONS	A: -																									
	Mesh set	Schiste altéré fracturé	A: -																									
	Mesh set	Schiste très altéré très fracturé	A: -																									
	Mesh set	Schiste très altéré très fracturé-	A: 1to6																									
	Mesh set	Tunnel calotte-	A: 1to408					R: 1	R: 2	R: 3	R: 4	R: 5	R: 6	R: 7	R: 8	R: 9	R: 10	R: 11	R: 12	R: 13	R: 14	R: 15	R: 16	R: 17	R: 18	R: 19	R: 20	R:
	Mesh set	Tunnel stross-	A: 1to408																									
	Mesh set	VP-					A: 1								A: 2								A: 3					

Figure VI.50 : Les stages de construction du notre modèle.

VI.7 Exécution des calculs :

VI.7.1 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.

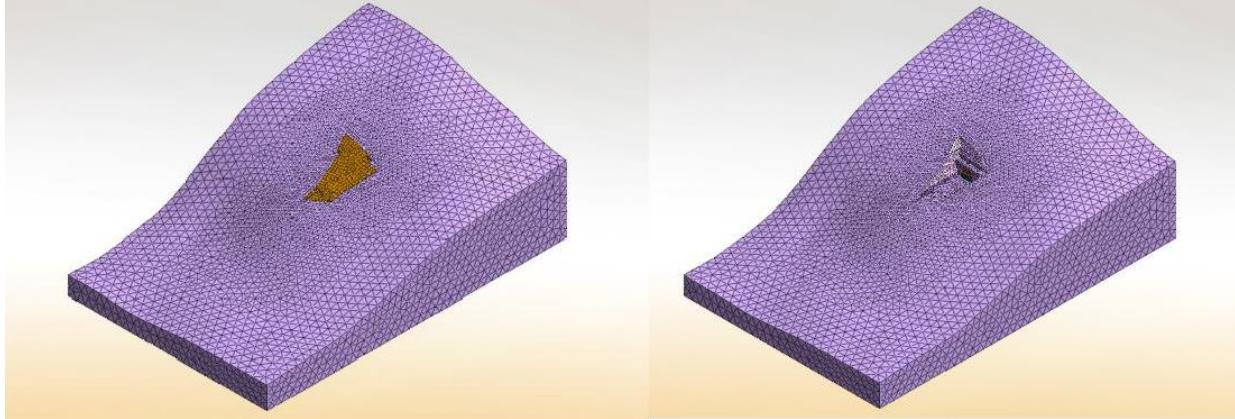


Figure VI.51 : Modèle simplifié.

VI.7.2 Les résultats des calculs :

La phase d'étude (sans soutènement) :

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 des soutènements 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.

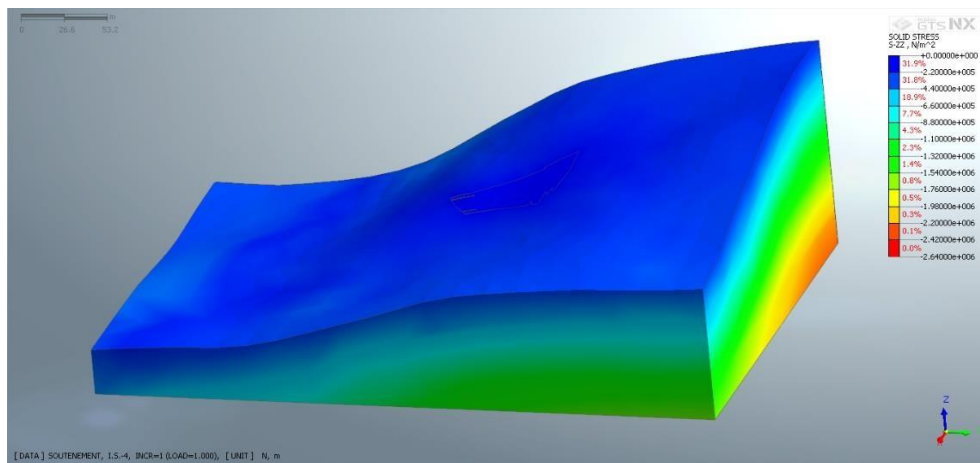
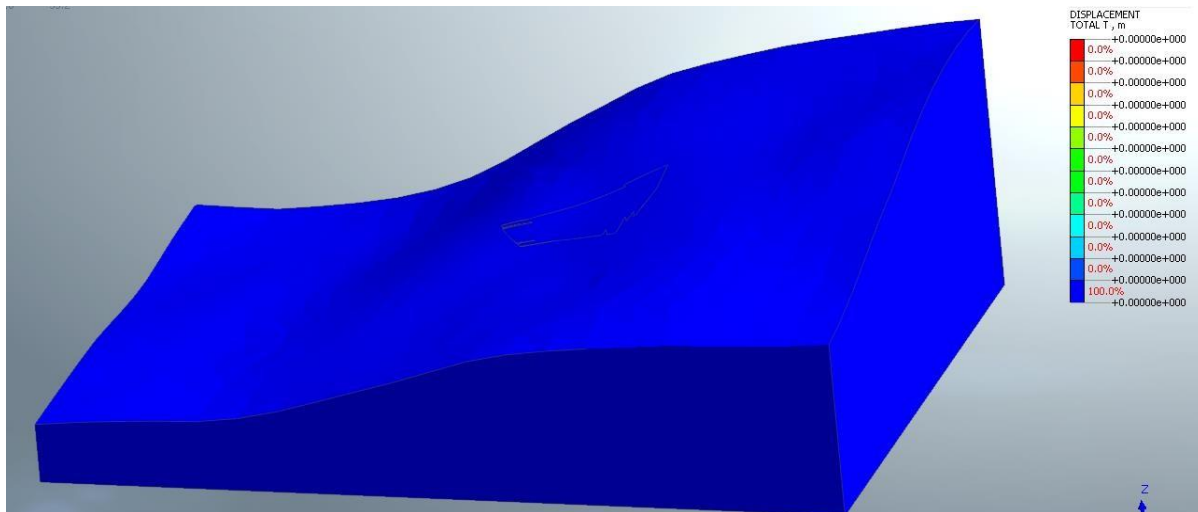
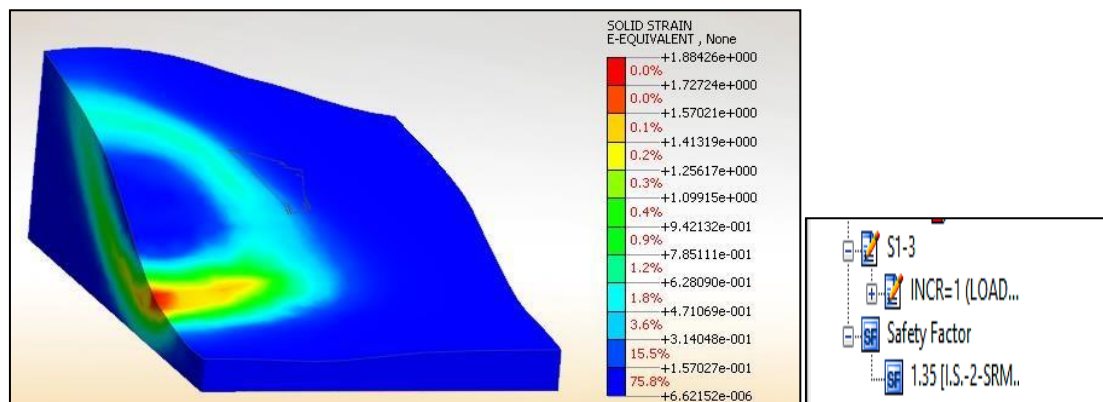


Figure VI.52 : Contraintes initiales dans le massif.

Dans l'état initial, le modèle est en équilibre géostatique, et tous les déplacements dans toutes les directions sont nuls (Figure V.53).

**Figure VI.53 : Le massif dans l'état du repos.**

Nous avons vérifié le facteur de sécurité avant l'exécution des travaux (creusement et soutènement), et on peut voir d'après la figure ci-dessous que le cercle de glissement montre un facteur de sécurité faible de 1.35 dans une proche de l'excavation. La figure suivante révèle la position du cercle de glissement avec ce facteur qui indique que la pente est stable (pas de rupture totale de la pente, mais on a des déplacements).

**Figure VI.54 : Cercle de glissement de la pente + facteur de sécurité.**

Premièrement et avant le creusement du tunnel on doit commencer par la réalisation des talus du portail, la figure ci-dessous présente les résultats des déplacements du portail après l'excavation des talus :

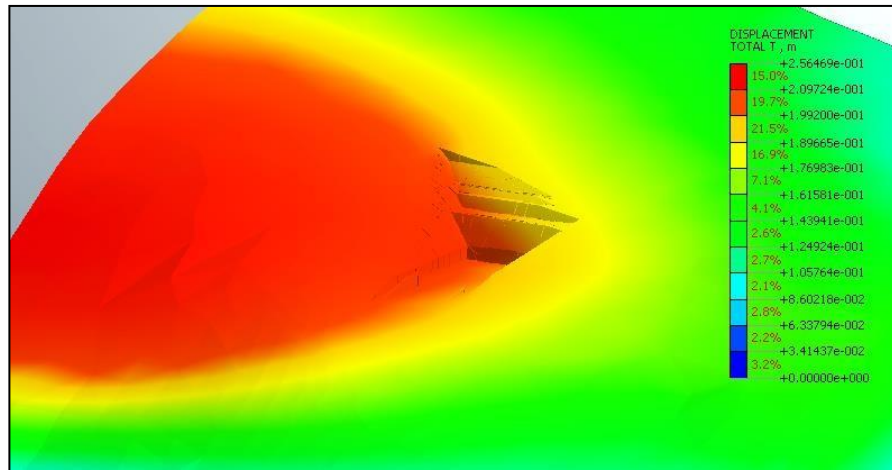


Figure VI.55 : Déplacement du portail après avant creusement du tunnel.

On remarque que la réalisation des talus a influencé la stabilité du massif et induit des déplacements importants dans la zone du talus du portail avec une valeur de ces derniers qui atteignent 25.70 cm.

La figure suivante présente l'état du déplacement vertical des talus du portail après le creusement du 20 m (juste la calotte), ou on remarque que les déformations sont de l'ordre de 18.43 cm dans la zone des bâtisses au-dessus du portail, et l'intensité de ces déplacements verticaux se réduit jusqu'à 3-0.25 cm dans la zone du portail, de plus en remarque un gonflement du terrain dans l'entrée du portail, mais avec de faibles valeurs d'un max de 2.5 cm.

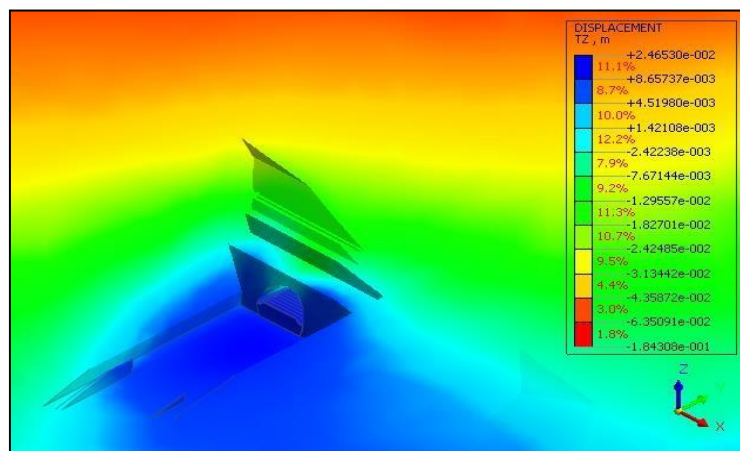


Figure VI.56 : L'état du portail après l'excavation de 20 m des calottes.

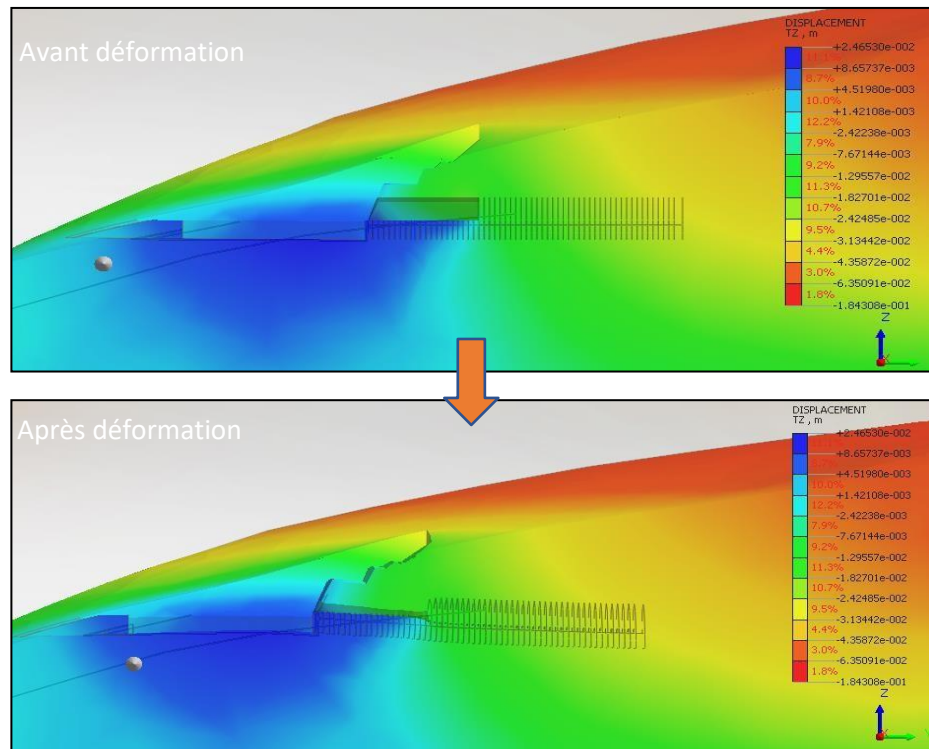


Figure VI.57 : Coupe longitudinale montre les déformations du portail.

En suit, on a continué le creusement jusqu'à 40 m, les résultats obtenus sont les suivants :

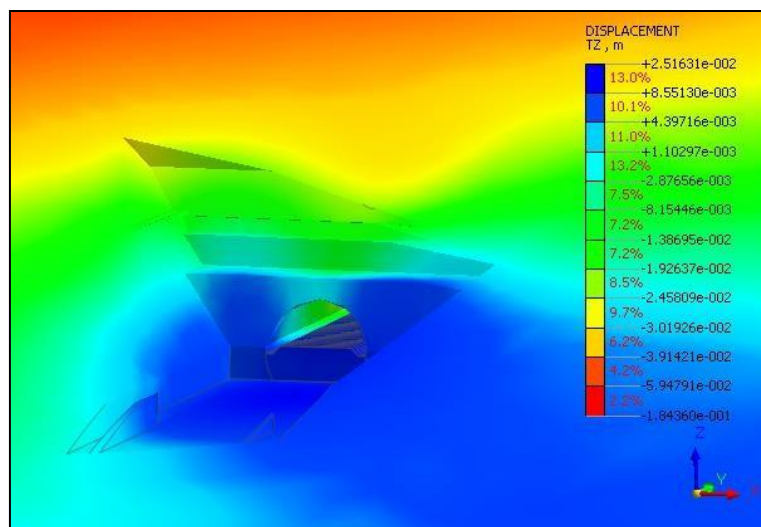


Figure VI.58 : L'état du portail après l'excavation de 40 m des calottes.

D'après ces résultats, on peut voir que les déplacements verticaux commencent à augmenter dans la zone du portail et la clé de voute du tunnel avec une valeur max de 4 cm, ces valeurs sont relativement faibles, mais toujours on a une augmentation des valeurs du mouvement du terrain.

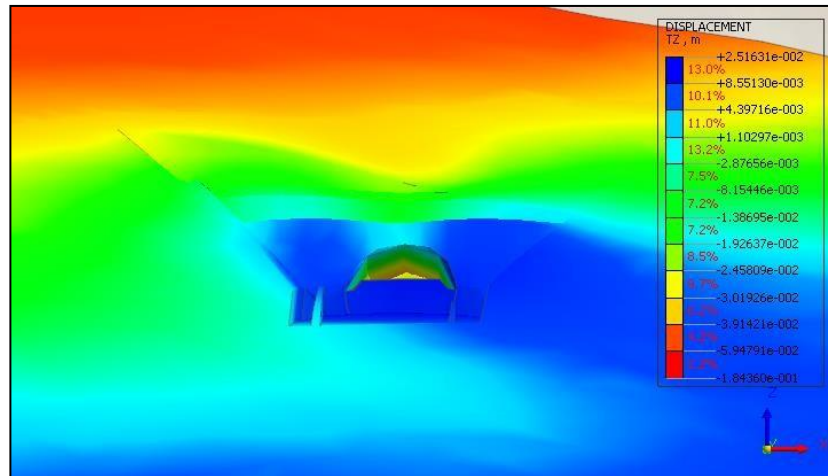


Figure VI.59 : Coupe transversale du portail du tunnel après déformation.

Dans la photo ci-dessus, on peut voir la déformation des talus ainsi que le tunnel.

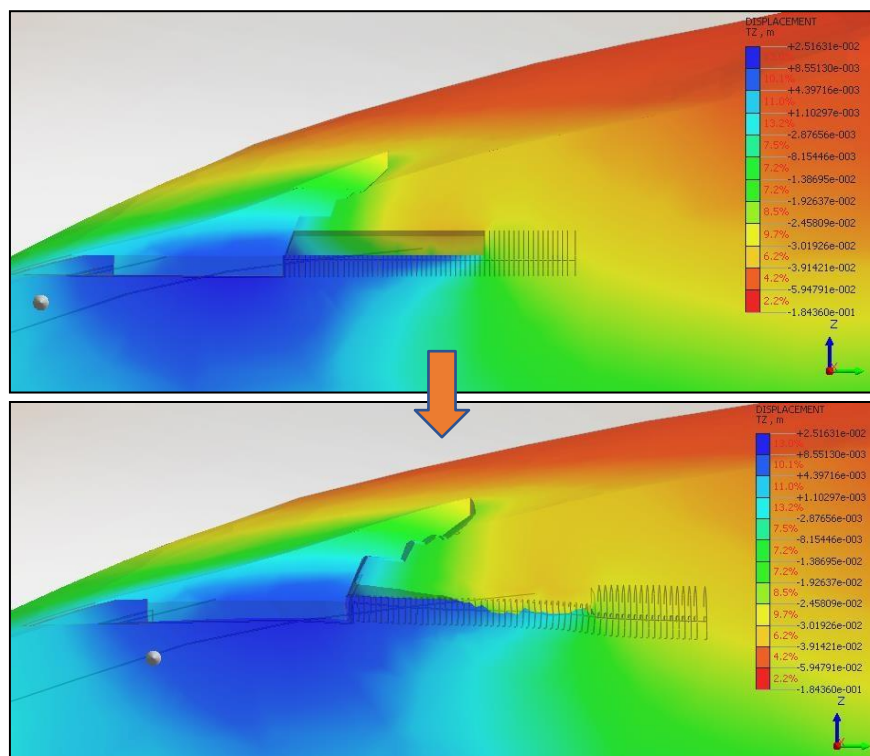


Figure VI.60 : Coupe longitudinale montre la déformation du portail.

La coupe dans la figure ci-dessus nous permet de voir la déformation dans le portail et surtout l'évolution des déplacements dans le tunnel, où on peut voir l'augmentation des tassements après on a continué le creusement.

On continue le creusement jusqu'à 60 m, et les résultats finaux sont illustrées dans les figures suivantes :

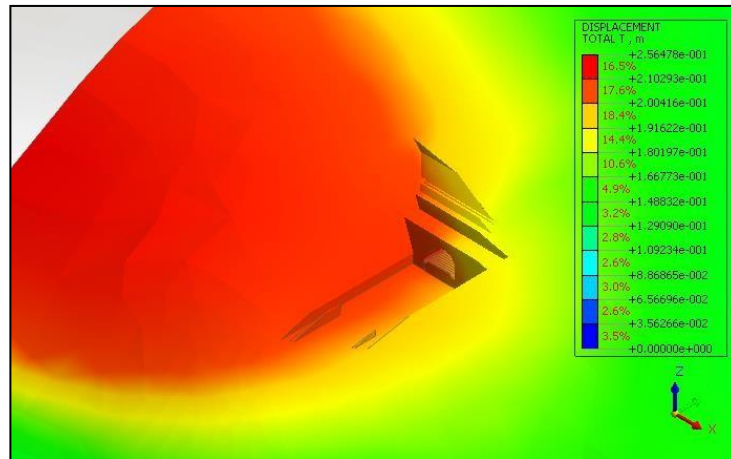


Figure VI.61 : Déplacement total du portail sans soutènement.

Après le creusement de 60 m du tunnel, les déplacements sont importants et sont principalement concentrés dans la zone du portail, avec des valeurs maximales de 25.50 cm.

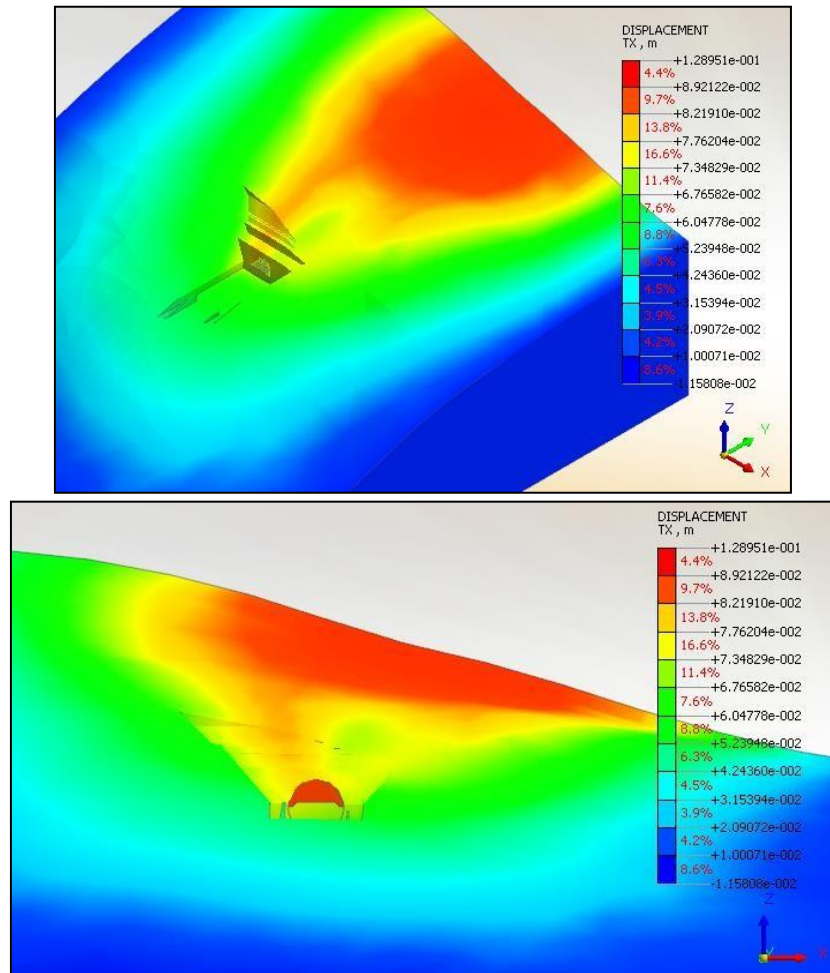


Figure VI.62 : Déplacements du massif et portail selon x.

La figure VI.789 indique que les déplacements latéraux du massif sont importants dans la partie supérieure du portail (zone des bâtisses), avec un maximum de 13 cm. De même, pour le portail, ces déplacements sont proches des talus du portail, et présentent une valeur maximale de 8 cm.

Donc, d'après ces résultats on peut constater que notre massif est instable, et présente des déplacements importants, mais, ils restent toujours dans la zone du soutènement. Ainsi, on peut construire une idée sur le sens de déplacement de notre versant, la figure suivante montre cette déformation :

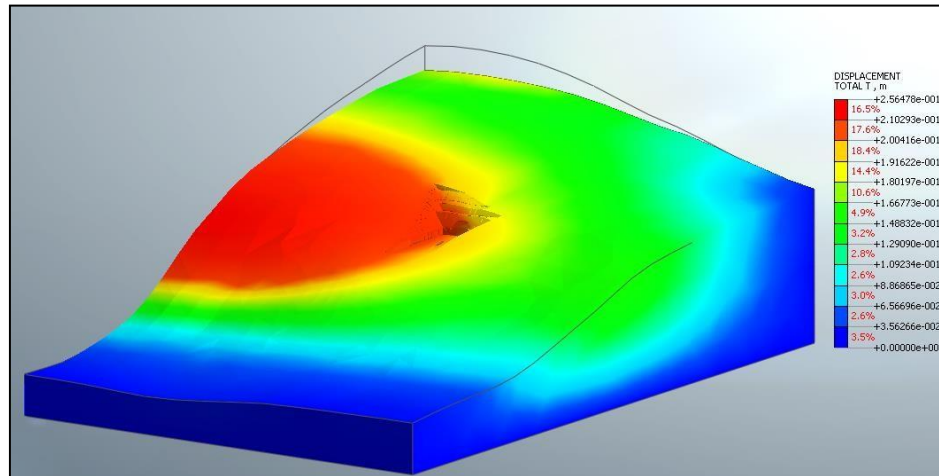


Figure VI.63 : Déformation du massif.

Phase d'exécution :

Talus de l'entrée :

L'étape suivante consiste à l'analyse de la stabilité du portail avant le creusement du tunnel et avec l'installation des soutènements (boulons d'ancrages et béton projeté) des talus, pour vérifier le soutènement adopté dans la réalité.

Les résultats des déplacements sont illustrés dans les figures qui suit :

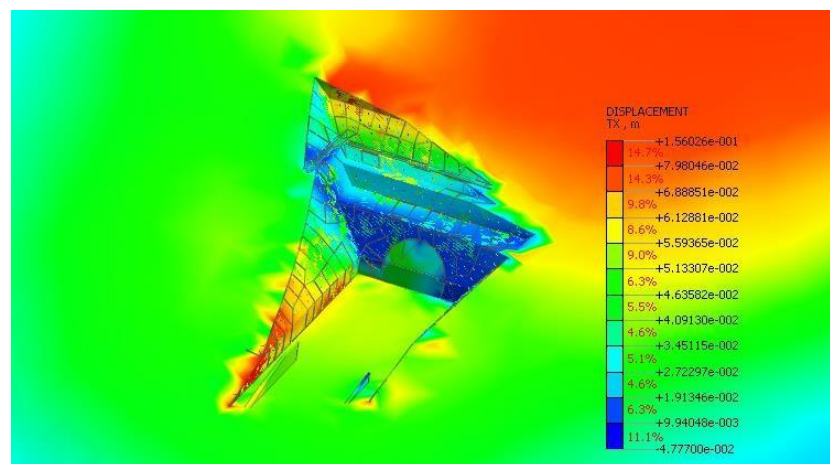


Figure VI.64 : Déplacements latéraux du portail (selon x).

La figure ci-dessus présente les déplacements latéraux des talus du portail, où on peut voir que la valeur maximale des déplacements a augmenté jusqu'à 15.60 cm dans la partie supérieure du talus frontal, mais les talus sont plus stables avec un déplacement maximum d'environ de 6 cm.

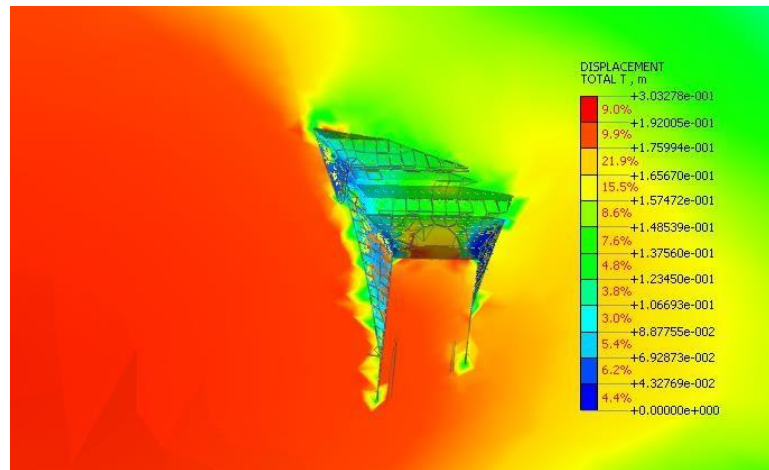


Figure VI.65 : Déplacements des talus du portail avec l'installation des soutènements.

Après l'installation des soutènements des talus, l'intensité des déplacements a subi une augmentation notable jusqu'à 30 cm dans la zone du portail, où l'état des talus latéraux (gauche, droite) est plus stable (voir figure VI.65) avec une valeur max de déplacement de 6 cm ; par contre les talus frontaux ayant plus des déformations avec une valeur maximale de 15,50 cm.

Alors, on peut constater que l'installation des soutènements des talus a réduit les déplacements du portail, mais ces soutènements n'arrivent pas à stabiliser le portail complètement, donc on est obligé de proposer des solutions de confortement plus efficace afin d'assurer la stabilité requise.

La ligne de rupture après creusement de l'entrée du tunnel et après l'installation de ses soutènements n'a pas changé par rapport à la ligne de rupture avant excavation, sauf que le facteur de sécurité qui est passé de 1.35 à 1.91, ce qui indique que les soutènements ont augmenté la stabilité du versant.

La figure ci-dessous montre les limites de la ligne de rupture avec son facteur de sécurité.

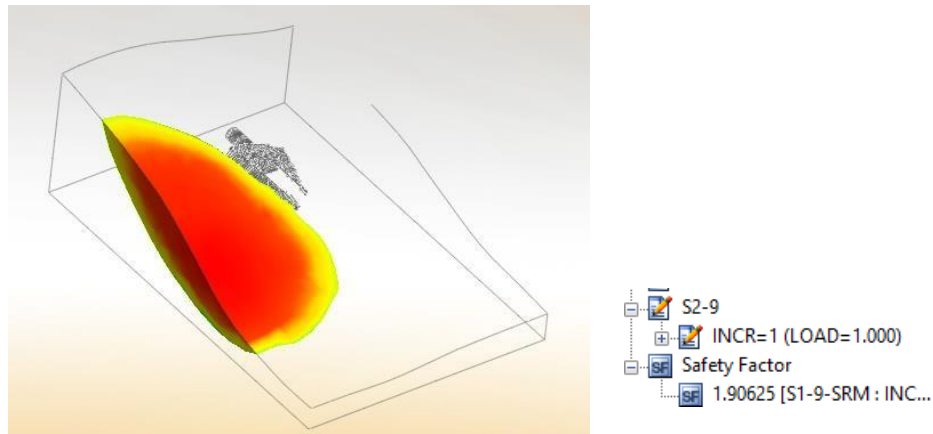


Figure VI.66 : Ligne de rupture et le facteur de sécurité après l'installation des soutènements.

Le béton projeté des talus est déformé dans le sens du mouvement du versant, avec de gros déplacements au niveau des talus du front, et c'est ce que vous voyez au chapitre 5 (les cibles des talus).

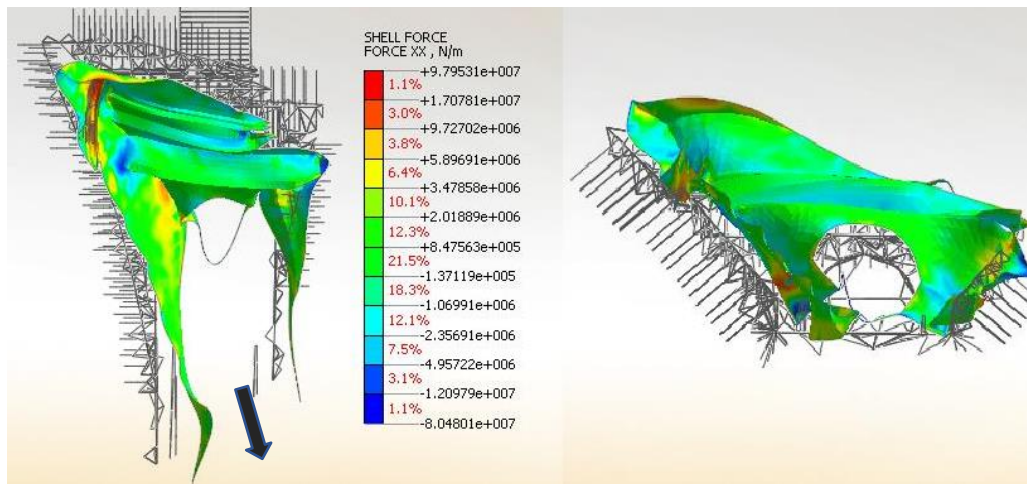


Figure VI.67 : Les forces et les déformations sur le béton projeté des talus.

Il en est de même pour les boulons, car leurs déformations étaient fonction du mouvement de la pente, et les efforts auxquels ils étaient exposés sont tous acceptables (77 à 205 MPa), sauf pour des endroits dans les talus frontaux, où la force atteint 1566 MPa.

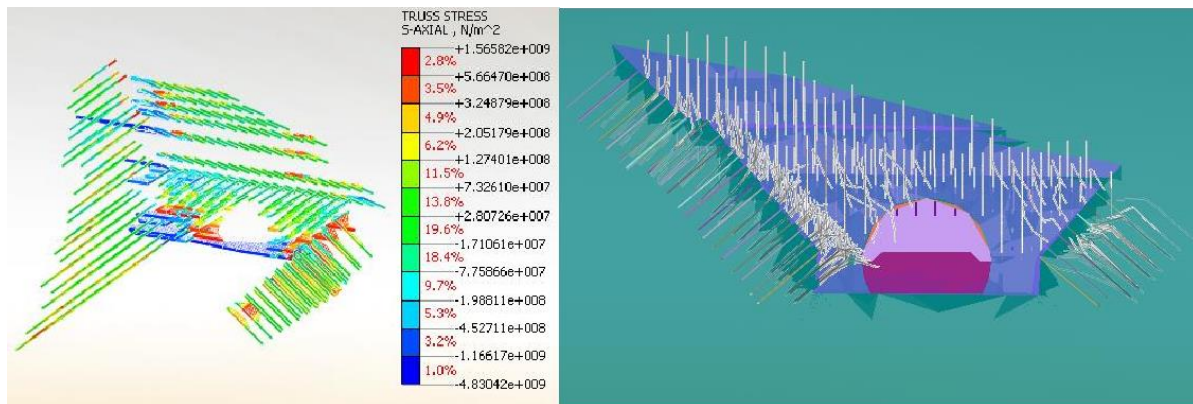


Figure VI.68 : Les forces et les déformations sur les boulons inclinés dans les talus.

Tunnel :

Après le creusement du tunnel et la mise en place des soutènements, les mouvements au niveau du tunnel ont diminué, mais la force de pression a augmenté, ce qui est normal, car l'arrêt du glissement du terrain augmente sa force de poussée.

Lors du creusement des 30 premiers mètres, on remarque une diminution de l'accumulation au-dessus du tunnel, mais pas d'une grande différence, alors que la direction et la méthode de glissement du versant restent les mêmes.

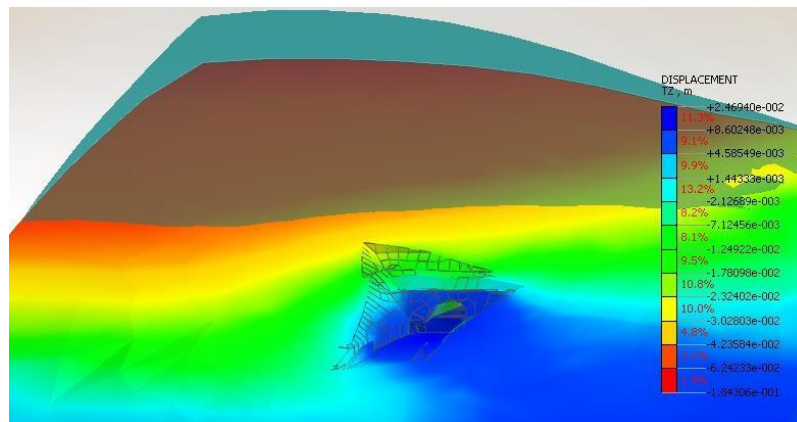


Figure VI.69 : déplacement du versant selon z (30 m creusé).

Quant au déplacement selon l'axe x, ils se concentrent dans les talus frontaux avec des valeurs comprises entre 6 et 8 cm et de 11.66 cm au-dessus du tunnel.

Si l'on collecte tous les mouvements autour des axes et de la répartition des efforts, on remarque qu'ils sont toujours dirigés vers le sens que l'on a confirmé comme sens glissant du versant, les talus frontaux étant les plus réceptives des efforts et des mouvements.

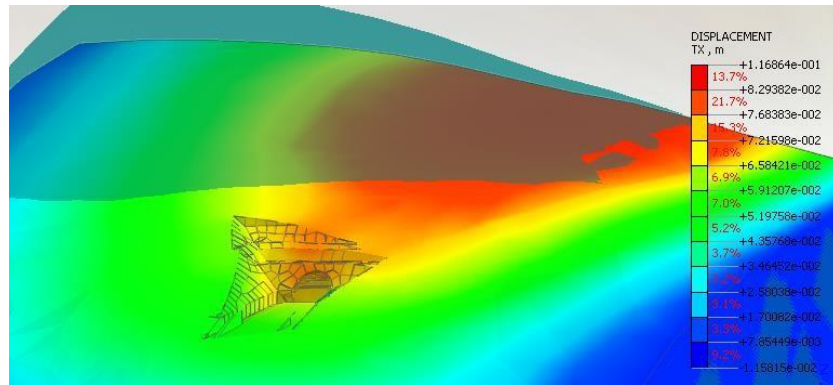


Figure VI.70 : déplacement du versant selon x (30 m creusé).

Le creusement de 60 mètres avec les soutènements nous donne la même façon de se déplacer avec des augmentations de valeurs, c'est-à-dire de se rapprocher de volume qui glisse de l'entrée du tunnel.

On note également que le tunnel a influencé un volume important du versant de sorte que les figures ci-dessous montrent que le volume affecté du terrain est très important et profond au niveau de tous les axes (x, y et z).

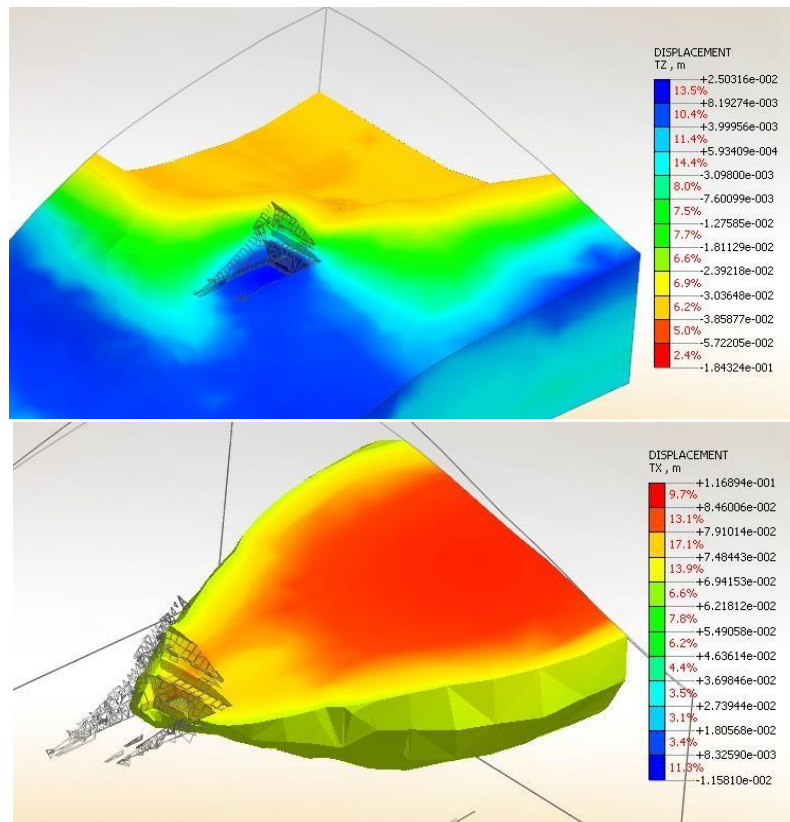


Figure VI.71 : les déplacements selon x et z (60 m creusé).

La combinaison des mouvements de x et des mouvements sur y nous donne un glissement avec le sens du versant, mais ces mouvements concentrés plus dans les talus frontaux.

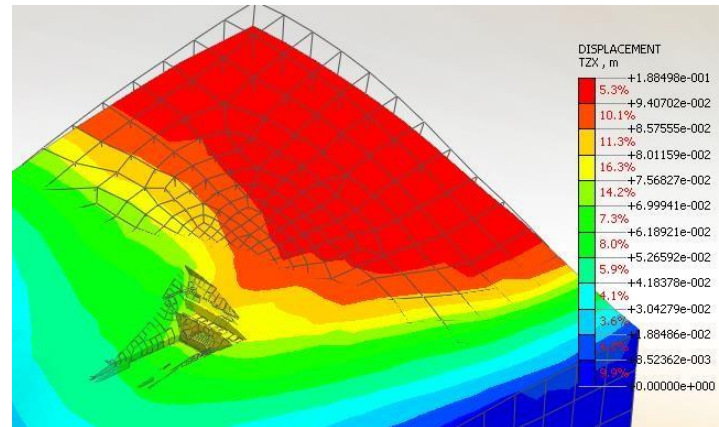


Figure VI.72 : les déplacements selon xz (60 m creusé).

Le mouvement du versant de l'extérieur devient clair, il nous reste donc à comprendre son mouvement de l'intérieur, c'est-à-dire à travers des coupes longitudinales.

D'après les résultats, on constate que plus l'excavation avance, et plus le versant se déplace vers l'entrée du tunnel, ce déplacement est divisé en deux phases :

La première est un gros tassement à partir de la 6e travée d'excavation ;

La seconde est un déplacement rapide du terrain avec des pressions élevées vers l'entrée du tunnel après l'accélération des tassements au niveau de la travée 6.

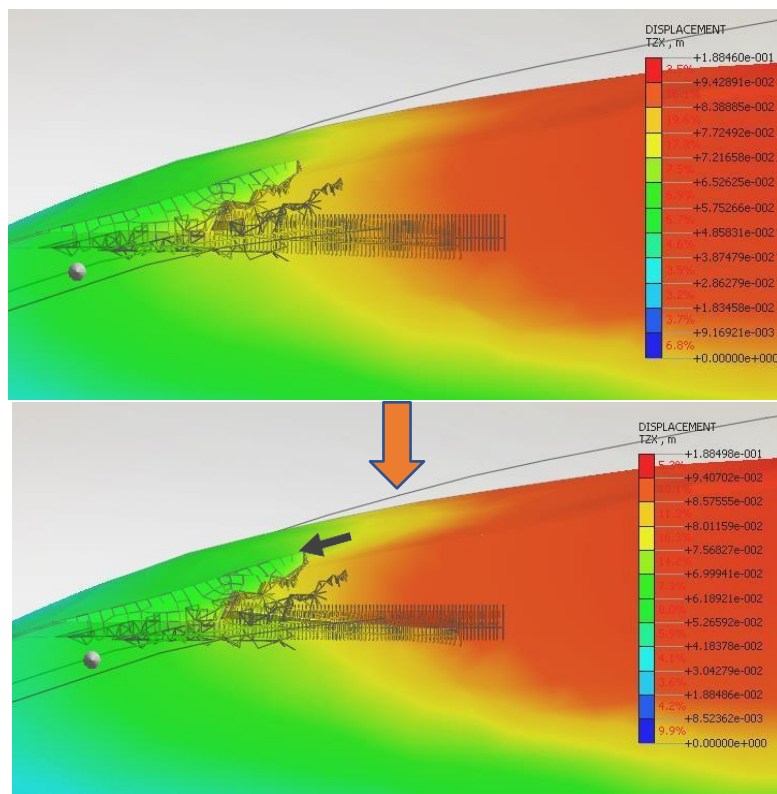


Figure VI.73 : Les déformations à 20 m d'excavation et à 60 m selon Tzx.

Quant aux soutènements, la méthode de répartition des forces sur eux aide grandement à confirmer ce que nous avons atteint et à définir les zones de danger dans le tunnel lui-même.

Premièrement, nous avons supprimé les soutènements des talus pour déterminer les zones de risque dans le tunnel.

La répartition des forces sur le béton projeté suffit à elle seule à confirmer tout ce que nous avons mentionné au chapitre des instrumentations et ce qui a également été mentionné dans ce chapitre, et les résultats que le logiciel a donné, pour que les grandes forces soient au niveau de l'entrée du tunnel puis commencent à décroître au fur et à mesure que l'on s'enfonce davantage dans le versant, en plus la concentration des forces à gauche plus qu'à droite cela confirme que le versant se déplace de gauche à droite et du nord au sud.

662 KPa est considéré comme une valeur élevée, et pour cette raison, même si le tunnel est stabilisé, cette zone doit être renforcée en raison de sa sensibilité dans tous les projets, ainsi qu'en suivant ces résultats.

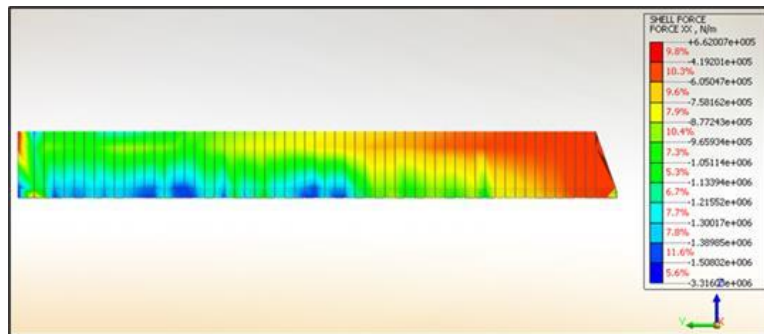


Figure VI.74 : la répartition des efforts sur le béton projeté (sans soutènement des talus).

Après avoir placé les soutènements de talus, la répartition des forces sur le béton projeté est modifiée, si bien que sa concentration diminuait à l'entrée du tunnel et se répartissait longitudinalement.

La concentration des forces est plus élevée dans le côté gauche, ceci est dû à la collision des efforts du versant avec les soutènements du talus, et pour ça les forces se répartissent longitudinalement par rapport au tunnel.

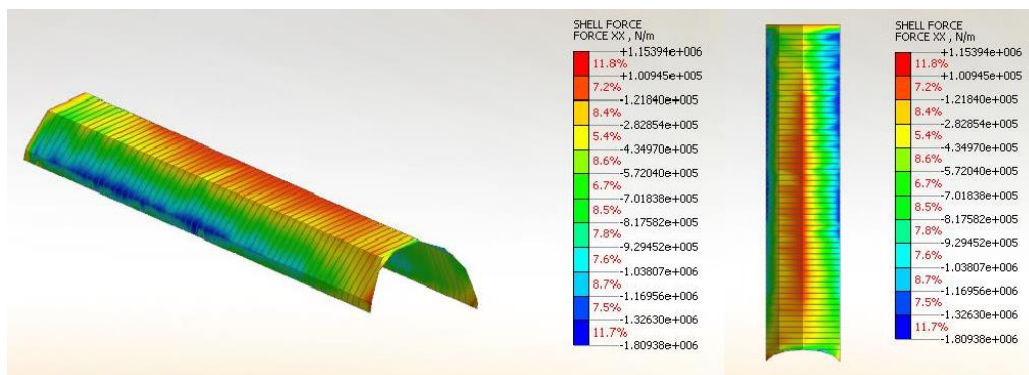


Figure VI.75 : la répartition des efforts sur le béton projeté.

Nous avons mentionné plus tôt dans le chapitre V (Monitoring) que le tassement du côté gauche (C4) de la section du tunnel et le soulèvement du côté droit (C2) dans les travées 2, 3, 4 et 5 sont inexpliqués, mais grâce à la représentation tridimensionnelle, des déformations dans le versant et dans le tunnel, nous avons pu comprendre ce phénomène.

Nous avons montré en creusant le tunnel que les grands tassements viennent après une certaine distance dans environ la 6e travée, puis ce tassement se transforme en poussée motrice vers l'entrée du tunnel, c'est qui fait soulever vers le haut la section du tunnel à l'entrée.

Et la raison pour laquelle il soulève en C2 et tasse en C4 est le sens du versant pour que la poussée à l'entrée se dirige vers le sens du versant au sud-ouest.

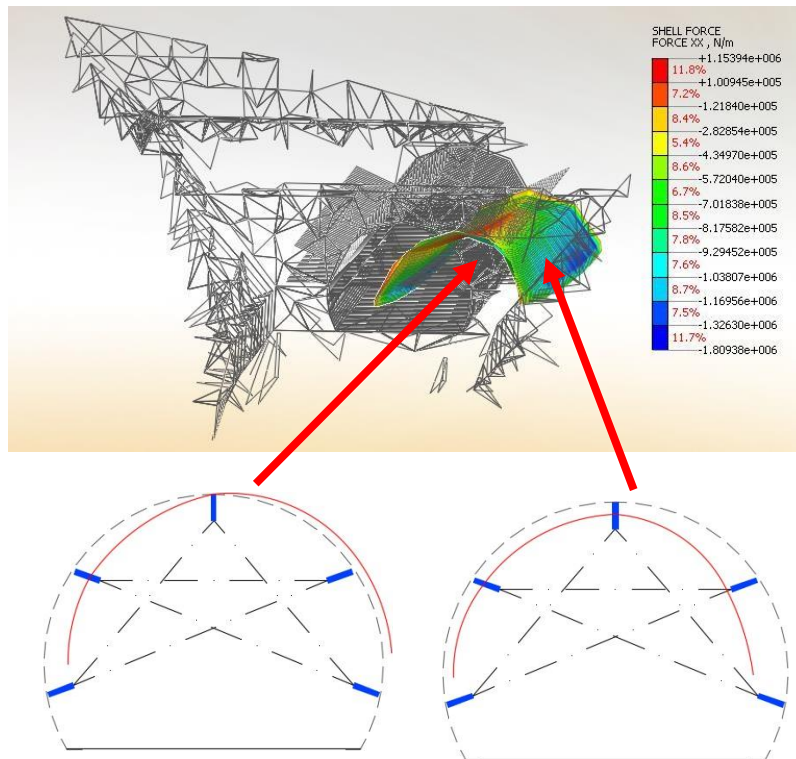


Figure VI.76 : L'état de déformation du béton projeté et la comparaison avec les déformations des cibles.

En ce qui concerne les boulons, la répartition des efforts axiaux sur eux est presque à l'opposé de ce qui s'est passé dans le béton projeté, et cela parce qu'à l'entrée du tunnel, les mouvements verticaux diminuent et les mouvements transversaux augmentent, et plus nous entrons dans le versant, plus les forces verticales sont élevées, et cela est dû à la façon dont la pente se déplace, c'est pourquoi les boulons à l'intérieur supportent plus de forces que les boulons près de l'entrée.

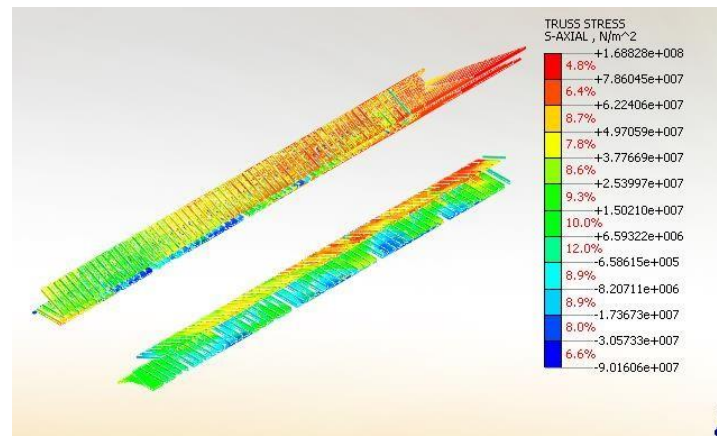


Figure VI.77 : répartition des efforts axiaux sur les boulons.

Si l'on prend la valeur maximale relevée entre 78 et 168 MPa, alors les boulons de 500 MPa résistent facilement à ces efforts. Quant au sens de leur déformation, il est clair que les boulons supérieurs reçoivent plus d'efforts, car ils sont en haut et aussi qu'en dessous il y a un double boulon, mais les boulons inférieurs sont plus déformés, car ils sont horizontaux contrairement aux boulons supérieurs qui sont inclinés vers le haut.

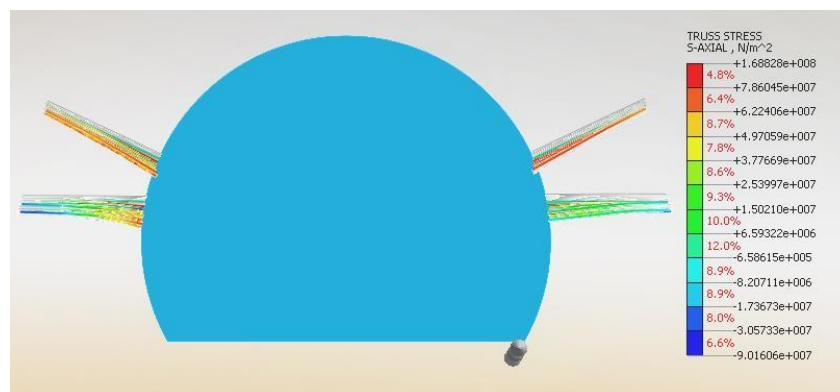


Figure VI.78 : répartition des efforts axiaux sur les boulons avec déformation.

VI.8 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons modélisé un modèle identique au projet (le versant et le tunnel) en plusieurs étapes qui ont été détaillées tout au long du chapitre de la géométrie 3D au maillage en finie par l'analyse de ce modèle.

Ensuite, nous avons simplifié le modèle afin de pouvoir la calculer avec nos capacités, et il nous a donné des résultats corrects, que nous avons analysés selon le modèle, ainsi que selon les chapitres précédents, de sorte que les résultats se soutiennent les uns les autres dans tous les chapitres.

En général, tout ce qui a été atteint dans le chapitre 5 a été confirmé dans ce chapitre, en plus de la clarté de nombreux points qui étaient ambigus dans les chapitres précédents (exemple : le soulèvement dans la cible C2 dans les travées 3, 4 et 5).

Chapitre VII :

Dimensionnement du revêtement définitif

VII.1 Introduction :

Après avoir fait une modélisation tridimensionnelle du tunnel avec les résultats de notre étude géotechnique, nous passons au calcul du revêtement définitif après extraction des valeurs max des moments, efforts normaux et les efforts tranchants, et ceci pour voir la quantité de béton armé nécessaire pour arrêter les mouvements.

Si le volume de béton armé est acceptable, les mouvements peuvent être arrêtés directement (avec le revêtement), mais si le volume de béton armé est important, ici des renforcements sont nécessaires dans le soutènement provisoire avant de placer le revêtement définitif.

Dans ce chapitre, nous allons dimensionner et vérifier le volume de béton nécessaire, avec une étude sismique effectuée à la fin.

VII.2 Excavation du stross du tunnel :

Afin de mettre le revêtement définitif, il faut d'abord creuser le Stross, et bien sûr les déformations augmenteront, mais ce qui est perceptible, c'est une diminution de la valeur des mouvements max, et cela est dû à la répartition de la pression du versant à l'entrée et le long de la ligne du tunnel creusé au lieu de sa concentration à l'entrée du tunnel uniquement.

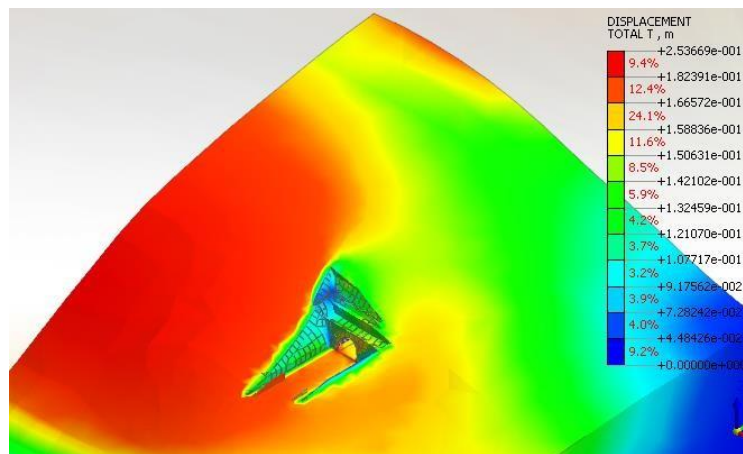


Figure VII.1 : Les déplacements totaux après l'excavation du Stross

VII.3 Dimensionnement du revêtement définitif :

Le renforcement est à deux endroits, le premier à l'intérieur du tunnel et le second au niveau des talus, et cela dépend des valeurs max du M, N et T.

VII.3.1 Le cas statique :

Le ferrailage est calculé à la flexion composée à l'état limite ultime (ELU) [26].

VII.3.1.1 Données de calcul :

- Condition de fissuration : très préjudiciable ;

- Acier :

→ Limite de résistance élastique des aciers : $f_e = 500 \text{ MPa}$;

→ Type d'acier : haute adhérence (HA) ;

- Béton :

→ Résistance caractéristique à la compression du béton : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$;

→ Résistance caractéristique à la traction du béton : $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$.

Tableau VII.1 : Les valeurs de M, N, T extrait à partir MIDAS GTS NX.

	M+ (KN.m)	N (KN)	M- (KN.m)	N (KN)	T (KN)
Voute	54.80	1725.1	-44.66	1963.9	394
Pied droit	54.14	1780.88	-87.86	722	494.96
Talus	1178.6	19380	-576.39	17872.7	3400

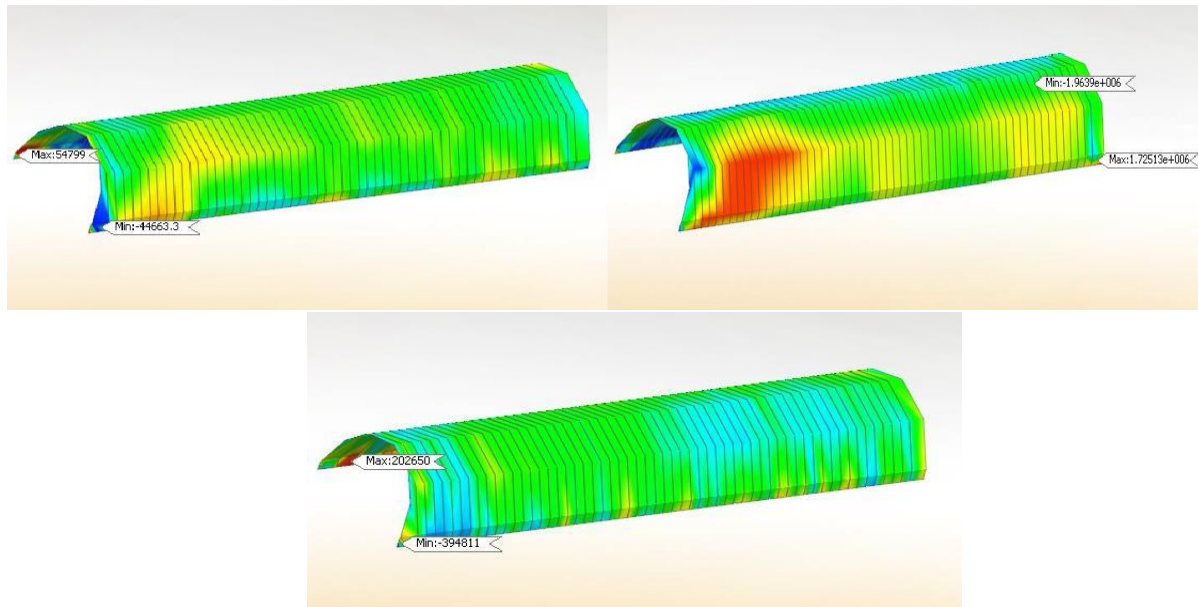
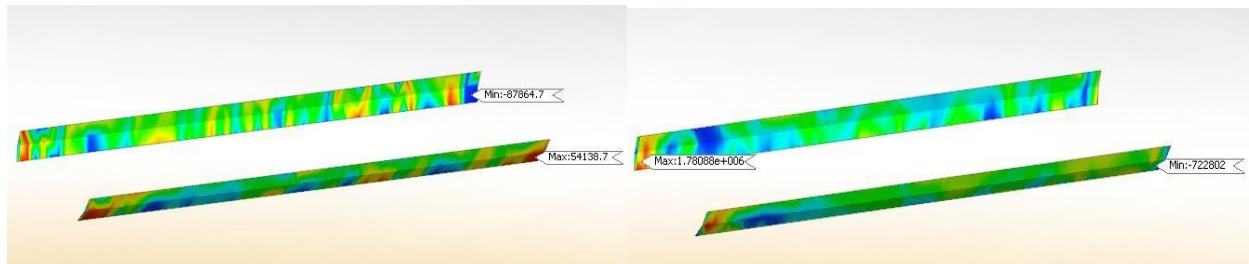


Figure VII.2 : Les efforts MNT dans le béton projeté du tunnel - calotte (a : moments max ; b : efforts normaux max ; c : efforts tranchants max).



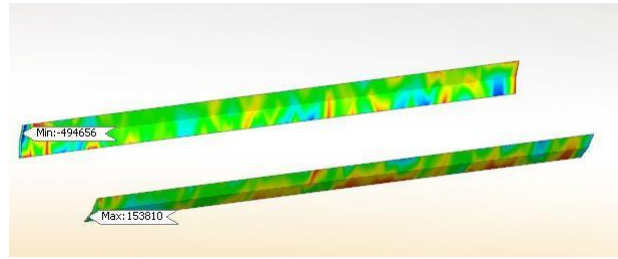


Figure VII.3 : Les efforts MNT dans le béton projeté du tunnel - pieds (a : moments max ; b : efforts normaux max ; c : efforts tranchants max).

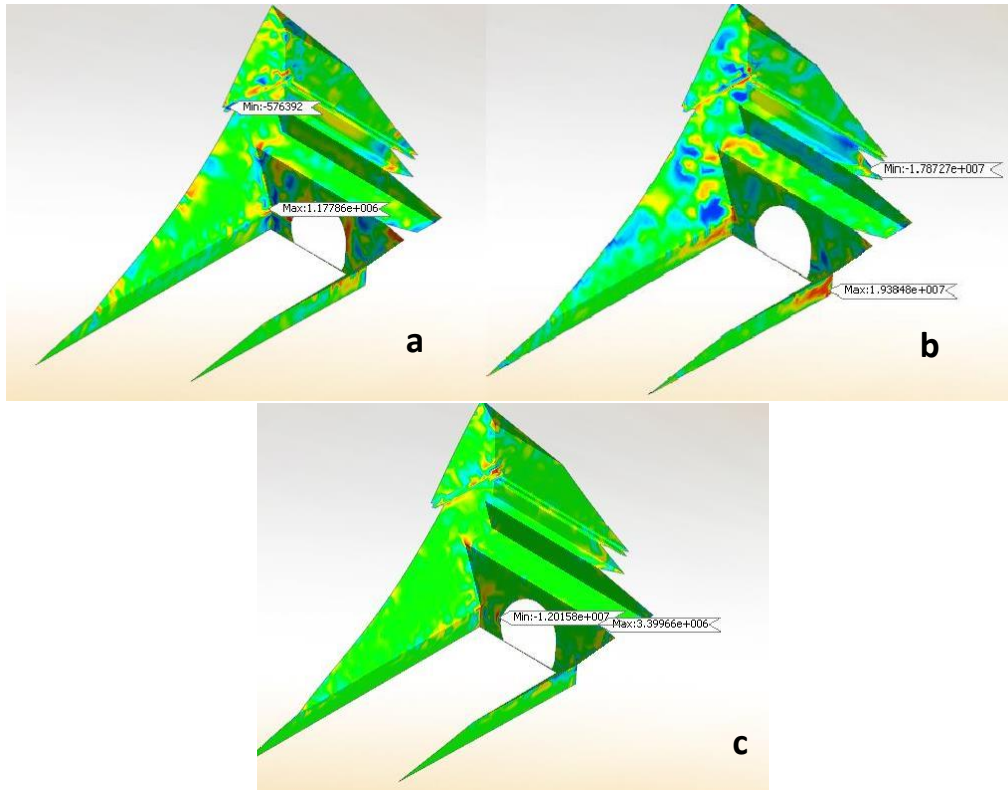


Figure VII.4 : Les efforts MNT dans le béton projeté du talus (a : moments max ; b : efforts normaux max ; c : efforts tranchants max).

VII.3.1.2 Vérification de cisaillement :

Étant donné qu'il est toujours peu commode de placer des étriers dans une dalle donc dans un tunnel, on va vérifier que les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

$$\tau_u = Vu / b_0 d \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL 99, fissuration très préjudiciable ou préjudiciable) ;}$$

b_0 : La largeur de la section = 1 ;

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 * 40 / 1.5 ; 4) = \min (4 ; 4) = 4 \text{ MPa} = 4000 \text{ kPa.}$$

a. Tunnel :**Voute :**

d : La hauteur utile = $0.9 h = 0.9 * 0.4 = 0.36 \text{ m}$; $\gamma b = 1.5$.

$$\tau u = 394 / (1 * 0.36) = 1.09 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \tau u \leq \tau u^{\text{lim}}$$

Pied :

$$\tau u = 494.96 / (1 * 0.36) = 1.37 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \tau u \leq \tau u^{\text{lim}}$$

D'après les résultats trouvés, on conclut que les armatures de l'effort tranchant (cadre ou étriers) ne sont pas nécessaires.

Pour des dispositions constructives on prend une section minimale d'armature A_t :

$$A_t \geq \frac{0.4 b_0 St}{F_e}$$

St : Espacement ($St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$).

$$St \leq \min (0.9 * 0.36 ; 40) = 0.324 \text{ m}.$$

On prendre $St = 30 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{0.4 * 1 * 0.3}{500} = 2.4 \text{ cm}^2$$

On prendre 5HA8 donc $A_{t, \text{adoptée}} = 2.51 \text{ cm}^2$

b. Talus :

d : La hauteur utile = $0.9 h = 0.9 * 1 = 0.9 \text{ m}$; $\gamma b = 1.5$.

$$\tau u = 3400 / (1 * 0.9) = 3.77 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \tau u \leq \tau u^{\text{lim}}$$

D'après les résultats trouvés, on conclut que les armatures de l'effort tranchant (cadre ou étriers) ne sont pas nécessaires.

Pour des dispositions constructives on prend une section minimale d'armature A_t :

$$A_t \geq \frac{0.4 b_0 St}{F_e}$$

St : Espacement ($St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$).

$$St \leq \min (0.9 * 90 ; 40) = 0.4 \text{ m}.$$

On prendre $St = 40 \text{ cm}$

$$At \geq \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 0.4}{500} = 3.2 \text{ cm}^2$$

On prendre 5HA10 donc $A_{t, \text{adoptée}} = 3.93 \text{ cm}^2$

VII.3.1.3 Ferrailage longitudinal :

Le calcul des armatures longitudinales est fait à l'aide du logiciel EXPERT BÉTON ARME 2010, avec les valeurs qui nous avons mentionné dans le tableau VII.1.

a. Tunnel :

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 40 \text{ cm}$

$d1 = 5 \text{ cm}$

$d2 = 5 \text{ cm}$

Voute :

- Pour $M = 54.80 \text{ KN.m}$ et $N = 1725.1 \text{ KN}$

La section d'acier obtenu est inférieure à $A_{s, \min}$, donc nous compléterons le calcul avec $A_{s, \min} = 5.1 \text{ cm}^2$. Le choix des barres est 5HA12 avec une section de $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$.

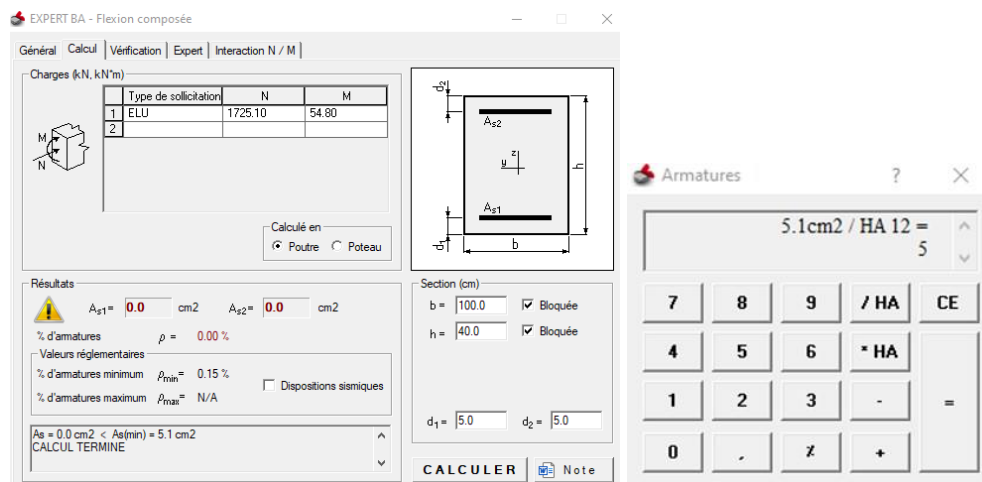


Figure VII.5 : Ferrailage avec M+ du tunnel.

- Pour $M = -44.66 \text{ KN.m}$ et $N = -1963.9 \text{ KN}$

La section d'acier obtenu est de 26 cm^2 , et le choix : 9HA20, et on a une section de 19.2 cm^2 pour $As1$, nous avons choisi 9HA16.

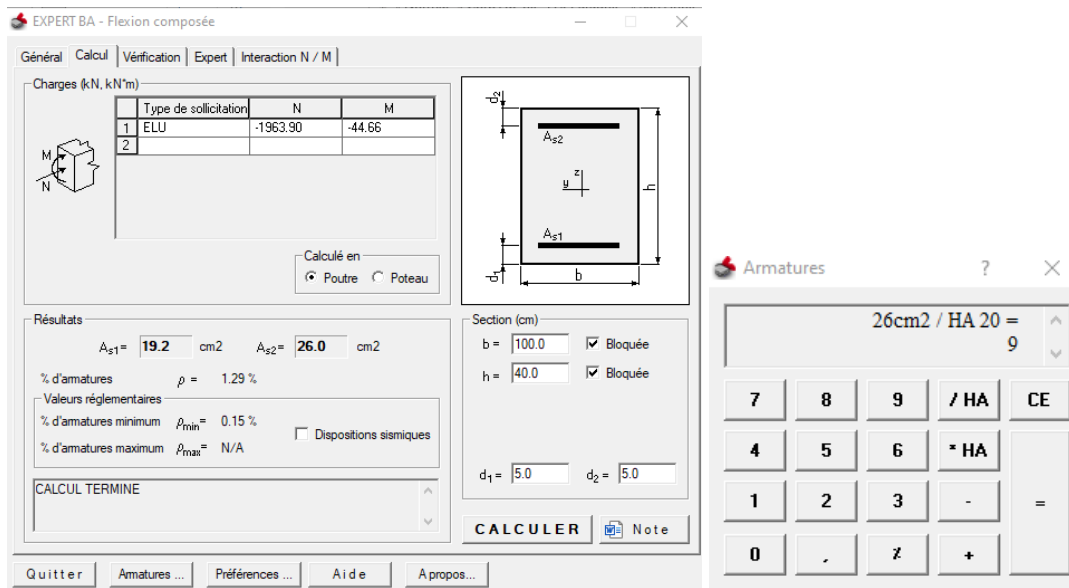


Figure VII.6 : Ferrailage avec M- du tunnel.

Pied :

- Pour $M = 54.14 \text{ KN.m}$ et $N = 1780.88 \text{ KN}$

La section d'acier obtenu est inférieure à A_{smin} , donc nous compléterons le calcul avec $A_{smin} = 5.1 \text{ cm}^2$. Le choix des barres est 5HA12 avec une section de $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$.

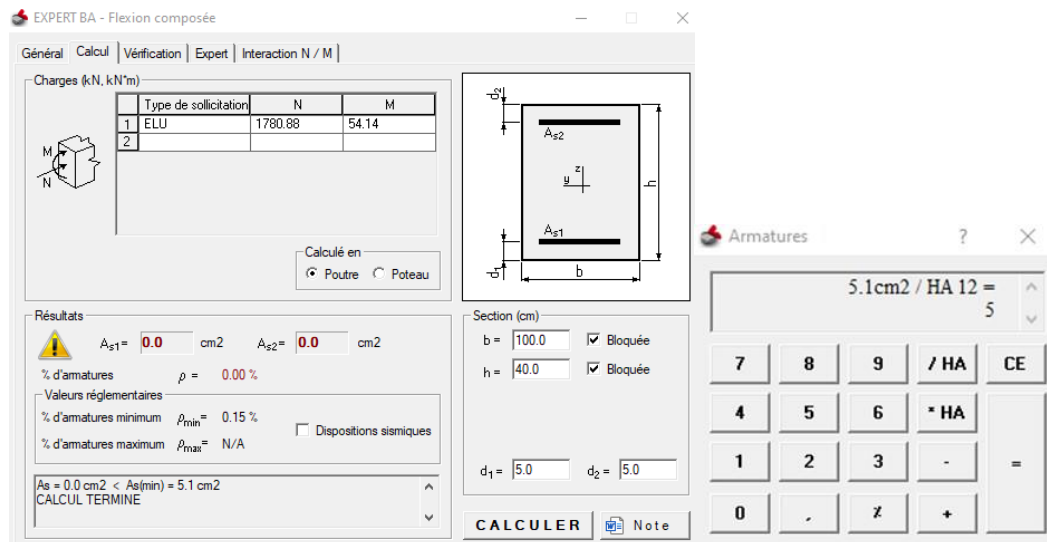


Figure VII.7 : Ferrailage avec M+ du tunnel.

- Pour $M = -87.86 \text{ KN.m}$ et $N = -722 \text{ KN}$

La section d'acier obtenu est de 15 cm^2 , et le choix : 8HA16. La section de l'autre côté est de 1.6 cm^2 au minimum donc on prendra la section 5.1 cm^2 qui nous avons déjà calculé.

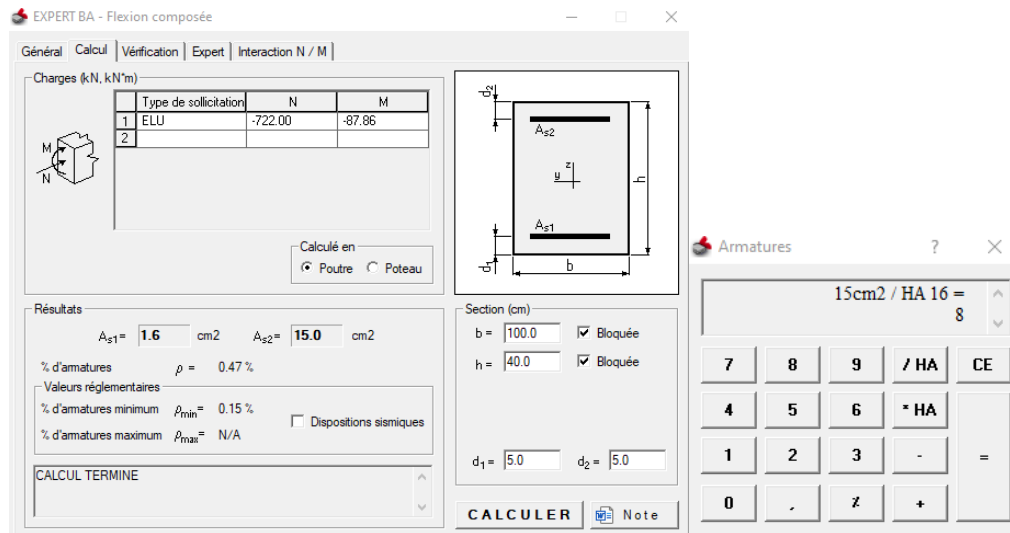


Figure VII.8 : Ferrailage avec M- du tunnel (pied).

b.Talus :

- Pour $M = 1.18 \text{ MPa}$ et $N = 19.38 \text{ MN}$

On prendre la section minimale A_{smin} parce que $A_s < A_{smin} = 11.7 \text{ cm}^2$.

Nous avons choisi 6HA16.

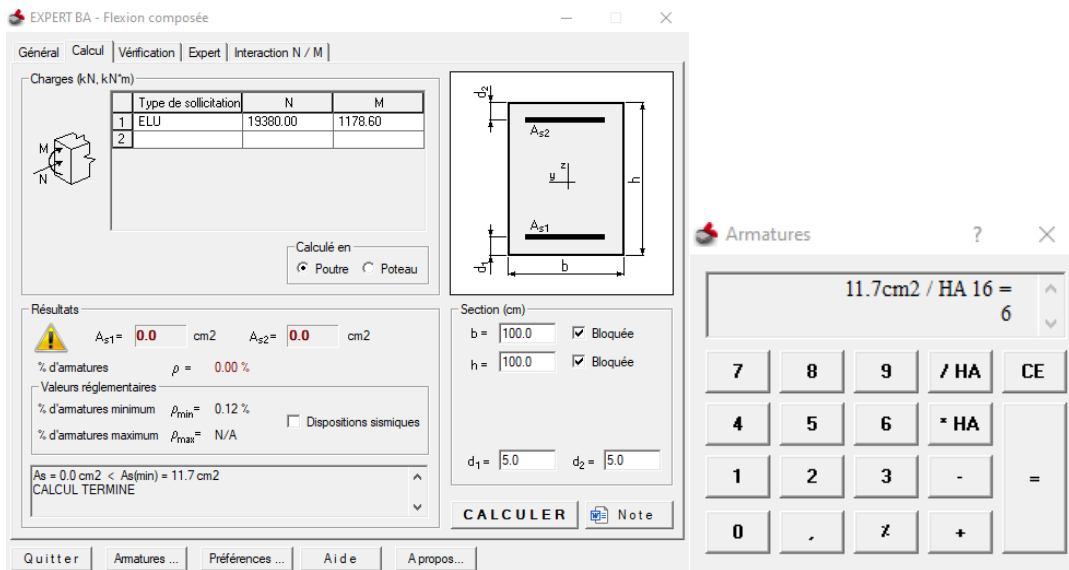


Figure VII.9 : Ferrailage avec M+ du talus.

- Pour $M = -0.58 \text{ MPa}$ et $N = 17.87 \text{ MPa}$

On prendre la section minimale A_{smin} parce que $A_s < A_{smin} = 11.7 \text{ cm}^2$.

Nous avons choisi 6HA16.

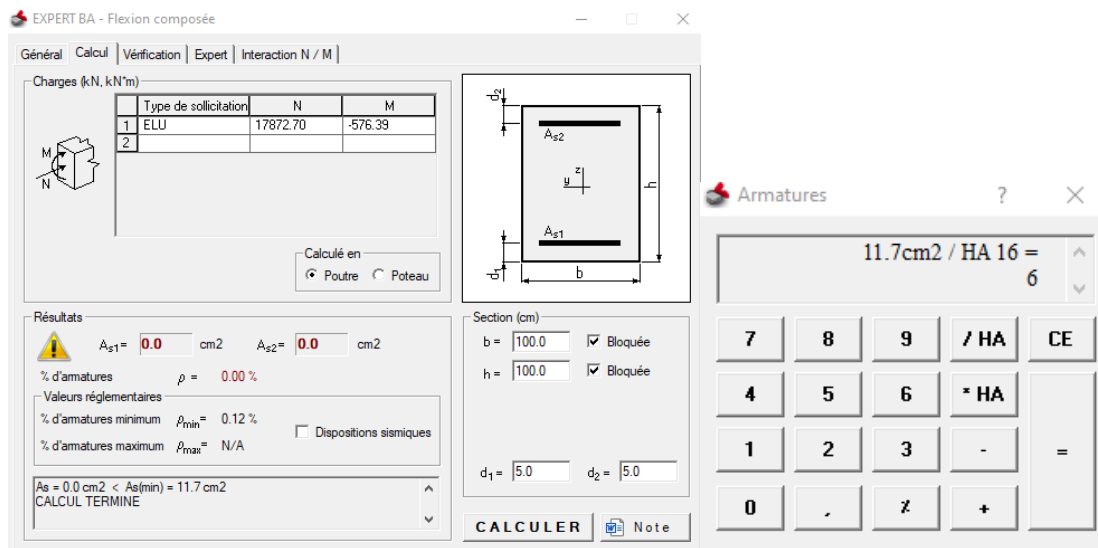


Figure VII.10 : Ferrailage avec M- du talus.

VII.3.1.4 Ferrailage secondaire :

En supposant que la section de béton précédemment présentée en voûte est une dalle de 1 mètre de longueur longitudinalement, leur ferrailage secondaire (perpendiculaire au ferrailage longitudinal principal) se calcule selon la formule suivante [27]

$$Ar = As / 4$$

Avec : Ar : Section d'armatures secondaires ; As : Section d'armatures principales.

a.Tunnel :

$$Ar = 1.41 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres : 2HA10

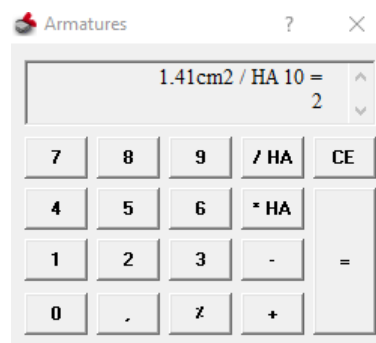


Figure VII.11 : Nombre des armatures secondaires dans le tunnel.

b.Talus :

$$Ar = 3.01 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres : 4HA10

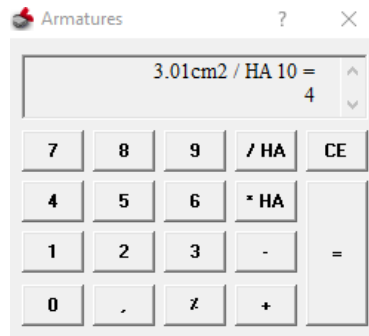


Figure VII.12 : Nombre des armatures secondaires dans les talus.

VII.3.1.5 Représentation des résultats :

a. Tunnel :

Voute :

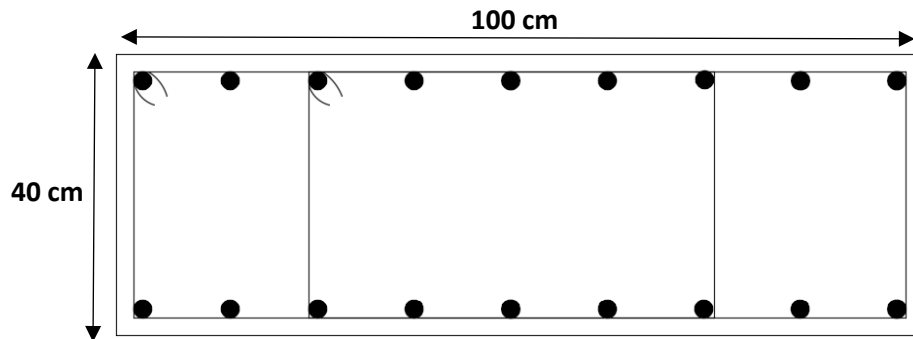


Figure VII.13 : Ferrailage du tunnel du voute.

Pied :

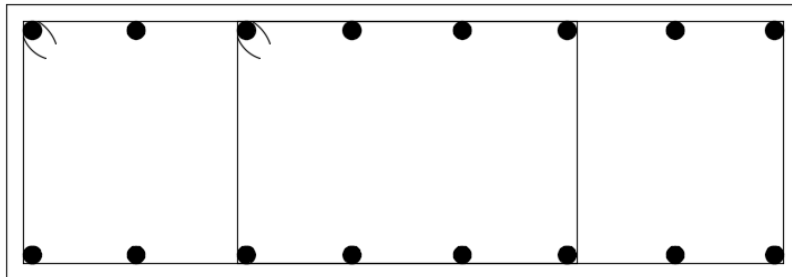


Figure VII.14 : Ferrailage du tunnel du pied.

b. Talus :

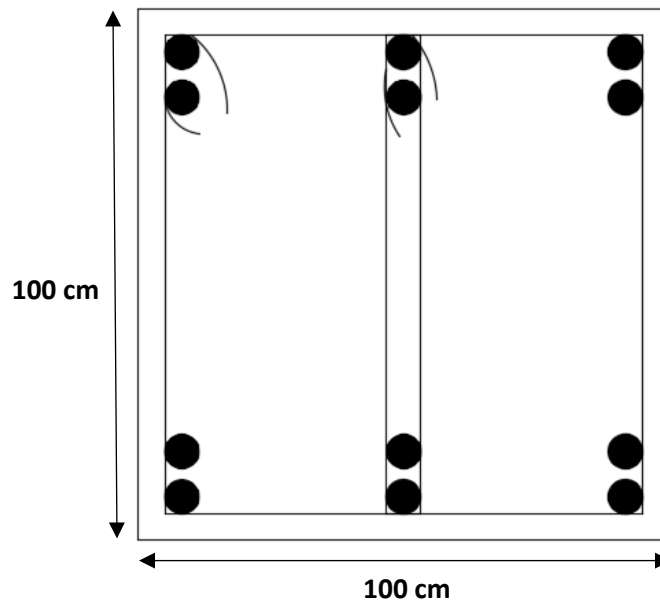


Figure VII.15 : Ferrailage du talus.

VII.3.2 Le cas dynamique :

Le calcul dynamique dont fera objet notre dimensionnement concernera essentiellement les sollicitations de type sismique. En dépit du bon comportement des ouvrages souterrains face aux séismes, un calcul dynamique dans le cadre de notre projet s'impose afin de pallier à tout risque d'instabilité lors d'un séisme.

Dans notre cas, on va évaluer les différentes sollicitations induites sur le tunnel en appliquant RPOA (Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art).

VII.3.2.1 Classification des sites (RPOA) :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent [28].

Catégorie S1: (site rocheux) ;

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement

$$V_s \geq 800 \text{ m/s}$$

Catégorie S2 : (site ferme) ;

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très surconsolidées sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400 \text{ m/s}$ à partir de 10m de profondeur.

Catégorie S3 : (site meuble) ;

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200 \text{ m/s}$ à partir de 20m de profondeur.

Catégorie S4 : (site très meuble) ;

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Tableau VII.2 : Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour une accélération A de 100 cm/s² en fonction du type de site. Type de site.

Type de site	A(cm/s ²)	V(cm/s)	D(cm)	$r = \frac{AD}{V^2}$
S1	100	6	3	8,33
S2	100	8	5	7,81
S3	100	10	7	7,00
S4	100	12	9	6,25

Tableau VII.3 : Valeurs de T1, T2 et S (RPOA – Tunnel).

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

VII.3.2.2 Sollicitations induites sur le tunnel :

On calculera les sollicitations induites sur le tunnel :

Sans prise en compte de l'interaction sol-structure :

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant et par conséquent, peut être estimée directement à partir des formules donnant la déformation en champ libre.

Pour une section courante (éventuellement fissurée), caractérisée par son aire, son inertie et un module caractérisant le matériau constitutif de l'ouvrage :

Moment de flexion :

Pour $x = L$,

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \cos^3 \theta$$

Le moment est maximal pour $\theta = 0$:

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0$$

Effort tranchant :

$$V = M \cdot \frac{2\pi}{L} \cos\theta$$

Effort axial :

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_0 \sin\theta \cos\theta$$

Cet effort est maximum pour $\theta = 45^\circ$:

$$N_{max} = \frac{2\pi}{L} ESD_0$$

Avec :

$$V_0 = 2\pi f D_0 \quad \text{et} \quad A_0 = A \cdot g = 4\pi f D_0$$

$$D_0 = A \cdot g \cdot D$$

A : Coefficient d'accélération de la zone ; déterminer dans le chapitre II.

g : L'accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

D : Le déplacement maximal à basse fréquence.

L : Longueur d'onde ; $L = C/f$ tel que $f = 1/T$

f : Fréquence fondamentale du mouvement.

C : vitesse apparente de propagation d'onde

V_0 : la vitesse particulière au niveau de l'axe du tunnel.

La vitesse particulière V_0 est la vitesse du mouvement du terrain.

La vitesse apparente de propagation d'onde C n'est pas nécessairement la vitesse de propagation dans les terrains traversés.

À défaut de justification plus précise, on peut prendre :

$$C = \min(1000 \text{ m/s}, V_s)$$

La non-prise en compte de l'interaction terrain structure correspond au cas d'un tunnel dont la structure peut être considérée comme très souple par rapport au terrain encaissant. Cette méthode fournira par ailleurs un majorant des efforts pouvant apparaître quand la raideur du tunnel n'est plus négligeable par rapport à celle du terrain encaissant.

Prise en compte de l'interaction sol-structure :

L'interaction terrain structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinale du terrain K_l et un coefficient de raideur transversale K_t exprimés en force par unité de déplacement longitudinal ou transversal du terrain et par mètre linéaire de l'ouvrage.

En première approximation, on pourra admettre : $K_l = K_t = G$.

Avec : G Le module de cisaillement du sol.

La détermination des sollicitations le long de l'axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l'onde sismique revient à l'étude d'une poutre continue sur appuis élastiques.

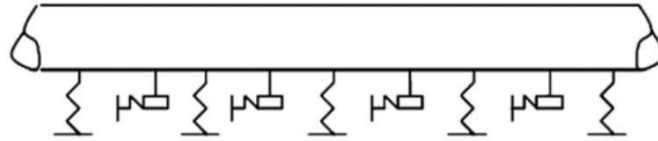


Figure VII.16 : Schématisation de l'interaction sol-structure.

Moment de flexion :

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \frac{K_t}{EI\left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t}$$

Effort tranchant :

$$T_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max}$$

Effort normal :

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \frac{K_l}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l}$$

Vérification :

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_c}$$

Avec :

A_b : section du revêtement

W_b : module de résistance

$\gamma_c = 1.15$

VII.3.2.3 Application au projet :

Caractéristiques relatives à la situation et à la classe de l'ouvrage :

$$A_0 = A \cdot g = 0.25 \cdot 9.81 = 2.45 \text{ m/s}^2$$

Site S3 donc $D = 0.07$

$$D0 = A \cdot g \cdot D = 0.25 \cdot 9.81 \cdot 0.07 = 0.172$$

$$A0 = 4 \pi f D0$$

Donc

$$f = \frac{A0}{4 \pi D0}$$

$$f = 1.13$$

$$\text{et } C = V_s = 200 \text{ m/s}$$

$$L = \frac{C}{f} = 177 \text{ m}$$

Caractéristiques relatives à la section et à la nature de l'ouvrage :

On considère le tunnel comme un anneau avec les caractéristiques suivantes :

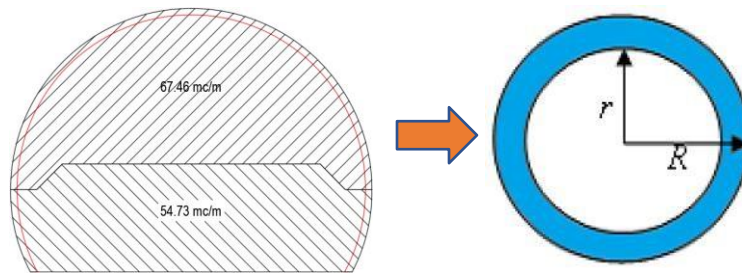


Figure VII.17 : Section anneau équivalente pour la section du tunnel.

$$S_{\text{outènement}} = 7.12 \text{ m}^2 ; S_{\text{totale}} = 122.19 \text{ m}^2$$

$$R_{eq} = 6.24 \text{ m}$$

$$r_{eq} = 6.05 \text{ m}$$

Section équivalente :

$$S = \pi(R^2 - r^2) = 3.14(21.44 - 19.71) = 7.34 \text{ m}^2$$

Inertie :

$$I = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4) = 138.54 \text{ m}^4$$

$$ES = 33345.76 \cdot 7.34 = 244757.88 \text{ MN}$$

$$EI = 33345.76 \cdot 138.54 = 4.62 \cdot 10^6 \text{ MN.m}^2$$

Caractéristiques relatives au terrain encaissant :

$$\text{La valeur de } G_{dyn} = \gamma_s \cdot V_s^2 = 4.64 \cdot 10^5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des efforts :

➤ Cas de non-prise en compte de l'interaction sol-structure :

Moment de flexion :

$$M = \frac{4 \cdot (3.14)^2}{(177)^2} 4.62 \cdot 10^6 \cdot 0.172 = 1000.33 \text{ t.m}$$

$$M = 1000.33 \text{ t.m}$$

Effort tranchant :

$$V = 35.49 \text{ t (voir la formule)}$$

Effort axial :

$$N = 747.20 \text{ t}$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot 40}{1.15} = 29.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{747.2}{7.12} + \frac{1000.33}{65.38} = 120.24 \text{ t/m}^2 = 1.20 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_b < \sigma_{bc}$ vérifie

➤ Cas de prise en compte de l'interaction sol-structure :

Moment de flexion :

$$M_{\max} = 1000.23 \text{ t.m (voir la formule)}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = 35.51 \text{ t (voir la formule)}$$

Effort normal :

$$N_{\max} = 746.96 \text{ t (voir la formule)}$$

Vérification :

$$\sigma_b = \frac{746.96}{7.12} + \frac{1000.23}{65.38} = 120.21 \text{ t/m}^2 = 1.20 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \sigma_{bc}$ vérifie

VII.3.2.4 Calcul des armatures d'acier :

Après calcul des efforts internes sismiques (N, M et V) en utilisant le RPOA, ils seront appliqués à la section du revêtement définitif (anneau fermé), afin de déterminer le ferrailage.

Le ferrailage sera déterminé par l'utilisation du logiciel SOCOTEC – BAELC avec un calcul à l'état limite ultime (ELU). Ce logiciel est destiné au calcul des sections circulaires ou annulaires en béton armé soumis à la flexion simple ou composée, et permet de calculer les sections d'acier selon le règlement BAEL99 à l'état limite ultime (ELU).

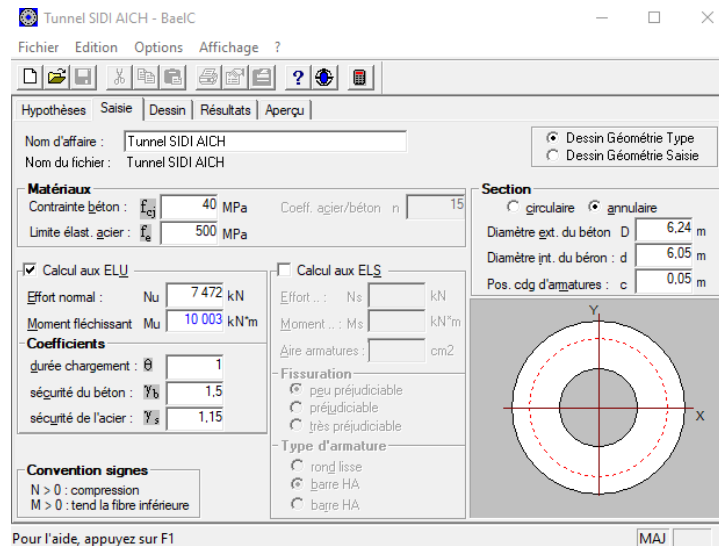


Figure VII.18 : Input des données dans SOCOTEC.

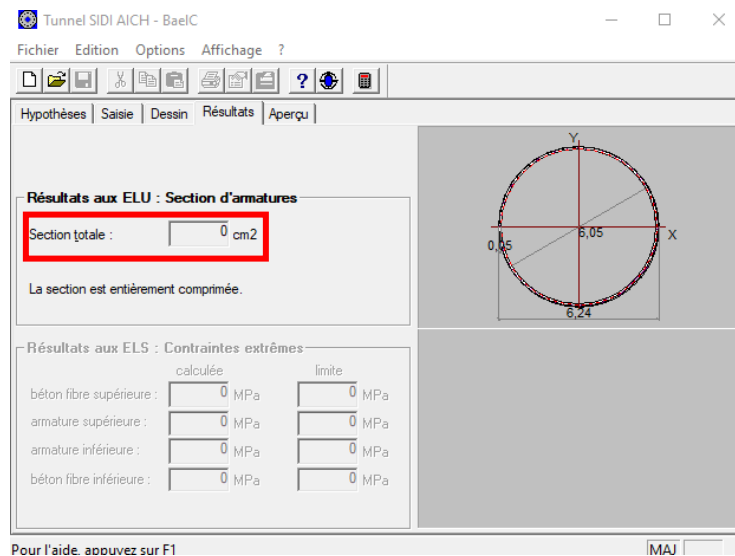


Figure VII.19 : Output dans SOCOTEC.

La section des armatures longitudinales est nulle $A_s = 0 \text{ cm}^2$.

VII.4 Conclusion :

On a dans ce chapitre obtenu le ferrailage du revêtement définitif dans le cas des charges statiques, et on a fait une vérification vis-à-vis des charges dynamiques dues à une excitation d'origine sismique.

L'épaisseur du béton est acceptable, mais il est fortement ferrillé dans le tunnel, mais en ce qui concerne les talus de l'entrée, l'épaisseur du béton est très importante et peut nécessiter des renforcements avant de l'installation du revêtement définitif pour réduire cette épaisseur.

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons étudié les particularités du portail ouest du tunnel ferroviaire de Sidi Aïch, qui est situé dans un versant assez abrupt avec une géologie constituée par des schistes marneux du Crétacé inférieur. Ces schistes montrent des classes géomécaniques variables, allant des niveaux les plus altérés jusqu'au niveau les moins altérés. Nous avons utilisé le logiciel RockData pour identifier les paramètres géotechniques de chaque couche avec le modèle de comportement de Hoek et Brown.

Après cette étape, nous avons analysé les mesures de l'instrumentation dans le portail et la zone du tunnel, et nous avons identifié les principaux sens de déplacement.

Sur la base des données géotechniques identifiées et les sens de déplacement estimés, nous avons établi un modèle numérique tridimensionnel avec le logiciel Midas GTS NX, et nous avons identifié le scénario qui se rapproche le plus des éléments identifiés dans les phases antérieures de l'étude.

Le modèle numérique établie nous a permis d'identifier les estimations des déplacements dans le portail et dans le tunnel. Nous avons également estimé les efforts internes qui se développent dans les structures de soutènement.

Enfin, les efforts internes identifiés ont été utilisés pour dimensionner les structures de revêtement.

Les résultats obtenus sont concordants. Toutefois, il est intéressant de reprendre ce travail sans la simplification du modèle pour avoir des résultats plus précis et plus fiables, mais cela nécessite des moyens matériels plus performants, et des temps de calcul très importants.

Références bibliographiques

- [1] Iau-Teh Wang - Safety Assessment of Tunnel Portals for Site Selection Based on Spatial Information Geoprocessing
- [2] Lionel Causse, Roger Cojean, Jean-Alain Fleurisson - Tunnels anciens en contexte de versant instable - Mécanismes d'instabilités et pathologies des ouvrages - Le cas du tunnel de l'Encombrouze (France).
- [3] D. Peila*, S. Pelizza - Criteria for technical and environmental design of tunnel portals
- [4] le Projet national de normes de conception et de construction dans Travaux souterrains (1997).
- [5] Ismaïl Benamar - Étude des effets différés dans les tunnels profonds
- [6] Marc Panet – calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement
- [7] Bhawani Singh, University of Roorkee, Roorkee, India - ROCK MASS CLASSIFICATION A Practical Approach in Civil Engineering
- [8] Neil Bar, Nick Barton - The Q-Slope Method for Rock Slope Engineering
- [9] Jean-Pierre MASEKANYA. Stabilité des pentes et saturation partielle Étude expérimentale et modélisation numérique. Thèse de Docteur en Sciences de l'Ingénieur. Université de Liège. 2007.
- [10] Nordine M. Z. Contribution à l'étude numérique de la stabilité des pentes sous chargement dynamique et de leur renforcement par Plaxis 2D, Mémoire de Master, Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie. 2010.
- [11] Bishop A.W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, *Géotechnique*, 5 (1), pp. 7-17, 1955.
- [12] Alain Foucault, Jean-François Raoult, Fabrizio Cecca, Bernard Platevoet, *Dictionnaire de Géologie*, Dunod, 2014, p. 328
- [13] DURVILLE Jean-Louis et SÈVE Gilles Technique de l'ingénieur C 254. Géotechnique et stabilité des pentes (Glissement de terrain meuble) (Géologie). 1997
- [14] ALEC BAER - LA SCHISTOSITE ET SA REPARTITION RESUME DES RECHERCHES DE M.P. FOURMARIER
- [15] Doug Stead - The Influence of Shales on Slope Instability
- [16] NCG TECHNICAL REPORT NO. 15 - EMPIRICAL STUDY OF BEHAVIOR OF CLAY SHALE SLOPES VOLUME 1
- [17] <https://cdnsiencepub.com/doi/10.1139/T07-116>
- [18] GÉOLOGIE ET GÉOTECHNIQUE DE TUNNEL SIDI AICH, Algérie, 2015
- [19] Source des données : www.fao.org/, données d'occupation du sol (BNEDER, <http://www.bneder.dz/>)

Références bibliographiques

- [20] Source des données : données d'occupation du sol (BNEDER, <http://www.bneder.dz/>)
- [21] AGAP Qualité (www.agapqualite.org) - Fiche SIS11 - Sismique Réfraction - Révision 1 - Avril 2015
- [22] HEBIB Rafik – Cours ouvrages souterrains – Les auscultations des ouvrages souterraines
- [23] Surveillance des glissements de terrain - B. PINCENT - Comité Français de Géologie de l'Ingénieur
- [24] C. LOUIS et M. DESURMONT - l'auscultation des mouvements du sol ou du sous-sol interprétation des mesures
- [25] Fecker & Partner GmbH - Instruments de mesure de convergence
- [26] Calcul analytique des tunnels ; Stabilité du front, cours ENSTP R. HEBIB
- [27] Béton armé aux états limites - BAEL 99
- [28] RPOA

Annexes

Annexe A

DATE DE REALISATION :

SONDAGE N° : S 20

[illegible]

Page n° : 1 Coordonnées: Non communiquées Echelle: Sans Etablie par : Le Geologue Menaoum Mouloud	ETAT DE L ESSAI C : Compact D : Desintégré F : Fragmenté T : Decanté	ECAHNTILLONS P.C : Prélèvement en Continu E.P : Echantillon paraffine E.I : Echantillon Intact
OBSERVATIONS: Sondage réalisé par le laboratoire INGEO		

[illegible]

Page n° : 1 Coordonnées: Non communiquées Echelle: Sans Etablie par : Le Geologue Menaoum Mouloud	ETAT DE L'ESSAI C : Compact D : Desintégré F : Fragmenté T : Decanté	ECHANTILLONS P.C : Prélèvement en Continu E.P : Echantillon paraffine E.I : Echantillon Intact
OBSERVATIONS: Sondage réalisé par le laboratoire INGEO		

PROFOND . (m)	COUCHE GEOLOGIQUE	DESCRIPTION DE LA COUCHE	ESSAI				ECHANTILLONS				NIVEAU	
			D (mm)	ETAT	R.Q.D	RECUP %	ECHAN	COTE (mm)	S.P.T		D'EAU (m)	
									N°	15*15		
— 41 — 42 — 43 — 44 — 45 — 46 — 47 — 48 — 49 — 50 — 51 — 52 — 53 — 54 — 55 — 56 — 57 — 58 — 59 — 60		48,00 à 60,00 m 12 Shistes bleux saines à peu altérées en majorité dure et sechs, avec quelques passages shisteux fortement à totalement altérés, friable sèches.				25		EI	48 48,25			
								EI	52,75 53			
						60						

Page n° : 1			ETAT DE L'ESSAI			ECHANTILLONS					
Coordonnées: Non communiquées			C : Compact D			P.C : Prélèvement en Continu					
Echelle: Sans			: Desintégré F :			E.P : Echantillon paraffine					
Etablie par : Le Geologue Menaoum Mouloud			Fragmenté			E.I : Echantillon Intact					
T : Decanté											
OBSERVATIONS: Sondage réalisé par le laboratoire INGEO											

[illegible]

Page n° : 1 Coordonnées: Non communiquées Echelle: Sans Etablie par : Le Geologue Menaoum Mouloud	ETAT DE L ESSAI C : Compact D : Desintégré F : Fragmenté T : Decanté	ECAHNTILLONS P.C : Prélèvement en Continu E.P : Echantillon paraffine E.I : Echantillon Intact
OBSERVATIONS: Sondage réalisé par le laboratoire INGEO		

PHOTOS CAISSES A CAROTTES

Sondage carotté S-20



Caisse n°01/16
Profondeur : 00,00-05,00 m



Caisse n°02/16
Profondeur : 05,00-10,00 m



Caisse n°03/16
Profondeur : 10,00-15,00 m



Caisse n°04/16
Profondeur : 15,00-20,00 m



Caisse n°05/16
Profondeur : 20,00-25,00 m



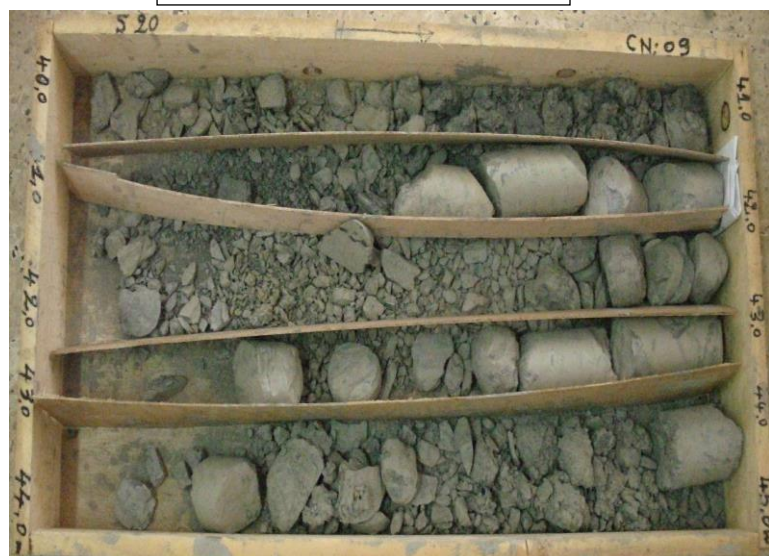
Caisse n°06/16
Profondeur : 25,00-30,00 m



Caisse n°07/16
Profondeur : 30,00-35,00 m



Caisse n°08/16
Profondeur : 35,00-40,00 m



Caisse n°09/16
Profondeur : 40,00-45,00 m



Caisse n°10/16
Profondeur : 45,00-50,00 m



Caisse n°11/16
Profondeur : 50,00-55,00 m



Caisse n°12/16
Profondeur : 55,00-60,00 m



Caisse n°13/16

Profondeur : 60,00-65,00 m



Caisse n°14/16

Profondeur : 65,00-70,00 m



Caisse n°15/16

Profondeur : 70,00-75,00 m



Caisse n°16/16

Profondeur : 75,00-80,00 m

Profondeur 25

Date _____

[illegible]

PHOTOS CAISSES A CAROTTES
Sondage carotté S-T-45.6



Caisse n°01/05
Profondeur: 0,00 à 5,00 m



Caisse n°02/05
Profondeur : 6,00 à 10,00 m



Caisse n°03/05
Profondeur: 11,00 à 15,00 m

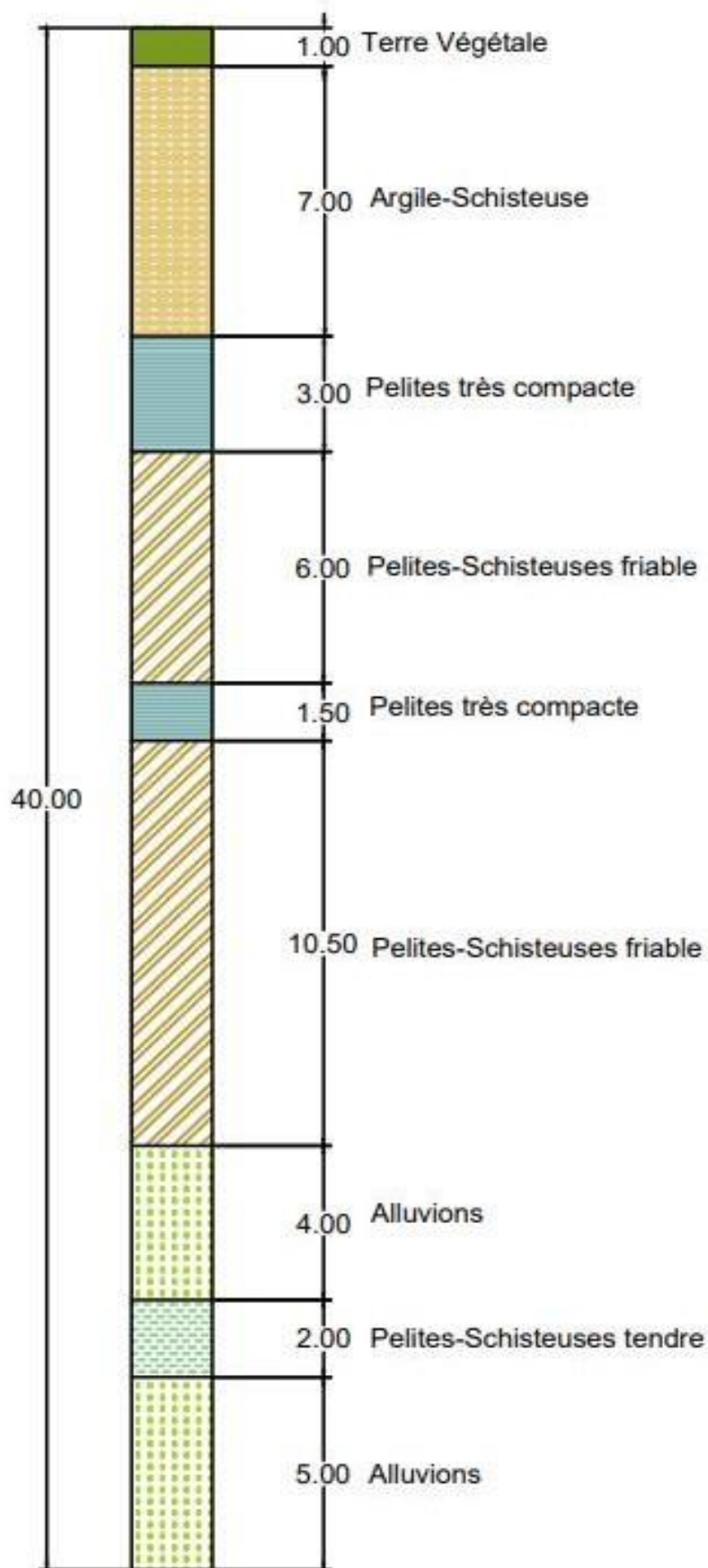


Caisse n°04/05
Profondeur : 16,00 à 20,00 m



Caisse n°05/05
Profondeur: 20,00 à 25,00 m

LOG DE SONDAGE B-4 BIS



PHOTOS CAISSES A CAROTTES

Sondage carotté B-4bis



Caisse n°01/08
Profondeur : 00,00-04,00 m



Caisse n°02/08
Profondeur : 05,00-08,00 m



Caisse n°03/08
Profondeur : 09,00-12,00 m



Caisse n°04/08
Profondeur : 13,00-16,00 m



Caisse n°05/08
Profondeur : 17,00-20,50 m



Caisse n°06/08
Profondeur : 21,00-30,00 m



Caisse n°07/08
Profondeur : 31,00-39,00 m



Caisse n°08/08
Profondeur : 39,00-40,00 m

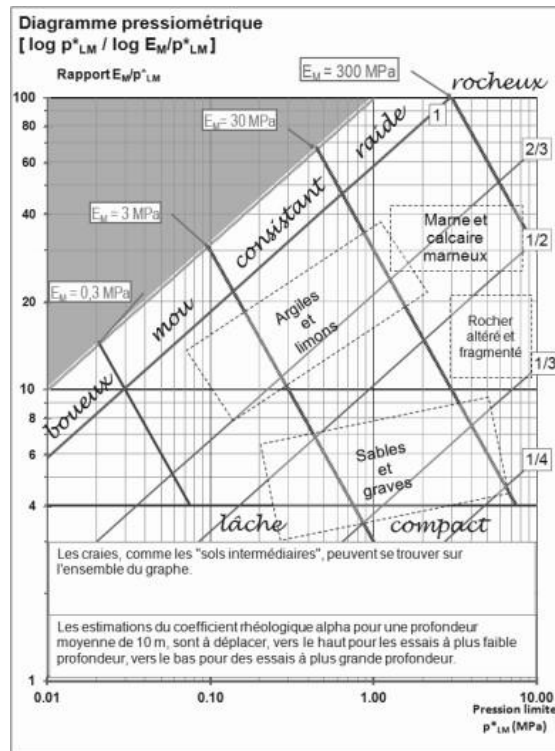
Puits de reconnaissance PZ-3

 LOG DE SONDAGE Projet DEDOUBLEMENT DE LA VOIE FERREE BENI MANSOUR BEJAIA No PZ-3 Localisation SIDI AICH BEJAIA Profondeur 3									
X=		Y=		Z=		Date 23 02 2016			
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.	—	V							TERRE VEGETALE SCHISTES FRIABLES
-1.									
-2.									
-3.									

Photos de puit



Annexe B



Valeurs de α dans le diagramme Pressiorama tel qu'il peut apparaître dans les normes NF-P94-261 et NF-P94-262

Tableau 01 : Valeurs types du constant m_i

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
				Greywacke (18)		
	Non-Clastic	Organic			Chalk 7	
					Coal (8-21)	
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
META MORPHIC	Non Foliated			Gypstone 16	Anhydrite 13	
			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			
IGNEOUS	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

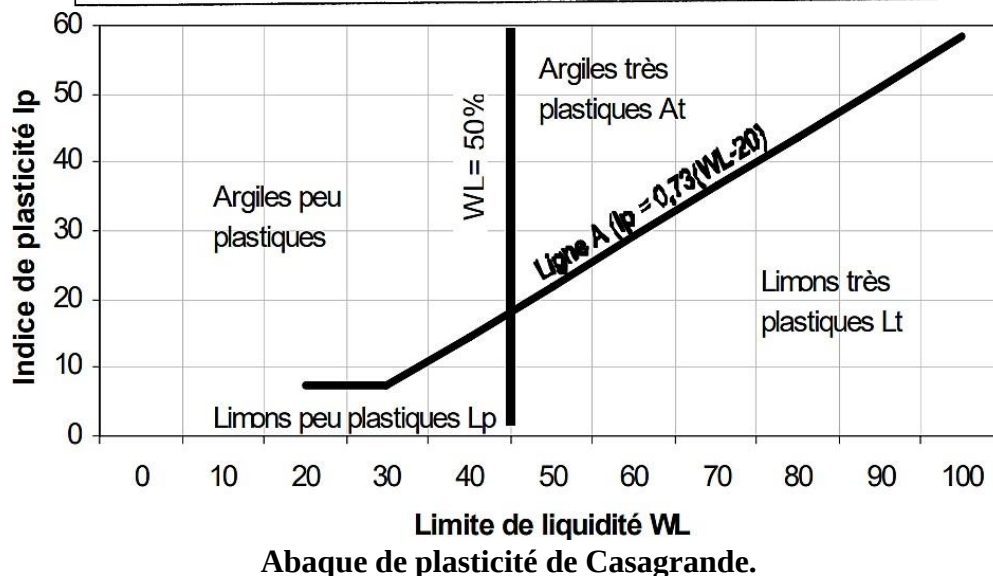
Geological Strength Index (GSI)		Surface conditions				
From the description of structure and surface conditions of the rock mass, pick an appropriate box in this chart. Estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range of GSI from 36 to 42 is more 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 Slackensided or highly weathered surfaces or compact coatings with fillings of angular fragments Very poor Slackensided 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	60			
	Blocky/Disturbed – folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets		50	40		
	Disintegrated – poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded rock pieces			30	20	10

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

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

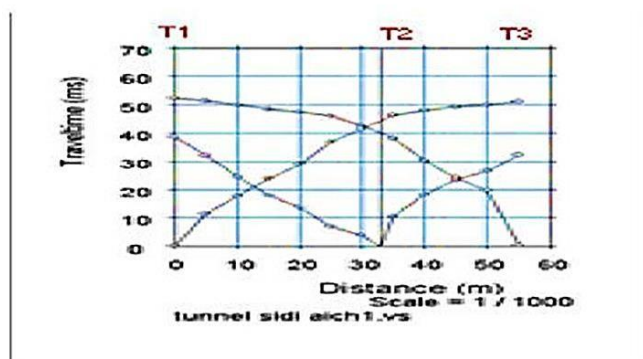
$$\gamma_{ap} = \frac{M_s}{\frac{(M_{s+p} - M_{(s+p)L})}{1} - \frac{g_p}{\gamma_p}}$$

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

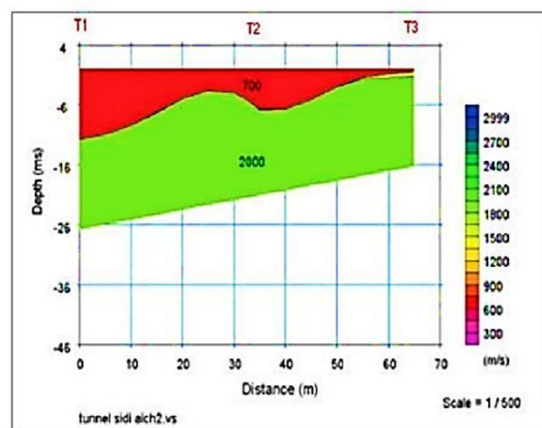
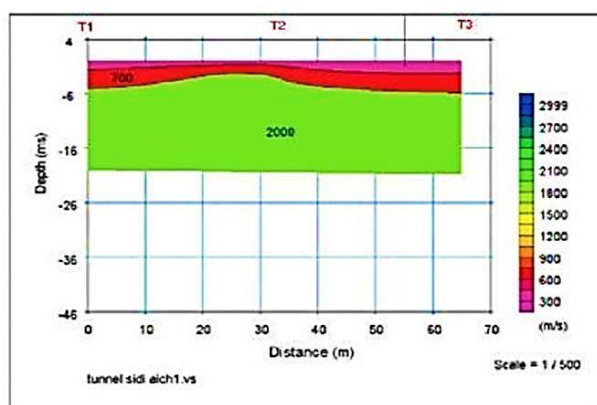
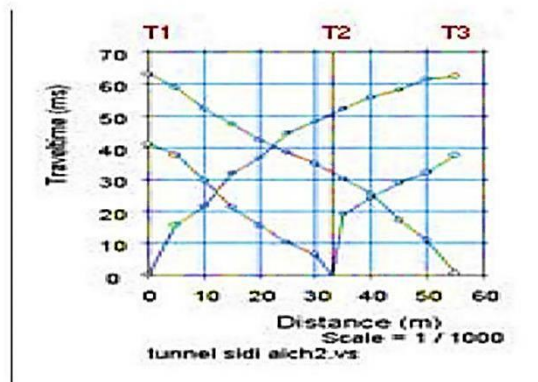


Annexe C

PROFIL SISMIQUE PS01



PROFIL SISMIQUE PS02



Annexe D

Couche 01

Hoek-Brown Classification

sigci 8 MPa

GSI 19.8

mi 8

D 0

Ei 5400 MPa

MR 675

Hoek-Brown Criterion

mb 0.456

s 0.0001

a 0.544

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

Failure Envelope Range

Application: General

sig3max 2.0000 MPa

Mohr-Coulomb Fit

c 0.201 MPa

phi 19.73 deg

Rock Mass Parameters

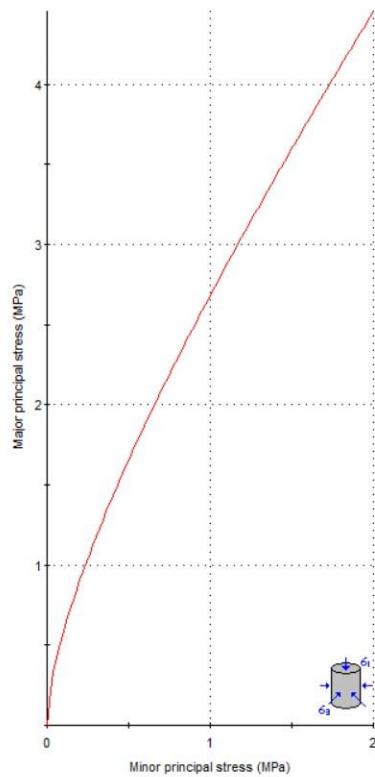
sigt -0.0024 MPa

sigc 0.063 MPa

sigcm 0.572 MPa

Erm 244.19 MPa

Copy Data



Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 8 MPa
GSI = 19.8 mi = 8 Disturbance factor = 0
intact modulus (Ei) = 5400 MPa
modulus ratio (MR) = 675

Hoek-Brown Criterion

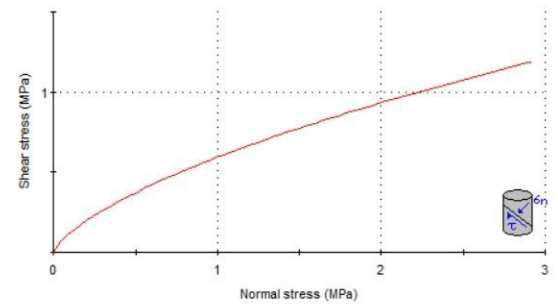
mb = 0.456 s = 0.0001 a = 0.544

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.201 MPa friction angle = 19.73 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.002 MPa
uniaxial compressive strength = 0.063 MPa
global strength = 0.572 MPa
modulus of deformation = 244.19 MPa



Couche 02

Hoek-Brown Classification

sigci 17.4 MPa

GSI 40.25

mi 9

D 0

Ei 11745 MPa

MR 675

Hoek-Brown Criterion

mb 1.065

s 0.0013

a 0.511

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

Failure Envelope Range

Application: General

sig3max 4.3500 MPa

Mohr-Coulomb Fit

c 0.714 MPa

phi 26.78 deg

Rock Mass Parameters

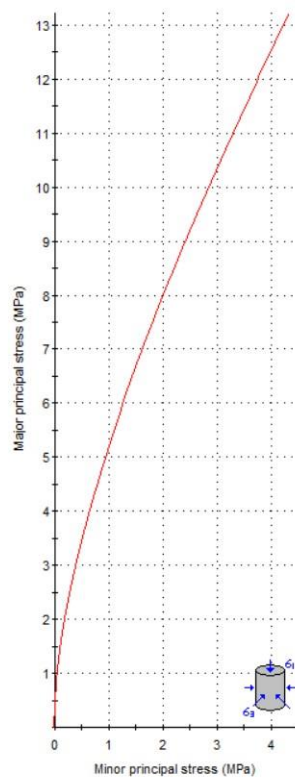
sigt -0.0214 MPa

sigc 0.584 MPa

sigcm 2.320 MPa

Erm 1907.45 MPa

Copy Data



Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 17.4 MPa
GSI = 40.25 mi = 9 Disturbance factor = 0
intact modulus (Ei) = 11745 MPa
modulus ratio (MR) = 675

Hoek-Brown Criterion

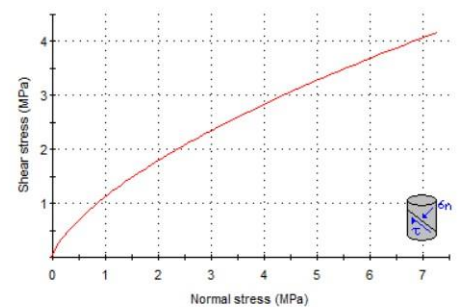
mb = 1.065 s = 0.0013 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.714 MPa friction angle = 26.78 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.021 MPa
uniaxial compressive strength = 0.584 MPa
global strength = 2.320 MPa
modulus of deformation = 1907.45 MPa



Couche 03

Hoek-Brown Classification

sigci 5 MPa
 GSI 18
 mi 7
 D 0
 Ei 3375 MPa
 MR 675

Hoek-Brown Criterion

mb 0.374
 s 0.0001
 a 0.550

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

Failure Envelope Range

Application: General
 sig3max 1.2500 MPa

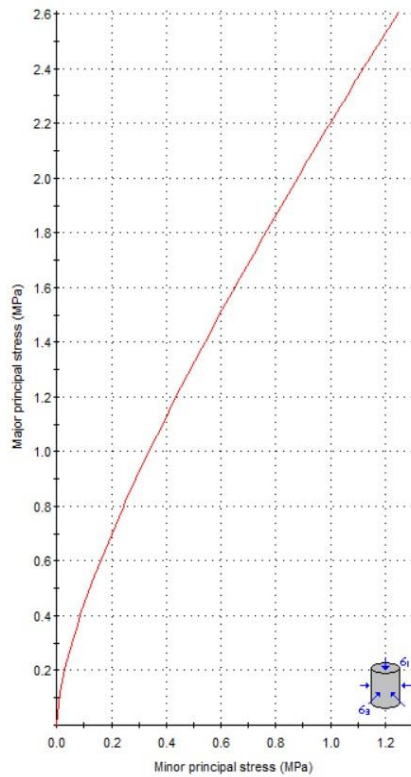
Mohr-Coulomb Fit

c 0.113 MPa
 phi 18.18 deg

Rock Mass Parameters

sigt -0.0015 MPa
 sigc 0.033 MPa
 sigcm 0.311 MPa
 Erm 140.05 MPa

Copy Data



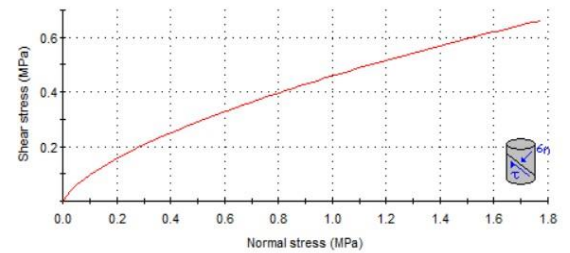
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (sigci) = 5 MPa
 GSI = 18 mi = 7 Disturbance factor = 0
 intact modulus (Ei) = 3375 MPa
 modulus ratio (MR) = 675

Hoek-Brown Criterion
 mb = 0.374 s = 0.0001 a = 0.550

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.113 MPa friction angle = 18.18 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.001 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.033 MPa
 global strength = 0.311 MPa
 modulus of deformation = 140.05 MPa



Couche 04

Hoek-Brown Classification

sigci 50 MPa
 GSI 73
 mi 12
 D 0
 Ei 33750 MPa
 MR 675

Hoek-Brown Criterion

mb 4.575
 s 0.0498
 a 0.501

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

Failure Envelope Range

Application: General
 sig3max 12.5000 MPa

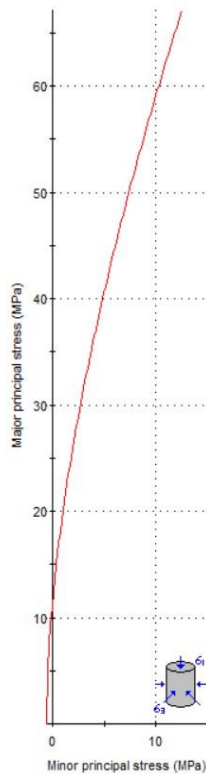
Mohr-Coulomb Fit

c 3.917 MPa
 phi 38.79 deg

Rock Mass Parameters

sigt -0.544 MPa
 sigc 11.121 MPa
 sigcm 16.347 MPa
 Erm 26503.02 MPa

Copy Data



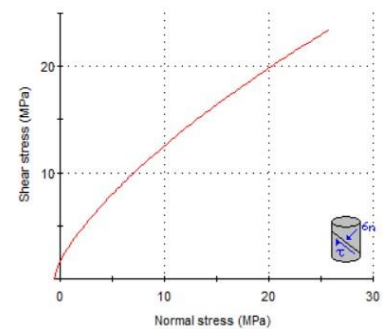
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (sigci) = 50 MPa
 GSI = 73 mi = 12 Disturbance factor = 0
 intact modulus (Ei) = 33750 MPa
 modulus ratio (MR) = 675

Hoek-Brown Criterion
 mb = 4.575 s = 0.0498 a = 0.501

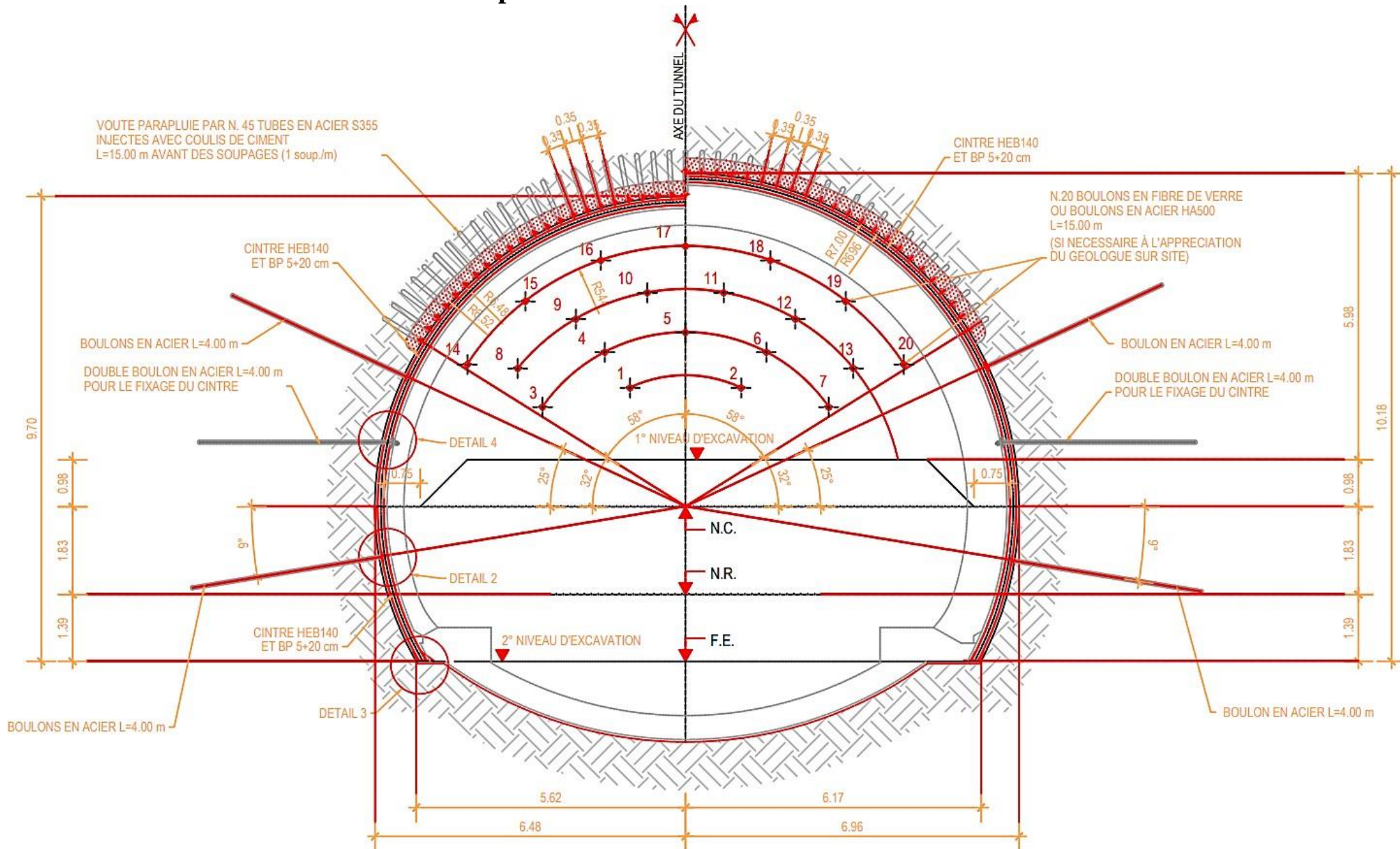
Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 3.917 MPa friction angle = 38.79 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.544 MPa
 uniaxial compressive strength = 11.121 MPa
 global strength = 16.347 MPa
 modulus of deformation = 26503.02 MPa

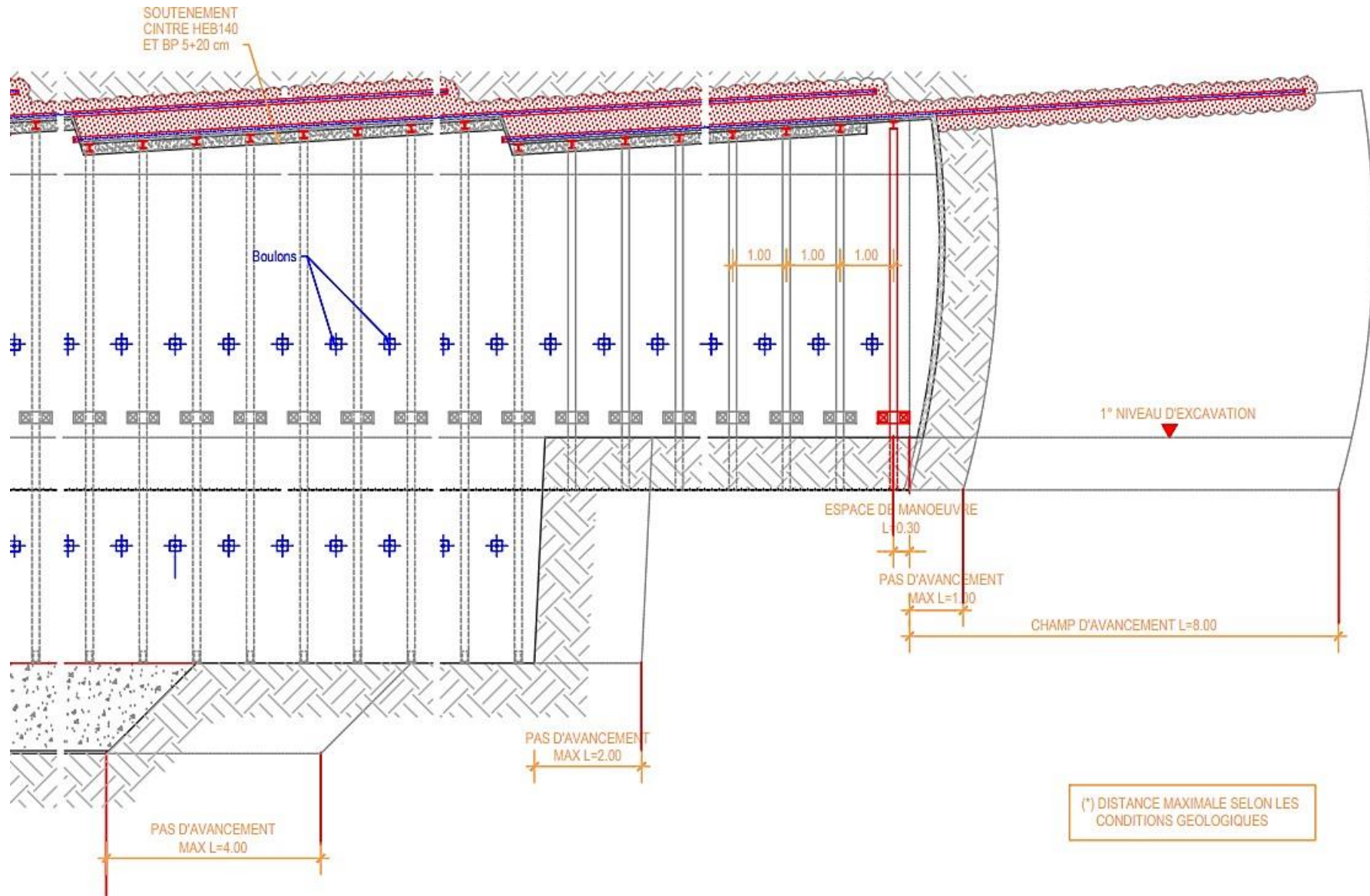


Annexe E

Coupe transversale de soutènement ST-1

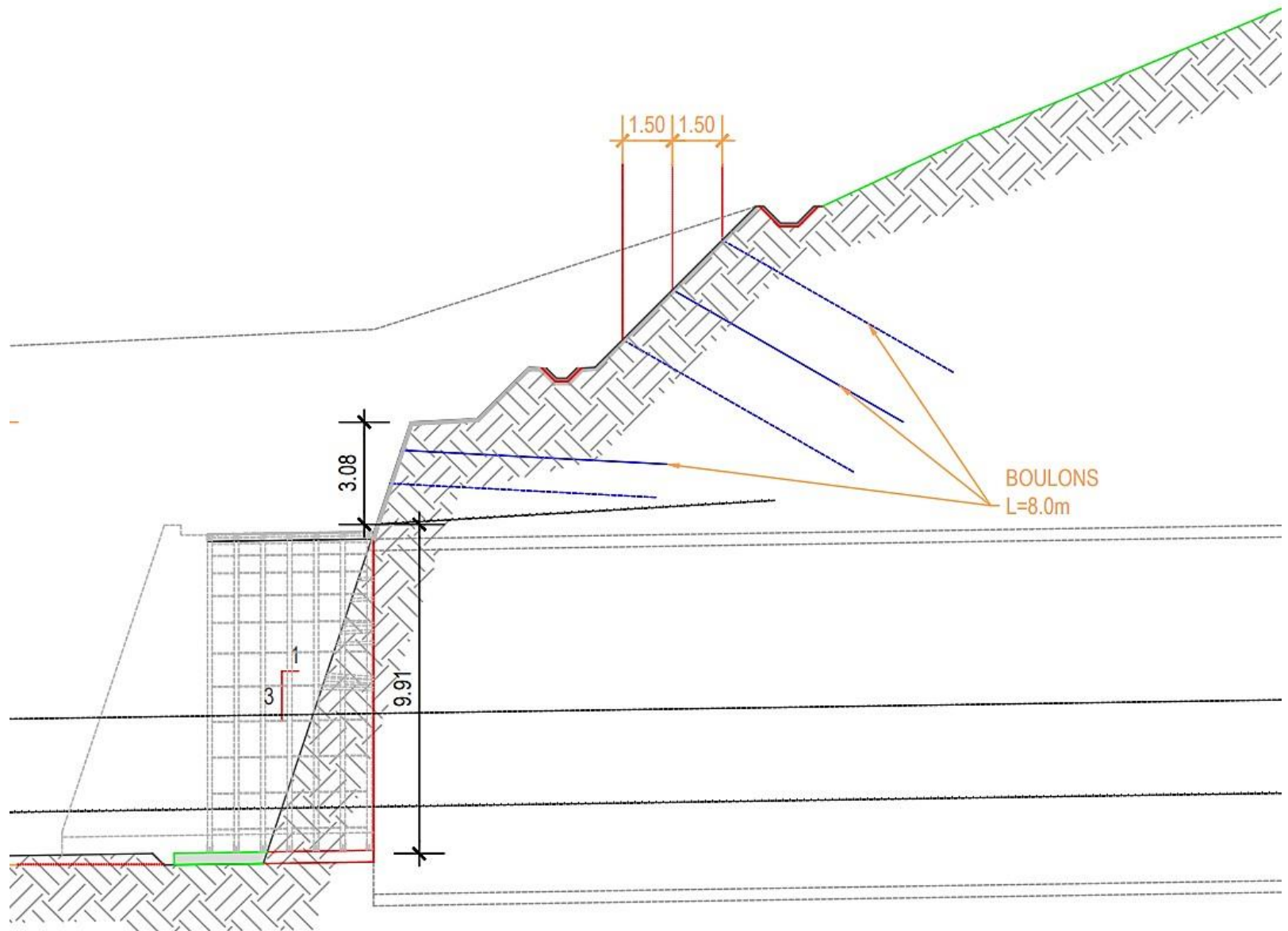


Coupe longitudinale de répartition des soutènement ST-1



[illegible]

Coupe longitudinale de répartition des boulons des talus frontals



[illegible]

Plan de position des boulons

