

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرنسيس

جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Étude et dimensionnement du tunnel
ferroviaire N°3 de la ligne à grande
vitesse Oued Tlelat – Tlemcen (PK
125+838 – PK 126+482)**

Présenté par :
HIMEUR Ibrahim
KHELLAF Abdessalam

Encadré par :
Dr. Rafik HEBIB

Promotion 2025 /2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements



Nous rendons grâce à Allah, le Tout-Puissant, de nous avoir accordé la force, le courage et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nous adressons nos plus sincères remerciements à notre encadrant, M. Hebib Rafik, pour sa disponibilité, sa patience ainsi que la qualité de son accompagnement tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Ses conseils avisés, son écoute attentive et son encadrement rigoureux ont constitué un appui précieux dans la réalisation de ce travail. Grâce à son soutien, nous avons pu progresser avec confiance, approfondir nos connaissances et mener cette étude dans les meilleures conditions.

Nous exprimons également notre profonde gratitude aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre travail et de l'évaluer avec attention. Leurs remarques et observations contribueront sans aucun doute à enrichir notre réflexion.

Nos remerciements s'adressent également à l'ensemble des enseignants et du personnel pédagogique qui ont participé à notre formation et nous ont transmis les connaissances scientifiques et techniques indispensables à notre parcours universitaire.

Nous tenons à adresser une pensée toute particulière, empreinte d'émotion et de reconnaissance, à nos familles, et plus spécialement à nos parents, pour leur amour inconditionnel, leurs encouragements constants, leurs sacrifices et leur soutien indéfectible. Leur confiance et leur présence ont toujours été pour nous une source de motivation et d'inspiration.

Enfin, nous remercions chaleureusement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail, par leur aide, leurs conseils, leurs encouragements ou simplement leur bienveillance.

Ce mémoire est le fruit d'un travail accompli grâce au soutien, à la confiance et à la générosité de toutes celles et ceux qui nous ont accompagnés tout au long de ce parcours.

Merci, du fond du cœur .

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mon très cher père,

Pour tous les sacrifices consentis, son soutien indéfectible, ses précieux conseils et sa confiance qui m'ont toujours accompagné dans mon parcours.

À ma très chère mère,

Pour son amour inconditionnel, sa tendresse, ses prières et ses encouragements permanents. Aucune expression ne saurait traduire toute ma reconnaissance et mon affection envers elle.

À mes chères sœurs,

Pour leur soutien, leur affection et leur présence à mes côtés dans les moments les plus importants de ma vie.

À mon binôme,

Avec qui j'ai partagé les efforts, les défis et les moments marquants de ce travail. Que cette expérience demeure un souvenir précieux de notre parcours universitaire.

À tous mes amis,

Pour leur amitié sincère, leur soutien moral, leur encouragement et tous les moments de partage qui ont rendu ce parcours plus agréable.

À toutes les personnes qui m'ont aidé, de près ou de loin, à accomplir ce travail.

Je leur exprime ma profonde gratitude et leur dédie ce mémoire avec tout mon respect, mon affection et ma reconnaissance.

IBRAHIM

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents,

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'immense amour, le respect et la reconnaissance que je vous porte. Merci pour vos sacrifices, votre soutien inconditionnel, vos encouragements constants et les valeurs que vous m'avez transmises. Que ce travail soit le témoignage de ma profonde gratitude et une modeste récompense de tous vos efforts.

À mes chers frères,

Pour leur affection, leur soutien moral, leur présence à mes côtés et tous les moments de fraternité partagés. Je leur souhaite beaucoup de réussite et de bonheur.

À mon binôme,

Avec qui j'ai partagé cette aventure académique, les efforts, les difficultés et les réussites. Merci pour ton sérieux, ta collaboration et ton esprit d'équipe tout au long de ce projet. Je te souhaite un avenir rempli de succès et d'accomplissements.

À mes chers amis,

Pour leur amitié sincère, leur soutien, leurs encouragements et les précieux souvenirs que nous avons construits ensemble. Merci d'avoir rendu ce parcours plus agréable et enrichissant.

À toutes les personnes qui m'ont soutenu et encouragé de près ou de loin durant mes études.

Je dédie ce travail avec toute mon affection, mon respect et ma reconnaissance.

Abdessalam

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Types de caractéristiques des massifs rocheux

Figure I.2 : Paramètres d'orientation d'un plan.

Figure I.3 : Projection stéréographique d'un plan incliné

Figure I.4 : Essai de cisaillement direct sur une discontinuité plane montrant les résistances de pic et résiduelle (d'après Barton et Choubey).

Figure I.5 : Profils standards de rugosité utilisés pour l'estimation du coefficient JRC selon Barton et Choubey (1977).

Figure I.6 : Localisation et cartographie des blocs-clés potentiels

Figure I.7 : Mode de rupture par glissement sur un plan

Figure I.8 : Conditions géométriques de rotation d'un bloc autour de l'arête I_{13}

Figure I.9 : Plage restreinte des axes de rotation sur le canevas stéréographique

Figure I.10 : Franchissement des aspérités de surface par mouvement rotatif initial.

Figure I.11 : Modèle géométrique d'un bloc élémentaire isolé selon la théorie de Goodman : bloc tétraédrique défini par trois joints et une surface libre d'excavation (Goodman).

Figure I.12 : Effet de l'orientation sur la stabilité d'un massif rocheux discontinu : illustration de la directionnalité critique de la rupture le long d'un talus routier sinueux (d'après Goodman).

Figure I.13 : Détermination géométrique de la zone du Bloc-Clé Maximum A_{mkb} sous la voûte curviligne d'une ouverture souterraine (Goodman).

Figure II.1 : image satellitaire de la ligne ferroviaire

Figure II.2: image satellitaire du tunnel de PK 125+838 et 126+482

Figure II.3: Photo satellitaire qui montre la topographie de la région.

Figure II.4: Carte topographique de la région

Figure II.5 : Situation générale du domaine Tlemcénien dans la chaîne alpine algéro-marocaine (d'après Benest, 1985).

Figure II.6: Carte de zonage sismique de L'Algérie.

Figure II.7: Carte hydrogéologique du nord l'Algérie

Figure III.1: Carte géologique simplifiée de la région de Monts de Tlemcen et de l'Algérie Nord-occidentale (YELLES-CHAOUCHE *et al.*, 2004).

Figure III.2: L'emplacement des sondages

Figure III.3: Carte de localisation du Levés géostructuraux

Figure III.4: les caisses de sondage S-OA-167

Figure III.5: les caisses de sondage S-OA-168

Figure III.6: les caisses de sondage S-OA-170

Figure III.7: Schéma de l'essai de perméabilité Lefranc à charge variable réalisé dans le sondage S-OA-168

Figure III.8 : tomographie sismique – section 10

Figure III.9 : tomographie sismique – section 11

Figure III.10 : Vue d'ensemble de l'affleurement en dolomies R21

Figure III.11 : Vue d'ensemble de l'affleurement en dolomies R22

Figure III.12 : Vue d'ensemble de l'affleurement en dolomies R23

Figure III.13 : Vue d'ensemble de l'affleurement en dolomies R24

Figure III.14: Synthèse géologique du tracé et délimitation des secteurs d'étude A, B, C.

Figure IV.1 Détermination empirique du soutènement pour les zones A, B et C à partir du diagramme de Barton (Q-system)

Figure IV.2 : les résultats de la zone A sur ROCKDATA.

Figure IV.3 : Stratégie de modélisation

Figure V.1 : Évolution de la contrainte radiale et concept du taux de déconfinement λ (Méthode convergence-confinement).

Figure V.2 : Courbes convergence confinement et assemblage.

Figure V.3: Courbe de convergence du terrain pour la Zone B

Figure V.4 : Courbe caractéristique du soutènement composite (CCS)

Figure V.5 Courbe convergence confinement

Figure V.5 : Détermination graphique du point d'équilibre pour la Zone B.

Figure VI.1 : Analyse de la stabilité géométrique du massif au niveau de la station R21 (Logiciel UNWEDGE).

Figures VI.2 : Analyse de la stabilité géométrique du massif au niveau de la station R22 (Logiciel UNWEDGE).

Figure VI.3 : Analyse de la stabilité géométrique du massif au niveau de la station R23 (Logiciel UNWEDGE).

Figure VI.4: Modélisation 3D des blocs périphériques (Combinaison 03) - Levé R24.

Figure VI.5 : Modélisation et vérification de l'efficacité du soutènement (Levé R24 - Combinaison 03).

Figure VI.6 : Vérification de la stabilité globale après soutènement pour les combinaisons secondaires (Levé R24).

Figure VII.1 : Section transversale Zone A et Zone B

Figure VII.2 : Importation de la géométrie de tunnel

Figure VII.3 la définition des paramètres mécaniques des zones

Figure VII.4 : Modèle zone A

Figure VII.5 : Modèle zone B

Figure VII.6 : Modèle zone C

Figure VII.7 : Importation de la géométrie du tunnel et des blocs instables

Figure VII.8 : Paramétrage des propriétés mécaniques des discontinuités (interfaces) de la Zone C dans PLAXIS 2D

Figure VII.9 : maillage généré

Figure VII.10 : excavation de la section du tunnel

Figure VII.11 : Insertion des caractéristiques des matériaux.

Figure VII.12 : Les déplacements dans la zone A

Figure VII.13 : Les déplacements dans la zone B

Figure VII.14 : Les déplacements dans la zone C

Figure VII.15 : Effort Normal sur le soutènement zone A

Figure VII.16 : Effort Tranchant sur le soutènement zone A

Figure VII.17 : Moment fléchissant sur le soutènement zone A

Figure VII.18 : Effort Normal sur le soutènement zone B

Figure VII.19 : Effort Tranchant sur le soutènement zone B

Figure VII.20 : Moment fléchissant sur le soutènement zone B

Figure VII.21 : Effort Normal sur le soutènement zone C

Figure VII.22 : Effort Tranchant sur le soutènement zone C

Figure VII.23 : Moment fléchissant sur le soutènement zone C

Figure VII.24 : Effort Tranchant sur les boulons zone C

Figure VIII.1 : Détails du calcul de compression-flexion et vérification du taux minimal et maximal d'armatures sous FIN EC 2020.

Figure VIII.2 : Contrôle des déformations, de l'axe neutre et de la résistance de la section à l'ELU dans FIN EC 2020.

Figure VIII.3: Vérification de la résistance au cisaillement de la section à l'ELU sous FIN EC 2020.

Figure VIII.4: Vérification de la section de béton projeté par diagramme d'interaction effort normal , moment fléchissant (Load 63).

Figure VIII.5 : Vérification de la section de béton projeté par diagramme d'interaction effort normal, moment fléchissant (Load 35).

Figure VIII.6 : Définition géométrique de la section transversale HEB 140

Figure VIII.7 : Saisie des sollicitations agissantes pour la combinaison critique (Load 70)

Figure VIII.8: Vérification de la section HE140B sous sollicitations combinées – Résultats de calcul et taux d'utilisation (ELU)

Figure VIII.9: Vérification de la section de béton projeté (Zone C) par diagramme d'interaction (Effort normal - Moment fléchissant) sous FIN EC 2020.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1: localisation des profils de tomographie sismiques réalisées le long du tracé

Tableau III.2: Données générales des sondages et niveaux piézométriques

Tableau III.3: Résultats d'essais de compression uniaxiale

Tableau III.4: Classification des résistances des roches selon l'AFTES.

Tableau III.5: Classification des roches selon l'indice de Franklin.

Tableau III.6: Suivi temporel du niveau d'eau lors de l'essai de perméabilité Lefranc

Tableau III.7: Propriétés physiques et mécaniques des calcaires dolomitiques et des dolomies.

Tableau III.8: Classification de la roche intacte selon le module de Young

Tableau III.9 Caractéristiques de joints R21

Tableau III.10 Caractéristiques de joints R22

Tableau III.11 Caractéristiques de joints R23

Tableau III.12 Caractéristiques de joints R24

Tableau III.13 : Propriétés mécaniques et physiques des différentes zones du massif rocheux étudié

Tableau IV.1 : Caractérisation lithologique des différentes zones du massif rocheux.

Tableau IV.2 : Répartition des valeurs de RQD selon la profondeur – Sondage S-OA-167

Tableau IV.3 : Répartition des valeurs de RQD selon la profondeur – Sondage S-OA-168

Tableau IV.4 : Classes de qualité du massif rocheux en fonction de la valeur du GSI

Tableau IV.5 : Valeurs du GSI et qualité du massif rocheux dans les différentes zones du tunnel

Tableau IV.6 : Données d'entrée utilisées pour l'évaluation du RMR des zones A, B, C

Tableau IV.7 : Valeurs finales du RMR et classes géomécaniques correspondantes des zones A, B, C

Tableau IV.8 : Caractéristiques géomécaniques déduites des classes RMR des zones A, B, C

Tableau IV.9 Choix des modes d'excavations d'après Z. BIENIAWSKI

Tableau IV.10 : des soutènements recommandés par BIENIAWSKI en fonction du RMR

Tableau IV.11: Paramètres du système Q et résultats de la classification géomécanique des différentes zones du tunnel

Tableau IV.12 : synthèse du prédimensionnement empirique du soutènement selon le système Q

Tableau IV.13 : Évaluation des paramètres géotechniques selon la classification AFTES.

Tableau IV.14 : Recommandations de soutènement pour la zone A selon l'approche AFTES

Tableau IV.15 : Recommandations de soutènement pour la zone B selon l'approche AFTAS

Tableau IV.16 : Recommandations de soutènement pour la zone C selon l'approche AFTAS

Tableau IV.17: soutènements recommandés par l'AFTES

Tableau IV.18 : Caractéristiques mécaniques du massif rocheux équivalent (RocData – Hoek-Brown)

Tableau IV.19 : Synthèse des paramètres de calcul géotechnique selon l'Eurocode 7

Tableau IV.20 : Paramètres de discontinuités – Zone C

Tableau IV.21 : Paramètres de rigidité normale et tangentielle de l'interface pour la Zone C

Tableau V.1 : Évolution des déplacements et des pressions de confinement (Zone B)

Tableau V.2 : Caractéristiques des cintres métalliques (HEB 140)

Tableau V.3 : Caractéristiques du béton projeté

Tableau V.4 : Tableau Caractéristique du soutènement

Tableau V.5 : les coordonnées du point d'équilibre

Tableau VI.1 : Caractéristiques des familles de joints - Levé R21

Tableau VI.2 : Résultats de l'analyse des blocs-clés issus du levé R21

Tableau VI.3 : Caractéristiques des familles de joints - Levé R22

Tableau VI.4: Analyse de la stabilité et caractéristiques des polyèdres – Levé R22.

Tableau VI.5 : Caractéristiques des familles de joints - Levé R23

Tableau VI.6 : Analyse de la stabilité et caractéristiques des polyèdres – Levé R23.

Tableau VI.7 : Caractéristiques des familles de joints - Levé R24

Tableau VI.8: Analyse de la stabilité et caractéristiques des polyèdres – Levé R24.

Tableau VI.9 : Caractéristiques techniques du soutènement pour le cas de charge critique (Levé R24)

Tableau VI.10 : Analyse de la stabilité après mise en place du soutènement (Levé R24 - Combinaison 03)

Tableau VII.1 des sollicitations structurelles (Enveloppes des efforts)

Tableaux VIII.1: résume les paramètres géométriques et matériels de la section étudiée.

Tableau VIII.2 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du profilé HEB 140

SOMMAIRE

Chapitre I : Recherche Bibliographique

I.1 Introduction et fondements	12
I.1.1 Contexte historique et limites des milieux continus	12
I.1.2 Concept géométrique de l'espace d'excavation	12
I.1.3 Domaines d'application et types de massifs rocheux	12
I.1.4 Domaines de validité et limites d'application de la Théorie des Blocs.....	14
I.1.4.1 Configurations structurales favorables à la Théorie des Blocs	14
I.1.4.2 Configurations structurales incompatibles avec la Théorie des Blocs.....	14
I.2 Caractérisation structurale et acquisition des données	15
I.2.1 Identification et traitement stéréographique des familles de joints	15
I.2.2 Traitement des données par projection stéréographique.....	16
I.3 Résistance au cisaillement et comportement des discontinuités	17
I.3.1 Résistance des surfaces planes et rugueuses (Critère de Barton-Choubey)	17
I.3.2 Estimation sur le terrain des paramètres JRC et JCS	18
I.3.2.1 Détermination du JRC.....	18
I.3.2.2 Détermination du JCS	19
I.3.3 Influence de l'échelle et de la pression d'eau sur les joints.....	20
I.3.3.1 Effet d'échelle	20
I.3.3.2 Influence de la pression d'eau	20
I.4 Analyse cinématique et identification des blocs-clés (Key-Blocks)	20
I.4.1 Définition et critères géométriques de l'amovibilité (Théorèmes de Shi)	21
I.4.2 Modes de rupture : analyses translationnelles (glissement) et rotationnelles	21
I.4.3 Influence de l'orientation et de la forme de la section du tunnel	24
I.5 Dimensionnement du soutènement et outils numériques	25
I.5.1 Principes de stabilisation par boulonnage et béton projeté (Shotcrete)	25
I.5.1.1 Le boulonnage d'ancrage (Rockbolts / Cables).....	25
I.5.1.2 Le béton projeté (Shotcrete)	26
I.5.2 Prise en compte de la séquence d'excavation.....	26
I.5.3 Modélisation tridimensionnelle des dièdres via le logiciel UNWEDGE.....	27
I.5.3.1 Hypothèses et données d'entrée du modèle	27
I.5.3.2 Analyse de la taille des blocs et dimensionnement du soutènement.....	27
I.6 Conclusion	28

Chapitre II : Présentation de projet

II.1 Introduction.....	30
II.2 Projet de la ligne ferroviaire OTT	30

II.2.1 Présentation générale de projet.....	30
II.2.2 Fiche technique du projet	31
II.3 Présentation du tunnel PK 125+838 – 126+482	32
II.3.1 Situation géographique	32
II.3.2 Caractéristiques du tunnel	32
II.4 Topographie de la région	33
II.5 Contexte géologique régional.....	34
II.6 Caractérisation sismique	34
II.7 Hydrologie régionale	35
II.8 Conclusion	36
Chapitre III : Étude Géotechnique et Géomécanique	
III.1 Introduction.....	38
III.2 Contexte géologique local	38
III.3 But de la reconnaissance géotechnique.....	39
III.4 Les investigations dans la zone objet d'étude	39
III.4.1 Sondages carottés.....	39
III.4.2 Levés géostructuraux.....	40
III.4.3 Essais in situ.....	41
III.4.4 Essai de laboratoire	41
III.4.5 Profil sismique	41
III.5 Résultats de la campagne d'investigation	42
III.5.1 Sondages carottés.....	42
III.5.2 La lithologie dominante.....	44
III.5.3 Essais in situ.....	44
III.5.4 Essai de laboratoire	45
III.5.4.1 Essai de compression uniaxiale	45
III.5.4.2 Essai de Franklin	47
III.5.4.3 Perméabilité	47
III.5.4.4 Module de déformation	49
III.5.5 Profil sismique	50
III.5.6 Levés géostructuraux.....	52
III.5.6.1 Le levé R21 PK 126+100.....	52
III.5.6.2 Le levé R22 PK 126+250.....	53
III.5.6.3 Le levé R23 PK 126+350.....	54
III.5.6.4 Le levé R24 PK 126+400.....	55
III.6 Synthèse pour la zone d'étude	55

III.7 Conclusion	56
Chapitre IV : Prédimensionnement et Classification du Massif	
IV.1 Introduction	58
IV.2 Caractérisation du matrice rocheux	58
IV.2.1 Calcul du RQD	58
IV.2.2 Classification GSI	60
IV.2.3 Classification RMR	61
IV.2.3.1 Classification selon RMR de Bieniawski	61
IV.2.3.2 Creusement selon la classification RMR de Bieniawski	63
IV.2.3.3 Soutènement d'après Z. BIENIAWSKI	64
IV.2.5 Q-system	64
IV.2.5.1 Classifications selon Q-system	64
IV.2.6.2 Choix de soutènement d'après Q-system	66
IV.2.6 AFTES	67
IV.2.6.1 Classifications selon l'AFTES	67
IV.2.6.2 Choix de soutènement d'après l'AFTES	70
IV.3 Choix de la méthode de creusement :	75
IV.4 Choix des sections types de soutènement	76
IV.5 Paramétrage géotechnique	76
IV.6 Paramètres de discontinuités	79
IV.7 Stratégie de modélisation numérique par zone géotechnique	81
IV.8 Conclusion	82
Chapitre V : Étude analytique Méthode de Convergence-Confinement	
V.1 Introduction	84
V.2 Principe de la méthode et taux de déconfinement	84
V.3 Modélisation analytique : Étapes de calcul	85
V.3.1 Courbe de convergence du terrain (Zone B)	85
V.3.2 Courbe caractéristique du soutènement (CCS)	88
V.3.3 Équilibre final (Interaction terrain–soutènement pour la Zone B)	92
V.4 Conclusion	93
Chapitre VI : Modélisation Numérique 2D (Unwedge)	
VI.1 Introduction	95
VI.2 Présentation Logiciel Unwedge	95
VI.3 Analyse de la stabilité de la surface d'excavation par Unwedge	95
VI.3.1 Analyse du Levé R21	95

VI.3.2 Analyse du Levé R22.....	97
VI.3.3 Analyse du Levé R23.....	98
VI.3.4 Analyse du Levé R24.....	99
VI.4: Choix et dimensionnement du soutènement	100
VI.5 Conclusion	103
Chapitre VII : Modélisation Numérique 2D (PLAXIS 2D)	
VII.1 Introduction.....	105
VII.2 Présentation du logiciel modélisation.....	105
VII.3 Procédure de modélisation	106
VII.3.1 Modélisation géométrique du tunnel	106
VII.3.2 Modélisation du terrain	107
VII.3.3 Création des discontinuités.....	108
VII.3.4 Calculs numérique.....	109
VII.3.4.1 Définition des conditions aux limites	109
VII.3.4.2 Génération du maillage.....	109
VII.3.4.3 Phasage de calcul : (Staged Construction)	110
VII.3.4.4 Calcul de soutènement	111
VII.3.5 Résultats du calcul.....	114
VII.3.6 Interprétation des résultats.....	121
VII.4 Conclusion	122
Chapitre VIII : Vérification du soutènement	
VIII.1 Introduction.....	124
VIII.2 Méthodologie et outils de calcul.....	124
VIII.3 : Modélisation de la coque en béton projeté dans FIN EC 2020	124
VIII.4. Vérification du soutènement de la Zone A.....	125
VIII.4.1. Modélisation et vérification de la coque en béton projeté.....	125

Résumé

Ce Projet de Fin d'Études porte sur l'étude géotechnique et le dimensionnement complet du soutènement provisoire d'un tunnel ferroviaire. Face à l'hétérogénéité des formations géologiques traversées le long du tracé, une méthodologie de conception rigoureuse a été adoptée. Le travail s'articule d'abord autour d'une sectorisation du massif rocheux (Zones A, B et C) et d'une caractérisation géomécanique basée sur les classifications empiriques classiques.

Le cœur de l'étude est consacré à la justification structurelle et à l'optimisation des systèmes de soutènement. Les structures rigides (coques en béton projeté et cintres métalliques HEB) ont été vérifiées sous sollicitations continues conformément aux exigences des Eurocodes (logiciel FIN EC 2020), tandis que le soutènement souple (boulons Swellex) a fait l'objet d'une analyse cinématique tridimensionnelle des blocs instables (logiciel UNWEDGE) permettant une optimisation géométrique et matérielle poussée. Enfin, l'interaction terrain-structure a été étudiée de manière approfondie en comparant l'approche analytique de la méthode Convergence-Confinement à une modélisation numérique avancée par éléments finis (logiciel PLAXIS 2D). Cette méthodologie intégrée a permis de valider le profil de l'ouvrage techniquement et économiquement, tout en assurant la stabilité et la sécurité absolues de l'infrastructure ferroviaire.

Mots-clés : Tunnel ferroviaire, Géotechnique, Soutènement provisoire, Interaction terrain-structure, Convergence-Confinement, Éléments finis, PLAXIS 2D, UNWEDGE, Eurocodes.

ملخص

يركز مشروع التخرج هذا على الدراسة الجيوتقنية والتصميم الشامل لنظام الدعم المبدئي لنفق للسكك الحديدية. نظراً لعدم تجانس التكوينات الجيولوجية التي يعبرها مسار النفق، تم اعتماد منهجية تصميم صارمة. يتمحور العمل أولاً حول تقسيم والتوصيف الجيوميكانيكي بناءً على التصنيفات التجريبية الكلاسيكية (A و B و C المناطق) الكتلة الصخرية إلى مناطق.

قشرة الخرسانة (يُكرس الجزء الأساسي من الدراسة للتبرير الهيكلي وتحسين أنظمة الدعم. تم التحقق من الهياكل الصلبة Eurocodes تحت الإجهادات المستمرة وفقاً لمتطلبات المعايير الأوروبية (HEB المرشوشة والأقواس المعدنية من نوع لتحليل كينماتيكي ثلاثي الأبعاد للكتل غير (Swellex مسامير) ، بينما خضع الدعم المرن (FIN EC 2020 برنامج) مما سمح بتحسينه هندسياً ومادياً بشكل دقيق. أخيراً، تمت دراسة التفاعل بين التربة (UNWEDGE برنامج) المستقرة بنمذجة (Convergence-Confinement) والهيكل بعمق من خلال مقارنة المقاربة التحليلية لطريقة التقارب-الاحتواء أتاح هذه المنهجية المتكاملة التحقق من المظهر (PLAXIS 2D برنامج) عددية متقدمة باستخدام العناصر المحدودة الجانبية للمنشأة تقنياً واقتصادياً، مع التبرير المطلق لاستقرار وسلامة البنية التحتية للسكك الحديدية.

نفق سكة حديد، الهندسة الجيوتقنية، الدعم المبدئي، التفاعل بين التربة والهيكل، طريقة التقارب-الاحتواء، الكلمات المفتاحية: ، المعايير الأوروبية UNWEDGE، PLAXIS 2D، العناصر المحدودة،

Introduction Générale

Le développement continu des infrastructures de transport est un vecteur essentiel de la croissance économique et de l'aménagement du territoire. Face aux contraintes topographiques imposées par les reliefs montagneux, la construction d'ouvrages souterrains, et plus particulièrement des tunnels ferroviaires, s'impose comme une solution incontournable pour fluidifier le trafic tout en préservant l'environnement de surface.

Cependant, le creusement d'un tunnel constitue une opération complexe qui perturbe l'état d'équilibre initial du massif rocheux. Cette excavation génère une redistribution des contraintes autour de la cavité, entraînant des déformations (convergences) qui peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage si elles ne sont pas correctement maîtrisées. L'enjeu majeur de l'ingénierie géotechnique souterraine réside donc dans la compréhension du comportement du terrain et dans la conception d'un système de soutènement capable de contrôler ces déformations de manière sécuritaire et économique.

C'est dans ce contexte stimulant que s'inscrit le présent Projet de Fin d'Études. L'objectif principal de ce travail est de mener une étude géotechnique complète et de procéder au dimensionnement optimisé du soutènement provisoire d'un tunnel ferroviaire s'étendant sur un tracé de 644 mètres. Face à la variabilité des faciès géologiques rencontrés le long du tracé, il a été nécessaire d'adopter une démarche d'ingénierie progressive et rigoureuse.

Pour mener à bien cette mission, notre méthodologie s'articule autour des axes suivants, qui structureront ce manuscrit :

- **Une première partie** consacrée à l'analyse du contexte géologique et à la définition des paramètres géomécaniques du projet. Une sectorisation du tracé sera effectuée pour identifier les différentes zones de comportement.
- **Une deuxième partie** dédiée à l'évaluation de la qualité du massif rocheux par le biais des classifications empiriques usuelles (RMR, Q-system, GSI), permettant de proposer un pré-dimensionnement des structures de soutènement (béton projeté, cintres métalliques, boulonnage).
- **Une troisième partie** focalisée sur la justification et l'optimisation de ce soutènement. Cette étape cruciale mobilisera des outils d'analyse de pointe : une vérification cinématique des blocs instables (logiciel UNWEDGE) pour les milieux discontinus, couplée à une analyse par la méthode Convergence-Confinement pour l'évaluation de l'interaction terrain-structure.
- **Enfin, une quatrième partie** présentera la modélisation numérique de l'ouvrage aux éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, afin de simuler les phases de creusement, de valider les déformations globales du massif, et de confirmer la pertinence technico-économique des soutènements retenus.

À travers ce cheminement, de l'approche empirique vers la modélisation numérique avancée, ce mémoire s'attachera à démontrer comment une conception géotechnique croisée permet de répondre aux plus hautes exigences de sécurité dans les travaux souterrains modernes.

Chapitre I :

Recherche

Bibliographique

I.1 Introduction et fondements de la théorie des blocs

Dans le cadre de notre étude sur l'ingénierie souterraine, la caractérisation du massif rocheux et la prévision de son comportement lors du creusement constituent des étapes clés. Face à la nature hétérogène des terrains, nous devons choisir des outils d'analyse adaptés aux conditions spécifiques du site. C'est pourquoi nous nous appuyons sur la théorie des blocs, qui propose une alternative aux approches de calcul traditionnelles.

I.1.1 Contexte historique et limites des milieux continus

Historiquement, le calcul des tunnels repose sur la mécanique des milieux continus (méthodes analytiques élasto-plastiques ou éléments finis). Bien que performantes pour les milieux homogènes, nous constatons que ces approches se heurtent à des limites majeures dans les massifs rocheux fracturés :

- **Complexité des paramètres** : Elles nécessitent de connaître précisément la résistance et la déformabilité globales du massif, des données souvent dures à mesurer de manière représentative.
- **Biais des hypothèses** : Elles considèrent souvent le massif comme un milieu homogène aux propriétés moyennées, ignorant le rôle des discontinuités individuelles.
- **Mécanisme de rupture réel** : Dans un massif rocheux dur, la rupture ne se fait pas par plastification de la matrice rocheuse, mais par le déplacement de blocs le long des surfaces de faiblesse préexistantes.

Introduite par Goodman et Shi (1985), la théorie des blocs est née pour dépasser ces limites. Elle déplace le problème d'une analyse des contraintes complexes vers une analyse géométrique et cinématique des milieux discontinus.

I.1.2 Concept géométrique de l'espace d'excavation

La philosophie de cette méthode considère le creusement d'un tunnel non pas comme l'application de nouvelles charges, mais comme l'introduction d'un espace géométrique vide au sein d'un massif pré-fracturé.

Notre objectif consiste donc à évaluer la possibilité physique pour les blocs rocheux de se détacher et d'occuper cet espace libéré.

Le massif est modélisé comme un assemblage de corps rigides définis par l'intersection des fractures. En nous concentrant sur la structure géométrique interne et la morphologie des blocs, paramètres identifiables avec une meilleure confiance sur le terrain, nous obtenons une base de conception plus fiable.

Le calcul repose sur l'hypothèse qu'un effondrement débute par la chute d'un premier bloc en paroi, appelé « bloc-clé » (key-block). Si la géométrie le rend amovible, la gravité le pousse à occuper le vide du tunnel, entraînant des ruptures en chaîne. À l'inverse, l'identification et le maintien de ces blocs-clés par un soutènement adapté garantissent la stabilité globale de l'ouvrage.

I.1.3 Domaines d'application et types de massifs rocheux

La pertinence de la théorie des blocs dépend directement de la structure du massif. Selon la classification de Goodman, nous distinguons dix grands types de massifs rocheux :

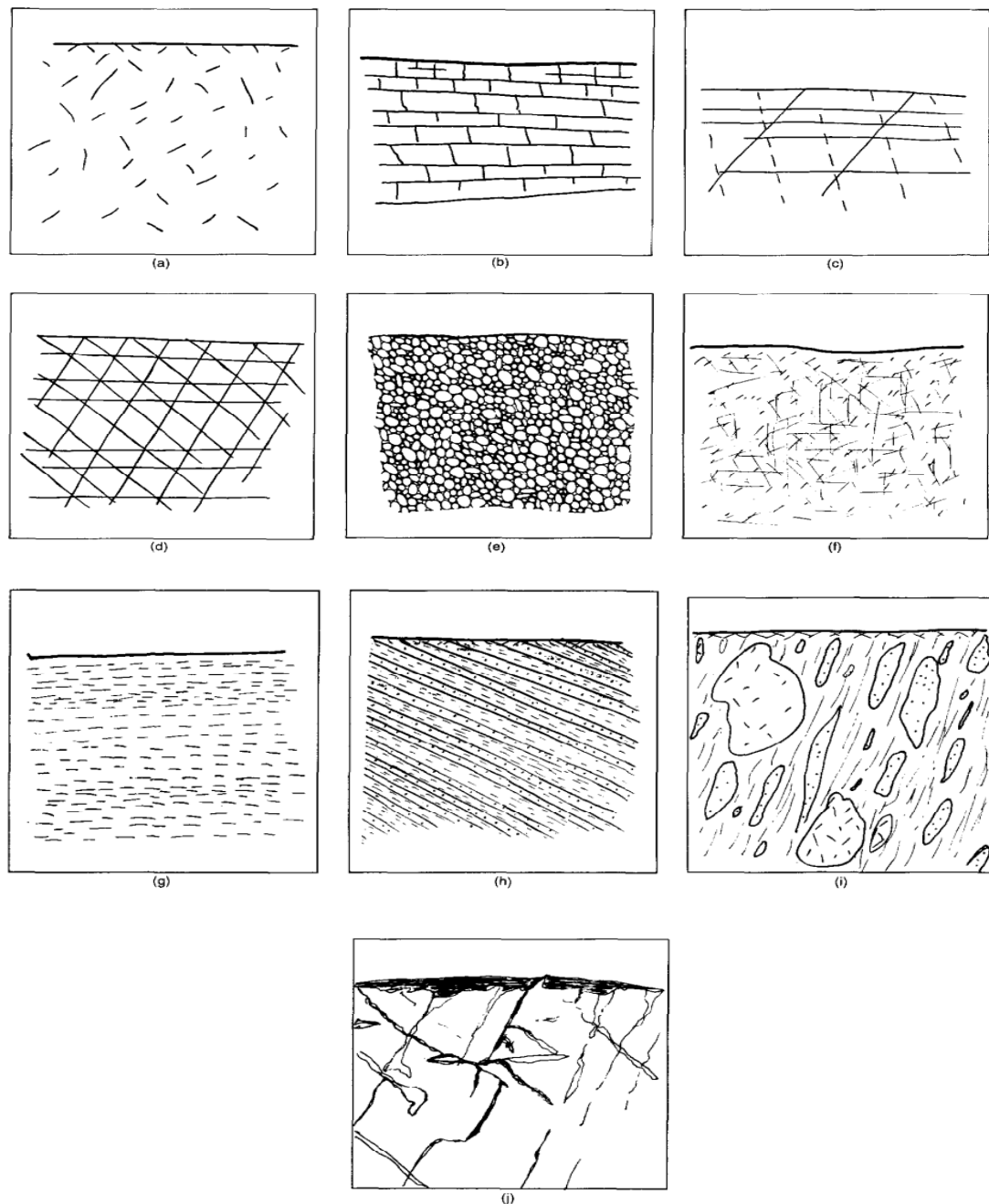


Figure I.1 : Types de caractéristiques des massifs rocheux (Goodman 1987)

- **a) Roche sans joints** : Massif compact, sans fracture notable.
- **b) Roche incomplètement fracturée** : Joints insuffisants pour former des blocs isolés.
- **c) Roche faiblement blocailleuse** : Joints potentiels fermés ou cicatrisés.
- **d) Roche blocailleuse** : Familles de joints persistants générant des blocs instables. C'est la catégorie principale pour la théorie des blocs.
- **e) Roches très poreuses** : Comportement dominé par la poroélasticité.
- **f) Roches très fissurées** : Fortement anisotropes et fragiles ; comportement proche des sols fissurés.
- **g) Roches gonflantes ou convergentes** : Minéraux argileux réactifs provoquant des déformations importantes.

- **h) Mélanges réguliers** : Formations stratifiées rythmiquement (ex : grès/schistes).
- **i) Mélanges aléatoires** : Structures chaotiques (ex : mélanges tectoniques).
- **j) Roches cavernueuses** : Présence de cavités naturelles par dissolution (ex : calcaires, gypse).

Bien que ces caractéristiques puissent se combiner, l'aspect « blocailleux » reste le critère déterminant pour appliquer la théorie des blocs, même au sein de roches altérées, poreuses ou plissées.

I.1.4 Domaines de validité et limites d'application de la Théorie des Blocs

La théorie des blocs de Goodman (et Shi) repose sur une hypothèse fondamentale : le massif doit être discontinu, mais structuré en grands blocs rigides définis par des familles de joints claires et continues. Si le massif est trop peu fracturé, ou à l'inverse, s'il est totalement broyé/isotrope, la théorie des blocs ne s'applique plus (on utilise alors d'autres approches, comme les critères continus ou les méthodes empiriques globales de Barton ou Hoek-Brown)

I.1.4.1 Configurations structurales favorables à la Théorie des Blocs

Cette catégorie regroupe les massifs dits « intermédiaires structurés ». Les réseaux de fractures y sont continus, bien définis dans l'espace et délimitent de vrais polyèdres rigides (dièdres, coins ou prismes) capables de se déplacer sous le seul effet de la gravité :

- **Massif stratifié ou en plaquettes (Figure b)** : Les joints de stratification parallèles recoupés par des diaclases orthogonales découpent des blocs parallélépipédiques parfaits. C'est la configuration typique propice aux ruptures par basculement (*toppling*) et aux chutes de blocs en clé de voûte.
- **Massif colonnaire ou sédimentaire fracturé (Figure c)** : Les familles de joints majeures traversent de part en part la matrice rocheuse, isolant des dièdres aux contours nets et géométriquement amovibles.
- **Massif fortement structuré en mailles ou losanges (Figure d)** : C'est le cas d'école modélisé par le code UNWEDGE. L'intersection tridimensionnelle de deux à trois familles de joints très régulières génère des coins (*wedges*) parfaits tout autour de la périphérie du tunnel.
- **Massif folié ou schisteux régulier (Figure h)** : Lorsque les plans de schistosité ou de foliation sont fortement marqués, lisses et continus, ils forment de grandes dalles rocheuses sujettes à des phénomènes de glissement plan ou en coin.

I.1.4.2 Configurations structurales incompatibles avec la Théorie des Blocs

À l'inverse, les massifs aux comportements extrêmes excluent l'utilisation de la méthode de Goodman en raison de l'absence de blocs géométriques définis :

- **Massif massif à fissures discontinues (Figure a)** : Les fractures y sont courtes, isolées et ne s'intersectent pas pour fermer un volume polyédrique autonome ; la matrice de la roche intacte assure seule la stabilité globale.
- **Massif bréché ou démantelé (Figure e)** : Ce milieu, constitué de fragments rocheux polymictiques insérés dans une matrice fine ou une zone de faille broyée, présente des

éléments arrondis ou isolés sans plans de joints lisses continus nécessaires aux calculs vectoriels.

- **Massif intensément fracturé ou broyé (Figure f) :** Le nombre de discontinuités y est si élevé et leur espacement si réduit par rapport au diamètre de notre excavation que le massif ne se comporte plus comme un assemblage de blocs, mais comme un milieu continu (analogue à un sol ou un tas de sable). L'utilisation d'UNWEDGE y est mathématiquement impossible.
- **Massif micro-fissuré ou feuilleté dense (Figure g) :** Pour les mêmes raisons, l'échelle millimétrique à centimétrique des structures empêche la formation de blocs-clés (*Key-Blocks*) cinématiquement significatifs à l'échelle de l'ouvrage souterrain.
- **Massif hétérogène de type « Mélange » (Figure i) :** Dans ces formations chaotiques (type flyschs tectonisés), des blocs de taille variable sont isolés au sein d'une matrice fine. La stabilité dépend alors des propriétés rhéologiques de cette matrice et non de l'intersection de plans lisses.
- **Massif tectonisé complexe et cisailé (Figure j) :** Les fractures y sont sinueuses, hautement variables et associées à une altération hétérogène, interdisant toute simplification par des plans moyens stables.

I.2 Caractérisation structurale et acquisition des données

La précision de la théorie des blocs dépend entièrement de notre capacité à cartographier fidèlement l'architecture tridimensionnelle des discontinuités. Pour exploiter cette méthode, nous devons identifier les familles de joints présentes, comprendre les limites physiques de nos outils de mesure et utiliser des techniques d'acquisition modernes afin de minimiser les incertitudes géotechniques.

I.2.1 Identification et traitement stéréographique des familles de joints

Un massif rocheux fracturé présente rarement des discontinuités disposées de manière totalement aléatoire. Sous l'effet des contraintes tectoniques historiques, des processus de sédimentation ou du refroidissement des roches magmatiques, les fractures se regroupent en ensembles parallèles ou sous-parallèles, que nous appelons familles de joints (notées J1, J2, J3, etc.).

Pour appliquer la théorie des blocs de Goodman et Shi, l'étape initiale et critique consiste à identifier ces familles et à déterminer leur orientation moyenne. Cette caractérisation structurale repose sur une méthodologie rigoureuse en trois étapes distinctes :

- **La mesure de terrain et l'acquisition des données brutes :** La caractérisation commence par le relevé direct sur les affleurements ou les parois d'excavation. Pour chaque joint intercepté, nous mesurons son orientation spatiale exacte à l'aide d'une boussole géologique équipée d'un clinomètre. Cette orientation est définie de manière unique par deux paramètres angulaires indissociables :

- **La direction de pendage (*Dip Direction*)** : La direction de pendage correspond à l'azimut de la ligne de plus grande pente du plan de discontinuité. Elle est mesurée dans le sens horaire par rapport au Nord géographique et varie entre 0° et 360° .

Ce paramètre indique la direction vers laquelle le plan est incliné.

- **L'angle de pendage (*Dip*)** : C'est l'inclinaison maximale du plan de joint par rapport à un plan horizontal (compris entre 0° pour un plan horizontal et 90° pour un plan vertical).

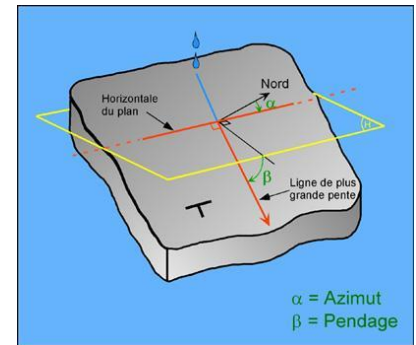


Figure I.2 : Paramètres d'orientation d'un plan.

L'ensemble de ces mesures constitue une base de données géométriques permettant de décrire statistiquement les orientations des discontinuités au sein du massif rocheux.

I.2.2 Traitement des données par projection stéréographique

Face à un grand nombre de mesures, l'analyse visuelle directe est impossible. Nous utilisons donc la projection stéréographique, un outil graphique qui permet de représenter l'espace tridimensionnel sur un plan en deux dimensions.

Comme l'illustre la Figure de Goodman, le principe consiste à projeter un plan incliné passant par le centre d'une sphère de référence pour obtenir un grand cercle courbe sur un cercle à plat.

Cette méthode géométrique permet de simplifier l'analyse des fractures. En trouvant l'intersection de ces grands cercles, nous pouvons définir graphiquement les Pyramides de Joints (JP) nécessaires à la théorie des blocs pour identifier si un bloc autour du tunnel est amovible ou verrouillé.

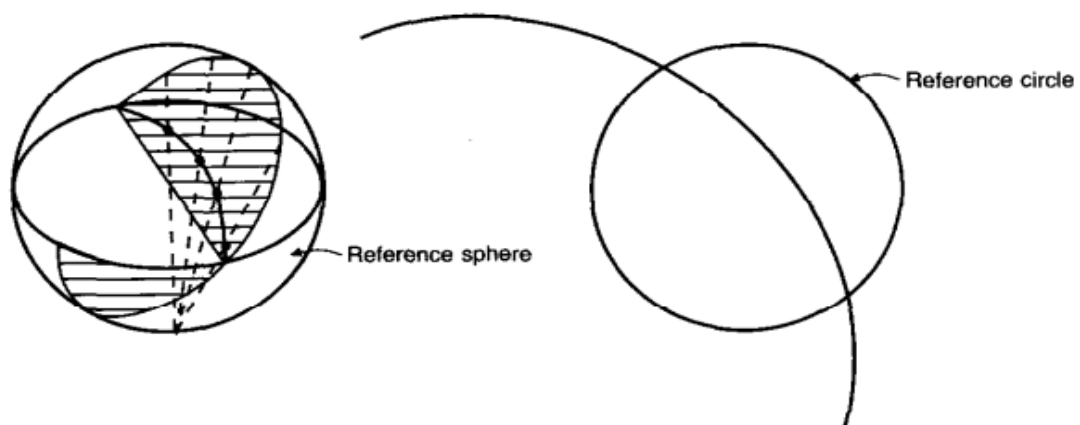


Figure I.3 : Projection stéréographique d'un plan incliné (Goodman 1987)

I.3 Résistance au cisaillement et comportement des discontinuités

La stabilité des blocs rocheux (Key-Blocks) isolés par la théorie de Goodman dépend en grande partie de la résistance mécanique au glissement le long des lèvres des fractures. Nous étudions ici les paramètres qui régissent cette résistance sous sollicitation de cisaillement.

Cependant, l'approche géométrique de Goodman définit l'amovibilité d'un bloc sans intégrer les forces de frottement qui s'opposent à son détachement. Pour valider mécaniquement cette stabilité, il devient indispensable de confronter la géométrie de ces blocs aux contraintes physiques réelles exercées par le massif environnant.

À faible profondeur, là où les contraintes in situ sont limitées, la rupture de la roche intacte reste minimale. Le comportement mécanique globale du massif rocheux est alors directement contrôlé par le glissement le long des discontinuités (joints, plans de stratification, failles). Pour évaluer précisément la stabilité de notre système de blocs rocheux individuels (Key-Blocks), il est indispensable d'analyser les facteurs physiques qui régissent la résistance au cisaillement de ces parois de fractures.

I.3.1 Résistance des surfaces planes et rugueuses (Critère de Barton-Choubey)

Pour une surface plane, lisse et cimentée, soumise à une contrainte normale σ_n , la résistance au cisaillement augmente progressivement jusqu'à atteindre une résistance de pic correspondant à la cohésion du matériau cimentaire et au frottement des surfaces en contact. Lorsque le déplacement se poursuit, cette résistance diminue vers une valeur résiduelle τ_r , pour laquelle la cohésion devient pratiquement nulle.

Le comportement des surfaces planes est classiquement décrit par le critère de Mohr-Coulomb :

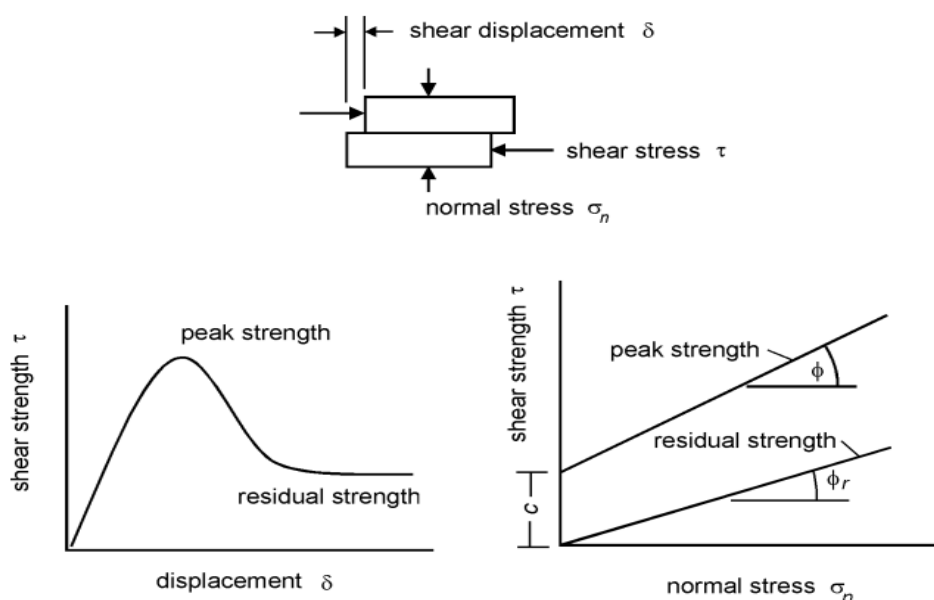


Figure I.4 : Essai de cisaillement direct sur une discontinuité plane montrant les résistances de pic et résiduelle (d'après Barton et Choubey).

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

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r$$

Où :

- c : représente la cohésion ;
- ϕ : est l'angle de frottement de pic ;
- ϕ_r : est l'angle de frottement résiduel.

Pour les surfaces rocheuses naturelles, les irrégularités et aspérités des joints augmentent fortement la résistance au cisaillement. À faibles contraintes normales, le glissement provoque une dilatation des surfaces rugueuses, tandis qu'à fortes contraintes les aspérités sont cisailées ou broyées.

Afin de représenter ce comportement non linéaire, Nick Barton et V. Choubey ont proposé le critère empirique suivant :

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

Où :

- JRC : est le coefficient de rugosité du joint ;
- JCS : est la résistance à la compression des parois du joint ;
- ϕ_b : est l'angle de frottement de base.

Ce critère montre que la résistance au cisaillement dépend directement de la rugosité des discontinuités et de la qualité mécanique des parois rocheuses.

I.3.2 Estimation sur le terrain des paramètres JRC et JCS

L'application pratique du critère de Barton–Choubey nécessite la détermination des paramètres JRC et JCS directement sur le terrain selon les recommandations de l'ISRM.

I.3.2.1 Détermination du JRC

Le coefficient JRC caractérise la rugosité géométrique des surfaces de fractures. Son estimation est réalisée par comparaison visuelle entre la surface réelle du joint et les profils standards proposés par Barton et Choubey.

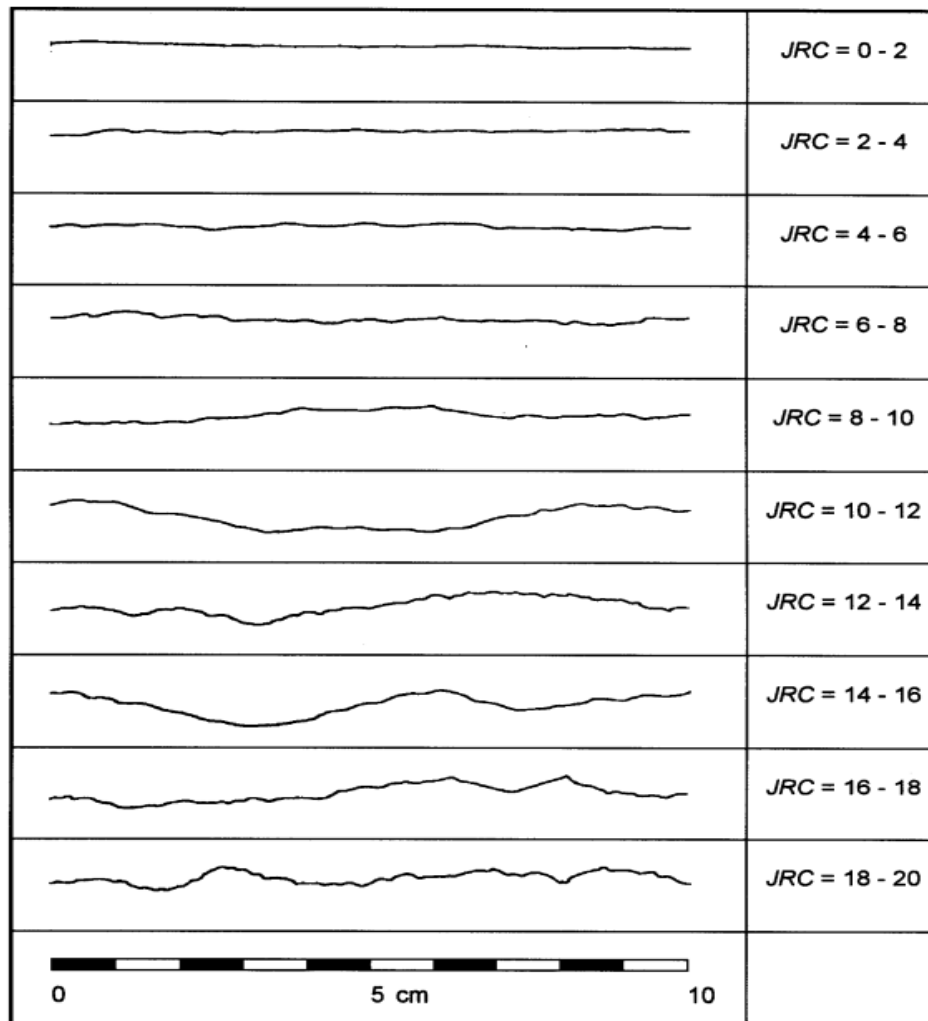


Figure I.5 : Profils standards de rugosité utilisés pour l'estimation du coefficient JRC selon Barton et Choubey (1977).

Les valeurs de JRC varient généralement :

- De 0 à 2 pour des surfaces lisses
- Jusqu'à 20 pour des surfaces très rugueuses et ondulées

Le paramètre peut également être évalué à l'aide de mesures géométriques de l'amplitude des aspérités le long du joint.

I.3.2.2 Détermination du JCS

Le paramètre JCS représente la résistance à la compression des parois du joint. Cette résistance peut être fortement réduite par l'altération des surfaces de fractures.

Sur le terrain, le JCS est généralement estimé à l'aide du marteau de Schmidt appliqué directement sur les lèvres de la discontinuité. L'indice de rebond obtenu permet, à l'aide des abaques de Deere et Miller, d'estimer la résistance en compression simple des parois rocheuses.

I.3.3 Influence de l'échelle et de la pression d'eau sur les joints

I.3.3.1 Effet d'échelle

Les paramètres JRC et JCS mesurés sur de petits échantillons de laboratoire surestiment généralement la résistance réelle des discontinuités à grande échelle. En effet, lorsque la taille du joint augmente, les petites rugosités deviennent moins influentes et la probabilité de présence de défauts augmente.

Pour corriger cet effet, Barton et Bandis (1982) proposent les relations suivantes :

$$JRC_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02JRC_o}$$

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03JRC_o}$$

Où :

- L_o : est la longueur de référence en laboratoire
- L_n : est la longueur réelle du joint sur le terrain.

I.3.3.2 Influence de la pression d'eau

La présence d'eau dans les fractures réduit la contrainte normale effective agissant sur les joints et diminue ainsi leur résistance au cisaillement. Selon le principe de Terzaghi :

$$\sigma'_n = \sigma_n - u$$

Où

u : Représente la pression interstitielle de l'eau.

Le critère de Barton–Choubey devient alors :

$$\tau = (\sigma_n - u) \tan \left[\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'_n - u} \right) \right]$$

La diminution de la contrainte normale effective favorise le glissement des blocs rocheux et peut provoquer des instabilités importantes autour du tunnel. Cette influence justifie la mise en place de systèmes de drainage afin de limiter les pressions d'eau dans le massif rocheux.

I.4 Analyse cinématique et identification des blocs-clés (Key-Blocks)

L'approche géométrique et topologique de Richard E. Goodman et Gen-hua Shi (1985) constitue le fondement de notre analyse de stabilité. Contrairement aux approches continues, la Théorie des Blocs considère le massif comme un assemblage discontinu de blocs rigides. Notre objectif est de filtrer mathématiquement tous les blocs générés par les fractures pour n'isoler que les « blocs-clés » (*Key-Blocks*), c'est-à-dire ceux qui menacent directement l'excavation.

I.4.1 Définition et critères géométriques de l'amovibilité (Théorèmes de Shi)

Selon Goodman, l'identification d'un bloc-clé repose sur un processus d'élimination strict basé sur la géométrie des demi-espaces. Pour qu'un bloc soit considéré comme instable et qualifié de *Key-Block*, nous devons vérifier successivement trois théorèmes fondamentaux :

- **Le théorème de finitude (*Finiteness Theorem*)** : Le bloc de roche doit être physiquement fini. Il doit être entièrement délimité par l'intersection des plans de discontinuités (formant sa Pyramide de Joints, JP) et par la surface libre du tunnel (formant la Pyramide d'Excavation, EP). S'il s'évase vers l'infini dans le massif, il est infini et donc stable.
- **Le théorème d'amovibilité (*Removability Theorem*)** : Le bloc doit posséder la liberté géométrique de se détacher de la matrice sans être bloqué par la géométrie des blocs voisins. Sur notre canevas stéréographique, cela exige que la Pyramide de Joints (JP) soit strictement et entièrement incluse dans la Pyramide d'Excavation (EP) : $JP \subset EP$
- **Le critère de bloc-clé** : Si un bloc est fini, amovible, et que la force gravitationnelle ou hydraulique nette qui s'y applique pointe vers le vide de l'excavation avec une intensité supérieure aux forces de frottement, il devient formellement un *Key-Block*.

Une fois le code de la Pyramide de Joints critique identifié par ces théorèmes (par exemple la JP 011), il devient possible de cartographier ses traces géométriques sur les parois de l'excavation pour localiser visuellement les blocs-clés réels, comme l'illustre la Figure I.5 :

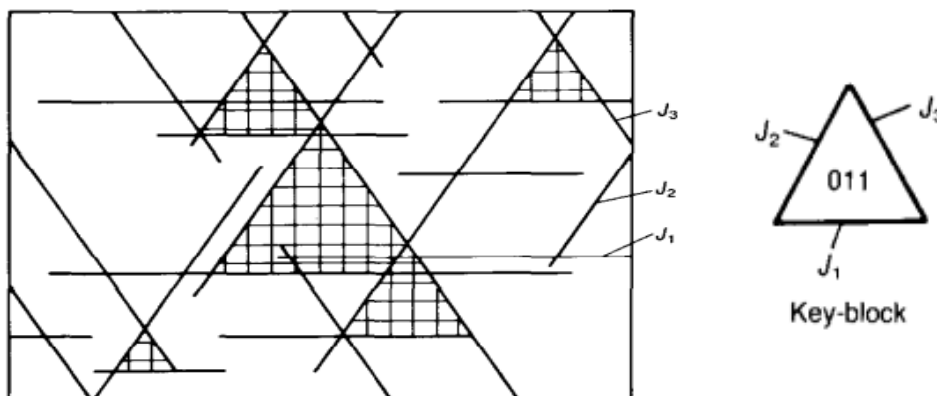


Figure I.6 : Localisation et cartographie des blocs-clés potentiels (Goodman1987)

I.4.2 Modes de rupture : analyses translationnelles (glissement) et rotationnelles

Une fois le *Key-Block* isolé géométriquement, l'approche de Goodman permet de classifier son comportement cinématique. La trajectoire de mouvement du bloc dicte le mode de rupture, ce qui est indispensable pour le dimensionnement directionnel de notre soutènement. Nous distinguons les modes suivants :

- **Mode 0 - Chute libre (*Lifting / Free fall*)** : Typique des blocs en clé de voûte. Le bloc se détache sans toucher aucune de ses parois. La direction du glissement est purement verticale.

- **Mode 1 - Glissement sur un plan (*Single face sliding*)** : Le mouvement de translation se produit le long d'une seule face du bloc (un seul joint). L'amovibilité exige que la pente de ce plan soit supérieure à son angle de frottement effectif ϕ_{eff} calculé précédemment.

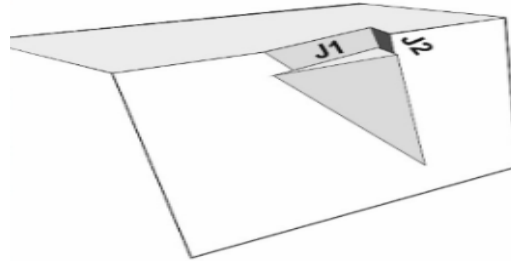


Figure I.7 : Mode de rupture par glissement sur un plan

- **Mode 2 - Glissement en coin (*Wedge sliding*)** : Le bloc glisse de manière translationnelle le long de l'axe formé par l'intersection de deux plans de joints. Goodman démontre que ce mouvement n'est possible que si la droite d'intersection pointe vers la surface libre du tunnel.
- **Mode 3 - Basculement et rotation (*Toppling / Rotation*)** : Goodman a étendu la Théorie des Blocs aux cinématiques rotationnelles, fréquentes dans les piédroits du tunnel lorsqu'un bloc bascule autour d'une arête d'appui sous l'effet de son propre poids.

Pour qu'une telle rotation soit géométriquement possible, chaque sommet libre (A, B et C) doit pouvoir pivoter vers le vide du tunnel sans entrer en collision avec le massif stable, comme l'illustre la Figure I.6. Ces conditions de non-interpénétrabilité se traduisent par un système d'inéquations vectorielles.

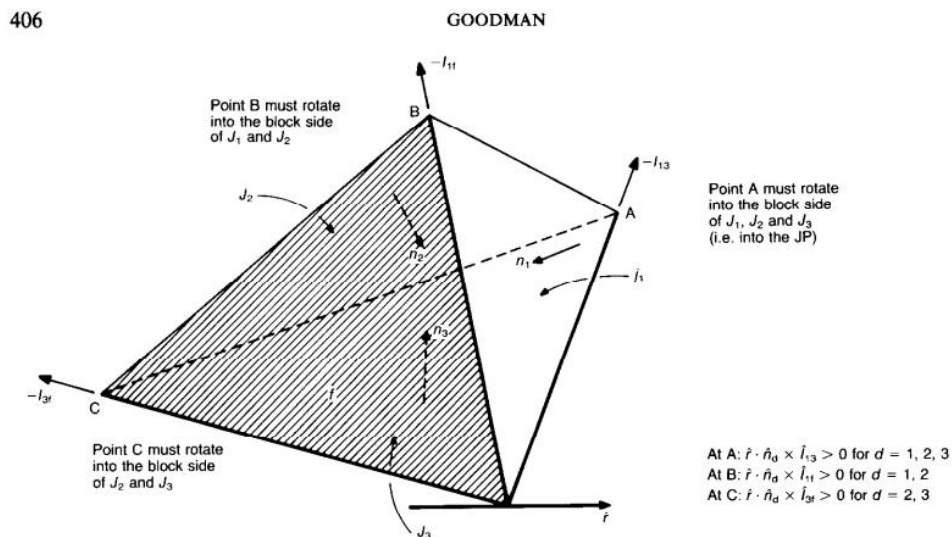


Figure I.8: Conditions géométriques de rotation d'un bloc autour de l'arête I_{13} (Goodman 1987).

Sur le plan pratique, la résolution de ces inégalités se transpose graphiquement sur le canevas stéréographique. La Figure I.7 met en évidence la plage fortement restreinte

(zone quadrillée) des orientations admissibles pour l'axe de rotation. Si l'axe réel du bloc tombe en dehors de cette zone, le basculement est mécaniquement bloqué.

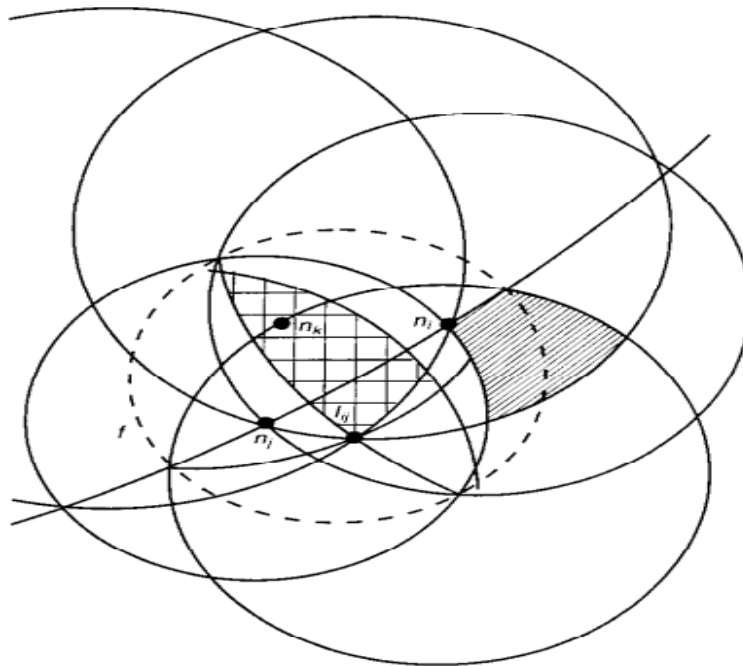


Figure I.9 : Plage restreinte des axes de rotation sur le canevas stéréographique (Goodman1987).

Enfin, l'analyse de ce mode est indispensable car, comme le démontre Figure I.8, le mouvement rotatif initial permet fréquemment à un bloc de s'affranchir et de passer outre des aspérités de surface abruptes. Ces irrégularités rocheuses, qui auraient pourtant suffi à verrouiller le bloc lors d'un glissement translationnel classique par cisaillement, deviennent inefficaces face au basculement.

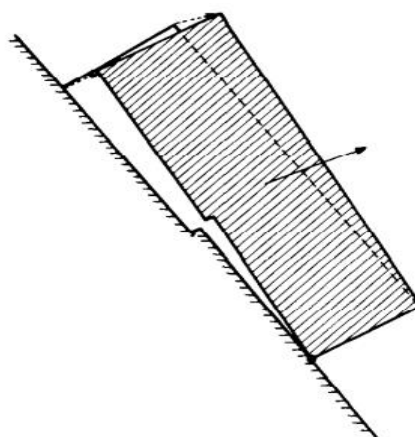


Figure I.10: Franchissement des aspérités de surface par mouvement rotatif initial. (Goodman1987).

I.4.3 Influence de l'orientation et de la forme de la section du tunnel

Un principe fondamental de la Théorie des Blocs de Goodman est que la forme, le volume et la dangerosité du Bloc-Clé Maximum (MKB - *Maximum Key Block*) dépendent exclusivement de l'arrangement géométrique des fractures par rapport à la surface libre créée par l'homme. La Figure I.9 montre la forme élémentaire d'un tel bloc : un tétraèdre fini isolé par l'intersection de trois joints (J_1 , J_2 , J_3) débouchant sur une face libre (*Free surface*).

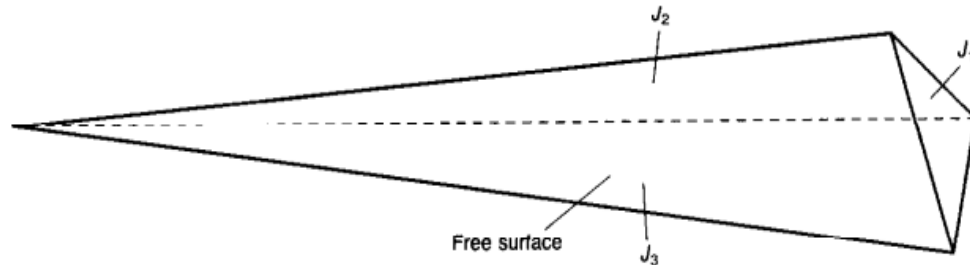


Figure I.11 : Modèle géométrique d'un bloc élémentaire isolé selon la théorie de Goodman : bloc tétraédrique défini par trois joints et une surface libre d'excavation (Goodman1987).

- **L'orientation de l'axe du tunnel :** En modifiant l'azimut du tracé de notre tunnel, nous changeons l'intersection spatiale entre la surface libre de l'excavation et la Pyramide de Joints (JP). Un changement même léger d'orientation de l'ouvrage peut transformer un bloc amovible (dangereux) en un bloc effilé (*tapered block*) mécaniquement verrouillé dans la roche.

Pour illustrer l'importance cruciale de cette directionnalité, la Figure I.10 montre une excellente analogie en génie civil de surface : le long d'un même tracé routier sinueux, le talus rocheux ne devient instable que dans la zone du virage. C'est le seul endroit où l'orientation de la découpe artificielle devient parallèle au plan de glissement des blocs, tandis que les sections rectilignes de la route restent parfaitement stables. Dans notre tunnel, nous appliquons exactement la même logique en cherchant l'azimut de creusement optimal qui minimise la formation géométrique de ces blocs amovibles.

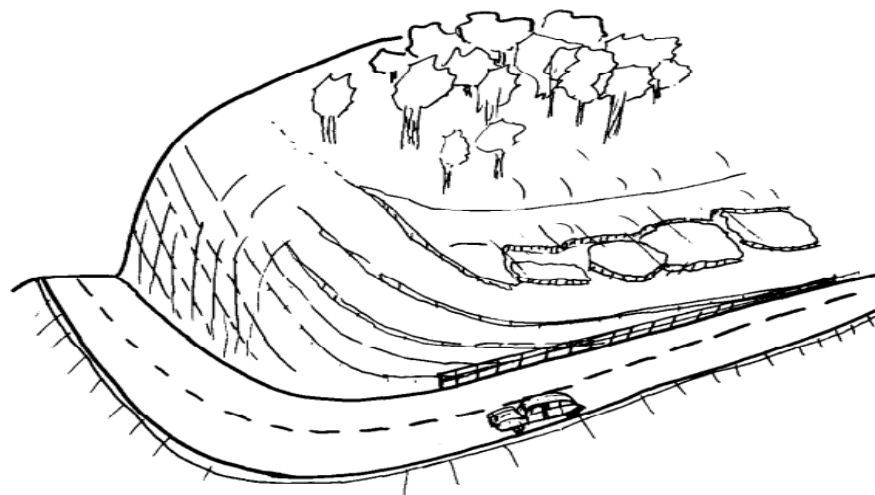


Figure I.12 : Effet de l'orientation sur la stabilité d'un massif rocheux discontinu : illustration de la directionnalité critique de la rupture le long d'un talus routier sinueux (d'après Goodman1987).

- **La géométrie de l'excavation :** La forme du profil d'excavation délimite directement l'extension spatiale de la zone instable. La Figure 14 met en évidence le calcul de l'aire

du Bloc-Clé Maximum A_{mkb} sous une voûte de tunnel. On constate visuellement qu'un profil excavé courbé (en plein cintre) vient recouper les plans de joints de façon optimale, ce qui restreint mathématiquement la hauteur et le volume du triangle de roche instable (zone hachurée) par rapport à une excavation à toit plat.

L'utilisation d'outils de conception assistée (comme AutoCAD) nous permet de tracer rigoureusement ces lignes d'intersections courbes en trois dimensions. En modélisant les rayons de notre profil et les pendages exacts, nous pouvons générer la surface de l'excavation et évaluer géométriquement les traces réelles des discontinuités, minimisant ainsi l'apparition des blocs-clés critiques dès la phase de conception du tracé.

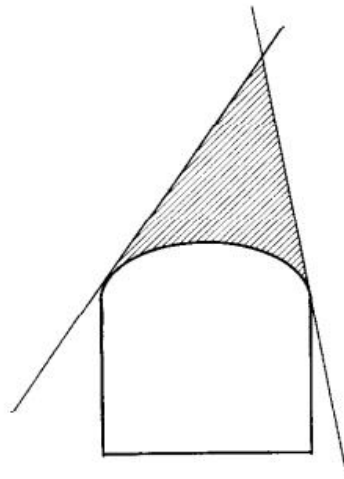


Figure I.13 : Détermination géométrique de la zone du Bloc-Clé Maximum A_{mkb} sous la voûte curviligne d'une ouverture souterraine (Goodman1987).

I.5 Dimensionnement du soutènement et outils numériques

Une fois les blocs-clés (*Key-Blocks*) potentiellement instables localisés et caractérisés cinématiquement par la théorie de Goodman et Shi, l'étape finale consiste à concevoir et dimensionner un système de soutènement optimal. L'objectif est d'assurer une pression de confinement suffisante pour empêcher le détachement ou le glissement de ces dièdres vers l'intérieur du tunnel face aux sollicitations gravitationnelles.

I.5.1 Principes de stabilisation par boulonnage et béton projeté (Shotcrete)

D'après les retours d'expérience de l'ingénierie des roches (notamment sur le projet de Rio Grande), la stabilisation des massifs rocheux fracturés repose sur l'action combinée de deux éléments complémentaires :

I.5.1.1 Le boulonnage d'ancrage (Rockbolts / Cables)

Pour couder les blocs amovibles, nous privilégions l'utilisation de boulons à expansion mécanique. Ils sont mis sous tension immédiatement après leur pose (généralement à 70 % de leur limite d'élasticité) pour appliquer un confinement actif instantané, puis entièrement injectés avec un coulis de ciment à un stade ultérieur. Ils agissent selon deux principes mécaniques :

- **Le boulonnage suspendu :** Pour un bloc amovible identifié en clé de voûte (rupture en chute libre), les boulons ou les câbles de forte capacité (pouvant atteindre 10 mètres de longueur pour les grandes excavations) agissent en suspension. Ils doivent être ancrés profondément au-delà de la fracture, dans le massif rocheux sain et stable, pour supporter directement le poids mort du dièdre en travaillant en pure traction.
- **Le renforcement du frottement (Effet de couture) :** Pour un bloc sujet au glissement (plan ou en coin), les lignes d'ancrage traversent perpendiculairement les plans de joints. En appliquant cette précontrainte, le boulon augmente la contrainte normale effective σ_n' sur le joint, ce qui accroît directement la résistance au cisaillement frictionnelle τ selon le critère empirique de Barton-Choubey.

I.5.1.2 Le béton projeté (Shotcrete)

Appliqué sur le périmètre de la paroi excavée et parfois renforcé par un treillis métallique, le béton projeté agit comme une membrane de surface semi-rigide. Il remplit trois rôles essentiels :

1. **Effet de voûte local :** Il empêche les petits blocs de roche de se détacher entre les mailles de boulons, évitant ainsi une décompression progressive du massif.
2. **Résistance au cisaillement périphérique :** Il adhère aux lèvres de la roche stable, forçant le bloc instable à cisailer le béton projeté sur son périmètre pour pouvoir se détacher.
3. **Protection contre l'altération :** Il scelle les parois et empêche les infiltrations d'air et d'eau qui pourraient dégrader la résistance des parois du joint (JCS) ou générer des sous-pressions hydrauliques néfastes.

I.5.2 Prise en compte de la séquence d'excavation

En méthode conventionnelle d'avancement, le timing et le phasage géométrique de la pose du soutènement conditionnent directement la sécurité de l'ouvrage, en appliquant le principe du « *design-as-you-go* » (adaptation du soutènement en cours d'avancement):

- **Le phénomène de convergence-confinement :** Lors du creusement, la roche autour du front de taille se détend et converge vers le vide. Si le soutènement est posé trop tôt, il subira des pressions excessives et cassera. S'il est posé trop tard, les joints s'ouvriront, la rugosité (JRC) chutera drastiquement, et le *Key-Block* se détachera avant d'avoir pu être cousu.
- **La réduction de la section de creusement :** Lorsque l'avancement en pleine section (par exemple une section initiale de 12 m de portée) pénètre dans une zone fortement fracturée ou faillée, la méthode consiste à réduire la section à un profil de galerie pilote (par exemple 6 m de portée). Cela limite mathématiquement le volume maximal des blocs-clés susceptibles d'être libérés depuis le toit.
- **Le pré-soutènement au front :** À partir de cette galerie pilote, des forages sont réalisés pour poser des boulons d'ancrage afin de pré-renforcer et de coudre les dièdres instables du toit avant l'excavation de la section complète. Le béton projeté intervient en phase finale comme un bonus de sécurité à long terme une fois que la géométrie totale de l'excavation est exposée.

I.5.3 Modélisation tridimensionnelle des dièdres via le logiciel UNWEDGE

Pour automatiser et valider nos calculs analytiques de la théorie des blocs, nous utilisons le logiciel de référence en ingénierie géotechnique : **UNWEDGE** (Rocscience).

I.5.3.1 Hypothèses et données d'entrée du modèle

Le logiciel évalue la stabilité des dièdres formés tout autour du profil en se basant sur l'hypothèse d'un chargement purement gravitationnel (le champ de contraintes *in situ* n'est pas pris en compte, ce qui conduit sécuritairement à un Facteur de Sécurité minimal). Les données d'entrée introduites séquentiellement dans le programme sont :

1. **La géométrie de la section** : Les coordonnées (X, Y) successives définissant le contour fermé du tunnel (dessiné sur AutoCAD), alternant segments droits et arcs de cercle pour générer un profil lisse.
2. **La stéréographie (Fichier DIPS)** : L'orientation exacte (pente/direction de pente) de nos trois familles de joints (J1, J2, J3) intersectant le massif.
3. **Les propriétés mécaniques et hydrauliques** : Le poids volumique de la roche, les paramètres de résistance au cisaillement des joints (critère de Barton-Choubey : (ϕ_b , JRC, JCS) et la pression d'eau (u) agissant sur les fractures.

I.5.3.2 Analyse de la taille des blocs et dimensionnement du soutènement

À partir des plans de fractures, UNWEDGE génère automatiquement les formes tridimensionnelles des blocs maximaux théoriques tout autour de l'excavation (jusqu'à 6 wedges distincts). Le logiciel fournit pour chaque bloc son poids, son mode de rupture (chute libre, glissement ou rotation) et son Facteur de Sécurité (FS) initial à l'état non soutenu.

Cependant, les joints réels sur le terrain ayant une extension spatiale limitée, les blocs réels sont souvent plus petits que le bloc maximal théorique calculé par défaut. Nous utilisons donc l'option « Scales » du logiciel pour recalibrer le dièdre en introduisant la longueur de trace réelle des joints mesurée sur le terrain (par exemple, introduire une longueur de trace de 10 m permet de réduire le poids d'un bloc de toit théorique de 11 610 tonnes à un bloc réaliste de 255 tonnes).

Dès lors que le FS d'un bloc est insuffisant ($FS < 1.5$), nous implantons virtuellement notre schéma de soutènement dans le modèle :

- Nous paramétrons la maille de boulonnage (longueur, espacement, capacité maximale en traction des barres).
- Nous introduisons l'épaisseur et la résistance à la traction/cisaillement du béton projeté.

UNWEDGE recalcule alors le nouveau facteur de sécurité stabilisé. Cet outil numérique nous permet d'optimiser les lignes d'ancrage en les orientant de manière à couper au mieux les intersections de joints critiques, assurant ainsi une stabilisation optimale, sûre et économique de notre tunnel.

I.6 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de mener une analyse complète de la stabilité de notre tunnel en milieu rocheux discontinu, en isolant d'abord géométriquement les blocs-clés instables et leurs cinématiques de rupture grâce à la théorie des blocs de Goodman et Shi. L'intégration du critère de Barton-Choubey a ensuite quantifié la résistance au cisaillement réelle des fractures, fournissant les paramètres nécessaires à la modélisation tridimensionnelle sous UNWEDGE pour évaluer les facteurs de sécurité et dimensionner un soutènement optimisé combinant boulonnage d'ancrage et béton projeté. Afin d'affiner cette conception, la suite de notre étude devra s'orienter vers une approche probabiliste intégrant la variabilité statistique des joints, couplée à une modélisation numérique avancée (type RS2/RS3) pour analyser l'influence du champ de contraintes in situ, le tout devant *in fine* être validé sur le terrain par une démarche observationnelle stricte et un suivi instrumental rigoureux lors du creusement.

Chapitre II :

Présentation de

projet

II.1 Introduction

L'Algérie poursuit sa politique de modernisation de son réseau ferroviaire, qui s'étend actuellement sur environ 4 000 km, avec pour objectif d'atteindre 10 000 km à l'horizon 2030, à travers la réalisation de plusieurs projets structurants, tels que les lignes Tébessa – Annaba, Alger – Tamanrasset et Béchar – Tindouf – Gara Djebilet.

Dans ce contexte, le projet ferroviaire reliant Oued Tlélat à Tlemcen s'inscrit comme une opération stratégique visant à renforcer la connectivité dans la région Ouest, en assurant une liaison efficace entre Oran, considérée comme la capitale de l'Ouest, et les autres wilayas. Dans ce chapitre, nous présenterons le projet ferroviaire dans son ensemble, ainsi qu'une étude particulière du tunnel ferroviaire PK 125+838 et 126+482.

II.2 Projet de la ligne ferroviaire OTT

II.2.1 Présentation générale de projet

Le projet consiste en la réalisation du dédoublement de la voie et la rectification du tracé de la ligne ferroviaire entre Oued Tlélat et Tlemcen. Cette nouvelle infrastructure à double voie électrifiée est conçue pour supporter une vitesse maximale de 220 km/h, visant à transformer radicalement les conditions de circulation pour les voyageurs et les marchandises.

Cette nouvelle ligne ferroviaire démarre à la gare d'Oued Tlélat, dans la wilaya d'Oran, et se prolonge jusqu'à Tlemcen, en traversant la wilaya de Sidi Bel Abbès ainsi que plusieurs communes stratégiques de l'Ouest algérien. En reliant ces principaux pôles économiques, le projet garantit une liaison rapide et efficace, pour renforcer la connectivité ferroviaire de la région.

Le projet se déploie sur un linéaire total d'environ 130 kilomètres et nécessite la construction de structures imposantes pour franchir les reliefs complexes du tracé. L'ensemble comporte la réalisation de 3 tunnels naturels, totalisant environ 1,5 km, ainsi que 129 viaducs, garantissant une plateforme ferroviaire sécurisée et optimisée pour l'exploitation à grande vitesse.



Figure II.1 : image satellitaire de la ligne ferroviaire

II.2.2 Fiche technique du projet

Maître de l'ouvrage :

AGENCE NATIONALE D'ÉTUDE ET SUIVI DE LA
RÉALISATION DES INVESTISSEMENTS FERROVIAIRES



Entreprise de réalisation : Le projet est réalisé par un Groupement Momentané d'Entreprise (GME) composé de deux sociétés italiennes :

Società Italiana per Condotte d'Acqua S.p.A. (Chef de file)

Rizzani de
Eccher



**società italiana
per condotte d'acqua S.p.A.**
Fondata il 7 aprile 1880

**RIZZANI
DE ECCHER**

Maître d'œuvre :

SAETI

TPF
consultores



Début du projet :2008

Fin du projet :2027

Taux d'avancement du projet :75%

Le tracé du projet de la nouvelle ligne ferroviaire à double voie électrifiée reliant Oued Tlelat à la frontière marocaine nécessite la : réalisation de plusieurs ouvrages d'art.

L'objet de ce mémoire est l'étude technique du tunnel situé entre les PK 125+838 et 126+482

II.3 Présentation du tunnel PK 125+838 – 126+482

II.3.1 Situation géographique

Le tunnel PK 125+838 – 126+482 est situé dans la wilaya de Tlemcen. Il s'inscrit dans le tracé de la nouvelle ligne ferroviaire à double voie électrifiée reliant Oued Tlelat à la Frontière Marocaine. L'ouvrage traverse un relief montagneux complexe.

Le tunnel de Sidi Aïssa, comprenant des sections en tunnel foré et en tunnel faux tunnel , est compris entre les PK 125+838 et 126+482, pour une longueur totale de 644 mètres.



Figure II.2: image satellitaire du tunnel de PK 125+838 et 126+482

II.3.2 Caractéristiques du tunnel

Dans le cadre du Projet d'Exécution concernant la réalisation de la ligne ferroviaire à double voie électrifiée entre l'Oued Tlelat et la ville de Tlemcen, ce rapport a pour objet la description des études du génie civil, pour le dimensionnement du tunnel ferroviaire localisé entre les PK 125+838 et PK 126+482.

Ce tunnel présente une longueur totale de 644 m, comprise entre les deux points kilométriques précités. La section transversale adoptée correspond à un profil assurant le passage d'une double voie ferroviaire électrifiée, avec un gabarit suffisant pour le matériel roulant et la caténaire.

Les caractéristiques géométriques principales du tunnel sont les suivantes :

- Largeur intérieure : 13 m
- Hauteur intérieure : 9,2 m
- Diamètre équivalent : 12 m
- Rayon équivalent : 6 m

Ces dimensions sont issues du revêtement final, garantissant le respect du gabarit ferroviaire, la sécurité des circulations, ainsi que l'intégration des équipements techniques et des marges de sécurité nécessaires

II.4 Topographie de la région

Notre projet est localisé dans la région de Sidi Aïssa – El Medige, dans les Monts de Tlemcen. La zone d'étude présente un relief accidenté et montagneux, avec des versants marqués, des vallons et des formes d'érosion, ce qui explique le choix de la solution en tunnel. Les pentes naturelles du terrain sont fortes et peuvent atteindre environ 40 % dans certaines parties, surtout du côté de Tlemcen.

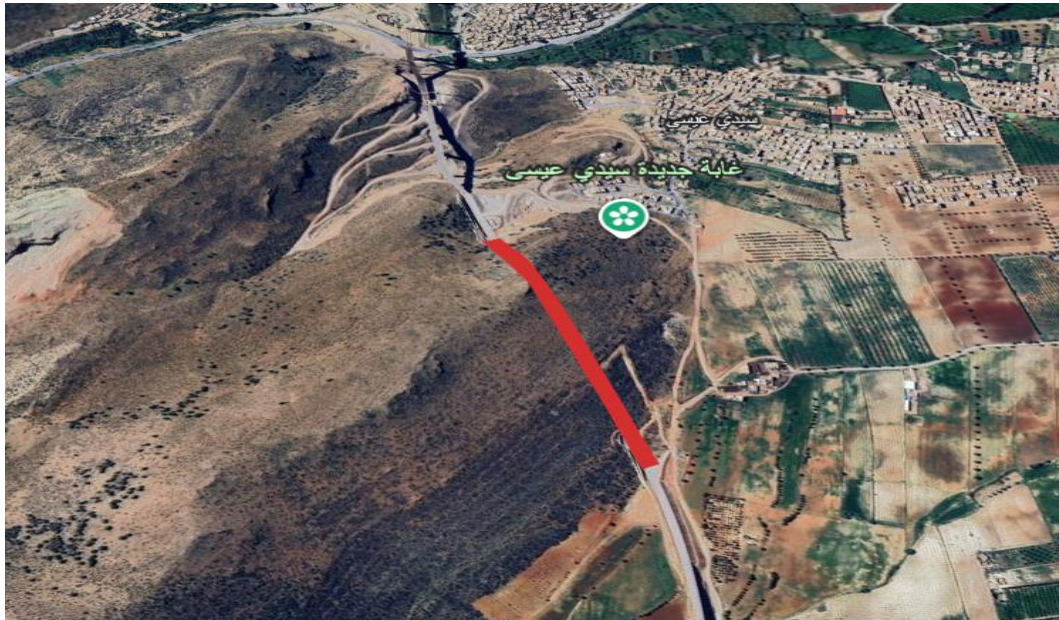


Figure II.3: Photo satellitaire qui montre la topographie de la région.

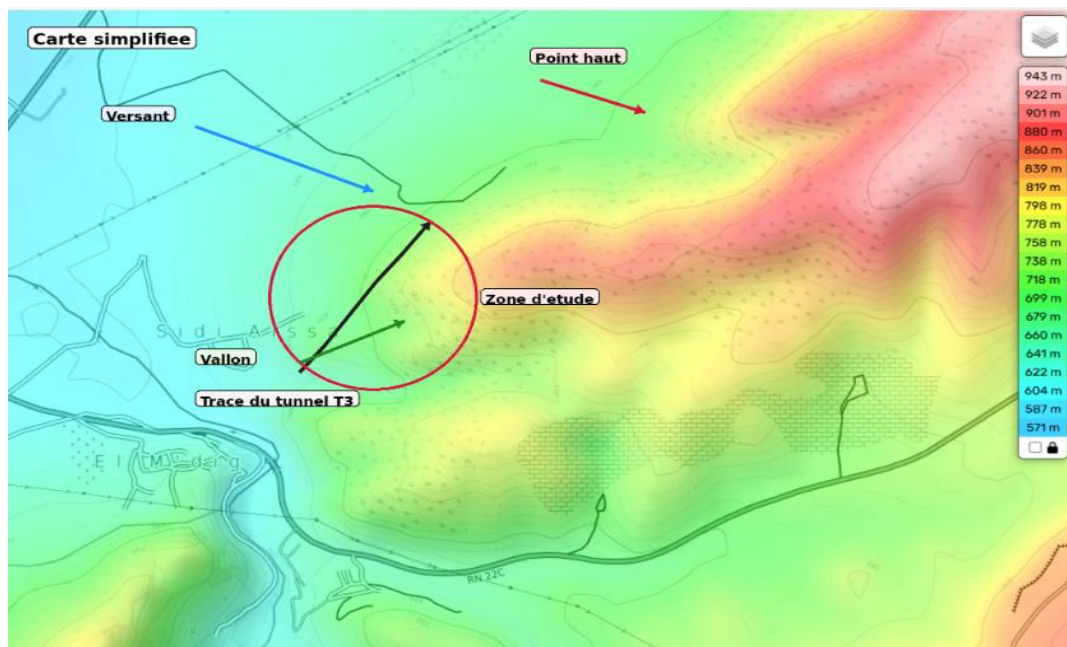


Figure II.4: Carte topographique de la région

D'après la carte topographique et les altitudes relevées, notre projet se situe dans un intervalle altimétrique compris entre 719,64 m et 803,294 m, soit environ entre 720 m et 803 m.

L'altitude minimale est observée au niveau du portail côté Sidi Bel Abbès, tandis que l'altitude maximale correspond à la partie la plus haute du terrain au niveau du tunnel.

II.5 Contexte géologique régional

Notre projet s'inscrit dans le contexte géologique régional du domaine des Monts de Tlemcen, situé dans le Nord-Ouest algérien. Cette région appartient au domaine pré-atlasique et se situe dans la bordure des chaînes alpines. Elle est limitée au nord par les sédiments miocènes du bassin de Maghnia–Sidi Bel Abbès, au sud par la fosse de Telagh et les Hautes Plaines oranaises, à l'est par les formations paléozoïques de Tifrit (Saïda), et à l'ouest par le horst paléozoïque de Ghar Rouban. La succession géologique régionale est constituée d'un socle paléozoïque peu ou pas métamorphique, recouvert par des formations du Jurassique moyen et supérieur, puis par des formations détritiques et marneuses du Miocène, du Pliocène et du Quaternaire.

Dans le secteur de notre projet, les terrains rencontrés sont dominés surtout par des calcaires dolomitiques, des dolomies et des marno-calcaires du Jurassique supérieur. D'un point de vue structural, la région est marquée par des plis, des chevauchements et des failles, ce qui traduit une structure géologique complexe.

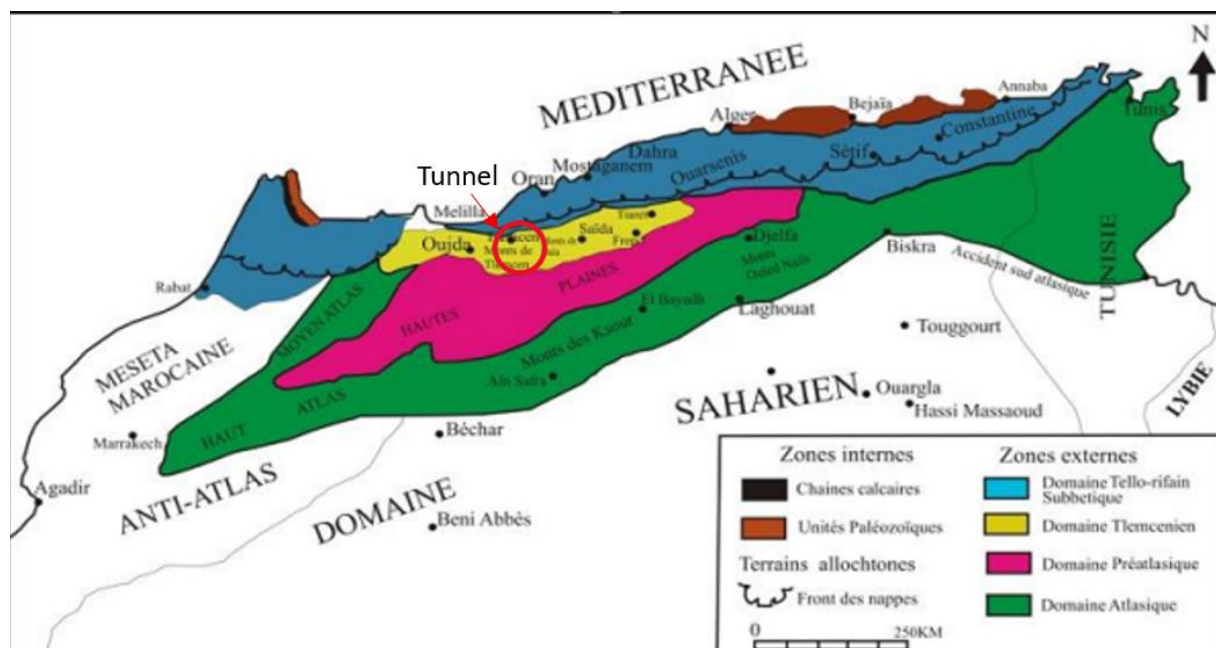


Figure II.5 : Situation générale du domaine Tlemcenien dans la chaîne alpine algéro-marocaine (d'après Benest, 1985).

II.6 Caractérisation sismique

L'activité sismique en Algérie est principalement concentrée dans les régions du Nord, en raison de l'interaction entre la plaque africaine et la plaque eurasienne, à l'origine de nombreuses contraintes tectoniques et de plusieurs séismes historiques. Afin de prendre en compte cet aléa, le territoire national est subdivisé, selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), en différentes zones de sismicité croissante. D'après le zonage sismique du RPA 2024, la zone d'étude de notre projet, située dans la région de Tlemcen, est classée en zone sismique III. Projet classification permet de situer notre projet dans son contexte sismique

régional et de définir les paramètres sismiques généraux à prendre en compte dans l'étude de l'ouvrage.

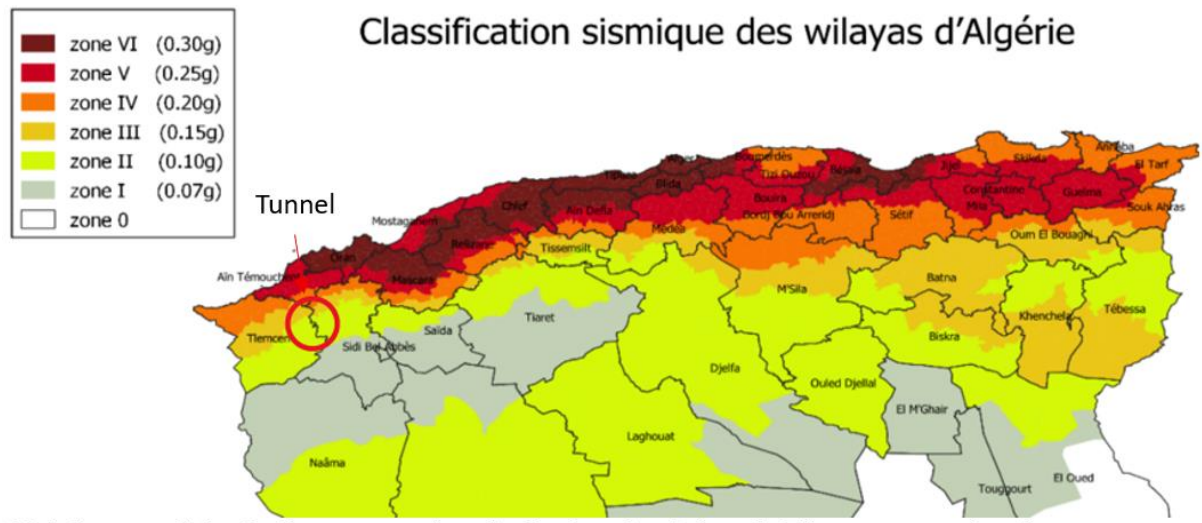


Figure II.6: Carte de zonage sismique de L'Algérie. (RPA 2024)

Selon la carte sismique, on obtient un coefficient d'accélération $A = 0,15$.

II.7 Contexte hydrologique et hydrogéologique

L'hydrologie régionale de notre projet est liée au contexte géologique et géomorphologique du Nord-Ouest algérien. Le rapport indique que les plus grands ensembles hydrogéologiques de cette région sont associés aux massifs calcaires, surtout dans l'Atlas tellien, où l'on trouve des sources typiques des régions karstiques. En revanche, les terrains schisteux, marneux et argileux se prêtent mal à la formation de sources pérennes et favorisent plutôt le ruissellement sur les pentes. Le rapport précise aussi qu'une grande partie des ressources en eau souterraine est stockée dans les dépôts alluvionnaires des plaines, où se développent plusieurs nappes, souvent de type lenticulaire. Dans la zone du projet, il existe une circulation d'eau dans les formations du Quaternaire, du Pliocène, du Miocène et du Jurassique. Pour le secteur Sidi Senoussi – Tlemcen, qui concerne notre tunnel, le cadre hydrogéologique est dominé par les formations calcaires dolomitiques fracturées des Monts de Tlemcen. Leur perméabilité est surtout secondaire, c'est-à-dire liée à la fracturation du massif rocheux. Le rapport signale aussi la présence possible de nappes locales peu profondes dans les dépôts quaternaires des oueds, ainsi que de complexes hydrogéologiques plus profonds dans les calcaires dolomitiques du Jurassique, exploités pour l'alimentation en eau potable.

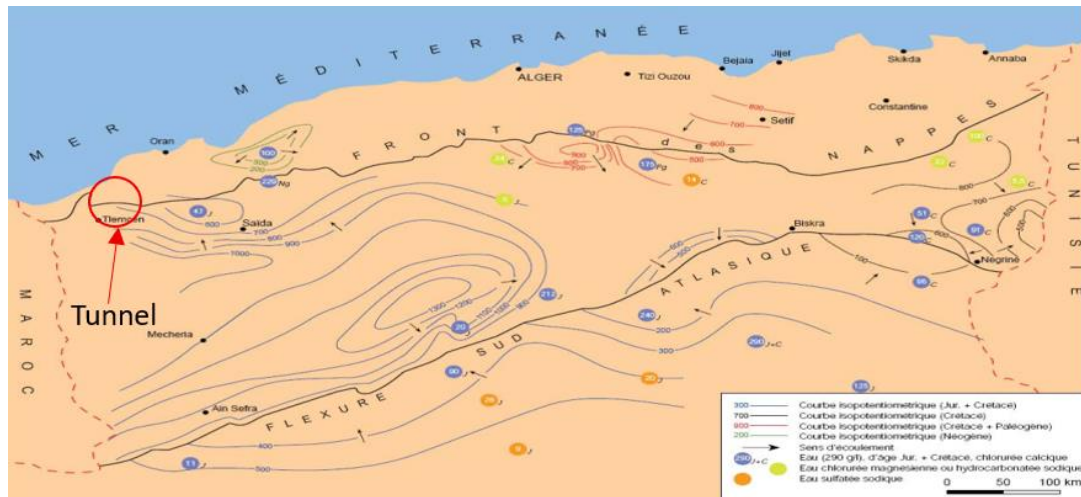


Figure II.7: Carte hydrogéologique du nord l'Algérie

II.8 Conclusion

En conclusion, ce chapitre a permis de présenter les principales caractéristiques de notre projet et de son environnement naturel. L'étude de la topographie, du contexte géologique régional, de l'hydrologie et de la sismicité montre que notre tunnel s'inscrit dans un site à relief accidenté et à conditions géologiques complexes. Ces paramètres influencent directement le comportement du terrain, les conditions de creusement et le choix des solutions techniques à adopter. Ainsi, ce chapitre constitue une base essentielle pour la suite de l'étude, notamment pour l'analyse géotechnique, la classification du massif rocheux et le prédimensionnement du soutènement.

Chapitre III : Étude Géotechnique et Géomécanique

III.1 Introduction

La réalisation d'un ouvrage souterrain en milieu rocheux exige une connaissance approfondie du terrain encaissant, car le comportement du massif conditionne directement la stabilité de l'excavation, le choix des méthodes de creusement ainsi que le dimensionnement des dispositifs de soutènement.

Dans cette perspective, l'étude géotechnique constitue une étape fondamentale de tout projet de tunnel, puisqu'elle permet d'identifier, d'analyser et d'interpréter l'ensemble des caractéristiques géologiques, structurales, hydrogéologiques et géomécaniques du site.

L'analyse de la géologie locale occupe, à ce titre, une place essentielle dans cette démarche. Elle permet de définir la nature lithologique des formations traversées, de mettre en évidence la fracturation du massif rocheux, de repérer les discontinuités majeures, les zones altérées ainsi que les éventuels accidents géologiques susceptibles d'influencer le comportement de l'ouvrage. Les reconnaissances géotechniques, appuyées si nécessaire par des investigations géophysiques, viennent compléter cette analyse en apportant des informations sur la qualité du massif en profondeur, son état de contrainte et ses paramètres mécaniques.

L'objectif de ce chapitre est donc de présenter le cadre géologique et géotechnique du projet, à travers l'étude du contexte local, la description des terrains rencontrés et l'évaluation des caractéristiques du massif rocheux. Ces éléments constituent la base indispensable pour la classification géotechnique du terrain.

III.2 Contexte géologique local

Le tunnel est implanté dans le secteur des Monts de Tlemcen et traverse un massif rocheux d'âge jurassique. Les terrains rencontrés au droit du tracé sont dominés par des formations carbonatées du Jurassique supérieur, constituées principalement de calcaires, de calcaires dolomitiques, de dolomies et de niveaux marno-calcaires.

Le massif rocheux présente un degré de fracturation variable selon les zones traversées, avec des secteurs localement plus altérés et tectoniquement perturbés. Cette variabilité est mise en évidence par les reconnaissances géotechniques et par le profil géomécanique établi le long du tunnel.

Sur le plan hydrogéologique, les formations rencontrées sont caractérisées par une perméabilité secondaire principalement liée à la fracturation et aux phénomènes karstiques. Ainsi, le contexte géologique local du tunnel correspond à un massif carbonaté hétérogène, fracturé et localement karstifié, dont les caractéristiques influencent directement le comportement géomécanique de l'ouvrage.

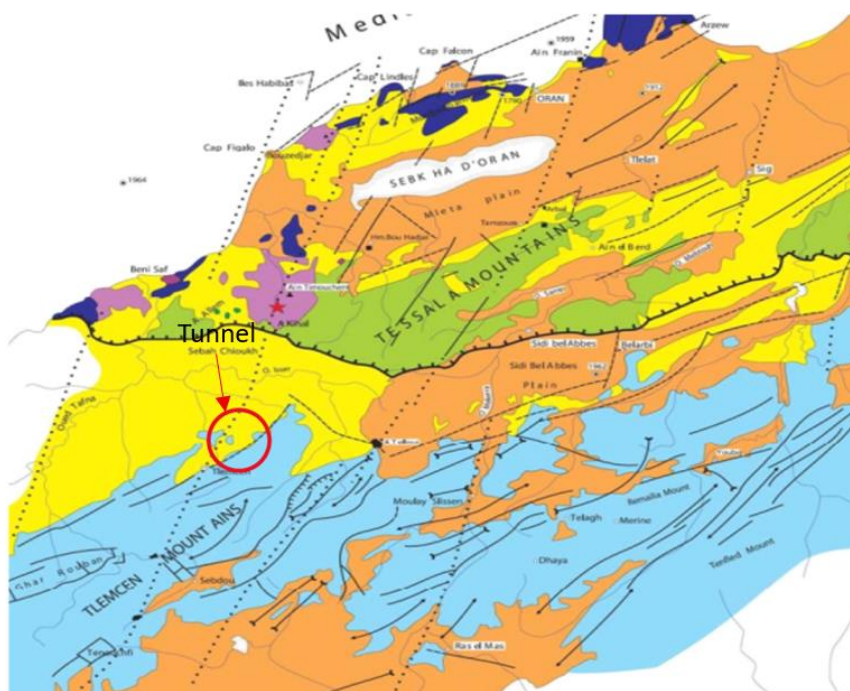


Figure III.1: Carte géologique simplifiée de la région de Monts de Tlemcen et de l'Algérie Nord-occidentale (YELLES-CHAOUCHE *et al.*, 2004).

III.3 But de la reconnaissance géotechnique

Après la définition du contexte géologique, la reconnaissance géotechnique a pour objectif de caractériser le massif rocheux traversé par le tunnel et d'évaluer son comportement probable lors de l'excavation.

Dans le cas du tunnel PK 125+838 – PK 126+482, cette reconnaissance doit permettre d'identifier la nature du massif, son état de fracturation, les caractéristiques des discontinuités et les conditions hydrogéologiques locales.

Le tunnel étant implanté dans les formations carbonatées jurassiques des Monts de Tlemcen, la démarche adoptée repose sur l'analyse géologique et géostructurale du site, conformément aux recommandations de l'ISRM, afin de distinguer les zones homogènes, de repérer les secteurs critiques et de fournir les bases nécessaires à la classification géomécanique ainsi qu'au choix des méthodes d'excavation et de soutènement.

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

Dans le cadre de l'étude géotechnique du tunnel, une campagne de reconnaissance a été réalisée entre 2009 et 2010. Elle comprend des levés géostructuraux de surface (R21, R22, R23 et R24), trois sondages carottés (S-OA-167, S-OA-168 et S-OA-170) et deux sections de tomographie sismique (S10 et S11). L'ensemble de ces investigations a constitué la base de l'analyse géologique, géostructurale et géomécanique du massif rocheux au droit du projet.

III.4.1 Sondages carottés

La reconnaissance géotechnique du site s'est appuyée sur une campagne de sondages carottés réalisée au droit de la zone étudiée. Ces sondages ont permis de préciser la nature des

terrains traversés, d'apprécier la qualité du massif rocheux et de disposer des données de base nécessaires à l'interprétation géotechnique de l'ouvrage. Les principales informations relatives à ces investigations, notamment leur localisation et leur profondeur, sont présentées dans le tableau suivant :

Date sondage	Code officiel	pk Sondage	Prof. (m)
19/10/2009	S-OA-167	125+825	25
05/01/2010	S-OA-168	126+075	65
13/12/2009	S-OA-170	126+491	35

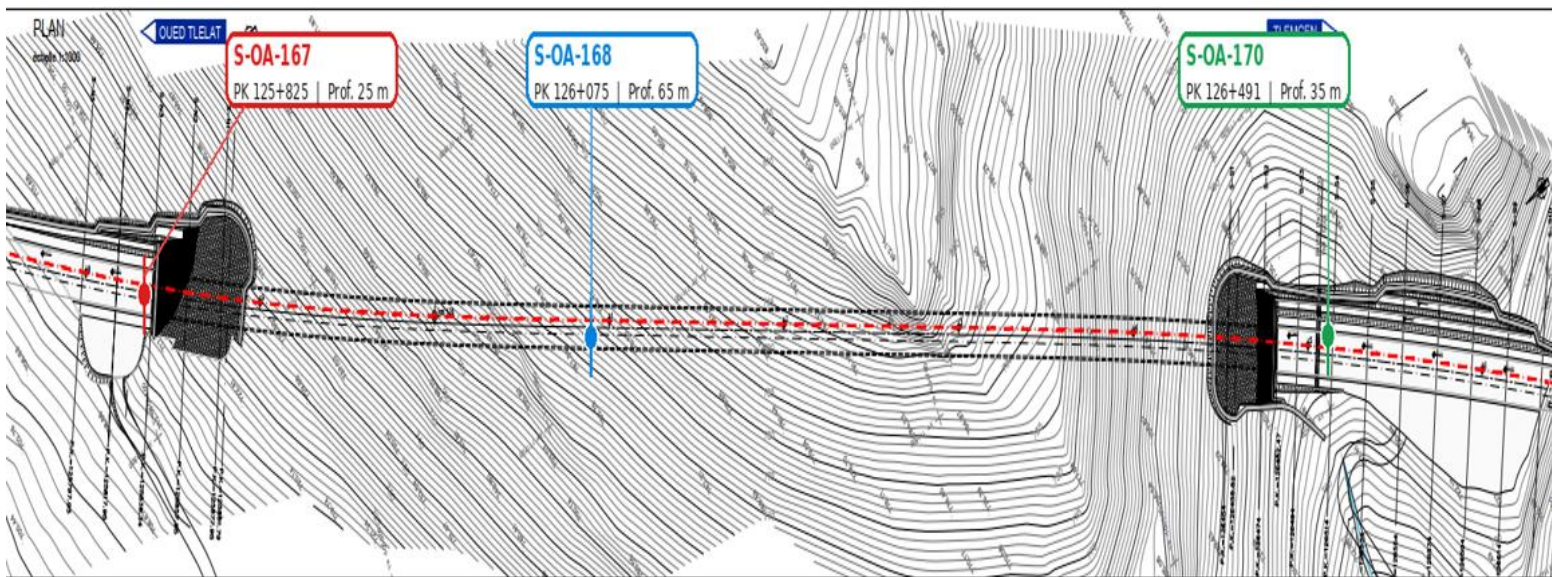


Figure III.2: L'emplacement des sondages

III.4.2 Levés géostructuraux

Les investigations de surface comprennent quatre levés géostructuraux, référencés R21, R22, R23 et R24, réalisés respectivement aux environs des PK 126+100, 126+250, 126+350 et 126+400. Ces levés ont été effectués sur des affleurements de dolomies et ont permis de caractériser l'état structural du massif rocheux, notamment à travers l'analyse de l'orientation des discontinuités, de leur espacement, de leur persistance et de leur état d'altération. Ces observations ont constitué une base importante pour l'interprétation géomécanique du terrain traversé.

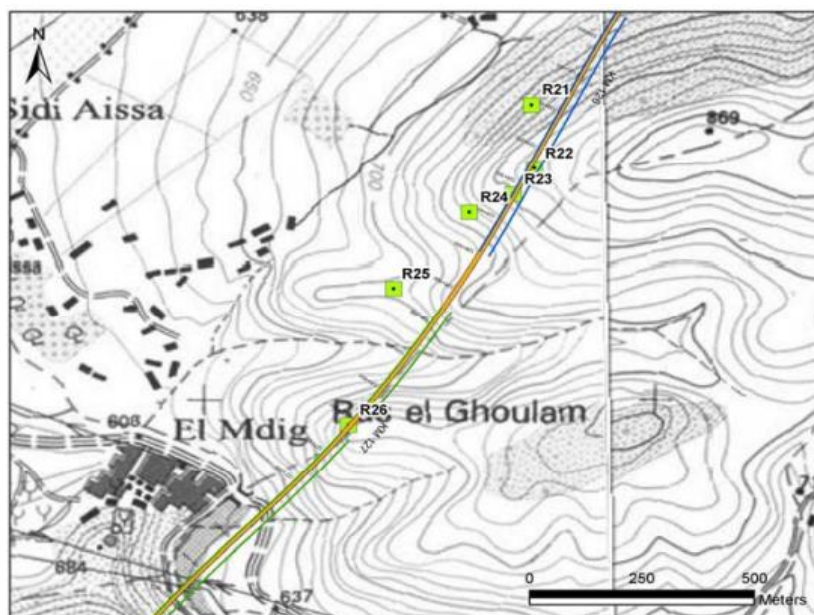


Figure III.3: Carte de localisation du Levés géostructuraux

III.4.3 Essais in situ

Les essais in situ réalisés dans la zone étudiée ont permis de compléter les informations fournies par les sondages carottés en apportant une appréciation directe du comportement du massif en place. Ils ont porté principalement sur des essais de perméabilité de type Lugeon et Lefranc, complétés par le suivi piézométrique au droit des forages. L'ensemble de ces investigations a contribué à mieux apprécier les conditions hydrauliques du massif rocheux, à identifier la présence éventuelle de circulations d'eau locales et à préciser les caractéristiques du terrain dans les secteurs les plus sensibles de l'ouvrage.

III.4.4 Essai de laboratoire

Les essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de roche prélevés au cours des reconnaissances afin de déterminer les caractéristiques mécaniques de la roche intacte. Ces essais ont principalement porté sur la résistance à la compression uniaxiale, la déformabilité de la matrice rocheuse et les paramètres nécessaires à l'évaluation du comportement géomécanique du massif. Leur exploitation a permis d'établir une base quantitative pour la caractérisation des calcaires dolomitiques et des dolomies rencontrés le long du tracé, puis de définir les valeurs représentatives retenues pour l'analyse et le dimensionnement.

III.4.5 Profil sismique

L'investigation géophysique du site a été complétée par deux sections de tomographie sismique, référencées S10 et S11. Ces profils ont permis d'évaluer la vitesse des ondes de compression et de cisaillement au sein du massif, ainsi que d'en déduire certains paramètres dynamiques, notamment le coefficient de Poisson et les modules de traction et de rigidité. Les résultats obtenus ont constitué un complément important à l'analyse géotechnique, en affinant la lecture de l'hétérogénéité du massif et en améliorant la compréhension de son comportement global.

Tableau III.1 : Localisation des profils de tomographie sismique réalisés le long du tracé

Reconnaissance	Code officiel	PK Sections
Tomographie sismique	S10	125+720/125+960
	S11	126+360/126+600

III.5 Résultats de la campagne d'investigation

III.5.1 Sondages carottés

Lithologie du tunnel

La reconstruction lithologique du tunnel a été établie à partir des données de surface, des levés géostrucuraux et des sondages carottés S-OA-167, S-OA-168 et S-OA-170. L'ensemble de ces données a permis d'identifier les principales unités rencontrées au droit de l'ouvrage et de suivre leur évolution le long du tracé.

- **Sondage S-OA-167** : recoupe une zone de transition lithologique. L'horizon superficiel (0 à 5 m) est constitué d'une couverture meuble de sables rougeâtres et de limons carbonatés.

Le substratum sous-jacent est une série hétérogène alternant des calcaires grisâtres cariés (cavités de dissolution), des calcaires gréseux, des marnes bleuâtres et des calcaires dolomitiques.



Figure III.4: les caisses de sondage S-OA-167

- **Sondage S-OA-168** : présente une bipartition lithologique marquée. La séquence supérieure est dominée par un calcaire massif gris-blanchâtre, localement interstratifié de grès friables et de marnes schistosées.

En profondeur, la formation transite vers des faciès détritiques meubles et intensément altérés, composés de sables beiges, de graves hétérométriques, d'argiles et de grès oxydés à gangue argileuse.



Figure III.5: les caisses de sondage S-OA-168

- Sondage S-OA-170 : est caractérisé par un faciès exclusivement carbonaté mais fortement remanié. La lithologie se résume à des calcaires grisâtres bréchifiés, noyés dans une abondante matrice limoneuse rougeâtre. Le massif est affecté par de profonds phénomènes de dissolution, matérialisés par des cavités et des fractures systématiquement colmatées par des sables de calcite rosâtre et des limons.



Figure III.6: les caisses de sondage S-OA-170

III.5.2 La lithologie dominante

Calcaire : roche sédimentaire carbonatée observée dans le tunnel sous forme de bancs généralement compacts. Sa couleur est surtout grisâtre à gris-jaunâtre. Dans le projet, cette roche apparaît souvent fracturée, parfois avec des cavités de dissolution et des veines de calcite. En tunnel, les principaux problèmes associés à cette lithologie sont la fracturation, la dissolution et, localement, la karstification.

Calcaire dolomitique : roche carbonatée intermédiaire entre le calcaire et la dolomie. Dans le projet, elle se présente sous une teinte généralement grisâtre à beige-grisâtre et constitue l'une des lithologies dominantes du massif traversé. Elle montre un comportement globalement résistant, mais elle peut être affectée par une fracturation marquée, une dissolution locale et une certaine hétérogénéité de comportement selon les zones traversées.

Dolomie : roche sédimentaire carbonatée à dominante dolomitique, rencontrée fréquemment dans le tunnel. Elle se présente généralement en gros bancs, souvent peu stratifiés, de couleur gris clair à beige-jaunâtre. Dans le projet, cette roche est souvent fracturée, parfois plissée, localement bréchifiée, et peut être touchée par des phénomènes de karstification. Les principaux problèmes géotechniques associés sont la fracturation, la présence de discontinuités ouvertes et la circulation d'eau dans le massif.

Marne / calcaires marneux : formations plus fines, à composante marneuse et calcaire, rencontrées localement dans certaines zones du tracé. Leur couleur est généralement grise à gris-verdâtre ou jaunâtre. Dans le projet, ces niveaux apparaissent souvent très fracturés et sont moins compétents que les formations carbonatées massives. Ils présentent un comportement plus déformable, une résistance plus modérée et une plus grande sensibilité à l'altération et à l'eau.

III.5.3 Essais in situ

Les essais in situ réalisés dans la zone étudiée ont permis de compléter les informations fournies par les sondages carottés en apportant une appréciation directe du comportement du massif en place. Ils ont porté principalement sur des essais de perméabilité de type Lugeon et Lefranc, complétés par le suivi piézométrique au droit des forages. L'ensemble de ces investigations a contribué à mieux apprécier les conditions hydrauliques du massif rocheux, à identifier la présence éventuelle de circulations d'eau locales et à préciser les caractéristiques du terrain dans les secteurs les plus sensibles de l'ouvrage.

Tableau III.2 : Données générales des sondages et niveaux piézométriques

Date sondage	Code officiel	pk Sondage	Prof. (m)	Piezometre (m)	Lecture niveau nappe (m)
19/10/2009	S-OA-167	125+825	25	25	14,80
05/01/2010	S-OA-168	126+075	65	65	-
13/12/2009	S-OA-170	126+491	35	31,5	-

Les mesures piézométriques réalisées dans le cadre du projet reposent sur l'observation du niveau d'eau au droit des sondages de reconnaissance, afin d'identifier l'existence éventuelle d'une nappe ou de circulations hydriques au sein du massif traversé. Ce type d'essai permet

donc d'apprécier les conditions hydrogéologiques locales et d'évaluer l'influence potentielle de l'eau sur le comportement du terrain lors de l'excavation.

Les résultats obtenus montrent qu'un seul indice hydrique a été mis en évidence au niveau du sondage S-OA-167, où l'eau a été interceptée à une profondeur de 14,80 m sous la cote du terrain naturel. Cette valeur traduit l'existence d'une circulation d'eau localisée dans ce secteur du tunnel.

En revanche, les sondages S-OA-168 et S-OA-170 n'ont révélé aucun niveau d'eau au-dessus de la cote du projet. Cela signifie qu'aucune nappe généralisée n'a été reconnue dans ces secteurs au cours de la campagne d'investigation.

Ainsi, l'interprétation des mesures piézométriques conduit à considérer que le contexte hydrogéologique du tunnel ne correspond pas à un massif saturé de manière continue, mais plutôt à un milieu globalement peu aquifère, susceptible de présenter seulement des circulations d'eau ponctuelles. Cette situation reste cohérente avec la nature carbonatée du massif, dont la perméabilité est principalement secondaire, liée à la fracturation et aux phénomènes de karstification.

III.5.4 Essai de laboratoire

Les essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de roche prélevés au cours des reconnaissances afin de déterminer les caractéristiques mécaniques de la roche intacte. Ces essais ont principalement porté sur la résistance à la compression uniaxiale, la déformabilité de la matrice rocheuse et les paramètres nécessaires à l'évaluation du comportement géomécanique du massif. Leur exploitation a permis d'établir une base quantitative pour la caractérisation des calcaires dolomitiques et des dolomies rencontrés le long du tracé, puis de définir les valeurs représentatives retenues pour l'analyse et le dimensionnement.

III.5.4.1 Essai de compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale est un essai de laboratoire qui consiste à soumettre une éprouvette rocheuse à une charge axiale croissante jusqu'à la rupture, afin de déterminer la résistance de la roche intacte à la compression. Cet essai permet donc de caractériser le comportement propre de la matrice rocheuse, indépendamment de l'effet des grandes discontinuités du massif.

17 essais de compression uniaxiale ont été réalisés sur les échantillons prélevés, afin de caractériser la résistance mécanique de la roche intacte. Le tableau suivant présente les résultats obtenus ainsi que les principales valeurs représentatives de l'ensemble des essais :

Tableau III.3: Résultats d'Essais de compression uniaxiale

N°	PK du prélèvement	Résistance moyenne (MPa)	N°	PK du prélèvement	Résistance moyenne (MPa)
1	125+950	53.54	10	126+132,900	66.1
2	125+975	50.4	11	126+132,900	67.2
3	126+020	51.95	12	126+367,885	42.8
4	126+045	50.3	13	126+376	43.8
5	126+070	58.3	14	126+380	69.5
6	126+100	33.9	15	126+384	36.2
7	126+119	74.7	16	126+409	69.75
8	126+119	60.3	17	126+432	43.81
9	126+123	48.3			

Les résultats des essais de compression uniaxiale montrent que la résistance de la roche intacte varie d'une zone à l'autre (voir Synthèse pour la zone d'étude), ce qui met en évidence une hétérogénéité mécanique le long du tracé.

- **Zone 1** : Présente des valeurs de résistance à la compression uniaxiale comprises entre 50,4 MPa et 53,54 MPa. Ces valeurs se situent donc dans l'intervalle 50 à 100 MPa, ce qui correspond à une classe RC3 soit une roche de résistance élevée. Selon la classification AFTES.
- **Zone 2** : Présente des valeurs comprises entre 33,9 MPa et 50.3 MPa. Cet intervalle couvre la plage 25 à 50 MPa. D'après la répartition des résultats, cette zone est rattachée globalement à la classe RC4, soit une roche de résistance moyenne.
- **Zone 3** : Présente des valeurs comprises entre 36,2 MPa et 74.7 MPa. Là aussi, les résultats s'inscrivent entre les intervalles 25 à 50 MPa et 50 à 100 MPa. Toutefois, les valeurs les plus fréquentes se situent dans la plage 25 à 50 MPa, ce qui permet d'associer cette zone principalement à une classe RC4, avec présence secondaire de valeurs de classe RC3. soit une roche de résistance élevée.

Tableau III.4: Classification des résistances des roches selon l'AFTES.

Classes	Valeurs de résistance en compression uniaxiale δ_c	Termes descriptifs de raideur
RC1	$\delta_c > 200 \text{ MPa}$	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

III.5.4.2 Essai de Franklin

L'essai de Franklin, ou Point Load Test, est un essai simple et rapide utilisé pour estimer la résistance de la roche intacte. Il consiste à soumettre un échantillon de roche à une charge ponctuelle croissante entre deux pointes jusqu'à sa rupture. Son objectif principal est de fournir un indice de résistance utile pour la classification des roches et pour l'appréciation de leur comportement mécanique.

Tableau III.5: Classification des roches selon l'indice de Franklin.

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

- **Zone 1** : Présente une valeur de l'essai de Franklin de l'ordre de 3,25 MPa. Cette valeur se situe dans l'intervalle 2,0 à 4,0 MPa, Cette zone peut donc être caractérisé par une roche de résistance moyenne.
- **Zone 2** : Présente une valeur de 2.80 MPa. Cette valeur se place également dans l'intervalle 2,0 à 4,0 MPa. Toutefois, l'étendue des résultats obtenus dans ce zone montre une variabilité plus marquée, ce qui traduit une roche de résistance globalement moyenne, mais moins homogène.
- **Zone 3** : Présente une valeur de 4.1 MPa. Cette zone correspond à une roche de résistance forte.

III.5.4.3 Perméabilité

Dans le cadre du projet, la reconnaissance hydrogéologique du tunnel a été complétée par un essai de perméabilité in situ réalisés dans les sondages. La synthèse des reconnaissances indique la réalisation d'un essai de Lefranc à charge variable dans le sondage S-OA-168. L'objectif de cet essai est d'apprécier la capacité du massif à laisser circuler l'eau et d'évaluer le rôle de la fracturation dans le comportement hydraulique local. Dans le

contexte du projet, cette démarche est particulièrement importante, car les formations traversées sont des calcaires gréseux, calcaires dolomitiques et dolomies, dont la perméabilité est essentiellement secondaire.

- Essai de Lefranc

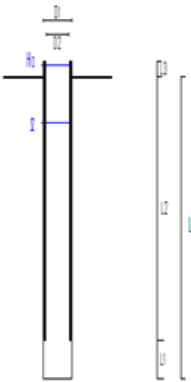
RAPPORT DES ESSAIS LEFRANC			
SONDAGE N° : S-OA-168		Date de l'essai : 26/12/2009	
L (m) : 24,00	L2 (m) : 23,50	H (m) : 21,40	D1 (m) : 0,140.
L1 (m) : 0,50	L3 (m) : 0,90	H ₀ (m) : 18,30	D2 (m) : 0,123
		L : Profondeur du forage. L1 : Longueur de la poche d'essai. L2 : Longueur de la partie tubée du forage. L3 : Hauteur du tubage. H : Niveau phréatique H₀ : Niveau d'eau au début de l'essai. D1 : Diamètre extérieur du tubage (Diamètre de la poche d'essai). D2 : Diamètre intérieur du tubage.	

Figure III.7: Schéma de l'essai de perméabilité Lefranc à charge variable réalisé dans le sondage S-OA-168

L'essai de Lefranc à charge variable a été exécuté dans le sondage S-OA-168. La fiche d'essai précise une profondeur de forage $L = 24,00\text{ m}$, une longueur de poche d'essai $L1 = 0,50\text{ m}$, un niveau phréatique à $21,40\text{ m}$, un niveau d'eau initial $H_0 = 18,30\text{ m}$, ainsi qu'un diamètre extérieur $D1 = 0,140\text{ m}$ un diamètre intérieur $D2 = 0,123\text{ m}$.

Les lectures du niveau d'eau augmentent progressivement de 0 cm à l'instant initial à $130,0\text{ cm}$ au bout de 60 minutes , avec des valeurs intermédiaires de $57,5\text{ cm}$ à 20 min et $123,0\text{ cm}$ à 55 min , ce qui met en évidence une réponse hydraulique effective du terrain autour de la poche d'essai.

Tableau III.6: Suivi temporel du niveau d'eau lors de l'essai de perméabilité Lefranc

TEMPS (Mn)	LECTURES DES NIVEAUX D'EAU (Cm)	TEMPS (Mn)	LECTURES DES NIVEAUX D'EAU (Cm)
0	0	25	69,8
1/4	1,4	30	80,1
1/2	2,3	35	90,0
1	4,7	40	99,0
2	7,2	45	107,3
4	12	50	115,0
8	22,4	55	123,0
15	47,2	60	130,0
20	57,5		

À partir de ces résultats, on peut faire une estimation du coefficient de perméabilité en utilisant la relation simplifiée de l'essai à charge variable. En retenant la géométrie de la fiche ($B = 0,140 \text{ m}$, $L = 0,50 \text{ m}$) et les lectures de 20 min et 55 min, avec 130,0 cm comme niveau quasi final, on obtient un coefficient de perméabilité de l'ordre de :

$$k \approx 5,5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

Cette valeur caractérise un terrain moyennement perméable. Toutefois, ce résultat est représentatif uniquement de la zone testée et ne peut être généralisé à l'ensemble du massif ou à tous les horizons rencontrés sur le site.

III.5.4.4 Module de déformation

Le module de déformation exprime l'aptitude de la matrice rocheuse à se déformer sous l'effet d'une contrainte. Il constitue un paramètre fondamental pour apprécier la raideur du matériau : plus sa valeur est élevée, plus la roche est rigide et se déforme faiblement. À l'inverse, une valeur faible traduit un comportement plus déformable.

Dans le cadre de notre projet, ce paramètre est essentiel, car il relie le comportement théorique de la matrice rocheuse à celui du massif fracturé réel. Il permet d'apprécier la réponse du terrain vis-à-vis des déformations attendues lors du creusement et constitue une donnée d'entrée incontournable pour la modélisation géomécanique et la vérification de l'interaction terrain-structure.

Les résultats relatifs à cette roche intacte sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7: Propriétés physiques et mécaniques des calcaires dolomitiques et des dolomies.

Calcaires dolomitique/ dolomie	Poids volumique	Module de déformabilité (Ei)		Rapport de Poisson
	kN/m3	tg (GPa)	Sec (Gpa)	
MIN.	24,8	34,0	29,7	0,23
AVERAGE	26,1	53,5	55,9	0,27
MAX.	26,8	68,3	73,2	0,30

Les essais de laboratoire réalisés sur les carottes récupérées lors des campagnes de sondages (ainsi que les données issues d'études précédentes dans des contextes géologiques similaires) ont mis en évidence une roche intacte globalement très raide à extrêmement raide. Selon les échantillons testés, la roche se classe majoritairement dans les catégories de déformabilité DE2 à DE1.

Tableau III.8: Classification de la roche intacte selon le module de Young

Classe	Module de Young de la roche intacte E	Description
DE1	> 50 GPa	Matrice extrêmement raide
DE2	20 – 50 GPa	Matrice très raide
DE3	5 – 20 GPa	Matrice raide
DE4	1 – 5 GPa	Matrice moyennement raide
DE5	0,1 – 1 GPa	Matrice peu raide
DE6	< 0,1 GPa	Matrice très peu raide

Cependant, les données fournies par le laboratoire se présentent uniquement sous la forme de valeurs statistiques globales à l'échelle du site (minimum, maximum et moyenne). Ces données brutes ne permettant pas d'affecter un module précis et localisé en fonction des variations géologiques rencontrées le long du tracé, elles ne seront pas utilisées directement pour nos calculs.

Pour pallier cette limite d'échelle, le module d'élasticité de la roche intacte (E_i) sera évalué de manière analytique tout au long de l'étude en s'appuyant sur l'approche du Ratio de Module (Modulus Ratio ou MR), initialement proposée par Deere (1968) puis actualisée par Hoek et Diederichs (2006). Cette méthode empirique permet de déduire le module de déformabilité directement à partir de la résistance à la compression simple (UCS) du faciès rocheux rencontré, selon la formule :

$$E_i = MR * UCS$$

Le coefficient *Modulus Ratio* (MR pour la dolomie (Dolomites), le tableau officiel de Hoek et Diederichs (2006) indique bien une valeur moyenne de 425 avec une variation de ± 75 et on prend une valeur de 450.

L'équation devient :

$$E_i = 450 * UCS$$

III.5.5 Profil sismique

De manière générale, les classes de vitesses obtenues à partir de la tomographie sismique montrent que les faibles valeurs de vitesse des ondes de compression (V_p) sont associées à des terrains fortement fracturés et altérés, voire à des niveaux détritiques superficiels. Les vitesses intermédiaires correspondent à un substratum carbonaté fracturé et

altéré, tandis que les vitesses les plus élevées traduisent un substratum carbonaté plus sain, peu fracturé et faiblement altéré. Ainsi, l'augmentation progressive des vitesses avec la profondeur reflète globalement une amélioration de la qualité géomécanique du massif rocheux.

La section S10, localisée au voisinage du portail situé vers le PK 125+840, met en évidence, d'après les résultats de la tomographie sismique, des vitesses d'ondes de compression globalement comprises entre 1 et 2 km/s dans la zone proche de l'ouverture. De telles valeurs traduisent la présence d'un substratum carbonaté fortement dégradé, marqué par un degré élevé d'altération et de fracturation. Cette configuration témoigne d'une faible qualité géomécanique du massif dans la partie superficielle, ce qui confirme le caractère défavorable de cette zone au niveau du premier portail.

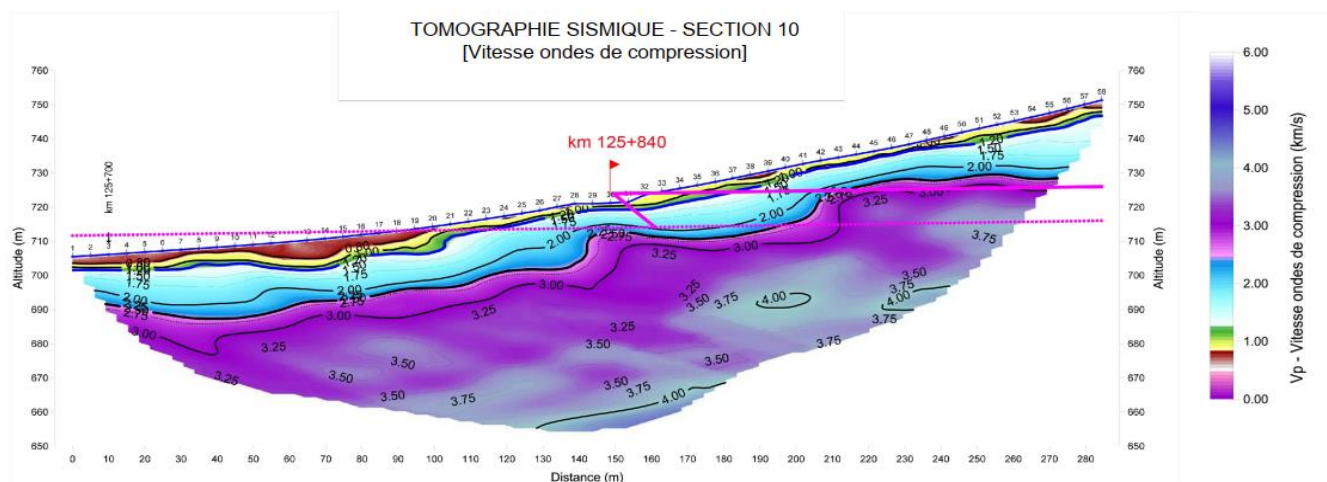


Figure III.8 : tomographie sismique – section 10

La section S11, implantée à proximité du portail situé vers le PK 126+500, présente quant à elle des vitesses d'ondes de compression comprises entre 2 et 3,5 km/s dans la zone proche de l'ouverture. Ces valeurs traduisent un substratum carbonaté fracturé et altéré, pouvant localement évoluer vers un état moins fracturé et moins altéré. En comparaison avec la section S10, la qualité géomécanique du massif apparaît donc globalement meilleure, bien que la zone de portail reste affectée par une dégradation superficielle non négligeable.

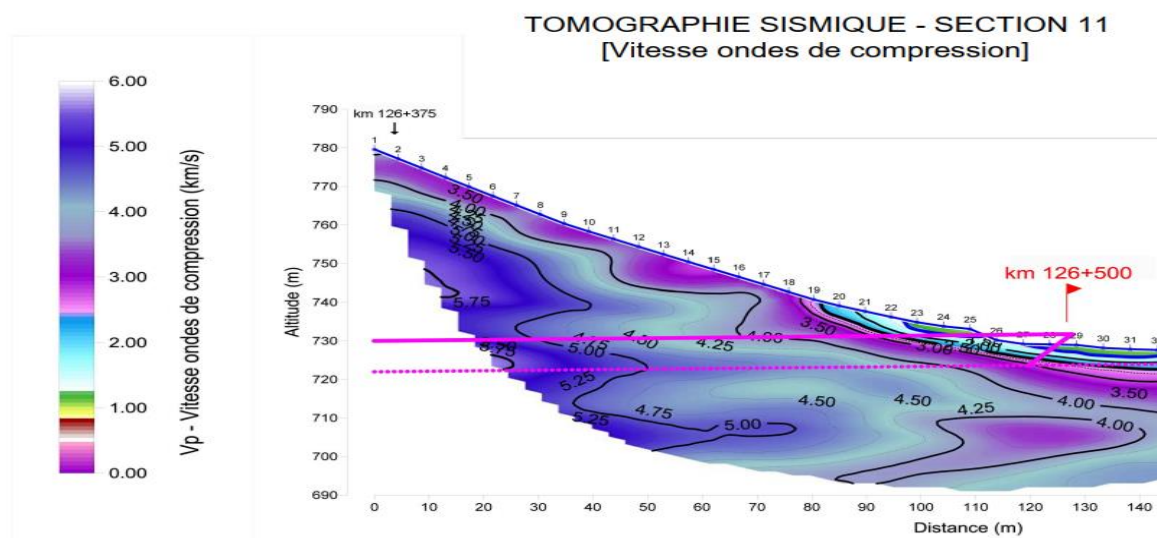


Figure III.9 : tomographie sismique – section 11

Dans la partie interne du tunnel, les vitesses d'ondes de compression augmentent sensiblement pour atteindre des valeurs globalement comprises entre 4 et 6 km/s. Ces niveaux de vitesse correspondent à une roche carbonatée plus compacte, faiblement altérée et peu fracturée, traduisant ainsi une amélioration nette de la qualité géomécanique du massif rocheux. L'ensemble de ces résultats montre que les secteurs de portail constituent les zones les plus dégradées du tunnel, tandis que le substratum rocheux devient progressivement plus sain, plus compétent et plus stable vers l'intérieur de l'ouvrage.

III.5.6 Levés géostructuraux

Les résultats des levés géostructuraux réalisés au droit du tunnel sont présentés ci-dessous afin de caractériser avec précision l'organisation structurale du massif rocheux et d'identifier les principaux paramètres qui influencent son comportement géomécanique. Leur analyse permet notamment de mettre en évidence l'orientation des familles de discontinuités, leur fréquence, leur persistance, leur état d'altération ainsi que leur influence potentielle sur la stabilité de l'ouvrage :

III.5.6.1 Le levé R21 PK 126+100



Figure III.10 : Vue d'ensemble de l'affleurement en dolomies R21

Tableau III.9 Caractéristiques de joints R21

CARACTERISTIQUES DES JOINTS (BGD-ISRM, 1981)											
Joint Régionaux	Joint Locaux	Dip/Dir	Dip	Espacement	Persistance	Rugosité	Conditions des discontinuités	Ouverture	Remplissage	JRC	
	St	220	20	60-200cm	10-20cm	Ondulée faiblement rugueux	Moyennement altérée	<0,5cm	rien	4-6	
	Jn1	220	85	60-200cm	1-3m	Ondulée rugueux	Moyennement altérée	>1cm	Argile	6-8	
	Jn2	345	74	6-20cm	1-3m	Ondulée rugueux	Moyennement altérée	<0,5cm	rien	6-8	

Description : l’affleurement rocheux, caractérisé par des dolomies gris-jaunâtres avec niveaux de brèches, se présente peu fracturer, très karstifié et très altéré long les surfaces de discontinuité (stratification, joints). On peut reconnaître des discontinuités souvent irrégulières, en particulier concernant la stratification (St) et les deux familles de joints principaux (Jn1 et Jn2).

Dimension moyenne des blocs : 1m x 0,1m x 0,5m

III.5.6.2 Le levé R22 PK 126+250



Figure III.11 : Vue d’ensemble de l’affleurement en dolomies R22

Tableau III.10 Caractéristiques de joints R22

CARACTERISTIQUES DES JOINTS (BGD-ISRM, 1981)										
Joint Régionaux	Joint Locaux	Dip/Dir	Dip	Espacement	Persistance	Rugosité	Conditions des discontinuités	Ouverture	Remplissage	JRC
	St	240	10	20-60cm	3-10m	Ondulée faiblement rugueux	Moyennement altérée	<0,5cm	rien	4-6
	Jn1	155	50	6-20cm	1-3m	Ondulée faiblement rugueux	Moyennement altérée	<0,5cm	rien	4-6
	Jn2	314	76	6-20cm	1-3m	Ondulée faiblement rugueux	Moyennement altérée	<0,5cm	rien	4-6

Description : l’affleurement rocheux, caractérisé par des dolomies grisâtres se présente fracturer, très karstifié et moyennement altéré long les surfaces de discontinuité (stratification, joints). On peut reconnaître des discontinuités souvent irrégulières, en particulier concernant la stratification (St) et les deux familles de joints principaux (Jn1 et Jn2).

Dimension moyenne des blocs : 1,5m x 0,1m x 0,5m

III.5.6.3 Le levé R23 PK 126+350



Figure III.12 : Vue d'ensemble de l'affleurement en dolomies R23

Tableau III.11 Caractéristiques de joints R23

CARACTERISTIQUES DES JOINTS (BGD-ISR, 1981)										
Joint Régionaux	Joint Locaux	Dip/Dir	Dip	Espacement	Persistance	Rugosité	Conditions des discontinuités	Ouverture	Remplissage	JRC
	Jn1	350	80	20-60cm	1-3m	Ondulée faiblement rugueux	Moyennement altérée	<0,5cm	rien	4-6
	Jn2	40	68	20-60cm	1-3m	Ondulée faiblement rugueux	Moyennement altérée	<0,5cm	rien	4-6
	Jn3	100	80	20-60cm	1-3m	Ondulée faiblement rugueux	Moyennement altérée	<0,5cm	rien	4-6

Description : l'affleurement rocheux, caractérisé par des dolomies beige-grisâtres, se présente fracturé, très karstifié et moyennement altéré long les surfaces de discontinuité (stratification, joints). On peut reconnaître des discontinuités souvent irrégulières, en particulier les trois familles de joints principaux (Jn1, Jn2 et Jn3)

Dimension moyenne des blocs : 0,5m x 0,4m x 0,3m

III.5.6.4 Le levé R24 PK 126+400



Figure III.13 : Vue d'ensemble de l'affleurement en dolomies R24

Tableau III.12 Caractéristiques de joints R24

CARACTERISTIQUES DES JOINTS (BGD-ISRM, 1981)										
Joint Régionaux	Joint Locaux	Dip/Dir	Dip	Espacement	Persistance	Rugosité	Conditions des discontinuités	Ouverture	Remplissage	JRC
	St	210	15	20-60cm	3-10m	Ondulée faiblement rugueux	Faiblement altérée	<0,5cm	rien	4-6
	Jn1	170	85	60-200cm	3-10m	Ondulée rugueux	Faiblement altérée	<0,5cm (>1cm)	rien (argile)	8-10
	Jn2	30	85	20-60cm	3-10m	Ondulée rugueux	Faiblement altérée	<0,5cm	rien	6-8
	Jn3	310	85	<20cm	1-3m	Ondulée rugueux	Faiblement altérée	>1cm	Argile	8-10

Description : l'affleurement rocheux, caractérisé par des dolomies beige-grisâtres, se présente fracturer, très karstifié et moyennement altéré long les surfaces de discontinuité (stratification, joints). On peut reconnaître des discontinuités souvent irrégulières, en particulier concernant la stratification (St) et les trois familles de joints principaux (Jn1, Jn2 et Jn3).

Dimension moyenne des blocs : 0,5m x 0,4m x 0,3m

III.6 Synthèse pour la zone d'étude

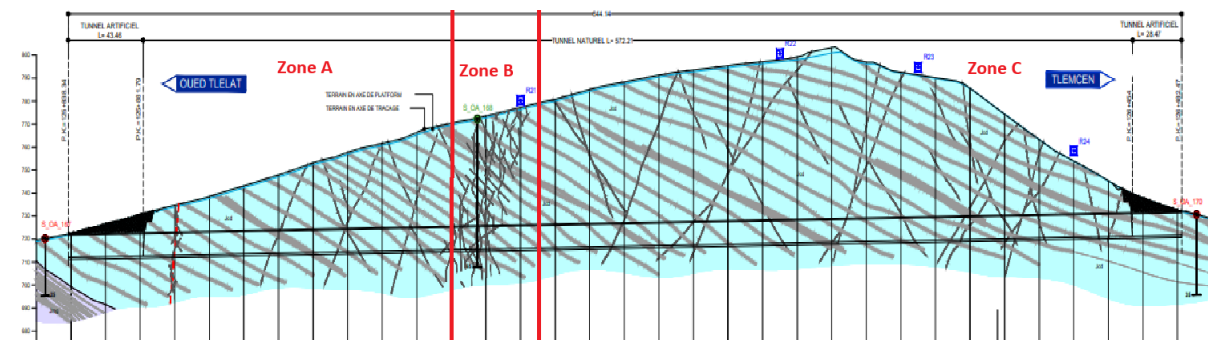


Figure III.14 : Synthèse géologique du tracé et délimitation des secteurs d'étude A, B, C.

Le Tableau ci-dessus résume les paramètres des unités traversées :

Tableau III.13 : Propriétés mécaniques et physiques des différentes zones du massif rocheux étudié

Caractéristiques de Terrain	Zone A	Zone B	Zone C
Poids volumique (KN/m³)	26,1	24,8	26,8
Porosité	2	5,3	2.8
UCS (MPa)	52	34,0	96
Module de déformabilité (Em)	23.4	15.3	43.2
Rapport de Poisson	0,27	0,23	0.3
Mi	9	9	9

III.7 Conclusion

En conclusion, l'analyse du tunnel PK 125+838 – PK 126+482 a permis de montrer que l'ouvrage traverse un massif rocheux carbonaté jurassique hétérogène, dont le comportement est directement influencé par la lithologie, le degré de fracturation, l'altération et les conditions hydrogéologiques. Les investigations réalisées ont mis en évidence des secteurs de portails plus dégradés et plus fracturés, alors que la partie interne du tunnel correspond globalement à un substratum plus compact et géomécaniquement plus favorable. L'exploitation conjointe des sondages, des essais de laboratoire, des essais in situ et des profils sismiques a ainsi permis de mieux caractériser la qualité du massif rocheux et de fournir une base fiable pour son interprétation géomécanique. L'ensemble de ces résultats constitue donc un appui essentiel pour la classification du terrain et pour la justification des solutions de creusement, de soutènement et de dimensionnement adoptées pour le projet.

Chapitre IV : Classification du Massif et Prédimensionnement

IV.1 Introduction

Dans le domaine des ouvrages souterrains, la caractérisation géomécanique du massif rocheux constitue une étape fondamentale pour l'analyse de la stabilité et la conception des soutènements. Contrairement à la roche intacte, le massif rocheux se présente comme un milieu discontinu, hétérogène et anisotrope, dont le comportement dépend non seulement des propriétés mécaniques de la matrice rocheuse, mais aussi de la densité, de l'orientation, de l'ouverture et de l'état des discontinuités, ainsi que de l'influence des conditions hydrogéologiques. Afin d'apprécier de manière globale la qualité du massif, plusieurs systèmes de classification ont été développés, tels que le RMR, le Q-system et le GSI. Ces méthodes permettent de quantifier l'état du terrain et de fournir une base pratique pour le prédimensionnement des ouvrages souterrains, notamment par l'estimation des conditions de creusement, du type de soutènement initial et des mesures de stabilisation à adopter. Ainsi, la classification des massifs rocheux et le prédimensionnement représentent des outils essentiels dans la phase préliminaire des projets de tunnels, en permettant d'orienter le choix des solutions techniques avant les vérifications analytiques et numériques détaillées.

IV.2 Caractérisation du massif rocheux

Comme le montre le profil géotechnique du tunnel, le niveau de l'ouvrage se développe principalement dans un massif carbonaté composé de calcaires, de calcaires dolomitiques et de dolomies, localement associé à des niveaux marno-calcaires.

L'exploitation des sondages carottés, des observations de surface, des levés géostrucutaux et des données géotechniques disponibles a permis de distinguer les différentes zones du massif rocheux traversé, lesquelles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Caractérisation lithologique des différentes zones du massif rocheux.

	PK de début	PK de fin	Unité lithologique
Zone A	125+880	126+060	Calcaires Dolomitique Calcaires Marneuses/Marne
Zone B	126+060	126+110	Calcaires Dolomitique très fracturé
Zone C	126+110	126+440	Calcaires Dolomitique Calcaires Marneuses/Marne

IV.2.1 Calcul du RQD

On a calculé le RQD de zone A et zone B à partir des carottes des trois sondages S-OA-167, S-OA-168 , en subdivisant chaque forage selon les variations du degré de fracturation observées sur les carottes. Le calcul a été effectué à partir de la relation suivante :

$$RQD = \frac{\sum \text{Longueur des morceaux intacts} > 10 \text{ cm}}{\text{Longueur totale du forage}} * 100\%$$

Cet indice permet d'apprécier la qualité du massif rocheux à partir de la récupération des carottes et de mettre en évidence les horizons plus ou moins fracturés le long du tunnel.

S-OA-167 :

Tableau IV.2 : Répartition des valeurs de RQD selon la profondeur – Sondage S-OA-167

Profondeur (m)	0-1.8	1.8-12.4	12.4-14	14-19	19-25
RQD %	0	78.15	19.25	64.1	51.22

S-OA-168 :

Tableau IV.3 : Répartition des valeurs de RQD selon la profondeur – Sondage S-OA-168

Profondeur (m)	0-0.3	0.3-1.73	1.73-2.54	2.6-4.5	4.5-10	10-15	15-19.5
RQD %	0	80	0	55.24	66.86	23.5	80.33
Profondeur (m)	19.5-65						
RQD %	8.14						

Les résultats obtenus montrent que la qualité du massif rocheux varie sensiblement selon la profondeur et selon la position des sondages, ce qui traduit un massif nettement hétérogène.

Pour le RQD dans la zone C le sondage S-OA-170 est pas représentatif donc on utilise le levé R24 :

- **Calcul de J_v (Volumetric Joint Count)**

Pour le calcul de J_v on utilise la formule :

Référence : "The volumetric joint count", A. PALMSTRÖM (1982)

$$J_v = \frac{1}{S_{st}} + \frac{1}{S_{jn1}} + \frac{1}{S_{jn2}} + \frac{1}{S_{jn3}}$$

Tel que :

S : espacement moyen des familles de discontinuités

On a fait le calcul avec le levé R24 :

$$J_v = \frac{1}{0.4} + \frac{1}{1.3} + \frac{1}{0.4} + \frac{1}{0.1}$$

$$J_v = 15.77$$

- **Calcul de RQD**

Pour le calcul de RQD on utilise la formule suivante :

Référence : "The volumetric joint count", A. PALMSTRÖM (1982)

$$RQD = 115 - 3.3 * J_v$$

$$RQD = 62.95$$

Donc on prend RQD = 63 %

IV.2.2 Classification GSI

Le GSI (Geological Strength Index), introduit par Hoek puis développé avec Hoek, Kaiser et Bawden, est un indice géomécanique sans dimension servant à estimer la qualité d'un massif rocheux à partir de sa structure et des conditions de surface des discontinuités.

Dans sa forme classique, le GSI est déterminé empiriquement par lecture de diagrammes, ce qui peut introduire une part de subjectivité dans l'évaluation.

Dans le cadre de ce projet, il a donc été jugé plus approprié d'adopter une approche quantitative du GSI, afin de rendre la classification du massif plus objective et plus cohérente avec les données relevées sur le terrain. Cette méthode est rendue possible par la disponibilité des levés géostructuraux, qui renseignent directement les paramètres nécessaires à l'analyse quantitative de la structure du massif et de l'état des discontinuités.

La détermination du GSI a été réalisée à partir de la figure de la méthode quantitative dédiée aux roches carbonatées présentée en annexe, fondée sur l'exploitation de paramètres mesurables du massif rocheux. Cette figure permet d'apprécier la qualité du massif selon des critères quantifiables liés à la structure rocheuse et à l'état des discontinuités, spécifiquement adaptés au contexte lithologique du tunnel, composé de calcaires, de calcaires dolomitiques et de dolomies.

Cette approche a consisté à utiliser directement les données issues des levés géostructuraux et des caractéristiques mécaniques de la roche pour évaluer de manière quantitative le GSI de chaque zone, sans recourir à la lecture qualitative classique. L'utilisation de cette figure adaptée aux roches carbonatées a ainsi permis de retenir, pour chaque zone du tunnel, une valeur représentative du GSI cohérente avec les conditions réelles du massif traversé.

Par définition, les valeurs faibles du GSI, proches de 5, indiquent un massif rocheux de très mauvaise qualité, alors que les valeurs élevées, proches de 85, correspondent à un massif

de très bonne qualité. À ces niveaux élevés, la résistance du massif devient proche de celle de la matrice rocheuse. Les différentes classes de qualité associées au GSI sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Classes de qualité du massif rocheux en fonction de la valeur du GSI

GSI	< 20	21–40	41–55	56–75	> 75
Qualité de la roche	Très mauvaise	Mauvaise	Moyenne	Bonne	Très bonne

Résultats de GSI :

Après la classification du massif rocheux selon le GSI, les résultats obtenus pour les différentes zones du tunnel sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5 : Valeurs du GSI et qualité du massif rocheux dans les différentes zones du tunnel

La zone	Valeur GSI	Qualité de la roche
Zone A	50	Moyenne
Zone B	25	Mauvaise
Zone C	45	Moyenne

IV.2.3 Classification RMR

La classification RMR (Rock Mass Rating) est une méthode géomécanique qui permet d'évaluer la qualité d'un massif rocheux à partir de plusieurs paramètres représentatifs de son comportement. Elle prend en compte la résistance de la roche intacte, la qualité du carottage, l'espacement et l'état des discontinuités, ainsi que les conditions hydrauliques. Dans le cas du tunnel étudié, cette classification a été utilisée afin d'apprécier la qualité géomécanique des différentes zones traversées et de disposer d'une base de comparaison pour le choix des solutions de creusement et de soutènement.

La classification RMR a été évaluée à partir des deux figures présentées en annexe, qui rappellent, d'une part, le principe général de cette méthode et, d'autre part, les différentes classes de qualité du massif rocheux associées aux valeurs de l'indice RMR. Elles permettent ainsi de situer les différentes zones du tunnel dans une échelle de qualité géomécanique allant des massifs les plus favorables aux massifs les plus médiocres, et constituent une base de lecture avant l'établissement du calcul détaillé du RMR pour les zones étudiées.

IV.2.3.1 Classification selon RMR de Bieniawski

L'évaluation détaillée du RMR a été réalisée pour les différentes zones du tunnel à partir des paramètres de base de la méthode. Le tableau suivant regroupe les données retenues pour chaque zone, Ces paramètres ont ensuite été traduits en notes partielles afin d'obtenir la valeur finale du RMR.

Tableau IV.6 : Données d'entrée utilisées pour l'évaluation du RMR des zones A, B, C

Zone	Zone A	Zone B	Zone C
Uniaxial compressive strength	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	50 - 100 MPa
Note	7	4	7
RQD%	50 - 75%	< 25%	50 - 75%
Note	13	5	13
Espacement (m)	0.06 – 0.2	0.06 – 0.2	0.06 – 0.2
Note	8	8	8
Longueur (m)	1–3	1–3	1-3
Note	4	4	4
Ouverture (mm)	1 - 5	1 - 5	>10
Note	1	1	0
Rugosité	Ondulée faiblement rugueux	Ondulée faiblement rugueux	Ondulée rugueux
Note	3	3	5
Remplissage	Remplissage mou< 5 mm	Remplissage mou< 5 mm	Remplissage mou> 5 mm
Note	2	2	0
Altération	Moyennement altérée	Moyennement altérée	Faiblement altérée
Note	3	3	5
Conditions general	Sec	Humide	Humide
Note	15	10	10
Orientations des discontinuité	Très défavorable	Très défavorable	Très défavorable
Note	-12	-12	-12

La synthèse des notes obtenues pour chaque paramètre permet de calculer la valeur finale du RMR dans les zones A, B et C. Le tableau suivant présente les valeurs finales de l'indice, les classes géomécaniques correspondantes ainsi que la qualité générale du massif rocheux dans chaque zone. Il permet ainsi de comparer directement les conditions géomécaniques rencontrées le long du tunnel.

Tableau IV.7 : Valeurs finales du RMR et classes géomécaniques correspondantes des zones A, B, C

	Zone A	Zone B	Zone C
RMR	44	28	40
Class No.	III	IV	IV
Description	Roche moyen	Rocher médiocre	Rocher médiocre

À partir des classes RMR obtenues, il est possible d'associer à chaque zone certains paramètres géomécaniques représentatives du comportement du massif rocheux. Le tableau suivant présente le temps moyen d'auto-stabilisé, la cohésion du massif rocheux et l'angle de frottement interne associés aux classes identifiées dans les zones A, B et C. Ces éléments permettent de mieux interpréter la stabilité relative du massif et d'orienter le choix des soutènements.

Tableau IV.8 : Caractéristiques géomécaniques déduites des classes RMR des zones A, B, C

	Zone A	Zone B	Zone C
Class No.	III	IV	IV
Temps d'auto-stabilisé moyen	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2,5 m de portée	10 heures pour 2,5 m de portée
Cohésion du massif rocheux	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	100 - 200 kPa
Angle de frottement du massif rocheux	25 – 35°	15 – 25°	15 – 25°

Les résultats obtenus montrent que la zone A présente la meilleure qualité géomécanique, avec une classe III, alors que les zones B et C correspondent à une classe IV, traduisant un massif rocheux plus médiocre. La classification RMR met ainsi en évidence une variation de la qualité du massif le long du tunnel et constitue une base utile pour l'interprétation du comportement à l'excavation et pour le choix des sections types de soutènement.

IV.2.3.2 Creusement selon la classification RMR de Bieniawski

Tableau IV.9 Choix des modes d'excavations d'après Z. BIENIAWSKI

	Terrain	
	Zone A	Zone B/C
Classe de RMR	Roche moyen (III)	Rocher médiocre (IV)

Mode d'excavation	Creusement en demi section Pas d'avancement : 1,5-3m en demi-section supérieure revêtement définitif mis en place à une distance inférieure à 20m du front	Creusement en demi-section. - Pas d'avancement : 1,5-3m en demi section supérieure. - revêtement définitif mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10m du front.
--------------------------	--	--

IV.2.3.3 Soutènement d'après Z. BIENIAWSKI

Le pré dimensionnement du soutènement d'un tunnel est le choix des éléments de soutènement et leurs dimensions à partir des méthodes empiriques.

En utilisant le tableau des soutènements recommandés par BIENIAWSKI se trouve dans l'annexe en fonction du RMR on trouve :

Tableau IV.10 : Les soutènements recommandés par BIENIAWSKI en fonction du RMR

La classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements
Zone A (III)	1,5 à 2,0 m	Treillis soudé+30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5-2,0m
Zone B/C (IV)	1,0 à 1,5 m	Treillis soudé +30/50 mm de béton projeté en voute et en piédroits	150mm	100mm	Treillis et boulons de 1.5 à 3m d'espacement	Cintre moyen + 50mm de béton projeté	0.7 m –1.5m

IV.2.5 Q-system

IV.2.5.1 Classifications selon Q-system

Tunnelling Quality Index, également appelé Q-system ou classification NGI des massifs rocheux, a été proposé par Barton, Lien et Lunde en 1974. Cette méthode a été développée à partir de l'analyse de nombreux cas réels d'excavations souterraines, notamment des tunnels et des cavernes.

L'indice Q permet d'évaluer la qualité géomécanique d'un massif rocheux en tenant compte de plusieurs facteurs : le degré de fracturation, le nombre de familles de discontinuités, la rugosité et l'altération des joints, la présence d'eau ainsi que l'état de contrainte du massif. Il permet ainsi d'apprécier le comportement mécanique global de la masse rocheuse et d'orienter le choix du soutènement.

Les valeurs de l'indice Q varient sur une échelle logarithmique très large, généralement comprise entre 0,001, pour les massifs de très mauvaise qualité, et 1000, pour les massifs de très bonne qualité. Cet indice est calculé par la relation suivante :

Référence : "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support", N. BARTON et al. (1974)

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Où :

- RQD est le Rock Quality Designation, qui exprime la qualité du massif à partir du degré de fracturation ;
- J_n Représente le nombre de familles de joints ou de discontinuités ;
- J_r Caractérise la rugosité des joints ;
- J_a Caractérise l'altération ou le remplissage des joints ;
- J_w Est le facteur de réduction lié à l'eau présente dans les joints ;
- SRF Est le facteur de réduction lié aux contraintes, appelé Stress Reduction Factor.

Les différents paramètres de la formule sont déterminés à partir de tableaux empiriques établis par Barton et ses collaborateurs. La valeur finale de Q permet ensuite de classer le massif rocheux et de proposer un soutènement adapté aux conditions géomécaniques du tunnel.

Les valeurs des paramètres retenus ainsi que les résultats du calcul de l'indice Q pour chaque zone du tunnel sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.11: Paramètres du système Q et résultats de la classification géomécanique des différentes zones du tunnel

		Zone A	Zone B	Zone C
RQD	Description	Moyenne	Très mauvaise	Moyenne
	Note	55	20	63
J_n	Description	Trois familles de discontinues	Trois familles de discontinues	Quatre familles
	Note	9	9	15
J_r	Description	Lisses, ondulées	Lisses, ondulées	Ondulés rugueux
	Note	2	2	3

J_a	Description	Remplissage silteux, sableux, avec une faible fraction d'argile	Remplissage silteux, sableux, avec une faible fraction d'argile	Remplissage d'argile
	Note	3	3	4
J_w	Description	Sec ou infiltration mineure	Sec ou infiltration mineure	Sec ou infiltration mineure
	Note	1	1	1
SRF	Description	Contraintes faibles, proche de la surface, joints ouverts	Massif relâché, joints ouverts, fortement fracturé	Zone de faiblesse unique avec argile
	Note	2.5	5	2.5
Q	Description	Mauvaise qualité	Très mauvaise qualité	Mauvaise qualité
	Note	1.63	0.29	1.26

Les résultats obtenus par le Q-system montrent que la qualité géomécanique du massif rocheux est globalement faible.

- La zone A présente une valeur de $Q = 1,63$, ce qui correspond à une roche de mauvaise qualité.
- La zone B donne une valeur de $Q = 0,29$, correspondant à une roche de très mauvaise qualité. Cette faible valeur s'explique par une fracturation plus importante et un relâchement du massif.
- La zone C présente une valeur de $Q = 1,26$, ce qui correspond à une roche de mauvaise qualité. Cette valeur se justifie par la présence d'une quatrième famille de discontinuités à remplissage argileux.

IV.2.6.2 Choix de soutènement d'après Q-system

Le choix du soutènement selon le Q-system repose sur la combinaison de la valeur de l'indice Q avec la dimension équivalente de l'excavation ($D_e = D/ESR$), reportée sur l'abaque de Barton.

Pour ce tunnel ferroviaire à grande vitesse, considéré comme un ouvrage majeur (catégorie D), un facteur $ESR = 1,0$ a été retenu. La largeur d'excavation (span) adoptée pour ce projet est $D = 13,3$ m, conduisant à une dimension équivalente :

$$D_e = \frac{13,3}{1,0} = 13,3 \text{ m}$$

Le report des couples (Q , D_e) sur l'abaque pour les trois zones du tunnel donne les résultats suivants :

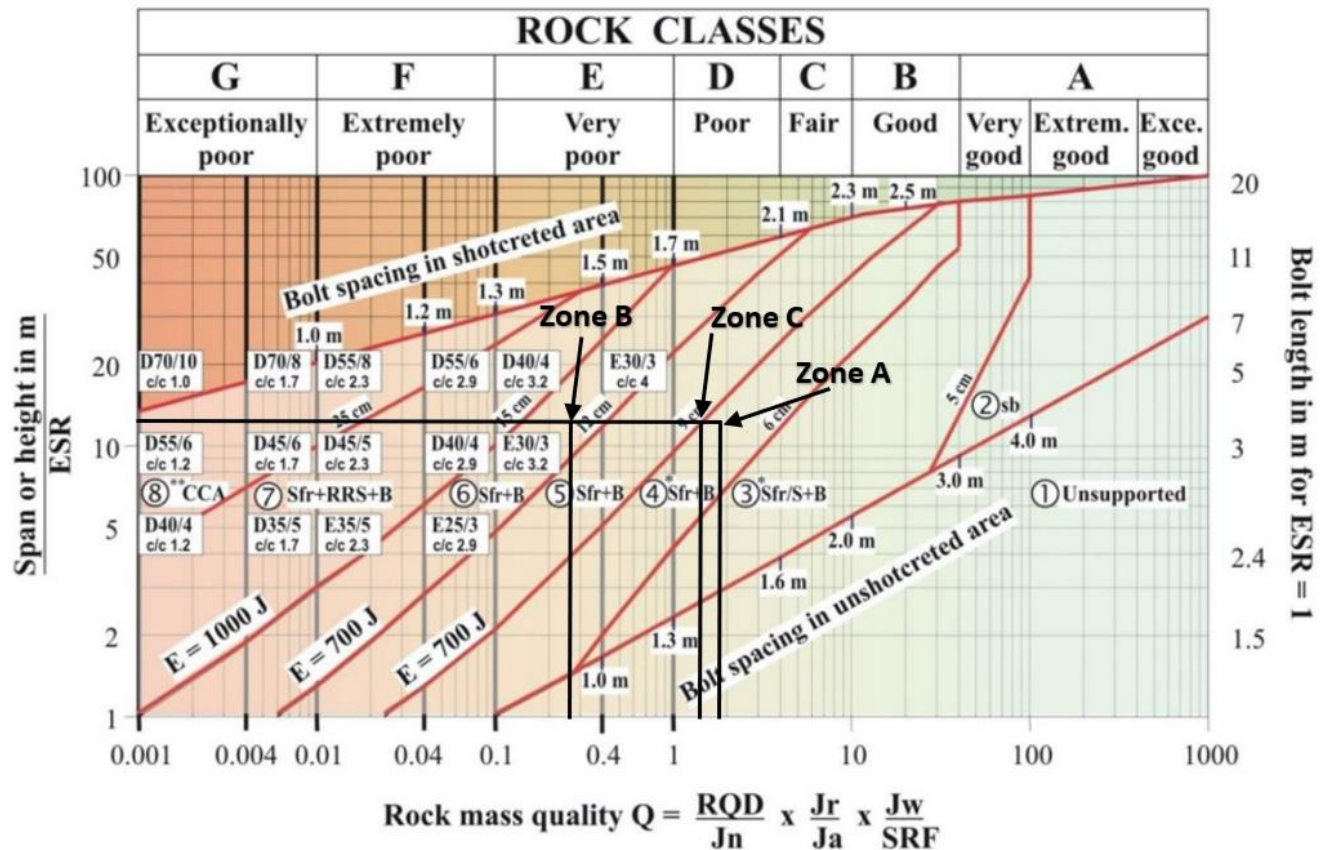


Figure IV.1 Détermination empirique du soutènement pour les zones A, B et C à partir du diagramme de Barton (Q-system)

Les recommandations de confortement déduites de l'abaque de la classification sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Synthèse du pré-dimensionnement empirique du soutènement selon le système Q de Barton

Zone	Catégorie de soutènement	Type	Espacement boulons	Épaisseur béton projeté fibré
Zone A	4	Sfr + B	≈ 1,5 m	9 cm
Zone B	6	Sfr + B	≈ 1 m	15 cm
Zone C	4	Sfr + B	≈ 1,4 m	9 cm

IV.2.6 AFTES

IV.2.6.1 Classifications selon l'AFTES

La classification AFTES est une approche méthodologique de caractérisation des terrains destinée aux ouvrages souterrains. Elle analyse séparément les paramètres qui contrôlent le comportement du massif rocheux à l'excavation, notamment la lithologie, l'état d'altération, la résistance de la roche, le degré de fracturation, le RQD, l'orientation,

l'espacement et la continuité des discontinuités, ainsi que les conditions hydrogéologiques et la déformabilité du massif.

Le principe de l'AFTES consiste à établir une description détaillée et structurée du terrain, puis à relier chaque classe obtenue aux difficultés possibles pendant le creusement : instabilité de blocs, venues d'eau, altération, déformations ou perte de confinement. Cette méthode permet ainsi d'identifier les risques géotechniques dominants et d'orienter le choix des techniques de creusement, de soutènement et de traitement du terrain.

Tableau IV.13 : Évaluation des paramètres géotechniques selon la classification AFTES.

		Zone A	Zone B	Zone C
Etat d'altération du massif rocheux	Description	Moyennement altéré	Fortement altéré sur les surfaces de discontinuités	Fortement altéré (remplissage argileux)
	Classe	AM3	AM4	AM4
Charge hydraulique	Description	Charge nulle	Charge nulle	Charge nulle
	Classe	H0	H0	H0
Perméabilité	Description	Perméabilité forte	Perméabilité moyenne	Perméabilité forte
	Classe	K3	K2	K3
La résistance à la compression	Description	Roche de résistance moyenne	Roche de résistance moyenne	Roche de résistance forte
	Classe	R _{3a}	R _{3b}	R _{2b}
RQD	Description	Moyenne	Très mauvaise	Moyenne
	Classe	RQD 3	RQD 5	RQD 3
Orientation des discontinuités				
	Classe	OR 3	OR 3	OR 4
Indice de discontinuité ID	Description	Densité de discontinuité moyenne	Densité de discontinuité forte	Densité de discontinuité moyenne
	Classe	ID3	ID4	ID3
Nombre de famille	Description	Trois familles principales de joints	Trois familles principales de joints	Quatre familles principales
	Classe	N4a	N4a	N5
Espacement des discontinuités	Description	Discontinuités moyennement espacées	Discontinuités rapprochées	Discontinuités rapprochées

	Classe	ES3	ES4	ES4
Indice de continuité	Description	Continuité moyenne	Continuité faible	Continuité faible
	Classe	IC3	IC4	IC4
Gonflement	Classe	Non gonflable	Non gonflable	Non gonflable
Altérabilité	Classe	N'est pas susceptibles de dissolution	Susceptibles de dissolution	N'est pas susceptible de dissolution
Dimensionnement	Classe	D > 10 m	D > 10 m	D > 10 m
Profondeur de l'excavation	Description de l'état des contraintes	Faible	Faible	Faible
	Classe	CN1	CN1	CN1
Déformabilité	Description	Matrice moyennement déformable	Matrice déformable	Matrice moyennement déformable
	Classe	D _M 3	D _M 4	D _M 3

IV.2.6.2 Choix de soutènement d'après l'AFTES

Légende :

- ☒ Soit particulièrement recommandés (nettement favorable).
- ☐ Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- ☐ Soit très mal adapté, bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- ☒ Soit en principe impossible (nettement défavorable).

Bp : avec béton projeté.

Bl : avec blindage du front.

Bcl : avec bouclier

Enf : avec enfilage

Rev : avec mise en place reprochée du revêtement définitif

B₀ : avec boulonnage obligatoire

1- Les soutènements recommandés par l'AFTES pour la zone A

Tableau IV.14 : Recommandations de soutènement pour la zone A selon l' AFTAS

Critère	Classe	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légère coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
																
Résistance	R _{3a}			●	●	●	☒		●	x	x	x	☒		x	
Discontinuité	N4a OR 3 ES3			●	Gr	● Gr	☒		●		x	☒	☒		☒	x
Hydrogéologie	Hors d'eau													x		
Couverture	R _{3a} / CN1	●					☒						x			
Dimensionnement	D>10m			● B ₀	●	●		X	B ₀ , Rev				X (1)			

Synthèse	x		● B ₀	☒	x	☒	x	● B ₀ , Rev BI	x	x	☒	☒	x	x	x
----------	---	--	---------------------	---	---	---	---	------------------------------------	---	---	---	---	---	---	---

2- Les soutènements recommandés par l'AFTES pour la zone B

Tableau IV.15 : Recommandations de soutènement pour la zone B selon l'AFTAS

		Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légère coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe															
Résistance	R _{3b}			●		●	☒		●		x	x	x			
Discontinuité	N4a OR 3 ES4			●	● Gr ou Bp	● Gr ou Bp	☒		●			☒	x		x	x
Altérabilité	dissolution	x		●	☒	x	x	● Bl	● Bl	●	●					●
Hydrogéologie	Hors d'eau															
Couverture	R _{3b} / CN1	●					☒						x			
Dimensionnement	D>10m			● B ₀	●	●		x	B ₀ Rev				x (1)			
Synthèse		x		● B ₀	☒	x	☒	x	● B ₀ , Rev, Bl	●	●	☒	☒		x	x

3- Les soutènements recommandés par l'AFTES pour la zone C

Tableau IV.16 : Recommandations de soutènement pour la zone C selon l'AFTAS

Critère	Classe	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légère coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Résistance	R _{2b}			●	●	●	☒			X	X	X	☒		X	X
Discontinuité	N5 OR 4 ES4	☒		●	☒	Bp	☒	● Bl ou Bp	● Bl ou bp	●			X	●	☒	X
Hydrogéologie	Hors d'eau															
Couverture	R _{2b} / CN1	●					☒						X			
Dimensionnement	D>10m			● B ₀	●	●		X	B ₀ , Rev				X (1)			

Synthèse	☒		● B ₀	☒	● B _p	☒	x	● B ₀ , Rev, Bl ou bp	x	x	x	☒	●	☒	x
----------	---	--	---------------------	---	---------------------	---	---	--	---	---	---	---	---	---	---

Tableau IV.17: soutènements recommandés par l'AFTES

Zone	Soutènements préconisés
Zone A	Béton projeté + Boulons (ancrage réparti) + Cintres (lourds ou légers)
Zone B	Béton projeté + Boulons (ancrage ponctuel/réparti) + Cintres (légers coulissants)
Zone C	Injection (procédé spécial) + Béton projeté + Boulons (ancrage ponctuel)

Remarque

L'AFTES ne propose pas de valeurs de dimensionnement de soutènement directes. Elle formule en revanche des recommandations qualitatives et décrit les types de soutènements les plus appropriés selon les conditions géomécaniques rencontrées. Par contre, la classification de BIENIAWSKI (RMR) est beaucoup plus empirique et propose un pré-dimensionnement quantitatif du soutènement provisoire.

IV.3 Choix de la méthode de creusement :

Le choix de la méthode de creusement est conditionné par la qualité géomécanique du massif rocheux identifiée à travers les classifications RMR et GSI, ainsi que par les contraintes géométriques et géotechniques propres à chaque zone du tunnel.

Pour les zones A et C (RMR = 44 et 40), le massif rocheux présente une qualité suffisante pour permettre un creusement à pleine section à l'explosif. Cette méthode permet d'assurer un avancement efficace tout en limitant les perturbations mécaniques du massif encaissant. Le facteur de perturbation retenu est $D = 0,6$, reflétant l'effet de l'abattage à l'explosif sur la zone de roche entourant l'excavation.

Pour la zone B (RMR = 28), la mauvaise qualité du massif, caractérisée par une fracturation intense et un temps d'auto-stabilisation très court (10 heures pour une portée de 2,5 m), impose un creusement à pleine section au brise-roche hydraulique. Le recours à cette technique mécanique permet de limiter les vibrations et les perturbations induites dans le massif fortement fracturé, réduisant ainsi les risques d'instabilité au front de taille. Le soutènement est mis en place au fur et à mesure de l'avancement, à une distance inférieure à 10 m du front. Le facteur de perturbation adopté est $D = 0,4$, traduisant une excavation plus douce et moins destructrice pour le massif.

IV.4 Choix des sections types de soutènement

Sur la base des résultats des classifications géomécaniques et des recommandations issues des méthodes de Bieniawski et de l'AFTES, deux sections types de soutènement ont été définies en fonction des classes de roche rencontrées le long du tunnel.

Pour les zones A et C ($RMR = 44$ et 40), le massif rocheux présente des caractéristiques suffisantes pour permettre le développement d'un effet de voûte naturel. La section type retenue comprend une couche de béton projeté de 30 cm d'épaisseur, sans mise en place de cintres métalliques. Des boulons d'ancrage peuvent être prévus ponctuellement en cas de présence de blocs instables ou de discontinuités défavorables.

Pour la zone B ($RMR = 28$), la faible qualité géomécanique du massif, associée à une fracturation intense et à un temps d'auto-stabilisation très court, nécessite la mise en œuvre d'un soutènement lourd. La section type adoptée est composée de cintres métalliques lourds de type HEB 140 espacés de 1,00 m, d'une coque de béton projeté de 30 cm d'épaisseur armée de treillis soudés.

Ces sections types constituent la base du dimensionnement du soutènement provisoire et servent de référence pour les vérifications analytiques et numériques développées dans les chapitres suivants.

IV.5 Paramétrage géotechnique

Les caractéristiques mécaniques du massif rocheux fracturé (cohésion c' , angle de frottement ϕ' et module E_m) ont été déterminées via le logiciel RocData selon le critère de rupture de Hoek-Brown généralisé. Le facteur de perturbation (D) a été adapté aux méthodes d'abattage spécifiques à chaque tronçon du tunnel.

- **Zone A** : Modélisée avec les valeurs : La résistance intacte (UCS) est de 52,0 MPa, le module de déformabilité E_i de 55,9 GPa et le constant m_i de 9. Le GSI global de ce secteur est évalué à 50, $\gamma=26,1 \text{ kN/m}^3$ de couverture égale à 47m.
- **Zone B** : Modélisée avec les valeurs : L'UCS est de 34,0 MPa, le module E_i de 29,7 GPa et le m_i de 9. Le GSI égale à 25, $\gamma=24,8 \text{ kN/m}^3$ de couverture égale à 52m.
- **Zone C** : Bien que le massif soit dégradé par une forte fracturation $GSI=45$. Le paramétrage utilise les valeurs : UCS de 96,1 MPa, module E_i de 73,2 GPa et m_i de 9, $\gamma=26,8 \text{ kN/m}^3$ de couverture égale à 75m.

Le facteur de perturbation a été fixé à $D = 0,6$ pour les zones A et C en raison de l'utilisation d'explosifs. Pour la zone B, la nature très fracturée de la roche couplée à une excavation mécanique au brise-roche justifie l'adoption d'un facteur $D = 0,4$.

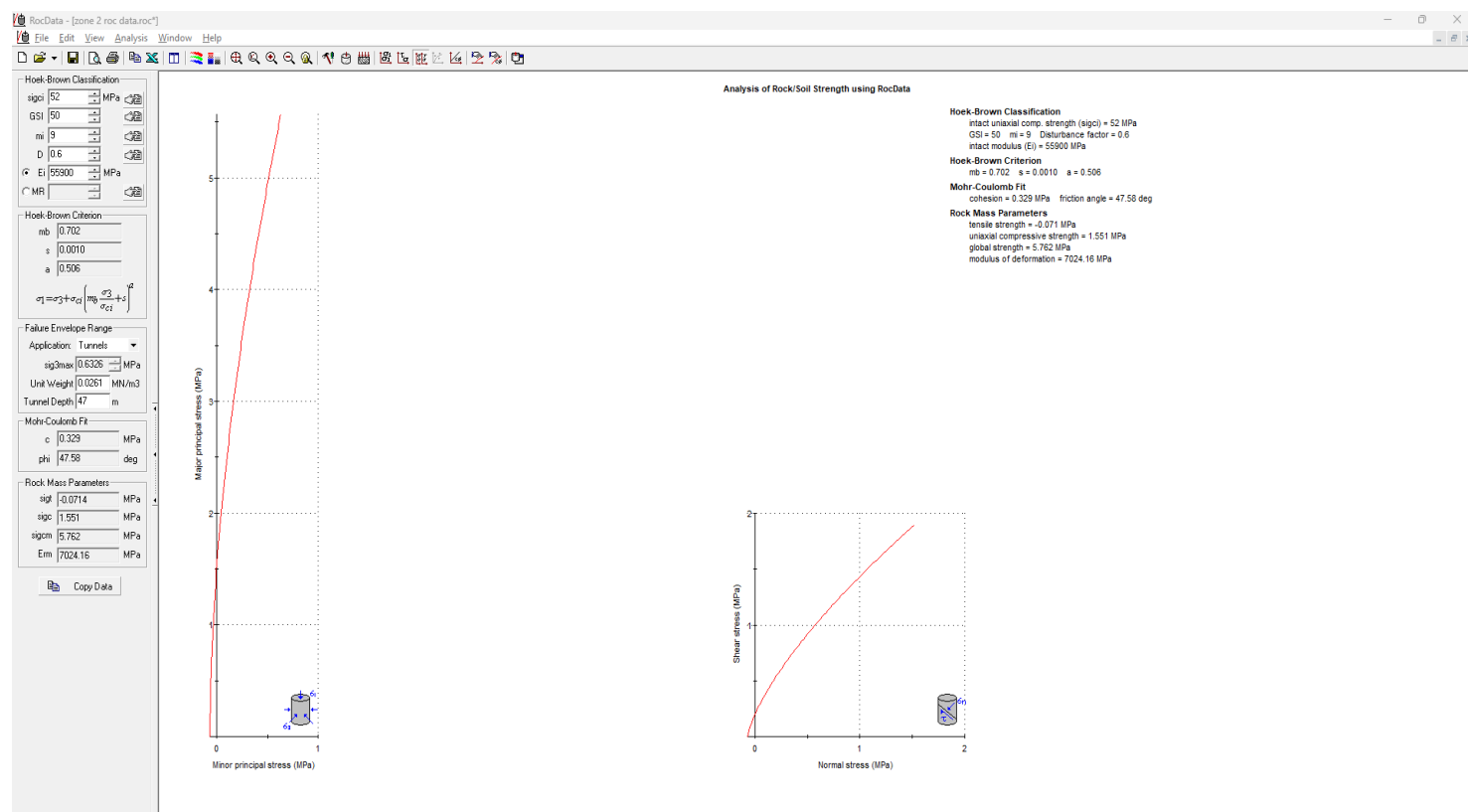


Figure IV.2 : les résultats de la zone A sur ROCKDATA.

Résultats des paramètres :

Tableau IV.18 : Caractéristiques mécaniques du massif rocheux équivalent (RocData – Hoek-Brown)

	Paramètre	Valeur
Zone A	C (MPa)	0.329
	ϕ (°)	47.58
	Em (MPa)	2940.34
Zone B	C (MPa)	0.141
	ϕ (°)	36.22
	Em (MPa)	593.56
Zone C	C (MPa)	0.471

	ϕ (°)	46.51
	Em (MPa)	3930.19

Afin de garantir un dimensionnement sécuritaire du soutènement dans notre modèle numérique 2D, il est indispensable de prendre en compte les incertitudes inhérentes aux caractéristiques géomécaniques du massif rocheux. Pour ce faire, nous avons appliqué les principes de justification de la norme Eurocode 7 (NF EN 1997-1), et plus spécifiquement l'Approche de Calcul 3 (DA3), qui est l'approche de référence pour l'analyse de la stabilité globale des ouvrages par la méthode des éléments finis.

Pour vérifier la sécurité de l'ouvrage aux États Limites Ultimes (ELU) selon l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1, jeu M2), une marge de sécurité est introduite en minorant directement la résistance au cisaillement du massif. Ainsi, la cohésion (C_k) et la tangente de l'angle de frottement ($\tan \phi_k$) sont divisées par un coefficient partiel de 1,25 pour définir les valeurs de calcul :

$$c'_{calcul} = \frac{c'_{brut}}{1,25} \quad \text{et} \quad \tan(\phi'_{calcul}) = \frac{\tan(\phi'_{brut})}{1,25}$$

À l'inverse, le poids volumique (γ) et les paramètres de déformabilité (E_m, ν) ne sont pas réduits afin de garantir une modélisation réaliste du poids des terres et des déformations élastiques. Les paramètres de dimensionnement finaux retenus pour le critère de Mohr-Coulomb sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Synthèse des paramètres de calcul géotechnique selon l'Eurocode 7

	Paramètre	Valeur
Zone A	C (MPa)	0.263
	ϕ (°)	41.2
	Em (MPa)	2940.34
Zone B	C (MPa)	0.112
	ϕ (°)	30.36
	Em (MPa)	593.56
Zone C	C (MPa)	0.376

	ϕ (°)	40.14
	Em (MPa)	3930.19

IV.6 Paramètres de discontinuités

Dans le cadre de l'analyse de stabilité par la théorie des blocs, la Zone C constitue la famille de discontinuités la plus défavorable identifiée lors des levés géostructuraux. En l'absence d'essais de cisaillement direct en laboratoire, la caractérisation mécanique des discontinuités a été établie par une approche analytique basée sur la formulation de Bandis, Lumsden & Barton (1983), qui relie la rigidité normale au coefficient de rugosité JRC, à la résistance de paroi JCS et à l'ouverture initiale du joint.

Données d'entrée Zone C

Tableau IV.20 : Paramètres de discontinuités – Zone C

Paramètre	Valeur
Coefficient de rugosité (JRC)	5
Résistance de paroi JCS (MPa)	18
Ouverture initiale e_0 (cm)	1
Contrainte normale σ_n ($\gamma \times h$) (kPa)	$26,8 \times 75 = 2\,010$
Résistance uniaxiale roche UCS (MPa)	96
Ratio K_s / K_n	0,1

Calcul des rigidités d'interface Zone C

Les paramètres de rigidité de l'interface sont déterminés à partir des relations empiriques proposées par Barton et Bandis

Rigidité normale initiale K_{ni}

La rigidité normale initiale est calculée par la relation :

Référence : BANDIS, S. C. et al. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.

$$K_{ni} = -7,15 + 1,75 \cdot JRC + 0,02 \left(\frac{JCS}{e_0} \right)$$

$$K_{ni} = -7,15 + 1,75 \times 5 + 0,02 \times \left(\frac{18}{10} \right)$$

$$K_{ni} = 1,636 \text{ MPa/mm}$$

Fermeture maximale V_m

La fermeture maximale de la discontinuité est donnée par :

$$V_m = -0,296 - 0,0056 \cdot JRC + 2,241 \left(\frac{JCS}{UCS} \right)^{-0,251}$$

$$V_m = -0,296 - 0,0056 \times 5 + 2,241 \left(\frac{18}{96} \right)^{-0,251}$$

$$V_m = 3,087 \text{ mm}$$

Rigidité normale K_n

Sous une contrainte normale appliquée $\sigma_n = 2,01$ MPa, la rigidité normale est obtenue à partir de :

Référence : BANDIS, S. C., LUMSDEN, A. C., & BARTON, N. R. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.

$$K_n = K_{ni} \left(1 - \frac{\sigma_n}{K_{ni} V_m + \sigma_n} \right)^{-2}$$

Calcul intermédiaire :

$$K_{ni} V_m = 1,636 \times 3,087 = 5,051 \text{ MPa}$$

Ainsi :

$$K_n = 1,636 \left(1 - \frac{2,01}{5,051 + 2,01} \right)^{-2}$$

$$K_n = 3,197 \text{ MPa/mm}$$

Rigidité tangentielle K_s

La rigidité tangentielle est estimée à partir de la relation :

$$K_s = 0,1 \times K_n$$

$$K_s = 0,1 \times 3,197$$

$$K_s = 0,320 \text{ MPa/mm}$$

Conversion pour PLAXIS 2D

Pour l'introduction des paramètres dans PLAXIS 2D, les rigidités sont converties en kN/m³ selon :

$$1 \text{ MPa/mm} = 10^6 \text{ kN/m}^3$$

D'où :

$$K_n = 3,197 \times 10^6 = 3\,197\,205 \text{ kN/m}^3$$

$$K_s = 0,320 \times 10^6 = 319\,721 \text{ kN/m}^3$$

Résultats des paramètres d'interface de la Zone C

Tableau IV.21 : Paramètres de rigidité normale et tangentielle de l'interface pour la Zone C

K_n	3 197 205
K_s	319 721

Vérification de validité

La limite de validité du modèle est définie par :

$$\sigma_n < K_{ni} V_m$$

soit :

$$\sigma_n < 5,05 \text{ MPa}$$

La contrainte normale appliquée étant :

$$\sigma_n = 2,01 \text{ MPa}$$

on obtient :

$$2,01 < 5,05 \text{ MPa}$$

La condition de validité est donc satisfaite et les rigidités calculées peuvent être utilisées pour la modélisation numérique de l'interface dans PLAXIS 2D.

IV.7 Stratégie de modélisation numérique par zone géotechnique

La stratégie de modélisation adoptée pour l'analyse du massif rocheux, déclinée en trois zones géotechniques distinctes (A, B et C) selon les indices GSI et RMR. Pour chaque zone, une approche de modélisation spécifique est mise en œuvre, aboutissant à une vérification globale du soutènement.

La stratégie est présentée dans la figure ci-dessous :

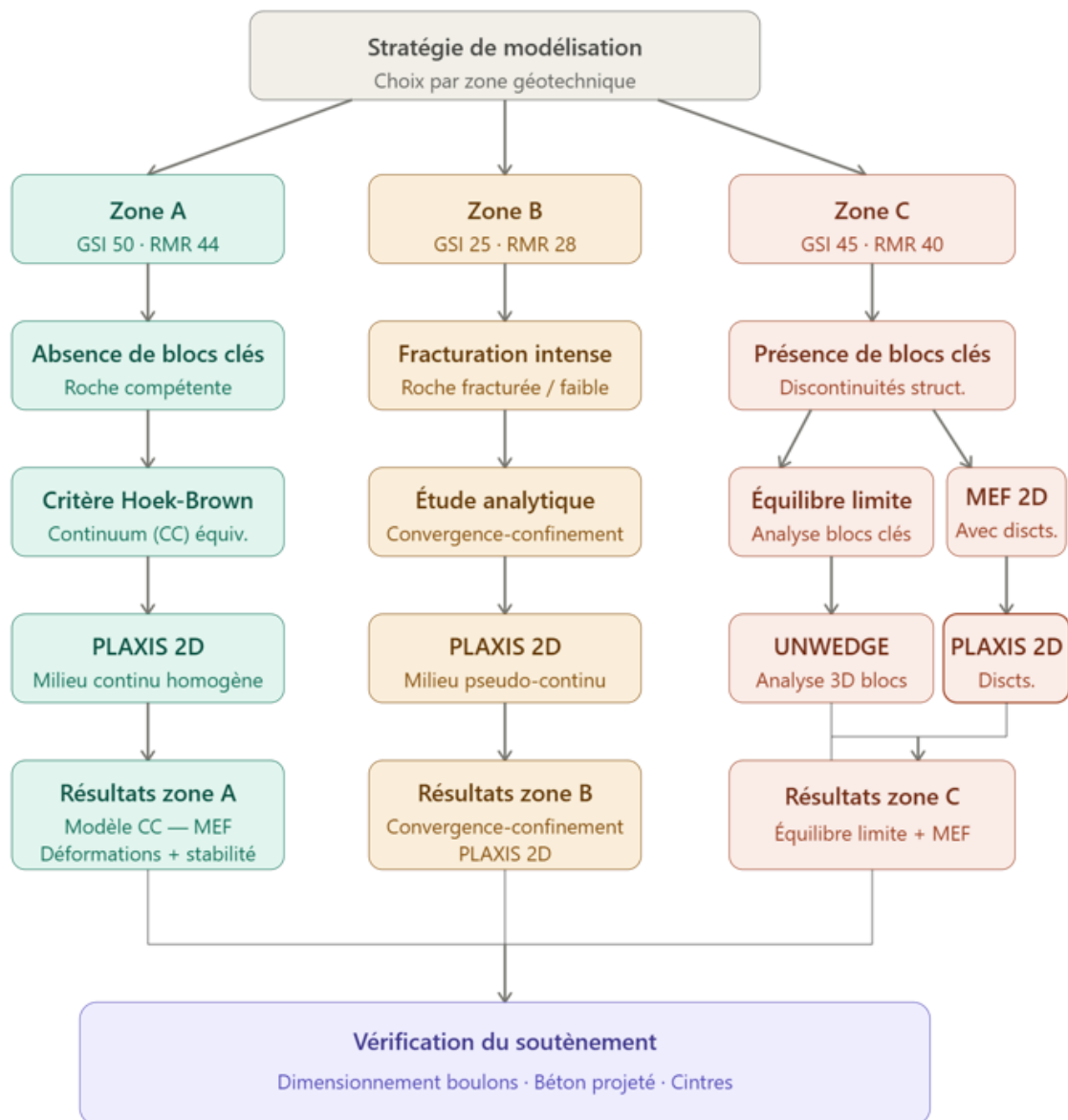


Figure IV.3 : Stratégie de modélisation

IV.8 Conclusion

Ce chapitre a permis de caractériser géomécaniquement le massif rocheux traversé par le tunnel à travers trois zones distinctes (A, B et C), en s'appuyant sur les classifications RMR, GSI et Q-system. Les résultats obtenus révèlent une qualité géomécanique globalement faible à moyenne, avec la zone B comme secteur le plus critique. Sur cette base, les méthodes de creusement et les sections types de soutènement ont été définies pour chaque zone, constituant ainsi le fondement des modélisations numériques développées dans les chapitres suivants.

Chapitre V : Étude analytique Méthode de Convergence- Confinement

V.1 Introduction

Le calcul Convergence - Confinement a pour but principal d'étudier le comportement d'un ouvrage souterrain et de dimensionner en première approche son soutènement ou son revêtement. Il correspond à la méthode du même nom développée par M. PANET dans son ouvrage "Le calcul des tunnels par la méthode Convergence - Confinement" (Presses de l'ENPC, 1995) et reprise dans les recommandations de l'AFTES "Emploi de la méthode Convergence - Confinement, GT N°7" (14/11/2001) .

La modélisation d'un tunnel doit prendre en compte deux éléments essentiels :

- Il s'agit d'un problème tridimensionnel en raison de la présence du front de taille,
- Il s'agit d'un problème d'interaction pour lequel le couplage entre le terrain et les structures de soutènement est important. La méthode convergence confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille.

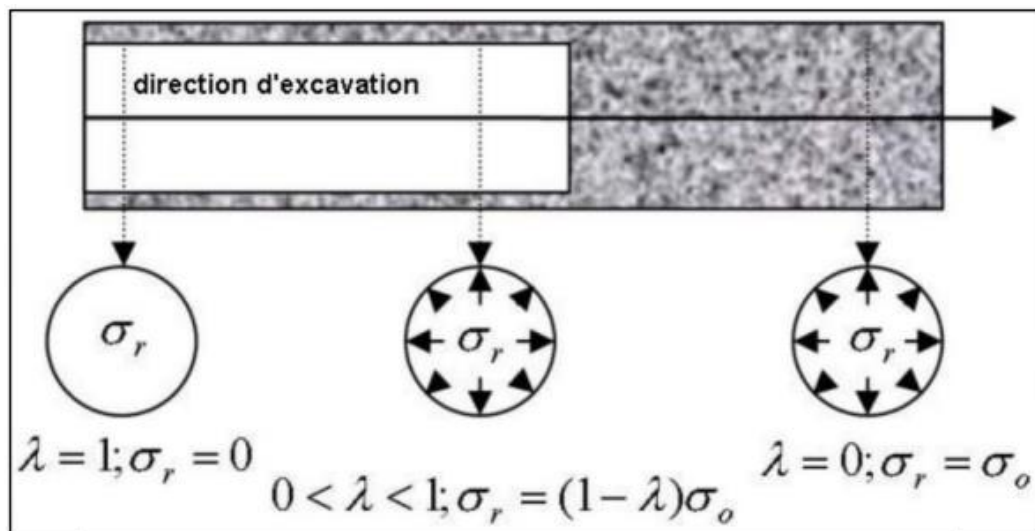


Figure V.1 : Évolution de la contrainte radiale et concept du taux de déconfinement λ (Méthode convergence-confinement).

Lors de la mise en place d'un soutènement, une pression se développe dans celui-ci. En déconfinant (diminution de la contrainte dans le terrain), la pression dans le soutènement augmente de façon linéaire élastique jusqu'à atteindre un état d'équilibre (intersection des courbes des contraintes terrain/soutènement).

Remarque : Dans la suite de ce chapitre, on désignera par soutènement à court terme

V.2 Principe de la méthode et taux de déconfinement

La modélisation de l'avancement des travaux repose sur l'évolution de l'état de contrainte dans le massif :

- **État initial :** Avant le creusement, il règne dans le terrain un état de contrainte initiale géostatique et isotrope σ_0 . À ce stade, le terrain est en équilibre et ne subit aucun déplacement :

$$U_r = 0$$

- **Déconfinement progressif** : Lors de l'excavation, le terrain se décomprime et la contrainte radiale à la paroi chute. La méthode considère que cette contrainte radiale σ_r n'est plus qu'une fraction de la contrainte initiale, régie par un coefficient λ appelé taux de déconfinement.

Ce paramètre λ (variant de 0 à 1) simule fictivement en 2D l'avancement tridimensionnel du front de taille. Ainsi, la contrainte radiale s'exprime par la relation :

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0$$

Au fur et à mesure que λ augmente, le déplacement radial de la paroi (U_r) s'accroît selon la loi de comportement (élastique ou élasto-plastique) du terrain.

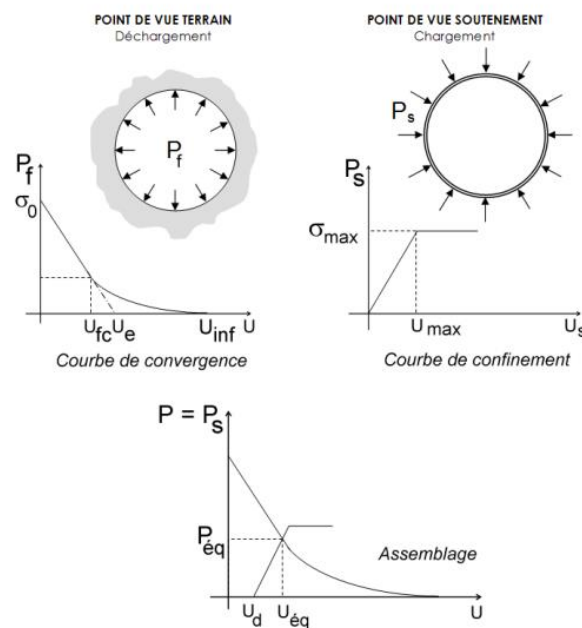


Figure V.2 : Courbes convergence confinement et assemblage.

V.3 Modélisation analytique : Étapes de calcul

Le processus de dimensionnement analytique sera scindé en trois étapes successives :

1. Détermination de la courbe caractéristique du terrain (CCT).
2. Détermination de la courbe caractéristique du soutènement (CCS).
3. Détermination du point d'équilibre final (interaction terrain–structure).

V.3.1 Courbe de convergence du terrain (Zone B)

La courbe caractéristique du terrain est définie selon les formules de Panet, établies pour un milieu élastoplastique parfait de type Mohr-Coulomb.

Les paramètres géomécaniques de la Zone B, définis précédemment, sont :

- Module d'élasticité du terrain : $E = 593,56 \text{ MPa}$

- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,23$
- Cohésion : $C = 0,112$ MPa
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30,36^\circ$
- Rayon d'excavation équivalent : $R = 6,30$ m
- Contrainte géostatique (pression verticale) :

$$P_v = \sigma_0 = 1,29 \text{ MPa}$$

- Paramètres de résistance à la rupture

Coefficient de butée des terres (K_p) :

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 3,03$$

Résistance à la compression simple (R_c) :

$$R_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 0,391 \text{ MPa}$$

- Vérification du critère de plasticité

Lors du déconfinement, deux états sont envisageables :

Si $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$ (**Domaine élastique**) : La courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$P = \sigma_0; U = 0 \quad \text{et} \quad P = 0; U = U_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R$$

Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ (**Au-delà du domaine élastique**)

On a : $P_v = 1,29 \text{ MPa} > \frac{0,391}{2} \text{ MPa}$, soit $1,29 \text{ MPa} > 0,195 \text{ MPa}$, La condition $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ est donc vérifiée.

La plasticité du terrain est atteinte à la paroi, générant une zone plastique circulaire de rayon R_p . Selon les équations de Panet (1976) pour un comportement élasto-plastique parfait.

- Calcul des limites élastiques

Taux de déconfinement limite élastique (λ_e) :

$$\lambda_e = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0}, \quad \lambda_e = \frac{1290 - 541,35}{1290}$$

$$\lambda_e = 0,578$$

Contrainte radiale de calcul au seuil de plasticité (σ_{re}) :

$$\begin{aligned}\sigma_{re} &= (1 - \lambda_e)\sigma_0 \\ \sigma_{re} &= (1 - 0,578) \times 1,29 \\ \sigma_{re} &= 0,544 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Déplacement au seuil de plasticité (U_{re}) :

Sachant que le déplacement élastique maximal théorique est :

$$U_{r0} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R = 17.73 \text{ mm}$$

On obtient :

$$\begin{aligned}U_{re} &= \lambda_e \times U_{r0} \\ U_{re} &= 0,578 \times 17.73 \\ U_{re} &= 10.24 \text{ mm}\end{aligned}$$

- **Équations de la déformation en phase plastique ($\lambda > \lambda_e$)**

Le développement du rayon plastique $\frac{R_p}{R}$ et du déplacement radial de la paroi $U(\lambda)$ sont dictés par les relations suivantes :

Référencé : Calcul des tunnels par la méthode convergence confinement", M. PANET, p. 130

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2K_p + 1}{K_p + 1} \times \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(K_p - 1)\sigma_r + R_c} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

Avec :

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0$$

Sachant qu'on a :

Référencé : Calcul des tunnels par la méthode convergence confinement", M. PANET, p. 138

Pour les piédroits : $P_i(\lambda) = \sigma_0(1 - \lambda)$

Pour la voûte : $P_i(\lambda) = \sigma_0(1 - \lambda) + \gamma(R_p - R)$

Tableau V.1 : Évolution des déplacements et des pressions de confinement (Zone B)

λ (Déconfinement)	$\frac{r_p}{R}$	U_λ (Déplacement, m)	$P_{\text{pied-droit}}$ (MPa)	P_{voute} (MPa)
0.000	1	0,0000	1,290	1,290
0.100	1	0,0017	1,161	1,161
0.200	1	0,0034	1,032	1,032
0.300	1	0,0051	0,903	0,903

0.400	1	0,0067	0,774	0,774
0.500	1	0,0084	0,645	0,645
0,578 (λe)	1	0,0097	0,544	0,544
0.600	1,031	0,0104	0,516	0,521
0.700	1,189	0,0138	0,387	0,403
0.800	1,463	0,0208	0,258	0,290
0.900	2,058	0,0412	0,129	0,180
1.000	3,923	0,1498	0,000	0,097

La courbe de convergence (CCT) issue de ces données est représentée sur la figure suivante :

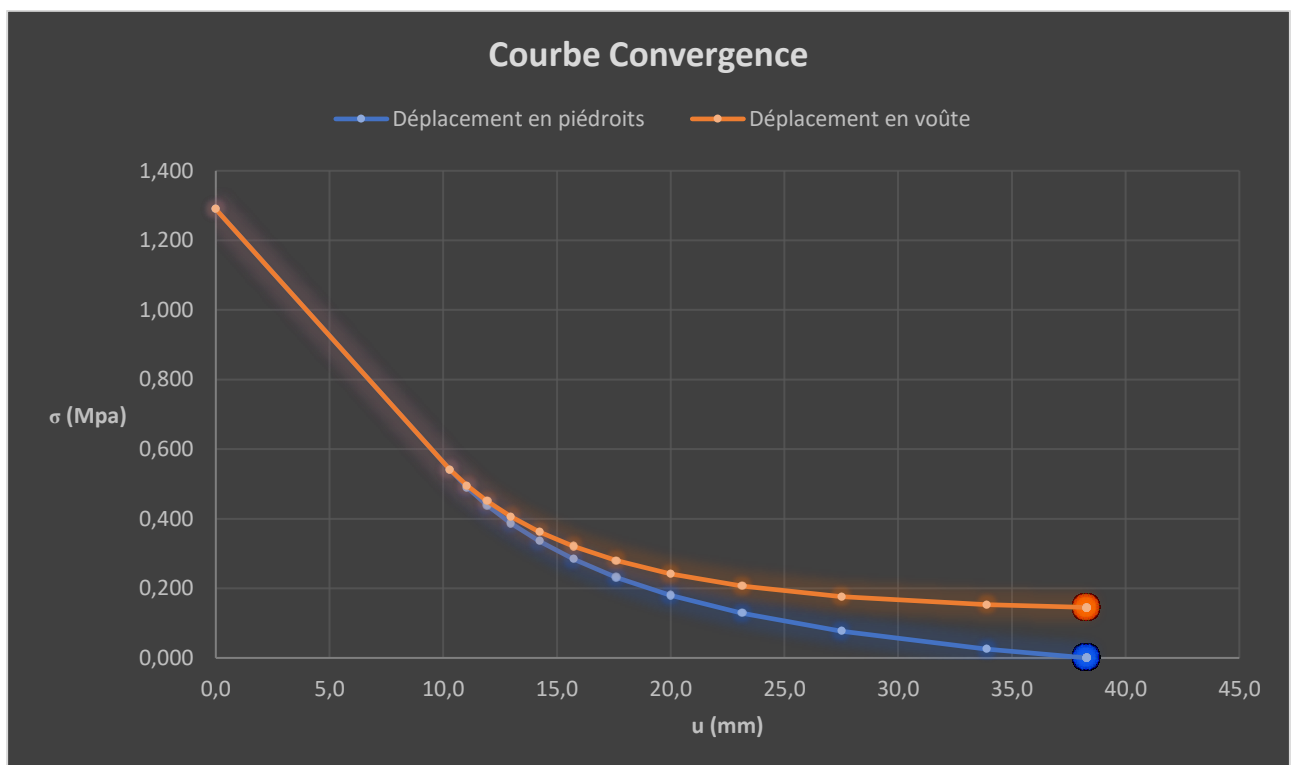


Figure V.3: Courbe de convergence du terrain pour la Zone B

V.3.2 Courbe caractéristique du soutènement (CCS)

- **Déplacement initial (U_{s0})**

Le soutènement n'est jamais posé immédiatement au front de taille ($P = \sigma_0$). Il existe toujours une convergence préalablement acquise par la paroi au moment de sa mise en place. Ce déplacement initial (U_{s0}) doit vérifier la condition empirique suivante :

$$U_{s0} > 0,265 \times U_e$$

Avec un déplacement élastique théorique :

$$U_e = 17.72 \text{ mm}$$

On obtient :

$$U_{s0} > 0,265 \times 17.73$$

$$U_{s0} > 4.7 \text{ mm}$$

En pratique, le déplacement à la pose représente généralement plus du tiers du déplacement élastique. Nous adoptons donc pour notre modélisation :

$$U_{s0} = 5.9 \text{ mm}$$

- **Caractéristiques des cintres métalliques (HEB 140)**

Tableau V.2 : Caractéristiques des cintres métalliques (HEB 140)

Module d'élasticité de l'acier	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
Section d'acier	$A_c = 43 \text{ cm}^2 = 0,0043 \text{ m}^2$
Moment d'inertie (I)	$I = 1509 \text{ cm}^4 = 0,00001059 \text{ m}^4$
Limite d'élasticité	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Espacement des cintres	$a = 1,0 \text{ m}$
Rayon du tunnel	$R = 6,30 \text{ m}$
Raideur du cintre (K_c)	$K_c = 143.33 \text{ MPa/m}$
Pression maximale supportée ($P_{c,max}$)	$P_{c,max} = 0,24 \text{ MPa}$
Déplacement radial maximal du cintre ($U_{c,max}$)	$U_{c,max} = 10,5 \text{ mm}$

Raideur du cintre (K_c) :

$$K_c = \frac{E \times A_c}{a \times R}$$

$$K_c = \frac{210\,000 \times 0,0043}{1 \times 6,30}$$

$$K_c = 143.33 \text{ MPa/m}$$

Pression maximale supportée ($P_{c,max}$) :

$$P_{c,max} = \frac{f_y \times A_c}{a \times R}$$

$$P_{c,max} = \frac{355 \times 0,0043}{1 \times 6,30}$$

$$P_{c,max} = 0,24 \text{ MPa}$$

Déplacement radial maximal du cintre ($U_{c,max}$) :

$$U_{c,max} = \frac{P_{c,max} \times R}{K_c}$$

$$U_{c,max} = \frac{0,24 \times 6,30}{143.33}$$

$$U_{c,max} = 10,5 \text{ mm}$$

- **Caractéristiques du béton projeté**

Tableau V.3 : Caractéristiques du béton projeté

Épaisseur de la coque	$e = 0,30 \text{ m}$
Résistance caractéristique en compression	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,20$
Module de Young	$E_b = 11\,496,7 \text{ MPa}$
Raideur du béton projeté (K_b)	$K_b = 570,27 \text{ MPa/m}$
Pression maximale supportée ($P_{b,max}$)	$\sigma_{b,max} = 17 \text{ MPa}$
Déplacement radial maximal du béton ($U_{b,max}$)	$U_{b,max} = 8,94 \text{ mm}$

Raideur du béton projeté (K_b) :

$$K_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2) \times R}$$

$$K_b = \frac{11\,496,7 \times 0,3}{(1 - 0,2^2) \times 6,30}$$

$$K_b = 570,27 \text{ MPa/m}$$

Pression maximale supportée ($P_{b,max}$) :

La contrainte de compression admissible dans le béton projeté est :

$$\sigma_{b,max} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{b,max} = \frac{0,85 \times 30}{1,5}$$

$$\sigma_{b,max} = 17 \text{ MPa}$$

La pression radiale équivalente est alors :

$$P_{b,max} = \frac{\sigma_{b,max} \times e}{R}$$

$$P_{b,max} = \frac{17 \times 0,3}{6,30}$$

$$P_{b,max} = 0,809 \text{ MPa}$$

Déplacement radial maximal du béton ($U_{b,max}$) :

$$U_{b,max} = \frac{P_{b,max} \times R}{K_b}$$

$$U_{b,max} = \frac{0,809 \times 6,30}{570,27}$$

$$U_{b,max} = 8,94 \text{ mm}$$

- **Combinaison du soutènement composite (Cintres + Béton projeté)**

Le soutènement travaillant en parallèle, ses caractéristiques équivalentes résultent de l'addition des capacités de chacun de ses composants.

Raideur totale (K_s) :

$$K_s = K_b + K_c$$

$$K_s = 570,27 + 217,67$$

$$K_s = 787,94 \text{ MPa/m}$$

Pression maximale globale supportée ($P_{s,max}$) :

$$P_{s,max} = P_{b,max} + P_{c,max}$$

$$P_{s,max} = 0,809 + 0,37$$

$$P_{s,max} = 1,179 \text{ MPa}$$

Coordonnées de la Courbe Caractéristique du Soutènement

En intégrant le déplacement initial U_{s0} (phase d'attente avant la pose) et le déplacement propre du soutènement, nous obtenons les points permettant de tracer la CCS.

Caractéristique du soutènement :

Tableau V.4 : Tableau Caractéristique du soutènement

Combinaison (béton + cintres)	
U (mm)	s (Mpa)
5,90	0,00
14,84	1,01
14,84	1,01

La courbe de confinement du soutènement obtenue à partir de ces coordonnées est représentée ci-dessous :

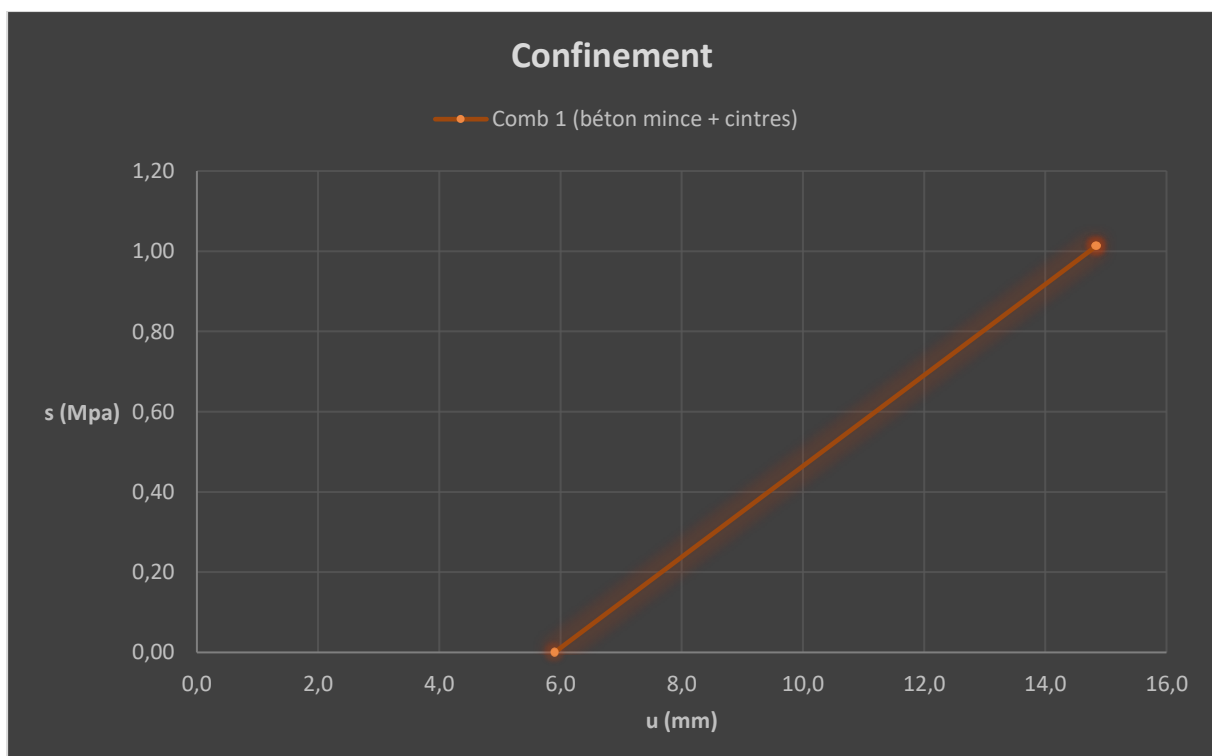


Figure V.4 : Courbe caractéristique du soutènement composite (CCS)

V.3.3 Équilibre final (Interaction terrain–soutènement pour la Zone B)

La superposition de la Courbe Caractéristique du et de la Courbe Caractéristique du Soutènement sur un même repère permet de déterminer graphiquement le point de fonctionnement du système. Ce point d'intersection définit l'état d'équilibre final entre la poussée du massif décomprimé et la réaction de l'anneau de soutènement composite.

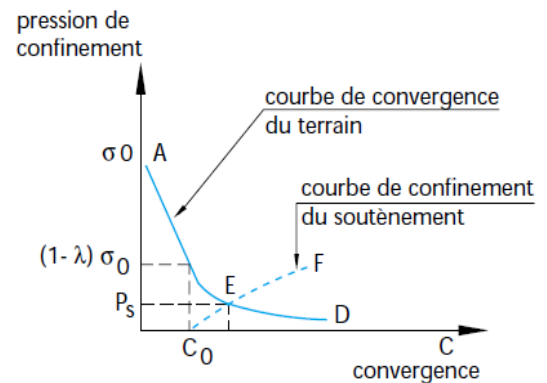


Figure V.5 Courbe convergence confinement

La courbe de convergence-confinement obtenue est représentée ci-dessous :

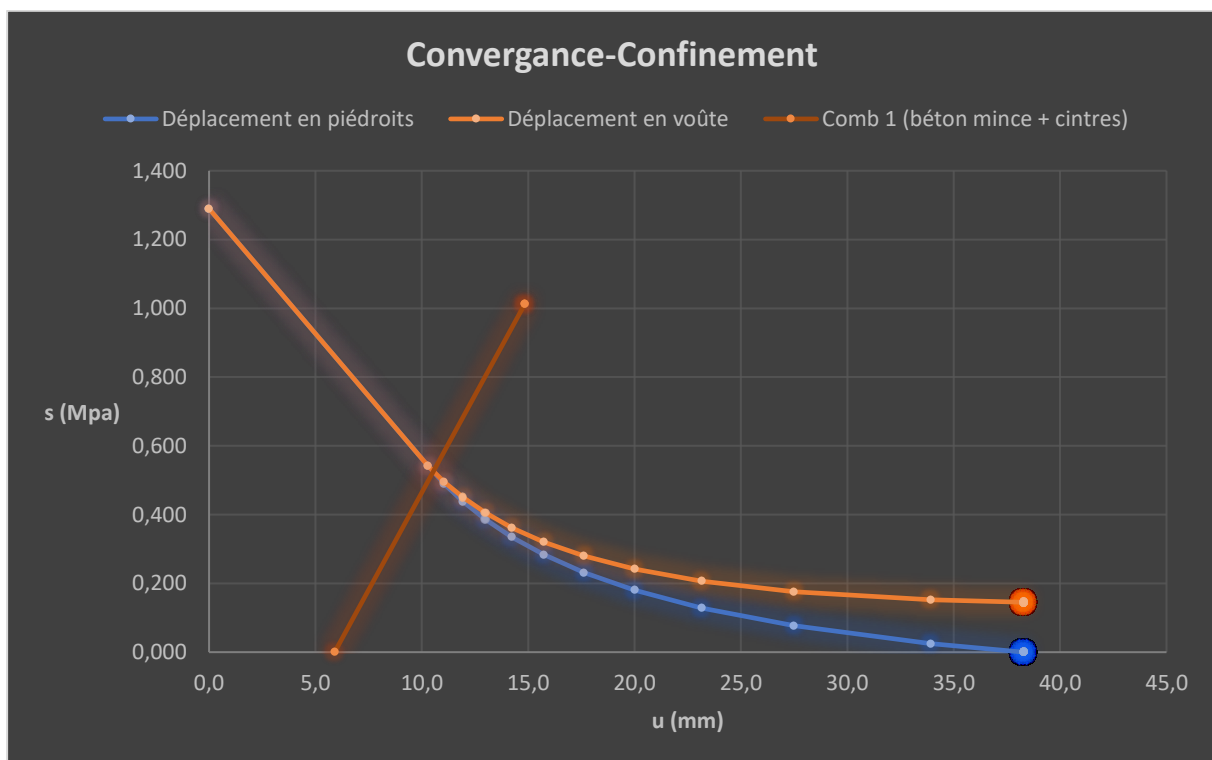


Figure V.5 : Détermination graphique du point d'équilibre pour la Zone B.

À travers cette résolution graphique, les coordonnées du point d'équilibre ont été identifiées :

Tableau V.5: les coordonnées du point d'équilibre

Convergence radiale à l'équilibre	$U_{eq} = 11 \text{ mm}$
Pression de confinement à l'équilibre	$P_{eq} = 0.53 \text{ MPa}$

Le dimensionnement du soutènement composé de cintres HEB 140 et de 30 cm de béton projeté est donc validé analytiquement vis-à-vis des critères de convergence pour cette zone fortement fracturée.

Remarque

Les treillis soudés ont été négligés dans l'homogénéisation, leur rigidité étant très faible devant celle du béton projeté. Leur contribution à la rigidité globale du soutènement peut donc être considérée comme négligeable.

- **Pour les Zones A et C**

Contrairement à la Zone B, le calcul détaillé par la méthode de Convergence-Confinement n'a pas été jugé pertinent pour les Zones A et C, bien que les raisons géomécaniques diffèrent pour chacun de ces tronçons.

En ce qui concerne la Zone A, l'analyse géomécanique met en évidence d'excellentes caractéristiques mécaniques du massif rocheux (forte cohésion $c = 263$ kPa, angle de frottement élevé de $41,2^\circ$, grand module de déformation $E_m = 2940,34$ MPa, $RMR = 44$). Ces propriétés confèrent au terrain un comportement à dominante élastique et une forte capacité d'auto-stabilité lors du creusement. Dans de telles conditions, les déformations aux parois (convergences) sont négligeables et se stabilisent de manière quasi-instantanée. La décompression progressive du massif n'étant pas dimensionnante, nous avons pu nous affranchir de ce calcul itératif en appliquant directement un taux de confinement de 100 %. Le soutènement prévu a ici une fonction de protection surfacique plutôt que de reprise de fortes pressions.

Concernant la Zone C ($GSI = 45$, $RMR = 40$), la problématique est d'ordre structural. La stabilité de l'excavation n'est pas dictée par une convergence globale du massif, mais par la présence de familles de discontinuités marquées générant des instabilités locales (blocs clés). La méthode de Convergence-Confinement, reposant sur l'hypothèse fondamentale d'un milieu continu et isotrope, s'avère inadaptée pour modéliser ces mécanismes de rupture cinématique. Par conséquent, l'étude de la Zone C a été directement orientée vers une approche discontinue (théorie des blocs via UNWEDGE et modélisation numérique avec interfaces) plutôt que vers une analyse analytique des convergences.

V.4 Conclusion

L'étude analytique menée dans ce chapitre via la méthode de Convergence-Confinement a permis de valider, en première approche, le dimensionnement du soutènement provisoire de l'ouvrage face à la décompression du massif rocheux.

Afin de s'affranchir de ces limites géométriques, d'appréhender le comportement du massif avec sa topologie réelle (profil d'excavation non circulaire) et d'intégrer fidèlement les différentes phases de creusement et de pose du soutènement, il s'avère indispensable de confronter ces calculs théoriques à une méthode plus avancée. C'est l'objectif du chapitre suivant, consacré à la modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D.

Chapitre VI :

Modélisation

Numérique (Unwedge)

VI.1 Introduction

Afin d'évaluer la stabilité locale de la surface d'excavation et de prévenir les risques d'éboulements géométriques, nous avons eu recours à une analyse cinématique. Contrairement aux approches continues, cette méthode se base explicitement sur l'état de fracturation de la masse rocheuse et sur les caractéristiques mécaniques de cisaillement des discontinuités (joints, diaclases).

VI.2 Présentation Logiciel Unwedge

Unwedge est un logiciel développé par Rocscience, (Canada), qui est conçu à étudier la stabilité des parois d'une excavation en se basant sur l'état de la fracturation de la masse rocheuse. Il utilise la mécanique des milieux discontinus et ceci à partir d'une combinaison de trois familles des joints.

Il est rapide, interactif et simple et permet d'effectuer l'analyse géométrique des blocs entourant une excavation souterraine et d'apprécier également leurs comportements. Chaque bloc est délimité par 3 plans des joints

L'un des principaux avantages d'Unwedge est son aptitude à étudier tous les blocs autour de la surface de l'excavation (toit, mur, paroi, intérieur de la surface d'excavation).

Pour effectuer l'analyse de stabilité d'une surface d'excavation par Unwedge, l'utilisateur doit définir la géométrie de la surface d'excavation, et introduit les directions et les pendages des familles des joints (3 familles au minimum), et leurs caractéristiques mécaniques. Par la suite, le logiciel visualise en trois dimensions les blocs créés par les familles des joints dedans de la surface d'excavation et au niveau de son périmètre. Il calcule la probabilité de rupture des blocs par la détermination de la famille la plus défavorable des joints et un facteur de sécurité qui doit être supérieur à 1,5. Dans le cas de l'existence de plus de trois familles des joints, il effectue les calculs de stabilité selon les combinaisons possibles entre ces familles, dont il détermine les combinaisons les plus défavorables (Rocscience, 2004).

VI.3 Analyse de la stabilité de la surface d'excavation par Unwedge

Pour mener à bien notre analyse cinématique tout au long du tracé, nous avons exploité les données structurales issues de quatre levés géologiques (R21, R22, R23 et R24). Pour chaque station, les caractéristiques d'orientation (Pendage / Direction de pendage) et de résistance au cisaillement (Cohésion et Angle de frottement) des discontinuités ont été introduites dans le modèle.

VI.3.1 Analyse du Levé R21

Ce secteur est caractérisé par l'intersection de deux familles de joints (F1 et F2) avec le plan de stratification (ST).

Tableau VI.1 : Caractéristiques des familles de joints - Levé R21

Familles	Dip direction	Dip	Poids volumique (γ) kN/m ³	Altération des joints JCS (Mpa)	Rugosité JRC (Mpa)	Angle de frottement
St	220	20	24.8	34	5	33°
J1	220	85		18	7	20°
J2	345	73		34	7	33°
J3	220	85		18	5	0°

La figure suivante illustre l'analyse de stabilité cinématique au niveau du Levé R21, issue de l'intersection géométrique des trois plans structuraux relevés (St, J1, J2 et J3). La Figure IV.1 affiche

les différents blocs périphériques (*Perimeter Wedges*) générés sur le pourtour de l'excavation sous quatre angles de visualisation.

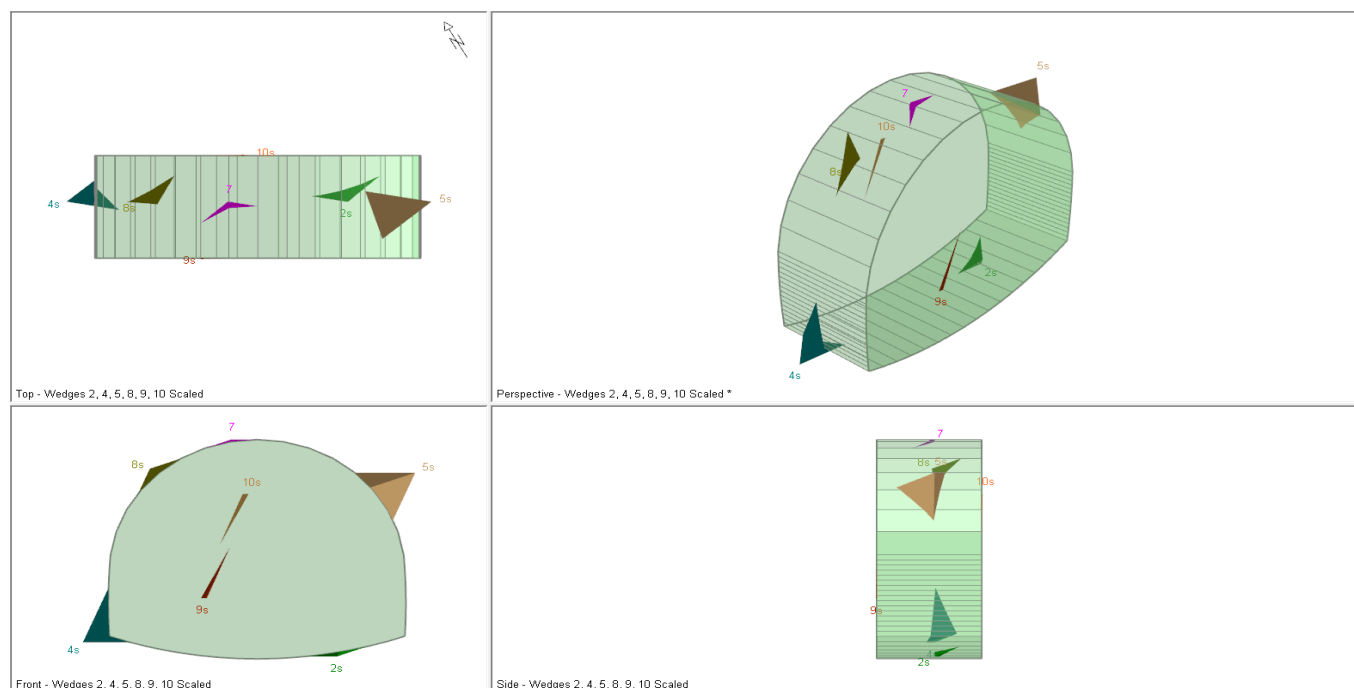


Figure VI.1 : Analyse de la stabilité géométrique du massif au niveau de la station R21 (Logiciel UNWEDGE).

Le tableau ci-dessous synthétise l'analyse cinématique détaillée du Levé R21. Il expose le Facteur de Sécurité (FS), la géométrie et les forces résistantes de chaque polyèdre afin d'identifier précisément les risques et les mécanismes de rupture.

Tableau VI.2 : Résultats de l'analyse des blocs-clés issus du levé R21

Wedges position	FS	Weight	Surface de la zone instable	Resisting force	Sliding Direction (Trend, plunge)
Combinaison 01 : St, J1, J2					
Lower left wedge [4]	Stable	0.015MN	1.60 m2	0.00 MN	/
Upper right wedge [5]	Stable	0.048MN	2.86 m2	3.59 MN	298 ,67
Roof wedge [7]	Stable	0.000MN	0.39 m2	1.44 MN	0,90
Upper left wedge [8]	Stable	0.004MN	1.03 m2	1.18 MN	0,90
Near end wedge [9]	Stable	0.000MN	0.35 m2	0.00 MN	/
Far end wedge [10]	0.153	0.000MN	0.35 m2	0.00 MN	220,85
Combinaison 02 : St, J2, J3					
Lower left wedge [4]	Stable	0.015MN	1.60 m2	0.00 MN	/
Upper right wedge [5]	Stable	0.048MN	2.86 m2	3.59 MN	298 ,67
Roof wedge [7]	Stable	0.000MN	0.39 m2	1.44 MN	0,90
Upper left wedge [8]	Stable	0.004MN	1.03 m2	1.18 MN	0,90
Near end wedge [9]	Stable	0.000MN	0.35 m2	0.00 MN	/
Far end wedge [10]	0.153	0.000MN	0.35 m2	0.00 MN	220,85

L'analyse cinématique révèle deux comportements géomécaniques distincts. La périphérie de l'ouvrage est parfaitement stable, les forces de cisaillement assurant le verrouillage mécanique des blocs. Seul le front de taille présente un risque de glissement avéré (bloc n°10, FS = 0,153). Toutefois, sa faible superficie (0,35 m²) limite ce risque à un simple écaillage local. La stabilité géométrique de la section étant ainsi validée, l'étude peut s'orienter vers la modélisation numérique continue du massif.

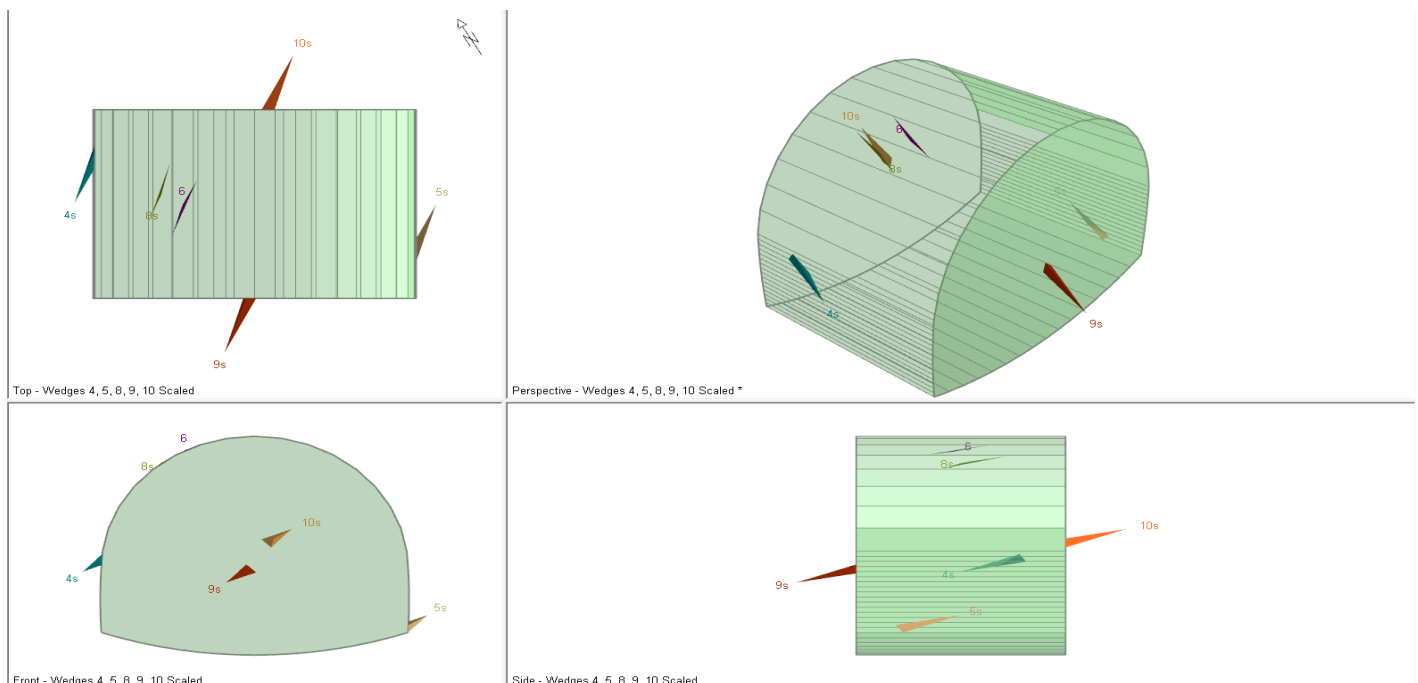
VI.3.2 Analyse du Levé R22

Ce secteur est caractérisé par l'intersection de deux familles de joints (F1 et F2) avec le plan de stratification (ST).

Tableau VI.3 : Caractéristiques des familles de joints - Levé R22

Familles	Dip direction	Dip	Poids volumique (γ) kN/m ³	Altération des joints JCS (Mpa)	Rugosité JRC (Mpa)	Angle de frottement
St	240	10	26.5	20	5	33°
J1	155	50		20	5	33°
J2	314	76		20	5	33°

La figure suivante montre l'analyse de stabilité au niveau du levé R22 pour la combinaison des plans (St, J1, J2), illustrée sous quatre angles de visualisation (vue de face, de dessus, de profil et en perspective 3D). Elle met en évidence la géométrie et la répartition spatiale des polyèdres rocheux (*Perimeter Wedges*) formés sur le pourtour de l'excavation.



Figures VI.2 : Analyse de la stabilité géométrique du massif au niveau de la station R22 (Logiciel UNWEDGE).

Le tableau suivant synthétise les résultats quantitatifs de l'analyse cinématique issue de la modélisation du Levé R22. Il isole spécifiquement les polyèdres présentant un risque d'instabilité en détaillant leur Facteur de Sécurité (FS), les dimensions géométriques de la zone critique (longueur et surface exposée), la force résistante mobilisée sur les plans de discontinuité, ainsi que le vecteur directeur du glissement potentiel. Cette extraction analytique permet de statuer avec précision sur la cinématique de rupture affectant le pourtour de la galerie.

Tableau VI.4: Analyse de la stabilité et caractéristiques des polyèdres – Levé R22.

Wedges position	FS	Weight	Surface de la zone instable	Resisting force	Sliding Direction (Trend, plunge)
Combinaison 01 : St, J1, J2					
Upper right wedge [6]	1.112	0.000MN	0.23 m ²	0.00 MN	155 ,50
Upper left wedge [8]	0.000	0.000MN	0.20 m ²	0.00 MN	0,90

L'analyse met en évidence une instabilité critique de la voûte ($FS < 1,5$). Le bloc n°8 présente un risque imminent de chute libre ($FS = 0,000$), tandis que le bloc n°6 est sujet à un risque de glissement ($FS = 1,112$). L'excavation ne pouvant s'auto-soutenir à l'état naturel, l'installation d'un système de soutènement actif (boulonnage) est impérative pour sécuriser ce tronçon.

VI.3.3 Analyse du Levé R23

Ce secteur est caractérisé par l'intersection de la stratification (St) et de deux familles de joints (J1, J2). Leurs paramètres d'entrée sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5 : Caractéristiques des familles de joints - Levé R23.

Familles	Dip direction	Dip	Poids volumique (γ) kN/m ³	Altération des joints JCS (Mpa)	Rugosité JRC (Mpa)	Angle de frottement
St	350	80	26.5	38	5	30°
J1	40	68		38	5	30°
J2	100	80		38	5	30°

La figure suivante présente l'analyse de stabilité actualisée au niveau du levé R23 pour la combinaison des plans (St, J1, J2), illustrée sous quatre angles de visualisation. Elle met en évidence une nouvelle répartition géométrique des polyèdres rocheux formés sur le pourtour de l'excavation.

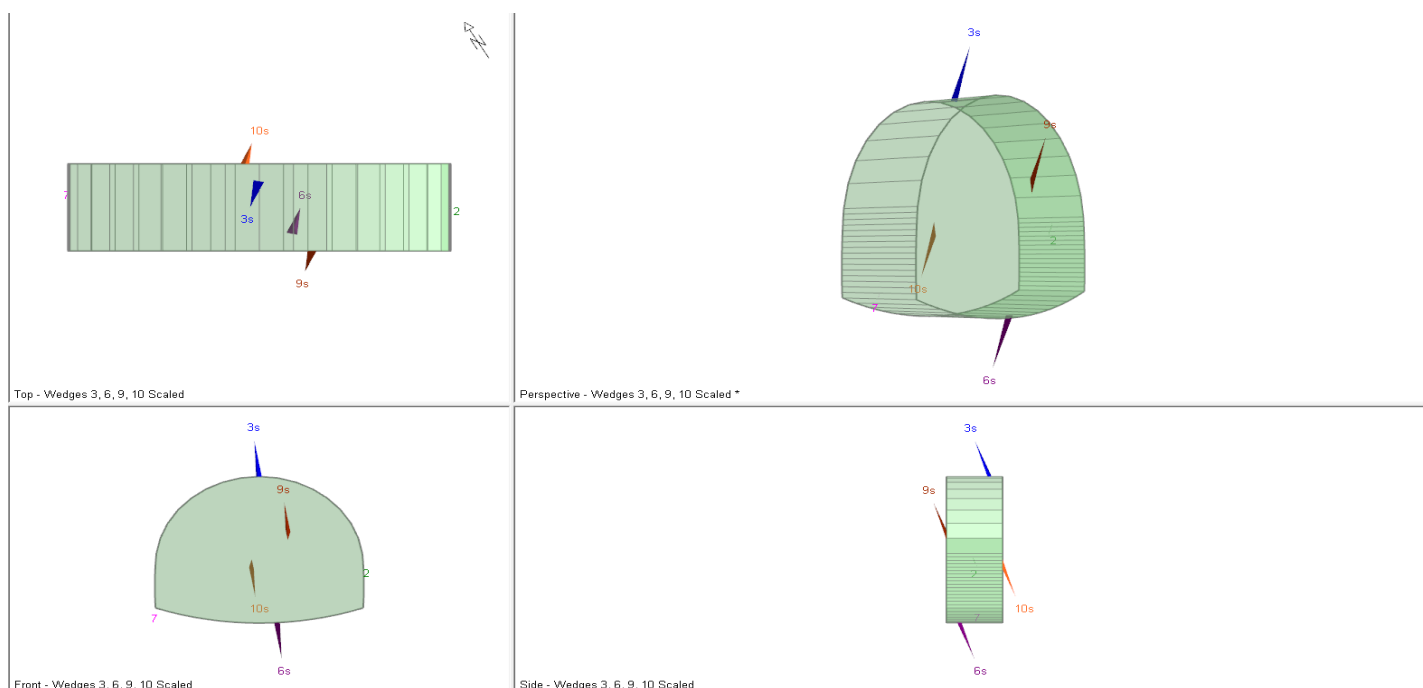


Figure VI.3 : Analyse de la stabilité géométrique du massif au niveau de la station R23 (Logiciel UNWEDGE).

Le tableau suivant récapitule les caractéristiques des polyèdres instables ($FS < 1,5$) identifiés pour le Levé R23. Il précise le Facteur de Sécurité, les dimensions géométriques de la zone critique (profondeur et surface exposée), la force résistante et le vecteur directeur du glissement potentiel.

Tableau VI.6 : Analyse de la stabilité et caractéristiques des polyèdres – Levé R23.

Wedges position	FS	Weight	Surface de la zone instable	Resisting force	Sliding Direction (Trend, plunge)
Combinaison 01 : St, J1, J2					
Roof wedge [3]	0.710	0.001MN	0.05 m ²	0.00 MN	45 ,73
Upper right wedge [4]	0.296	0.001MN	0.03 m ²	0.00 MN	350,80
Near end wedge [9]	0.723	0.001MN	0.11m ²	1.32 MN	45 ,73

La réévaluation de cette combinaison met en évidence une instabilité cinématique réelle ($FS < 1$) mais de nature strictement superficielle et localisée. Le polyèdre en clé de voûte (n°3) présente un risque de glissement circonscrit à la frange immédiate de l'excavation, avec une profondeur d'apex limitée à 0,30 m et une surface minime (0,05 m²). De même, l'épaule droite (bloc n°4, $FS = 0,296$) et le front arrière (bloc n°9, $FS = 0,723$) affichent des ruptures de très faible ampleur.

VI.3.4 Analyse du Levé R24

Ce secteur est caractérisé par l'intersection de la stratification (St) et de deux familles de joints (J1, J2, J3). Leurs paramètres d'entrée sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7 : Caractéristiques des familles de joints - Levé R24

Familles	Dip direction	Dip	Poids volumique (γ) kN/m ³	Altération des joints JCS (Mpa)	Rugosité JRC (Mpa)	Angle de frottement
St	210	15	26.5	25	5	33°
J1	170	85		32	9	25°
J2	30	85		30	7	33°
J3	310	85		18	9	20°
J4	310	85		18	9	0°

Le tableau suivant synthétise les caractéristiques des polyèdres instables ($FS < 1,5$) identifiés pour les sept combinaisons structurales possibles de cette station. Il précise le Facteur de Sécurité, les dimensions géométriques de la zone critique, la force résistante mobilisée et le vecteur directeur du glissement potentiel.

Tableau VI.8: Analyse de la stabilité et caractéristiques des polyèdres – Levé R24.

Wedges position	FS	Weight	Surface de la zone instable	Resisting force	Sliding Direction (Trend, plunge)
Combinaison 01 : St, J1, J2					
Roof wedge [6]	0.233	0.000MN	0.18 m ²	0.00 MN	170 ,85
Upper right wedge [8]	0.000	0.015MN	1.74 m ²	0.00 MN	0,90
Combinaison 02 : St, J2, J3					
Upper left wedge [6]	0.176	0.002MN	0.94 m ²	0.00 MN	30 ,85
Roof wedge [7]	0.131	0.03 MN	4.03 m ²	0.00 MN	310 ,85
Roof wedge [8]	0.000	0.009MN	2.33 m ²	0.00 MN	0,9
Combinaison 03 : St, J2, J4					
Upper left wedge [6]	0.176	0.002MN	0.94 m ²	0.00 MN	30 ,85
Roof wedge [7]	0.064	0.03 MN	4.03 m ²	0.00 MN	310 ,85
Roof wedge [8]	0.000	0.009MN	2.33 m ²	0.00 MN	0,90
Combinaison 04 : St, J1, J3					
Roof wedge [5]	1.067	0.02MN	2.90 m ²	0.02 MN	240,76
Upper left wedge [6]	0.194	0.004MN	1.51 m ²	0.00 MN	170,85
Upper left wedge [8]	0.000	0.001MN	0.73 m ²	0.00 MN	0,90
Far end wedge [10]	1.307	0.005MN	0.84 m ²	0.01 MN	240,76
Combinaison 05 : St, J1, J4					
Roof wedge [5]	0.832	0.02MN	2.90 m ²	0.02 MN	240,76
Upper left wedge [6]	0.194	0.004MN	1.51 m ²	0.00 MN	170,85
Upper left wedge [8]	0.000	0.001MN	0.73 m ²	0.00 MN	0,90
Far end wedge [10]	1.034	0.005MN	0.84 m ²	0.01 MN	240,76
Combinaison 06 : J1, J2, J4					
Lower left wedge [6]	0.240	0.000MN	0.06 m ²	0.00 MN	30,85
Near end wedge [9]	0.231	0.002MN	1.00 m ²	0.00 MN	30,85

Far end wedge [10]	1.018	0.002MN	1.00 m2	0.00 MN	240,76
Combinaison 07 : J1, J2, J3					
Lower left wedge [6]	0.240	0.000MN	0.06 m2	0.00 MN	30,85
Near end wedge [9]	0.231	0.002MN	1.00 m2	0.00 MN	30,85
Far end wedge [10]	1.288	0.002MN	1.00 m2	0.00 MN	240,76

L'analyse de ces sept combinaisons met en évidence une instabilité critique et généralisée de l'excavation, dominée par la Combinaison 03 (St, J2, J4) qui s'avère être la plus défavorable. Cette configuration génère au niveau de la voûte des instabilités massives (blocs n°6, 7 et 8) atteignant près de 3 mètres de profondeur pour une surface exposée cumulée dépassant les 7 m². Le risque d'éboulement y est imminent, caractérisé par des vecteurs de chute libre (FS = 0,000 pour le bloc n°8) et des forces résistantes quasi-nulles sur les plans de discontinuité. Le massif rocheux étant absolument incapable de s'auto-soutenir face à l'ampleur et à la profondeur de ces mécanismes de rupture, la mise en œuvre immédiate d'un système de soutènement actif et systématique, dimensionné avec des ancrages profonds, s'avère impérative pour garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage sur ce tronçon.

La figure suivante montre l'analyse de stabilité au niveau du levé R24 pour la Combinaison 03, illustrée sous quatre angles de visualisation (vue de face, de dessus, de profil et en perspective 3D). Elle met en évidence la géométrie et la répartition spatiale des polyèdres rocheux (*Perimeter Wedges*) formés sur le pourtour de l'excavation.

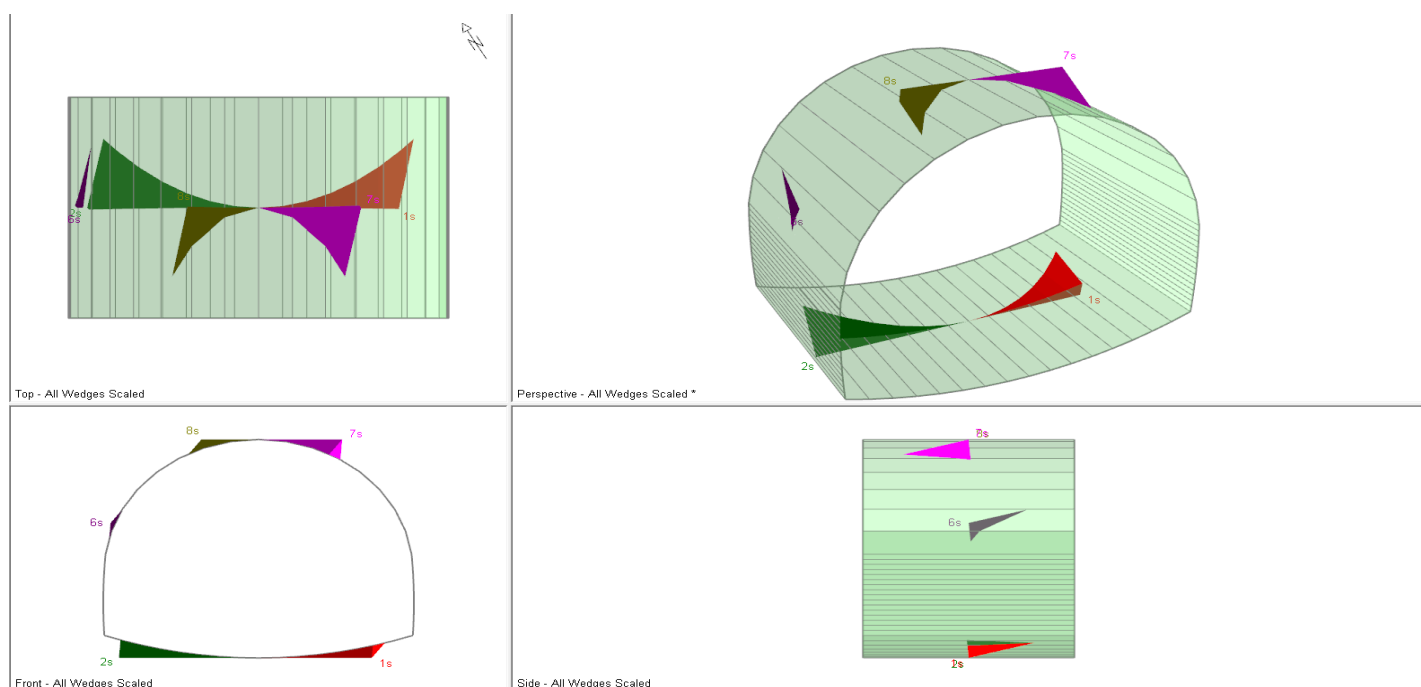


Figure VI.4: Modélisation 3D des blocs périphériques (Combinaison 03) - Levé R24.

VI.4: Choix et dimensionnement du soutènement

Le choix du système de soutènement primaire pour sécuriser la surface d'excavation s'appuie en premier lieu sur l'approche empirique de Bieniawski (1989). D'après la caractérisation géomécanique détaillée dans le chapitre précédent, le massif rocheux encaissant relève majoritairement des classes de qualité médiocre à très mauvaise (Classe IV avec $21 \leq \text{RMR} \leq 40$, tendant localement vers la Classe V). Conformément aux recommandations internationales associées à ce système de classification (RMR), le profil de soutènement retenu est un profil lourd, basé sur la mise en œuvre immédiate d'une coque en béton projeté armé couplée à un boulonnage radial systématique.

Afin de dépasser cette simple approche empirique et d'adapter rigoureusement le soutènement aux risques de ruptures locales, le logiciel UNWEDGE a été mis à profit pour vérifier la fiabilité de ce système face aux instabilités tridimensionnelles réelles du massif. Pour garantir une marge de sécurité optimale sur l'ensemble de l'ouvrage, le dimensionnement a été strictement calé sur le scénario géomécanique le plus critique identifié lors de l'analyse cinématique, à savoir la Combinaison 03 du Levé R24. Les caractéristiques mécaniques et géométriques de ce profil lourd (longueur d'ancrage, espacement, épaisseur et résistance du béton) ont été implémentées dans le logiciel pour valider la sécurisation de l'excavation, et sont rassemblées dans le tableau suivant (Tableau IV.X) :

Tableau VI.9 : Caractéristiques techniques du soutènement pour le cas de charge critique (Levé R24)

Élément de soutènement	Paramètre technique (UNWEDGE)	
Boulonnage d'ancrage (Swellex MN24)	Capacité de traction élastique (Tensile Capacity)	0,18 MN
	Charge de rupture (Peak / Ultimate Capacity)	0,22 MN
	Capacité de la plaque d'ancrage (Plate Capacity)	0,10 MN
	Adhérence par friction (Bond Strength)	0,15 MN/m
	Longueur totale de la barre (<i>Length</i>)	4,00 m
	Espacement de la maille (<i>In/Out-plane spacing</i>)	2,00 x 2,00 m
Béton Projeté	Résistance au cisaillement (<i>Shear Strength</i>)	1,50 MPa
	Poids volumique (<i>Unit Weight</i>)	0,0248 MN/m³
	Épaisseur de la coque (<i>Thickness</i>)	0,10 m

La figure suivante illustre la vérification de la fiabilité du système de soutènement implémenté sur UNWEDGE pour la configuration la plus défavorable (Levé R24 – Combinaison 03)

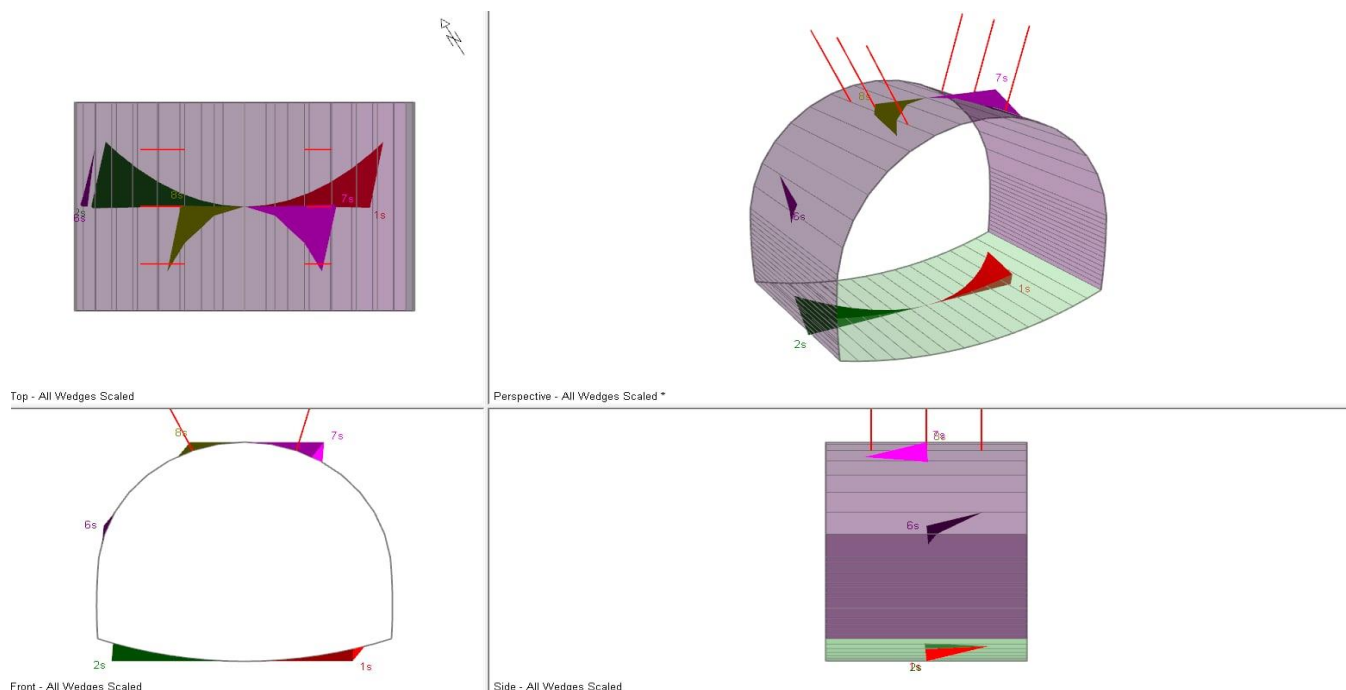


Figure VI.5 : Modélisation et vérification de l'efficacité du soutènement (Levé R24 - Combinaison 03).

Le tableau suivant synthétise les résultats cinématiques obtenus après la simulation de la mise en place du système de soutènement primaire sur le cas de charge le plus critique.

Tableau V.10 : Analyse de la stabilité après mise en place du soutènement (Levé R24 - Combinaison 03)

Wedges position	FS	Weight	Surface de la zone instable	Resisting force	Sliding Direction (Trend, plunge)
Combinaison 03 : St, J2, J4					
Upper left wedge [6]	71.665	0.002MN	0.94 m2	0.28 MN	0,90
Roof wedge [7]	46.723	0.03 MN	4.03 m2	1.83MN	310 ,85
Roof wedge [8]	105.973	0.009MN	2.33 m2	1.51 MN	0,90

La figure suivante synthétise la modélisation tridimensionnelle du profil après l'application du complexe de soutènement (boulons et béton projeté) pour les autres combinaisons structurales identifiées sur ce levé. Elle permet de vérifier visuellement l'efficacité globale du dispositif sur les différents secteurs de l'excavation.

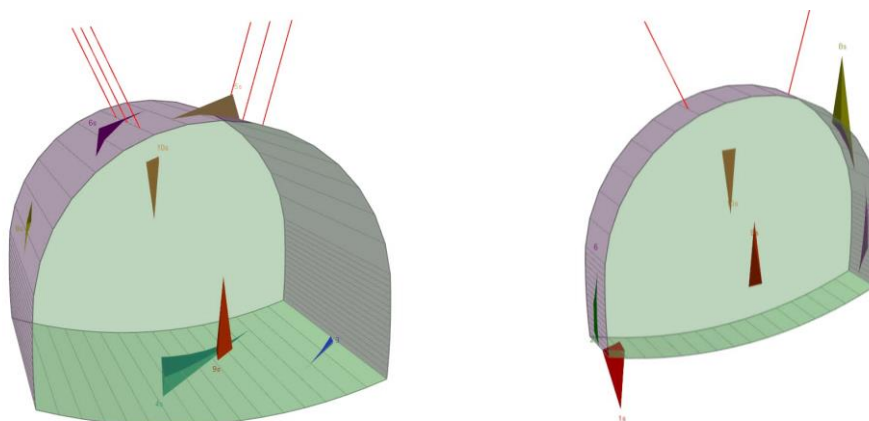


Figure VI.6 : Vérification de la stabilité globale après soutènement pour les combinaisons secondaires (Levé R24).

L'examen de ces configurations post-soutènement confirme la parfaite efficacité du dispositif adopté. L'ensemble des polyèdres situés sur le périmètre définitif de la galerie (voûte, épaules et piédroits) affiche désormais des Facteurs de Sécurité (FS) très largement supérieurs au seuil réglementaire de 1,5, garantissant la stabilité structurelle à long terme de l'ouvrage grâce aux forces résistantes mobilisées par les ancrages. Les seules entités conservant un Facteur de Sécurité critique (les blocs n°9 et n°10) correspondent exclusivement au front arrière (*Near End*) et à la face du front de taille (*Far End*). Situés directement dans l'axe d'avancement, ces volumes rocheux n'appartiennent pas au profil définitif du tunnel et sont voués à être purgés et tassés par les engins lors de la volée d'abattage suivante. Par conséquent, leur instabilité temporaire au cœur de la zone de terrassement ne remet nullement en cause la fiabilité et la sécurité de l'anneau de soutènement mis en place sur les parois.

VI.5 Conclusion

Ce chapitre, consacré à l'analyse cinématique tridimensionnelle du tunnel de Texanna sous UNWEDGE, a mis en évidence une zone critique au niveau du Levé R24 (Combinaison 03) présentant un risque d'effondrement immédiat de gros polyèdres en voûte ($FS = 0$), nécessitant le dimensionnement d'un soutènement primaire adapté. L'implémentation de ce système hybride, associant un boulonnage d'ancrage de 4 mètres et 30 cm de béton projeté, a validé son efficacité avec succès en rehaussant les Facteurs de Sécurité des parois définitives bien au-delà du seuil réglementaire de 1,5, les instabilités résiduelles étant logiquement limitées au front de taille voué à être excavé. En stabilisant virtuellement la section, cette étude a permis de justifier et d'arrêter définitivement les paramètres techniques du confortement, offrant ainsi des données d'entrée fiables et rigoureuses pour la modélisation numérique globale de l'ouvrage.

Chapitre VII : Modélisation Numérique 2D (PLAXIS 2D)

VII.1 Introduction

La modélisation numérique constitue une étape fondamentale dans l'analyse du comportement d'un tunnel, en permettant de simuler l'interaction entre le massif rocheux et l'excavation, et d'évaluer quantitativement les déplacements induits, l'extension des zones plastiques autour de la cavité, ainsi que les efforts mobilisés dans les éléments de soutènement.

La démarche de modélisation adoptée dans ce projet suit une approche en deux phases distinctes. Dans un premier temps, l'excavation est simulée sans soutènement, afin d'évaluer le comportement naturel du massif rocheux et d'identifier, pour chaque section représentative, l'ampleur des déplacements et l'étendue des zones plastifiées. Les résultats issus de cette première phase constituent la base de décision pour le dimensionnement du soutènement : c'est en fonction des déplacements obtenus que le type et l'intensité du soutènement provisoire sont choisis pour chacune des trois sections étudiées. Dans un second temps, le soutènement ainsi défini est introduit dans le modèle, et une nouvelle simulation est conduite afin de vérifier son efficacité et d'apprécier la réduction des déplacements qu'il permet.

Cette étude porte sur trois sections représentatives des conditions géomécaniques rencontrées le long du tracé, auxquelles correspondent des méthodes de creusement adaptées à la nature et à la qualité du massif :

- **Section A fracturation moyenne** : les conditions géomécaniques intermédiaires permettent de recourir à nouveau à l'abattage à l'explosif à pleine section, avec un soutènement adapté à la qualité du massif rencontré.
- **Section B forte fracturation** : la dégradation importante de la qualité géomécanique du massif impose l'abandon de l'explosif au profit d'un creusement à pleine section par moyens mécaniques. Ce choix vise à limiter les perturbations supplémentaires induites dans un massif déjà très fracturé, et à mieux contrôler les déplacements au front.
- **Section C forte couverture** : le massif rocheux, constitué de calcaires et dolomies compétents, permet le recours à l'abattage à l'explosif à pleine section. Cette méthode est justifiée par la bonne tenue du front de taille et par la résistance mécanique suffisante du rocher en place.

Cette approche progressive permet de rationaliser le dimensionnement, de comparer la réponse du massif selon différentes conditions géomécaniques, et de démontrer l'efficacité des solutions de soutènement retenues.

VII.2 Présentation du logiciel modélisation

PLAXIS 2D est un outil de modélisation numérique dédié aux études de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques, basé sur la méthode des éléments finis. Son algorithme repose sur la résolution itérative de systèmes d'équations algébriques non linéaires, permettant d'évaluer simultanément les champs de déplacements nodaux, les états de contraintes et les zones de rupture au sein du milieu étudié. Le maillage est constitué d'éléments triangulaires de haute précision, discrétisés en 15 nœuds par élément.

VII.3 Procédure de modélisation

VII.3.1 Modélisation géométrique du tunnel

La conception géométrique de l'ouvrage a été réalisée en amont sur le logiciel AutoCAD, afin de garantir une précision du profil du tunnel et de ses différents éléments. Cette géométrie a ensuite été importée directement dans le module « Tunnel Designer » de PLAXIS 2D, assurant ainsi une parfaite adéquation avec le projet initial.

Le profil type retenu pour la modélisation est illustré par les figures suivantes :

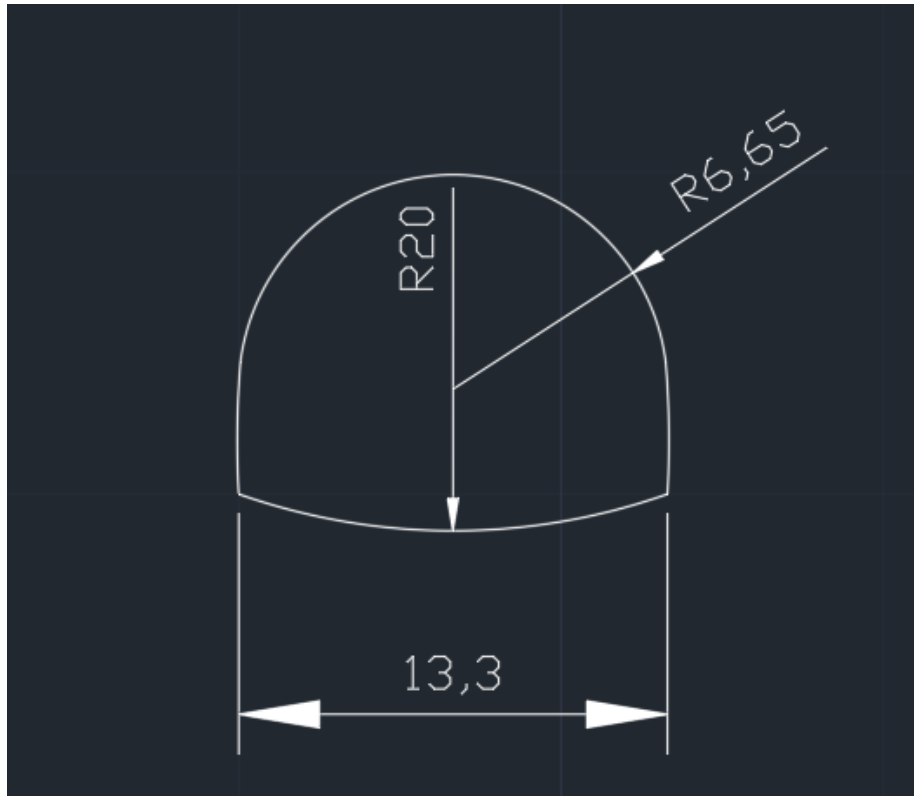


Figure VII.1 : Section transversale Zone A et Zone B

L'importation de la géométrie dans plaxis 2d est dans la figure suivante :

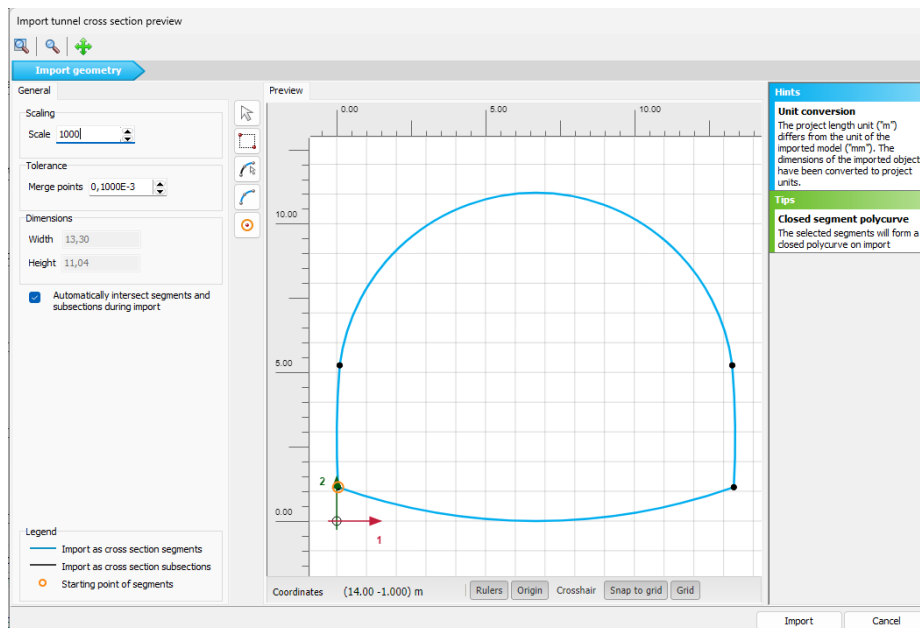


Figure VII.2 : Importation de la géométrie de tunnel

VII.3.2 Modélisation du terrain

Pour la simulation numérique du massif rocheux, le modèle de comportement élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été retenu. Ce modèle, grandement usité en géotechnique, permet une représentation satisfaisante du comportement à la rupture des matériaux rocheux grâce à la linéarisation de leur enveloppe de résistance. Il s'avère particulièrement adapté pour évaluer les états de contraintes et l'étendue des zones de plasticité autour de l'excavation du tunnel.

L'ensemble des caractéristiques mécaniques intrinsèques de chaque zone (poids volumique γ , module de Young E , coefficient de Poisson ν , cohésion c et angle de frottement ϕ) a été formellement déterminé au cours du chapitre précédent. Ces paramètres constituent les données d'entrée introduites dans le logiciel pour définir le comportement de chaque profil.

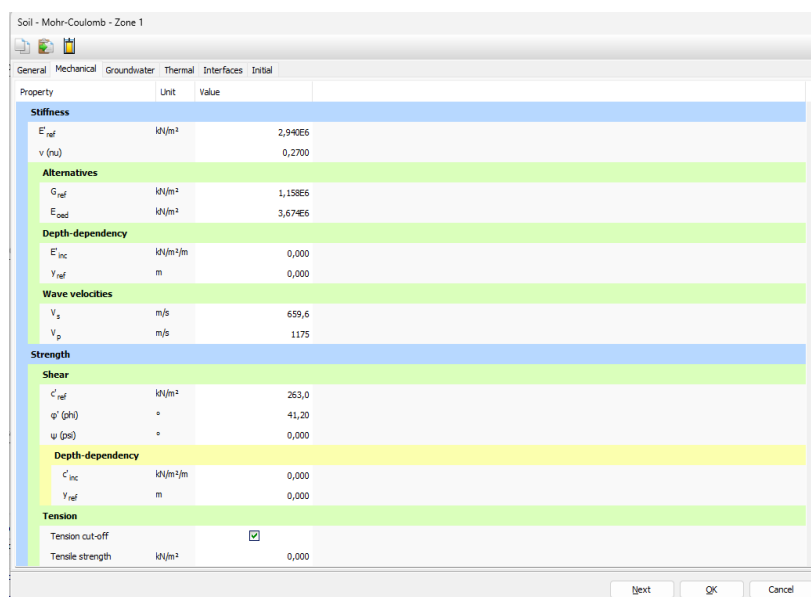


Figure VII.3 la définition des paramètres mécaniques des zones

Les figures suivantes illustrent la définition géométrique et la modélisation de ces trois zones distinctes sur PLAXIS 2D :

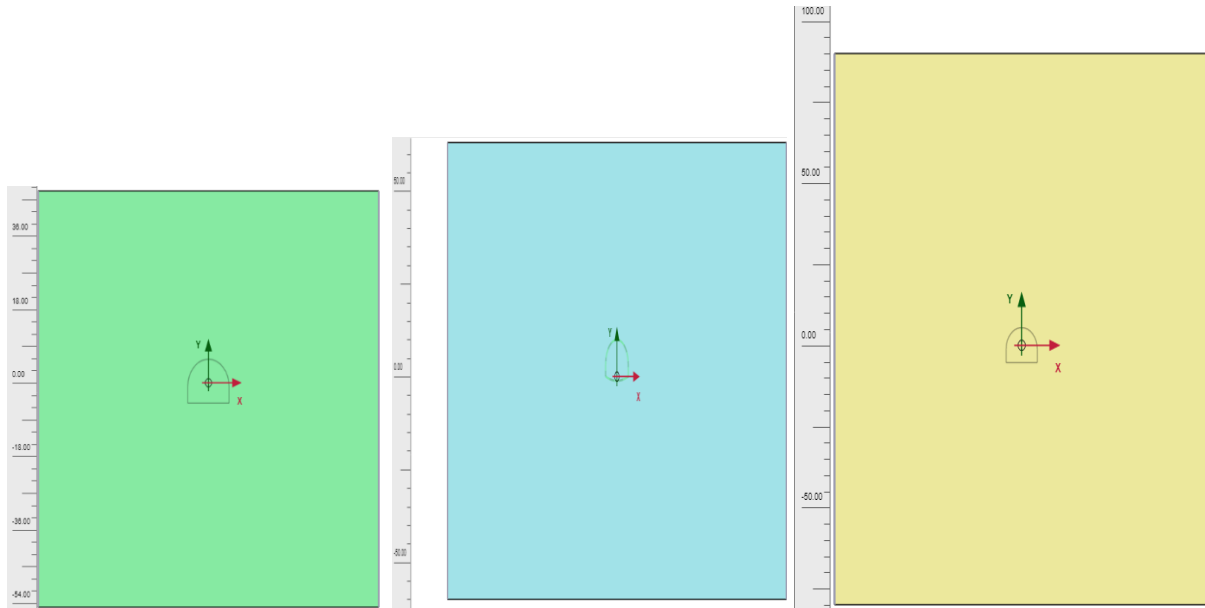


Figure VII.4 : Modèle zone A

Figure VII.5 : Modèle zone B

Figure VII.6 : Modèle zone C

VII.3.3 Création des discontinuités

Pour la modélisation de la Zone C sous PLAXIS 2D, l'hétérogénéité structurale du massif a été modélisée de manière explicite. Pour ce faire, les instabilités identifiées lors de l'étude cinématique sous UNWEDGE ont été transposées dans le modèle 2D en important les coordonnées exactes des blocs instables en voûte et aux piédroits.

Ces limites ont été traitées comme des interfaces mécaniques, paramétrées avec les rigidités K_n et K_s spécifiques aux joints, permettant ainsi d'étudier avec rigueur la capacité du soutènement à retenir ces blocs face aux risques de glissement et de chute.

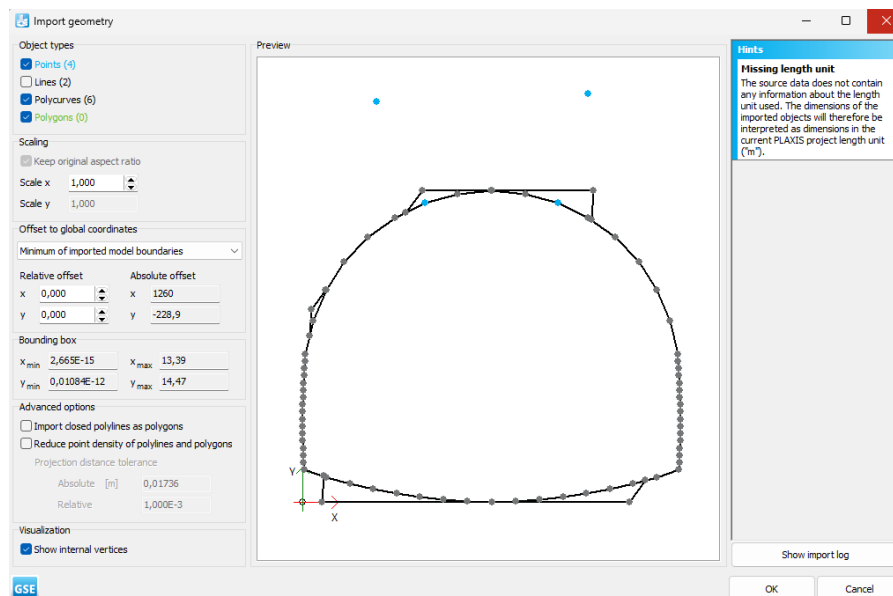


Figure VII.7 : Importation de la géométrie du tunnel et des blocs instables

Comme établi dans les sections précédentes, les rigidités normale (K_n) et tangentielle (K_s) des joints rocheux ont déjà été déterminées analytiquement. Ces paramètres, calculés en amont, sont ici directement saisis dans les propriétés des interfaces sous PLAXIS 2D afin de reproduire fidèlement le comportement mécanique des discontinuités de la Zone C.

Property	Unit	Value
Stiffness		
Normal stiffness, k_n	kN/m²	3,197E5
Shear stiffness, k_s	kN/m²	319,7E3
Strength		
Strength method	Peak	
Cohesion, c'	kN/m²	0,000
Friction angle, ϕ' (phi)	°	20,00
Dilatancy angle, ψ (psi)	°	0,000
Consider gap closure		☒

Figure VII.8 : Paramétrage des propriétés mécaniques des discontinuités (interfaces) de la Zone C dans PLAXIS 2D

VII.3.4 Calculs numérique

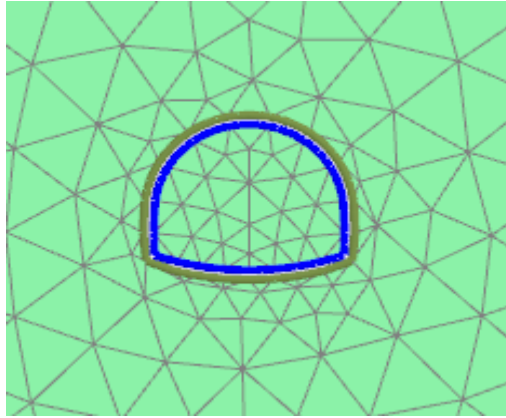
La mise en œuvre du modèle numérique sous PLAXIS 2D exige la définition séquentielle de plusieurs paramètres avant le lancement des calculs :

VII.3.4.1 Définition des conditions aux limites

Afin de modéliser fidèlement le comportement du massif et de minimiser l'influence des frontières géométriques sur les résultats, les déplacements aux limites du modèle sont restreints. Le fond du modèle numérique est totalement bloqué (déplacements horizontaux et verticaux nuls, $U_x = 0$ et $U_y = 0$), tandis que les frontières latérales sont bloquées horizontalement.

VII.3.4.2 Génération du maillage

La géométrie est discrétisée en 2D (état de déformations planes). Pour garantir un haut niveau de précision dans le calcul des contraintes et des déformations, le maillage est constitué d'éléments triangulaires fins à 15 nœuds, avec une densification autour de la zone d'excavation.



Figures VII.9 : maillage généré

VII.3.4.3 Phasage de calcul : (Staged Construction)

Le calcul s'articule ensuite autour d'un phasage de construction progressif, défini selon la méthode d'excavation spécifique à chacune des trois (03) zones :

- **Phase 0** : génération des contraintes géostatiques initiales
- **Phase 1** : réinitialisation des déplacements à zéro
- **Phase 2** : excavation de la section du tunnel
- **Phase 3** : augmentation du taux de déconfinement
- **Phase 4** : activation du soutènement
- **Phase 5** : déconfinement total

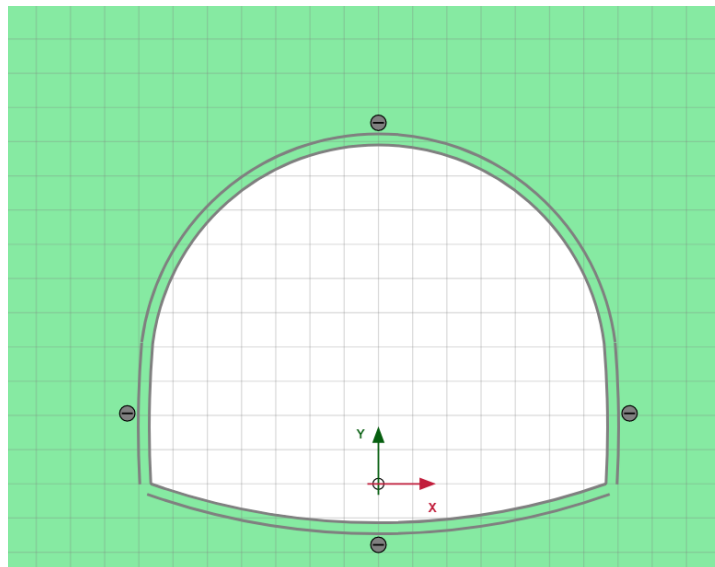


Figure VII.10 : excavation de la section du tunnel

VII.3.4.4 Calcul de soutènement

- Soutènement de la zone A :

Caractéristiques mécaniques du béton projeté

Les paramètres de rigidité du béton projeté sont calculés pour une section de 1 m de large et une épaisseur de 30 cm :

$$e_{bp} = 0,30 \text{ m}$$

Adaptée à la configuration d'un soutènement léger.

Paramètres de base

- Module de déformation : $E = 29\,700 \text{ MPa}$
- Section transversale : $A = 0,30 \times 1,00 = 0,30 \text{ m}^2$

Rigidité à la compression (EA_c)

$$\begin{aligned} EA_c &= 210\,000 \times 10^3 \text{ kPa} \times 0,30 \text{ m}^2 \\ EA_c &= 8910\,000 \text{ kN} \\ &(\text{soit } 8,91 \times 10^6 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Rigidité à la flexion (EI_b)

Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{1 \times 0,30^3}{12} \\ I &= 2,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Rigidité à la flexion :

$$\begin{aligned} EI_b &= 29\,700 \times 10^3 \text{ kPa} \times 2,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ EI_b &= 66325 \text{ kN/m}^2/m \end{aligned}$$

- Soutènement de la zone B :

Caractéristiques mécaniques du béton projeté

Les paramètres de rigidité du béton projeté sont calculés pour une section de 1 m de large et une épaisseur de 30 cm :

$$e_{bp} = 0,30 \text{ m}$$

Adaptée à la configuration d'un soutènement léger.

Paramètres de base

- Module de déformation : $E = 29\,700 \text{ MPa}$
- Section transversale : $A = 0,30 \times 1,00 = 0,30 \text{ m}^2$

Rigidité à la compression (EA_b)

$$EA_b = 29700 \times 10^3 \text{ kPa} \times 0,30 \text{ m}^2$$

$$EA_b = 8910\,000 \text{ kN}$$

$$(\text{soit } 8.91 \times 10^6 \text{ kN})$$

Rigidité à la flexion (EI_b)

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1 \times 0,30^3}{12}$$

$$I = 2.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Rigidité à la flexion :

$$EI_b = 29\,700 \times 10^3 \text{ kPa} \times 2.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI_b = 66325 \text{ kN/m}^2/m$$

Caractéristiques mécaniques du cintre (HEB 140)

L'utilisation d'un cintre léger HEB 140 permet de structurer la voûte. Étant donné que les cintres sont espacés de 1m, les caractéristiques de ce profilé (flexion suivant l'axe fort) doivent être divisées par 1 pour être ramenées à une bande d'un mètre linéaire (1 ml).

Paramètres de base :

- Module d'élasticité de l'acier (E) = 210 000 MPa
- Section d'acier (A) : $A_s = 43 \text{ cm}^2$
- Moment d'inertie (I) = $1509 \text{ cm}^4 = 1.509 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

Rigidité à la compression (EA_c)

$$EA_c = 210\,000 \times 10^3 \text{ kPa} \times 0.0043$$

$$EA_c = 903\,000 \text{ kN}$$

$$(\text{soit } 9.03 \times 10^5 \text{ kN})$$

Rigidité à la flexion (EI_c)

Rigidité à la flexion :

$$EI_c = 200\,000 \times 10^3 \text{ kPa} \times 1.059 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$EI_c = 3168.9 \text{ kN/m}^2/m$$

Combinaison et détermination des paramètres équivalents

En superposant les rigidités du béton et de l'acier, nous obtenons les caractéristiques totales de la section composite pour le soutènement léger :

Rigidité à la flexion totale (EA_{eq}) :

$$EA_T = EA_B + EA_C$$

$$EA_T = 8910\,000 + 903\,000$$

$$EA_T = 10216000 \text{ kN/m}^2/m$$

Rigidité en flexion totale (EI_{eq}):

$$EI_T = EI_B + EI_C$$

$$EI_T = 3168.9 + 66325$$

$$EI_T = 73985 \text{ kN/m}^2/m$$

- **Soutènement de la zone C :**

Le soutènement retenu pour la Zone C repose sur la pose de boulons Swellex, complétés par un revêtement de béton projeté.

Caractéristiques mécaniques du béton projeté

Les paramètres de rigidité du béton projeté sont calculés pour une section de 1 m de large et une épaisseur de 30 cm :

$$e_{bp} = 0,30 \text{ m}$$

Adaptée à la configuration d'un soutènement léger.

Paramètres de base

- Module de déformation : $E = 29\,700 \text{ MPa}$
- Section transversale : $A = 0,30 \times 1,00 = 0,30 \text{ m}^2$

Rigidité à la compression (EA_C)

$$EA_C = 210\,000 \times 10^3 \text{ kPa} \times 0,30 \text{ m}^2$$

$$EA_C = 8910\,000 \text{ kN}$$

$$(\text{soit } 8.91 \times 10^6 \text{ kN})$$

Rigidité à la flexion (EI_b)

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1 \times 0,30^3}{12}$$

$$I = 2.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Rigidité à la flexion :

$$EI_b = 29\,700 \times 10^3 \text{ kPa} \times 2.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI_b = 66325 \text{ kN/m}^2/m$$

Caractéristiques mécaniques du boulon

La stabilisation du bloc obtenue, correspondant à la mise en place de 2 boulons Swellex légers Pm12, disposés en voûte, centrés sur la zone du bloc instable.

Paramètres de base

- Module de Young : $E = 2,10 \times 10^8 \text{ kN/m}^2 = 210\,000 \text{ MPa}$
- Diamètre : $D=0,037 \text{ m}=37 \text{ mm}$
- Longueur des boulons : $L=4 \text{ m}$
- Épaisseur de paroi : $e=0,003 \text{ m}=3 \text{ mm}$
- Force d'arrachement maximale =180 kN

Résistance d'arrachement

$$T_{\text{skin}} = \frac{F_{\text{arrachement}}}{L_{\text{boulon}}} = \frac{180 \text{ kN}}{4,0 \text{ m}}$$

$$T_{\text{skin, start, max}} = T_{\text{skin, end, max}} = 45 \text{ kN/m}$$

Résistance en pointe F_{max}

Le boulon Swellex ne possède pas d'ancrage mécanique en pointe la résistance est assurée par le frottement latéral continu. En conséquence :

$$F_{\text{max}} = 0 \text{ kN}$$

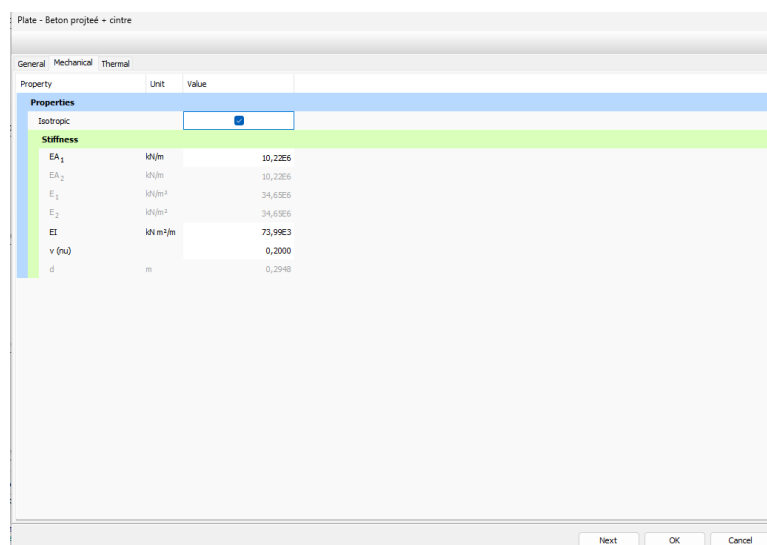


Figure VII.11 : Insertion des caractéristiques des matériaux.

VII.3.5 Résultats du calcul

Les résultats issus des modélisations numériques réalisées sous PLAXIS 2D sont présentés dans ce qui suit pour les trois zones géotechniques du tunnel (A, B et C). Pour chaque zone, les figures ci-dessous illustrent :

Les déplacements totaux du massif rocheux après excavation :

Zone A :

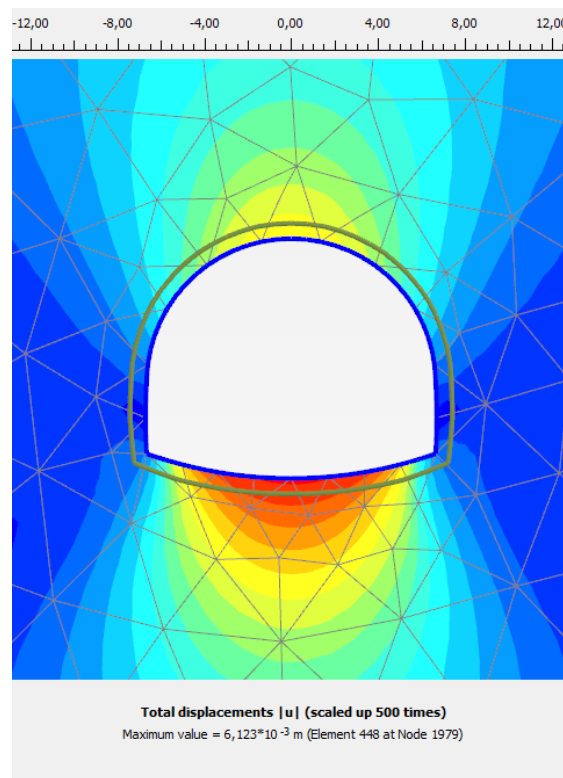


Figure VII.12 Les déplacements dans la zone A

Zone B :

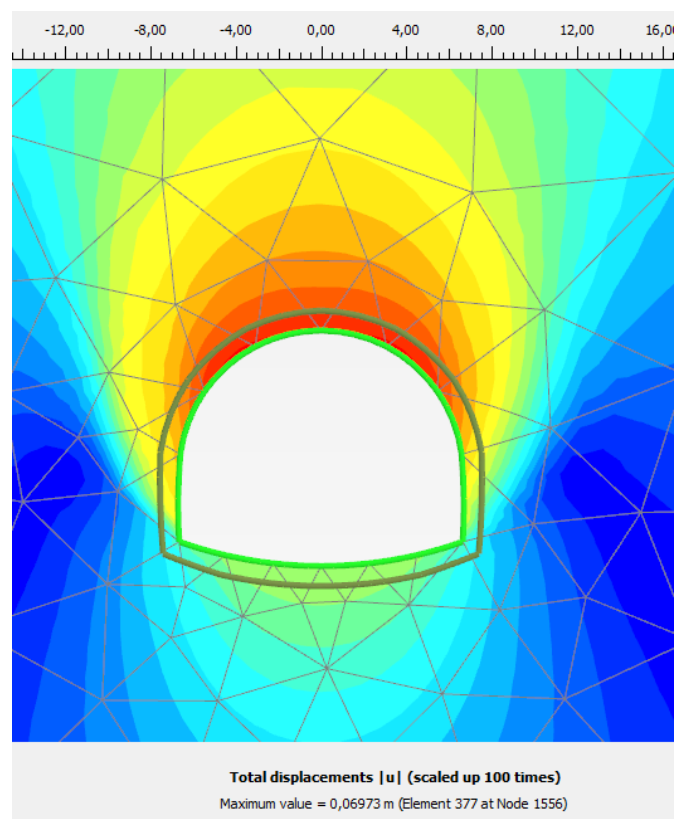


Figure VII.13 Les déplacements dans la zone B

Zone C :

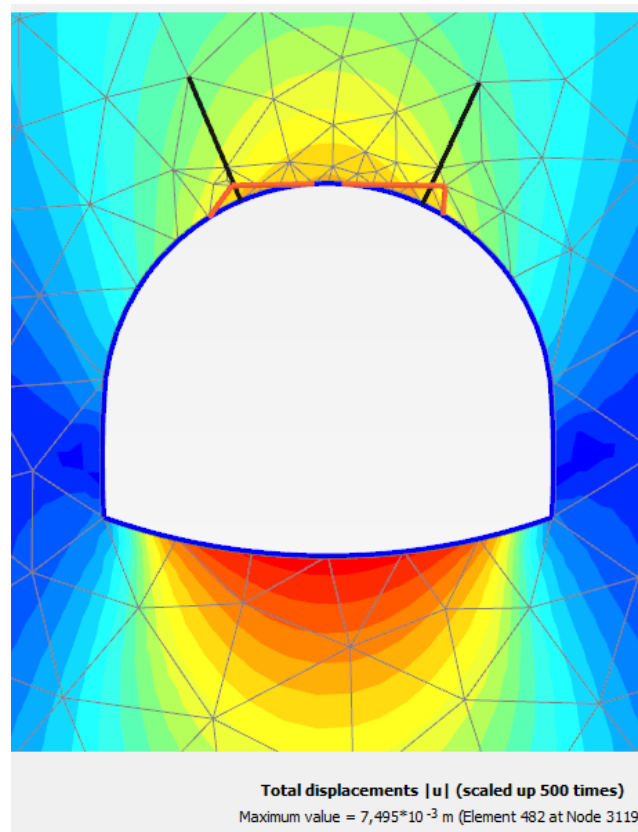


Figure VII.14 Les déplacements dans la zone C

Les efforts normaux, les moments fléchissants et les efforts tranchants mobilisés dans les éléments de soutènement :

- **Zone A :**

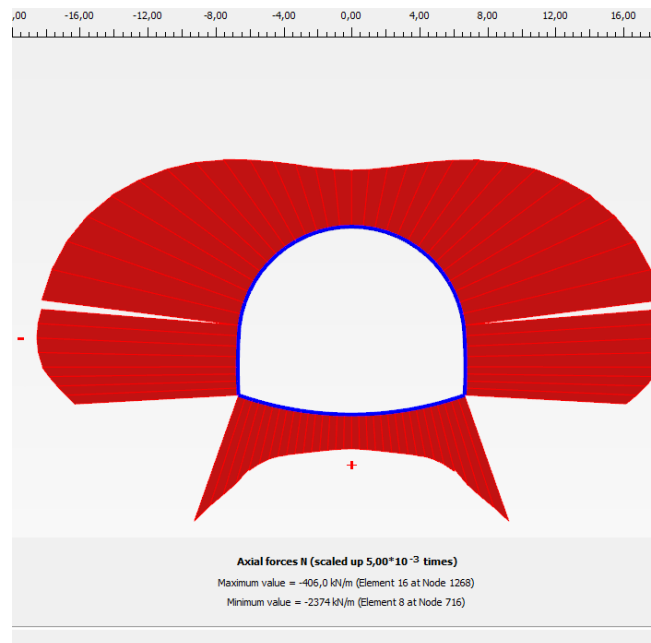


Figure VII.15 Effort Normal sur le soutènement zone A

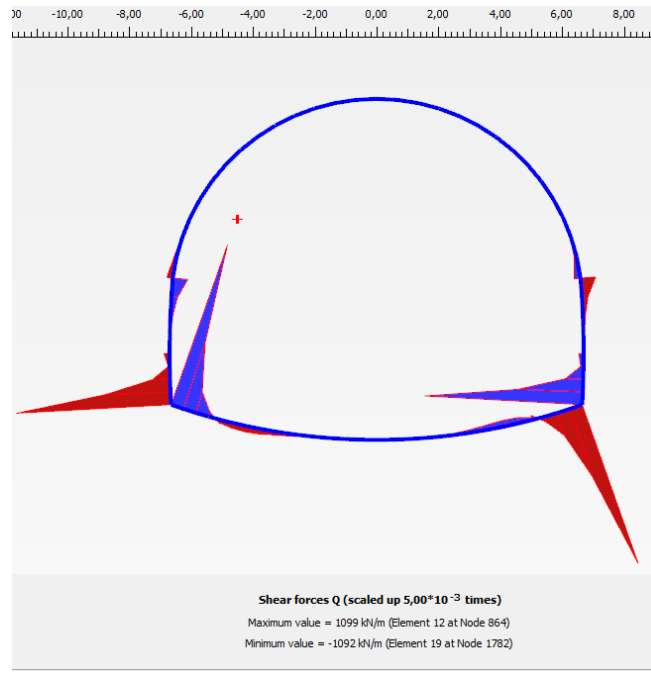


Figure VII.16 Effort Tranchant sur le soutènement zone A

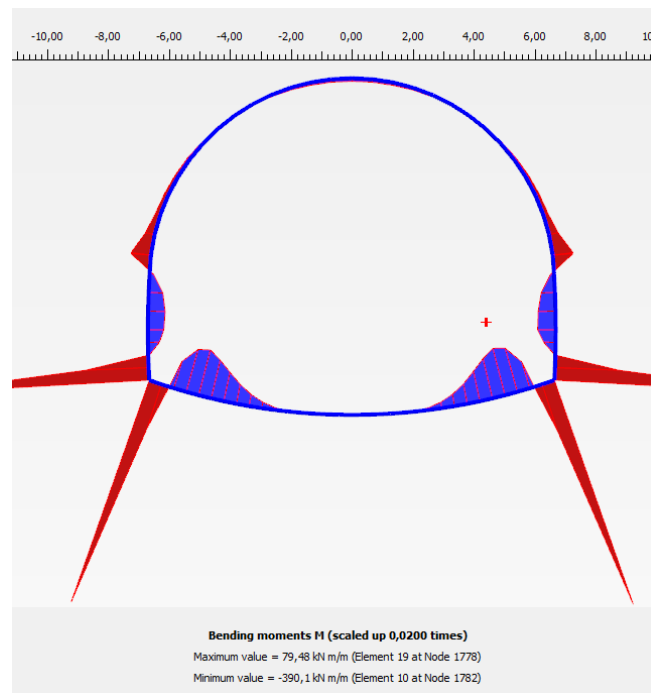


Figure VII.17 Moment fléchissant sur le soutènement zone A

- Zone B :

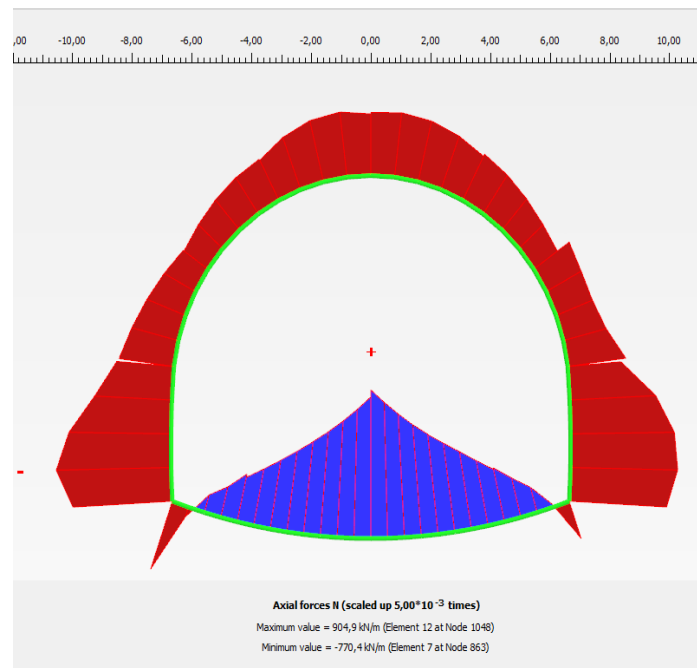


Figure VII.18 Effort Normal sur le soutènement zone B

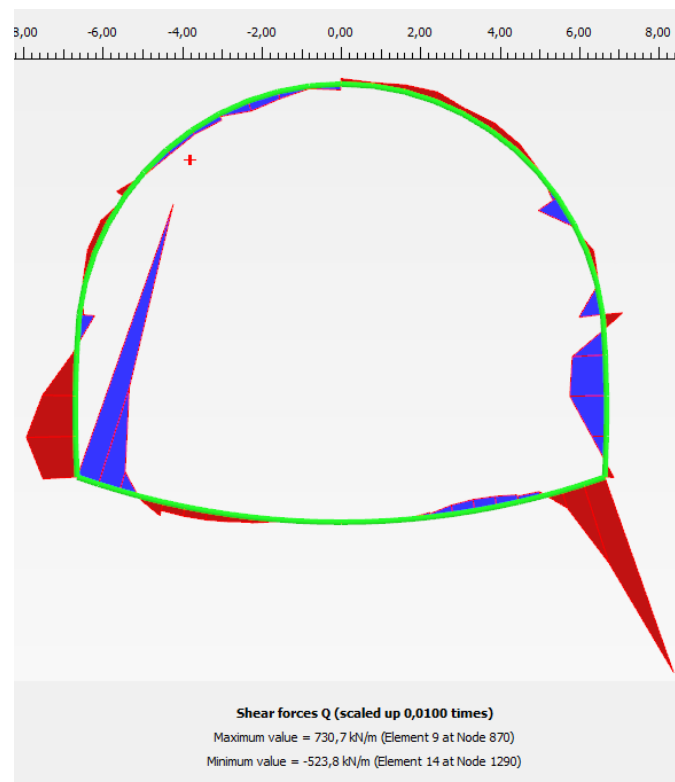


Figure VII.19 Effort Tranchant sur le soutènement zone B

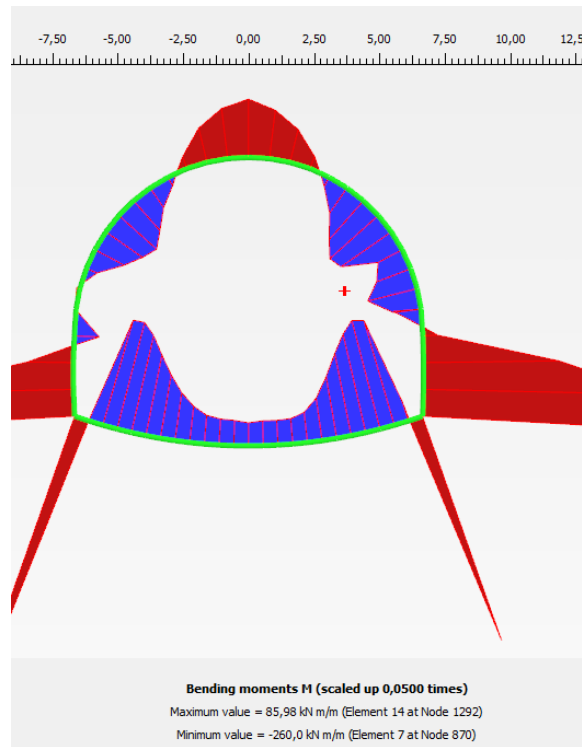


Figure VII.20 Moment fléchissant sur le soutènement zone B

- Zone C :

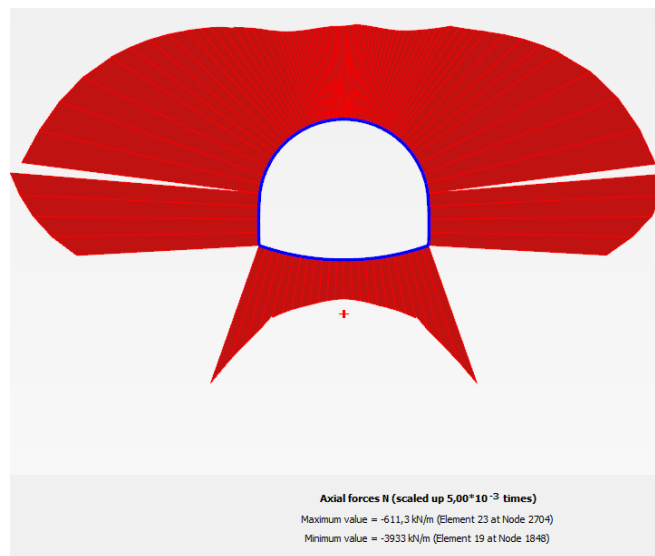


Figure VII.21 Effort Normal sur le soutènement zone C

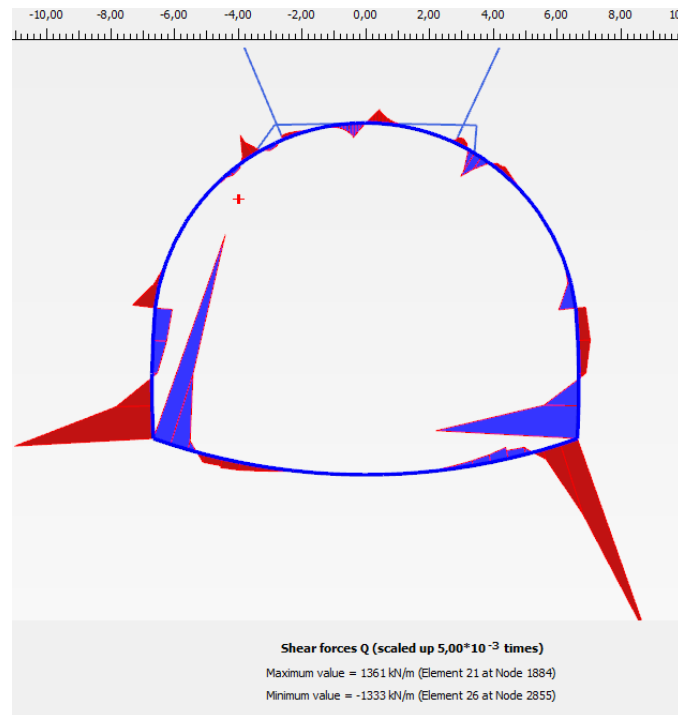


Figure VII.22 Effort Tranchant sur le soutènement zone C

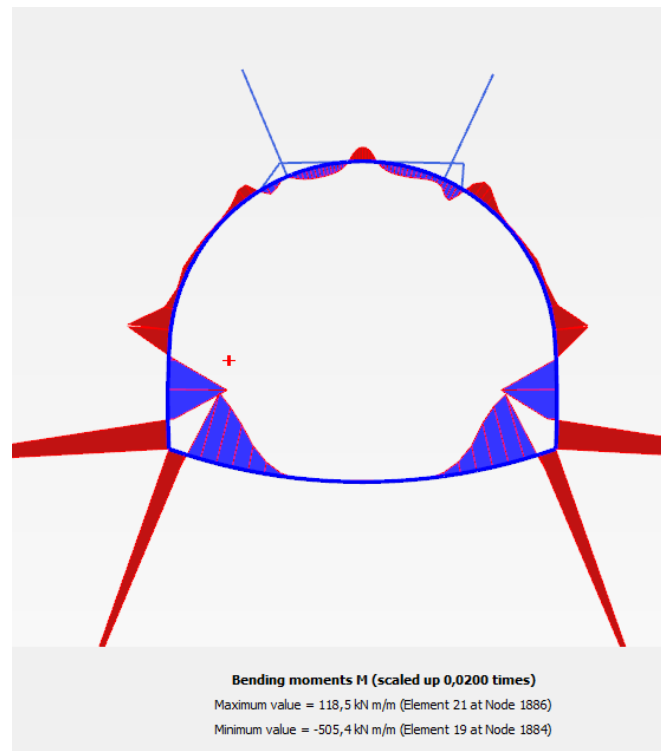


Figure VII.23 Moment fléchissant sur le soutènement zone C

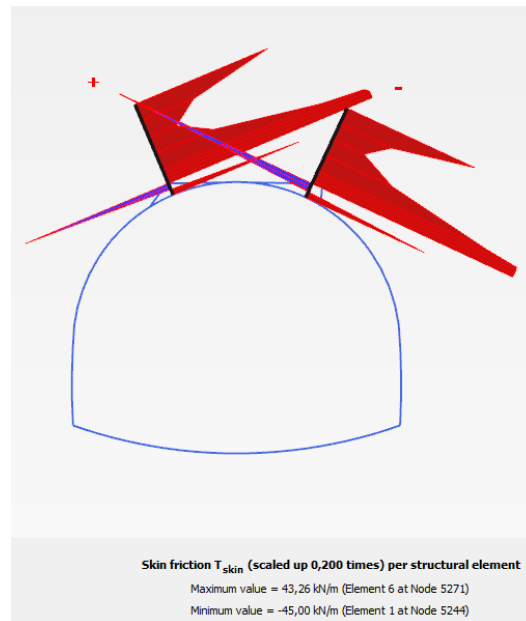


Figure VII.24 Effort de Traction sur les boulons zone C

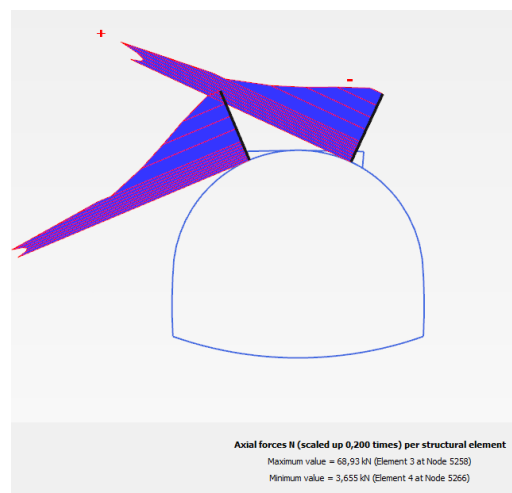


Figure VII.25 Effort Normal sur les boulons zone C

VII.3.6 Interprétation des résultats

L'analyse des phases de calcul sous PLAXIS 2D, consécutives à l'activation des éléments de confortement (modélisés par les sections équivalentes et le béton projeté), met en évidence un contrôle efficace de la déformabilité du massif encaissant.

Dans les Zones A et C, le soutènement nominal joue parfaitement son rôle de confinement. Il limite les décompressions périphériques de la roche et maintient le profil dans un état de déformation millimétrique, évitant tout risque d'altération ou de fluage à long terme.

Le résultat le plus significatif concerne la Zone B. L'instabilité majeure observée à l'état non soutenu est désormais totalement maîtrisée. La rigidité apportée par le soutènement (cintres métalliques associés au béton projeté) permet de confiner le terrain.

Tableau VII.1 des sollicitations structurelles (Enveloppes des efforts)

Zone du tunnel	Effort Normal (Nmax) (kN/m)	Moment Fléchissant (Mmax) (kN.m/m)	Effort Tranchant (Qmax) (kN/m)
Zone A	2374	79.48	1099
Zone B	905	86.00	730
Zone C	3933	118.50	1361

VII.4 Conclusion

Les modélisations numériques réalisées sous PLAXIS 2D ont permis de vérifier le comportement du massif rocheux et l'efficacité des soutènements dimensionnés pour les trois zones du tunnel. Les résultats obtenus confirment que les déplacements et les efforts mobilisés dans les éléments de soutènement restent dans des limites acceptables, validant ainsi les choix techniques adoptés. La zone B demeure la plus critique, nécessitant un soutènement lourd, tandis que les zones A et C présentent un comportement plus favorable. Les efforts et les déformations issus de ces modélisations serviront directement de données d'entrée pour la vérification structurelle des éléments de soutènement, développée dans le chapitre suivant.

Chapitre VIII : Vérification du soutènement

VIII.1 Introduction

L'objectif principal de ce chapitre est de valider la stabilité structurelle de l'ouvrage en phase d'excavation. Il s'agit de vérifier rigoureusement la capacité portante de chaque élément constituant le soutènement provisoire (béton projeté, cintres métalliques et boulons d'ancrage) face aux sollicitations internes maximales, à savoir l'effort normal (N), le moment fléchissant (M) et l'effort tranchant (T), générées par la décompression du massif rocheux encaissant.

Afin de garantir un niveau de sécurité absolu vis-à-vis des risques de ruine de l'ouvrage (rupture par plastification de l'acier ou écrasement de la matrice cimentaire), l'ensemble de ces justifications analytiques et numériques sera mené à l'État Limite Ultime (ELU). Cette démarche normative, conforme aux principes de dimensionnement modernes, permet de s'assurer que les contraintes induites par le terrain fracturé restent strictement inférieures aux limites de résistance ultime des matériaux, assurant ainsi la sécurité des équipes et la pérennité du profil avant la mise en œuvre du revêtement définitif.

VIII.2 Méthodologie et outils de calcul

Cette vérification structurelle s'inscrit dans la continuité des modélisations réalisées sous PLAXIS 2D (Chapitre V). Elle consiste à valider la capacité portante des soutènements retenus pour les trois zones du tracé (A, B et C) vis-à-vis des sollicitations internes maximales extraites du modèle numérique.

Pour mener à bien cette justification, nous avons exploité le progiciel de calcul de structures FIN EC 2020, reconnu pour sa rigueur de calcul et sa conformité aux normes européennes de dimensionnement. L'étude repose sur l'utilisation combinée de deux modules spécialisés :

- **Le module « Concrete » (Béton)** : dédié à la vérification de la coque en béton projeté présente dans les différentes zones de l'ouvrage. Il permet de contrôler la résistance des sections soumises à la flexion composée et à l'effort tranchant, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1).
- **Le module « Steel » (Acier)** : utilisé pour la vérification des éléments métalliques de soutènement de la Zone B (cintres de type HEB 140). Il permet d'évaluer la résistance des profilés soumis à la compression et à la flexion, tout en prenant en compte les phénomènes d'instabilité tels que le flambement et le déversement, conformément aux dispositions de l'Eurocode 3 (EN 1993-1-1).

VIII.3 : Modélisation de la coque en béton projeté dans FIN EC 2020

Afin d'évaluer la résistance de la coque en béton projeté sous le module *Concrete* du logiciel FIN EC 2020, il est nécessaire de paramétrer le modèle en définissant les caractéristiques géométriques et matérielles de la section. Le tableau suivant synthétise les données d'entrée adoptées pour une bande unitaire d'un mètre linéaire

VIII.4. Vérification du soutènement de la Zone A

Afin d'évaluer la résistance de la coque en béton projeté sous le module *Concrete* du logiciel FIN EC 2020, il est nécessaire de paramétrer le modèle en définissant les caractéristiques géométriques et matérielles de la section. Le tableau suivant synthétise les données d'entrée adoptées pour une bande unitaire d'un mètre linéaire :

Tableaux VIII.1: résume les paramètres géométriques et matériels de la section étudiée.

Paramètre	Valeur	Remarque
Largeur b (1 ml de tunnel)	1 000 mm	Section de référence
Épaisseur h	300 mm	Béton projeté
Enrobage (cover)	50 mm	
Classe béton	C20/25	fck = 20 MPa
Armatures longitudinales	B500	fyk = 500 MPa
Disposition armatures	2 nappes Ø10 mm espacement 50 mm	

La Zone A, caractérisée par des paramètres géomécaniques favorables (massif rocheux de bonne qualité), a permis la mise en place d'un soutènement léger et souple. Ce système est constitué exclusivement d'une coque en béton projeté de 10 cm d'épaisseur, agissant comme un béton de peau pour accompagner la décompression naturelle du terrain. La vérification de la capacité portante de cet anneau s'effectue par l'analyse d'un seul matériau (le béton) sous le module *Concrete* du logiciel FIN EC 2020, en appliquant directement les sollicitations maximales extraites de l'interaction terrain-structure.

VIII.4.1. Modélisation et vérification de la coque en béton projeté

VIII.4.1.3. Notes de calcul détaillées : Vérification à l'État Limite Ultime (ELU) – Load 63

1. Vérification des sections d'armatures minimale et maximale

- Mur (ferraillage total)

Le taux d'armatures est calculé par :

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{3142}{300 \times 10^3} = 0,0105$$

- Vérification de la section minimale :

$$\rho_s = 0,0105 \geq \rho_{s,\min} = 0,002 \Rightarrow \text{PASS}$$

- Vérification de la section maximale :

$$\rho_s = 0,0105 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \\ \Rightarrow \text{PASS}$$

Section minimale d'armatures horizontales :

$$A_{sh,min} = 785,4 \text{ mm}^2$$



Figure VIII.1 : Détails du calcul de compression-flexion et vérification du taux minimal et maximal d'armatures sous FIN EC 2020.

2. Vérification détaillée en compression et flexion (Detailed Check Compression and Bending)

- Sollicitations agissantes de calcul :

$$N_{Ed} = -1172,08 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 46,12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Edz} = 46,12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Distribution des contraintes et déformations :

$$\text{Direction de l'axe neutre : } 353,05^\circ$$

Déformation maximale du béton :

$$\varepsilon_{c,max} = 4,05 \text{ ‰}$$

Déformation minimale des armatures :

$$\varepsilon_{s,min} = -2,40 \text{ ‰}$$

Déformation maximale des armatures :

$$\varepsilon_{s,max} = 2,95 \text{ ‰}$$

- Capacité résistante et vérification :

$$N_{Ed} = -1172,08 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -5256,64 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 46,12 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq M_{Rdy} = 214,54 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Edz} = 46,12 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq M_{Rdz} = 214,54 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Taux d'utilisation en flexion composée :

$$22,3\% \Rightarrow \text{PASS}$$

La section satisfait donc aux exigences de résistance en compression et flexion composée à l'ELU.

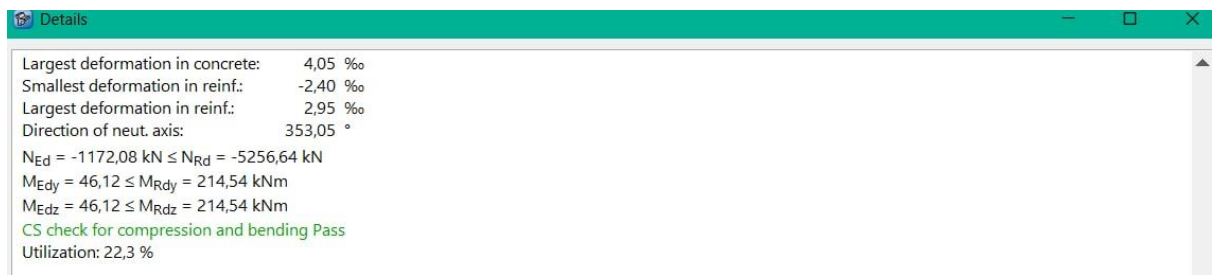


Figure VIII.2 : Contrôle des déformations, de l'axe neutre et de la résistance de la section à l'ELU dans FIN EC 2020.

3. Vérification détaillée à l'effort tranchant (Detailed Check Shear)

- Paramètres de calcul (modèle de treillis de substitution)

$$C_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{609,6}}; 2 \right) = 1,573$$

$$\rho_l = \min \left(\frac{A_{sl}}{b_w d}; 0,02 \right) = \min \left(\frac{1178}{424,3 \times 609,6}; 0,02 \right) = 0,00456$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}}$$

$$v_{\min} = 0,035 \times 1,573^{1,5} \times \sqrt{20} = 0,309 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}; 0,2 f_{cd} \right)$$

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{-(-1172)}{300 \times 10^3}; 0,2 \times 13,33 \right)$$

$$\sigma_{cp} = \min (3,907; 2,667) = 2,667 \text{ MPa}$$

- Effort tranchant résistant du béton (V_{Rdc})

$$V_{Rdc} = \left[\max (C_{Rdc} \times k \times \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}; v_{\min}) + k_1 \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d$$

$$V_{Rdc} = \left[\max (0,12 \times 1,573 \times \sqrt[3]{100 \times 0,00456 \times 20}; 0,309) + 0,15 \times 2,667 \right] \times 424,3 \times 609,6$$

$$V_{Rdc} = 205,4 \text{ kN}$$

Detailed check SHEAR: Load 35

Model of substitute framework used

$$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 531,9)}; 2) = \min(1,613; 2) = 1,613$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(1178 / (424,3 \times 531,9); 0,02) = \min(0,00696; 0,02) = 0,00696$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,613^{1,5} \times \sqrt{20} = 0,321 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-256,6 / 300,103; 0,2 \times 13,33) = \min(0,855; 2,667) = 0,855 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = (\max(C_{Rdc} \times k \times \sqrt[3]{100 \times \rho_l \times f_{ck}}; v_{\min}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 1,613 \times \sqrt[3]{100 \times 0,00696 \times 20}; 0,321) + 0,15 \times 0,855) \times 424,3 \times 531,9 = 134 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 108,2 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 134 \text{ kN} \Rightarrow \text{Only prescribed shear reinforcement}$$

Cross-section capacity in shear Pass

Utilization: 80,7 %

Detailed check TORSION: Load 35

CS not subject to torsion.

Figure VIII.3: Vérification de la résistance au cisaillement de la section à l'ELU sous FIN EC 2020.

- **Condition de résistance :**

$$V_{Ed} = 201,1 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 205,4 \text{ kN}$$

⇒ Only prescribed shear reinforcement

Taux d'utilisation critique en cisaillement :

$$97,9\% \Rightarrow \text{PASS}$$

La section transversale n'est pas soumise à la torsion (load 63 CS not subject to torsion).

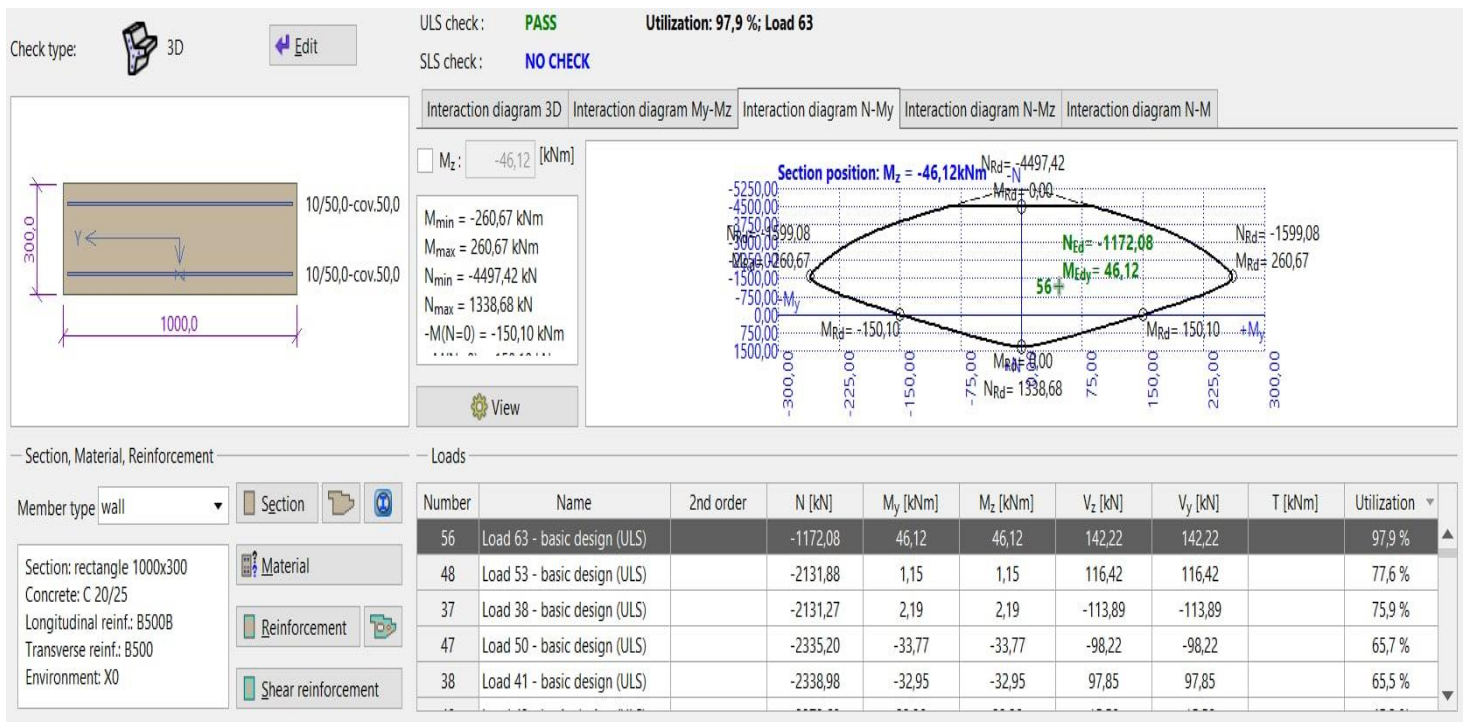


Figure VIII.4: Vérification de la section de béton projeté par diagramme d'interaction effort normal, moment fléchissant (Load 63).

VIII.5. Vérification du soutènement de la Zone B

La figure ci-dessus présente le diagramme d'interaction obtenu à l'aide du logiciel **FIN EC 2020** pour la section de béton projeté de **300 mm d'épaisseur**. Sous la combinaison de charges la plus défavorable pour cette section (**Load 35**), le point représentatif des sollicitations de calcul demeure entièrement à l'intérieur du domaine de résistance de la section.

Le taux d'utilisation maximal calculé à l'État Limite Ultime (ELU) est de **80,7 %**, ce qui confirme que les sollicitations appliquées restent inférieures à la capacité portante de la section. La coque en béton projeté présente ainsi une résistance suffisante vis-à-vis des efforts de flexion composée et de cisaillement induits par les actions du massif rocheux.

Cette vérification met en évidence un comportement satisfaisant de la section étudiée, avec une marge de sécurité adéquate tout en conservant un dimensionnement optimisé du soutènement.

VIII.5.1. Notes de calcul détaillées : Vérification à l'État Limite Ultime (ELU) – Load 35

1. Vérification des sections d'armatures minimale et maximale

- **Mur (ferraillage total)** Le taux d'armatures est donné par :

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{3142}{300 \times 10^3} = 0,0105$$

- **Vérification de la section minimale :**

$$\rho_s = 0,0105 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow \text{PASS}$$

- **Vérification de la section maximale :**

$$\rho_s = 0,0105 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{PASS}$$

Section minimale d'armatures horizontales :

$$A_{sh,min} = 785,4 \text{ mm}^2$$

2. Vérification détaillée en compression et flexion (Detailed Check Compression and Bending)

- **Sollicitations agissantes de calcul**

$$N_{Ed} = -256,62 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -125,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Edz} = -125,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Distribution des contraintes et déformations**

Direction de l'axe neutre : $174,49^\circ$

Déformation minimale dans le béton :

$$\varepsilon_{c,min} = -3,50 \text{ ‰}$$

Déformation maximale dans le béton :

$$\varepsilon_{c,max} = 7,45 \text{ ‰}$$

Déformation minimale dans les armatures :

$$\varepsilon_{s,min} = -1,83 \text{ ‰}$$

Déformation maximale dans les armatures :

$$\varepsilon_{s,max} = 5,78 \text{ ‰}$$

- **Capacité résistante et vérification**

$$N_{Ed} = -256,62 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -5256,64 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -125,33 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq M_{Rdy} = -167,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Edz} = -125,33 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq M_{Rdz} = -167,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Taux d'utilisation en flexion composée :

$$74,9\% \Rightarrow \text{PASS}$$

La vérification montre que la section dispose d'une capacité résistante largement suffisante vis-à-vis de l'interaction effort normal-moment fléchissant.

3. Vérification détaillée à l'effort tranchant (Detailed Check Shear)

- Paramètres de calcul (modèle de treillis de substitution)

$$C_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; 2 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{531,9}} ; 2 \right) = 1,613$$

$$\rho_l = \min \left(\frac{A_{sl}}{b_w d} ; 0,02 \right) = \min \left(\frac{1571}{424,3 \times 531,9} ; 0,02 \right) = 0,00696$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}}$$

$$v_{\min} = 0,035 \times 1,613^{1,5} \times \sqrt{20} = 0,321 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{-N_{Ed}}{A_c} ; 0,2 f_{cd} \right)$$

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{-(-256,6)}{300 \times 10^3} ; 0,2 \times 13,33 \right)$$

$$\sigma_{cp} = \min (0,855; 2,667) = 0,855 \text{ MPa}$$

- Effort tranchant résistant du béton (V_{Rdc})

$$V_{Rdc} = \left[\max \left(C_{Rdc} \times k \times \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} ; v_{\min} \right) + k_1 \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d$$

$$V_{Rdc} = \left[\max \left(0,12 \times 1,613 \times \sqrt[3]{100 \times 0,00696 \times 20} ; 0,321 \right) + 0,15 \times 0,855 \right] \times 424,3 \times 531,9$$

$$V_{Rdc} = 134 \text{ kN}$$

- Condition de résistance

$$V_{Ed} = 108,2 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 134 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$ Only prescribed shear reinforcement cross-section capacity shear pass

Taux d'utilisation critique en cisaillement :

$$80,7\% \Rightarrow \text{PASS}$$

La section transversale n'est pas soumise à la torsion (load 35 CS not subject to torsion).

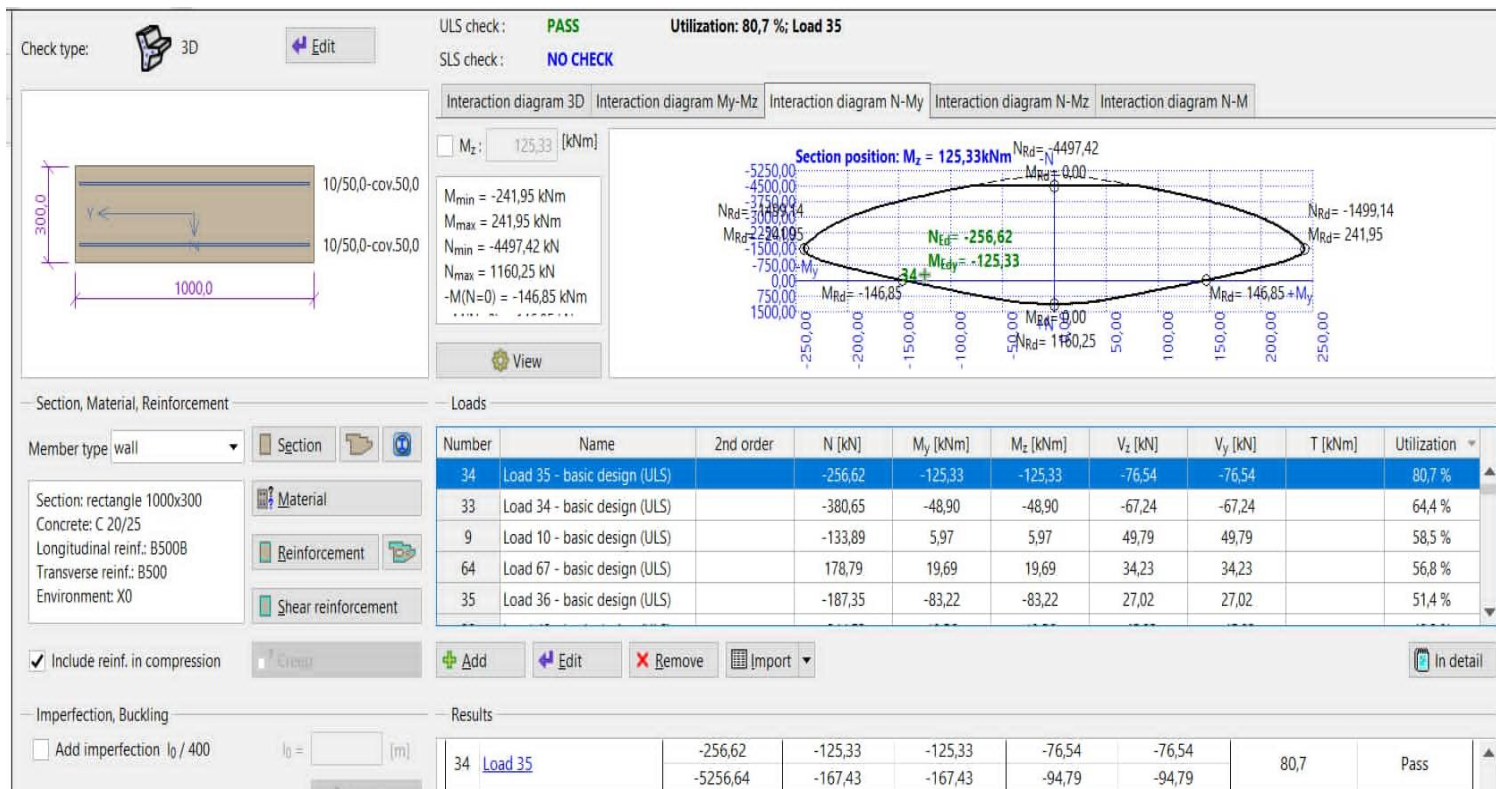


Figure VIII.5 : Vérification de la section de béton projeté par diagramme d'interaction effort normal, moment fléchissant (Load 35).

VII.5.2. Modélisation et vérification de la charpente métallique (Cintre HEB 140)

La charpente métallique déployée dans la Zone B est constituée de profilés de type HEB 140. Leur vérification structurale est menée sous le module *Steel* du logiciel FIN EC 2020, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 (EN 1993-1-1).

Le tableau suivant synthétise les propriétés géométriques et matérielles du profilé modélisé :

Tableau VII.2 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du profilé HEB 140

Paramètre	Valeur	Remarque
Type de section	HE 140 B	Profilé laminé (Rolled)
Nuance de l'acier	S235	Limite d'élasticité ($f_y = 235$ MPa)
Hauteur (h)	140,0 mm	Dimension extérieure
Largeur des semelles (b)	140,0 mm	Dimension extérieure
Épaisseur de l'âme (t _w)	7,0 mm	
Épaisseur des semelles (t _f)	12,0 mm	
Longueur modélisée	1,000 m	Espacement entre cintres

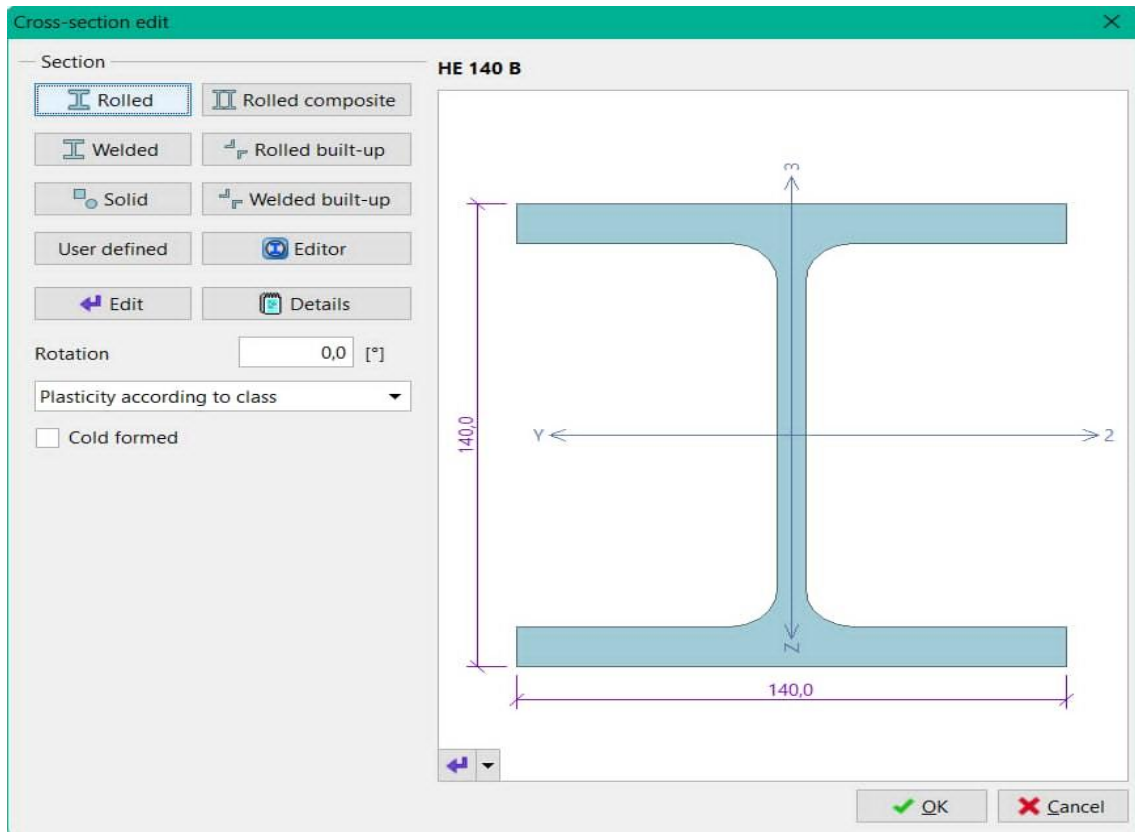


Figure VIII.6 : Définition géométrique de la section transversale HEB 140

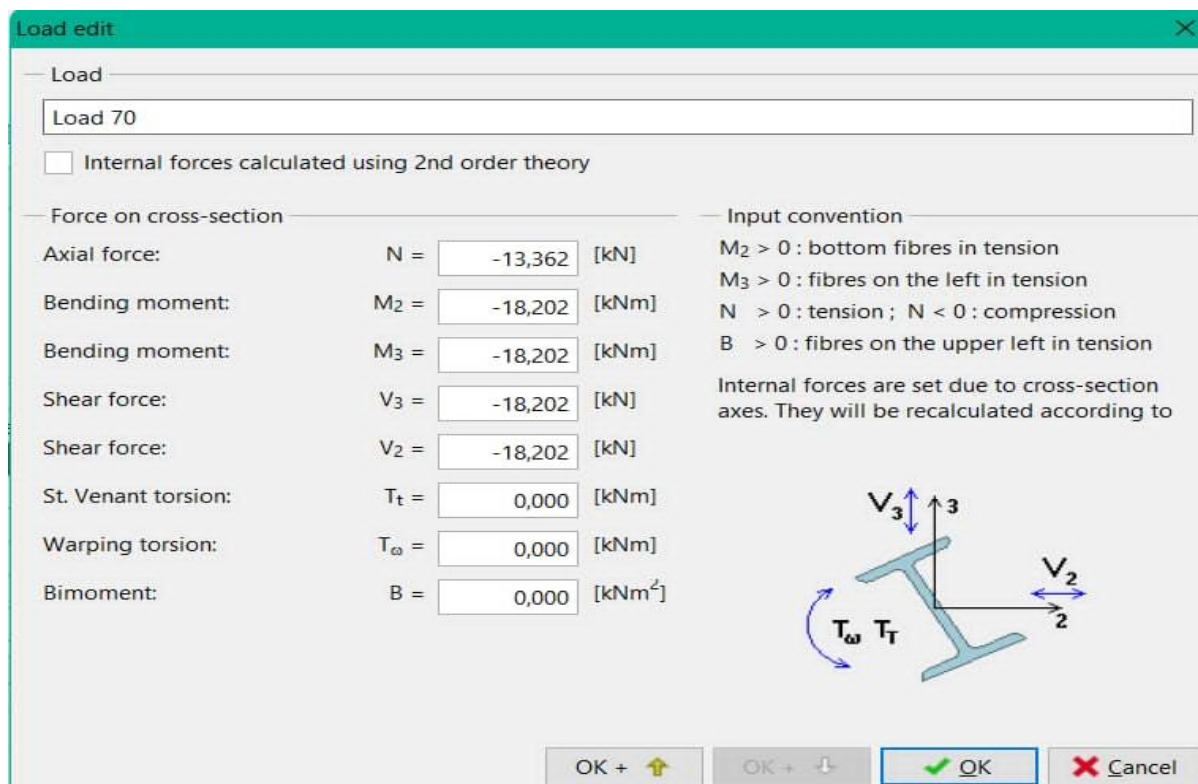


Figure VIII.7 : Saisie des sollicitations agissantes pour la combinaison critique (Load 70)

VII.5.2.1. Interprétation du comportement mécanique et justification des instabilités

Dans le cadre d'un ouvrage souterrain, les cintres métalliques ne travaillent pas comme des portiques isolés à l'air libre. Ils sont intégralement noyés dans la coque de béton projeté et plaqués contre le terrain. Ce confinement physique total empêche tout mouvement transversal de la section. Par conséquent, les phénomènes d'instabilité globale (flambement autour des axes y et z, ainsi que le déversement) sont neutralisés. Conformément à cette réalité in situ, le calcul de la résistance au flambement ("Buckling effect") a été négligé dans le paramétrage du logiciel, permettant de vérifier la section en résistance pure à la compression et à la flexion.

VII.5.2.2. Notes de calcul détaillées : Vérification à l'État Limite Ultime (ELU) - Load 70

L'intégralité des notes de calcul analytiques générées par le logiciel FIN EC 2020, justifiant ce taux d'utilisation, est reportée en annexe

1. Classification de la section transversale (Cross-section classification)

La classification de la section transversale permet d'évaluer sa capacité à développer une résistance plastique avant le phénomène de flambement local des éléments comprimés.

Le facteur d'élancement local est donné par :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

- **Classification de l'âme (Web)**

$$c = 92,0 \text{ mm}, t = 7,0 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{92,0}{7,0} = 13,1 \leq 33,0 \Rightarrow \text{Classe 1}$$

- **Classification des semelles (Flanges)**

$$c = 54,5 \text{ mm}, t = 12,0 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{54,5}{12,0} = 4,5 \leq 9,0 \Rightarrow \text{Classe 1}$$

2. Sollicitations agissantes de calcul (Internal forces)

Les efforts internes de calcul, issus de l'analyse structurale, sont les suivants :

- **Effort normal :**

$$N_{Ed} = -13,362 \text{ kN}$$

- **Moments fléchissant :**

$$M_y = -18,202 \text{ kNm}, M_z = 18,202 \text{ kNm}$$

- **Efforts tranchants :**

$$V_y = 18,202 \text{ kN}, V_z = 18,202 \text{ kN}$$

3. Vérification de la capacité au cisaillement (Shear capacity check)

La vérification au cisaillement est effectuée selon les deux axes principaux de la section.

Axe z

- **Aire de cisaillement :**

$$A_{v,z} = 1,308 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

- **Résistance plastique au cisaillement :**

$$V_{pl,Rd,z} = 177,466 \text{ kN}$$

- **Vérification :**

$$V_z = 18,202 \text{ kN} \leq 177,466 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Taux d'utilisation :

$$\eta = 10,3\%$$

- **Interaction flexion–cisaillement :**

$$V_z \leq 0,5 V_{pl,Rd,z}$$

La condition étant satisfaite, le cisaillement est considéré comme **négligeable**. Il n'est donc pas nécessaire de réduire la résistance en flexion.

Axe y

- **Aire de cisaillement :**

$$A_{v,y} = 2,988 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

- **Résistance plastique au cisaillement :**

$$V_{pl,Rd,y} = 405,404 \text{ kN}$$

- **Vérification :**

$$V_y = 18,202 \text{ kN} \leq 405,404 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Taux d'utilisation :

$$\eta = 4,5\%$$

- **Interaction flexion–cisaillement :**

$$V_y \leq 0,5 V_{pl,Rd,y}$$

La condition est vérifiée, ce qui confirme que le cisaillement est **négligeable** dans cet axe également.

4. Calcul des résistances de calcul (Compression et flexion)**Résistance à la compression (Buckling resistance)**

Le flambement étant supposé empêché par le confinement du béton, la résistance de calcul en compression est assimilée à la résistance plastique de la section.

$$N_{b,Rd} = N_{b,Rd,y} = N_{b,Rd,z} = 1009,560 \text{ kN}$$

Résistance en flexion (Moment resistance)**Axe y**

- **Module plastique :**

$$W_{pl,y} = 2,454 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

- **Résistance au moment fléchissant de calcul :**

$$M_{c,Rd,y} = 57,669 \text{ kNm}$$

Axe z

- **Module plastique :**

$$W_{pl,z} = 1,198 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

- **Résistance au moment fléchissant de calcul :**

$$M_{c,Rd,z} = 28,153 \text{ kNm}$$

5. Vérification de la combinaison critique (Axial force and bending moment interaction)

L'interaction entre l'effort normal de compression et les moments fléchissants bi-axiaux est vérifiée conformément à la relation normative (sans prise en compte du flambement global).

Résistances de calcul

$$N_R = -1009,560 \text{ kN}, M_{y,R} = -57,669 \text{ kNm}, M_{z,R} = 28,153 \text{ kNm}$$

Condition d'interaction

$$\left| \frac{N}{N_R} + \frac{M_y}{M_{y,R}} + \frac{M_z}{M_{z,R}} \right| \leq 1$$

Application numérique :

$$| 0,013 + 0,316 + 0,647 | = 0,975 \leq 1$$

Conclusion

La condition d'interaction est satisfaite, ce qui signifie que la section vérifie l'ELU sous combinaison compression-flexion bi-axiale.

Taux d'utilisation global :

$$\eta = 97,5\%$$

La section est donc **quasi entièrement sollicitée**, mais reste **conforme aux exigences de résistance**.

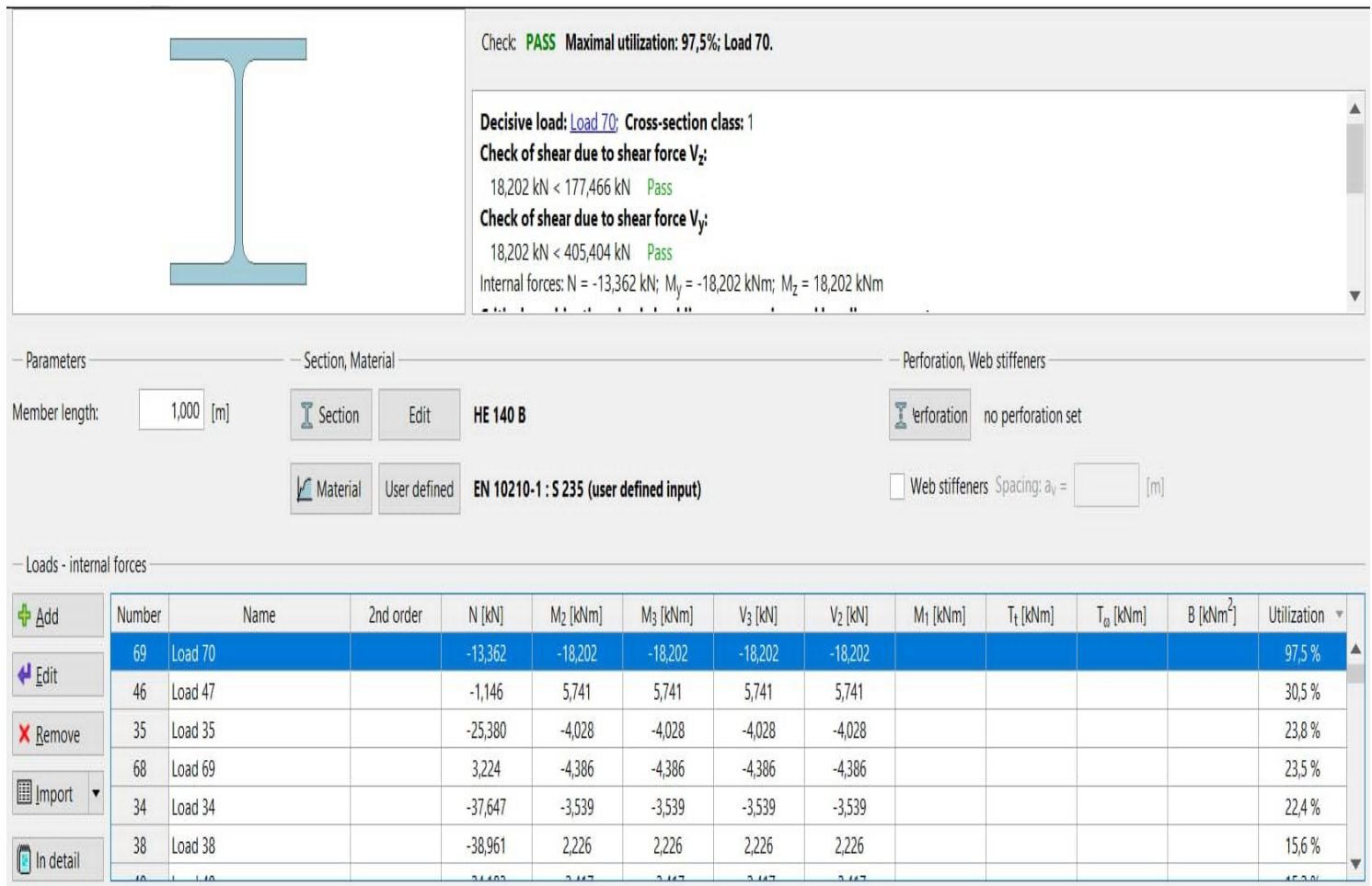


Figure VIII.8 : Vérification de la section HE140B sous sollicitations combinées – Résultats de calcul et taux d'utilisation (ELU)

VII.5. Vérification du soutènement de la Zone C

La Zone C étant caractérisée par un massif rocheux de très bonne qualité géomécanique, la procédure de vérification réglementaire et de dimensionnement de la coque en béton projeté de 30 cm d'épaisseur est identique à celle appliquée aux zones précédentes. Afin d'éviter toute redondance, seuls les résultats de la vérification globale de la section à l'État Limite Ultime (ELU), obtenus à l'aide du logiciel FIN EC 2020, sont présentés dans cette partie. Ces résultats permettent de confirmer l'adéquation de la section retenue vis-à-vis des sollicitations de compression, de flexion et de cisaillement.

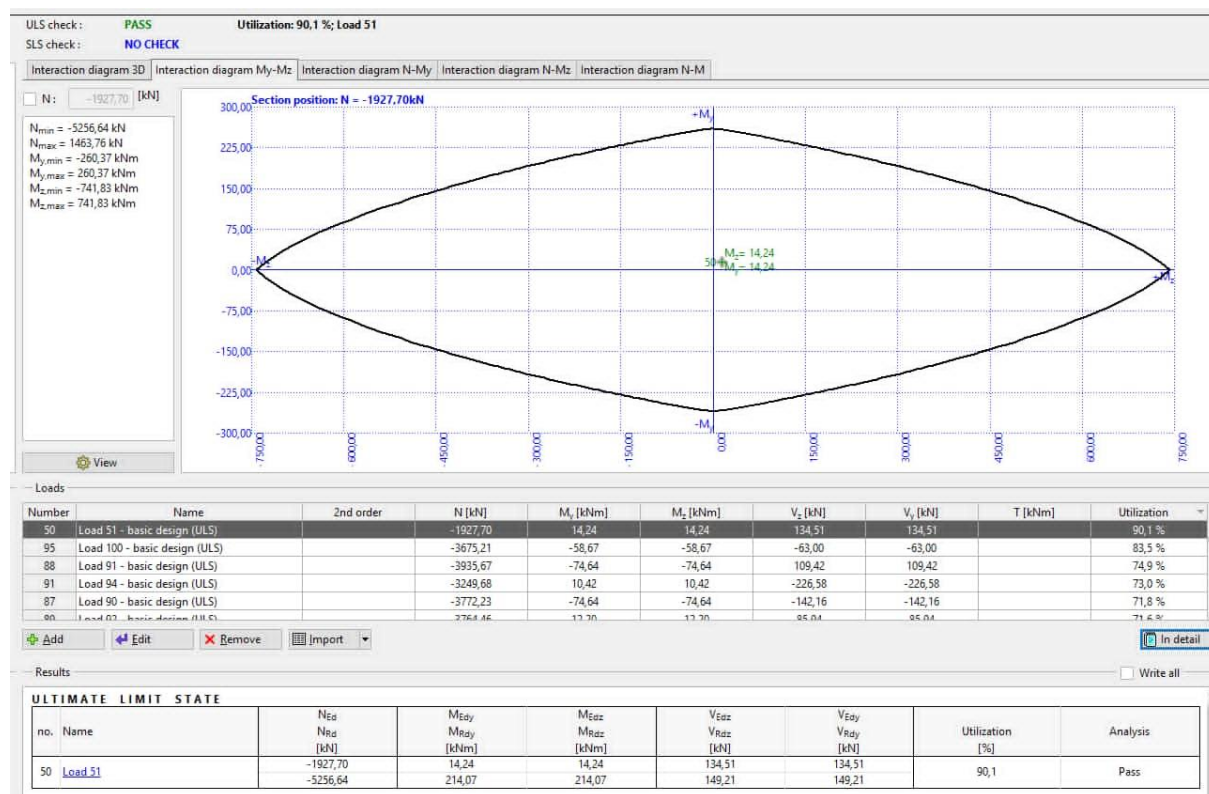


Figure VIII.9: Vérification de la section de béton projeté (Zone C) par diagramme d'interaction (Effort normal - Moment fléchissant) sous FIN EC 2020.

VII.5.1. Démarche d'optimisation et caractéristiques de l'ancrage

La Zone C est caractérisée par un massif rocheux de très bonne qualité géomécanique, présentant une excellente stabilité naturelle et des sollicitations limitées sur le soutènement. Dans ce contexte favorable, une optimisation du système d'ancrage a été réalisée afin de garantir la sécurité de l'ouvrage tout en réduisant les coûts de mise en œuvre.

Contrairement aux structures rigides telles que les cintres métalliques ou les coques en béton projeté, qui sont vérifiées sous l'action combinée des efforts normaux, des moments fléchissants et des efforts tranchants, les boulons d'ancrage constituent des éléments souples travaillant essentiellement en traction axiale. Leur rôle est d'assurer le confinement du massif rocheux en limitant les déplacements des blocs potentiellement instables.

Le système retenu est constitué de boulons de type **Swellex Mn 24** d'une longueur de **4,00 m**. Leur mise en place repose sur un mécanisme d'expansion hydraulique qui assure un ancrage par frottement sur toute la longueur du forage. Afin d'optimiser le dimensionnement du soutènement, une maille d'installation de **2,00 m × 2,00 m** a été adoptée, compatible avec les bonnes caractéristiques mécaniques du massif rocheux traversé.

VII.5.2. Justification analytique de la capacité portante à l'État Limite Ultime (ELU)

Les résultats de la vérification montrent que le système d'ancrage retenu satisfait largement les exigences de résistance à l'État Limite Ultime. Le boulon Swellex Mn 24 présente une capacité portante largement supérieure aux sollicitations maximales calculées, avec un taux d'utilisation limité à 56,5 %.

Le dispositif optimisé composé de boulons Swellex Mn 24 de 4,00 m, disposés selon une maille de 2,00 m × 2,00 m, constitue ainsi une solution techniquement fiable et économiquement adaptée aux conditions géotechniques favorables de la Zone C. La réserve de résistance disponible permet en outre de prendre en compte les éventuelles hétérogénéités locales du massif rocheux ainsi que les sollicitations dynamiques induites par les opérations d'excavation du tunnel.

Le dimensionnement du soutènement par boulonnage à ancrage réparti de type **Swellex Mn24** est considéré comme satisfaisant lorsque les sollicitations obtenues à partir de la modélisation numérique respectent simultanément les critères de résistance structurelle et de résistance géotechnique.

Critère de résistance structurelle (acier)

L'effort normal maximal mobilisé dans le boulon (N_{max}) ne doit pas provoquer la plastification de l'acier. Le coefficient de sécurité (FS) est déterminé par le rapport entre la résistance à la limite d'élasticité du boulon ($N_y = 180$ kN) et l'effort normal maximal obtenu sous Plaxis.

$$FS = N_y / N_{max}$$

Condition de vérification :

$$FS \geq 1,5$$

Critère de résistance géotechnique (ancrage)

Le frottement latéral mobilisé à l'interface sol-boulon (T_{skin}) doit rester inférieur à la résistance limite d'adhérence du terrain.

$$T_{skin} \leq T_{skin,max}$$

Avec :

$$T_{skin,max} = 45 \text{ kN/m}$$

Exploitation des résultats numériques (Plaxis 2D)

L'analyse de la phase de creusement à l'État Limite Ultime (ELU) a permis d'extraire les sollicitations maximales développées dans les éléments de type *Embedded Beam Row*.

- Effort normal maximal : $N_{max} = 69$ kN
- Frottement latéral maximal : $T_{skin} = 43$ kN/m

Vérification du critère structurel

Le coefficient de sécurité réel est calculé comme suit :

$$FS = 180 / 69 = 2,61$$

Vérification :

$$2,61 > 1,5$$

Le critère de résistance structurelle est donc largement satisfait. L'acier du boulon Swellex Mn24 travaille entièrement dans son domaine élastique et présente une réserve de résistance importante.

Vérification du critère géotechnique

Le taux de mobilisation de l'interface est calculé par :

$$\text{Taux de mobilisation} = T_{skin} / T_{skin,max}$$

$$\text{Taux de mobilisation} = 43 / 45 = 0,955$$

Soit :

$$\text{Taux de mobilisation} = 95,5 \%$$

Vérification :

$$43 \text{ kN/m} < 45 \text{ kN/m}$$

Le critère géotechnique est donc satisfait. L'effort de cisaillement mobilisé représente 95,5 % de la capacité d'adhérence disponible sans atteindre la rupture de l'interface.

L'exploitation du modèle numérique Plaxis 2D confirme la stabilité du système de soutènement par boulons Swellex Mn24. L'effort axial maximal obtenu est de 69 kN, ce qui conduit à un coefficient de sécurité de 2,61 par rapport à la limite d'élasticité de l'acier. Cette valeur est largement supérieure au coefficient minimal requis de 1,5 et garantit l'absence de plastification des éléments de soutènement.

L'analyse géotechnique montre également que le frottement latéral maximal mobilisé atteint 43 kN/m, valeur inférieure à la résistance limite d'adhérence fixée à 45 kN/m. Le taux de mobilisation de l'interface atteint 95,5 %, traduisant une utilisation optimale de la capacité d'ancrage tout en conservant une marge de sécurité suffisante.

L'ensemble des vérifications confirme ainsi que le soutènement par boulons Swellex Mn24 assure efficacement le confinement du massif rocheux et contribue à la stabilité globale et durable de l'ouvrage ferroviaire.

VII.7. Conclusion générale

Ce chapitre a permis de valider et d'optimiser le dimensionnement des soutènements provisoires du tunnel, en adaptant rigoureusement la méthode de calcul à chaque configuration géologique.

Les structures rigides (coques en béton et cintres métalliques des Zones A et B) ont été justifiées avec succès sous sollicitations continues (logiciel FIN EC 2020), démontrant leur capacité à stabiliser les terrains décompressés avec d'excellentes marges de sécurité. Parallèlement, le système d'ancrage souple de la Zone C a été validé par l'analyse cinématique des blocs (logiciel UNWEDGE).

Outre la validation strictement normative, ce travail s'est distingué par une forte démarche d'optimisation technico-économique. Le redimensionnement stratégique du boulonnage

(adoption du Swellex Mn 24 et élargissement de la maille à 2,00 x 2,00 m) garantit un chantier à la fois parfaitement sécurisé et financièrement maîtrisé. La conception structurelle du soutènement provisoire est ainsi définitivement validée.

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons étudié les particularités du tunnel ferroviaire N°3 de la ligne à grande vitesse Oued Tlelat – Tlemcen, qui traverse un massif rocheux constitué de calcaires, de calcaires dolomitiques et de dolomies du Crétacé. Ce massif montre des classes géomécaniques variables, allant des niveaux les plus fracturés jusqu'aux niveaux les moins altérés.

Nous avons utilisé le logiciel RocData pour identifier les paramètres géotechniques de chaque zone avec le modèle de comportement de Hoek et Brown.

Après cette étape, nous avons analysé les discontinuités structurales identifiées dans la zone C, et nous avons établi un modèle de stabilité par la théorie des blocs avec le logiciel UNWEDGE afin d'identifier le bloc clé instable et de dimensionner les boulons d'ancrage nécessaires.

Sur la base des données géotechniques identifiées et des résultats obtenus sous UNWEDGE, nous avons établi des modèles numériques bidimensionnels avec le logiciel PLAXIS 2D pour les trois zones du tunnel. Les modèles numériques établis nous ont permis d'identifier les estimations des déplacements dans le massif rocheux.

Nous avons également estimé les efforts internes qui se développent dans les structures de soutènement. Enfin, les efforts internes identifiés ont été utilisés pour vérifier le dimensionnement des structures de soutènement.

Les résultats obtenus sont concordants. Toutefois, il est intéressant de reprendre ce travail en modélisation tridimensionnelle pour avoir des résultats plus précis et plus fiables, mais cela nécessite des moyens matériels plus performants, et des temps de calcul très importants.

Barton, N. & Choubey, V. (1977). « The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice ». Rock Mechanics.

Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics.

Benest, J. (1985). Évolution de la plate-forme de l'Ouest Algérien et du Nord-Est Marocain.

Bieniawski, Z. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. New York : John Wiley & Sons.

Brady, B.H.G. & Brown, E.T. (2006). Rock Mechanics for Underground Mining. Springer.

Comité Européen de Normalisation. EN 1997-1 Eurocode 7 : Calcul géotechnique.

Goodman, R.E. (1989). Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons.

Goodman, R.E. & Shi, G.-H. (1985). Block Theory and Its Application to Rock Engineering. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Hebib, R. Calcul analytique des tunnels ; Stabilité du front, cours ENSTP.

Hoek, E. ROCK ENGINEERING Course notes.

Hoek, E. & Brown, E.T. (1980). Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy.

Hoek, E. & Diederichs, M.S. Empirical estimation of rock mass modulus.

Hudson, J.A. & Harrison, J.P. (1997). Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles. Elsevier.

International Society for Rock Mechanics (2007). The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring.

Manuels des logiciels : PLAXIS 2D, UNWEDGE, RocData et DIPS.

Onyango, J.A., Sasaoka, T., Shimada, H., Hamanaka, A., Moses, D., Tumelo, D. Evaluating Rock Mass Properties of Vipingo Coral Limestone Quarry Based on a Modified Geological Strength Index (GSI) and State of Karstification.

Panet, M. & Sulem, J. The convergence-confinement method. Contributions of the Solid Mechanics Laboratory (LMS).

Panet, P. & Guenot, A. (1982). « Analysis of Convergence Behind the Face of a Tunnel ». Proceedings of the Tunnelling Symposium, London.

Yelles-Chaouche, A. et al. (2004). Travaux sur la géologie de l'Algérie nord-occidentale.

Annex A


 REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMEN (130 KM)
 DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

 Entreprise executrice : LTPO
 Sondage : S-OA-167

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) : 3864844.01 - 659805.00

Date : 20/10/2009 - 24/10/2009

Foreuse : TERAMAC 1000

 Niv de référence :
 Elévation : 624,7 m
 Coordonnées topo:

Prof .du roc :

Prof .du fin du sondage : 25.00 m

Etat des échantillons :



Intact



Remanié



Perdu



Carotte

PROFONDEUR (m):	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS		S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX							
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	No coupes / 150mm R(cm)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw =facteur de réduction en présence d'eau
	Sable rougeâtre avec gravier (terre végétale)								80 %							
1	Sable limoneux carbonaté ocre à jaunâtre			113 mm					75 %			27				
					1.30											
2																
									95 %			70	9	2	6	-
3																
									100 %			85				
4																
									95 %			90				
5	Calcaire grisâtre avec des cavités de dissolution			63 mm												
									100 %			95				
6																
									100 %			80				
7																
									100 %			88	4	2	0.75	-
8																
									100 %			65				
9	Calcaire grisâtre à grains moyens avec des cavités remplis par sable ocre à grains moyens															


 REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMEN (130 KM)
 DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

Entreprise executrice : LTPD

Sondage : S-0A-167

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) : 3864844.01 - 659805.00

Date : 20/10/2009 - 24/10/2009

Foreuse : TERAMAC 1000

 Niv de référence :
 Elévation : 624.7 m
 Coordonnées topo:

Prof .du roc :

Prof .du fin du sondage : 25.00 m

Etat des échantillons :



Intact



Remanié



Perdu



Carotte

PROFONDEUR (m)	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS		S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX							
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Nb coups / 150mm R(cm)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de déviation de joints	Jw = facteur de réduction en présence d'eau
10	Calcaire grisâtre à grains moyens avec des cavités remplis par sable ocre à grains moyens								95 %			80				
11	Calcaire gréseux à grains moyens								75 %			70				
12									100 %			90				
13	Calcaire gréseux avec des cavités et fractures remplis de sable à grains fins ocres					13.05 ER-1			80 %			70				
14	Marne bleuâtre		63 mm			13.29	101 mm		100 %			95				
15	Calcaire marneuse grisâtre				15/10/09 14.80 m				100 %			80				
16	Calcaire dolomitique grisâtre avec niveaux de grès à grains fins ou moyens ocres (15.50 - 15.60) m; (16.00 - 16.20) m								95 %			75				
17	Calcaire marneuse grisâtre								100 %			80				
18	Marne bleuâtre								95 %			70				



**Società Italiana
per condotte d'acqua S.p.A.**
Società a partecipazione paritetica



RAPPORT DE FORAGE

GEODATA
GEOTECHNICAL CONSULTANTS

REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMCEN (130 KM)
DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

Entreprise executrice : LTPO

Sondage : S-0A-167

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) : 3864844.01 - 659805.00

Date : 20/10/2009 - 24/10/2009

Foreuse : TERAMAC 1000

Niv. de référence :
Élévation : 624.7 m
Coordonnées topo:

Prof. du roc :

Prof. du fin du sondage : 23.00 m

Etat des échantillons :



intact



Remanié



Perdu



Carotte

PROFONDEUR (m)	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS		S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX												
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Nb coups/150mm R[cm]	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw =facteur de réduction en présence d'eau					
19	Marne bleuâtre						101 mm		80 %			80									
20									80 %								80				
21									85 %												
22	Grès à grains fins ocre - grisâtres						101 mm		85 %			60									
23	Marne argileuse verdâtre avec niveaux millimétriques de sable fin ocre								85 %								35				
24	Grès à grains moyens ocre - grisâtres								95 %												50
25	Marne bleuâtre			95 %	40																
25	Fin du sondage																				
26																					
27																					

PHOTOS CAISSES A CAROTTES Sondage carotté S-OA-167

Sondage S-OA-167 - pk 125+825

Caisse 1

- Profondeur 0.00 – 5.00m



Sondage S-OA-167 - pk 125+825

Caisse 2

- Profondeur 5.00 – 10.00m



Sondage S-OA-167 - pk 125+825

Caisse 3

- Profondeur 10.00 – 15.00m



Sondage S-OA-167 - pk 125+825 Caisse 4 - Profondeur 15.00 – 20.00m



Sondage S-OA-167 - pk 125+825 Caisse 5 - Profondeur 20.00 – 25.00m





REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMEN (130 KM)
DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

Entreprise executrice : SIFOR
Sondage : S-OA-168

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) :

Date : 13/12/2009-05/01/2010

Foreuse : CASAGRANDE C6

Niv de référence :

Élévation :

Coordonnées topo:

Prof. du roc : 0 m

Prof. du fin du sondage : 65.00 m

Etat des échantillons :



PROFONDEUR (m):	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS			S.P.T	CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX							
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Nb coups/150mm R(cm)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw = facteur de réduction en présence d'eau
1	Calcaire massif gris-blanchâtre a traces d'oxydation et renfermant des joint fins, des encroutements , et un passage d'argile marneuse altérée gristare								90 %							
2									85 %							
3									80 %							
4									90 %							
5									90 %							
6																
7									92 %							
8																
9																



REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMEN (130 KM)
DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

Entreprise executrice : SIFOR

Sondage : S-OA-168

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) :

Date : 13/12/2009 -05/01/2010

Foreuse : CASAGRANDE C6

Niv de référence :

Elévation :

Coordonnées topo:

Prof .du roc : 0 m

Prof .du fin du sondage : 65.00 m

Etat des échantillons :



Intact



Remanié



Perdu



Carotte

PROFONDEUR (m)	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS			S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX					
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE RELEVEMENT NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Nb coups/150mm R(cm)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw = facteur de réduction en présence d'eau
	Calcaire massif gris-blanchâtre à traces d'oxydation et renfermant des joint fins, des encroutements , et un passage d'argile marneuse altérée grisâtre														
10	Grès friable rose-rougeâtre à traces noirâtres							92 %							
	calcaire massif gris-blanchâtre														
11	Argile schistosée bleu-grisâtre à traces jaunâtre														
12															
13															
14	Marne très compacte fissurée avec un passage d'argile rougeâtre							90 %							
15															
16								92 %							
17	Calcaire massif à quelques encroutements et rares joints oxydés avec un passage d'argile grisâtre														
18															



REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMEN (130 KM)
DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

Entreprise executrice : SIFOR

Sondage : S-OA-168

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) :

Date : 13/12/2009 - 05/01/2010

Foreuse : CASAGRANDE C6

Niv de référence :

Elevation :

Coordonnées topo:

Prof .du roc : 0 m

Prof .du fin du sondage : 63.00 m

Etat des échantillons :



intact



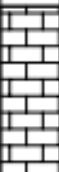
Remanié



Perdu



Carotte

PROFONDEUR (m)	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS		S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX							
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE RELEVEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Ne coupe/150mm R(%)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw =facteur de réduction en présence d'eau
19	Calcaire massif à quelques encroutements et rares joints oxydés avec un passage d'argile grisâtre								92 %							
20									82 %							
21	Sable beige à quelque groves (cm)								67 %							
22	groves hétérométriques et hétérogéniques								72 %							
23																
24	Argile grisâtre a traces rougeâtres et blanchâtres								88 %							
25	Depot composé de groves (grés altéré) broyés enrobés de craie blanchâtre								65 %							
26																
27																


 RÉALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMEN (130 KM)
 DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

 Entreprise executrice : SIFOR
 Sondage : S-OA-168

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) :

Date : 13/12/2009 - 05/01/2010

Foreuse : CASAGRANDE C6

Niv de référence :

Prof. du roc : 0 m

Élévation :

Coordonnées topo:

Prof. du fin du sondage : 63.00 m

Etat des échantillons :



Intact



Remanié



Perdu



Carotte

PROFONDEUR (m):	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS			S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX						
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Mo coupé/150mm R[cm]	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw =facteur de réduction en présence d'eau
28	Depot composé de graves (grés altéré) broyés enrobés de craie blanchâtre								65 %							
									67 %							
29									70 %							
30									67 %							
31	Argile marneuse grise-bleutée								70 %							
32									76 %							
33	Grés fracturés , à passage broyés et des plans de fissurations inclinés 40 °/ axe								80 %							
34																
35																
36																



REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMEN (130 KM)
DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

Entreprise executrice : SIFOR

Sondage : S-OA-168

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) :

Date : 13/12/2009-05/01/2010

Foreuse : CASAGRANDE C6

Niv de référence :

Elévation :

Coordonnées topo:

Prof .du roc : 0 m

Prof .du fin du sondage : 63.00 m

Etat des échantillons :



intact



Remanié



Perdu



Carotte

PROFONDEUR (m):	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS			S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX						
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Nb coups/150mm R(cao)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw =facteur de réduction en présence d'eau
37	Grès fracturés , à passage broyés et des plans de fissurations inclinés 40 °/ axe								80 %							
38																
39																
40																
41	Grès altéré rougeatre à joints quartzeux								72 %							
42																
43	Grès plus ou moins broyés à passages d'argille grisatre								80 %							
44																
45																



REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMEN (130 KM)
DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

Entreprise executrice : SIFOR

Sondage : S-OA-168

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) :

Date : 13/12/2009 - 05/01/2010

Foreuse : CASAGRANDE C6

Niv de référence :

Elévation :

Coordonnées topo:

Prof .du roc : 0 m

Prof .du fin du sondage : 65.00 m

Etat des échantillons :



Intact



Remanié



Perdu



Carotte

PROFONDEUR (m):	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS		S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX							
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	N6 coups/150mm R(cm)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw =facteur de réduction en présence d'eau
46	Grès plus ou moins broyés à passages d'argile grisâtre								72 %							
47									62 %							
48									67 %							
49									72 %							
50									82 %							
51	Grès altérés , oxydés rougeâtres à joints quartzueux,broyés avec des passages d'argile gristare								84 %							
52									73 %							
53									56 %							
54																

Préparé par : SIFOR

Contrôlé par : GUERRINI

Page : 6 de 8


 REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMEN (130 KM)
 DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

Entreprise executrice : SIFOR

Sondage : S-OA-168

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) :

Date : 13/12/2009 - 05/01/2010

Foreuse : CASAGRANDE C6

Niv de référence :

Prof .du roc : 0 m

Elevation :

Coordonnées topo:

Prof .du fin du sondage : 65.00 m

Etat des échantillons :



Intact



Remanié



Perdu



Carotte

PROFONDEUR (m):	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS		S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX					
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION % Nb coups/150mm R(cm)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero des familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw =facteur de réduction en présence d'eau
55	Grès altérés , oxydés rougeâtres à joints quartzeux,brayés avec des passages d'argile gristare							62 %						
56								66 %						
57								64 %						
58								68 %						
59								70 %						
60								74 %						
61								60 %						
62														
63														

Préparé par : SIFOR

Contrôlé par : GUERRINI

Page : 7 de 8

CHEF DE FILE  società italiana per condotta d'acqua S.p.A. <i>Fondata il 7 aprile 1999</i>		GROUPEMENT MOMENTANE D'ENTREPRISE 		RAPPORT DE FORAGE												
REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMCEN (130 KM) DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE				Entreprise executrice : SIFOR Sondage : S-OA-168 nom doc :												
Coordonnées obtenues par GPS (m) :			Date : 13/12/2009 - 05/01/2010		Foreuse : CASAGRANDE C6											
Niv de référence : Elévation : Coordonnées topo:		Prof .du roc : 0 m Prof .du fin du sondage : 65.00 m		Etat des échantillons : ☒ intact ☒ Remanié ☐ Perdu ☐ Carotte												
PROFONDEUR (m):	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION	ECHANTILLONS		S.P.T	CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX									
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Nb coups / 150mm R(cm)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw = facteur de réduction en présence d'eau
64	Grès altérés , oxydés rougeâtres à joints quartzeux, broyés avec des passages d'argile gristore							60 %								
65	Fin du sondage															

PHOTOS CAISSES A CAROTTES Sondage carotté S-OA-168



Caisse 1 de 0.00 à 05.00 m



Caisse 2 de 5.00 à 10.00 m



Caisse 3 de 10.00 à 15.00 m



Caisse 4 de 15.00 à 20.00 m



Caisse 5 de 20.00 à 25.00 m



Caisse 6 de 25.00 à 30.00 m



Caisse 7 de 30.00 à 35.00 m



Caisse 8 de 35.00 à 40.00 m



Caisse 9 de 40.00 à 45.00 m



Caisse 10 de 45.00 à 50.00 m



Caisse 11 de 50.00 à 55.00 m



Caisse 12 de 55.00 à 60.00 m



Caisse 13 de 60.00 à 65.00 m

Feuille d'essai lugeon

feuille d'essai Lugeon N°1								INFORMATIONS	
pression d'injection (bars)	temps (min)	volume injecté (L)	He (m)	pression d'injection (bars)	temps (min)	volume injecté (L)	He (m)		
0			3.00	7	1			CHANTIER: CHEMIN DE FER DOUBLE VOIE OUED TLELAT-TLEMEN DATE: 22/12/2009 FORAGE: S-OA-168 OPERATEUR: M. BOUZABOUNE	
2	1	33			2				
	2	42			3				
	3	41			4				
	4	41			5				
	5	42			6				
	6	35			7				
	7	40			8				
	8	38			9				
	9	34			10				
	10	35	2.40	5	1	123			
4	1	56			2	120			
	2	60			3	120			
	3	68			4	115			
	4	68			5	110			
	5	68			6	110			
	6	72			7	110			
	7	73			8	110			
	8	75			9	110			
	9	75			10	110	1.00		
	10	75	2.15	3	1	110			
6	1	89			2	100			
	2	100			3	95			
	3	120			4	95			
	4	137			5	80			
	5	151			6	80			
	6	151			7	76			
	7	152			8	75			
	8	155			9	74			
	9	155			10	73	1.00		
	10	155	1.75	1	1	63		H _b : profondeur du fond de forage 21.00m	
8	1				2	60		H _w : profondeur de la nappe pas	
	2				3	54		H _m : Hauteur du débitmètre 0.40m	
	3				4	50		H _a : Profondeur du niveau d'eau avant l'essai 3.00m	
	4				5	44		B : Diamètre du forage 0.116m	
	5				6	40		l : longueur de l'obturateur 1.50m	
	6				7	38		L : Longueur de la tranche 3.00m	
	7				8	37		P _g : Pression dans l'obturateur 20 BARS	
	8				9	36			
	9				10	35	1.00		
	10			0					
10	1			OBSERVATIONS: claquage du terrain à une pression maximum de 7 bars une chute de pression élévation du niveau d'eau dans le forage					
	2								
	3								
	4								
	5								
	6								
	7								
	8								
	9								
	10								

feuille d'essai Lugeon N°2				INFORMATIONS			
pression d'injection (bars)	temps (min)	volume injecté (L)	He (m)	pression d'injection (bars)	temps (min)	volume injecté (L)	He (m)
0			21.10	7	1		
2	1	200			2		
	2	219			3		
	3	222			4		
	4	222			5		
	5	222			6		
	6	222			7		
	7	222			8		
	8	222			9		
	9	222			10		
	10	222		5	1		
4	1				2		
	2				3		
	3				4		
	4				5		
	5				6		
	6				7		
	7				8		
	8				9		
	9				10		
	10			3	1		
6	1				2		
	2				3		
	3				4		
	4				5		
	5				6		
	6				7		
	7				8		
	8				9		
	9				10		
	10			1	1		
8	1				2		
	2				3		
	3				4		
	4				5		
	5				6		
	6				7		
	7				8		
	8				9		
	9				10		
	10			0			
10	1			OBSERVATIONS: claquage du terrain à une pression maximum de 2 bars chute de pression			
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
	9						
	10						

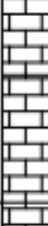
CHANTIER: CHEMIN DE FER DOUBLE VOIE
 OUED TLELAT-TLEMCEN
 29/12/2010
FORAGE: S-OA-168
OPERATEUR: M. BOUZABOUNE

H₀: profondeur du fond de forage 41.00m
H_u: profondeur de la nappe 21.40m
H_m: Hauteur du débimètre 0.40m
H_e: Profondeur du niveau d'eau avant l'essai 21.80m
B : Diamètre du forage 0.116m
I : longueur de l'obturateur 1.50m
L : Longueur de la tranche 2.00m
P_g : Pression dans l'obturateur 20 BARS

une

feuille d'essai Lugeon N°3				INFORMATIONS			
pression d'injection (bars)	temps (min)	volume injecté (L)	He (m)	pression d'injection (bars)	temps (min)	volume injecté (L)	He (m)
0			44.05	7	1	223	
2	1	22			2	222	
	2	31			3	222	
	3	36			4	222	
	4	45			5	221	
	5	48			6	220	
	6	52			7	220	
	7	55			8	218	
	8	56			9	218	
	9	56			10	218	
	10	55	44.02	5	1	200	
4	1	53			2	210	
	2	61			3	215	
	3	66			4	216	
	4	67			5	217	
	5	70			6	218	
	6	71			7	218	
	7	70			8	218	
	8	69			9	217	
	9	68			10	217	
	10	68	44.00	3	1	208	
6	1	67			2	212	
	2	81			3	213	
	3	83			4	214	
	4	85			5	214	
	5	87			6	216	
	6	89			7	214	
	7	91			8	213	
	8	93			9	212	
	9	93			10	213	
	10	92	44.00	1	1	205	
8	1	73			2	206	
	2	82			3	208	
	3	93			4	212	
	4	110			5	211	
	5	170			6	211	
	6	210			7	210	
	7	234			8	211	
	8	224			9	212	
	9	224			10	212	
	10	223		0			
10	1			OBSERVATIONS: claquage du terrain à une pression maximum de 8 bars chute de pression perte totale d'eau dans le forage			
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
	9						
	10						
				H _b : profondeur du fond de forage 48.00m H _w : profondeur de la nappe 21.40m H _m : Hauteur du débimètre 0.40m H _e : Profondeur du niveau d'eau avant l'essai 47.30m B : Diamètre du forage 0.116m I : longueur de l'obturateur 1.50m L : Longueur de la tranche 3.00m P _e : Pression dans l'obturateur 20 BARS			

une

CHIEF DE FILE										GROUPEMENT MOMENTANE D'ENTREPRISE										RAPPORT DE FORAGE									
 società italiana per condotte d'acqua S.p.A. <i>Fondata il 7 aprile 1999</i>										 BUREAU DE RECHERCHES										 GEODATA GEOENGINEERING CONSULTANTS									
REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMCEN (130 KM) DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE																				Entreprise executrice : KOTBIA Sondage : S-OA-170 nom doc :									
Coordonnées obtenues par GPS (m) : 3863665 - 659486										Date : 22/11/2009 - 13/12/2009										Foreuse : MUSTAG 850									
Niv de référence :					Prof. du roc : 0 m					Etat des échantillons :																			
Elévation :					Prof. du fin du sondage : 35.00 m					 Intact  Remanié  Perdu  Carotte																			
STRATIGRAPHIE :										INSTALLATION		ECHANTILLONS			S.P.T		CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX												
DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC										COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Nb coups / 150mm R[cm]	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw = facteur de réduction en présence d'eau					
1	Calcaire grisâtre très fracturée avec une matrice limoneuse rougeâtre																	80 %											
2	Calcaire grisâtre avec facturation remplis de limon jaune - rougeâtre																	95 %		26	6	3	8	1					
3																		100 %		85	6	1.8	0.75 - 1	1					
4	Calcaire grisâtre avec veines et cavité de dissolution remplis de calcite et sableux altérée rougeâtre, fracturé																	90 %		31	15	3	0.75 - 2	1					
5																		95 %		39	12	1.5	0.75 - 2	1					
6																		90 %		37	12	1.8	0.75 - 2	1					
7	Calcaire grisâtre fracturée avec veines remplis de calcite																	80 %		12	18	1.8	0.75 - 2	1					
8																		90 %		53	12	1.5	0.75 - 2	1					
9																		98 %		60	12	1.8	0.75 - 2	1					



REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMCEN (130 KM)
DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE

Entreprise executrice : KOTBIA
Sondage : S-OA-170

nom doc :

Coordonnées obtenues par GPS (m) : 3863665 - 659486

Date : 22/11/2009 - 13/12/2009

Foreuse : MUSTAG 850

Niv de référence :

Prof .du roc : 0 m

Elévation :

Coordonnées topo:

Prof .du fin du sondage : 35.00 m

Etat des échantillons :



PROFONDEUR (m)	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS			S.P.T	CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX					
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION % Nb coupes/250mm R(cm)	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw =facteur de réduction en présence d'eau
10	Calcaire fracturée grisâtre avec veines de calcite					101 mm		95 %		16	12	1.5	0.75 - 2	1
11								90 %		13	12	1.8	0.75 - 2	1
12								95 %		63	12	1.8	0.75 - 2	1
13								95 %		36	12	1.5	0.75 - 2	1
14	Calcaire fracturée grisâtre avec sable jaune - rouge (pas récupérée), veines remplis de calcite					101 mm		95 %		61	12	1.8	0.75 - 2	1
15								90 %		44	12	1.5	0.75 - 2	1
16								90 %		0	15	1.8	0.75 - 1	1
17								95 %		26	15	1.5	0.75 - 2	1
18								90 %		0	12 - 15	1.8	0.75 - 1	1

Societa Italiana per condotte d'acqua S.p.A. <i>Scalda d'acqua 2009</i> GROUPEMENT MOMENTANE D'ENTREPRISE		RAPPORT DE FORAGE GEOENGINEERING CONSULTANTS												
REALISATION DU TRONÇON 1 OUED TLELAT / TLEMCEN (130 KM) DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE ELECTRIFIEE OUED TLELAT/FRONTIERE MAROCAINE		Entreprise executrice : KOTBIA Sondage : S-0A-170 nom doc :												
Coordonnées obtenues par GPS (m) : 3863665 - 659486		Date : 22/11/2009 - 13/12/2009 Foreuse : MUSTAG 850												
Niv de référence : Elévation : Coordonnées topo:		Prof .du roc : 0 m Prof .du fin du sondage : 33.00 m Etat des échantillons : Intact Remanié Perdu Carotte												
PROFONDEUR (m)	STRATIGRAPHIE :		INSTALLATION		ECHANTILLONS		S.P.T	CLASSIFICATION MASSIF ROCHEUX						
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	COUPE LITHOLOGIQUE	piezomètre	TUBAGE DE REVETEMENT	TYPE ET NUMERO	CALIBRE	ETAT	RECUPERATION %	Profondeur (m)	N ou RQD	Jn = numero de familles de joints	Jr = numero de rugosité de joints	Ja = numero de altération de joints	Jw = facteur de réduction en présence d'eau
19	Calcaire grisâtre fracturée avec traces d'oxydation rougeâtre							80 %		0	12 - 15	1.5	0.75 - 1	1
20	Calcaire brèche grisâtre avec fractures et cavité de calcite							70 %		19	12	1.5	0.75 - 1	1
21	Calcaire intercalé à niveau altéré de calcite rosâtre sableux							60 %		23	12	1.5	0.75 - 1	1
22	Calcaire gris avec fractures de calcite							60 %		39	12	1.6	0.75 - 1	1
23	Calcaire grisâtre avec fractures remplis par sable de calcite altéré rosâtre							80 %		54	12	1.5	0.75	1
24	Calcaire très fracture gris avec niveau sableux e calcite altéré							70 %		0				
25	Calcaire gris avec veines de calcite							75 %		13	6	1.8	0.75	1
26	Calcaire gris fracturé avec veines de calcite rougeâtre							70 %		28	12	1.5	0.75 - 1	1
27								80 %		28	12	1.5	0.75 - 1	1

PHOTOS CAISSES A CAROTTES Sondage carotté S-OA-168

Sondage S-OA-170 - pk 126+491

Caisse 1

- Profondeur 0.00 – 5.00m



Sondage S-OA-170 - pk 126+491

Caisse 2

- Profondeur 5.00 – 10.00m



Sondage S-OA-170 - pk 126+491

Caisse 3

- Profondeur 10.00 – 15.00m



Sondage S-OA-170 - pk 126+491

Caisse 4

- Profondeur 15.00 – 20.00m



Sondage S-OA-170 - pk 126+491

Caisse 5

- Profondeur 20.00 – 25.00m



Sondage S-OA-170 - pk 126+491

Caisse 6

- Profondeur 25.00 – 30.00m





Annexe B

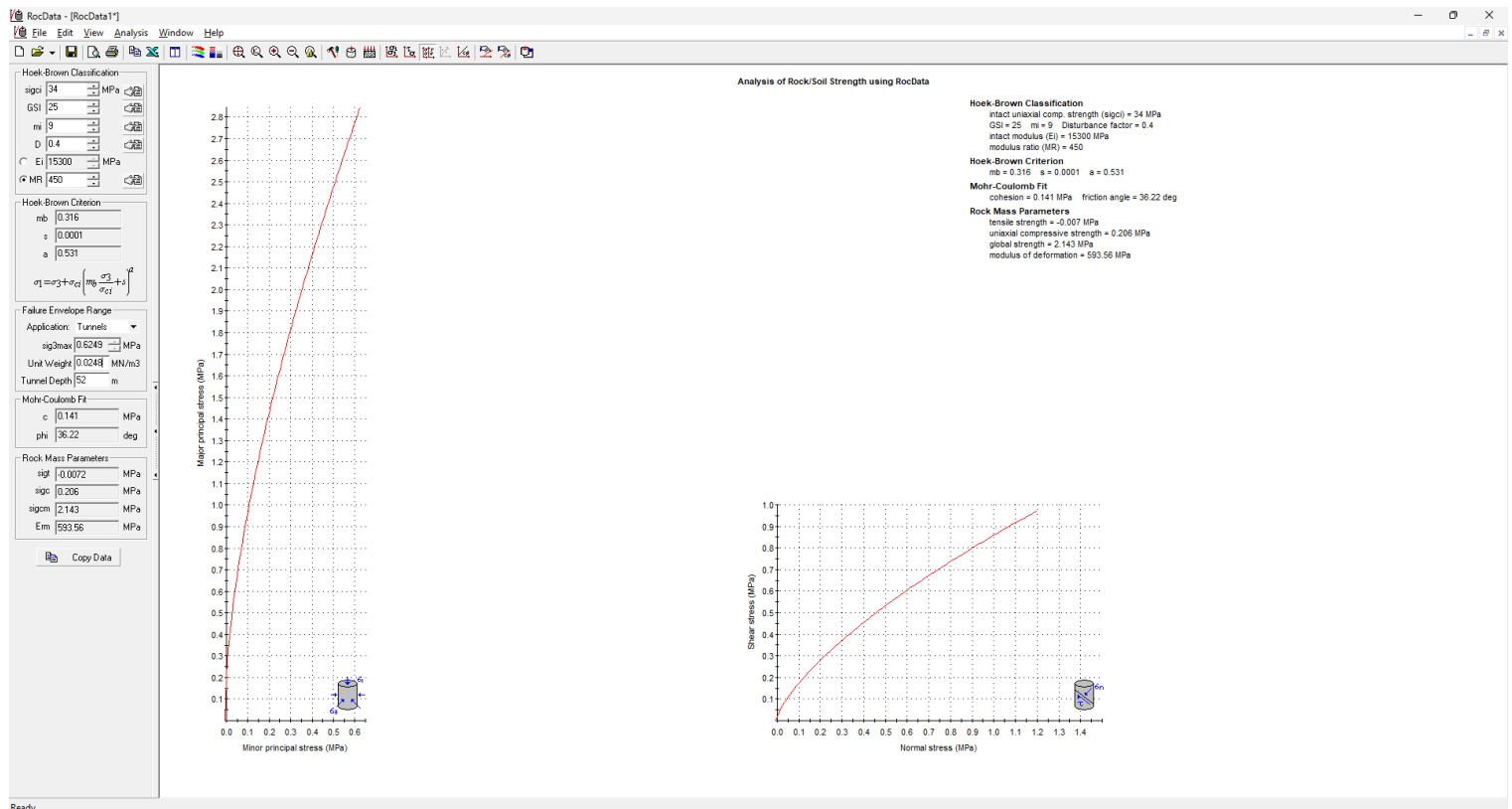


Figure IV.2: les résultats de la zone A sur ROCKDATA.

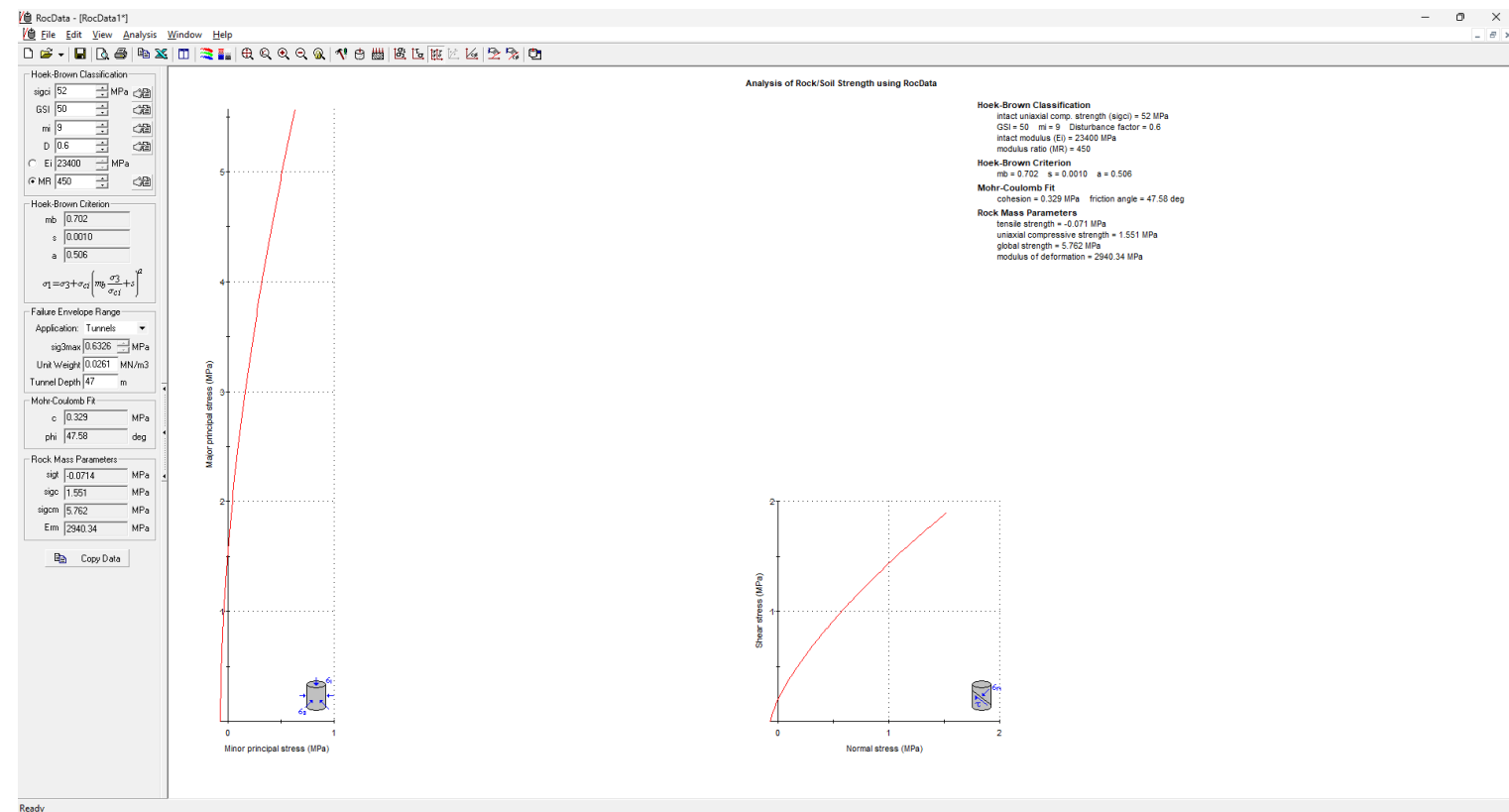


Figure IV.2: les résultats de la zone B sur ROCKDATA.

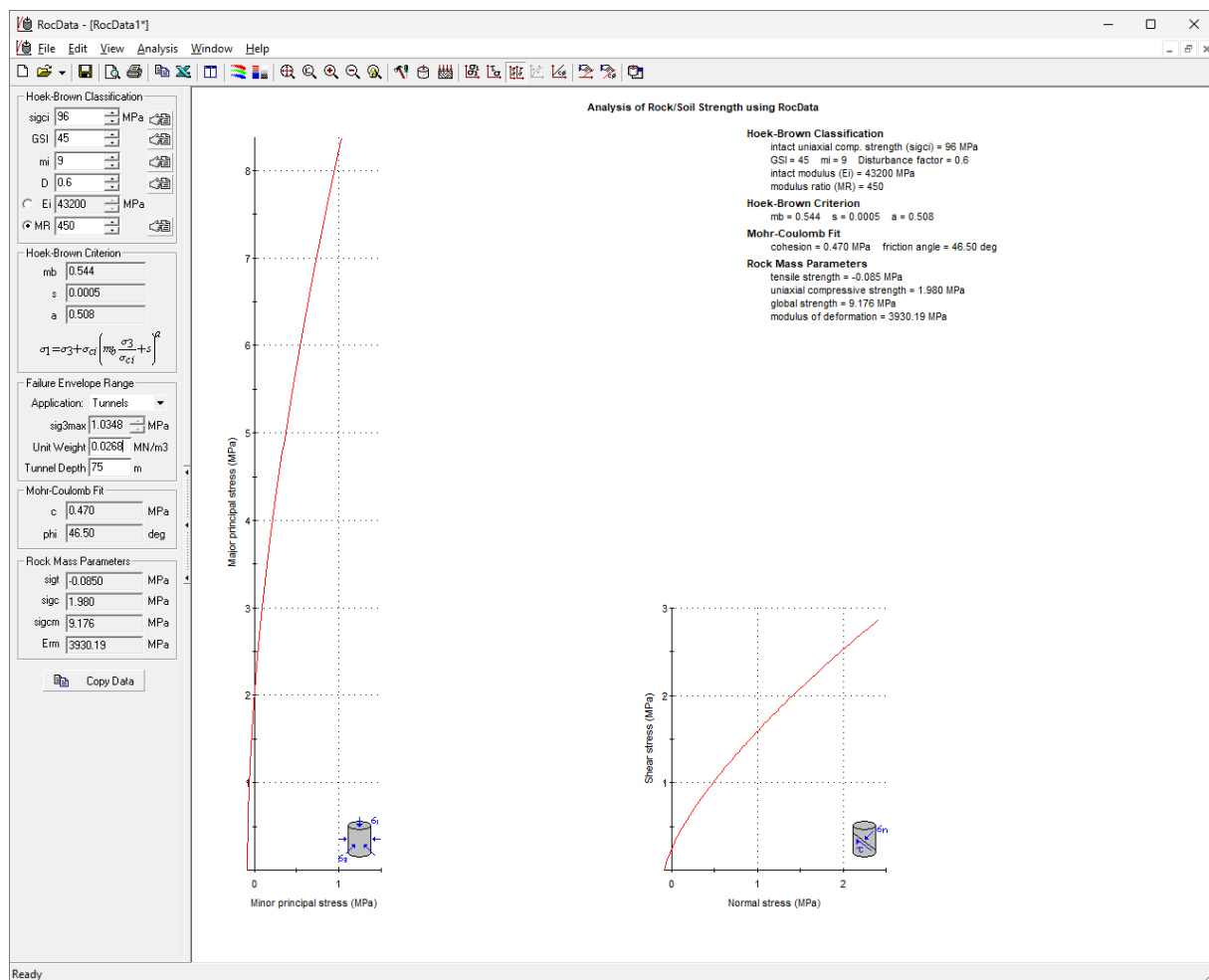


Figure IV.2: les résultats de la zone C sur ROCKDATA.

Annexe C

Tableau 01 : Valeurs types du constant mi (Hoek, 2007)

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21±3)	Sandstones 17±4	Siltstones 7±2	Claystone 4±2
			Breccias (19±5)		Greywackes 18±3	Shales (6±2)
						Marls (7±2)
	Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestone (12±3)	Sparitic limestone (10±2)	Micritic limestone (9±2)	Dolomites (9±3)
		Evaporites		Gypsum 8±2	Anhydrite 12±2	
		Organic				Chalk 7±2
METAMORPHIC	Non-foliated		Marble 9±3	Hornfels (19±4)	Quartzites 20±3	
					Metasandstones (19±3)	
	Slightly foliated		Migmatite 29±3	Amphibolites 26±6		
	Foliated		Gneiss 28±5	Schists 12±3	Phyllites (7±3)	Slates 7±4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32±3	Diorite 25±5		
			Granodiorite (29±3)			
		Dark	Gabbro 27±3	Dolerite (16±5)		
			Norite 20±5			
	Hypabyssal		Porphyries (20±5)		Diabase (15±5)	Peridotite (25±5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25±5)	Dacite (25±3)	Obsidian (19±3)
				Andesite 25±5	Basalt 25±5)	
		Pyroclastic	Agglomerate (19±3)	Breccia (19±5)	Tuff (13±5)	

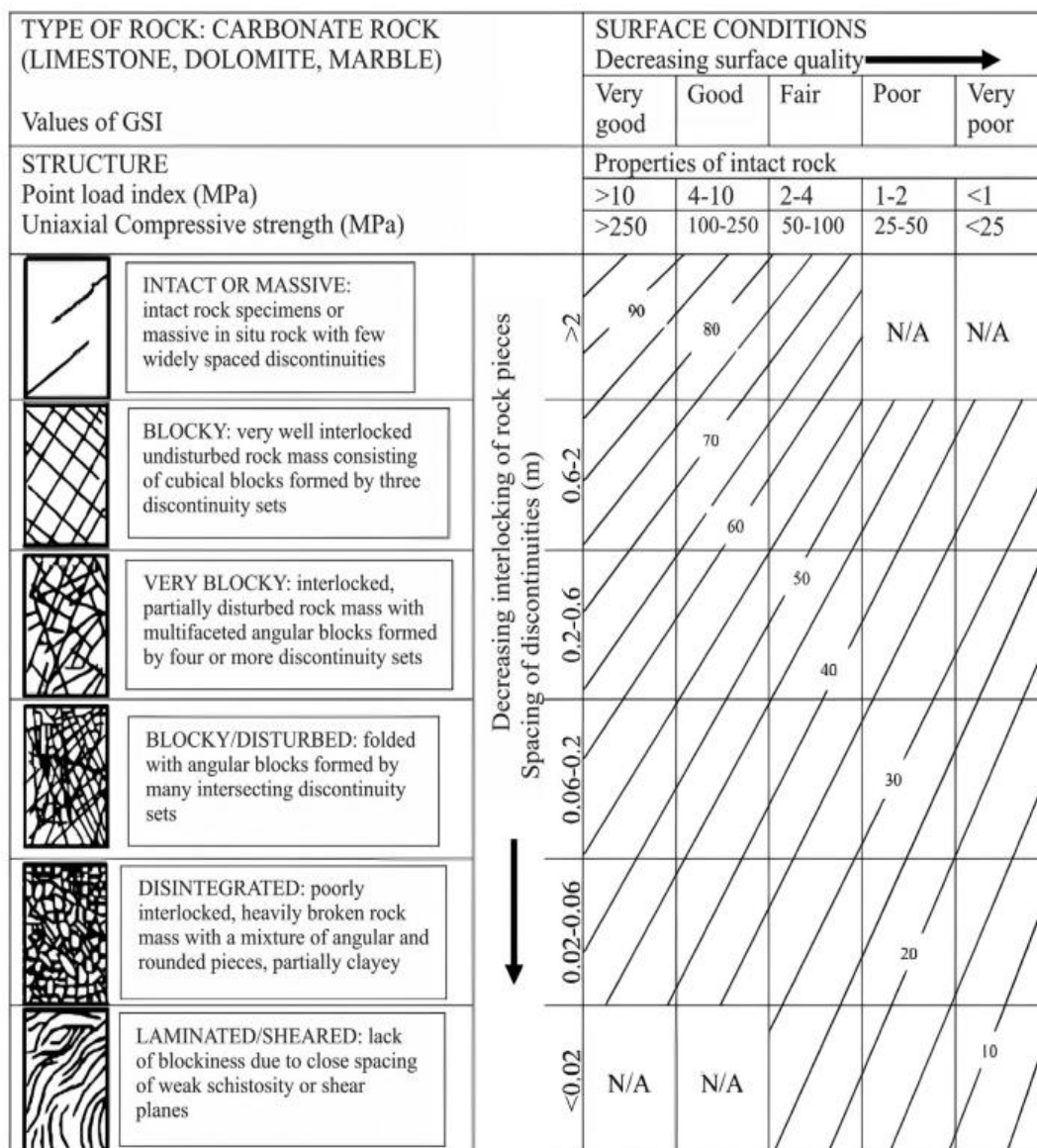


Figure IV.1: Quantitative GSI of carbonate rocks by Journal of Sustainable Mining

Tableau : Valeurs types du constant MR logiciel RocData

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300–400 Breccias 230–350	Sandstones 200–350	Siltstones 350–400 Greywackes 350	Claystones 200–300 Shales 150–250 Marls 150–200
			Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400–600	Sparitic limestones 600–800
	Evaporites			Gypsum (350)	Anhydrite (350)	
	Organic					Chalk 1000 +
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700–1000	Hornfels 400–700 Metasandstone 200–300	Quartzites 300–450	
	Slightly foliated		Migmatite 350–400	Amphibolites 400–500	Gneiss 300–750	
	Foliated			Schists 250–1100	Phyllites/Mica Schist 300–800	Slates 400–600
Igneous	Plutonic	Light	Granite 300–550 Granodiorite 400–450	Diorite 300–350		
		Dark	Gabbro 400–500 Norite 350–400	Dolerite 300–400		
	Hypabyssal			Porphyries (400)	Diabase 300–350	Peridotite 250–300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300–500 Andesite 300–500	Dacite 350–450 Basalt 250–450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400–600	Volcanic breccia (500)	Tuff 200–400	

CLASSES		TERMES DESCRIPTIFS DU NOMBRE DE FAMILLES DE DISCONTINUITES
N 1		Peu de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N 2	a	Une famille principale
	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N 3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N 4	a	Trois (et plus) familles principales
	b	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N 5		Nombreuses discontinuités sans organisation

Tableau 10 - Classes et description suivant le nombre de familles de discontinuités

CLASSES	VALEURS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF K_M (m/s)	TERMES DESCRIPTIFS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF
K 1	$< 10^{-8}$	Perméabilité faible
K 2	10^{-8} à 10^{-6}	Perméabilité moyenne
K 3	10^{-6} à 10^{-4}	Perméabilité forte
K 4	$> 10^{-4}$	Perméabilité très forte
K 5	Pratiquement infinie	De type karstique

Tableau 20 - Classes de perméabilité du massif

CLASSES	VALEURS D'ESPACEMENT cm	TERMES DESCRIPTIFS D'ESPACEMENT DES DISCONTINUITES D'UNE MEME FAMILLE
ES 1	> 200	Discontinuités très espacées
ES 2	60 à 200	Discontinuités espacées
ES 3	20 à 60	Discontinuités moyennement espacées
ES 4	6 à 20	Discontinuités rapprochées
ES 5	< 6	Discontinuités très rapprochées

Tableau 12 - Classes d'espacement des discontinuités

CLASSES	VALEURS DE RESISTANCE EN COMPRESSION UNIAXIALE σ_c	TERMES DESCRIPTIFS DE RESISTANCE
RC 1	$\sigma_c > 200 \text{ MPa}$	Résistance extrêmement élevée
RC 2	$100 \text{ MPa} < \sigma_c < 200 \text{ MPa}$	Résistance très élevée
RC 3	$50 \text{ MPa} < \sigma_c < 100 \text{ MPa}$	Résistance élevée
RC 4	$25 \text{ MPa} < \sigma_c < 50 \text{ MPa}$	Résistance moyenne
RC 5	$5 \text{ MPa} < \sigma_c < 25 \text{ MPa}$	Résistance faible
RC 6	$1 \text{ MPa} < \sigma_c < 5 \text{ MPa}$	Résistance très faible
RC 7	$\sigma_c < 1 \text{ MPa}$	Résistance extrêmement faible

Tableau 5 - Classes de résistance en compression uniaxiale

Catégorie	Désignation	Exemples	σ_c (MPa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	>200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolitis, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux gypses ou craies altérés	6 à 0,5
R5b		Alluvions graveleuses sables argileux normalement consolidés	<0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux limons fins	X
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	X

CLASSES	VALEURS DU MODULE DE DEFORMATION DU MASSIF E_{Mas} (GPa)	TERMES DESCRIPTIFS DE LA DEFORMABILITE DU MASSIF
$D_M 1$	> 30	Massif très peu déformable
$D_M 2$	10 à 30	Massif peu déformable
$D_M 3$	3 à 10	Massif moyennement déformable
$D_M 4$	1 à 3	Massif déformable
$D_M 5$	0,1 à 1	Massif très déformable
$D_M 6$	< 0,1	Massif extrêmement déformable

Tableau 18 - Classes de déformabilité du massif rocheux

Critère : Comportement mécanique

Tableau:1 Comportement mécanique			Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
						à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton				Injection	Air comprimé	Congélation
R 1			•			•					×	×	×			×	×	
R 2 a			•			•					×	×	×			×	×	
R 2 b					•	•	•				×	×	×			×	×	
R 3 a					•	•	•			•	×	×	×			×		
R 3 b					•		•			•		×	×		×			
R 4			×		•	×			•	•								
R 5 a			×		•	×			•	•	•							
R 5 b			×			×	×		•	•	•	•	•	•	•			
R 6 a			×		×	×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bcl			•	•		
R 6 b			×		×	×	×	×	Enf Bif	Enf Bif	Enf Bif	Bcl Bif	Bif	Bif	•	•		•

LEGENDE

Enf : avec enfilage

Bif : avec blindage du front

Bcl : avec bouclier

ENPC - COTUN

29 >

Critère : Discontinuités Explosif avec pré découpage

Tableau:2 Discontinuités (Cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)			Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
1/Matériaux rocheux (R1 à R4)						à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton				Injection	Air comprimé	Congélation
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)				(2)												
N 1			•									×	×					
N 2	Or2 ou Or3	S1 à S3	•									×	×			×		
N 2	quelconque	S1				•						×	×			×		
N 3		S2				•	•					×	×			×		
N 3 ou N 4		S3			•	Gr	Gr						×					×
		S4	×		•	Gr ou Bp	Gr ou Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp								×
		S5	×		•	×		Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp					×			×
N 5			×		•	×		Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•				×	•		×

2 / Soils (R5 et R6)

sans objet

NOTA : 1 / Pour la famille la plus dense

2 / Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE: Gr : avec grillage continu

Bp : avec béton projeté

Bl : avec blindage bois ou métallique

Critère : Discontinuités

Excavation mécanique (hors explosif)

Tableau 2 ter Discontinuités Cas de l'excavation mécanique 1/ Matériaux rocheux (Classes R1 à R4)			Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
N1			•											×	×	×	×
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3												×	×	×	×
N2		S1 / S2				•								×	×	×	×
N3		S3				•	•			•				×		×	×
N4		S4			•	Gr ou Bp	Gr ou Bp			•				×		×	×
N4		S5	×		•	Gr ou Bp	Gr ou Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp	•						
N5			×		•	×			Bl ou Bp	Bl ou Bp	•						

2/ Sols (R5 et R6)

sans objet

NOTA : 1/ Pour la famille la plus dense
2/ Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE : Gr : avec grillage continu
Bp : avec béton projeté
Bl : avec blindage bois ou métallique

Critère : Altérabilité – gonflement

Tableau 3 Altérabilité – gonflement		Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Terrains susceptibles de délitage	×		•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•	•					
Terrains susceptibles de dissolution (1)	×		•	×	×	×		Bl	Bl	•	•					•
Terrains gonflants	×		• (2)	×	Bp	Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp	•	•					
Autres terrains																

NOTA : 1/ Dans la mesure où ils sont placés dans des conditions où le risque existe (circulations d'eau).
2/ Le béton n'est recommandé qu'en absence de circulations d'eau dans le terrain

LEGENDE : Gr : avec grillage continu
Bp : avec béton projeté
Bl : avec blindage métallique ou bois

Critère : Hydrogéologie

Tableau: 4				Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
Hydrologie							a ancrage ponctuel	a ancrage repartit	barres foncées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Hors d'eau							(1)											(2)
Roches R1 à R4	Charge	H1 H2 ou H3	Perméabilité	K1 K2 ou K3	Dr	•	•	X	•	•							X	
				K4	X	•		X	•	•						•		
				K1 ou K2	Dr	•	•	X	•							X		
				K3 ou K4	X			X	•							•		
Sols R5 et R6	Charge	H1 H2 ou H3	Perméabilité	K1 ou K2	Dr X	X	X	X	•	•	•	•				X		
				K3	X	X	X	X	X	Enf	Enf	Enf	Bcl	•	•	•	•	
				K4	X	X	X	X	X	Enf Bif	Enf Bif	Enf Bif	Bcl Bif	Bif	• Bif	•	•	•

NOTA : 1/ Scellement au mortier ou aux résines spéciales à durcissement en présence d'eau
2/ ou bentonite (préférable dans les cas de très forte perméabilité)

LEGENDE : Dr : avec drainage
Enf : avec enfilage
Bif : avec blindage front
Bcl : avec bouclier

DESCRIPTION DE LA FRACTURATION		R.Q.D.	
A	Très forte	0	25
B	Forte	25	50
C	Moyenne	50	75
D	Faible	75	90
E	Très faible	90	100

NOMBRE DE FAMILLES DE DISCONTINUITÉS		Jn	
A	Roche massive, pas ou peu de fractures	0,5	1,0
B	Une famille de discontinuités	2	
C	Une famille de discontinuités et des discontinuités dispersées	3	
D	Deux familles de discontinuités	4	
E	Deux familles et des discontinuités dispersées	6	
F	Trois familles de discontinuités	9	
G	Trois familles et des discontinuités dispersées	12	
H	Quatre (ou plus) familles et des discontinuités dispersées, roche très densément fracturée en "morceaux de sucre"	15	
I	Roche broyée	20	

RUGOSITÉ DES DISCONTINUITÉS		Jr
Les deux éponges sont en contact		
A	Discontinuité non persistante ^{ou dissolue}	4
B	Discontinuité rugueuse ou irrégulière et ondulée	3
C	Discontinuité lisse et ondulée	2
D	Discontinuité lissée et ondulée	1,5
E	Discontinuité plane et rugueuse ou irrégulière	1,5
F	Discontinuité plane et lisse	1,0
G	Discontinuité lissée et plane	0,5
Les deux éponges ne sont pas en contact		
H	Discontinuité avec un remplissage argileux	1,0
I	Discontinuité avec un remplissage sableux graveleux ou de roche broyée	1,0

ALTERATION DE LA DISCONTINUITÉ		Ja	φ approximatif
Contact entre les deux éponges			
A	Remplissage imperméable, résistant fortement consolidé	0,75	—
B	Éponges non altérées, uniquement oxydées	1,0	25° - 35°
C	Éponges largement altérées, enduit sans minéraux argileux, mais avec des parties sableuses	2,0	25° - 30°
D	Enduit silteux ou sableux faiblement argileux	3,0	20° - 25°
E	Enduit de minéraux faiblement frottant c'est-à-dire kaolinite, mica, gypse, chlorite, talc, graphite... avec une petite quantité d'argiles gonflantes	4,0	8° - 16°
Éponges rocheuses restant en contact après un léger cisaillement			
F	Roche désintégrée, avec des parties sableuses mais sans argile	4,0	25° - 30°
G	Remplissage argileux fortement sur-consolidé	6,0	16° - 24°
H	Remplissage argileux faiblement à moyennement sur-consolidé	8,0	12° - 16°
I	Remplissage argileux avec minéraux gonflants ex montmorillonite, la valeur de Ja dépend du pourcentage de minéraux expansifs et des conditions d'hydratation	8,0 - 12,0	6° - 12°

ALTERATION DE LA DISCONTINUITÉ		J _a	φ approximatif
Les épontes ne sont pas en contact			
K L M	Zones ou bandes de roche désintégrée ou broyée avec des conditions d'argile identiques aux cas G, H et I	6,0 8,0	
N	Zones ou bandes de matériau silteux, ou sableux avec une faible teneur en argile	5,0	
P Q R	Zones ou bandes de matériau argileux épaisses avec des conditions sur les minéraux argileux identiques aux cas G, H et I	10,0 - 13,0 13,0 - 20,0	6° - 24°

EFFET DE L'EAU		J _w	H Charge hydraulique m
A	Excavation hors d'eau ou avec un débit très faible (< 5 l/mn) localement	1,0	< 10 m
B	Pression ou débit moyen, remplissage des discontinuités occasionnellement baigné	0,66	10 - 25
C	Pression ou débit important dans une roche compétente sans remplissage dans les discontinuités	0,5	25 - 100
D	Pression ou débit important remplissages largement baignés	0,33	25 - 100
E	Pression ou débit exceptionnellement élevé au moment de l'abattage puis diminuant avec le temps	0,2 - 0,1	> 100
F	Pression ou débit exceptionnellement élevé restant constant dans le temps	0,1 - 0,05	> 10

Facteur de contrainte		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
Ouvrage souterrains rencontrant des zones altérées susceptibles d'induire des instabilités de masses rocheuses lors de l'excavation				
A	Multiples zones d'altération contenant des argiles ou du matériau chimiquement dégradé			10,0
B	Une zone d'altération isolée contenant des argiles ou du matériau chimiquement dégradé, à une profondeur < 50 m			5,0
C	Idem mais profondeur > 50 m			2,5
D	Multiple zones de cisaillement dans une roche compétente sans argile			7,5
E	Zone de cisaillement isolée dans roche compétente, sans argile, profondeur < 50 m			5,0
F	Idem mais profondeur > 50 m			2,5
G	Discontinuités ouvertes, roche fortement fracturée			5,0
Roches compétentes – Etat de contrainte				
H	Faible contrainte, faible profondeur	> 200	> 13	2,5
I	Contrainte moyenne	10 - 200	0,66 - 13	1,0
J	Contrainte importante, structure fortement comprimée	5 - 10	0,33 - 0,66	0,5 - 2
K	Ecaillage moyen	2,5 - 5	0,16 - 0,33	5 - 10
L	Ecaillage important	< 2,5	< 0,16	10 - 20

Facteur de contrainte		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
Roches poussantes, déformation importantes				
M	Pression de déformation moyenne			5 - 10
N	Pression de déformation élevée			10 - 20
Roches gonflantes				
O	Pression de gonflement moyenne			5 - 10
P	Pression de gonflement élevée			10 - 20

ESR (Equivalent Support Ratio)

Nature de l'ouvrage		ESR	N
A.	Galeries temporaires de mines, etc.	env. 3,5 ?	(2)
B.	Puits verticaux : - section circulaire - section rectangulaire/carrée	env. 2,5 ? env. 2,0 ?	(0) (0)
C.	Galeries permanentes de mines, galeries hydrauliques d'aménagements hydro-électriques (à l'exclusion des galeries à forte charge), galeries pilotes, etc.	1,6	(83)
D.	Salles de stockage, usines de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galeries d'accès, etc.	1,3	(25)
E.	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomiques, entrées en galeries, croisements, etc.	1,0	(79)
F.	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportifs ou publics, installations industrielles, etc.	env. 0,8 ?	(2)

D'après ENPC - COTUN Intervenants : Fabien BINET, Julian MARLINGE

Tableau 01 : : Principe général de la classification RMR de Bieniawski

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER			Range of values // ratings						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	RATING		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
	RATING		20	17	13	8	5		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	RATING		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Rating	6	4	2	1	0		
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Rating	6	5	4	1	0		
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided		
		Rating	6	5	3	1	0		
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling			
			-	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm		
		Rating	6	4	2	2	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min		
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing		
RATING			15	10	7	4	0		

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

Tableau 01 : : Classes de qualité du massif rocheux selon la classification RMR

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

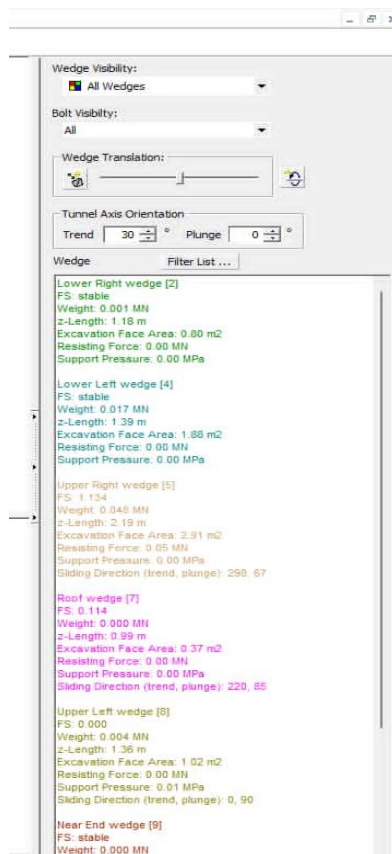
Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

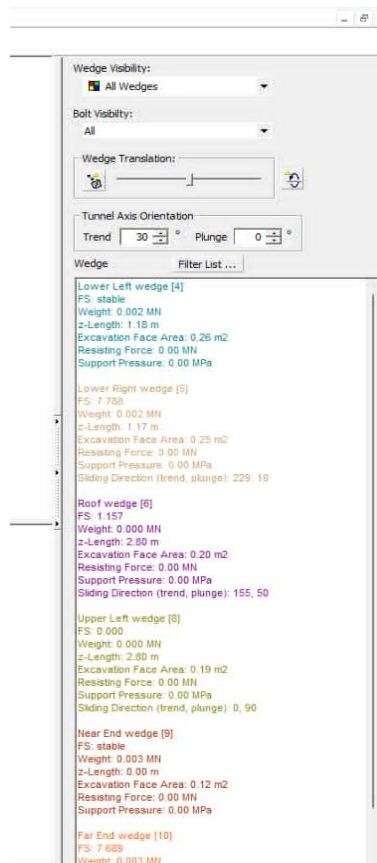
Class No.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	< 45°	35 - 45°	25 - 35°	15 - 25°	< 15°

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES MÉTALLIQUES	
	Espace- ment	Complé- ment d'ancrage	Voûte	Pié- droits	Complé- ment de soutène- ment	Type	Espace- ment
1	GÉNÉRALEMENT PAS NÉCESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasion- nellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton pro- jeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasion- nellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espace- ment	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé bou- lons et cin- tres légers	Immédiat- ement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avance- ment	0,7 m

Annexe D



Levé R21



Levé R22

Wedge Visibility:

All Wedges

Bolt Visibility:

All

Wedge Translation:

Tunnel Axis Orientation
Trend

30

° Plunge

0

°

Wedge

Filter List ...

Lower Right wedge [2]
FS: 0.758
Weight: 0.000 MN
z-Length: 0.45 m
Excavation Face Area: 0.01 m2
Resisting Force: 0.00 MN
Support Pressure: 0.00 MPa
Sliding Direction (trend, plunge): 36, 68

Roof wedge [3]
FS: 0.710
Weight: 0.001 MN
z-Length: 0.30 m
Excavation Face Area: 0.05 m2
Resisting Force: 0.00 MN
Support Pressure: 0.04 MPa
Sliding Direction (trend, plunge): 45, 73

Floor wedge [6]
FS: stable
Weight: 0.001 MN
z-Length: 0.30 m
Excavation Face Area: 0.05 m2
Resisting Force: 0.00 MN
Support Pressure: 0.00 MPa

Lower Left wedge [7]
FS: 0.389
Weight: 0.000 MN
z-Length: 0.20 m
Excavation Face Area: 0.00 m2
Resisting Force: 0.00 MN
Support Pressure: 0.00 MPa
Sliding Direction (trend, plunge): 100, 80

Near End wedge [9]
FS: 0.723
Weight: 0.001 MN
z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 0.11 m2
Resisting Force: 0.00 MN
Support Pressure: 0.00 MPa
Sliding Direction (trend, plunge): 45, 73

Far End wedge [10]
FS: stable

Levé R23

Wedge Visibility:

All Wedges

Bolt Visibility:

All

Wedge Translation:

Tunnel Axis Orientation
Trend

30

° Plunge

0

°

Wedge

Filter List ...

Lower Right wedge [1]
FS: stable
Weight: 0.022 MN
z-Length: 2.90 m
Excavation Face Area: 4.81 m2
Resisting Force: 0.00 MN
Support Pressure: 0.00 MPa

Lower Left wedge [2]
FS: stable
Weight: 0.043 MN
z-Length: 2.92 m
Excavation Face Area: 6.17 m2
Resisting Force: 0.00 MN
Support Pressure: 0.00 MPa

Upper Left wedge [6]
FS: 124.137
Weight: 0.002 MN
z-Length: 2.54 m
Excavation Face Area: 0.97 m2
Resisting Force: 1.07 MN
Support Pressure: 0.00 MPa
Sliding Direction (trend, plunge): 30, 85

Roof wedge [7]
FS: 87.777
Weight: 0.030 MN
z-Length: 2.94 m
Excavation Face Area: 4.02 m2
Resisting Force: 5.14 MN
Support Pressure: 0.00 MPa
Sliding Direction (trend, plunge): 310, 85

Roof wedge [8]
FS: 166.724
Weight: 0.009 MN
z-Length: 2.89 m
Excavation Face Area: 2.36 m2
Resisting Force: 4.28 MN
Support Pressure: 0.00 MPa
Sliding Direction (trend, plunge): 0, 90

Levé R24