

Titre: Modélisation numérique de tunnels de métro dans les massifs
Title: rocheux sédimentaires de la région de Montréal

Auteur: Catherine Lavergne
Author:

Date: 2016

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Lavergne, C. (2016). Modélisation numérique de tunnels de métro dans les
Citation: massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal [Mémoire de maîtrise,
École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
<https://publications.polymtl.ca/2137/>

 Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2137/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Robert Corthésy, & Maria-Helena Leite
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE TUNNELS DE MÉTRO DANS LES
MASSIFS ROCHEUX SÉDIMENTAIRES DE LA RÉGION DE MONTRÉAL

CATHERINE LAVERGNE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE EN SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)

AVRIL 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE TUNNELS DE MÉTRO DANS LES
MASSIFS ROCHEUX SÉDIMENTAIRES DE LA RÉGION DE MONTRÉAL

présenté par : LAVERGNE Catherine

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise en sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. COURCELLES Benoit, Dr., président

M. CORTHÉSY Robert, Ph. D., membre et directeur de recherche

Mme LEITE Maria Helena, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. HABIMANA Jean, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je souhaite remercier M. Robert Corthésy, mon directeur de recherche, et Mme Maria Helena Leite, ma codirectrice, de Polytechnique Montréal pour leur mentorat remarquable. Je leur suis reconnaissante pour toutes les connaissances et les conseils qu'ils ont partagés avec moi. Je souhaite les remercier également pour leur confiance.

Merci à M. Jean Habimana, mon superviseur en entreprise chez Hatch, de m'avoir donné l'occasion d'évoluer dans un milieu professionnel stimulant. Merci également à Anne Tremblay Laforce de m'avoir recommandée auprès de M. Jean Habimana. J'ai beaucoup apprécié leur aide et notre collaboration.

Je souhaite remercier le FQRNT, le CRSNG et la compagnie Hatch pour leur soutien financier dans le cadre du programme de bourse en milieu pratique BMP Innovation.

Pour finir, j'aimerais remercier ma famille : Louis Lavergne, Linda Rheault et Louis-Mathieu Lavergne. J'ai pu compter sur eux tout au long de mon cheminement scolaire. Merci Louis de m'avoir encouragée à faire des études supérieures, Linda pour ton soutien et ton attitude positive et Louis-Mathieu pour le support technologique. Je suis fière d'être la quatrième ingénieure d'une famille si unie. J'aimerais aussi remercier Francis-Olivier LeBlanc pour son support et sa confiance.

RÉSUMÉ

Les formations géologiques de la région de Montréal sont composées de roches sédimentaires. L'approche usuelle de conception basée sur les systèmes de classification des massifs rocheux consiste à supposer le massif comme étant équivalent à un milieu continu homogène isotrope. Or, pour les excavations peu profondes, la stabilité est généralement contrôlée par les structures géologiques, qui à Montréal, sont principalement les plans de litage qui confèrent au massif une forte anisotropie de résistance et de déformabilité. Les objectifs de la recherche ont été de réaliser un modèle numérique qui considère l'anisotropie des roches sédimentaires et de réaliser des analyses paramétriques permettant de mettre en lumière les propriétés mécaniques dominantes ayant une incidence marquée sur les déplacements, les contraintes et les ruptures autour d'excavations de métro sans soutènement. Les données géotechniques utilisées proviennent d'un projet de prolongement du métro de Montréal mises à la disposition de l'auteur pour cette recherche. Les géométries d'excavation analysées sont le tunnel, la station et un garage souterrain composé de trois (3) tunnels parallèles pour des épaisseurs de couvert rocheux entre 4 et 16 m.

Le modèle numérique est réalisé avec le logiciel FLAC, qui permet la représentation des milieux continus, et le modèle de comportement *ubiquitous joint* pour simuler l'anisotropie de résistance des massifs rocheux sédimentaires. Le modèle considère les contraintes gravitaires pour un milieu stratifié et les pressions interstitielles. En tout, onze (11) paramètres de conception ont été analysés. Les résultats montrent que la résistance en compression simple, la présence d'une zone de failles et les pressions interstitielles dans les sols ont une influence marquée sur la stabilité du modèle. La géométrie de l'excavation, l'épaisseur du couvert rocheux, le RQD, le coefficient de Poisson et la présence de contraintes techniques horizontales ont une influence modérée. Enfin, les paramètres de résistance de *ubiquitous joint*, les pressions interstitielles dans le massif rocheux, la largeur des piliers du garage et l'endommagement du massif rocheux lié à la méthode d'excavation ont une faible influence. Les résultats de FLAC ont été comparés à ceux de UDEC, un logiciel qui utilise la méthode des éléments distincts. Des conclusions semblables ont été obtenues concernant les déplacements, les contraintes et les modes ruptures. Cependant, le modèle UDEC donne des résultats légèrement moins conservateurs.

Cette étude se distingue par son caractère local et la quantité importante de données géotechniques

disponibles pour déterminer les paramètres du modèle numérique. Les résultats ont mené à des recommandations sur les essais en laboratoire qu'il serait intéressant d'appliquer pour caractériser davantage le comportement anisotrope des roches sédimentaires de la région de Montréal.

ABSTRACT

Geological formations of the Montreal area are mostly made of limestones. The usual approach for design is based on rock mass classification systems considering the rock mass as an equivalent continuous and isotropic material. However, for shallow excavations, stability is generally controlled by geological structures, that in Montreal, are bedding plans that give to the rock mass a strong strain and stress anisotropy. Objects of the research are to realize a numerical modeling that considers sedimentary rocks anisotropy and to determine the influence of the design parameters on displacements, stresses and failure around metro unsupported underground excavations. Geotechnical data used for this study comes from a metro extension project and has been made available to the author. The excavation geometries analyzed are the tunnel, the station and a garage consisting of three (3) parallel tunnels for rock covered between 4 and 16 m.

The numerical modeling has been done with FLAC software that represents continuous environment, and *ubiquitous joint* behavior model to simulate strength anisotropy of sedimentary rock masses. The model considers gravity constraints for an anisotropic material and pore pressures. In total, eleven (11) design parameters have been analyzed. Results show that unconfined compressive strength of intact rock, fault zones and pore pressures in soils have an important influence on the stability of the numerical model. The geometry of excavation, the thickness of rock covered, the RQD, Poisson's ratio and the horizontal tectonic stresses have a moderate influence. Finally, *ubiquitous joint* parameters, pore pressures in rock mass, width of the pillars of the garage and the damage linked to the excavation method have a low impact. FLAC results have been compared with those of UDEC, a software that uses the distinct element method. Similar conclusions were obtained on displacements, stress state and failure modes. However, UDEC model give slightly less conservative results than FLAC

This study stands up by his local character and the large amount of geotechnical data available used to determine parameters of the numerical model. The results led to recommendations for laboratory tests that can be applied to characterize more specifically anisotropy of sedimentary rocks.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVII
LISTE DES ANNEXES.....	XXI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte de l'étude	1
1.2 Objectif de la présente recherche.....	2
1.3 Impacts anticipés et plan du mémoire.....	2
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	4
2.1 Anisotropie des massifs rocheux sédimentaires.....	4
2.1.1 Qu'est-ce que l'anisotropie ?.....	4
2.1.2 Isotropie transversale.....	5
2.1.3 Anisotropie de résistance et de déformation	5
2.1.4 Influence de l'anisotropie sur les contraintes gravitaires	8
2.2 Roches sédimentaires de la région de Montréal.....	9
2.3 Techniques de modélisation numérique	12
2.3.1 Pourquoi utiliser la modélisation numérique	12
2.3.2 Représentation des massifs rocheux.....	12

2.3.3	Modèles de comportement pour représenter l'anisotropie des massifs rocheux sédimentaires.....	14
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE		15
3.1	Généralités.....	15
3.1.1	Choix du logiciel FLAC ^{2D}	15
3.1.2	Modèle de comportement <i>ubiquitous joint</i>	16
3.1.3	Critères de conception du modèle numérique	18
3.2	Création des modèles numériques.....	19
3.2.1	Hypothèses	19
3.2.2	Géométrie des excavations du métro	19
3.2.3	Symétrie	21
3.2.4	Position des frontières	21
3.2.5	Interface.....	22
3.2.6	Maillage.....	22
3.2.7	Absence de soutènement structural	24
3.2.8	Contraintes in situ.....	24
3.2.9	Pressions interstitielles	24
3.2.10	Conditions aux frontières	25
3.3	Paramètres géomécaniques	26
3.3.1	Paramètres du massif rocheux.....	27
3.3.2	Paramètres des <i>ubiquitous joints</i>	30
3.4	Études paramétriques	32
CHAPITRE 4 PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE		33
4.1	Étude géotechnique pour le prolongement du métro de Montréal	33

4.1.1	Résultats des essais en laboratoire	33
4.1.2	Classification géomécanique du massif rocheux	34
4.2	Intrants de la simulation numérique	36
4.2.1	Paramètres géomécaniques	36
4.2.2	Contraintes gravitaires du massif rocheux	41
4.2.3	Pressions interstitielles	43
4.2.4	Endommagement lié à la méthode d'excavation du massif rocheux	45
4.2.5	Zone de failles	47
4.2.6	Tableau résumé des intrants du modèle numérique	48
4.3	Influence des paramètres sur la simulation numérique	49
4.3.1	Généralités.....	50
4.3.2	Épaisseur du couvert rocheux et géométrie de l'excavation	53
4.3.3	RQD	57
4.3.4	Résistance en compression simple de la roche intacte	60
4.3.5	Coefficient de Poisson.....	64
4.3.6	Paramètres de résistance des <i>ubiquitous joints</i>	68
4.3.7	Présence de pressions interstitielles	73
4.3.8	Contraintes tectoniques horizontales.....	77
4.3.9	Largeur des piliers du garage souterrain	81
4.3.10	Endommagement du massif rocheux lié à la méthode d'excavation	83
4.3.11	Zone de failles	87
4.3.12	Récapitulatif de l'influence des paramètres	89
4.4	Comparaison avec un modèle discontinu (UDEC)	92
4.4.1	Intrants.....	92

4.4.2	Modèle.....	93
4.4.3	Comparaison des résultats avec FLAC	95
4.5	Discussion des résultats.....	97
CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....		101
5.1	Recommandations	102
BIBLIOGRAPHIE		103
ANNEXES		106

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Classification du degré d'anisotropie basée sur le rapport d'anisotropie.....	7
Tableau 2.2 : Exemples de rapports d'anisotropie de roches transversalement isotropes.	7
Tableau 3.1: Paramètres du modèle de comportement <i>ubiquitous joint</i>	27
Tableau 3.2 : Équations des paramètres du massif rocheux.....	29
Tableau 4.1 : Résultats des essais en laboratoire pour les Formations de Montréal et Tétreauville.....	34
Tableau 4.2 : Classifications géomécaniques (RQD, RMR' ₈₉ et GSI) minimum, moyenne et maximum des massifs rocheux et de la zone de roc fracturé à la surface.	35
Tableau 4.3 : Paramètres du RMR' ₈₉ minimum	35
Tableau 4.4 : Contrainte de confinement maximale, cohésion et angle de frottement interne du massif rocheux en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.	38
Tableau 4.5 : Paramètre de l'équation de Barton (1973) pour déterminer l'angle de frottement des <i>ubiquitous joints</i>	40
Tableau 4.6 : Paramètres de déformabilité du calcaire de St-Marc.	42
Tableau 4.7 : Intrants pour les pressions interstitielles pour le sol (till), le roc et l'eau.....	45
Tableau 4.8 : Classifications géomécaniques (RQD, RMR' ₈₉ et GSI) de la zone de failles.....	47
Tableau 4.9 : Paramètres du RMR' ₈₉ pour la zone de failles (Bieniawski, 1989).	48
Tableau 4.10 : Intrants FLAC pour les sols (till), le roc fracturé, le massif rocheux, la zone de failles et la zone endommagée par le sautage adouci.....	49
Tableau 4.11 : Signification des symboles des ruptures dans FLAC.....	52
Tableau 4.12 : Paramètres du massif rocheux en fonction du RQD.	58
Tableau 4.13 : Paramètres du roc fracturé, du massif rocheux et des <i>ubiquitous joints</i> en fonction de la résistance en compression simple de la roche intacte.....	61

Tableau 4.14 : Résistance en tension et cohésion des <i>ubiquitous joints</i> en fonction du rapport d'anisotropie du massif rocheux.	68
Tableau 4.15 : Résumé de l'influence des paramètres sur les déplacements, les ruptures et le nombre de valeurs qui dépendent du paramètre qui varie.....	90
Tableau 4.16 : Paramètres du modèle numérique UDEC.	92
Tableau 4.17 : Valeur des intrants de UDEC.	93

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Roche stratifiée transversalement isotrope.	5
Figure 2.2 : Contraintes principales majeures à la rupture de l'ardoise en fonction de l'angle entre la contrainte principale majeure et la normale aux plans d'isotropie.....	6
Figure 2.3 : Coefficients de Poisson d'un matériau élastique transversalement isotrope.	8
Figure 3.1 : Géométrie des tunnels du métro de Montréal.	20
Figure 3.2 : Géométrie des stations du métro de Montréal.	20
Figure 3.3 : Réduction de la taille du modèle numérique d'une représentation 3D à 2D et en utilisant l'axe de symétrie.	21
Figure 3.4 : Dimensions minimales de la grille pour la simulation numérique d'un tunnel peu profond.	22
Figure 3.5 : Maillage du modèle numérique (tunnel, couvert rocheux de 8 m).	23
Figure 3.6 : Localisation des conditions aux frontières pour les déplacements horizontaux, verticaux et dans les deux directions ainsi que les pressions interstitielles.	26
Figure 3.7 : Phénomène de dilatance dans le roc, les matériaux cimentés et le sable dense.	30
Figure 4.1 : Essais en traction directe et indirecte (essais brésiliens) sur des échantillons de carottes de forages verticaux de roches sédimentaires stratifiées horizontalement.	37
Figure 4.2 : Contraintes horizontales avant l'excavation en fonction de la profondeur calculée avec le modèle élastique transversalement isotrope de FLAC et l'équation d'Amadei et al. (1988).	43
Figure 4.3 : Méthodes d'excavation analysées pour l'excavation du métro de Montréal.	46
Figure 4.4 : Zone endommagée en périphérie du tunnel de métro suite au sautage adouci.	46
Figure 4.5 : Origine, abscisse et ordonnée du modèle numérique.	50
Figure 4.6 : Déplacements verticaux aux toits du tunnel, de la station et du garage en fonction du couvert rocheux.	54

Figure 4.7 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel, de la station et du garage pour une épaisseur de couvert rocheux de 12 m.	55
Figure 4.8 : Déplacements maximums, ruptures et état de contraintes au toit du tunnel en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.	56
Figure 4.9 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction du RQD et de l'épaisseur du couvert rocheux.	58
Figure 4.10 : Ruptures autour du tunnel identifiées par FLAC en fonction du RQD et de l'épaisseur du couvert rocheux.	59
Figure 4.11 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction de la résistance en compression simple de la roche intacte et de l'épaisseur du couvert rocheux.	61
Figure 4.12 : Contraintes verticales et horizontales effectives au-dessus du toit du tunnel au centre en fonction de la résistance en compression simple de la roche intacte pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.	62
Figure 4.13 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction de la résistance en compression simple de la roche intacte et de l'épaisseur du couvert rocheux.	63
Figure 4.14 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction du coefficient de Poisson du massif rocheux et de l'épaisseur du couvert rocheux.	65
Figure 4.15 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction du coefficient de Poisson du massif rocheux et de l'épaisseur du couvert rocheux.	66
Figure 4.16 : Contraintes verticales et horizontales effectives au centre du toit du tunnel en fonction du coefficient de Poisson du massif rocheux et de l'épaisseur du couvert rocheux.	67
Figure 4.17 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction de la résistance en tension et de la cohésion des <i>ubiquitous joints</i> associées au rapport d'anisotropie et de l'épaisseur du couvert rocheux.	69
Figure 4.18 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction de la résistance en tension et de la cohésion des <i>ubiquitous joints</i> associées au rapport d'anisotropie et de l'épaisseur du couvert rocheux.	70

Figure 4.19 : Ruptures identifiées par FLAC en fonction de l'angle de frottement des <i>ubiquitous joints</i> et de l'épaisseur du couvert rocheux pour des massifs rocheux moyennement et très anisotrope.	71
Figure 4.20 : Contraintes verticales et horizontales effectives au toit du tunnel pour un couvert rocheux de 16 m d'épaisseur et un rapport d'anisotropie de 6.	72
Figure 4.21 : Pressions interstitielles du régime stationnaire pour le tunnel avec un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.	73
Figure 4.22 : Déplacements maximums au toit du tunnel en l'absence et en présence de pressions interstitielles en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.	74
Figure 4.23 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en l'absence et en présence de pressions interstitielles en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.	74
Figure 4.24 : Contraintes verticales effectives dans la région centrale du toit du tunnel en l'absence et en présence de pressions interstitielles.	75
Figure 4.25 : Tassements maximums à la surface du sol en absence et en présence de pressions interstitielles en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.	76
Figure 4.26 : Direction des déplacements autour du tunnel en fonction du coefficient de poussée des terres pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.	78
Figure 4.27 : Déplacements au toit du tunnel en fonction du coefficient de poussée des terres pour des couverts rocheux de 8 et 12 m d'épaisseur.	78
Figure 4.28 : Contraintes horizontales au toit du tunnel en fonction du coefficient de poussée des terres pour des couverts rocheux de 8 et 12 m d'épaisseur.	79
Figure 4.29 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction du coefficient de poussée des terres et de l'épaisseur du couvert rocheux.	80
Figure 4.30 : Déplacements maximums aux toits des tunnels du centre et des extrémités du garage en fonction de la largeur des piliers et de l'épaisseur du couvert rocheux.	81
Figure 4.31 : Ruptures identifiées par FLAC autour des tunnels du garage en fonction de la largeur des piliers et de l'épaisseur du couvert rocheux.	82

Figure 4.32 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction de l'indice d'endommagement du massif rocheux lié à la méthode d'excavation pour le mineur en continu et le sautage adouci et de l'épaisseur du couvert rocheux.....	84
Figure 4.33 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction de l'indice d'endommagement du massif rocheux lié à la méthode d'excavation pour le mineur en continu et le sautage adouci et de l'épaisseur du couvert rocheux.....	85
Figure 4.34 : Déplacements maximums aux toits des tunnels du centre et des extrémités du garage en fonction de l'indice d'endommagement du massif rocheux (mineur en continu et sautage adouci), du couvert rocheux et de la largeur des piliers du garage.	86
Figure 4.35 : Ruptures identifiées par FLAC autour des tunnels du garage en fonction de l'indice d'endommagement (mineur en continu et sautage adouci) et de la largeur des piliers pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.	87
Figure 4.36 : Déplacements maximums au toit du tunnel pour le roc sain et la zone de failles en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.....	88
Figure 4.37 : Ruptures identifiées par FLAC pour un tunnel construit dans le roc sain ou une zone de failles en fonction du couvert rocheux.	89
Figure 4.38 : Géométrie du modèle, du tunnel, des blocs et du maillage de UDEC pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.	94
Figure 4.39 : Déplacements verticaux au toit du tunnel pour le modèle de comportement <i>ubiquitous joint</i> de FLAC et UDEC.....	95
Figure 4.40 : Modes de ruptures de FLAC et glissement et ouverture des discontinuités dans UDEC autour du tunnel en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.....	96
Figure 4.41 : Plasticité parfaite.	99

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

2D	Deux dimensions
3D	Trois dimensions
a	Constante du massif rocheux du critère de rupture Hoek-Brown
β	Angle entre la contrainte principale majeur et la normale au plan d'isotropie
c	Cohésion
c'	Cohésion effective
c_j	Cohésion des <i>ubiquitous joints</i>
c_m	Cohésion du massif rocheux
C_0	Résistance en compression simple de la roche intacte
$C_{0(\perp)}$	Résistance en compression simple de la roche intacte dans la direction perpendiculaire aux plans d'isotropie
$C_{0(\min)}$	Résistance en compression simple de la roche intacte minimum
$^\circ$	Degré
d	Diamètre du tunnel
D	Indice d'endommagement du massif rocheux
E	Module de déformabilité
E_1	Module de déformabilité dans le plan d'isotropie
E_2	Module de déformabilité dans le plan perpendiculaire au plan d'isotropie
E_i	Module de déformabilité de la roche intacte
E_m	Module de déformabilité du massif rocheux
γ	Poids volumique
g	Accélération gravitationnelle
G	Module de cisaillement

G_{12}	Module de cisaillement entre le plan d'isotropie et ceux perpendiculaires
G_i	Module de cisaillement de la roche intacte
G_m	Module de cisaillement du massif rocheux
GPa	Gigapascal
GSI	Indice de résistance du massif rocheux (<i>Geology Strength Index</i>)
H	Distance entre le point considéré et la nappe phréatique
JCS	Résistance en compression des parois des joints (<i>Joint wall Compressive Strength</i>)
JRC	Coefficient de rugosité des joints (<i>Joint Roughness Coefficient</i>)
k_n	Coefficient de rigidité normale des discontinuités
k_s	Coefficient de rigidité en cisaillement des discontinuités
K	Module de compressibilité
K_0	Coefficient de poussée des terres (σ_h / σ_v)
kg	Kilogramme
K_i	Module de compressibilité de la roche intacte
K_m	Module de compressibilité du massif rocheux
kN	Kilonewton
kPa	Kilopascal
K_w	Module de compressibilité de l'eau
L	Distance entre les discontinuités
L_x	Largeur du modèle numérique
m	Mètre
m^2	Mètre carré
m^3	Mètre cube
m_b	Constante réduite de m_i pour le massif rocheux

m_i	Constante de la roche intacte du critère de rupture Hoek-Brown
MPa	Mégapascal
n	Porosité
ρ	Masse volumique
ρ_w	Masse volumique de l'eau
Pa	Pascal
R	Rayon
R_c	Rapport d'anisotropie
RMR	Classification du massif rocheux (<i>Rock Mass Rating</i>)
RMR'	RMR pour un massif rocheux sec
RMR ₈₉	RMR de Bieniawski (1989)
RQD	Indice de la qualité du massif rocheux (<i>Rock Quality Designation</i>)
σ'	Contrainte effective
σ_1	Contrainte principale majeure
σ_3	Contrainte principale mineure
$\sigma_{3\max}$	Limite supérieure de la contrainte de confinement
σ_{cm}	Résistance du massif rocheux
σ_h	Contrainte horizontale
σ_n	Contrainte normale
σ_v	Contrainte verticale
s	Constante du massif rocheux du critère de rupture Hoek-Brown
sec	Seconde
τ	Résistance maximum au cisaillement
T	Résistance en tension

T_0	Résistance en tension de la roche intacte
T_j	Résistance en tension des <i>ubiquitous joints</i>
T_m	Résistance en tension du massif rocheux
ν	Coefficient de Poisson de la roche intacte et du massif rocheux
ν_1	Coefficient de Poisson de la déformation dans le plan d'isotropie pour une force appliquée parallèle au plan d'isotropie
ν_2	Coefficient de Poisson de la déformation perpendiculaire au plan d'isotropie pour une force appliquée perpendiculairement au plan d'isotropie
ν_3	Coefficient de Poisson de la déformation perpendiculaire au plan d'isotropie pour une force appliquée parallèle au plan d'isotropie
ϕ	Angle de frottement
ϕ'	Angle de frottement effectif
ϕ_i	Angle de frottement de la roche intacte
ϕ_r	Angle de frottement résiduel
ϕ_j	Angle de frottement des <i>ubiquitous joints</i>
ϕ_m	Angle de frottement du massif rocheux
x	Position horizontale
X	Abscisse
y	Position verticale
Y	Ordonnée
Z	Profondeur

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – Carte géologique de la région de Montréal.....	106
ANNEXE B – Description et épaisseur des unités géologiques de la région de Montréal.....	107
ANNEXE C – Indice d’endommagement du massif rocheux.....	108
ANNEXE D – Codes et modèles FLAC	109
ANNEXE E – Codes UDEC	116
ANNEXE F – Répartition des pressions interstitielles	118

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte de l'étude

La majorité des matériaux d'ingénierie sont produits en usine et leurs propriétés sont par conséquent bien connues. Par contre, la roche est un matériau de construction naturel dont les propriétés sont hétérogènes. Ceci étant dit, son comportement doit toutefois être connu, afin de pouvoir concevoir des ouvrages qui soient à la fois sécuritaires et abordables. À titre d'exemple, dans le cas d'une grande ville désirant développer son infrastructure de transport, le coût de l'infrastructure contribuera largement au choix de l'option retenue. Parmi les systèmes de transports collectifs, le plus efficace est incontestablement le métro, particulièrement pour les métropoles nordiques, telles que Montréal, où les chutes de neige sont fréquentes. Le succès de tels projets, où les excavations représentent un coût très important, dépendra en grande partie des connaissances sur les géomatériaux encaissants. À Montréal, les roches sédimentaires sont stratifiées ce qui leur confère une forte anisotropie en plus de l'hétérogénéité déjà mentionnée.

Concernant les résultats et analyses présentés dans ce document, l'auteure ainsi que ses directeurs et co-directrice mettent quiconque en garde quant à leur utilisation aux fins de conception d'excavations dans les roches des Basses-terres du Saint-Laurent. L'objectif de ce travail est uniquement académique et aucune des observations, conclusions ou recommandations qu'il contient ne doit être utilisée pour d'autres fins.

La construction d'excavations souterraines dans des massifs rocheux anisotropes comme ceux des formations sédimentaires de l'Île de Montréal et des banlieues nord et sud, à Laval et à Longueuil, présente des défis particuliers. L'approche usuelle de conception basée sur les systèmes de classification des massifs rocheux consiste à supposer le massif comme étant équivalent à un milieu continu homogène isotrope. Même si la plupart des logiciels disponibles pour la conception des excavations souterraines permettent l'introduction du caractère anisotrope du milieu, celui-ci est généralement ignoré. Or, pour les excavations peu profondes, comme les tunnels et les stations de métro, la stabilité est généralement contrôlée par les structures géologiques, qui à Montréal, sont principalement les plans de litage qui confèrent au massif une forte anisotropie de résistance et de déformabilité.

1.2 Objectif de la présente recherche

L'objectif principal est de mettre en lumière les propriétés géomécaniques dominantes ayant une incidence marquée sur les déplacements et les ruptures autour d'excavations de métro sans soutènement à Montréal. Pour ce faire, une analyse paramétrique est faite à l'aide d'un modèle numérique. L'objectif secondaire est que le modèle numérique considère l'anisotropie des massifs rocheux sédimentaires de la région.

1.3 Impacts anticipés et plan du mémoire

Comme mentionné précédemment, il est peu courant que l'anisotropie de résistance et de déformabilité soit considérée dans la conception des excavations souterraines. Le mémoire propose donc un modèle numérique qui tient compte de l'anisotropie des massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal. Il comprend également l'identification des paramètres dominants qui ont une influence marquée sur les déplacements et les ruptures autour des excavations du métro et qui doivent être déterminés avec soin. Les résultats de la recherche permettent aussi de mieux orienter les ressources humaines et monétaires lors des campagnes d'investigation géotechnique pour un projet qui nécessite une modélisation numérique. De plus, bien que l'aspect économique ne soit pas traité de façon directe dans la présente recherche, les répercussions d'un design optimal sur les coûts d'un projet d'envergure, comme celui du prolongement du métro de Montréal, pourraient être majeures. Finalement, la méthodologie de la recherche pourrait être transposée à d'autres types d'ouvrages comme les talus ou les fondations.

Le mémoire est divisé en cinq (5) chapitres. Le chapitre 1 place le projet dans son contexte et définit les objectifs de la recherche. Le chapitre 2 présente une revue de littérature qui décrit l'anisotropie et ses effets sur la résistance et la déformabilité des massifs rocheux sédimentaires ainsi que des techniques de modélisation numérique permettant de simuler ce comportement. Au chapitre 3, la méthodologie de recherche est présentée. L'utilisation du logiciel FLAC et du modèle de comportement de *ubiquitous joint* pour simuler les massifs rocheux anisotropes est expliquée. Ensuite, les critères de conception, le modèle numérique et les paramètres géomécanique du modèle sont détaillés. Au chapitre 4, les paramètres du modèle numérique sont déterminés. Les résultats de l'étude d'influence des paramètres sont ensuite présentés, puis validés avec ceux de

UDEC, un logiciel d'éléments distincts qui permet de représenter les milieux discontinus. Enfin, le chapitre 5 présente les conclusions et les recommandations de la recherche.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Anisotropie des massifs rocheux sédimentaires

Les massifs rocheux sont souvent considérés isotropes et homogènes afin de simplifier les calculs pour estimer les contraintes et les déplacements autour des excavations lorsqu'ils sont soumis à un chargement ou un déchargement. Par contre, la roche est un matériau naturel qui est la plupart du temps hétérogène et anisotrope et son comportement ne peut pas toujours être simplifié à l'aide de modèles isotropes. La structure stratifiée des massifs rocheux sédimentaires, par exemple, peut influencer fortement les déplacements, les contraintes et les ruptures autour des excavations souterraines. Afin de bien comprendre ce comportement, l'anisotropie et l'isotropie transversale sont tout d'abord expliquées. Ensuite, les effets de ce comportement sur la résistance et la déformabilité de la roche et des massifs rocheux ainsi que sur les contraintes gravitaires sont présentés. La géologie de la région de Montréal, la présence possible de contraintes tectoniques horizontales et les techniques pour modéliser les massifs rocheux anisotropes sont aussi expliquées.

2.1.1 Qu'est-ce que l'anisotropie ?

Le mot anisotropie est dérivé des deux mots grecs *anisos*, qui signifie inégal, et *tropos*, qui signifie direction. Un matériau anisotrope se qualifie par la variation de ses propriétés selon la direction. L'anisotropie des massifs rocheux sédimentaires peut être causée par l'agencement des minéraux, le litage et la présence de fractures. Par exemple, un massif rocheux composé de roche isotrope peut être anisotrope si une ou plusieurs familles de discontinuités y sont présentes. Une famille de discontinuités est composée de fractures ayant approximativement la même orientation et les mêmes caractéristiques mécaniques. Ensuite, la distance entre les discontinuités influence le degré d'anisotropie. En effet, à ouverture égale, plus elle est petite et plus le massif rocheux est déformable. Enfin, il est possible de déterminer l'anisotropie de la roche intacte à l'aide d'essais en laboratoire. Par contre, l'anisotropie des massifs rocheux est beaucoup plus difficile à évaluer étant donné l'étendue de ceux-ci.

2.1.2 Isotropie transversale

L'isotropie transversale implique que les propriétés physiques d'un matériau sont les mêmes dans un plan, mais différent perpendiculairement à ce dernier. Ce type d'anisotropie est souvent associé aux massifs rocheux sédimentaires, mais des comportements similaires peuvent être observés dans les roches métamorphiques et ignées. Les plans d'isotropie représentent des plans de faiblesse dans la roche qui peuvent causer des fractures dans la même direction et augmenter ainsi l'anisotropie de résistance de ces massifs rocheux. La figure 2.1 illustre ce phénomène.

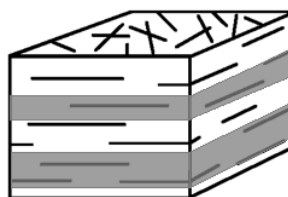


Figure 2.1 : Roche stratifiée transversalement isotrope.

2.1.3 Anisotropie de résistance et de déformation

Les roches transversalement isotropes ont une résistance et une déformabilité anisotropes lorsqu'elles sont soumises à un chargement ou un déchargement. Cette section présente l'influence de ce type d'anisotropie sur les essais de résistance en compression simple et triaxiaux de la roche intacte ainsi que les constantes de déformabilité associées.

2.1.3.1 Anisotropie de résistance

L'anisotropie de résistance des roches transversalement isotropes peut être démontrée en réalisant des essais de compression uniaxiale ou triaxiale sur des échantillons dans différentes directions par rapport aux plans d'isotropie. La figure 2.2 montre la valeur de la contrainte principale majeure à la rupture (σ_1) en fonction de l'angle (β) entre σ_1 et la normale aux plans d'isotropie avec ou sans contraintes de confinement.

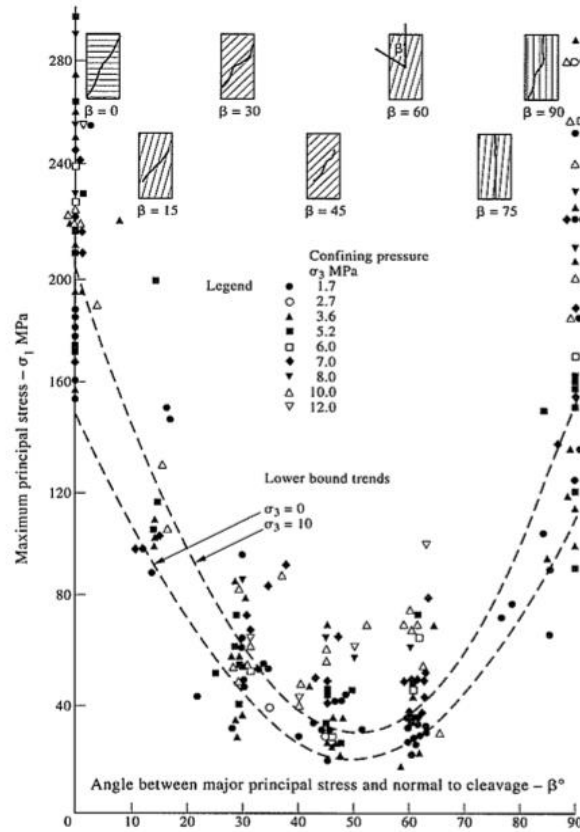


Figure 2.2 : Contraintes principales majeures à la rupture de l'ardoise en fonction de l'angle entre la contrainte principale majeure et la normale aux plans d'isotropie (tirée de Hudson et Harrison (2005)).

La résistance de la roche testée est maximale lorsque la normale aux plans d'isotropie est parallèle à σ_1 ($\beta=0^\circ$) et qu'aucune contrainte de cisaillement n'agit sur les plans d'isotropie. Lorsque $\beta \approx 50^\circ$, la résistance de la roche est minimale. Pour cette roche, un facteur d'environ six (6) est observé entre les contraintes principales majeures maximales à la rupture de ces deux extrêmes.

L'anisotropie de résistance peut être représentée par un rapport d'anisotropie (R_c) décrit par l'équation 2.1.

$$R_c = C_{0(\perp)} / C_{0(\min)} \quad (2.1)$$

où $C_{0(\perp)}$ est la résistance en compression simple lorsque la force appliquée est perpendiculaire aux plans d'isotropie et $C_{0(\min)}$ la résistance en compression simple minimale correspondant à l'angle des plans d'isotropie le plus défavorable. Les tableaux 2.1 et 2.2 présentent une classification basée

sur ce rapport tirée de Ramamurthy (1993) ainsi que des valeurs tirées de la littérature pour des roches transversalement isotropes. Cependant, il n'est pas courant de réaliser des essais pour déterminer R_c . Par conséquent le tableau 2.2 ne contient pas beaucoup de données et aucune valeur n'a été trouvée pour les roches sédimentaires de la région de Montréal.

Tableau 2.1 : Classification du degré d'anisotropie basée sur le rapport d'anisotropie (R_c).

Intervalle	Classification
$1.0 < R_c \leq 1.1$	Isotrope
$1.1 < R_c \leq 2.0$	Faiblement anisotrope
$2.0 < R_c \leq 4.0$	Moyennement anisotrope
$4.0 < R_c \leq 6.0$	Très anisotrope
$6.0 < R_c$	Extrêmement anisotrope

Tableau 2.2 : Exemples de rapports d'anisotropie (R_c) de roches transversalement isotropes.

Unité géologique	Localisation	R_c	Référence
Grès Siltstone Argilite	Turquie	1.15 - 1.75 1.94 - 2.30 3,04	(Colak & Unlu, 2004)
Ardoise	-	5,83	(Hudson & Harrison, 2005)
Ardoise	-	2.43 - 3.09	(Leea & Pietruszczakb, 2008)
Gneiss Shale Schiste	Corée	2,23 1,42 7	(Cho, Kim, Jeon, & Min, 2012)
Tuf calcaire	Turquie	2,11	(Yilmaz & Yucel, 2014)
Phyllite graphitique	Venezuela	6,20	(Hoek & Brown, 1997)

2.1.3.2 Anisotropie de déformabilité

La déformation d'une roche anisotrope soumise à un chargement ou un déchargement diffère selon la direction de sollicitation. Le comportement élastique d'un matériau transversalement isotrope est caractérisé à l'aide d'au moins cinq (5) constantes :

- le module d'élasticité dans le plan d'isotropie (E_1);
- le module d'élasticité perpendiculaire au plan d'isotropie (E_2);
- le module de cisaillement entre le plan d'isotropie et les plans perpendiculaires (G_{12});
- deux (2) des trois (3) coefficients de Poisson causés par des contraintes uniaxiales parallèle et perpendiculaire aux plans d'isotropie (ν_1 et ν_2) présentés à la figure 2.3 suivante.

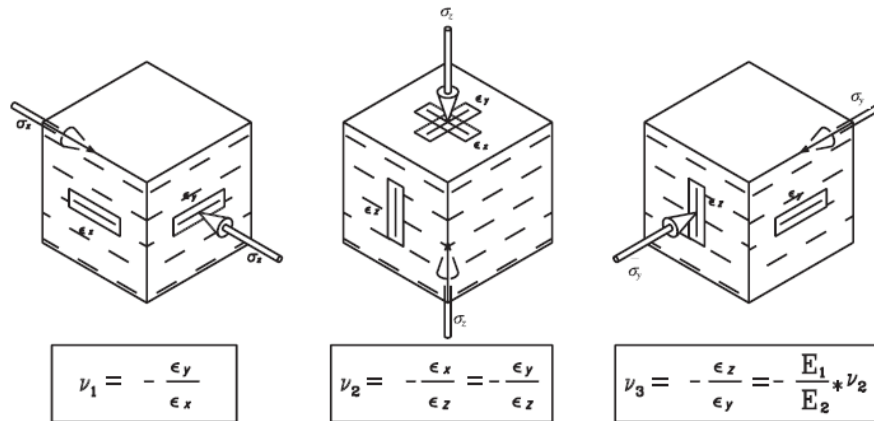


Figure 2.3 : Coefficients de Poisson d'un matériau élastique transversalement isotrope (tirée de Gonzaga, Leite et Corthésy (2008)).

Il est possible de déterminer ces modules de déformabilité pour des échantillons de roche à l'aide d'essais en compression simple avec mesure de déformations pour des échantillons prélevés dans différentes directions (Corthésy, Gill, & Leite, 1993). Par contre, ce type d'essai est peu courant. Enfin, puisque l'anisotropie influence la réponse élastique d'un massif rocheux, elle influence aussi les contraintes in situ (Chappell, 1990).

2.1.4 Influence de l'anisotropie sur les contraintes gravitaires

Supposons le cas d'un massif rocheux isotrope semi-infini, homogène et élastique linéaire, dont les contraintes in situ sont associées seulement à l'action de la gravité. Elles peuvent être représentées à l'aide de deux (2) composantes (verticale et horizontale) qui augmentent avec la profondeur et qui sont liées entre elles par un coefficient de poussée (K_0) tel que montré à l'équation 2.2.

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.2)$$

La contrainte verticale (σ_v) est calculée en multipliant la masse volumique (ρ) du matériau avec l'accélération gravitationnelle et la profondeur. L'équation qui suit pour calculer K_0 est valable pour un matériau homogène dont le comportement est isotrope, élastique et linéaire.

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2.3)$$

où ν ou ν est le coefficient de Poisson du massif rocheux. Cependant, cette relation ne peut pas être appliquée aux massifs rocheux sédimentaires, car l'anisotropie de déformabilité engendrée par l'orientation préférentielle des minéraux, ainsi que les structures géologiques (litage et fractures) influencent fortement la distribution des contraintes in situ (Amadei & Savage, 1989). L'équation suivante, d'Amadei, Swolfs et Savage (1988), permet de calculer K_0 pour le cas particulier d'un massif rocheux stratifié horizontalement à l'aide des modules de déformabilité présentés à la section 2.1.3.2 précédente.

$$K_0 = \nu_2 \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1}{1-\nu_1} \quad (2.4)$$

Dans cette équation, le facteur $\nu_2 \frac{E_1}{E_2}$ correspond à ν_3 . Notons que si les plans de litage ne sont pas horizontaux ou verticaux, les contraintes verticales et horizontales ne sont plus principales, ces dernières étant alors inclinées.

2.2 Roches sédimentaires de la région de Montréal

Montréal et ses banlieues sont situées dans la région géologique des Basses-terres du St-Laurent. Cette dernière borde le fleuve St-Laurent de la ville de Québec jusqu'en Ontario. Elle se compose en grande majorité de roches sédimentaires (540-443 Ma) faiblement plissées recouvertes de dépôts glaciaires et marins de la mer de Champlain. Une série de plutons¹ (145-66 Ma) mis à découvert par l'érosion forment aujourd'hui les dix (10) collines Montérégiennes de la région,

¹ Massif de roches magmatiques formées en profondeur, constituant une grosse masse ovoïde ou une grande lentille (TERMIUM Plus®).

dont le Mont-Royal situé au cœur de l'Île de Montréal. Plus précisément, le socle rocheux de la région de Montréal est composé principalement de calcaire et de shale ainsi que, en moins grande proportion, de dolomie et de grès. La carte géologique de ainsi que la description et l'épaisseur moyenne de chaque Groupe et Formation géologique de la région (Clark (1972) sont présentés aux annexes A et B. L'objectif de cette section est de présenter un bref résumé de la géologie locale pertinente aux problèmes géotechniques.

Les roches sédimentaires de la grande région de Montréal possèdent plusieurs points en communs :

- elles sont faiblement plissées et ont rarement un pendage supérieur à 10°;
- elles possèdent une anisotropie dite transversalement isotrope dont les plans d'isotropie sont perpendiculaires à la déposition;
- les discontinuités sont principalement subhorizontales et occasionnellement subverticales et obliques;
- des matériaux de remplissage (argile et silt) sont présents dans certaines discontinuités généralement près de la surface;
- elles sont recoupées par des dykes et des filons couches de roches intrusives (gabbro et syénite) plus résistants et abrasifs que les calcaires lorsque non altérés. Leurs largeurs varient de quelques centimètres à plusieurs mètres.

La composition géologique et les conditions de terrains dépendent par contre de l'emplacement. Pour cette raison, les études géotechniques doivent être réalisées de manière indépendante puisque chaque site dans la région de Montréal est particulier pour les raisons suivantes :

- la composition minéralogique, l'épaisseur du litage ainsi que l'orientation et la fréquence des discontinuités sont différentes dans chaque forage;
- généralement, le niveau du roc se trouve autour de 8 m de profondeur. Par contre, selon l'emplacement, le socle rocheux peut affleurer ou se situer à une profondeur de 25 m près du rivage au sud-est de l'île de Montréal;
- à la surface du massif rocheux, une couche de roc fracturé et altéré d'épaisseur variable, généralement inférieure à deux (2) mètres, est souvent rencontrée;

- douze (12) failles majeures ont été rencontrées dans la région. Elles peuvent avoir engendré des zones de roc fracturé de quelques centimètres à des dizaines de mètres de largeur. Le RQD des zones de failles est inférieur à 25% et la qualité de la roche ne s'améliore généralement pas avec la profondeur;
- le niveau de la nappe phréatique suit généralement la topographie et se trouve à relativement faible profondeur, soit environ 10 m. Des pressions artésiennes peuvent aussi être rencontrées, mais celles-ci sont peu fréquentes;
- Montréal contient des cavernes créées par le déplacement des glaciers. Un réseau de cavernes a notamment été découvert à Saint-Léonard (Schroeder & Beaupré, 1985).
- des écailles de roches formées par le déplacement des glaciers peuvent être la cause d'une différence importante du niveau du roc entre deux forages ou de l'inclinaison anormale du litage. Le meilleur exemple à Montréal est l'écaille sous le Stade Olympique (Ballivy, Loisel, Durand, & Poirier, 1977);
- les sols de la région datent au maximum de la dernière glaciation. Les unités géologiques couramment rencontrées sont le till, des sédiments de dépôts lacustres de silt et de sable ainsi que de l'argile marine;
- l'homme peut également avoir eu une incidence sur la géologie notamment par l'excavation de carrières. À Montréal, les carrières peuvent atteindre des dizaines de mètres de profondeur et plusieurs d'entre elles ont été transformées en dépotoir avant d'être fermées et remblayées. Aujourd'hui, elles sont généralement réaménagées en parcs municipaux, mais quelques fois des quartiers résidentiels ont pu être construits sur les débris (Yates, 2015), ce qui peut rendre leur localisation difficile.

L'expérience a montré que les roches sédimentaires de la région de Montréal sont de bons matériaux pour la réalisation d'excavations souterraines, notamment lors de la construction du métro de Montréal à partir des années 1960. Elles possèdent cependant des caractéristiques à surveiller comme des fractures subverticales ou remplies d'argile et de silt, des zones de faille, des dykes altérés et la présence de sols argileux à la surface.

2.3 Techniques de modélisation numérique

2.3.1 Pourquoi utiliser la modélisation numérique

La modélisation numérique est devenue un outil incontournable pour la résolution de problèmes complexes en génie. Avant la modélisation numérique, des modèles analytiques et empiriques permettaient de faciliter et d'accélérer les calculs. Par contre, ces méthodes sont applicables à des situations précises. La modélisation numérique, quant à elle, a peu de contraintes sauf en termes de puissance de calculs. Elle représente facilement les géométries des problèmes et ses particularités. Toutefois, l'utilisation de tels logiciels nécessite une bonne connaissance du comportement des géomatériaux et une analyse critique des résultats doit être faite. Les modèles analytiques et empiriques peuvent toujours être utilisés pour vérifier les résultats des modèles numériques pour des cas simples.

2.3.2 Représentation des massifs rocheux

2.3.2.1 Modèle continu

Un modèle continu est composé d'un matériau dont les propriétés sont décrites par des fonctions continues (Riahi, Curran, & Hammah, 2012). Ce type de modèle peut être utilisé pour simplifier la modélisation numérique de milieux complexes tels les massifs rocheux. Pour se faire, le matériau continu utilisé doit refléter à la fois les propriétés de la roche intacte, du litage et des discontinuités pour les roches sédimentaires. Les avantages de cette représentation sont les suivants :

- la géométrie des discontinuités n'a pas besoin d'être représentée explicitement, d'autant plus qu'elle est rarement connue avec précision à l'aide uniquement de forages ponctuels;
- les modèles continus convergent généralement plus rapidement que les modèles discontinus qui peuvent contenir plus de degrés de liberté;
- de nombreux cas d'application utilisant les milieux continus équivalents dans la littérature montrent l'efficacité de la méthode et la validité des résultats obtenus.

Ensuite, pour la modélisation numérique des massifs rocheux, les modèles continus comportent principalement les deux (2) inconvénients suivants :

- la méthode ne permet pas de représenter correctement l'effet d'échelle. Par exemple, dans un massif rocheux stratifié horizontalement, Perras et Diederichs (2009) montrent que la zone d'influence autour d'un tunnel de 16 m de diamètre est différente pour des modèles continus et discontinus lorsque l'espacement entre les discontinuités est inférieur à 1.2 m. Le type, la valeur et la répartition des contraintes sont ensuite contrôlés par le degré d'anisotropie;
- les déplacements, les rotations et la création de blocs de roche ne peuvent pas être simulés.

Il est généralement recommandé d'appliquer cette méthode aux massifs homogènes ou comportant peu de fractures. Cependant, elle est aussi efficace pour des massifs rocheux contenant un grand nombre de discontinuités, une lamination ou une schistosité (Bobet et al., 2009; Goodman, 1976; Hammah, Yacoub, Corkum, & Curran, 2008).

2.3.2.2 Modèle discontinu

Les modèles discontinus ou discrets permettent de modéliser explicitement les structures des massifs rocheux anisotropes. Le principal avantage est de simuler les grands déplacements, la rotation ainsi que la création de nouveaux blocs de roche. Par contre, ils possèdent les inconvénients suivants :

- il est difficile de connaître la configuration exacte des contacts et des fractures dans le massif rocheux. La localisation des structures géologiques est donc souvent approximative ;
- le comportement mécanique des discontinuités peut uniquement être déterminé à l'aide de méthodes expérimentales, ces dernières devenant rapidement très coûteuses lorsque des valeurs statistiquement admissibles souhaitent être obtenues. Le meilleur essai qui peut être réalisé est celui du cisaillement direct (Kawamoto & Aydan, 1999).

L'utilisation de modèles discontinus pour simuler des massifs rocheux stratifiés est recommandée par, entre autres, (Leitner, Pötsch, & Schubert, 2006; Perras & Diederichs, 2009).

2.3.3 Modèles de comportement pour représenter l'anisotropie des massifs rocheux sédimentaires

Parmi les modèles de comportement pouvant être utilisés pour représenter l'anisotropie des massifs rocheux sédimentaires, nous retrouvons les modèles élastiques transversalement isotropes et plastiques *ubiquitous joint*.

Le modèle de comportement élastique transversalement isotrope permet de simuler les déformations élastiques des massifs rocheux sédimentaires. Pour ce faire, cinq (5) paramètres de déformabilité doivent être saisis dans le logiciel de modélisation numérique (section 2.1.3.2). L'avantage de ce modèle est qu'il existe des solutions analytiques qui permettent de vérifier les résultats (Amadei et al., 1988). Par contre, les valeurs des paramètres de déformabilité de la roche intacte sont difficiles à déterminer en laboratoire. Généralement, les modèles élastiques sont rarement utilisés seuls pour des besoins de conception.

Le modèle *Ubiquitous joint* quant à lui est un modèle de comportement continu qui permet de représenter l'anisotropie de résistance des massifs rocheux. La traduction de l'anglais du mot *ubiquitous* est « omniprésent », ce qui signifie que les joints se retrouvent partout dans le modèle pour une orientation donnée. Le mot *joint* porte légèrement à confusion, car il représente à la fois les fractures et les plans de litage du massif rocheux. Le modèle *ubiquitous joint* est cependant isotrope en termes de déformabilité dans la version 6.0 de Flac qui est la version utilisée dans ce projet. De plus, il utilise le critère de rupture Mohr-Coulomb pour la roche et les *ubiquitous joints*. Ce modèle de comportement continu est un compromis intéressant aux modèles discontinus.

Pour conclure, le modèle élastique transversalement isotrope peut être utile pour prédire les déformations élastiques d'un massif rocheux stratifié. Par contre, il est préférable de réaliser les analyses avec un modèle tel que *ubiquitous joint* pour bien prédire les ruptures en tenant compte de l'anisotropie de résistance du massif rocheux.

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

La méthodologie utilisée dans ce projet est valable pour une excavation souterraine faite à faible profondeur dans les massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal. Cette section présente tout d'abord les généralités du projet comme le choix du logiciel, du modèle de comportement et des critères. Ensuite, tous les détails pour la création du modèle sont présentés. Pour finir, les paramètres géomécaniques du modèle ainsi que ceux qui font l'objet d'une étude paramétrique sont énumérés.

3.1 Généralités

3.1.1 Choix du logiciel FLAC^{2D}

Le logiciel FLAC^{2D} (version 6.0) de la compagnie Itasca a été choisi pour la simulation numérique. Il permet de résoudre entre autres des problèmes de géotechnique et de mécanique des roches en simulant le comportement des géomatériaux. Il utilise la représentation continue et les calculs sont faits à l'aide de la méthode des différences finies. La version 2D est suffisante pour représenter une excavation souterraine très longue, comme celle du métro, à condition de faire certaines hypothèses présentées à la section 3.2.1. Notons que la modélisation des excavations dans la zone de transition entre les tunnels et les stations nécessite un modèle 3D.

Plusieurs avantages et peu d'inconvénients justifient l'utilisation de FLAC pour la simulation des massifs rocheux stratifiés.

Avantages :

- La représentation continue évite de modéliser explicitement les structures du massif rocheux qui peuvent être très complexes dans la région due au litage d'épaisseur irrégulière et aux différentes familles de discontinuités;
- Les calculs sont rapides pour les matériaux dont le comportement est non-linéaire, comme les sols et la roche, grâce à la méthode des différences finies. La formulation mathématique est légère, car aucune matrice globale de rigidité n'a besoin d'être

formée. Par conséquent, des modèles complexes peuvent être résolus sans requérir une quantité de mémoire excessive de l'ordinateur;

- FLAC offre la possibilité d'utiliser douze (12) lois de comportement des matériaux dont *ubiquitous joint* qui permet de simuler l'anisotropie de résistance des massifs rocheux sédimentaires.

Principal inconvénient :

- Puisque FLAC génère des modèles continus, il ne permet pas de simuler le glissement, l'éloignement, la rotation et la création de nouveaux blocs de roche. Pour cette raison, les résultats obtenus ont été comparés avec ceux de UDEC qui permet de modéliser des milieux discontinus.

La section suivante explique les raisons du choix du modèle *ubiquitous joint* pour représenter le comportement des massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal.

3.1.2 Modèle de comportement *ubiquitous joint*

FLAC est un logiciel qui donne de bons résultats pour les problèmes géotechniques, mais il utilise une représentation continue qui peut être limitante dans certains cas. Les modèles continus sont généralement moins bien adaptés que les modèles discontinus pour représenter le comportement de massifs rocheux stratifiés. Par contre, leur utilisation permet de simplifier la modélisation numérique. L'anisotropie de résistance peut toutefois être simulée autrement qu'en représentant explicitement le litage et des discontinuités dans un modèle discontinu, par exemple en utilisant le modèle de comportement *ubiquitous joint*. Afin de connaître l'applicabilité de ce modèle pour les massifs rocheux de la région de Montréal, deux (2) aspects doivent être considérés : les aspects numériques et géomécaniques.

Premièrement, l'aspect numérique influence la représentation du massif rocheux (milieu continu ou discontinu). Pour les modèles continus, la présence de discontinuités est incluse dans les paramètres du matériau isotrope équivalent. L'anisotropie des roches sédimentaires n'est pas représentée avec ce type de modèle. Le modèle de comportement *ubiquitous joint* permet de compenser cette lacune en simulant l'anisotropie de résistance du massif rocheux. La présence de plans de faiblesse omniprésents fait en sorte que ce modèle est plus sécuritaire pour représenter les

massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal qu'un modèle discontinu, qui considérerait un certain espacement entre les discontinuités, parce qu'il est certain qu'un plan de faiblesse se retrouvera à l'endroit le plus défavorable autour du tunnel de métro. À propriétés de résistance égales, le modèle de comportement *ubiquitous joint* est donc plus conservateur qu'un modèle discontinu pour simuler l'anisotropie des massifs rocheux sédimentaires.

Deuxièmement, l'applicabilité du modèle *ubiquitous joint* dépend de la capacité de ce modèle à bien représenter le comportement géomécanique des massifs sédimentaires. Tout d'abord, le critère de rupture Mohr-Coulomb est imposé par FLAC au modèle de comportement *ubiquitous joint* pour le massif rocheux et les joints. Ce critère linéaire n'est pas idéal, car il s'agit d'une simplification de la réalité. Toutefois, pour la recherche, les paramètres du critère de rupture Mohr-Coulomb ont été déterminés à partir des tangentes à la courbe enveloppe de rupture de Hoek-Brown en fonction de la profondeur. Ensuite, puisque FLAC simule des milieux continus, les paramètres du massif rocheux sont déterminés pour un milieu isotrope équivalent à l'aide notamment du GSI. Les données utilisées pour déterminer ce paramètre sont celles des rapports de forage verticaux. Puisque les fractures sont plus fréquentes dans cette direction (l'espacement réel est obtenu), le GSI du massif rocheux est donc minimal. Les paramètres du massif rocheux sont alors sécuritaires.

De plus, *ubiquitous joint* permet de représenter l'anisotropie de résistance. Une résistance plus faible que celle du massif rocheux peut donc être choisie pour représenter la présence de plans de faiblesse et de discontinuités dans une direction donnée. Par contre, dans la version 6.0 de FLAC (cette lacune a été corrigée dans la dernière version), ce modèle ne permet pas d'introduire l'anisotropie de déformabilité. Cependant, aux faibles profondeurs du métro, les déformations d'origine élastique sont très faibles. Pour minimiser tout de même l'impact de cette limitation, la distribution des contraintes gravitaires est déterminée avec le modèle développé par Amadei et al. (1988) pour des massifs rocheux stratifiés. Nous considérons, par conséquent, que le modèle *ubiquitous joint* est applicable aux massifs rocheux de la région de Montréal pour représenter leur anisotropie de résistance.

3.1.3 Critères de conception du modèle numérique

Les critères de conception du modèle numérique sont assez généraux et peuvent être appliqués à la grande majorité des massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal. Ils stipulent que le modèle doit :

- être représentatif de la géologie locale;
- être assez complexe pour bien approximer le comportement géomécanique attendu d'un massif transversalement isotrope;
- se situer le plus possible du côté sécuritaire compte tenu de l'hétérogénéité des roches ainsi que de la quantité de données limitée sur la géologie et sur les conditions tectoniques régionales.

Pour bien représenter la géologie de la région de Montréal, plusieurs éléments doivent être intégrés à la simulation numérique. Premièrement, les sols doivent être simulés pour deux raisons. La première est qu'ils agissent comme une surcharge qui ne peut pas être négligée pour des excavations à faible profondeur. La deuxième est qu'ils permettent d'estimer les tassements qui peuvent s'y produire, ce qui est un enjeu important en milieu urbain pour la protection des infrastructures qui y sont enfouies. Deuxièmement, une couche de roc fracturé à la surface du massif rocheux, jusqu'à 2 m d'épaisseur, est couramment rencontrée (Durand & Ballivy, 1974). Il est important de considérer cette unité stratigraphique de faible résistance dans le modèle numérique. Celle-ci ressemble à un gravier compact et inflige au massif rocheux une surcharge qui ne contribue pas à la stabilité de l'excavation souterraine. Troisièmement, les roches sédimentaires sont transversalement isotropes et le litage est considéré comme horizontal puisque son pendage excède rarement 10°. Finalement, les dykes et les filons couches de roches ignées intrusives peuvent être négligés s'ils ne sont pas altérés. Par contre, s'ils le sont, l'ingénieur doit considérer ce facteur dans la détermination des paramètres du massif rocheux ou les ajouter explicitement à la simulation numérique sous forme de zones ou de plans de résistances moindres. Pour résumer, le modèle numérique doit être composé d'au moins trois (3) unités stratigraphiques pour bien représenter la géologie de la région de Montréal, soit les sols, le roc fracturé et le roc sain (aussi appelé « massif rocheux » par la suite).

3.2 Création des modèles numériques

3.2.1 Hypothèses

Les hypothèses suivantes ont permis de simplifier la simulation numérique :

- puisque les massifs de roches sédimentaires de la région de Montréal sont faiblement plissés avec un pendage des plans de litage dépassant rarement 10° , la stratification, donc le plan d'isotropie de résistance, est supposé horizontal;
- les contraintes principales, avant l'excavation, sont verticales et horizontales et égales entre elles dans le plan horizontal, ce qui est cohérent avec l'hypothèse qui précède;
- le modèle est en état de déformations planes ce qui signifie que les contraintes et les déformations ne varient pas le long de l'axe du tunnel;
- on suppose que la distribution des pressions interstitielles atteint un régime stationnaire suite à l'excavation. Les pressions présentes en régime transitoire ne sont pas considérées;
- les matériaux ont un comportement parfaitement plastique. Cette condition est imposée par FLAC avec le modèle de comportement *ubiquitous joint*. Le modèle avec écrouissage négatif ne peut y être combiné.

3.2.2 Géométrie des excavations du métro

Les géométries des excavations du métro qui ont fait l'objet d'études sont :

- le tunnel;
- la station et
- le garage souterrain composé de trois (3) tunnels parallèles entre eux.

Les géométries du tunnel et de la station sont présentées aux figures 3.1 et 3.2. Il a déjà été mentionné que les transitions tunnel-station ne peuvent pas être modélisées en 2D.

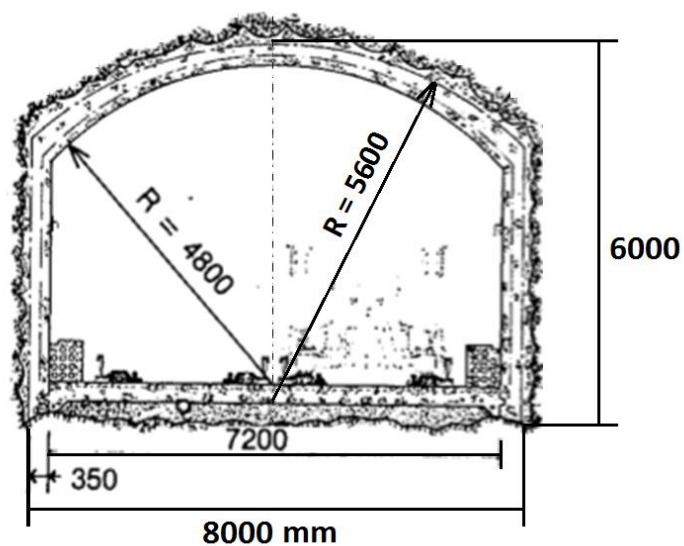


Figure 3.1 : Géométrie des tunnels du métro de Montréal (modifiée de Boyer, Benssoussan, Durand, Grice et Bérard (1985)).

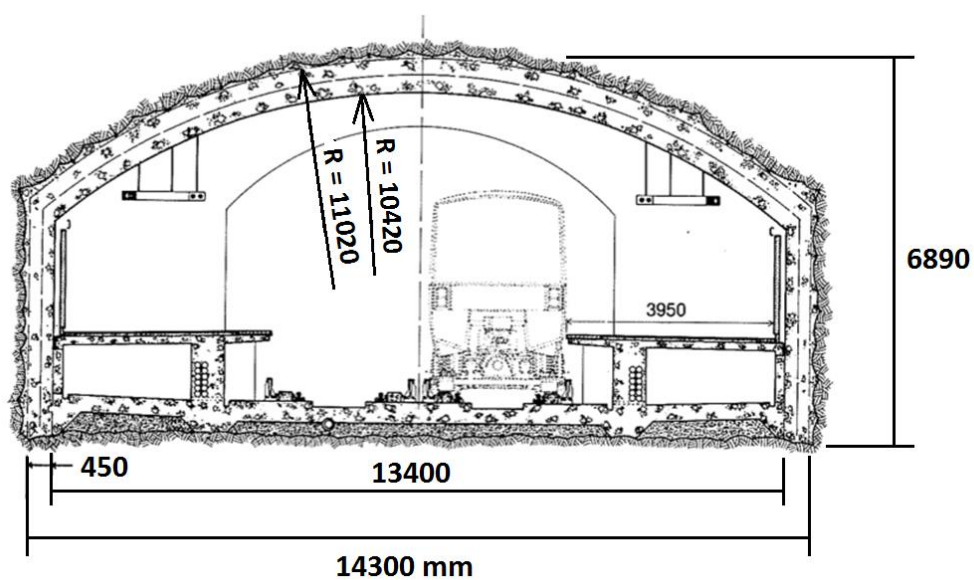


Figure 3.2 : Géométrie des stations du métro de Montréal (modifiée de Boyer et al. (1985)).

3.2.3 Symétrie

L'utilisation des axes de symétrie, lorsque possible, est une manière de réduire le temps de calcul ou d'accroître la précision des résultats en augmentant le nombre d'éléments pour le même temps de calcul. Un axe de symétrie vertical passant au centre du tunnel ou de la station, la stratification horizontale et les contraintes principales avant l'excavation verticales et horizontales (égales entre elles dans le plan horizontal) permettent de simuler uniquement la moitié de la représentation en deux dimensions. Pour ce faire, l'une des frontières verticales correspond à l'axe de symétrie de l'excavation. La figure 3.3 permet de visualiser le passage d'une représentation 3D à 2D pour le tunnel du métro ainsi que le rôle de l'axe de symétrie pour réduire de moitié la taille de la représentation 2D. Cette simplification implique que l'excavation est réalisée instantanément à pleine section, ce qui pourrait être presque vrai avec le forage-sautage, mais pas avec un mineur en continu.

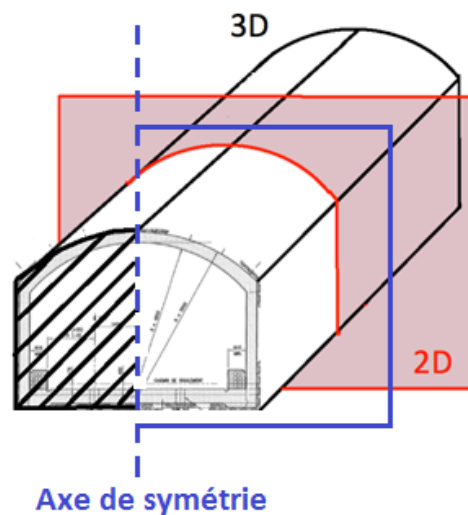


Figure 3.3 : Réduction de la taille du modèle numérique d'une représentation 3D à 2D et en utilisant l'axe de symétrie.

3.2.4 Position des frontières

La dimension du modèle peut avoir un grand impact sur les résultats. Il est donc important que la grille soit assez grande pour que la variation des contraintes aux frontières, qui ne sont pas des axes de symétrie, soit nulle suite à l'excavation du tunnel. En pratique, la distance entre

l'excavation et les frontières extérieures doit être supérieure ou égale à cinq (5) fois le diamètre moyen de l'excavation. Par contre, la partie supérieure du modèle ne doit pas être rognée si la distance entre le point le plus haut de l'excavation et la surface du sol est inférieure à dix (10) fois le diamètre moyen de l'excavation (Mestat, 1997). La figure 3.4 suivante montre les dimensions minimales que doit avoir la grille pour la simulation numérique d'un tunnel.

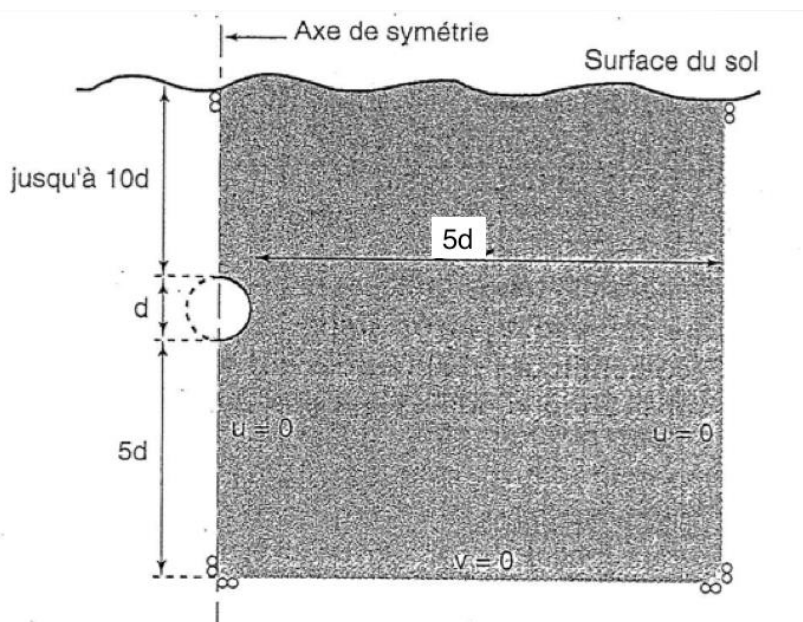


Figure 3.4 : Dimensions minimales de la grille pour la simulation numérique d'un tunnel peu profond (tirée de Mestat (1997)).

3.2.5 Interface

Une interface entre le sol et le roc fracturé a été ajoutée à la simulation numérique afin de permettre le glissement entre ces deux unités géologiques. Pour se faire, les propriétés du sol granulaire ont été utilisées et le modèle de comportement sur l'interface est de type Mohr-Coulomb en supposant une résistance en tension et une cohésion nulle. Par conséquent, c'est l'angle de frottement du sol qui contrôle la résistance au cisaillement de l'interface.

3.2.6 Maillage

Le maillage doit être le résultat d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et la précision acceptable sur les résultats numériques. Il doit être suffisamment fin dans les zones les

plus sollicitées où les variations (gradients) de contraintes sont les plus grandes. Par conséquent, il est fin autour de l'excavation et aux interfaces entre les unités géologiques du modèle. Pour s'assurer que le maillage est assez fin, il a été vérifié que la différence des contraintes est faible en un point entre deux modèles avec des éléments de tailles différents. Ensuite, la taille du maillage dans les zones à gradients de contraintes plus faibles a été augmentée pour diminuer le nombre total d'éléments et l'augmentation de leur taille est graduelle. Finalement, les recommandations de Mestat (1997) concernant le rapport de forme (rapport entre le plus grand et le plus petit côté) des éléments ont été suivies. Pour obtenir une solution correcte en contrainte et éviter les instabilités numériques, un rapport de forme maximal de 3 doit être utilisé alors que pour obtenir une bonne solution en déplacements, le rapport de forme doit être au maximum de 10. Par conséquent, le rapport de forme dans les zones de fort gradient du modèle numérique est proche de l'unité alors que là où les gradients de contraintes sont faibles, un rapport de forme maximum de 10 a été utilisé. Le maillage du modèle numérique est présenté à la figure 3.5 pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur. Pour des couverts rocheux dont l'épaisseur est différente de 8 m, les maillages utilisés seront légèrement différents afin que la zone raffinée des maillages se trouve vis-à-vis les excavations souterraines.

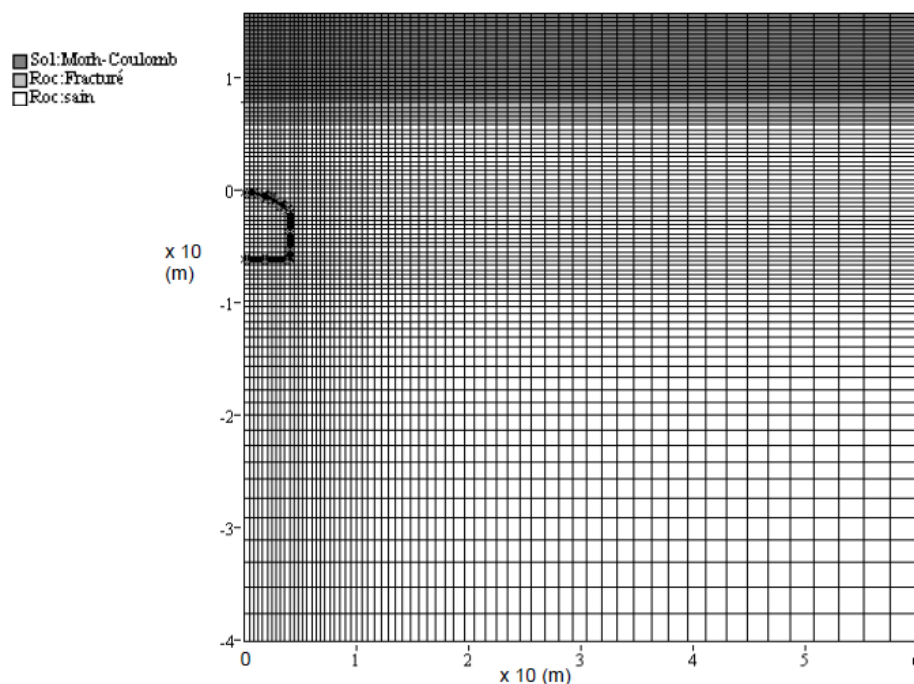


Figure 3.5 : Maillage du modèle numérique (tunnel, couvert rocheux de 8 m).

3.2.7 Absence de soutènement structural

Aucune structure de soutènement n'a été ajoutée au modèle numérique. L'objectif de la recherche est d'étudier la stabilité des excavations du métro dans les massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal tout de suite après que les ouvertures soient créées. Les résultats obtenus peuvent aider les concepteurs à évaluer les besoins en soutènement en fonction du type d'instabilités susceptibles de se produire.

3.2.8 Contraintes in situ

Les contraintes initiales (avant l'excavation) utilisées dans la simulation numérique sont celles engendrées uniquement par la gravité pour un matériau transversalement isotrope (Amadei et al., 1988) comme présenté à la section 2.1.4. Des contraintes horizontales élevées d'origine tectonique ont toutefois été observées à quelques centaines de kilomètres à l'ouest de Montréal dans les formations sédimentaires de la région de Niagara Falls (Lo, 1978). Par contre aucune évidence de ce phénomène n'a été constatée dans la région de Montréal. Des analyses de sensibilité ont quand même été réalisées pour connaître l'influence de telles contraintes sur la stabilité du tunnel de métro simulé.

3.2.9 Pressions interstitielles

Les pressions interstitielles ont été considérées dans la simulation numérique. Pour se faire, les hypothèses suivantes ont été faites. Premièrement, le niveau de la nappe phréatique avant l'excavation est considéré à la surface du sol. Il s'agit d'une situation extrême qui sera comparée à un modèle sec afin d'évaluer l'impact des pressions interstitielles sur la stabilité. Deuxièmement, l'eau est drainée pour l'excavation du tunnel. La simulation de cette étape dans FLAC est faite par l'atteinte du régime stationnaire suite à l'excavation du tunnel avant de procéder aux calculs mécaniques (contraintes et déplacements). Les calculs des pressions interstitielles et mécaniques sont donc faits séparément. Cette situation est acceptable, car le niveau de la nappe phréatique est déjà stable avant de procéder à l'excavation du tunnel où l'eau est pompée en permanence. Ensuite, il est nécessaire de déterminer des conditions aux frontières pour les pressions interstitielles. Celles-ci sont présentées à la section qui suit. Finalement, l'implémentation des pressions interstitielles au modèle numérique nécessite une grande attention, car elles peuvent faire

augmenter démesurément le temps de calcul du logiciel en fonction des valeurs des paramètres choisis. Des recommandations sont faites à ce sujet à la section 4.2.3.

3.2.10 Conditions aux frontières

Les conditions aux frontières permettent de donner une dimension finie au problème à résoudre et d'utiliser le ou les axes de symétrie pour réduire la dimension du modèle. Les conditions aux frontières de la simulation numérique sont les suivantes. Il est à noter que les charges de surface n'ont pas été considérées. Avec 8 m d'épaisseur pour les sols, les charges seront dissipées en grande partie avant d'atteindre le socle du massif rocheux.

- les déplacements horizontaux ont été fixés à zéro sur les deux (2) frontières verticales du modèle. Cette condition frontière, qui est conservatrice pour la zone éloignée du tunnel est représentée par un « X » à la figure 3.6 ;
- les déplacements verticaux ont été fixés à zéro à la base du modèle. Cette condition frontière est représentée par un « Y » à la figure 3.6;
- suite à l'imposition des conditions frontières précédentes, les déplacements verticaux et horizontaux aux coins inférieurs de la grille sont nuls. Cette condition frontière est représentée par un « B » à la figure 3.6;
- les pressions interstitielles sont fixées à la frontière verticale extérieure du modèle (frontière de droite sur la figure 3.6) avant l'excavation du tunnel de sorte qu'il y ait une recharge d'eau suite à l'excavation du tunnel. Cette condition frontière est identifiée par un « P » à la figure 3.6;
- les pressions interstitielles sont fixées à zéro autour de l'excavation pour simuler le pompage de l'eau. Cette condition frontière est également représentée par un « P » à la figure suivante.

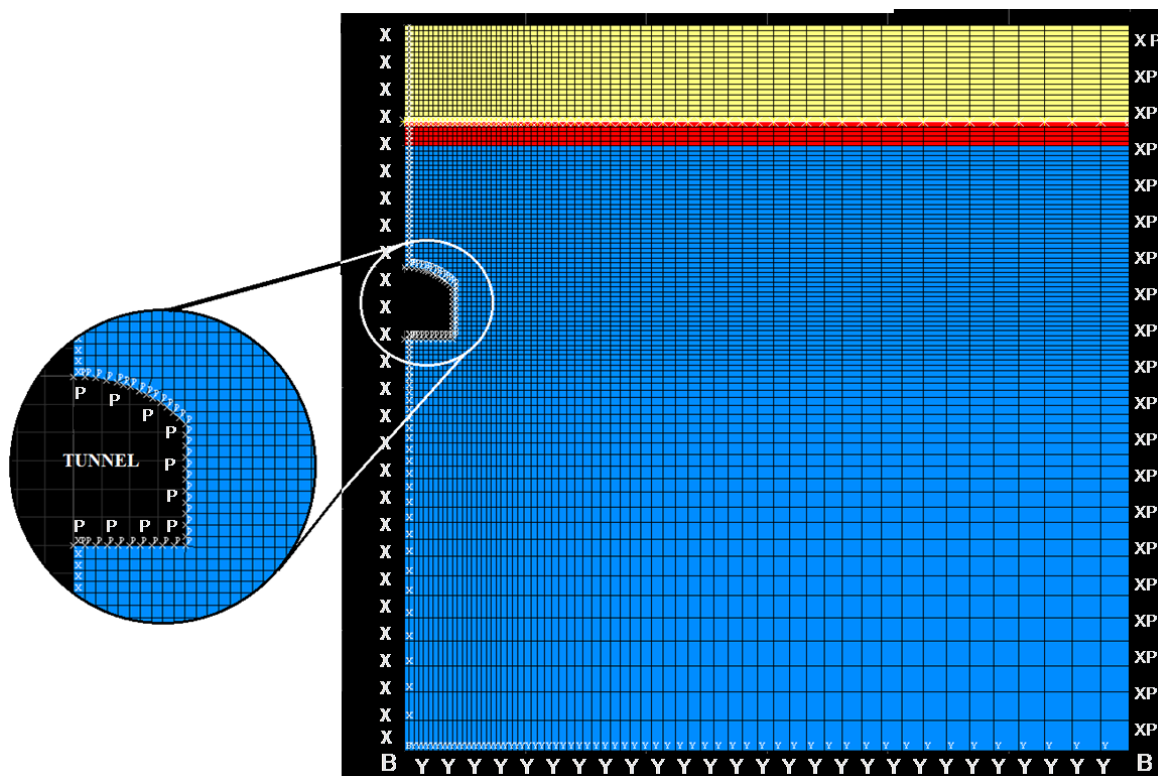


Figure 3.6 : Localisation des conditions aux frontières pour les déplacements horizontaux (X), verticaux (Y) et dans les deux directions (B) ainsi que les pressions interstitielles (P).

3.3 Paramètres géomécaniques

Le modèle de comportement *ubiquitous joint* a été utilisé pour simuler les roches sédimentaires de la région de Montréal. Le critère de rupture pour le massif rocheux et les *ubiquitous joints*, imposé par FLAC (version 6.0), est Mohr-Coulomb. Le tableau 3.1 présente les intrants pour le massif rocheux. Ensuite les équations et/ou la méthode utilisées pour déterminer les paramètres géomécaniques sont présentées.

Tableau 3.1: Paramètres du modèle de comportement *ubiquitous joint*.

Massif rocheux	<i>Ubiquitous joints</i>
E_m ν T_m c_m, ϕ_m dilatance	Pendage T_j c_j, ϕ_j dilatance

3.3.1 Paramètres du massif rocheux

Les paramètres du massif rocheux sont la résistance en tension (T_m), le module de déformabilité (E_m), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c_m), l'angle de frottement (ϕ_m) et la dilatance. E_m et T_m ont été déterminés à partir du GSI du massif rocheux et des constantes du critère de rupture Hoek-Brown (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002) présentés ici-bas. Une seule valeur de E_m et ν peut être saisie, car le modèle de comportement *ubiquitous joint* est isotrope en termes de déformabilité. Le coefficient de Poisson (ν), quant à lui, est difficile à déterminer pour le massif rocheux. Il a donc fait l'objet d'une étude d'influence sur la stabilité du tunnel de métro à la section 4.3.5. Les paramètres du critère de rupture Mohr-Coulomb (c_m et ϕ_m) ont été déterminés à partir de tangentes à la courbe enveloppe du critère de rupture Hoek-Brown. Il est à noter que le logiciel Roclab de Rocscience peut être utilisé pour accélérer les calculs.

L'équation 3.1 présente le critère de rupture de Hoek-Brown.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + C_0 \left(m_b \frac{\sigma'_3}{C_0} + s \right)^a \quad (3.1)$$

où C_0 est la résistance en compression simple de la roche intacte, σ'_1 la contrainte principale effective majeure et σ'_3 est la contrainte principale effective mineure. Les paramètres s , a et m_b sont des constantes du massif rocheux et elles sont calculées à l'aide des équations 3.2 à 3.4.

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (3.2)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (3.3)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (3.4)$$

où GSI et D sont respectivement les indices de résistance géologique (*Geological Strength Index*) et d'endommagement liés à la méthode d'excavation et m_i une constante approximativement égale au rapport entre les résistances en compression (C_0) et en tension (T_0) de la roche intacte. Le GSI dépend du RMR de Bieniawski (1989) modifié (RMR'₈₉) pour un massif rocheux sec qui néglige l'inclinaison des discontinuités par rapport à l'orientation de l'excavation. La raison pour laquelle ces facteurs ne sont pas considérés pour déterminer le GSI est qu'ils sont représentés explicitement dans le modèle numérique. La double considération de ces facteurs, dans le GSI et le modèle numérique, n'est pas souhaitable.

Le tableau 3.2 présente les équations utilisées pour déterminer les paramètres du massif rocheux.

Tableau 3.2 : Équations des paramètres du massif rocheux.

Paramètre du massif rocheux	Équations
c_m et ϕ_m (Hoek et al., 2002)	$c' = \frac{C_0[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))}} \quad (3.5)$
	$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (3.6)$
	où $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/C_0$.
	$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0,47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma Z} \right)^{-0,94} \quad (3.7)$
	$\sigma_{cm} = C_0 \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) \left(\frac{m_b}{4} + s \right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (3.8)$
	σ'_{3max} Limite supérieure des contraintes de confinement
	σ_{cm} Résistance du massif rocheux
	γ Poids volumique de la roche
	Z Profondeur
	C_0 Résistance en compression simple de la roche intacte
	m_b, s, a Constantes du massif rocheux du critère de rupture Hoek-Brown
L'équation 3.7 permet de calculer σ'_{3max} pour obtenir les meilleurs paramètres équivalents de Mohr-Coulomb et Hoek-Brown. Cette équation est valide pour des tunnels à faible et à grande profondeur si aucune fracture ne remonte jusqu'à la surface menaçant de provoquer une rupture généralisée en bouchon ou <i>caving</i>.	
T_m (Hoek et al., 2002)	$T_m = -\frac{sC_0}{m_b} \quad (3.9)$
E_m (Hoek & Diederichs, 2006)	$E_m(GPa) = E_i \left(0,02 + \frac{1-D/2}{1+e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11} \right)}} \right) \quad (3.10)$

Finalement, la dilatance est un autre paramètre qui peut être saisi dans FLAC. Il s'agit de variation du volume des matériaux soumis à un cisaillement. Elle s'observe dans les sols granulaires, le roc et les matériaux cimentés. La figure 3.7 illustre ce phénomène. La dilatance peut être représenté par un angle (Hansen, 1958).



Figure 3.7 : Phénomène de dilatance dans le roc, les matériaux cimentés et le sable dense (tirée de Vermeer et de Borst (1984)).

Dans le massif rocheux, la dilatance peut avoir des effets différents selon le niveau de confinement auquel il est soumis. Si elle survient à faible profondeur les déplacements se feront librement et l'énergie du mouvement sera dissipée. Par contre, à plus grande profondeur, la dilatance a pour effet d'accroître les contraintes sur les plans de rupture, ce qui a un effet stabilisateur (Vermeer & de Borst, 1984; Zaadnoordijk, 1983). Pour une conception sécuritaire, l'angle de dilatance peut donc être négligé d'autant plus que sa valeur réelle est difficile à estimer à l'échelle du massif.

3.3.2 Paramètres des *ubiquitous joints*

Les paramètres du modèle *ubiquitous joint* à déterminer sont le pendage, la résistance en tension (T_j), la cohésion (c_j), l'angle de frottement (ϕ_j) et la dilatance.

Pour commencer, une des hypothèses du modèle est que le pendage des plans de faiblesse (litage et discontinuités) est zéro dans les roches sédimentaires de la région de Montréal même si en réalité il peut atteindre 10° en moyenne. Puisque la recherche porte sur un cas général, prendre une stratification horizontale est une hypothèse médiane ne sachant pas l'azimut des plans de litage par rapport à l'axe du tunnel.

Par la suite, les valeurs des paramètres de résistance des *ubiquitous joints*, soient la résistance en tension (T_j) et la cohésion (c_j), sont directement reliées au degré d'anisotropie du massif rocheux. Si la résistance des *ubiquitous joints* est faible, le massif sera très anisotrope. Au contraire, si la résistance est très élevée jusqu'à être équivalente à celle du reste du massif rocheux, le massif sera considéré isotrope en termes de résistance. Les équations 3.5 et 3.9 de la section 3.3.1 de Hoek et al. (2002) montrent que la cohésion et la résistance en tension du massif rocheux sont directement proportionnelles à la résistance en compression simple de la roche intacte (C_0). Par conséquent, le rapport d'anisotropie (R_c), présenté à la section 2.1.3.1, peut être utilisé pour déterminer la résistance en tension et la cohésion des *ubiquitous joints*. R_c peut être estimé à l'aide de données contenues dans la littérature comme celles présentées au tableau 2.2 de la même section. Afin de rester du côté conservateur, il est préférable d'utiliser le R_c le plus grand lié à l'unité stratigraphique du massif rocheux la plus anisotrope. Une valeur plus élevée de R_c a donc pour effet de réduire la résistance en tension et en cisaillement des *ubiquitous joints* dans la simulation numérique.

L'équation empirique de Barton (1973) pour les fractures est utilisée afin de déterminer l'angle de frottement des *ubiquitous joints* (ϕ_j). Les contraintes totales ont été utilisées pour le calcul, car elles donnent un résultat plus faible que les contraintes effectives.

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_j) \quad (3.11)$$

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi_b \right] \quad (3.12)$$

où τ est la résistance maximum au cisaillement, σ_n la contrainte normale totale, JRC le coefficient de rugosité du joint (*joint roughness coefficient*), JCS la résistance en compression des parois des joints (*joint wall compressive strength*) et ϕ_r l'angle de frottement résiduel. Le JRC est un paramètre qui peut être déterminé visuellement à l'aide d'un gabarit de profils (Barton & Choubey, 1977). Le JCS peut être quant à lui déterminé directement à partir des résultats des essais au marteau Schmitt réalisés sur les faces des joints (Hoek & Bray, 1977). L'angle de frottement résiduel peut être obtenu à l'aide d'un essai de cisaillement direct sur des surfaces planes non altérées de la roche. Sinon, la littérature montre que l'angle de frottement résiduel se situe entre 25° et 35° pour la très grande majorité des roches. La présence de matériaux de remplissage, comme du silt et de l'argile ainsi que la présence d'eau tend à faire diminuer l'angle de frottement des joints.

Finalement, la dilatance des *ubiquitous joints* est égale à zéro pour rester du côté sécuritaire ne sachant pas sa valeur exacte (la même logique s'applique que pour la dilatance dans le massif rocheux de la section 3.3.1).

3.4 Études paramétriques

Dans le cadre de la présente recherche, une étude d'influence a été faite pour chaque paramètre dont la valeur est incertaine ou pour chaque paramètre pouvant avoir une influence sur le comportement des excavations étudiées. Les paramètres ayant fait l'objet d'une étude sont :

1. l'épaisseur du couvert rocheux;
2. la géométrie de l'excavation souterraine (tunnel, station et garage);
3. le RQD;
4. la résistance en compression simple de la roche intacte;
5. le coefficient de Poisson du massif rocheux;
6. les paramètres de résistance des *ubiquitous joints*;
7. la présence de pressions interstitielles;
8. la présence de contraintes tectoniques horizontales;
9. la largeur des piliers du garage souterrain;
10. l'endommagement du massif rocheux lié à la méthode d'excavation;
11. la présence d'une zone de failles.

Il est à noter que les études d'influence sont faites principalement sur le tunnel. Toutefois, le garage souterrain a fait l'objet d'études spécifiques pour connaître les impacts de la largeur des piliers et de la méthode d'excavation (sautage adouci ou mineur en continu) si celui-ci était réalisé en souterrain.

CHAPITRE 4 PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE

4.1 Étude géotechnique pour le prolongement du métro de Montréal

Les propriétés des matériaux du modèle numérique proviennent d'une étude géotechnique d'envergure, mise à la disposition de l'auteure, réalisée pour un projet de prolongement de métro à Montréal. Au total, 65 forages ont été réalisés et 275 éprouvettes de roche ont été testées. Les formations géologiques rencontrées sont celles de Montréal et de Tétreauville. La Formation de Montréal est une unité fossilifère composée de calcaire micritique et de lits de shale calcaireux centimétriques qui peuvent être ondulés. La Formation de Tétreauville est composée de calcaire argileux gris bleuâtre foncé et de shale calcaireux.

Cette section présente les résultats des essais en laboratoire et la classification géomécanique du massif rocheux afin de déterminer par la suite les intrants du modèle numérique. Les paramètres de la formation géologique la moins favorable pour la construction d'un tunnel seront retenus pour la modélisation numérique.

4.1.1 Résultats des essais en laboratoire

Le tableau 4.1 présente les valeurs moyennes obtenues pour le poids volumique (γ), la résistance en compression simple (C_0), la résistance en tension indirecte (T_0), le module de déformabilité (E_i) et le coefficient de Poisson (ν) de la roche intacte des Formations géologiques de Montréal et Tétreauville ainsi que le nombre d'essais réalisés. La roche étant considérée comme isotrope lors de l'élaboration du programme d'essais réalisés par un groupe externe à Polytechnique, un module de déformabilité unique a été établi pour la roche de chaque formation. Il est à noter que le litage de la Formation de Montréal, rapproché et ondulé, n'a pas permis de séparer le calcaire du shale calcaireux pour les essais en laboratoire. Par contre, pour la Formation de Tétreauville composée d'une alternance d'épais lits de calcaire et de shale calcaireux rectilignes, les essais en laboratoire ont été faits séparément pour chacune des unités stratigraphiques. La méthode de la moyenne pondérée est utilisée pour comparer ces propriétés à celle de la Formation de Montréal.

Tableau 4.1 : Résultats des essais en laboratoire pour les Formations de Montréal et Tétreauville.

	γ (kN/m ³)	C_0 (MPa)	T_0^* (MPa)	E_i (GPa)	ν
Formation de Montréal	26.4	109	7.0	43.3	0.13
<i>nombre d'essais</i>	113	125	72	36	40
Formation de Tétreauville					
Calcaire	26.3	130	6.6	59.1	0.17
<i>nombre d'essais</i>	18	19	11	5	11
Shale calcaireux	25.9	75	7.5	37.6	0.1
<i>nombre d'essais</i>	9	8	9	4	4
Moyenne pondérée**	26.2	122	6.7	55.9	0.16

* Résistance en traction indirecte (essais brésiliens).

** 85% de calcaire et 15% de shale calcaireux.

Les résultats des essais en laboratoire sont typiques des formations rocheuses de la région de Montréal (Boivin, Gagné, Campeau, Tremblay, & Dubeau, 2013). Les propriétés utilisées pour le modèle numérique sont celles de la Formation de Montréal, car sa résistance en compression simple est inférieure à la moyenne pondérée du calcaire et du shale calcaireux de la Formation de Tétreauville.

4.1.2 Classification géomécanique du massif rocheux

Le tableau 4.2 présente le RQD, le RMR'₈₉ et le GSI minimum, moyen et maximum des massifs rocheux rencontrés pour le projet de prolongement du métro. Ces classifications géomécaniques sont aussi données pour la zone de roc fracturé souvent rencontrée à la surface du massif rocheux d'environ 2 m d'épaisseur. Le GSI minimum est appliqué à tout le massif rocheux lors de la simulation numérique afin d'obtenir des résultats conservateurs ne sachant pas où des zones de roc de moins bonne qualité, pouvant contrôler la stabilité de l'excavation, peuvent se retrouver. Le tableau 4.3 présente les paramètres du RMR'₈₉ minimum utilisé pour déterminer le GSI du modèle numérique.

Tableau 4.2 : Classifications géomécaniques (RQD, RMR'₈₉ et GSI) minimum, moyenne et maximum des massifs rocheux et de la zone de roc fracturé à la surface.

Unité géologique	RQD (%)	RMR' ₈₉	GSI	Classification géomécanique
Massif rocheux :				
Minimum	40	63	58	Moyenne
Moyenne	84	74	69	Bonne
Maximum	100	97	92	Excellente
Roc fracturé	< 25	35	30	Mauvaise

Tableau 4.3 : Paramètres du RMR'₈₉ minimum (Bieniawski, 1989).

Paramètre	Classification	Description
A. Classification des paramètres		
1. Résistance en compression simple de la roche intacte (C ₀)	12	100 – 250 MPa
2. RQD	8	25 – 50 %
3. Espacement entre les discontinuités	8	60 – 200 mm
4. Condition des discontinuités	20	Rugosité plutôt faible, séparation < 1 mm et surface altérée par la météorisation.
5. Eau souterraine	15	Sec (eau souterraine négligée pour la détermination du RMR' ₈₉)
B. Ajustement de la classification pour l'orientation des discontinuités		
Tunnels et mines	0	Très favorable (paramètre négligé pour le RMR' ₈₉ , car il est pris en compte dans le modèle numérique)
C. RMR' ₈₉ : Somme de la classification = 63		

4.2 Intrants de la simulation numérique

4.2.1 Paramètres géomécaniques

4.2.1.1 Sols

Pour réaliser une simulation numérique sécuritaire, le type de sol ayant la masse volumique la plus élevée de la région de Montréal a été utilisé, soit le till. Effectivement, les sols agissent comme une surcharge augmentant les contraintes gravitaires, et par le fait même, les risques de rupture au toit d'une excavation souterraine peu profonde. Cette unité stratigraphique a été rencontrée dans le projet de prolongement du métro et sa masse volumique est égale à 2446 kg/m^3 en moyenne. Le module de déformabilité et le coefficient de Poisson du till ont été déterminés, quant à eux, à l'aide de valeurs typiques trouvées dans la littérature : $E = 0,1 \text{ GPa}$ et $\nu = 0,3$ (Bowles, 1997). Enfin, pour déterminer l'angle de frottement des sols, un tableau comme celui de Hosseini (2004) a été utilisé et donne 25° pour le till. L'épaisseur maximale de sol rencontrée lors des investigations géotechniques est utilisée pour le modèle numérique. Celle-ci correspond à 8 m.

4.2.1.2 Roche intacte

Les paramètres de la roche intacte utilisés pour le modèle numérique sont la résistance en compression simple (C_0), la résistance en tension (T_0), la constante m_i du critère de rupture Hoek-Brown, le module de déformabilité (E_i) et le coefficient de Poisson (ν).

La valeur C_0 choisie pour la simulation numérique est la moyenne² des résultats des essais en laboratoire, égale à 109 MPa, sur des échantillons de roche de la Formation de Montréal stratifiée

² Prendre la moyenne n'est pas l'approche la plus conservatrice, car la moitié des échantillons testés ont une résistance inférieure ou égale à la valeur choisie si la fonction de densité de probabilité qui définit cette résistance est symétrique. Le critère de rupture Hoek-Brown vient cependant compenser ce risque, car il est basé sur des résultats empiriques qui tiennent compte d'essais en laboratoire et d'observations faites sur le terrain.

horizontalement provenant de forages verticaux. Par contre, C_0 n'est pas minimal dans cette direction, normale aux plans d'isotropie, due à l'anisotropie de résistance des roches sédimentaires.

T_0 a été déterminé à partir d'essais de traction indirecte (essais brésiliens) réalisés sur des échantillons de carottes de roc stratifié horizontalement provenant de forages verticaux. Cette valeur n'est cependant pas la plus conservatrice, car la résistance en tension obtenue est celle parallèle aux plans de litage qui n'est pas minimale pour des roches sédimentaires (voir figure 4.1).

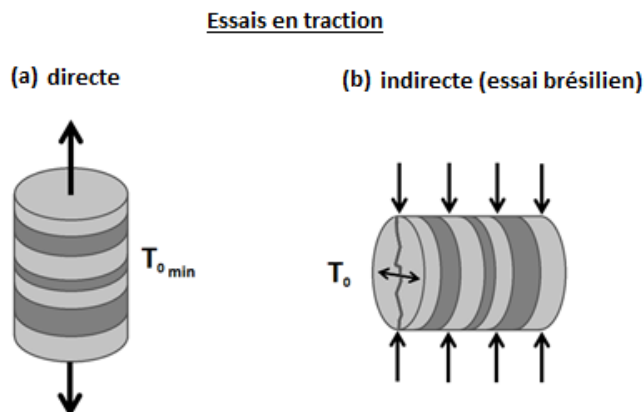


Figure 4.1 : Essais en traction directe et indirecte (essais brésiliens) sur des échantillons de carottes de forages verticaux de roches sédimentaires stratifiées horizontalement.

La valeur du paramètre m_i peut être déterminée à partir d'essais de compression simple, de traction et triaxiaux. Le logiciel Roclab, qui utilise l'algorithme de Levenberg-Marquardt, permet de trouver la valeur de m_i qui donnent le meilleur ajustement de la courbe enveloppe de rupture Hoek-Brown pour la roche intacte en fonction de C_0 . Pour le projet de prolongement du métro, aucun essai triaxial n'a été réalisé, ce qui aurait permis d'avoir une meilleure approximation pour des contraintes de confinement élevées. Cependant, le métro de Montréal se trouve relativement à faible profondeur, donc faire l'approximation de m_i à l'aide uniquement d'essais en compression simple et en traction est acceptable. La valeur ainsi obtenue pour la Formation de Montréal est de 8,57. Cette valeur se situe entre celles proposées par Roclab pour les calcaires cristallins et les shales de 12 ± 3 et 6 ± 2 respectivement.

Le module de déformabilité de la roche intacte (E_i) peut être déterminé en laboratoire. Il a été vu à la section 2.1.3.2 que le comportement élastique des roches transversalement isotropes est

gouverné, entre autres, par deux (2) modules de déformabilité, E_1 et E_2 . Par contre, le modèle *ubiquitous joint* de FLAC est limité à un seul module. Afin de maximiser les déplacements, le module de déformabilité le plus petit du massif rocheux doit être choisi. Ce dernier se trouve dans la direction normale à la déposition. La moyenne des résultats des essais en laboratoire réalisés sur des échantillons provenant de forages verticaux pour le projet de prolongement du métro a donc été utilisée directement pour le modèle numérique. Celle-ci équivaut à 43,3 GPa.

4.2.1.3 Massif rocheux

La valeur de chacun des paramètres du massif rocheux est déterminée dans cette section. Les contraintes totales ont été utilisées pour les calculs, car l'eau est drainée dans l'excavation. Les pressions interstitielles sont donc très faibles au-dessus de celle-ci.

La résistance en tension (T_m) et le module de déformabilité (E_m) ont été déterminés avec les équations 3.9 et 3.10 de Hoek et al. (2002) et Hoek et Diederichs (2006) présentées à la section 3.3.1. Les valeurs suivantes ont été obtenues : $T_m = 0,54$ MPa et $E_m = 20,6$ GPa.

La cohésion (c_m) et l'angle de frottement (ϕ_m) ont été déterminés à partir de tangentes à la courbe enveloppe du critère de rupture Hoek-Brown pour un intervalle de contraintes principales majeure et mineure ($T_m \leq \sigma_3 \leq \sigma_{3max}$). T_m est la résistance en tension du massif rocheux et σ_{3max} la contrainte de confinement maximale. σ_{3max} , dont l'équation a été présentée à la section 3.3.1, dépend de la profondeur. c_m et ϕ_m varient donc eux aussi avec la profondeur. Le tableau 4.4 présente σ_{3max} , c_m et ϕ_m au toit du tunnel pour les épaisseurs de couvert rocheux étudiées.

Tableau 4.4 : Contrainte de confinement maximale, cohésion et angle de frottement interne du massif rocheux en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.

Épaisseur du couvert rocheux (m)	σ_{3max} (kPa)	c_m (MPa)	ϕ_m (°)
4	181	1.37	60.6
8	240	1.37	60.0
12	299	1.38	59.6
16	357	1.39	59.1

Pour le modèle numérique, une seule valeur de chaque paramètre a été choisie, car elles varient peu pour les profondeurs étudiées et que cela permet de simplifier les analyses d'influence des paramètres. Pour se faire, le choix le plus sécuritaire est de prendre la cohésion (c_m) la plus faible avec l'angle de frottement (ϕ_m) associé. La cohésion la plus faible est obtenue pour un couvert rocheux de 4 m d'épaisseur. La cohésion (c_m) et l'angle de frottement (ϕ_m) du modèle numérique sont donc respectivement 1,37 MPa et 60,6°. c_m est faible et ϕ_m est très élevée. Ces résultats s'expliquent par le fait que la courbe enveloppe de Hoek-Brown est très accentuée pour de faibles contraintes de confinement comme pour celles du métro de Montréal qui se trouve à faible profondeur.

Les essais en laboratoire pour déterminer le coefficient de Poisson de la roche intact (ν) ont été réalisés sur des échantillons de carottes provenant de forages verticaux perpendiculaires à la déposition. La moyenne obtenue est 0,13. Cette valeur est minimale en fonction de la direction. À l'échelle du massif rocheux, celle-ci pourrait être encore plus petite, car les contraintes verticales vont provoquer la fermeture de fracture avant que le massif rocheux se déforme, ce qui pourrait donner un ν près de zéro en réalité. La moyenne des résultats des essais en laboratoire a été utilisée pour le modèle numérique, car il s'agit des seules valeurs disponibles. Une étude d'influence de ce paramètre a été réalisée.

Enfin, les modules de compressibilité (K) et de cisaillement (G) du massif rocheux ont été déterminés avec les équations suivantes à partir de E_m et ν .

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (4.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.2)$$

4.2.1.4 Ubiquitous joint

Les paramètres des *ubiquitous joints* sont la résistance en tension (T_j), la cohésion (c_j) et l'angle de frottement (ϕ_j). T_j et c_j sont déterminés à l'aide du rapport d'anisotropie (R_c) alors que ϕ_j est calculé avec l'équation de Barton (1973) présentée à la section 3.3.2.

T_j et c_j ont été déterminés en divisant la résistance en tension (T_m) et la cohésion (c_m) du massif rocheux par le rapport d'anisotropie (R_c). Cette méthode peut être utilisée, car les deux paramètres

dépendent de la résistance en compression simple de la roche intacte (C_0). Il est possible de déterminer R_c à partir de valeurs de la littérature comme celles présentées au tableau 2.2 de la section 2.1.3.1. La valeur de R_c choisie pour la simulation numérique est 3. Cette valeur correspond à celle d'une argilite (composée de plus de 66% d'argile) de Turquie (Colak & Unlu, 2004) qui est plus anisotrope que le shale calcaireux, ce qui donnera des valeurs plus faibles pour T_j et c_j . Les valeurs T_j et c_j obtenues sont 0,18 et 0,46 MPa respectivement.

ϕ_j est déterminé à l'aide de l'équation de Barton (1973). Celle-ci sert normalement à calculer l'angle de frottement des fractures dans un massif rocheux. Les résultats de l'étude géotechnique du projet de prolongement de métro ont permis de déterminer les valeurs des paramètres de cette équation pour la Formation géologique de Montréal (voir tableau 4.5).

Tableau 4.5 : Paramètre de l'équation de Barton (1973) pour déterminer l'angle de frottement des *ubiquitous joints*.

Paramètre de l'équation de Barton (1973)	Valeur choisie pour la simulation numérique
JRC	2
JCS	26 MPa
σ_n (pour un couvert rocheux de 16 m)	0.614 MPa
ϕ_r	25°
ϕ_j	28,3°

Le coefficient de rugosité des joints (JRC) est la valeur minimum obtenue pour le projet de prolongement du métro. Le JRC varie de 2 à 20 et a comme moyenne 7. La valeur minimale égale à 2 a été utilisée pour le modèle. Ensuite, la résistance des joints à la compression (JCS) a été déterminée directement à partir des résultats d'essais en laboratoire au marteau Schmitt. Les résultats ont donné des valeurs de JCS entre 26 et 70 MPa avec une moyenne de 56. La valeur la plus faible a été utilisée pour calculer l'angle de frottement des *ubiquitous joints*. La contrainte normale totale (σ_n) est celle au centre du toit du tunnel avec 16 m de couvert rocheux. Cette valeur maximale est utilisée, car l'angle de frottement diminue avec l'augmentation de la profondeur.

Enfin, l'angle de frottement résiduel (ϕ_b) a été fixé à 25°, car il s'agit d'une valeur minimale observée pour les roches en général. L'angle de frottement des *ubiquitous joints* obtenu est 28,3°.

4.2.2 Contraintes gravitaires du massif rocheux

Les contraintes gravitaires pour un matériau transversalement isotrope ont été imposées manuellement au modèle numérique. Cette section présente la méthode utilisée pour déterminer le coefficient de poussée des terres (K_0). Ensuite, l'équation d'Amadei et al. (1988) a été validée à l'aide du modèle numérique élastique transversalement isotrope de FLAC.

4.2.2.1 Coefficient de poussée des terres

L'équation d'Amadei et al. (1988), présentée à la section 2.1.4, permet de calculer le coefficient de poussée des terres (K_0) pour un matériau transversalement isotrope. Les contraintes horizontales initiales (avant l'excavation) du modèle numérique ont ensuite été calculées avec ce paramètre. L'équation pour calculer K_0 nécessite quatre (4) paramètres élastiques, soit deux (2) modules d'élasticité (E_1 et E_2) et deux (2) coefficients de Poisson (ν_1 et ν_2). Il est difficile de les déterminer à l'échelle du massif rocheux. Par contre, il est possible de le faire en laboratoire pour des échantillons de roche intacte, mais peu de valeurs sont disponibles dans la littérature. Au Québec, ce type d'essais a été réalisé par Gonzaga et al. (2008) sur le calcaire de St-Marc dont la formation se retrouve à 80 km à l'ouest de la ville de Québec. Le tableau 4.6 de la page suivante montre les résultats obtenus par Gonzaga.

Le K_0 déterminé avec les paramètres de déformabilité du calcaire de St-Marc, égale à 0,36, est utilisé pour le modèle numérique. Le calcaire de St-Marc est semblable à celui de la Formation de Montréal. Il s'agit d'une unité stratigraphique du Groupe du Trenton, mais de la Formation de Deschambault composée de calcaire cristallin avec des passées de shale rares ou inexistantes. La principale différence entre les deux formations est que le calcaire de St-Marc est plus massif, donc moins anisotrope, avec un K_0 plus faible. Les résultats de l'étude d'influence des contraintes tectoniques horizontales (section 4.3.8) montrent que l'augmentation de K_0 a un effet stabilisateur sur le modèle numérique. Il est donc conservateur d'utiliser les paramètres de déformabilité du calcaire de St-Marc pour déterminer le K_0 .

Tableau 4.6 : Paramètres de déformabilité du calcaire de St-Marc (tiré de Gonzaga et al. (2008)).

Paramètres de déformabilité du calcaire de St-Marc	
E_1 (GPa)	70,1
E_2 (GPa)	61,6
ν_1	0,40
ν_2	0,19
G_1 (GPa)	48,2
G_2 (GPa)	44,9
L'indice 1 réfère aux propriétés dans le plan d'isotropie et l'indice 2 aux propriétés perpendiculaires au plan d'isotropie.	

4.2.2.2 Validation de l'équation d'Amadei et al. (1988)

L'équation d'Amadei et al. (1988) permet de calculer le coefficient de poussée des terres (K_0) pour un massif rocheux stratifié semi-infini, homogène et élastique linéaire pour lequel les axes d'anisotropie sont horizontaux et verticaux. Cette formulation, utilisée pour calculer les contraintes gravitaires initiales de la simulation numérique, a été validée à l'aide du modèle de comportement élastique transversalement isotrope de FLAC. Ce modèle permet de saisir deux (2) modules de déformabilité, E_1 et E_2 , et deux (2) coefficients de Poisson, ν_1 et ν_2 , ainsi qu'un module de cisaillement (G_2) dont l'obtention peut faire appel à l'équation proposée par FLAC présentée ci-dessous.

$$G_2 = \frac{E_1 E_2}{E_1(1+2\nu_2)+E_2} \quad (4.3)$$

FLAC calcule donc automatiquement les contraintes gravitaires (verticales et horizontales) des matériaux transversalement isotropes homogènes et linéaires. Les résultats ont été comparés avec ceux de l'équation analytique d'Amadei et al. (1988) (voir figure 4.2). Afin de simplifier cette analyse, les sols, l'horizon de roc fracturé et les pressions interstitielles ont été négligés.

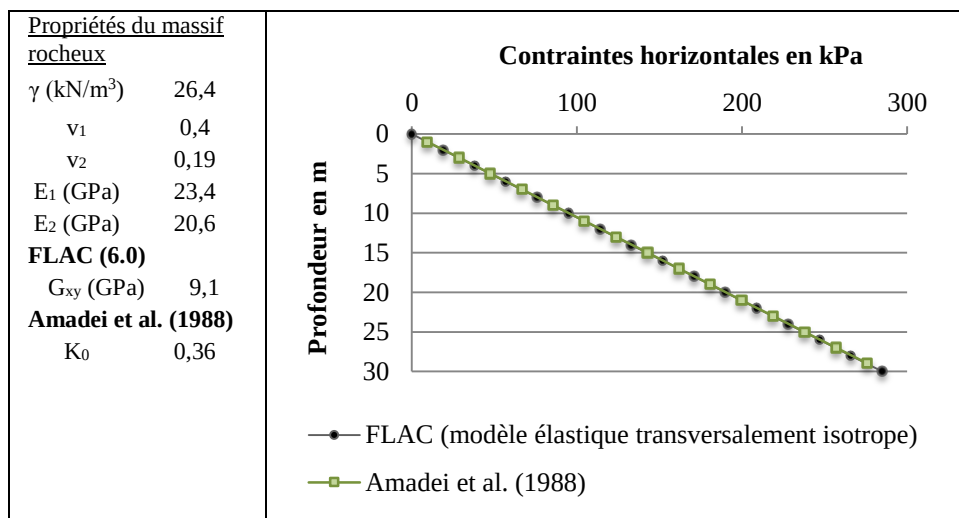


Figure 4.2 : Contraintes horizontales avant l'excavation en fonction de la profondeur calculée avec le modèle élastique transversalement isotrope de FLAC et l'équation d'Amadei et al. (1988).

Une différence entre 0,20 et 0,32% a été observée entre l'équation d'Amadei et al. (1988) et les résultats du modèle élastique transversalement isotrope de FLAC. L'équation d'Amadei et al. (1988) est donc valide et elle sera utilisée pour déterminer les contraintes horizontales initiales de la simulation numérique avec le modèle de comportement *ubiquitous joint* qui est limité à l'isotropie en termes de déformabilité.

4.2.3 Pressions interstitielles

Afin de considérer les pressions interstitielles, plusieurs paramètres doivent être saisis et choisis avec soins pour les sols (till), le roc et l'eau dans le modèle numérique. Les paramètres à déterminer sont la porosité (n) et la perméabilité des matériaux ainsi que la masse volumique (ρ_w) et le module de compressibilité (K_w) de l'eau. Les analyses ont été faites en considérant un milieu poreux équivalent avec une perméabilité isotrope. Les pressions interstitielles initiales et aux frontières doivent également être saisies dans le logiciel.

Les essais sur les sols contenus dans l'étude géotechnique pour le prolongement du métro donnent une teneur en eau de 12% pour le till et une porosité approximative de 24%. La porosité des roches est quant à elle négligeable, soit environ 2%. Ensuite, puisqu'une approche de milieu continu équivalent est utilisée, une perméabilité isotrope doit être considérée. Pour le massif rocheux,

compte tenu de sa porosité très faible, l'écoulement se passe à travers les fractures. Cependant, puisqu'une des hypothèses de la simulation numérique est l'atteinte du régime stationnaire, la perméabilité n'a pas vraiment d'influence sur les résultats du modèle. Des valeurs élevées de perméabilité sont donc choisies afin d'accélérer les calculs du logiciel. Ensuite, le module de compressibilité de l'eau (K_w) est le rapport entre la variation de la pression et la variation du volume pour une pression appliquée uniformément. L'eau est pratiquement incompressible et son module K_w est d'environ 2×10^9 Pa. Sur le terrain, la présence d'air dissous ou de bulles d'air peut faire diminuer de manière substantielle la valeur du module. K_w influence considérablement la vitesse de convergence de la simulation numérique. Le temps de réponse du système et les pas de temps sont tous les deux inversement proportionnels à K_w . FLAC indique qu'il n'est pas nécessaire de prendre une valeur de K_w plus grande que $(K+4/3G)n$ pour les simulations malgré sa valeur réelle où K et G sont respectivement les modules de compressibilité et de cisaillement. FLAC indique que pour un problème partiellement saturé, l'équation 4.3 peut être utilisée comme limite supérieure pour K_w .

$$K_w > 0.3 * L_x * \rho_w * g \quad (4.4)$$

où L_x est la largeur du modèle et g l'accélération gravitationnelle.

Finalement, il est nécessaire d'imposer des pressions interstitielles initiales à la simulation numérique. Elles sont égales à $\rho_w g H$, où H est la distance du point considéré jusqu'à la nappe phréatique, et augmentent linéairement avec la profondeur. Ensuite, puisque dans FLAC les frontières sont par défaut imperméables, les pressions interstitielles doivent être imposées à la frontière extérieure verticale qui n'est pas un axe de symétrie afin d'assurer la recharge de la nappe phréatique à l'aide de la même équation que pour les pressions interstitielles initiales. Le tableau 4.7 présente les intrants afin d'inclure les pressions interstitielles au modèle numérique.

Tableau 4.7 : Intrants pour les pressions interstitielles pour le sol (till), le roc et l'eau.

Propriété	Intrant de la simulation numérique
Porosité :	
<i>Sol (Teneur en eau d'environ 12%)</i>	0.237
<i>Roc</i>	0.02
Perméabilité :	
<i>Sol</i>	$1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/(\text{Pa} \cdot \text{sec})$
<i>Roc</i>	$1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/(\text{Pa} \cdot \text{sec})$
Masse volumique de l'eau (ρ_w)	1000 kN/m^3
Module de compressibilité de l'eau (K_w)	$2 \times 10^6 \text{ Pa}$
Intervalle de K_w	$[1.8 \times 10^5 - 3.2 \times 10^7] \text{ Pa}$

4.2.4 Endommagement lié à la méthode d'excavation du massif rocheux

L'endommagement lié à la méthode d'excavation est considéré dans la loi de comportement grâce à l'indice d'endommagement (D) qui réduit les propriétés de résistance et de déformation du massif rocheux autour de la zone excavée. Ce paramètre varie entre 0 et 1, avec $D=0$ lorsque le massif rocheux n'a subi aucune perturbation mécanique et $D=1$ lorsque le massif rocheux a été fracturé dans le cadre d'un dynamitage de production par exemple. D est difficile à déterminer, car il dépend de la méthode d'excavation, de la forme de l'excavation et de l'endommagement préalable du massif rocheux. Il existe tout de même des outils aidant à déterminer ce paramètre à partir d'exemples d'applications et de photos comme le tableau présenté à l'annexe C de Hoek et Diederichs (2006).

Pour l'excavation du métro de Montréal deux (2) méthodes ont été envisagées, soit le mineur en continu ($D=0$) et le sautage adouci ($D=0,5$) (voir figure 4.3). Le sautage adouci consiste à réaliser des forages rapprochés aux bordures de l'excavation projetée et à procéder à un sautage contrôlé. Avec cette méthode, une zone d'environ 2 mètres autour de l'excavation risque d'être fragilisée (voir figure 4.4). Le tableau récapitulatif 4.10 de la section 4.2.6 présente les paramètres du modèle numérique pour un massif rocheux très peu endommagé par le mineur continu et les zones endommagées par le sautage adouci.

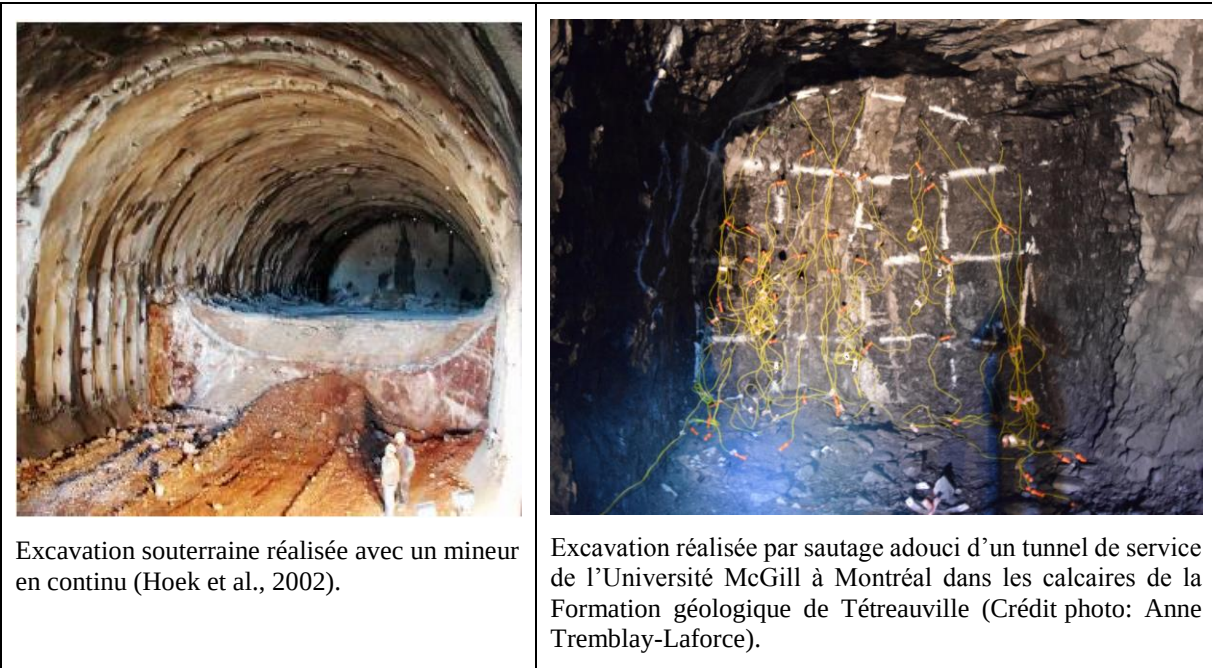


Figure 4.3 : Méthodes d'excavation analysées pour l'excavation du métro de Montréal.

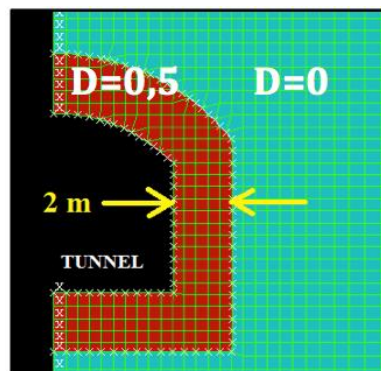


Figure 4.4 : Zone endommagée en périphérie du tunnel de métro ($D=0,5$) suite au sautage adouci.

4.2.5 Zone de failles

La zone de failles se distingue des massifs rocheux couramment rencontrés dans la région de Montréal pour les raisons suivantes :

- la qualité du massif rocheux ne s'améliore pas avec la profondeur;
- les zones de roc fracturé sont plus nombreuses et larges;
- des fractures remplies de matériaux fins (argile et silt) et des intrusifs altérés sont plus souvent rencontrés, et ce, à des profondeurs plus élevées.

Les classifications géomécaniques (RQD, RMR'₈₉ et GSI) des zones de failles sont présentées au tableau 4.8. Elles sont basées sur une zone de failles rencontrée lors de la campagne d'investigation géotechnique pour le projet du prolongement du métro. Les propriétés de la roche intacte restent inchangées. Le tableau 4.9 qui suit présente les valeurs des paramètres utilisées pour déterminer le RMR'₈₉. La totalité des intrants de FLAC pour la zone de failles est présentée au tableau 4.10 de la section 4.2.6.

Tableau 4.8 : Classifications géomécaniques (RQD, RMR'₈₉ et GSI) de la zone de failles.

RQD (%)	RMR' ₈₉	GSI	Qualité du massif rocheux
< 25	45	40	Mauvaise

Tableau 4.9 : Paramètres du RMR'₈₉ pour la zone de failles (Bieniawski, 1989).

Paramètre	Classification	Description
A. Classification des paramètres et leur classification		
1. Résistance en compression simple de la roche intacte (C_0)	12	Entre 100 et 250 MPa
2. RQD	3	< 25%
3. Espacement entre les discontinuités	5	< 60 mm
4. Condition des discontinuités	10	Épontes d'intrusifs altérées, matériaux fins de remplissage et séparation les discontinuités continues de 1-5 mm.
5. Eau souterraine	15	Sec (eau souterraine négligée pour déterminer le RMR' ₈₉ pour le modèle numérique)
B. Ajustement de la classification pour l'orientation des discontinuités		
Tunnels et mines	0	Très favorable (paramètre négligé pour déterminer le RMR' ₈₉ modifié pour le modèle numérique)
C. RMR' ₈₉ : Somme de la classification = 45		

4.2.6 Tableau résumé des intrants du modèle numérique

Cette section présente les intrants nécessaires à la réalisation des modèles numériques avec FLAC. Il contient les paramètres des sols, du roc fracturé (entre les sols et le roc sain), du massif rocheux, de la zone de failles et de la zone endommagée autour de l'excavation par le sautage adouci. Les études d'influence des paramètres sont faites à partir du modèle de base composé en partant de la surface de 8 m de sols (till), de 2 m de roc fracturé et du massif rocheux dont l'indice d'endommagement est zéro. De plus, le rapport d'anisotropie (R_c), égale à 3, est le même pour le

massif rocheux, ainsi que pour les zones de failles et endommagées par le sautage adouci. Les valeurs des paramètres sont présentées au tableau 4.10.

Tableau 4.10 : Intrants FLAC pour les sols (till), le roc fracturé, le massif rocheux, la zone de failles et la zone endommagée par le sautage adouci.

Paramètres	Sol (till)	Roc fracturé	Massif rocheux (D = 0)	Zone de faille	Zone endommagée (D = 0,5)
<i>Modèle de comportement</i>	<i>Mohr-Coulomb</i>		<i>Ubiquitous joint</i>		
<i>Massif rocheux</i>					
ρ (kg/m³)	2446	2691	2691	2691	2691
E (GPa)	0,1	3,5	20,6	6,9	10,5
ν	0,30	0,13	0,13	0,13	0,13
K₀	0,43	0,36	0,36	0,36	0,36
T (MPa)	0	0,06	0,54	0,12	0,35
c (MPa)	0	0,22	1,37	0,43	0,88
φ (°)	25,0	61,5	60,6	61,2	59,3
Dilatance (°)	0	0	0	0	0
R_c	-	-	3	3	3
<i>Ubiquitous joint</i>					
Pendage (°)	-	-	0	0	0
T_j (MPa)	-	-	0,18	0,05	0,12
c_j (MPa)	-	-	0,46	0,14	0,29
φ_j (°)	-	-	28,3	28,3	28,3
Dilatance (°)	-	-	0	0	0
<i>Pressions interstitielles</i>					
Perméabilité (m²/(Pa·sec))	1,00E-06	1,00E-06	1,00E-06	1,00E-06	1,00E-06
Porosité	24%	2%	2%	2%	2%
K_w (MPa)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

4.3 Influence des paramètres sur la simulation numérique

Les analyses réalisées ont été faites dans un but académique, donc les résultats ne peuvent être utilisés aux fins de conception par un tiers.

Cette section présente les résultats obtenus avec le logiciel FLAC des études de sensibilité pour certains paramètres du modèle numérique. Tout d'abord, certaines informations d'ordre général,

essentielles à la compréhension des résultats, sont présentées. Ensuite, les influences sur la simulation numérique de la géométrie de l'excavation, de l'épaisseur du couvert rocheux, du RQD, de la résistance en compression de la roche intacte, du coefficient de Poisson, des paramètres de résistance du massif rocheux et des *ubiquitous joints*, des pressions interstitielles, des contraintes tectoniques horizontales, de la largeur des piliers du garage souterrain, de l'endommagement du massif rocheux lié à la méthode d'excavation et d'une zone de faille sont présentées et analysées. Le RQD et la présence d'une zone de failles influencent tous les deux la valeur du GSI. La zone de failles se distingue cependant des massifs rocheux généralement rencontrés dans la région de Montréal, car elle contient plus de zones de roc fracturé, de fractures remplies de matériaux fins (argile et silt) et d'intrusifs altérés. Les failles ont donc été analysées de manière distincte compte tenu de leur caractère particulier ayant souvent engendrées des délais et des dépassements de coût lors la construction du métro de Montréal dans le passé.

4.3.1 Généralités

Les coordonnées des éléments et des nœuds du modèle numérique sont déterminées en fonction de l'origine (0,0) et de l'orientation de l'abscisse et de l'ordonnée (figure 4.5). L'origine se trouve au centre du toit d'un tunnel, d'une station ou du tunnel central d'un garage. Pour la présentation des résultats, la position horizontale (x) dans les graphiques correspond à la coordonnée X des éléments ou des nœuds du modèle numérique. Cette position ne suit pas le contour du toit de l'excavation et la coordonnée Y varie également.

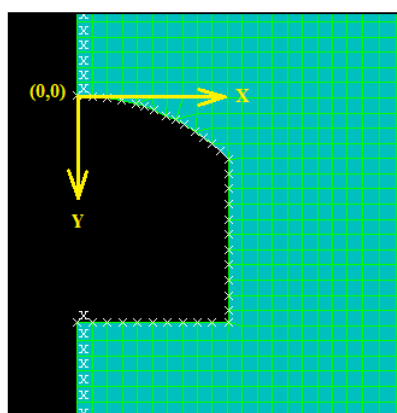


Figure 4.5 : Origine, abscisse et ordonnée du modèle numérique.

Les études d'influence ont principalement été réalisées au niveau du toit des excavations. Les ruptures les plus dangereuses pour les travailleurs et la machinerie se trouvent à cet endroit. Les déplacements et les ruptures aux parements et au plancher n'ont donc pas été traités pour l'étude d'influence sauf pour les contraintes tectoniques horizontales.

Les résultats de FLAC analysés pour constater l'influence des paramètres sur le modèle numérique sont les déplacements, les ruptures et les contraintes dans le massif rocheux au toit du tunnel, de la station et des tunnels du garage du métro. Les déplacements permettant de connaître la stabilité relative des excavations lors de la variation des paramètres. Ils permettent également de prédire l'arrivée d'une rupture généralisée au toit lorsqu'ils se mettent à augmenter exponentiellement. Les déplacements sont maximums au toit, plus précisément au centre de celui-ci (voir figure 4.6). Le centre du toit est donc considéré comme un point de référence pour l'interprétation des résultats. Ensuite, la signification des symboles des ruptures identifiées par FLAC sont présentés au tableau 4.11. Finalement, les signes pour les contraintes en compression et en tension sont positifs et négatifs respectivement. Il est à noter que cette nomenclature est différente de celle utilisée dans le logiciel FLAC.

Tableau 4.11 : Signification des symboles des ruptures dans FLAC.

Symbole	Mode de rupture
<i>Massif rocheux</i>	
	Rupture en tension du matériau (sols ou massif rocheux) survenue lors des itérations de calculs numériques (dans le passé) provoquant un relâchement de contraintes localement et la chute de la résistance en tension égale à zéro.
	Rupture en cisaillement du matériau (sols ou massif rocheux) survenue lors des itérations de calculs numériques (dans le passé) provoquant un relâchement de contraintes localement.
	Rupture en tension du matériau (sols ou massif rocheux) toujours active lorsque le modèle atteint l'équilibre.
	Rupture en cisaillement du matériau (sols ou massif rocheux) toujours active lorsque le modèle atteint l'équilibre.
<i>Ubiquitous joint</i>	
	Rupture en tension des <i>ubiquitous joints</i> survenue lors des itérations de calculs numériques (dans le passé) provoquant localement un relâchement de contraintes et la chute de la résistance en tension égale à zéro. Les ruptures en tension sur les <i>ubiquitous joints</i> sont déterminées avec les contraintes normales à ceux-ci.
	Rupture en cisaillement dans les <i>ubiquitous joints</i> survenue lors des itérations de calculs numériques (dans le passé) provoquant localement un relâchement de contraintes. Les ruptures en cisaillement sur les <i>ubiquitous joints</i> sont déterminées avec les contraintes tangentielles à ceux-ci.
	Rupture en tension dans les <i>ubiquitous joints</i> toujours active lorsque le modèle atteint l'équilibre.
	Rupture en cisaillement le long des <i>ubiquitous joints</i> toujours active lorsque le modèle atteint l'équilibre.

4.3.2 Épaisseur du couvert rocheux et géométrie de l'excavation

L'influence de l'épaisseur du couvert rocheux et la géométrie de l'excavation sur les déplacements, les ruptures et l'état de contraintes autour du tunnel, de la station et du garage de métro est analysée dans cette section. L'épaisseur du couvert rocheux représente la distance entre le point le plus élevé du toit de l'excavation et le socle rocheux (incluant une zone de roc fracturé de 2 m d'épaisseur à la surface du massif rocheux). L'intervalle étudié va de 4 à 16 m, car en moyenne, l'épaisseur du couvert rocheux du métro de Montréal est 10 m. Les dimensions du tunnel et de la station ont été présentées à la section 3.2.2. Néanmoins, les largeurs du tunnel et de la station sont respectivement 8,0 et 14,3 m. L'espacement entre les tunnels du garage (largeur des piliers) est de 5 m.

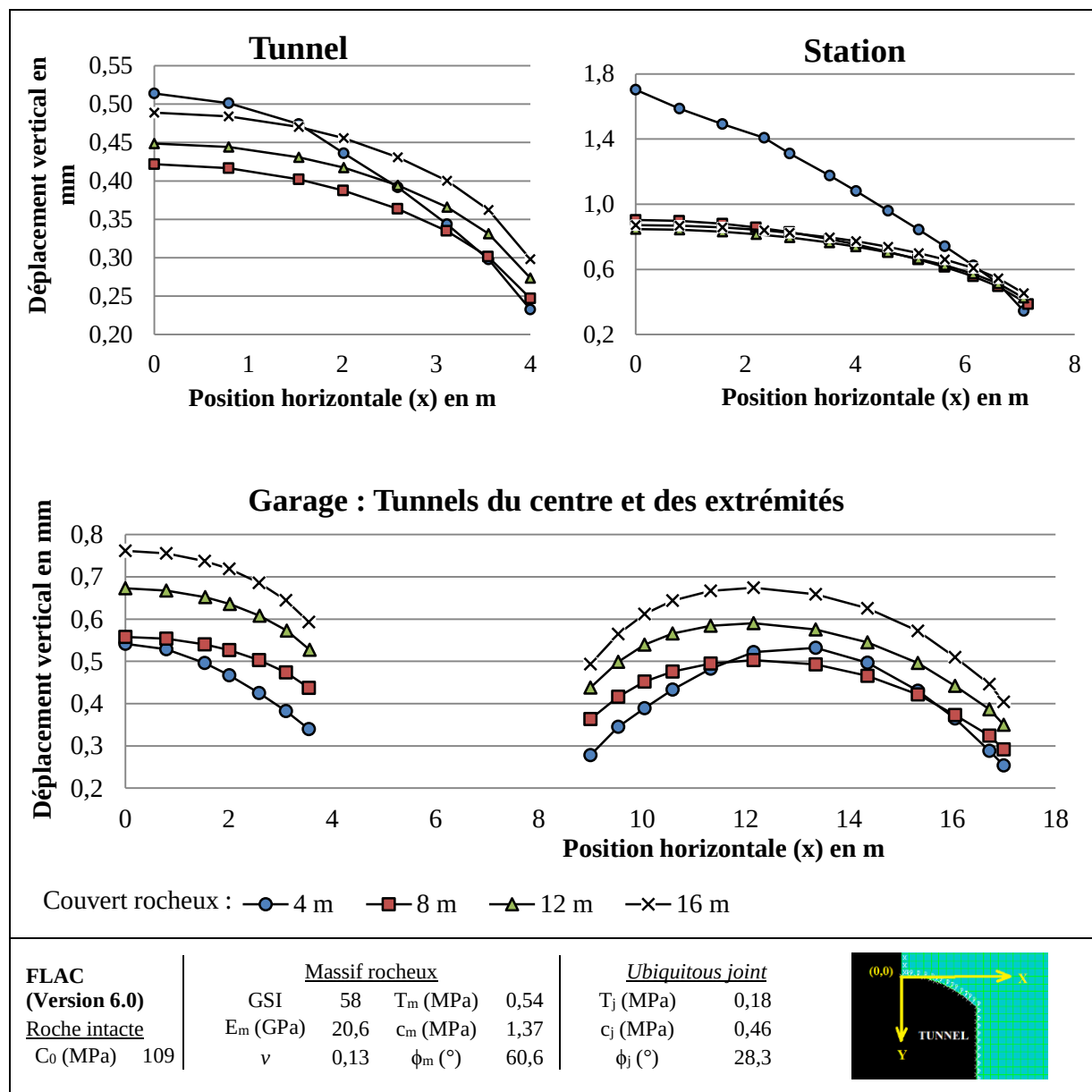


Figure 4.6 : Déplacements verticaux aux toits du tunnel, de la station et du garage en fonction du couvert rocheux.

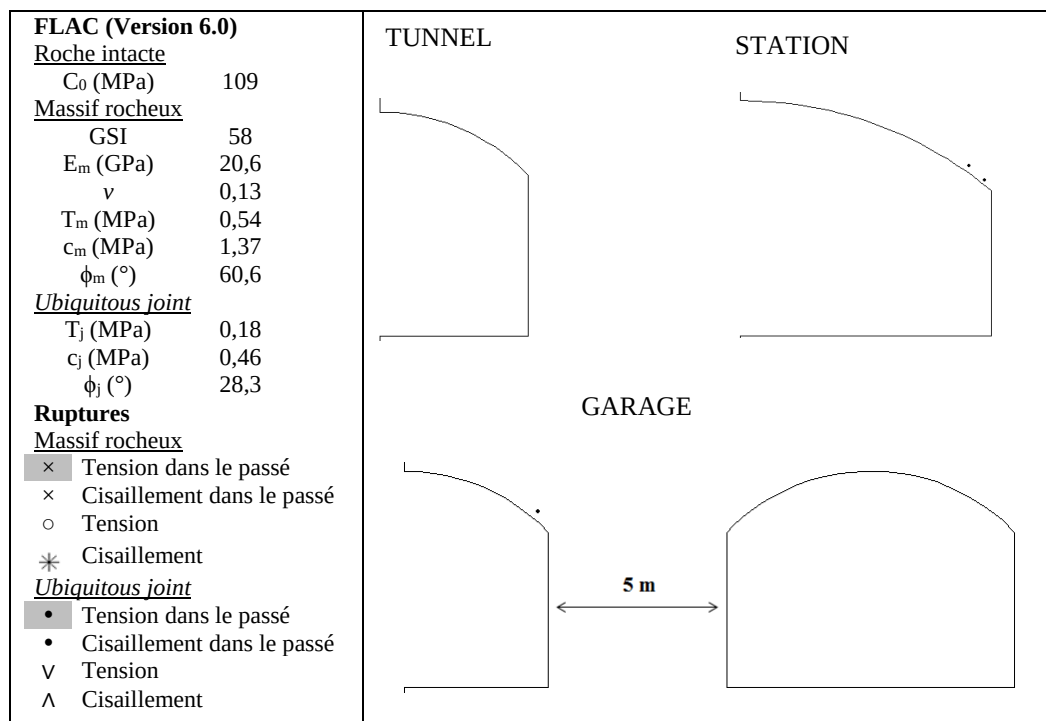


Figure 4.7 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel, de la station et du garage pour une épaisseur de couvrt rocheux de 12 m.

L'épaisseur du couvrt rocheux influence les déplacements aux toits du tunnel, de la station et du garage souterrain au dixième de mm près (figure 4.6). Pour le tunnel et la station, les déplacements sont maximums pour un couvrt rocheux de 4 m au centre du toit alors que pour le garage, ils sont plus grands lorsque le couvrt rocheux est de 16 m. Les plus faibles déplacements sont obtenus lorsque l'épaisseur de couvrt rocheux est 8 m pour le tunnel, 12 m pour la station et 4 à 8 m pour le garage souterrain. La figure 4.7 montre que peu de ruptures surviennent au toit du tunnel, de la station et du garage souterrain. Les trois excavations sont donc globalement stables. Néanmoins, les résultats des ruptures montrent que la station et le tunnel central du garage sont légèrement moins stables que le tunnel isolé et les tunnels des extrémités du garage souterrain, car des ruptures dans les *ubiquitous joints* se produisent au toit.

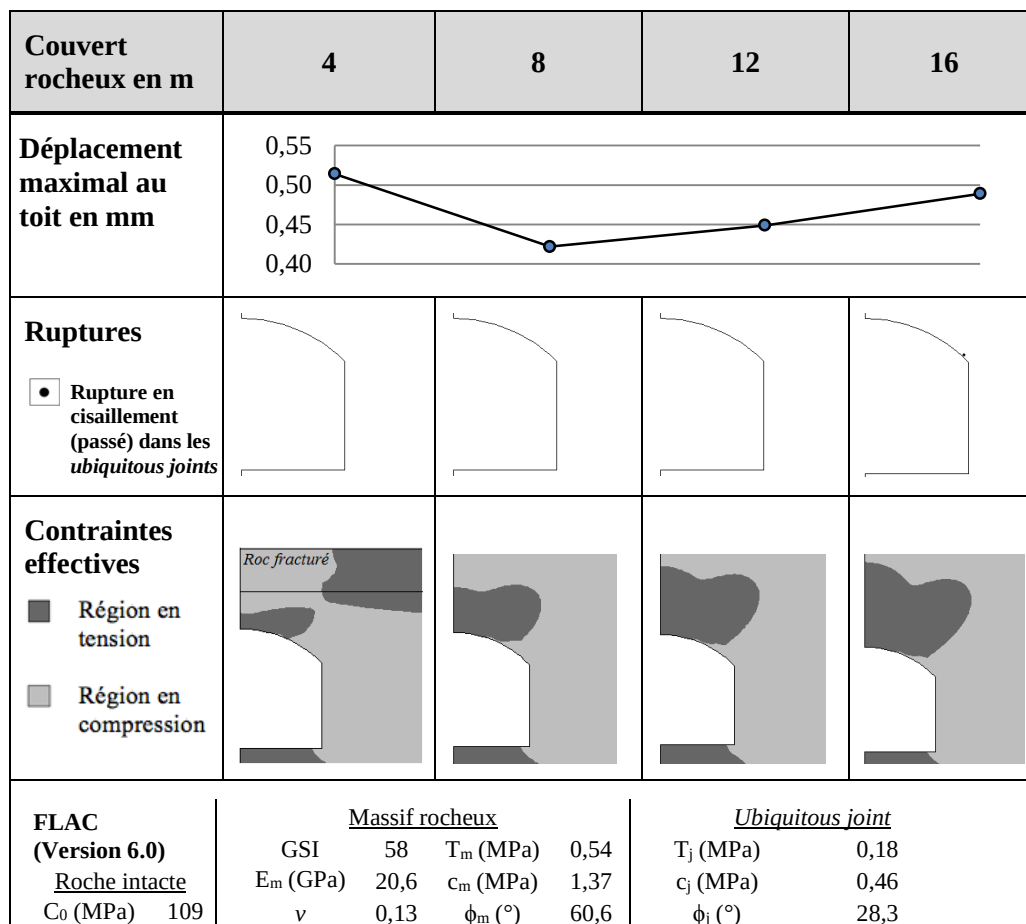


Figure 4.8 : Déplacements maximums, ruptures et état de contraintes au toit du tunnel en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.

La figure 4.8 montre que les plus grands déplacements sont obtenus pour un couvert rocheux de 4 m. Ils diminuent ensuite pour un couvert rocheux de 8 m et augmentent progressivement jusqu'à 16 m. Peu de ruptures se produisent au toit du tunnel pour tous les couverts rocheux. L'état de contraintes permet quant à lui de constater qu'avec 4 m de couvert rocheux, le toit du tunnel est en flexion. En comparaison, celui-ci se comporte comme une poutre encastree à ses deux extrémités. Deux régions de contraintes en tension sont observées : une au centre et une à chaque extrémité du toit. L'accroissement du couvert rocheux de 4 à 8 m augmente la rigidité du toit et diminue sa flexion ainsi que les déplacements verticaux. Lorsqu'il y a plus de 8 m de couvert rocheux, la dimension de la région en tension au centre du toit augmente de manière quasi constante avec la profondeur.

Pour conclure, l'influence sur le modèle numérique de l'épaisseur du couvert rocheux et de la géométrie des excavations du métro est modérée. Les déplacements varient de manières non négligeables. Par contre, l'influence sur les ruptures est moindre. De plus, l'épaisseur du couvert rocheux influence les modes de rupture (en flexion par exemple) au toit de l'excavation.

4.3.3 RQD

Le RQD est un indice de la qualité du massif rocheux qui s'améliore généralement avec la profondeur. Ce paramètre est lié à la quantité de fractures et à leurs emplacements relatifs. Il varie entre 0 et 100% et 100% représente un massif rocheux peu fracturé avec une distance de plus de 10 cm entre chacune des fractures. Le RQD est utilisé pour déterminer le GSI du modèle numérique. Sa variation influence donc plusieurs paramètres soient le module de déformabilité (E_m), la résistance en tension (T_m), la cohésion (c_m) et l'angle de frottement (ϕ_m) du massif rocheux. De plus, la résistance en tension (T_j) et la cohésion (c_j) des *ubiquitous joints* dépendent eux aussi du RQD, car ils sont déterminés à partir de T_m , c_m et du rapport d'anisotropie (R_c). Le tableau 4.12 présente les intrants du massif rocheux dans FLAC en fonction du RQD pour un intervalle de 0 à 100% divisé en cinq (5) sous intervalles. Il est à noter que le RQD de la couche de roc fracturé de 2 m d'épaisseur à la surface du massif rocheux ne varie pas pendant cette analyse. Les valeurs des autres paramètres restent les mêmes que ceux présentés au tableau 4.10 de la section 4.2.6.

Tableau 4.12 : Paramètres du massif rocheux en fonction du RQD.

RQD (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	< 25%
<i>Massif rocheux</i>					
GSI	70	67	63	58	53
E_m (GPa)	31,7	29,2	25,5	20,6	15,9
c_m (MPa)	2,98	2,46	1,89	1,37	0,99
φ_m (°)	58,5	59,1	59,8	60,6	61,1
T_m (MPa)	1,32	1,06	0,78	0,54	0,37
R_c	3	3	3	3	3
<i>Ubiquitous joint</i>					
c_j (MPa)	1,00	0,82	0,63	0,46	0,33
T_j (MPa)	0,44	0,35	0,26	0,18	0,12

Les résultats analysés pour connaître l'influence du RQD sur la simulation numérique sont les déplacements maximums et les ruptures au toit du tunnel. La figure 4.9 présente les déplacements maximums au toit en fonction du RQD pour différentes épaisseurs de couvret rocheux. La figure 4.10 quant à elle montre les ruptures au toit du tunnel pour les intervalles de RQD 25 à 50% et inférieur à 25% en fonction de l'épaisseur du couvret rocheux. Les intervalles plus grands que 50% ne sont pas présentés, car aucune rupture supplémentaire ne s'est produite.

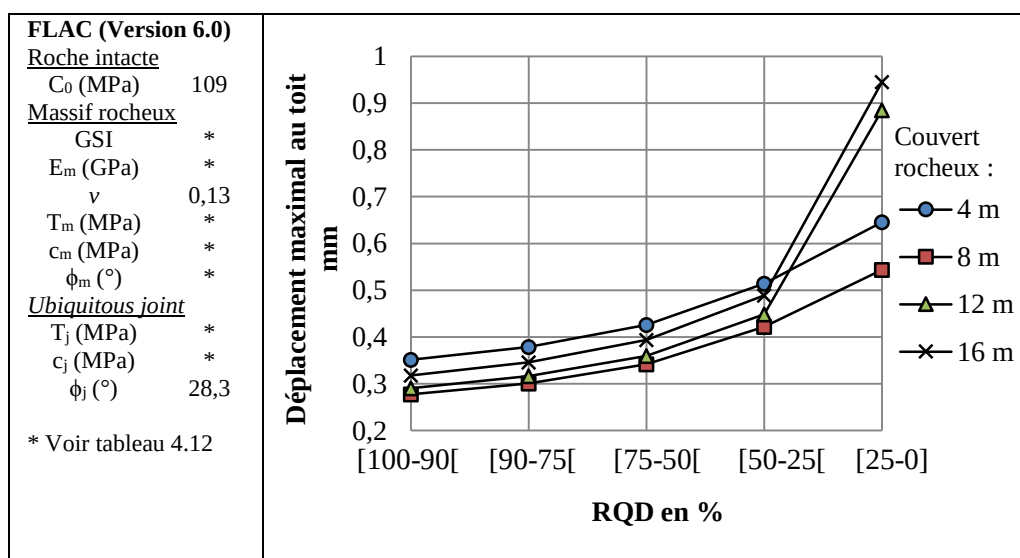


Figure 4.9 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction du RQD et de l'épaisseur du couvret rocheux.

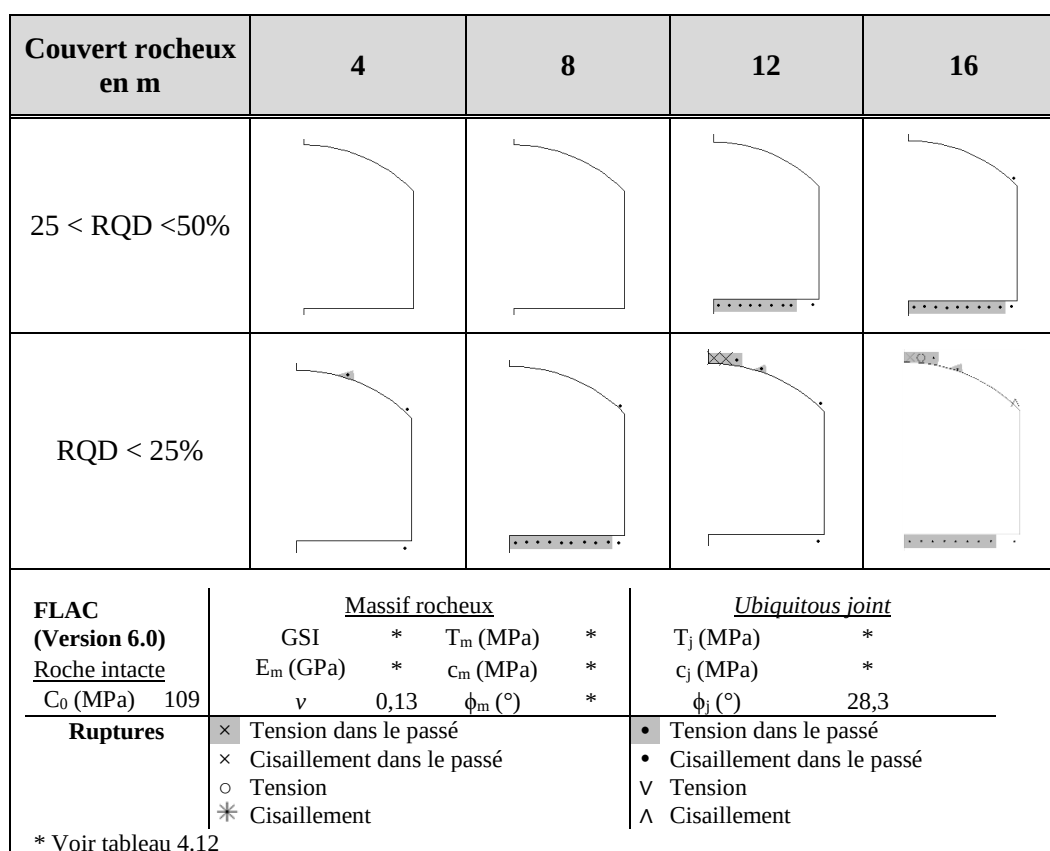


Figure 4.10 : Ruptures autour du tunnel identifiées par FLAC en fonction du RQD et de l'épaisseur du couvert rocheux.

La figure 4.9 montre que, de manière générale, les déplacements maximums au toit du tunnel augmentent graduellement avec la diminution du RQD. Cet accroissement régulier est lié aux déformations élastiques associées à la réduction du module de déformabilité du massif rocheux (E_m) avec celle du RQD. Par contre, lorsque le RQD est inférieur à 25% et que l'épaisseur du couvert rocheux est entre 12 et 16 m, les déplacements augmentent significativement. La figure 4.10 montre que cette augmentation est provoquée par l'apparition de ruptures en tension au centre du toit dans le massif rocheux et les *ubiquitous joints*. Par contre, il est peu probable qu'une valeur aussi faible de RQD se retrouve partout dans le massif rocheux.

Le RQD influence les déplacements, mais peu les ruptures pour les hypothèses considérées. Par contre, il affecte la valeur de la plupart des paramètres géomécaniques du massif rocheux et des *ubiquitous joints*. Son influence sur le modèle numérique est donc considérée comme modérée.

4.3.4 Résistance en compression simple de la roche intacte

L'étude d'influence de la résistance en compression simple de la roche intacte (C_0) sur le modèle numérique cherche à établir la valeur minimale de C_0 pour laquelle la stabilité globale de l'excavation est compromise pour l'intervalle de profondeur, la dimension et la géométrie du tunnel du métro. La variation de C_0 affecte de nombreux paramètres du massif rocheux, des *ubiquitous joint* et du roc fracturé à la surface du massif rocheux. Le GSI, le module de déformabilité (E_m), la résistance en tension (T_m), la cohésion (c_m) et l'angle de frottement (ϕ_m) du massif rocheux et du roc fracturé ainsi que la résistance en tension (T_j) et la cohésion (c_j) des *ubiquitous joint*, liés à T_m et c_m par l'intermédiaire de R_c , dépendent tous de C_0 . Le tableau 4.13 présente les valeurs des paramètres de la simulation numérique qui varient en fonction C_0 . La valeur maximale de l'intervalle est 109 MPa. Celle-ci correspond à la moyenne des résultats des essais en laboratoire de résistance en compression simple de la roche intacte pour la Formation de Montréal. La borne inférieure de l'intervalle de C_0 est la valeur pour laquelle une rupture généralisée est sur le point de se produire. Dans FLAC, le fait que le modèle numérique n'atteigne pas l'équilibre (non convergence) suite à la réduction des paramètres serait indicateur d'une rupture généralisée.

Tableau 4.13 : Paramètres du roc fracturé, du massif rocheux et des *ubiquitous joints* en fonction de la résistance en compression simple de la roche intacte (C_0).

C ₀ (MPa)	30	50	80	109
Roc fracturé				
GSI	22	22	25	30
E _m (GPa)	0,22	0,22	0,26	0,35
T _m (MPa)	0,01	0,02	0,03	0,07
c _m (MPa)	0,06	0,08	0,13	0,22
φ _m (°)	52,5	55,5	59,0	61,5
Massif rocheux				
GSI	50	50	53	58
E _m (GPa)	13,3	13,3	15,9	20,6
T _m (MPa)	0,08	0,14	0,27	0,54
c _m (MPa)	0,25	0,39	0,73	1,37
φ _m (°)	57,0	59,0	60,4	60,6
R _c	3			
Ubiquitous joint				
T _i (MPa)	0,03	0,04	0,09	0,18
c _i (MPa)	0,08	0,13	0,24	0,46

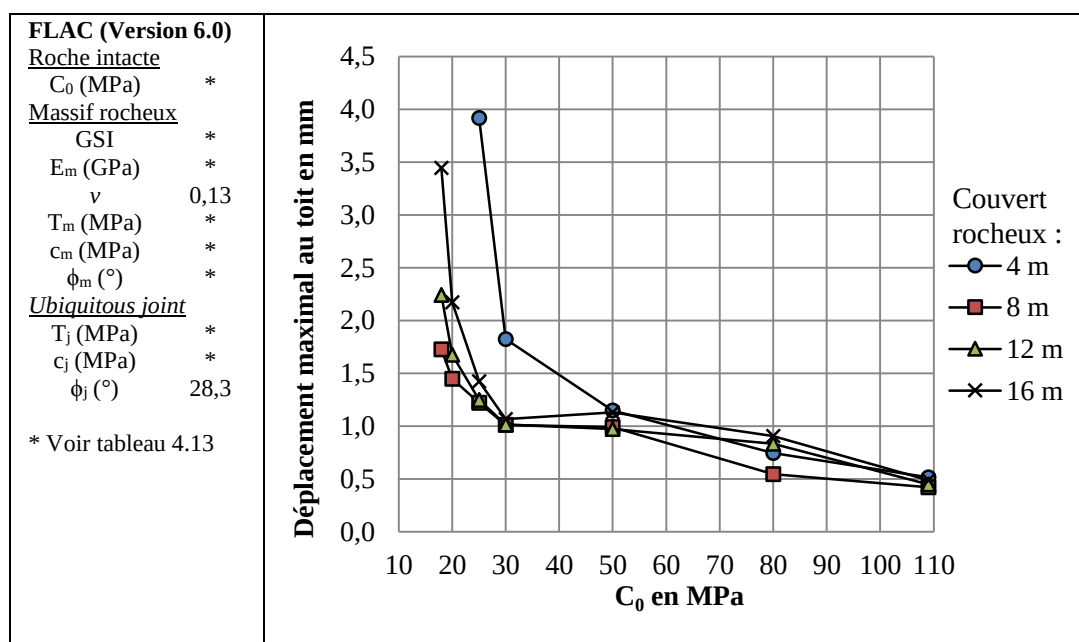


Figure 4.11 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction de la résistance en compression simple de la roche intacte (C_0) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

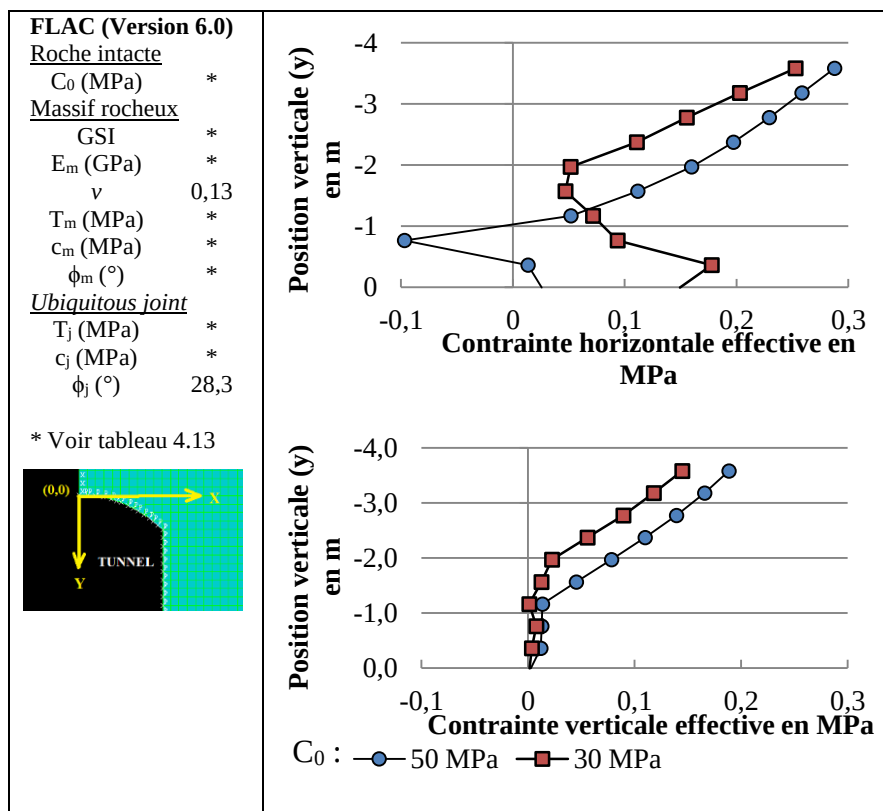


Figure 4.12 : Contraintes verticales et horizontales effectives au-dessus du toit du tunnel au centre en fonction de la résistance en compression simple de la roche intacte (C_0) pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.

La figure 4.11 montre que les déplacements maximums au toit du tunnel sont influencés par C_0 . L'augmentation graduelle des déplacements observée pour des valeurs de C_0 de 109 à 50 MPa est causée par l'apparition de ruptures (voir figure 4.13) et la diminution de la valeur des paramètres de déformabilité du massif rocheux. Ensuite, la légère diminution des déplacements au toit, pour des valeurs de C_0 entre 30 et 50 MPa et pour des épaisseurs de couvert rocheux de 8, 12 et 16 m, est expliqué par l'effet stabilisateur que peuvent avoir les ruptures en réduisant les contraintes au toit du tunnel. La figure 4.12 montre premièrement que les contraintes horizontales en tension sont plus faibles lorsque $C_0=30$ MPa plutôt que 50 MPa à un peu moins de 1 m au-dessus de la voûte. Deuxièmement, les contraintes verticales sont également plus faibles pour $C_0=30$ MPa. Lorsque C_0 est inférieur à 30 MPa, les déplacements augmentent de plus en plus rapidement jusqu'à la rupture généralisée du toit du tunnel. D'après ces analyses et dans le cadre des hypothèses retenues, 30 MPa semble donc la valeur de C_0 minimale pour que le tunnel soit stable.

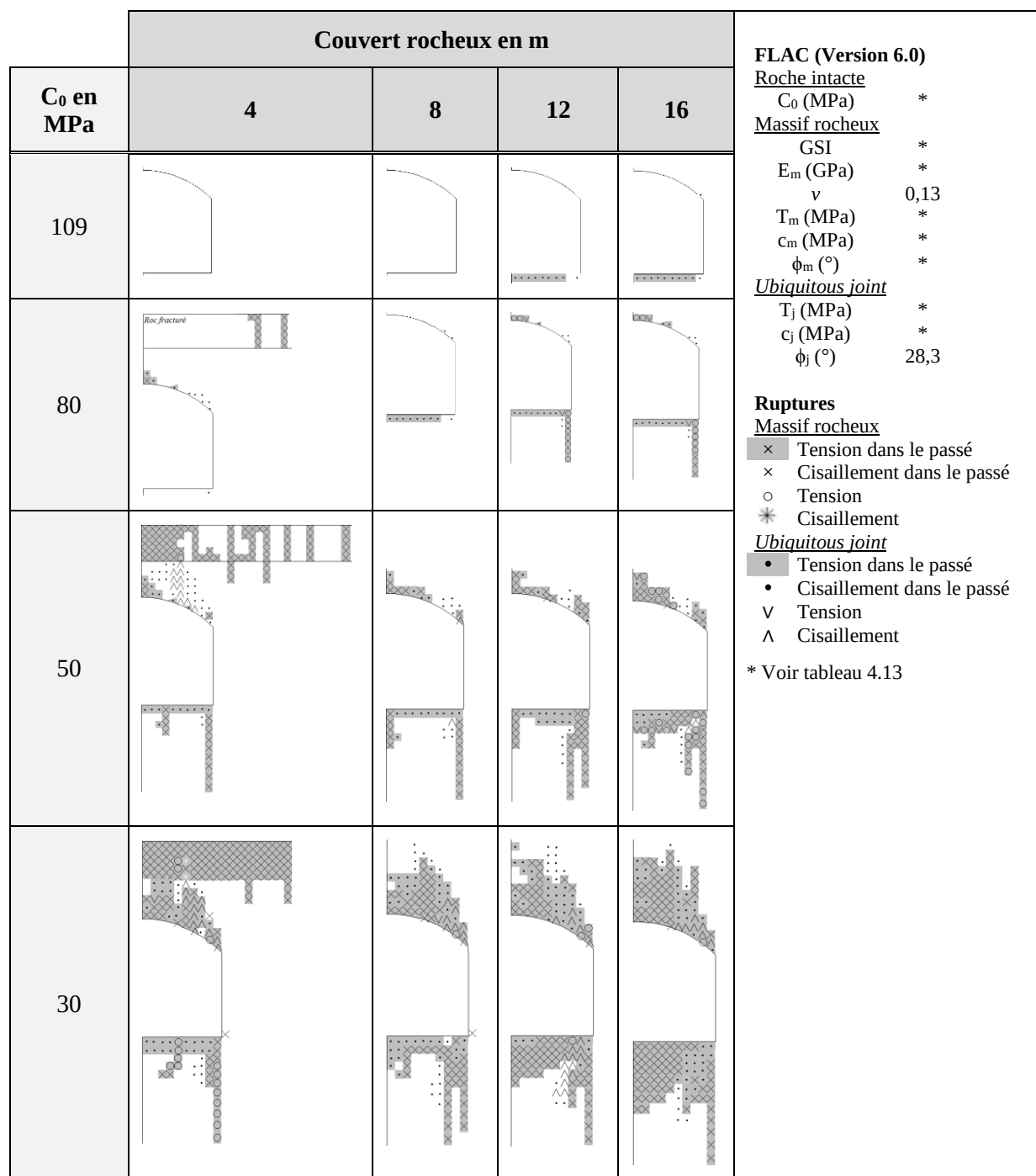


Figure 4.13 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction de la résistance en compression simple de la roche intacte (C_0) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

La figure 4.13 montre que la diminution de C_0 fait augmenter principalement le nombre de ruptures en tension dans le passé dans le massif rocheux et dans les *ubiquitous joint* (× et ■). Lorsque C_0

est égal à 30 MPa et 50 MPa pour un couvert rocheux de 4 m, des ruptures en cisaillement dans les *ubiquitous joints* ($\wedge$) aux extrémités du toit font leur apparition. Ces ruptures représentent le glissement entre les strates de roche dû à l'affaissement du toit du tunnel. Finalement, les ruptures dans le passé se propagent vers le haut s'approchant de la limite de stabilité du tunnel lorsque la valeur de C_0 égale 30 MPa.

Les résultats ont montré que 30 MPa semble être la limite avant que les déplacements et les ruptures n'augmentent exponentiellement menant à une rupture généralisée au toit du tunnel. Cependant, les résultats d'essais de compression simple disponibles pour le calcaire et pour le shale calcaireux des Formations géologiques de Montréal et Tétreauville utilisés dans la présente étude sont supérieurs à cette valeur. En effet, sur les 215 essais en laboratoire de résistance en compression simple réalisés, la plus petite valeur observée pour C_0 est 33 MPa avec une moyenne de 119 MPa.

Pour résumer, les analyses montrent que le tunnel est globalement stable pour une valeur de C_0 supérieure à 30 MPa. Malgré tout, C_0 a un effet important sur les déplacements et les ruptures au toit du tunnel du métro. Par conséquent, la valeur de la résistance en compression simple de la roche intacte est un paramètre d'influence de la simulation numérique qui doit être déterminée à l'aide d'un nombre suffisant d'essais en laboratoire pour obtenir une valeur représentative.

4.3.5 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson (ν) est un paramètre requis pour la simulation numérique, mais il est difficile de le déterminer à l'échelle du massif rocheux. Pour déterminer son influence sur le modèle numérique les déplacements, les ruptures et les contraintes au toit du tunnel ont été analysés. L'intervalle de l'étude est 0 à 0,3. Il s'agit de l'intervalle des résultats des essais en laboratoire réalisés sur 40 échantillons de la Formation de Montréal. À l'échelle du massif rocheux, la présence de fractures fait en sorte que le coefficient de Poisson est inférieur aux résultats des essais en laboratoire. L'intervalle choisi couvre donc les valeurs maximales du coefficient de Poisson pour le modèle numérique.

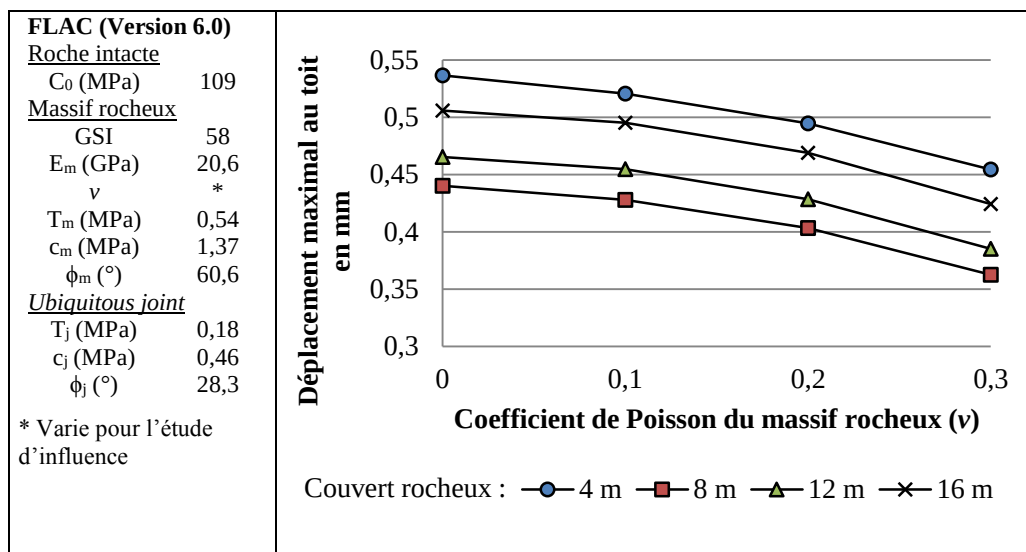


Figure 4.14 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction du coefficient de Poisson du massif rocheux (ν) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

La figure 4.14 montre que les déplacements maximums au toit du tunnel diminuent de manière régulière avec l'augmentation de ν . Ce dernier influence principalement les déformations élastiques du massif rocheux. Une faible valeur de ν donne donc des résultats plus conservateurs en termes de déplacements. Le coefficient ν du massif rocheux a peu d'influence sur les ruptures du modèle (voir figure 4.15). Son augmentation fait uniquement disparaître des ruptures en cisaillement dans les *ubiquitous joints* dans le passé (•) aux extrémités du toit.

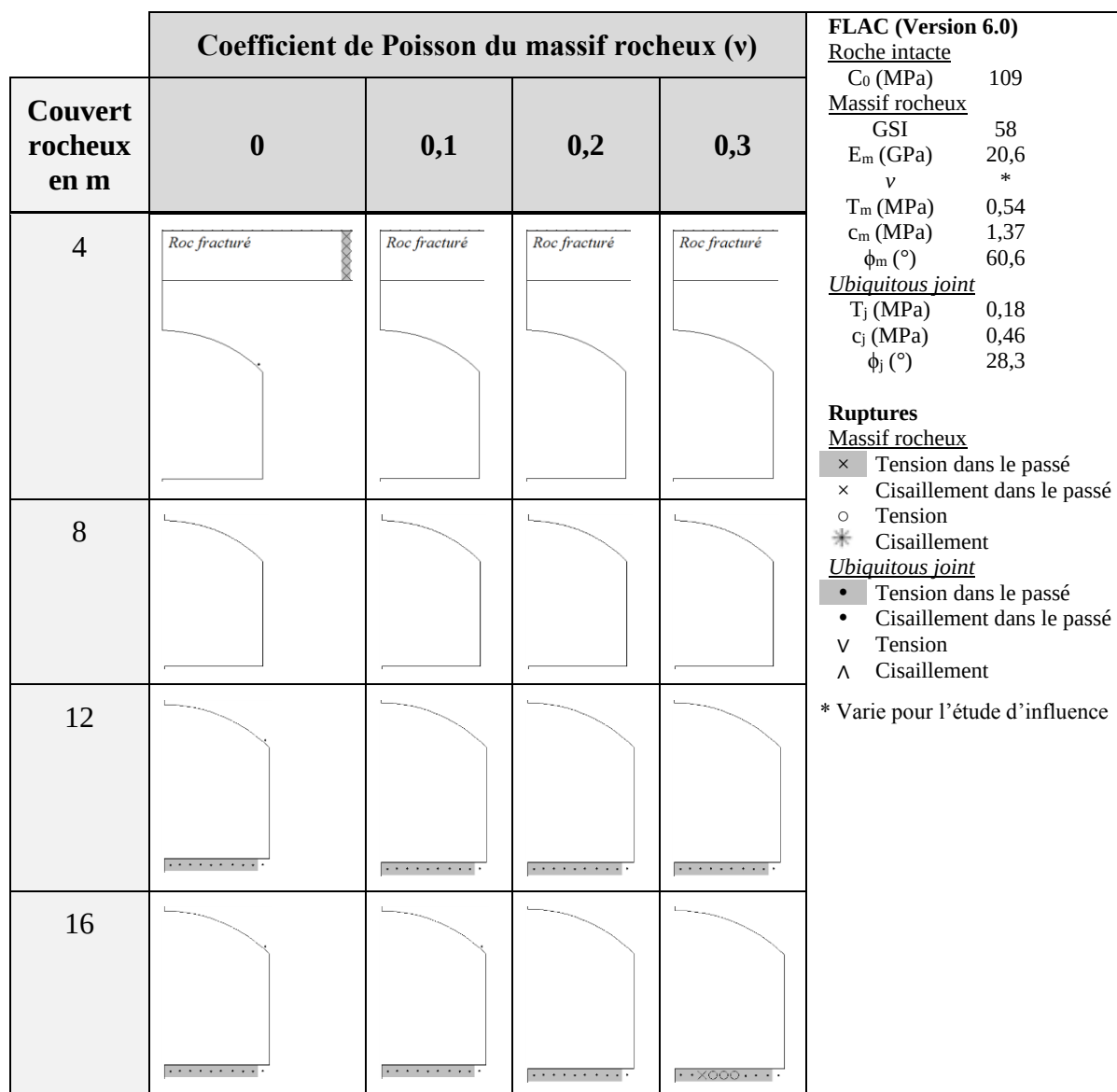


Figure 4.15 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction du coefficient de Poisson du massif rocheux (ν) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

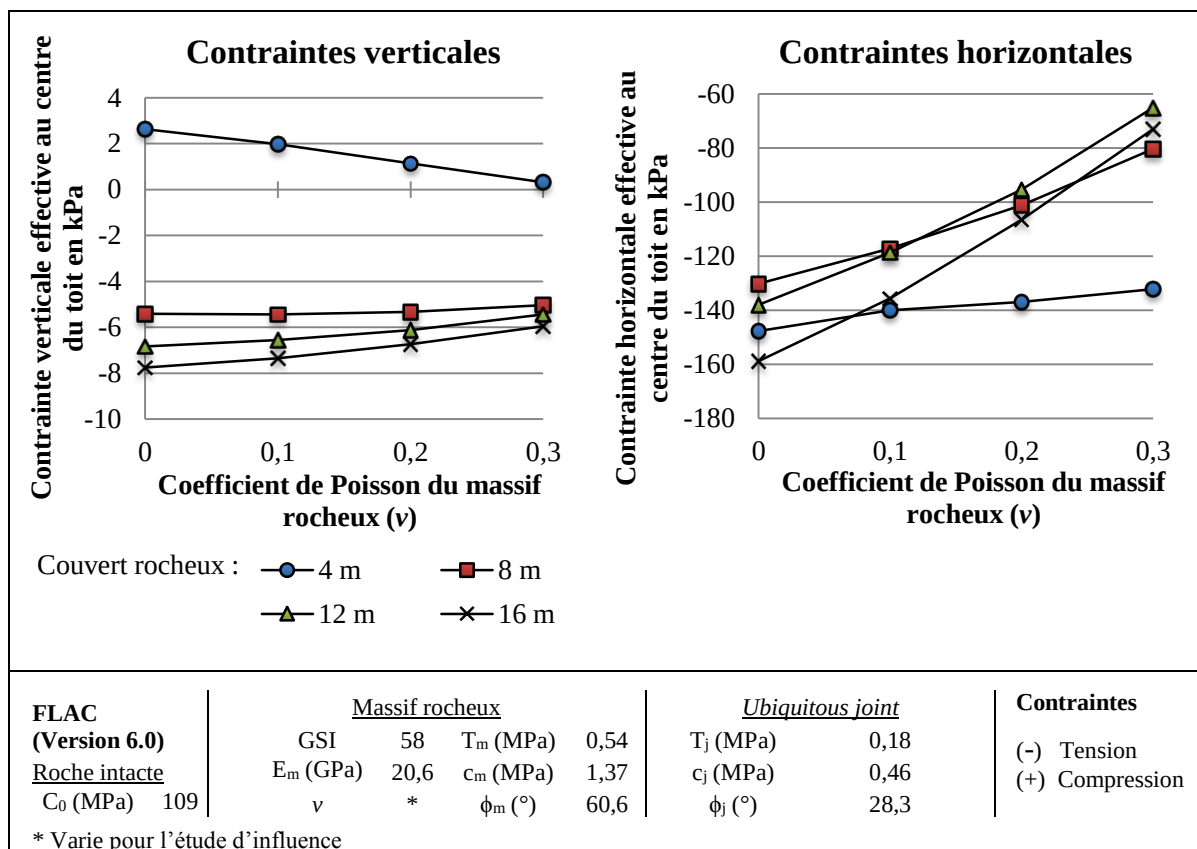


Figure 4.16 : Contraintes verticales et horizontales effectives au centre du toit du tunnel en fonction du coefficient de Poisson du massif rocheux (ν) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

Les contraintes verticales tendent vers zéro avec l'augmentation du coefficient de Poisson du massif rocheux (figure 4.16), ce qui a pour effet de réduire le risque de rupture en tension dans les *ubiquitous joints* pour les couverts rocheux entre 8 et 16 m. Pour 4 m de couvert rocheux, le risque de rupture en cisaillement diminue pour le massif rocheux et les *ubiquitous joints*. Les contraintes horizontales en tension diminuent quant à elles avec l'accroissement de ν . Le risque de ruptures en tension du massif rocheux diminue donc aussi. En ce qui a trait aux contraintes, un coefficient de Poisson du massif rocheux faible est plus conservateur.

Le coefficient de Poisson du massif rocheux influence peu les déplacements, les ruptures et les contraintes verticales au toit du tunnel. Par contre, son influence est plus importante sur les contraintes horizontales. Pour cette raison, l'influence globale de ce paramètre sur le modèle numérique est qualifiée de modérée.

4.3.6 Paramètres de résistance des *ubiquitous joints*

Le modèle de comportement *ubiquitous joint* nécessite la saisie de quatre (4) paramètres. Il s'agit de la résistance en tension (T_j), la cohésion (c_j), l'angle de frottement (ϕ_j) et de la dilatance. T_j et c_j ont été déterminés à partir de la résistance en tension (T_m), la cohésion (c_m) et le rapport d'anisotropie (R_c) du massif rocheux tel que présenté aux équations 4.5 et 4.6.

$$T_j = \frac{T_m}{R_c} \quad (4.5)$$

$$c_j = \frac{c_m}{R_c} \quad (4.6)$$

ϕ_j a été déterminé quant à lui avec l'équation de Barton (1973) (voir section 3.3.2) et la dilatance est considérée nulle.

4.3.6.1 Résistance en tension et cohésion de *ubiquitous joint*

L'intervalle d'étude pour T_j et c_j est déterminé à partir du rapport d'anisotropie (R_c) du massif rocheux. La limite supérieure est celle d'un massif rocheux moyennement anisotrope ($R_c=3$) comme les roches sédimentaires de la région de Montréal. La limite inférieure est $R_c=6$, ce qui correspond par exemple à un schiste de Corée (Cho et al., 2012) ou d'une phyllite graphitique du Venezuela (Hoek & Brown, 1997). Les valeurs de T_j et c_j diminuent avec l'augmentation de R_c tel que présenté au tableau 4.14 suivant.

Tableau 4.14 : Résistance en tension (T_j) et cohésion (c_j) des *ubiquitous joints* en fonction du rapport d'anisotropie (R_c) du massif rocheux.

Paramètre	Massif rocheux	<i>Ubiquitous joint</i>			
Rapport d'anisotropie (R_c)	-	3	4	5	6
Résistance en tension (T) en MPa	0,54	0,18	0,3	0,11	0,09
Cohésion (c) en MPa	1,37	0,46	0,34	0,27	0,23

Les figures 4.17 et 4.18 présentent respectivement les déplacements maximums et les ruptures au toit du tunnel en fonction de T_j et c_j qui varient selon R_c .

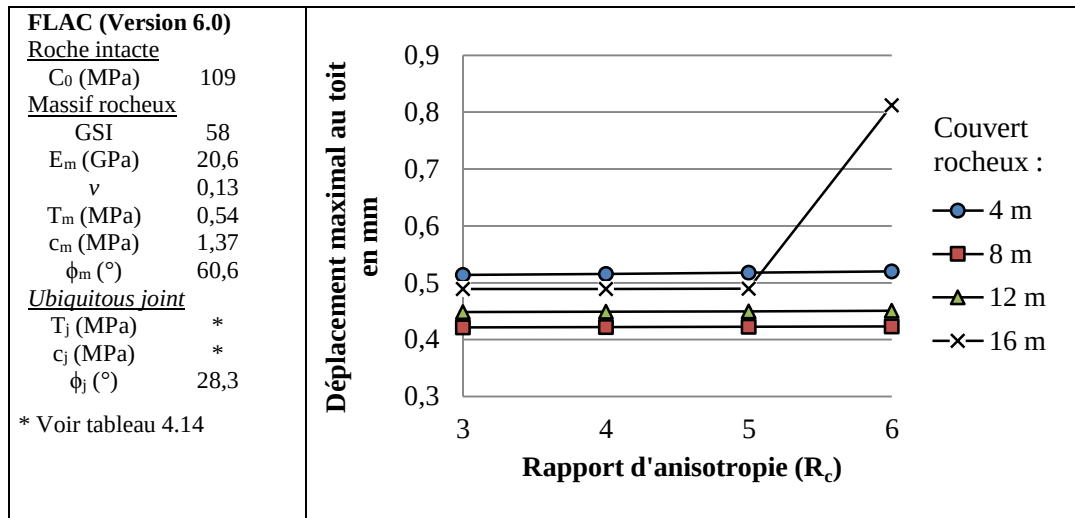


Figure 4.17 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction de la résistance en tension (T_j) et de la cohésion (c_j) des *ubiquitous joints* associées au rapport d'anisotropie (R_c) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

T_j et c_j influencent peu les déplacements au centre du toit du tunnel pour l'intervalle étudié. Ils restent constants, peu importe le rapport d'anisotropie et l'épaisseur du couvert rocheux. La seule exception est l'augmentation des déplacements pour un couvert rocheux de 16 m et un rapport d'anisotropie de 6. La figure 4.18 montre que l'augmentation de R_c provoque l'apparition de ruptures en tension dans le massif rocheux (☒) et les *ubiquitous joints* (☑) au centre du toit du tunnel uniquement pour un couvert rocheux de 16 m et un R_c égal à 6, ce qui concorde avec les résultats des déplacements de la figure 4.17 précédente. R_c augmente principalement le nombre de ruptures en cisaillement dans les *ubiquitous joints* (• ou ^) aux extrémités du toit du tunnel, et ce, pour tous les couverts rocheux. Lorsque R_c est grand, des ruptures au centre du toit peuvent se produire.

En résumé, la résistance en tension et la cohésion des *ubiquitous joints* sont des paramètres qui influencent peu la stabilité du tunnel. Leur variation sur l'intervalle étudié engendre des déplacements négligeables et l'apparition de ruptures en cisaillement aux extrémités du toit du tunnel. Ces paramètres ont une influence plus importante uniquement pour le cas extrême d'un couvert rocheux de 16 m et d'un rapport d'anisotropie de 6.

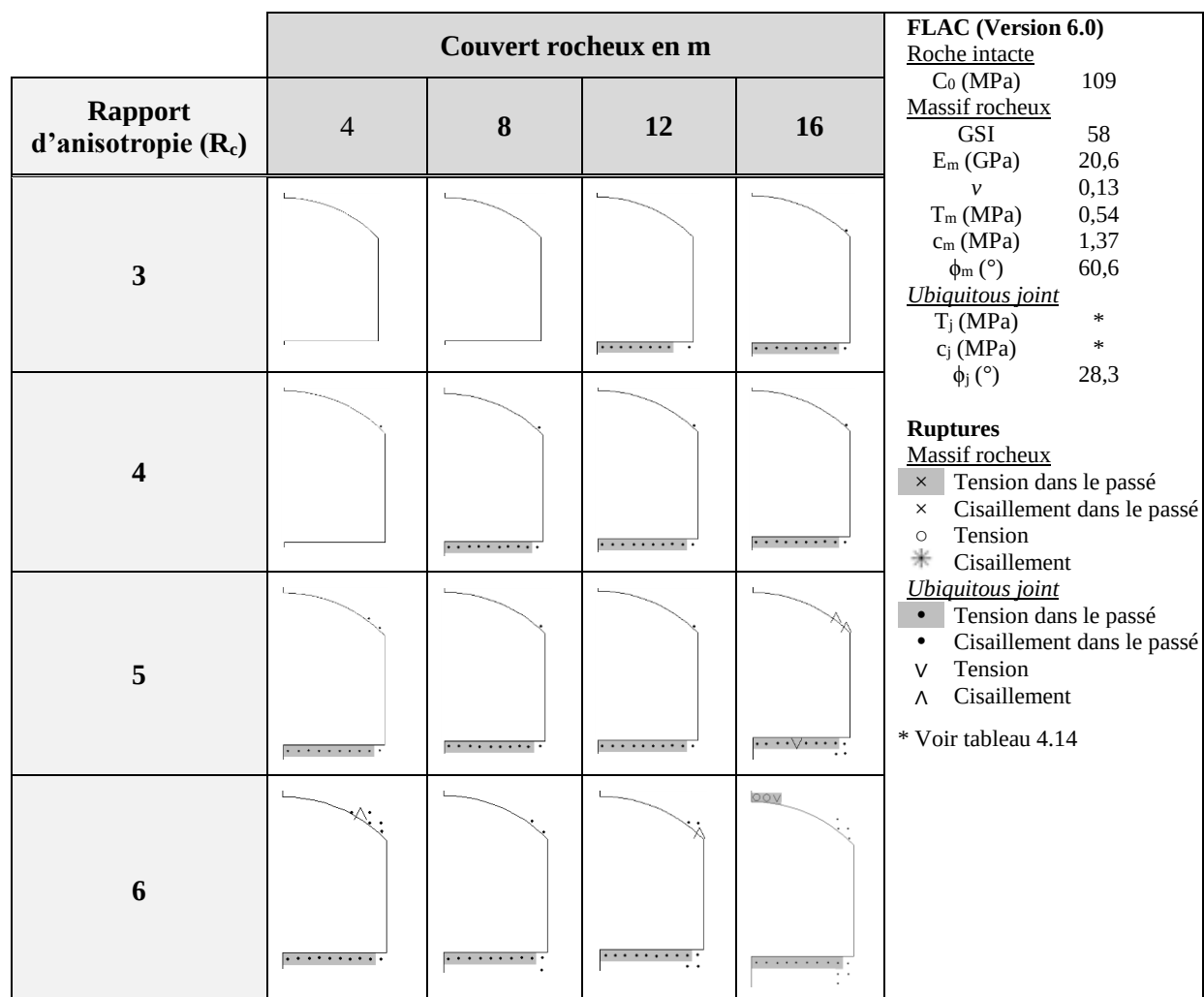


Figure 4.18 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction de la résistance en tension (T_j) et de la cohésion (c_j) des *ubiquitous joints* associées au rapport d'anisotropie (R_c) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

4.3.6.2 Angle de frottement des *ubiquitous joints*

L'influence de l'angle de frottement des *ubiquitous joints* (ϕ_j) sur les déplacements et les ruptures au toit du tunnel est présentée dans cette section. L'intervalle analysé couvre les valeurs réalistes pour ce paramètre, soit de 20° à 40°. L'étude d'influence a été faite pour des massifs rocheux moyennement anisotropes ($R_c=3$) et très anisotropes ($R_c=6$). Lorsque R_c égal 3, le modèle

numérique est stable. Par contre, lorsque R_c est égal à 6, T_j et c_j sont minimums et l'influence de ϕ_j risque d'être plus importante pour cette situation extrême de l'intervalle de R_c .

Les résultats des déplacements au centre du toit du tunnel en fonction de ϕ_j ne sont pas présentés, car son influence est négligeable peu importe le rapport d'anisotropie R_c . Par contre, l'influence de ce paramètre sur les ruptures est présentée à la figure 4.19.

		$R_c = 3$		$R_c = 6$		FLAC (Version 6.0)	
Couvert rocheux en m		Angle de frottement des <i>ubiquitous joints</i> (ϕ_j)				Roche intacte	
		20°	40°	20°	40°	C_0 (MPa)	109
4					Massif rocheux		
					GSI	58	
					E_m (GPa)	20,6	
					ν	0,13	
8					T_m (MPa)	0,54	
					c_m (MPa)	1,37	
					ϕ_m (°)	60,6	
					Ubiquitous joint		
12					T_j (MPa)	0,18	
					c_j (MPa)	0,46	
					ϕ_j (°)	*	
					Ruptures		
16					Massif rocheux		
					×	Tension dans le passé	
					×	Cisaillement dans le passé	
					○	Tension	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	
						* *	

Figure 4.19 : Ruptures identifiées par FLAC en fonction de l'angle de frottement des *ubiquitous joints* (ϕ_j) et de l'épaisseur du couvert rocheux pour des massifs rocheux moyennement ($R_c = 3$) et très anisotrope ($R_c = 6$).

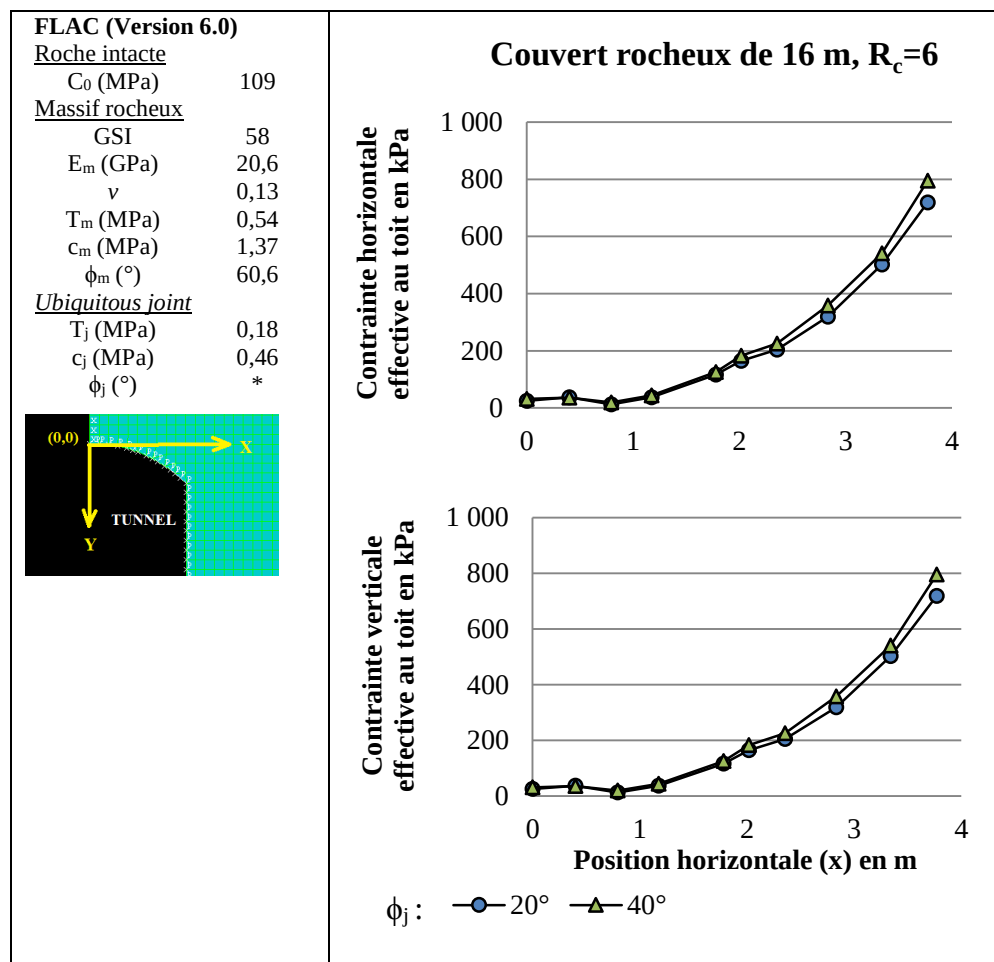


Figure 4.20 : Contraintes verticales et horizontales effectives au toit du tunnel pour un couvert rocheux de 16 m d'épaisseur et un rapport d'anisotropie (R_c) de 6.

La diminution de ϕ_j a principalement pour effet d'accroître le nombre de ruptures en cisaillement dans les *ubiquitous joints* (• et ^) aux extrémités du toit (figure 4.19). L'influence de ce paramètre est faible lorsque $R_c=3$ et grand lorsque $R_c=6$. Lorsque l'épaisseur du couvert rocheux est égale à 16 m et que $R_c=6$, l'augmentation de ϕ_j de 20° à 40° a pour effet de transformer des ruptures au centre du toit en tension dans le passé (☒ et ●) en ruptures toujours actives à la fin de la simulation numérique dans le massif rocheux et les *ubiquitous joints* (☒ et ▼). Dans ce cas-ci, l'augmentation de ϕ_j a un effet déstabilisateur au centre du toit. Ce phénomène est causé par les ruptures en cisaillement aux extrémités du toit qui engendrent un relâchement des contraintes de verticales et horizontales au toit du tunnel tel que montré à la figure 4.20. Ce résultat porte à croire qu'il est

préférable de prendre une valeur de ϕ_j élevée pour être conservateur. Par contre, lorsque $R_c=3$ et que l'épaisseur du couvert rocheux est 8 à 12 m (profondeur probable pour le métro), les différences des contraintes verticales et horizontales entre 20° et 40° sont 2 kPa maximum. L'influence de l'angle de frottement des *ubiquitous joints* est donc faible.

4.3.7 Présence de pressions interstitielles

La considération des pressions interstitielles dans le modèle numérique nécessite de poser des hypothèses et des conditions aux frontières. Initialement, le niveau de la nappe phréatique a été supposé à la surface du sol. Ensuite, l'eau est drainée par le tunnel suite à son excavation. Une fois le régime stationnaire atteint (voir la figure 4.21 pour le tunnel et l'annexe F pour la station et le garage de métro), les pressions interstitielles trouvées sont utilisées pour les calculs mécaniques (déplacements, contraintes, etc.). Pour les conditions aux frontières, les pressions interstitielles de la frontière extérieure (qui n'est pas un axe de symétrie) augmentent linéairement avec la profondeur à partir de la surface du sol pour assurer la recharge du modèle. Les autres frontières sont imperméables par défaut dans FLAC.

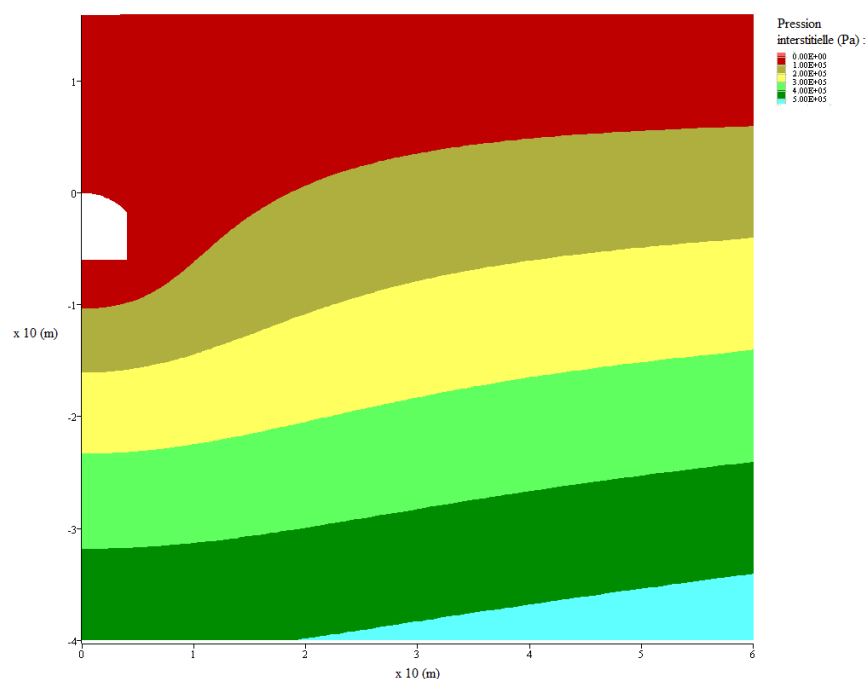


Figure 4.21 : Pressions interstitielles du régime stationnaire pour le tunnel avec un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.

Les pressions interstitielles affectent les contraintes dans les massifs rocheux qui peuvent avoir une influence sur les déplacements et les ruptures au toit du tunnel. De plus, elles sont susceptibles d'affecter le volume des matériaux.

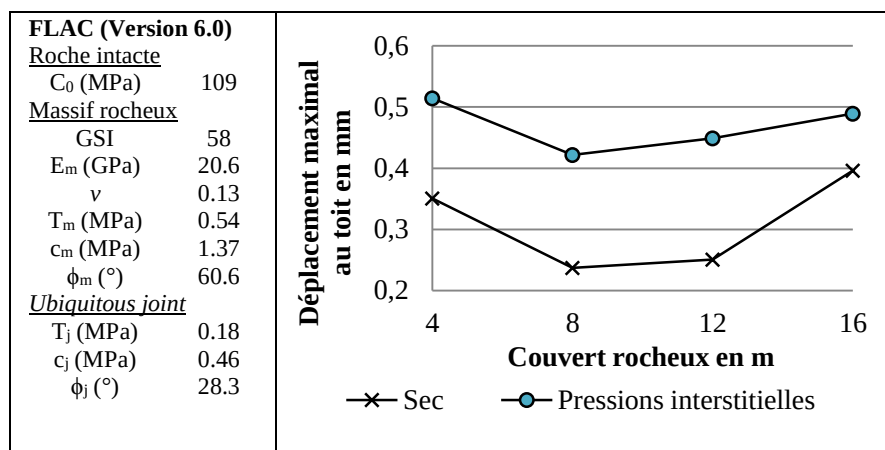


Figure 4.22 : Déplacements maximums au toit du tunnel en l'absence (sec) et en présence de pressions interstitielles en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.

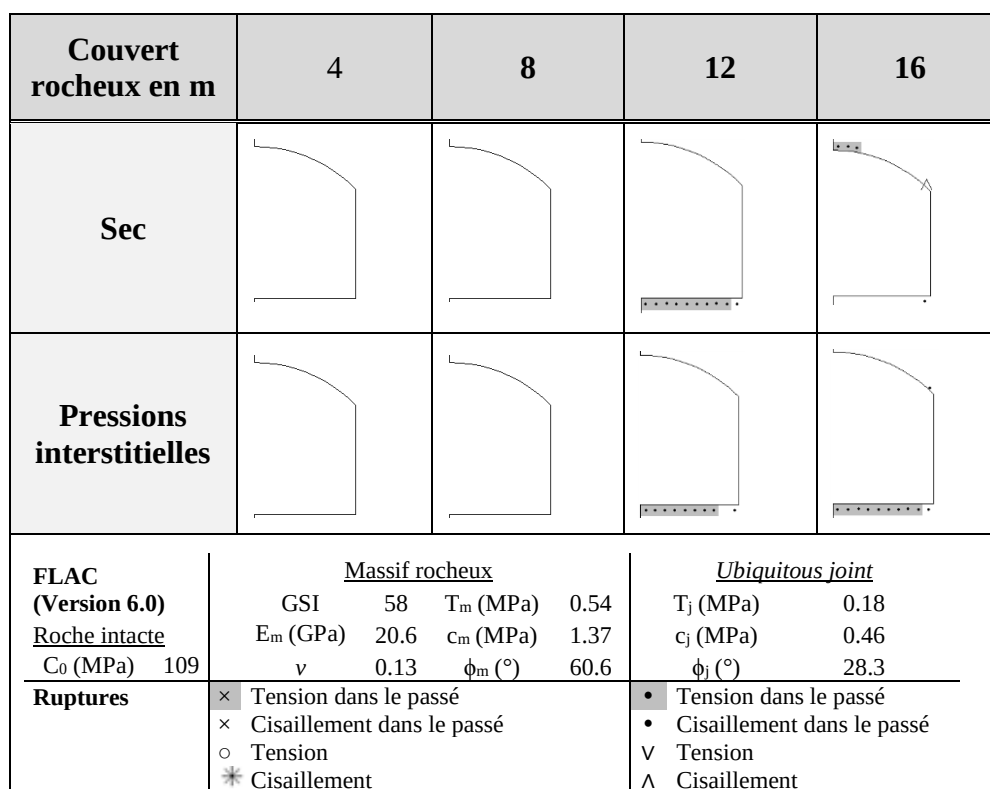


Figure 4.23 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en l'absence (sec) et en présence de pressions interstitielles en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.

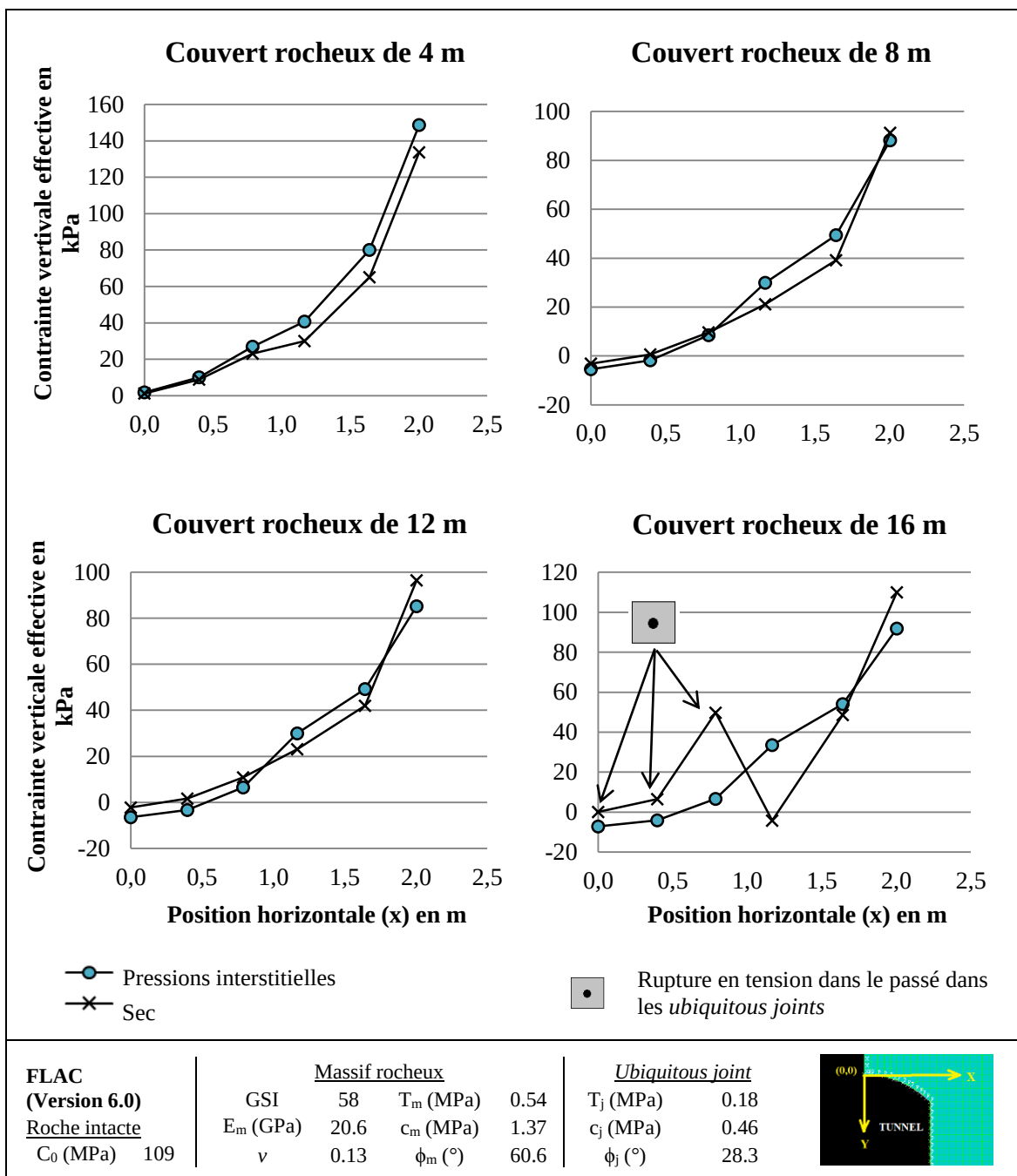


Figure 4.24 : Contraintes verticales effectives dans la région centrale du toit du tunnel en l'absence (sec) et en présence de pressions interstitielles.

La figure 4.22 montre que les déplacements maximums au toit du tunnel augmentent en présence de pressions interstitielles. Ceux-ci sont de 1,2 à 1,8 fois plus grands pour des couverts rocheux

entre 4 et 16 m d'épaisseur. La figure 4.23 montre que les pressions interstitielles influencent peu les ruptures au toit du tunnel, l'excavation étant déjà stable. La plus grande différence observée est lorsque le couvert rocheux est 16 m d'épaisseur. Des ruptures en tension dans le passé dans les *ubiquitous joints* (■) se produisent au centre du toit pour le modèle sec alors qu'elles sont absentes en présence de pressions interstitielles. Ces ruptures s'expliquent par l'augmentation des contraintes verticales en tension au toit du tunnel (voir figure 4.24). Par contre, cette observation n'est pas constante pour tous les couverts rocheux étudiés. Au centre du toit ($x = 0$ m), la présence d'eau est plutôt déstabilisatrice pour des couverts rocheux de 8 et 12 m, car elle augmente les contraintes verticales en tension et donc le risque de rupture en tension dans les *ubiquitous joints*. Avec 4 m de couvert rocheux, les pressions interstitielles sont plutôt déstabilisatrices. Il en est de même avec 16 m de couvert rocheux. Une rupture à l'extrémité du toit du tunnel en cisaillement dans les *ubiquitous joints* dans le passé (•) est présente lorsque le modèle contient de l'eau. Celle-ci devient active (∧) lorsqu'il est sec. Le changement de l'état de cette rupture est causé par l'augmentation de la contrainte verticale à cet endroit et de la légère diminution de la contrainte horizontale qui cause une rupture en cisaillement plus sévère. De manière générale, les pressions interstitielles ont peu d'influence sur la stabilité du tunnel dans le modèle numérique.

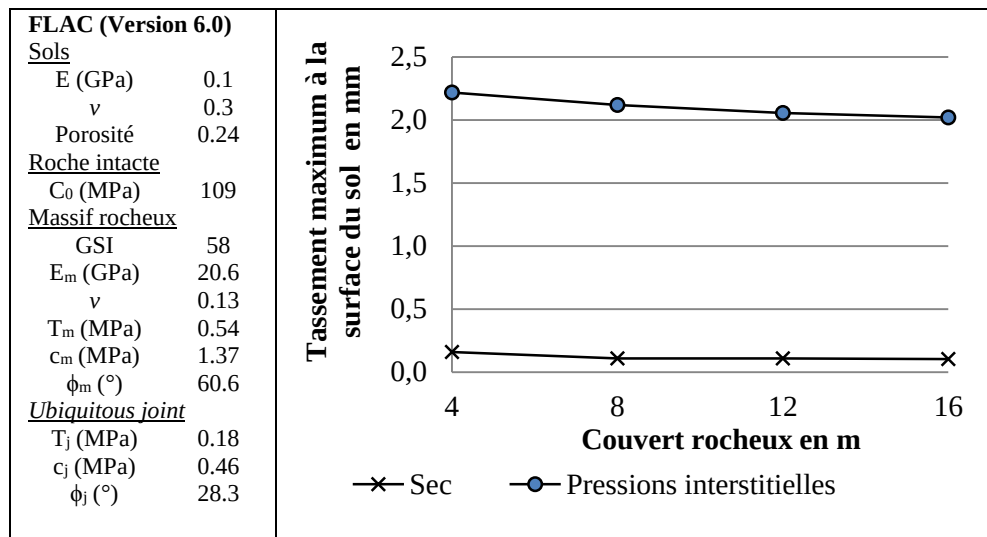


Figure 4.25 : Tassements maximums à la surface du sol en absence (sec) et en présence de pressions interstitielles en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.

La figure 4.25 montre que les tassements maximums à la surface du sol sont de 14 à 20 fois plus grands en présence de pressions interstitielles. Ils sont causés par le drainage de l'eau par le tunnel. Les pressions interstitielles ont donc une influence élevée sur les sols du modèle numérique.

4.3.8 Contraintes tectoniques horizontales

Les effets des contraintes tectoniques horizontales sur la simulation numérique ont été analysés afin de déterminer si ce phénomène est favorable ou non pour la stabilité du tunnel de métro. Ces contraintes sont implémentées au modèle numérique par l'intermédiaire du coefficient de poussée des terres (K_0) qui est le rapport entre les contraintes horizontales (σ_h) et verticales (σ_v) dans le massif rocheux avant l'excavation du tunnel. Elles sont représentées comme un gradient qui s'ajoute aux contraintes gravitaires initiales. Pour l'étude d'influence, le K_0 minimal est celui d'un chargement gravitaire pour un massif rocheux stratifié horizontalement déterminé à partir de l'équation d'Amadei et al. (1988) pour le calcaire de St-Marc égal à 0,36. La borne supérieure de l'intervalle est 3. Une valeur plus grande ne serait pas réaliste étant donné qu'il s'agit d'une valeur élevée pour la région géologique du Bouclier Canadien (Corthésy, Gill & Leite, 1998) qui a subi un tectonisme beaucoup plus important que les Basses-Terres du St-Laurent. L'influence des contraintes horizontales, d'origine tectonique, est évaluée sur les déplacements, les ruptures et les contraintes au toit, aux parements et au plancher du tunnel du métro.

La figure 4.26 permet de visualiser l'effet de l'accroissement des contraintes horizontales sur la direction des déplacements autour du tunnel.

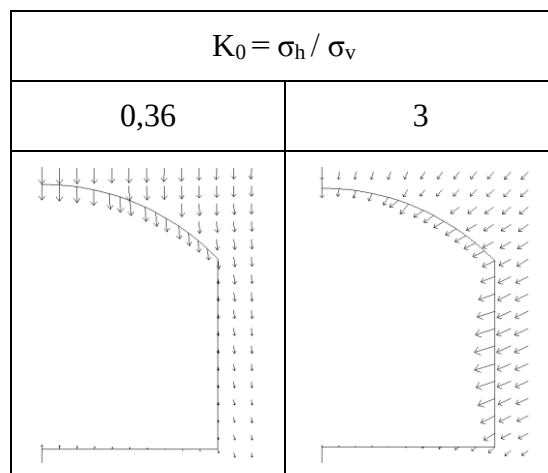


Figure 4.26 : Direction des déplacements autour du tunnel en fonction du coefficient de poussée des terres (K_0) pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.

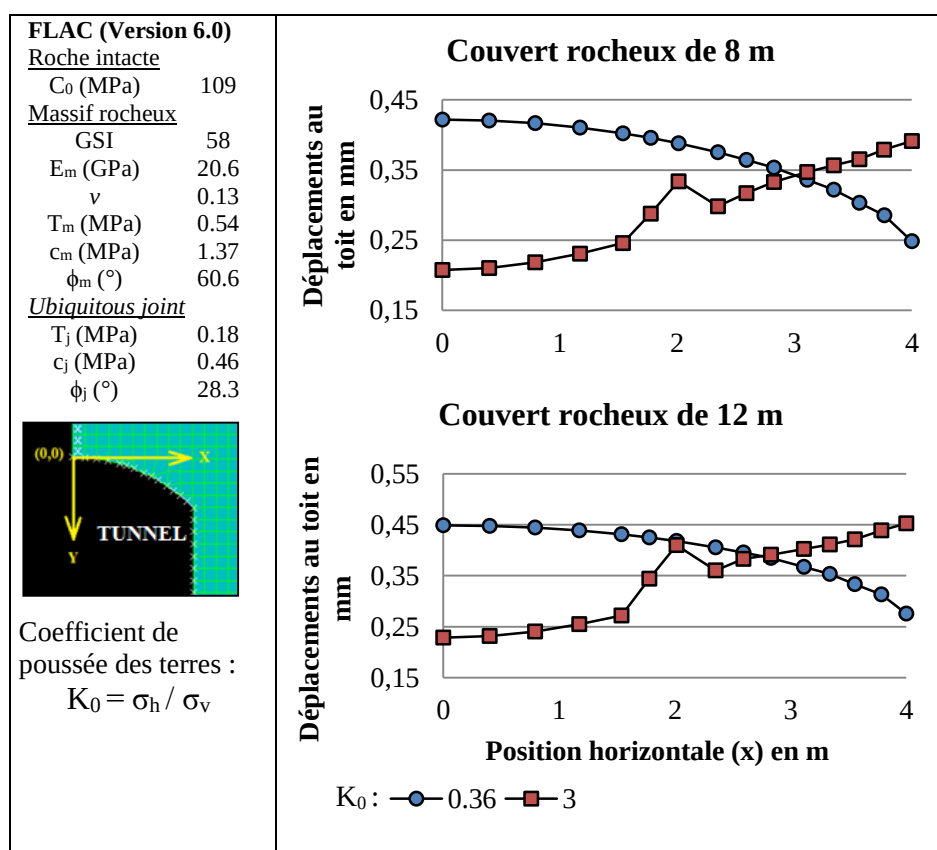


Figure 4.27 : Déplacements au toit du tunnel en fonction du coefficient de poussée des terres (K_0) pour des couverts rocheux de 8 et 12 m d'épaisseur.

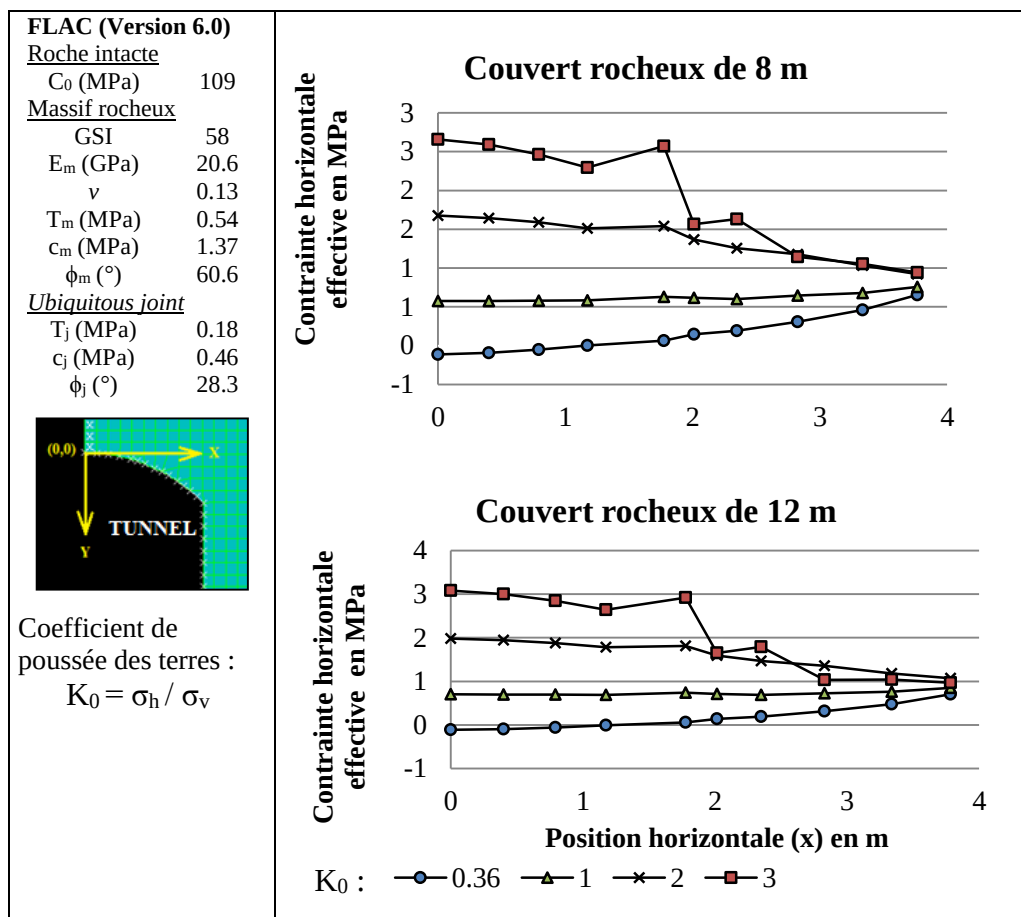


Figure 4.28 : Contraintes horizontales au toit du tunnel en fonction du coefficient de poussée des terres (K_0) pour des couverts rocheux de 8 et 12 m d'épaisseur.

La figure 4.27 montre que les déplacements au toit sont plus faibles au centre et élevés aux extrémités lorsque $K_0=3$ par rapport à $K_0=0,36$. En termes de déplacements, l'augmentation de K_0 a donc un effet stabilisateur sur le centre du toit du tunnel. La figure 4.28 montre que les contraintes horizontales au toit du tunnel augmentent avec K_0 . Lorsque $K_0=0,36$, les contraintes horizontales au centre du toit sont en tension puis passent en compression. Par conséquent, surestimer K_0 risque de faire disparaître les risques à cet endroit de ruptures en tension dans le massif rocheux et aussi les *ubiquitous joints*. En effet, pour $K_0=0,36$ et 3, les contraintes verticales au centre du toit passent de -5 à 79 kPa pour un couvert rocheux de 8 m et de -5 à 90kPa pour un couvert rocheux de 12 m respectivement. Les déplacements et les contraintes horizontales plus élevées au alentour de $x=2$ m sont provoqués par les ruptures en tension dans les *ubiquitous joints* dans le passé ou active (figure 4.29).

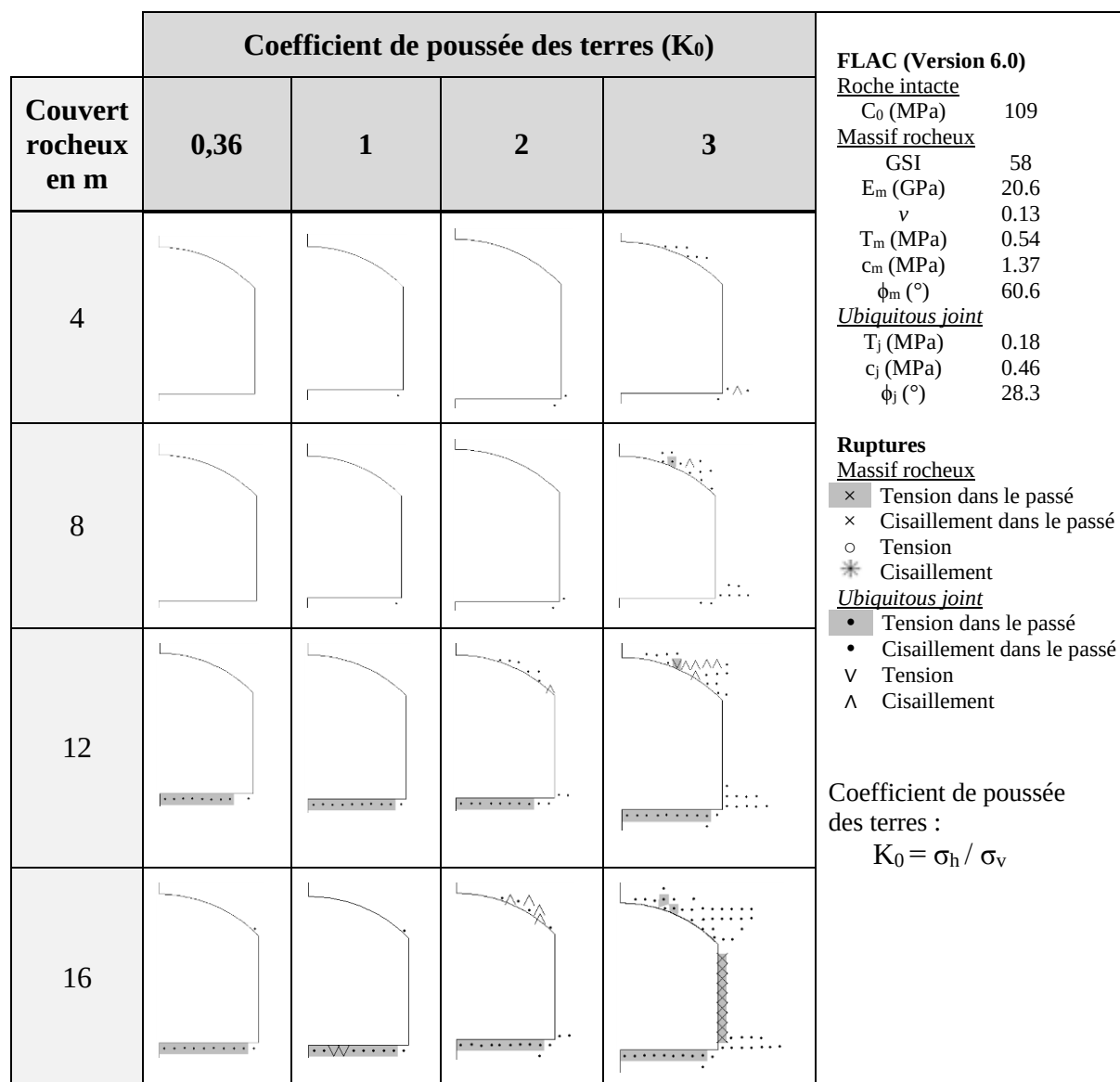


Figure 4.29 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction du coefficient de poussée des terres (K_0) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

Le nombre de ruptures en cisaillement dans les *ubiquitous joints* (• et ∧) aux extrémités augmentent avec K_0 (figure 4.29). Aucune rupture ne se produit au centre du toit du tunnel. Les ruptures en cisaillement ne sont pas critiques pour la stabilité du tunnel, car il s'agit de faibles déplacements horizontaux (moins de 0,5 mm) des strates de calcaire vers l'excavation. Quelques ruptures en

tension dans les *ubiquitous joints* (■ et ▽) surviennent aussi. Cependant, elles sont peu nombreuses et ne se répandent pas profondément dans le massif rocheux.

De plus, l'augmentation des contraintes tectoniques horizontales a un faible impact sur les parements et le plancher du tunnel. Pour les parements, même si elles occasionnent des déplacements et une modification de l'état de contrainte, aucune rupture toujours active à la fin de la simulation numérique ne survient. Pour le plancher, deux ruptures en tension toujours actives après la simulation numérique (V) surviennent lorsque $K_0 = 1$ avec une épaisseur de couvert rocheux de 16 m. Les ruptures qui surviennent au plancher et aux parements sont moins dangereuses pour les travailleurs et la machinerie compte tenu de leurs emplacements.

Donc, les contraintes tectoniques horizontales ont un effet stabilisateur sur le toit du tunnel du métro et, en absence de mesures permettant de statuer sur la présence de telles contraintes, il est préférable de les négliger pour réaliser une analyse conservatrice.

4.3.9 Largeur des piliers du garage souterrain

Le garage souterrain est composé de trois (3) très longs tunnels parallèles (voir annexe D). Les largeurs des piliers analysés sont 3, 5 et 7 m tel que présenté à la figure 4.31.

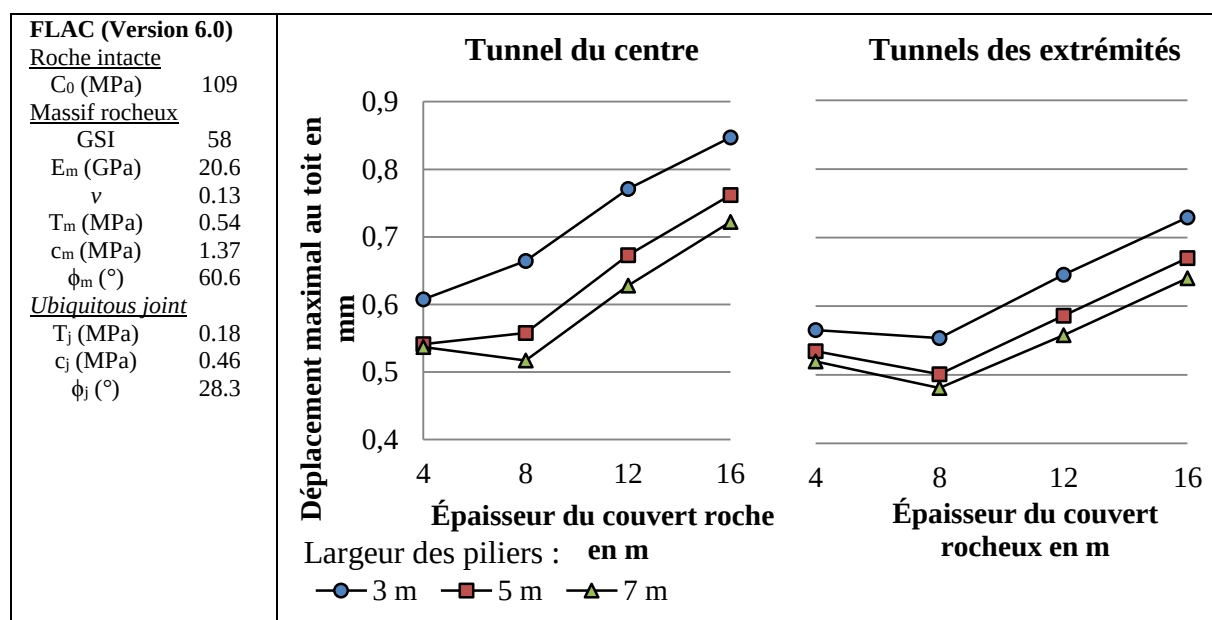


Figure 4.30 : Déplacements maximums aux toits des tunnels du centre et des extrémités du garage en fonction de la largeur des piliers et de l'épaisseur du couvert rocheux.

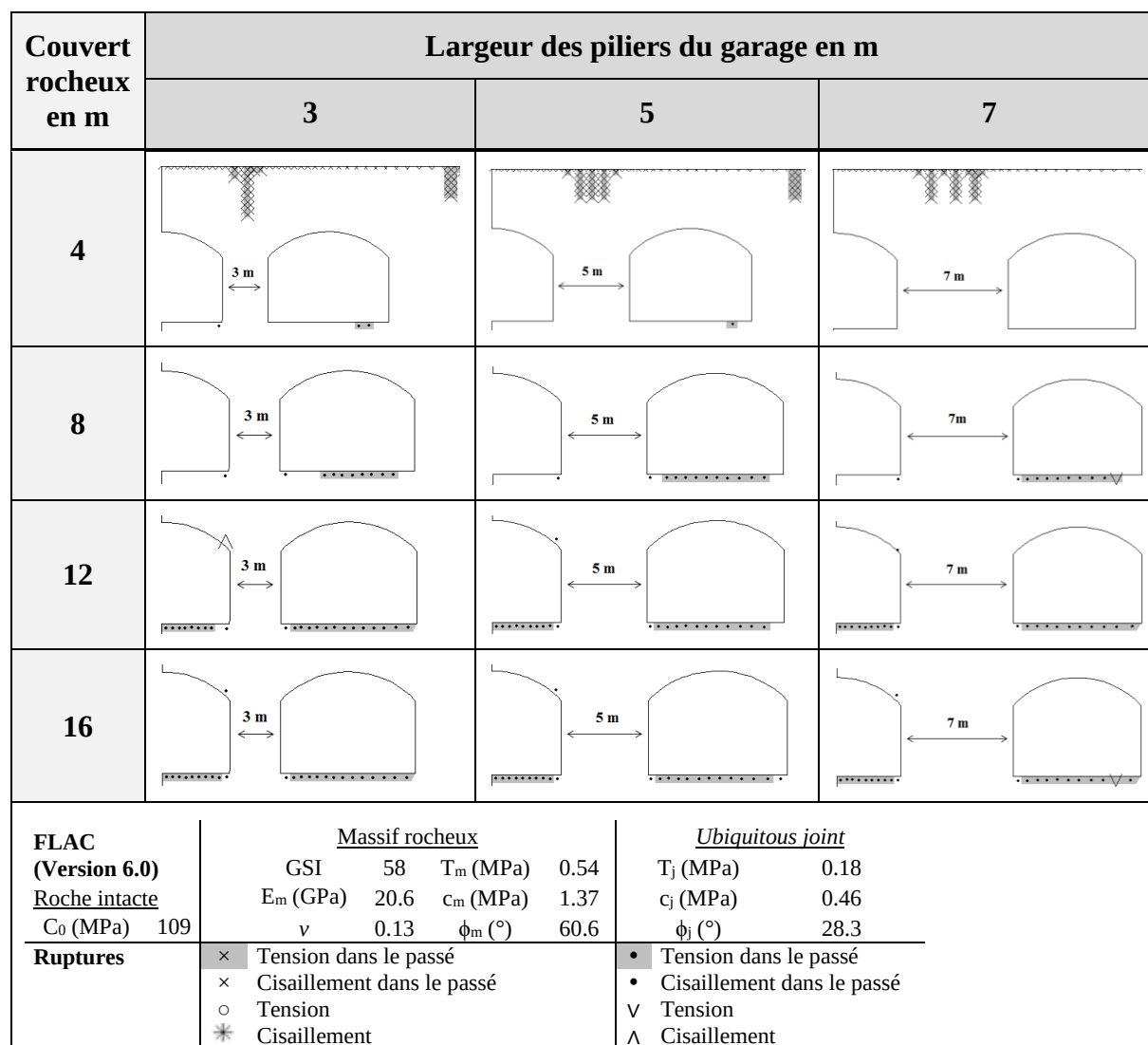


Figure 4.31 : Ruptures identifiées par FLAC autour des tunnels du garage en fonction de la largeur des piliers et de l'épaisseur du couvert rocheux.

La figure 4.30 montre que les déplacements augmentent lorsque la largeur des piliers du garage diminue. Les déplacements maximums au toit du tunnel du centre sont 1,1 à 1,3 fois plus grands lorsque la largeur des piliers est 3 m comparativement à 7 m selon le couvert rocheux. L'influence de la largeur des piliers du garage sur les déplacements au toit des tunnels est donc faible. La figure 4.31 montre que la variation de la largeur des piliers du garage a un effet limité sur les ruptures au

toit des tunnels. La seule différence observée est qu'avec 4 m d'épaisseur de couvert rocheux, la largeur de la zone de ruptures en tension à la surface du massif rocheux entre les tunnels augmente avec leur espacement. Par conséquent, l'influence de la largeur des piliers du garage est faible sur la stabilité du garage. Ce dernier est donc stable pour une distance entre les piliers supérieure à 3 m. Les résultats sont valides pour un massif rocheux qui n'a pas été endommagé lors de l'excavation des tunnels et qui ne se trouve pas dans une zone de failles.

4.3.10 Endommagement du massif rocheux lié à la méthode d'excavation

Les méthodes d'excavation analysées sont le mineur en continu et le sautage adouci. Le mineur en continu n'inflige aucun endommagement au massif rocheux alors que le sautage adouci perturbe le massif rocheux jusqu'à 2 m de profondeur en périphérie de l'excavation. Les indices d'endommagement (D) associés à chacune des méthodes sont respectivement 0 (Hoek et al., 2002) et 0,5 (Hoek & Diederichs, 2006). L'indice D a pour effet de réduire la valeur du module de déformabilité (E_m), de la résistance en tension (T_m), de la cohésion (c_m) et de l'angle de frottement (ϕ_m) du massif rocheux. De plus, puisque R_c est gardé constant, les valeurs de la résistance en tension (T_j) et de la cohésion (c_j) des *ubiquitous joints* varient aussi avec D . Des analyses d'influence ont été réalisées pour des piliers de 3, 5 et 7 m de largeur et sont présentés dans les sections qui suivent pour le tunnel et le garage.

4.3.10.1 Tunnel

Les figures 4.32 et 4.33 présentent respectivement les déplacements maximums et les ruptures au toit du tunnel en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux pour une excavation réalisée à l'aide d'un mineur en continu ($D = 0$) et de la méthode du sautage adouci ($D = 0,5$).

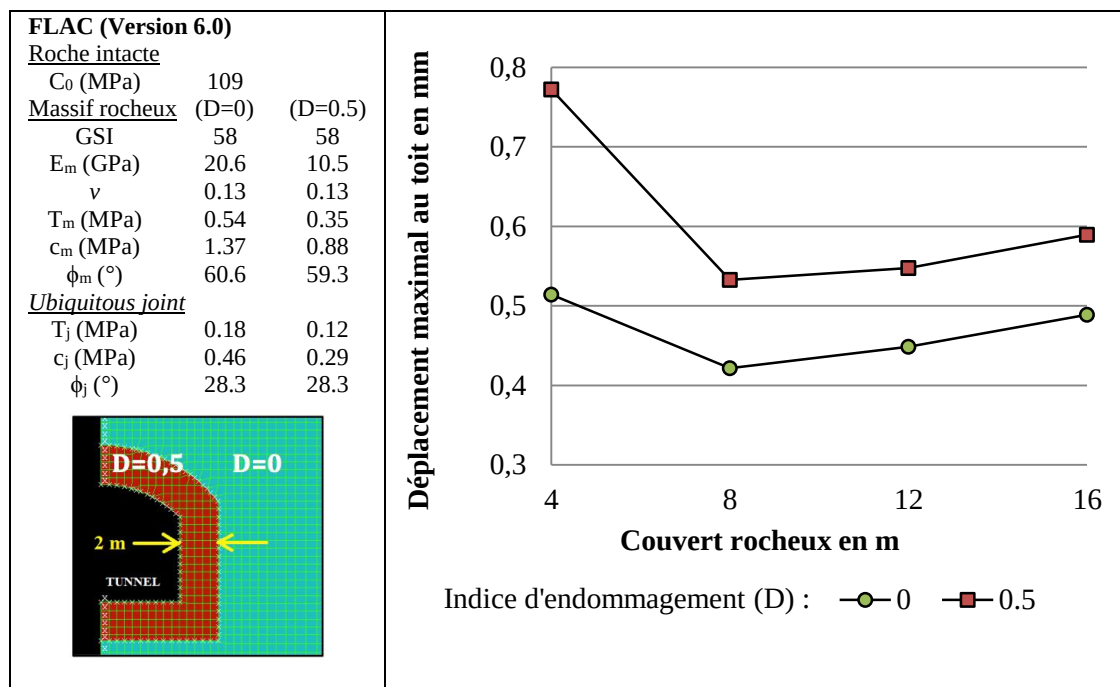


Figure 4.32 : Déplacements maximums au toit du tunnel en fonction de l'indice d'endommagement (D) du massif rocheux lié à la méthode d'excavation pour le mineur en continu (D = 0) et le sautage adouci (D = 0,5) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

Si l'excavation était réalisée à l'aide du sautage adouci au lieu du mineur en continu, les déplacements maximums au toit du tunnel seraient 1,2 à 1,5 fois plus grands pour des couverts rocheux de 4 à 16 m d'épaisseur (figure 4.32). La différence des déplacements entre les deux méthodes est plus grande lorsque le couvert rocheux est faible (environ 4 m). Il serait donc plus avantageux en termes de déplacements d'utiliser le mineur en continu pour des excavations peu profondes. Comme l'illustre la figure 4.33, l'endommagement du massif rocheux par le sautage adouci influence très peu les ruptures au toit du tunnel du modèle numérique. La méthode d'excavation, soit par mineur en continu ou sautage adouci, a donc peu d'influence sur les déplacements et les ruptures au toit du tunnel du métro.

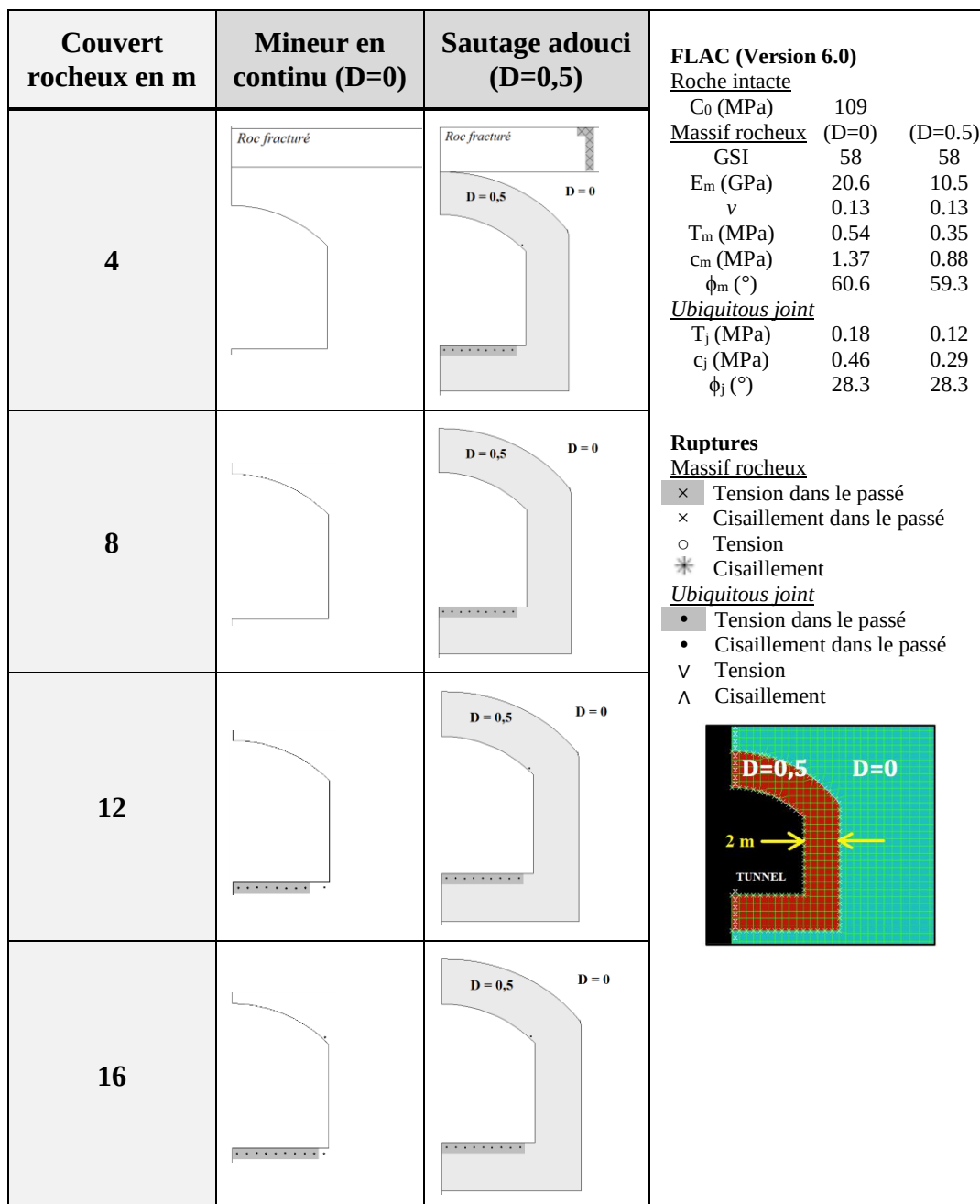


Figure 4.33 : Ruptures identifiées par FLAC autour du tunnel en fonction de l'indice d'endommagement (D) du massif rocheux lié à la méthode d'excavation pour le mineur en continu (D = 0) et le sautage adouci (D = 0,5) et de l'épaisseur du couvert rocheux.

4.3.10.2 Garage

Les figures 4.34 et 4.35 présentent les déplacements maximums et les ruptures au toit des tunnels du garage pour des couverts rocheux de 4 à 16 m d'épaisseur et des piliers de 3, 5 et 7 m de largeur.

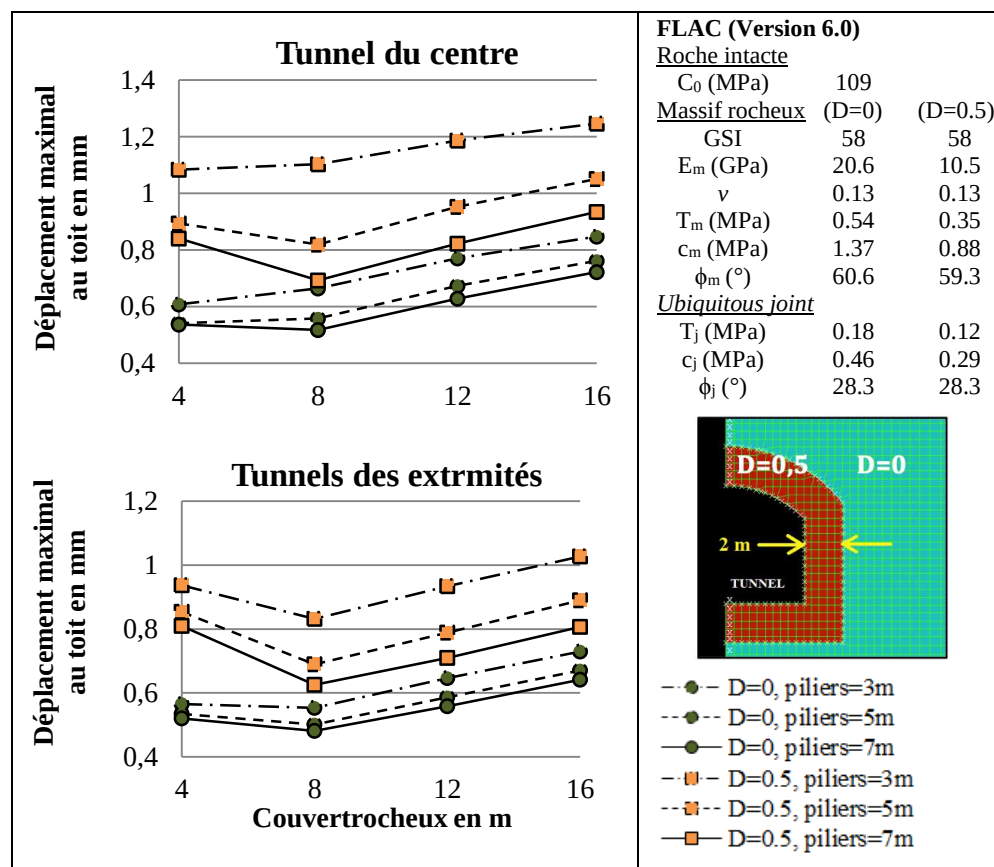


Figure 4.34 : Déplacements maximums aux toits des tunnels du centre et des extrémités du garage en fonction de l'indice d'endommagement (D) du massif rocheux [mineur en continu (D=0) et sautage adouci (D=0,5)], du couvretrocheux et de la largeur des piliers du garage.

Les déplacements au toit des tunnels du garage sont 1,3 à 1,8 fois plus grands si la méthode du sautage adouci est utilisée au lieu de celle du mineur en continu (figure 4.34). La figure 4.35 montre que la méthode d'excavation (mineur en continu ou sautage adouci) a un impact négligeable sur les ruptures au toit du tunnel pour des piliers entre 3 et 7 m de largeur. Pour les conditions de l'étude, l'influence de l'indice D sur la stabilité du garage est donc faible.

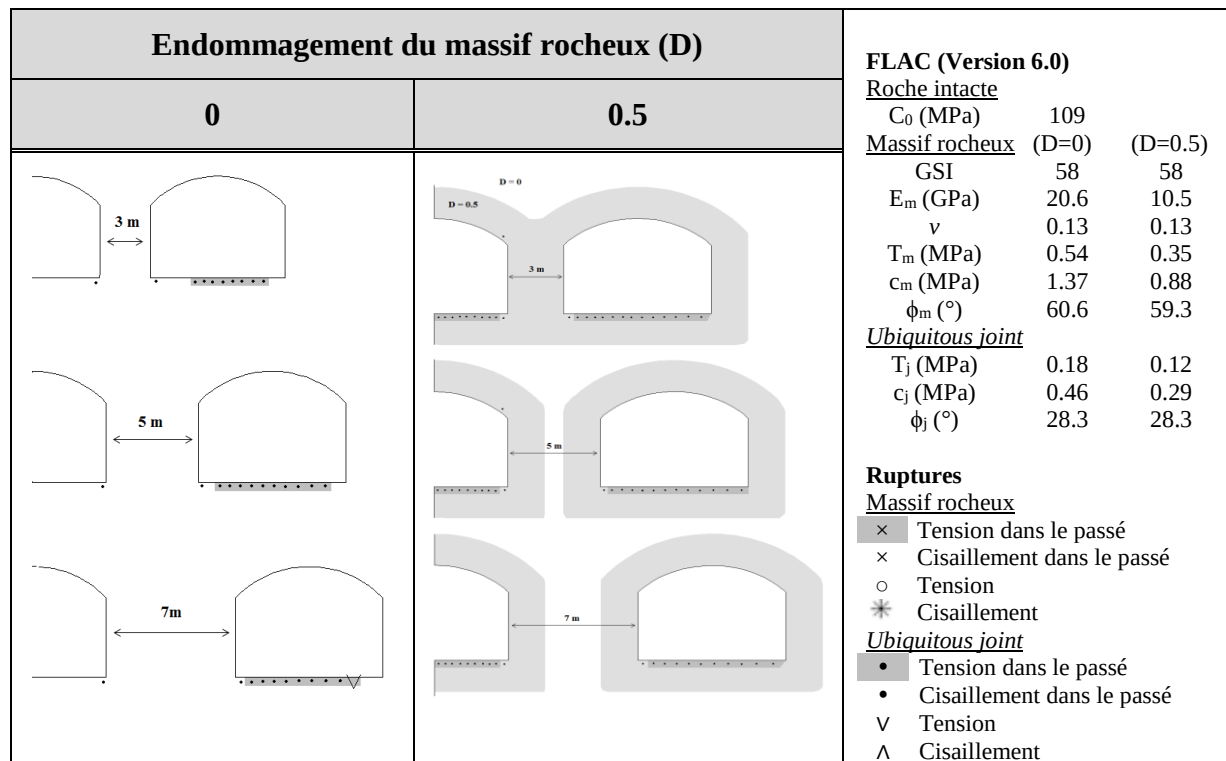


Figure 4.35 : Ruptures identifiées par FLAC autour des tunnels du garage en fonction de l'indice d'endommagement (D) [mineur en continu (D = 0) et sautage adouci (D = 0,5)] et de la largeur des piliers pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.

4.3.11 Zone de failles

Les zones de failles se distinguent des massifs rocheux généralement rencontrés dans la région de Montréal, car elles contiennent plus de zones de roc fracturé, de fractures remplies de matériaux fins (argile et silt) et d'intrusifs altérés. Leurs largeurs varient de quelques décimètres à des dizaines de mètres. La présence d'une zone de faille influence le RMR et donc le GSI du massif rocheux. L'influence du GSI a déjà été traitée dans l'étude d'influence du RQD. Cependant, les zones de failles méritent d'être analysées de manière distincte, car elles ont souvent engendrées des délais et des dépassements de coût lors la construction du métro de Montréal. Le GSI obtenu pour la zone de failles est 40. Cette valeur est plus petite que la borne inférieure de l'intervalle de l'étude d'influence du RQD, soit égale ou inférieur à 25% avec le reste les propriétés du massif rocheux inchangées par rapport à celles généralement rencontrées à Montréal, où le GSI égale 53 (tableau 4.12, section 4.2.6).

Pour le modèle numérique, les paramètres de résistance et de déformabilité de la zone de failles ont été appliqués à tout le massif rocheux excluant la zone de roc fracturé à la surface. Les paramètres des *ubiquitous joints* diminuent également, car le rapport d'anisotropie (R_c) est conservé à 3. Puisque le modèle numérique est en 2D, la largeur de la zone de failles est considérée comme infinie. La présente analyse est donc très conservatrice.

Les déplacements et les ruptures au toit du tunnel sont présentés aux figures 4.36 et 4.37 suivantes. Dans cette section, « roc sain » signifie un massif rocheux de qualité moyenne avec un GSI de 58, ce qui correspond au modèle numérique de base dont les paramètres ont été présentés au tableau 4.10 de la section 4.2.6.

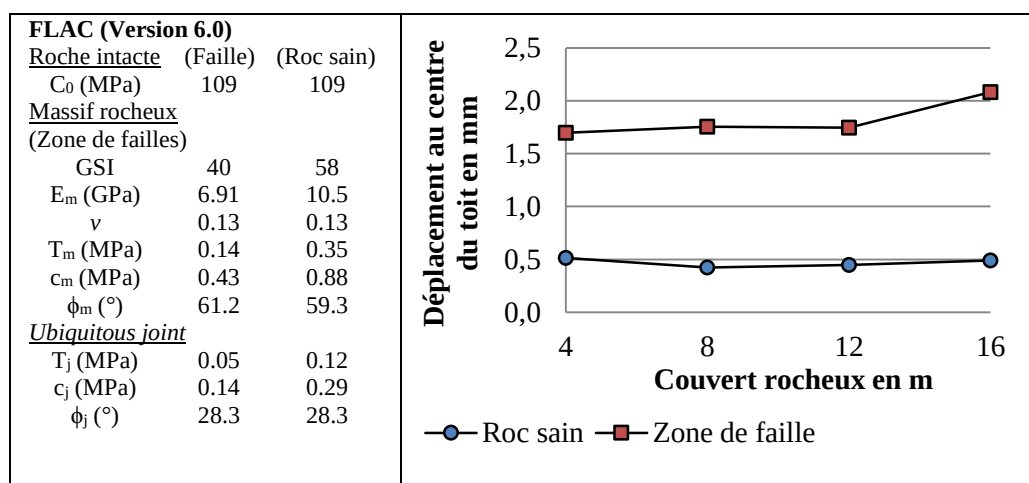


Figure 4.36 : Déplacements maximums au toit du tunnel pour le roc sain et la zone de failles en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.

Les déplacements maximums au toit du tunnel sont bien plus grands pour une zone de failles que le roc sain, soit d'environ 3,3 à 4,3 fois plus élevés (figure 4.36). Les déplacements montrent que l'influence d'une zone de failles n'est pas constante selon l'épaisseur du couvert rocheux. Elle est minimale lorsque le couvert rocheux a 4 m d'épaisseur et augmente avec la profondeur. Les zones de failles ont un impact important sur les ruptures au toit du tunnel (figure 4.37). Toutefois, la majorité des ruptures sont dans le passé, donc elles sont stables à la fin de la simulation numérique. Des ruptures en tension dans le massif rocheux toujours actives à la fin de la simulation numérique

(☉) sont tout de même présentes dans la partie centrale du toit du tunnel pour 12 et 16 m de couvert rocheux. Celles-ci pourraient provoquer des instabilités risquées pour les travailleurs et la machinerie. De plus, si des fractures verticales ou obliques étaient présentes, les instabilités pourraient être encore plus importantes.

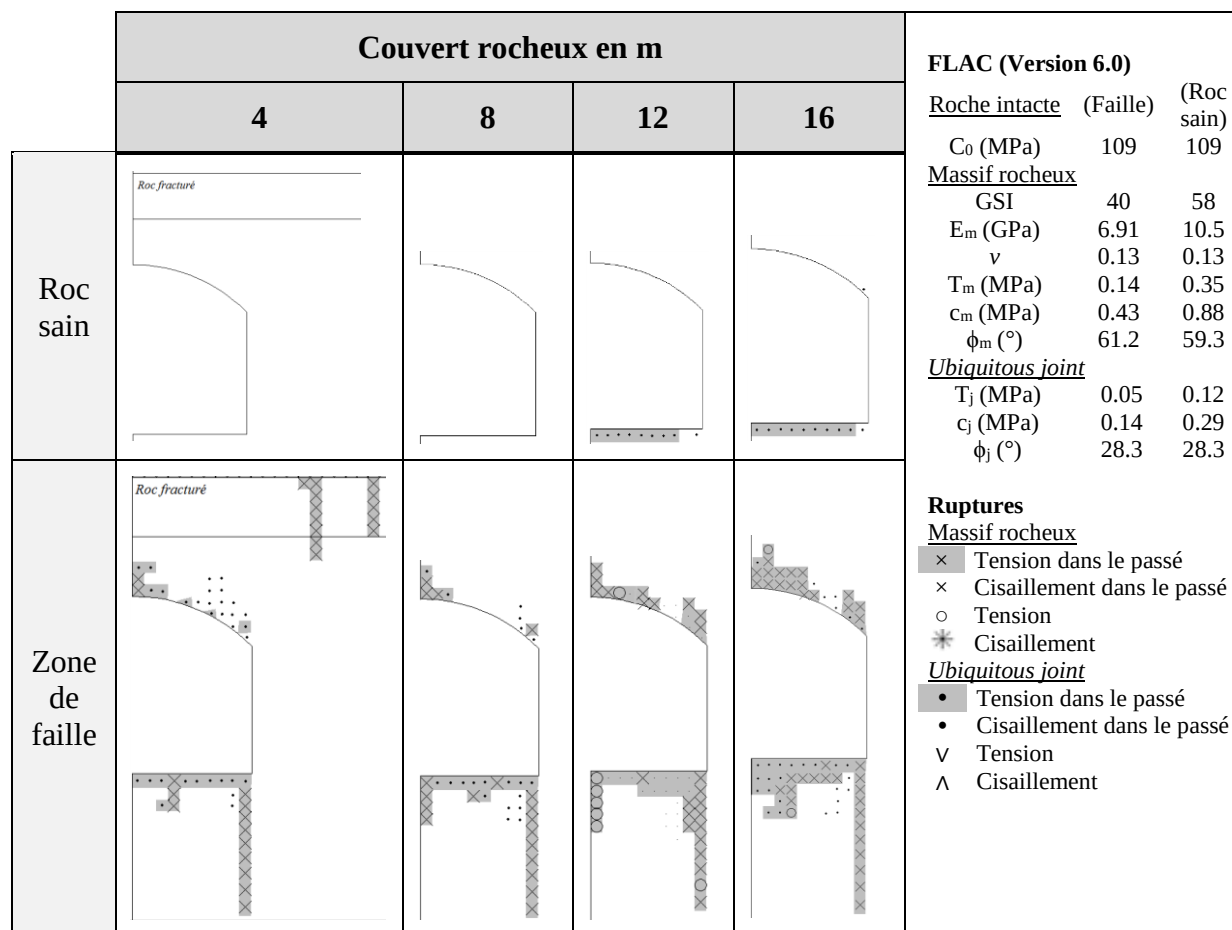


Figure 4.37 : Ruptures identifiées par FLAC pour un tunnel construit dans le roc sain ou une zone de failles en fonction du couvert rocheux.

Les résultats montrent que si le tunnel était construit dans une zone de faille, les déplacements et de ruptures augmenteraient considérablement. Ce phénomène géologique a donc une incidence importante sur la stabilité du modèle numérique.

4.3.12 Récapitulatif de l'influence des paramètres

Les résultats des sections précédentes, issus du modèle et des hypothèses à sa base, montrent que les paramètres analysés ont une influence faible, modérée ou élevée sur la stabilité du modèle

numérique tel que présenté au tableau récapitulatif 4.15 suivant. Le niveau d'influence considère trois (3) aspects : les déplacements, les ruptures au centre du toit et le nombre de paramètres qui dépendent de la valeur du paramètre à l'étude. La variation des déplacements maximums lors de l'étude de l'influence d'un paramètre est faible lorsqu'inférieure à 0,5 mm, modérée entre 0,5 et 1 mm et élevée pour une valeur plus grande que 1 mm. L'influence sur les ruptures est faible lorsque qu'aucune rupture ne survient au centre du toit, modérée entre 1 et 5 et élevée lorsque supérieur à 5. L'influence sur les paramètres du modèle numérique est faible lorsque la variation du paramètre à l'étude n'engendre pas le changement de la valeur d'autres paramètres, modérée entre 1 et 3 et élevée lorsque plus grand que 3. Le choix de l'influence globale repose sur l'analyse de ces trois (3) résultats. Par exemple, si la variation d'un paramètre donne une influence élevée sur les déplacements, mais faible sur les ruptures, l'influence globale est considérée comme modérée. Toutefois, l'influence des paramètres est relative. En effet, les résultats de la modélisation numérique n'ont pas été comparés avec des données post-excavations concrètes ou les déplacements qui pourraient engendrer l'endommagement des structures de soutènement temporaire.

Tableau 4.15 : Résumé de l'influence des paramètres sur les déplacements, les ruptures et le nombre de valeurs qui dépendent du paramètre qui varie.

Paramètres	Différence max. des déplacements au centre du toit en mm*	Nombre ruptures max. au centre du toit*	Nombre paramètres dépendants	Influence sur la stabilité du modèle numérique		
				Faible	Modérée	Élevée
Géométrie de l'excavation	1,42	-	-		X	
Épaisseur du couvert rocheux	0,09 (Tunnel)	-	-		X	
RQD	0,67	3	6		X	
Résistance en compression simple de la roche intacte (C_0)	3,03	24	6			X
Coefficient de Poisson (ν)	0,27	-	-		X**	
Paramètres de résistance des <i>ubiquitous joints</i> :	(excepté $R_c=6$, couvert rocheux 16 m)					
- Résistance en tension (T_j) et cohésion (c_j)	0,09	-	-	X		
- Angle de frottement (ϕ_j)	0,09	-	-	X		
Pressions interstitielles :						
- dans le massif rocheux	0,27	3	-	X		
- à la surface du sol	2,10					X
Contraintes tectoniques horizontales	0,12	2	-		X**	
Largeur des piliers du garage	0,21 (Garage)	-	-	X		
Endommagement lié à la méthode d'excavation (D)	0,71 (Garage)	-	-	X		
Zone de failles	1,57	9	6			X

* Applicable sur l'intervalle étudié.

** Influence importante sur les contraintes horizontales qui ont un effet stabilisateur sur le toit.

4.4 Comparaison avec un modèle discontinu (UDEC)

Le logiciel UDEC d'Itasca, permettant de réaliser des modèles discontinus, a été utilisé pour valider les résultats de FLAC. Plus précisément, UDEC a permis de valider les résultats du modèle de comportement *ubiquitous joint* pour représenter le comportement géomécanique anisotrope des massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal. Ce modèle a été réalisé avec les mêmes hypothèses (section 3.2.1) que celles du modèle FLAC. Par contre, les pressions interstitielles ont été négligées dans les deux logiciels. Les sections qui suivent présentent les intrants, le modèle ainsi qu'une discussion des résultats de UDEC comparés à ceux du modèle *ubiquitous joint* de FLAC.

4.4.1 Intrants

Les massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal ont été représentés dans UDEC comme des strates de roche intacte séparées par des fractures horizontales ouvertes (sans résistance en tension ni cohésion). Les intrants du modèle numérique sont les propriétés de la roche intacte, des discontinuités et du massif rocheux. Le modèle de comportement utilisé pour la roche intacte et les discontinuités est Mohr-Coulomb, comme pour le modèle *ubiquitous joint* de FLAC. Le tableau 4.16 présente les intrants du modèle UDEC.

Tableau 4.16 : Paramètres du modèle numérique UDEC.

Paramètres UDEC		
<i>Roche intacte</i>	<i>Discontinuités</i>	<i>Massif rocheux</i>
ρ	L	E_m, ν
C_0, T_0	T_j	G_m
E_i, ν	c_j, ϕ_j	K_0
c_i, ϕ_i	k_n, k_s	
K_i, G_i		

Les valeurs des paramètres de la roche intacte (ρ , C_0 , T_0 , E_i et ν) utilisés dans le modèle numérique sont les résultats des essais en laboratoire pour la Formation de Montréal (voir tableau 4.1 de la section 4.1.1). La cohésion (c_i) et l'angle de frottement (ϕ_i) de la roche intacte ont été déterminés à l'aide des équations de Hoek et al. (2002), présentées à la section 3.3.1. Les modules de compressibilité (K_i) et de cisaillement (G_i) de la roche intacte ont été calculés avec les équations 4.1 et 4.2 de la section 4.2.1.3. La distance entre les discontinuités (L) est 0,3 m. Il s'agit de la

distance moyenne par mètre linéaire minimale entre les discontinuités relevées dans les sondages du projet de prolongement du métro. La résistance en tension (T_j) et la cohésion (c_j) des discontinuités est nulle, car les fractures simulées sont ouvertes. L'angle de frottement des discontinuités (ϕ_j) a été déterminé avec l'équation de Barton (1973) présentée à la section 3.3.2. Les coefficients de rigidité normale et de cisaillement des discontinuités, k_n et k_s , ont été déterminés à l'aide des équations 4.7 et 4.8 tirées de Barton (1972).

$$k_n = \frac{E_i E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (4.7)$$

$$k_s = \frac{G_i G_m}{L(G_i - G_m)} \quad (4.8)$$

Pour le massif rocheux, E_m , ν et K_0 sont les mêmes que pour le modèle FLAC. Enfin, le module de cisaillement (G_m) du massif rocheux a été déterminé avec l'équation 4.2 à la section 4.2.1.3 à partir du module de déformabilité du massif rocheux (E_m) et le coefficient de Poisson (ν). Le tableau 4.17 présente les valeurs des intrants du modèle UDEC.

Tableau 4.17 : Valeur des intrants de UDEC.

Paramètres UDEC			
Roche intacte		Massif rocheux	
ρ (kg/m ³)	2691	K_0	0,36
E_i (GPa)	43,3	E_m (GPa)	20,6
ν	0,13	G_m (GPa)	9,12
K_i (GPa)	19,5	Discontinuités	
G_i (GPa)	19,2	L (m)	0,3
T_0 (MPa)	7,0	k_n (Pa/m)	1,31E+11
c_i (MPa)	20,7	k_s (Pa/m)	5,80E+10
ϕ_i (°)	50,6	ϕ_j (°)	28,3
Dilatance (°)	0	T_j (MPa)	0
		c_j (MPa)	0

4.4.2 Modèle

Tout comme le modèle FLAC, la stratigraphie du modèle UDEC est composée de trois (3) unités stratigraphiques, soit les sols, le roc fracturé et le massif rocheux sous-jacent. Dans le massif rocheux, une distance de 0,3 m entre les discontinuités a été implémentée, mais uniquement pour

les 26 premiers mètres sous le roc fracturé. Elle est ensuite 1 m pour alléger les calculs. Les sols et le roc fracturé ont été modélisés comme s'il s'agissait de matériaux continus et isotropes avec le modèle de comportement Mohr-Coulomb comme dans FLAC. Les intrants de ces unités stratigraphiques ont été présentés à la section 4.2.6. Les conditions aux frontières empêchent les déplacements latéraux sur les deux frontières verticales et les déplacements verticaux à la base du modèle comme le modèle FLAC. Un exemple de code est présenté à l'annexe E. Enfin, la figure 4.38 présente la géométrie du modèle, du tunnel, des blocs et du maillage du modèle UDEC.

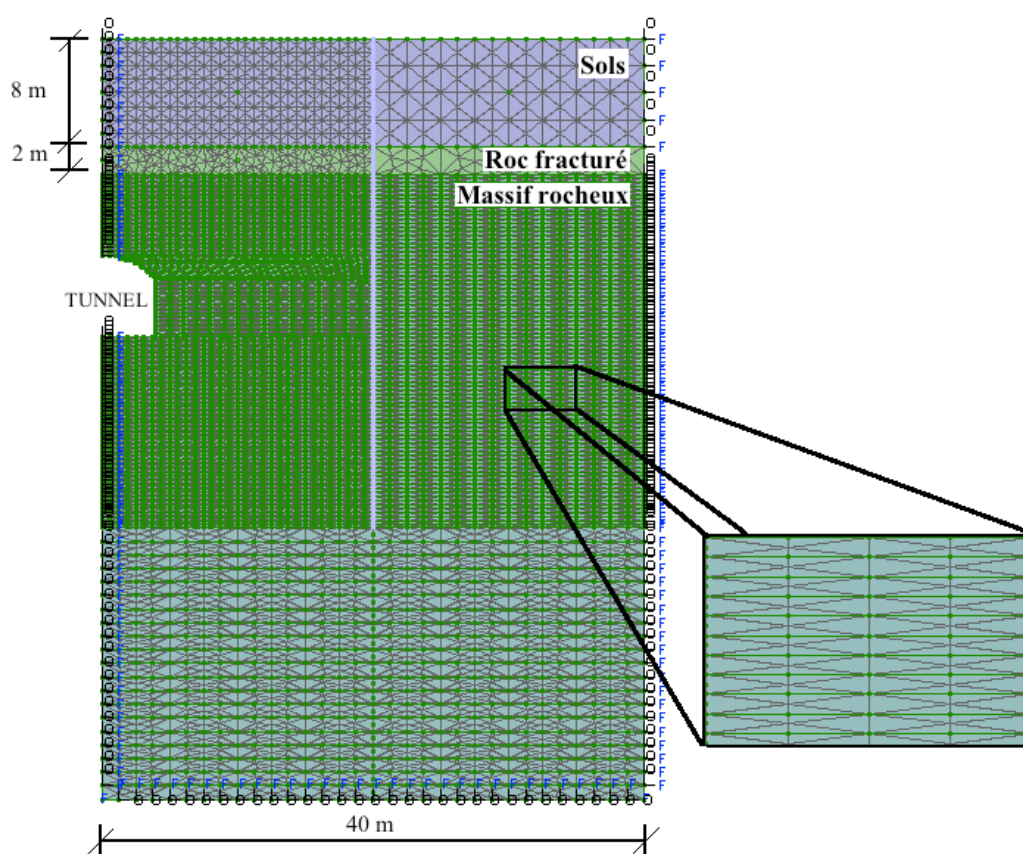


Figure 4.38 : Géométrie du modèle, du tunnel, des blocs et du maillage de UDEC pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur.

4.4.3 Comparaison des résultats avec FLAC

Les modèles numériques FLAC et UDEC ont été comparés entre eux à partir des déplacements au toit, des ruptures dans FLAC ainsi que des glissements et l'ouverture des discontinuités dans UDEC (aucune rupture dans la roche intacte n'est survenue dans ce modèle).

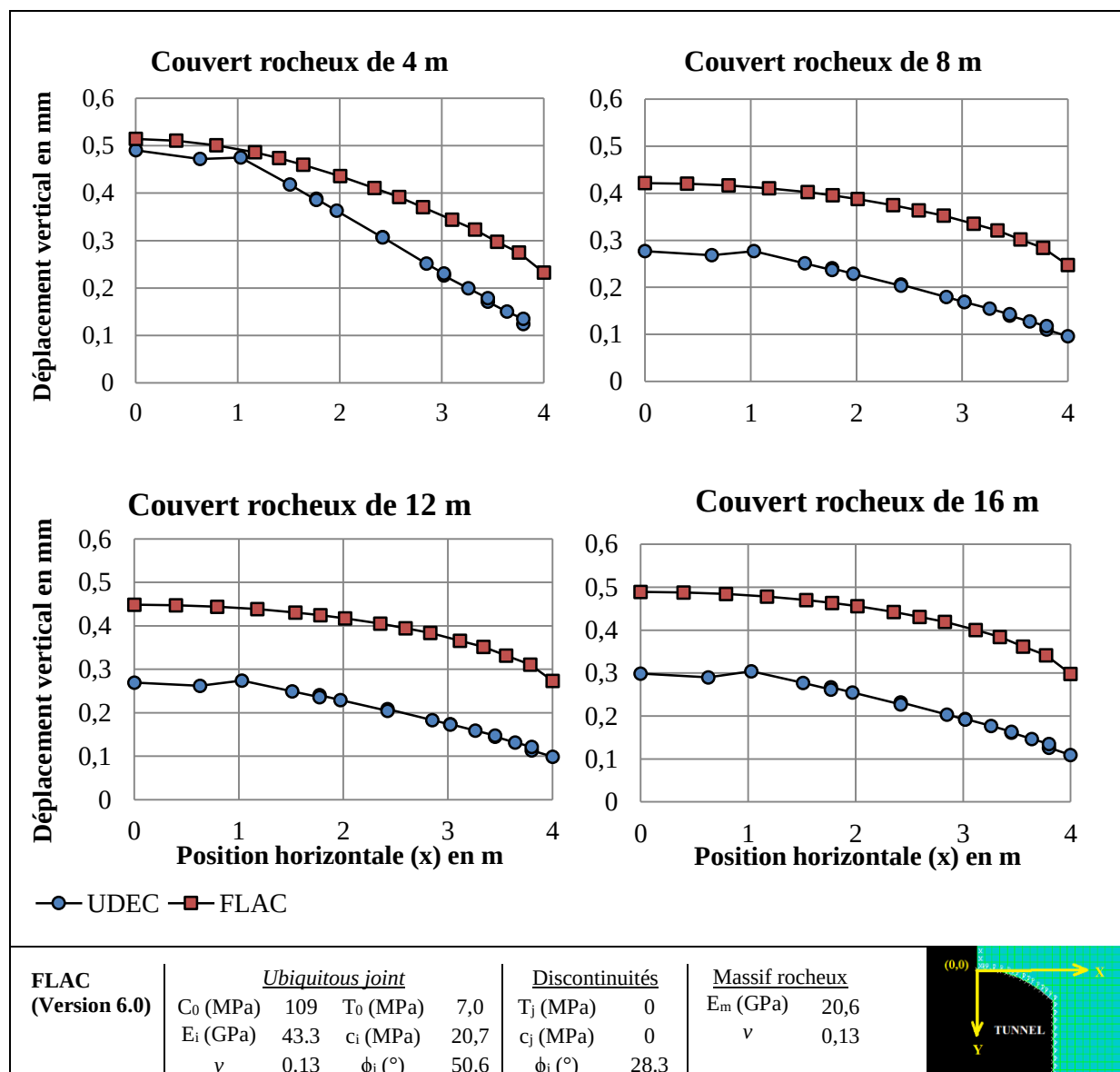


Figure 4.39 : Déplacements verticaux au toit du tunnel pour le modèle de comportement *ubiquitous joint* de FLAC et UDEC.

Les déplacements au toit sont presque deux fois plus grands pour FLAC que UDEC, malgré le fait que UDEC ait une résistance en tension et une cohésion nulles sur les discontinuités (figure 4.39).

Ce résultat est expliqué par le fait que les calcaires de la Formation géologique de Montréal sont très résistants. Utiliser les paramètres de la roche intacte pour les blocs dans UDEC rend donc le modèle plus stable que celui de FLAC où les paramètres géomécaniques ont été diminués pour simuler un milieu équivalent continu.

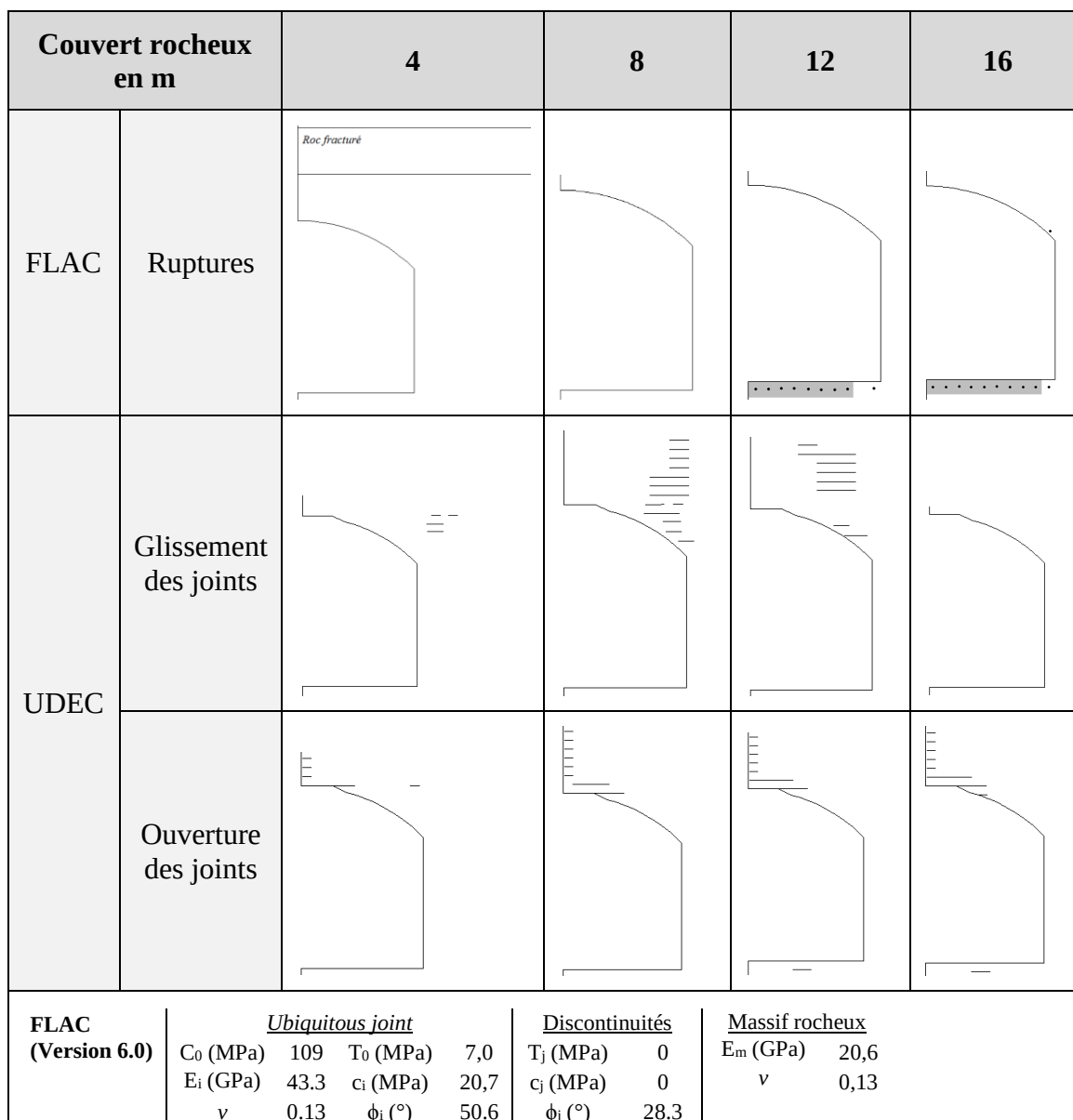


Figure 4.40 : Modes de ruptures de FLAC et glissement et ouverture des discontinuités dans UDEC autour du tunnel en fonction de l'épaisseur du couvert rocheux.

Presqu'aucune rupture n'est observée au toit du tunnel avec FLAC et UDEC (figure 4.40). Le tunnel est donc stable sans soutènement dans les deux modèles. Ensuite UDEC, permet de

visualiser le glissement et l'ouverture des discontinuités, qui surviennent respectivement aux extrémités et au centre du toit du tunnel. Ces résultats montrent la flexion du toit pour des couverts rocheux de 4, 8 et 12 m. Dans FLAC, il est nécessaire de vérifier la répartition des contraintes en tension et en compression (figure 4.8, section 4.3.2) pour se rendre compte qu'un phénomène de flexion survient pour un couvert rocheux de 4 m d'épaisseur. L'ouverture et le glissement des discontinuités dans UDEC permet aussi de déterminer rapidement la zone d'influence de l'excavation. Celle-ci est 2 à 3 m au-dessus du toit du tunnel pour des couverts rocheux de 8 et 12 m (couverts rocheux probables pour le prolongement du métro de Montréal). Pour connaître la zone d'influence dans FLAC, l'étendue de la zone en tension au-dessus du toit peut être utilisée. Des zones d'influence au-dessus du toit de 2 et 4 m ont été observées pour des couverts rocheux de 8 m et 12 m respectivement. Finalement, les types de ruptures dans FLAC concordent avec le glissement et l'ouverture des discontinuités observées dans UDEC. En effet, les ruptures en tension dans les *ubiquitous joints* qui surviennent au centre du toit dans FLAC correspondent à l'ouverture des discontinuités au même endroit dans UDEC. Les ruptures en cisaillement des *ubiquitous joints* correspondent au glissement des strates aux extrémités du toit du tunnel dans UDEC. Les mécanismes de ruptures qui agissent dans les modèles FLAC et UDEC sont donc sensiblement les mêmes, mais aucune rupture dans la roche intacte ne survient dans UDEC.

Brièvement, UDEC a l'avantage de visualiser rapidement l'interaction entre les strates de roche ainsi que la dimension de la zone d'influence. Par contre, FLAC donne des plus grands déplacements et une zone d'influence plus grande ce qui est davantage conservateur.

4.5 Discussion des résultats

Cette section présente les limitations de FLAC et d'UDEC pour la conception, les effets des hypothèses simplificatrices sur les résultats ainsi que des essais en laboratoire qu'il aurait été intéressant de réaliser pour obtenir un modèle numérique plus étoffé.

Les résultats des modèles numériques FLAC et UDEC ne devraient pas être utilisés seuls pour des besoins de conception. Ces logiciels ne permettent pas de constater les instabilités structurales potentielles autour de l'excavation. Des analyses complémentaires devraient être réalisées avec un logiciel comme Unwedge de Rocscience pour identifier et localiser les blocs de roches qui pourraient glisser ou chuter dans l'excavation.

Plusieurs hypothèses ont été faites pour réaliser le modèle numérique. Certaines ont servis à simplifier les conditions de terrain, d'autres ont été imposées par le modèle de comportement *ubiquitous joint*. Les hypothèses suivantes influencent les résultats et ont eu un effet stabilisateur ou déstabilisateur sur le modèle numérique.

- Les familles de discontinuités verticales et obliques n'ont pas été représentées explicitement. Elles ont par contre été considérées par l'intermédiaire du GSI.
- La moyenne des résultats des essais en laboratoire a été utilisée pour déterminer le coefficient de Poisson du massif rocheux ($\nu=0,13$). Pourtant, les résultats de la section 4.3.5 ont montré que plus ν est élevé dans un intervalle entre 0 et 0,3, plus les déformations élastiques et les contraintes horizontales au toit du tunnel sont faibles. Les contraintes horizontales ont un effet stabilisateur en diminuant les risques de rupture en tension dans le massif rocheux centre du toit du tunnel. Le coefficient ν nul est donc la valeur la plus conservatrice de l'intervalle. Les résultats obtenus avec $\nu=0,13$ ne sont donc pas les plus conservateurs.
- La valeur minimale de l'angle de frottement des *ubiquitous joints* (ϕ_j) a été utilisée pour le modèle numérique. Pourtant, même si les résultats de l'étude d'influence montrent que ϕ_j a peu d'influence, il aurait été plus conservateur d'utiliser une valeur maximale pour ϕ_j afin d'éviter de sous-estimer les ruptures en tension au centre du toit. En effet, un angle faible engendre des ruptures en cisaillement des *ubiquitous joints* aux extrémités du toit du tunnel et ainsi un relâchement de contrainte verticales et horizontales au centre du toit.
- Les pressions interstitielles ont été calculées à partir du régime stationnaire atteint suite au drainage de l'eau dans l'excavation simulée. Utiliser le niveau d'eau initial ou transitoire aurait cependant donné des pressions interstitielles plus élevées et engendré des contraintes effectives plus faibles augmentant les risques de ruptures en cisaillement. L'hypothèse utilisée pour les pressions interstitielles n'est pas idéale.
- Des perméabilités différentes dans les directions verticales et horizontales auraient pu être considérées. Toutefois, puisque les calculs mécaniques (déplacement, contrainte, etc.) sont faits à partir des pressions interstitielles provenant du régime stationnaire, la perméabilité des matériaux a peu d'impact sur les résultats. La principale différence observée est le

temps de calcul du logiciel. Un milieu poreux homogène équivalent a été utilisé pour les analyses de l'écoulement. Par contre, en réalité, la circulation de l'eau dans les massifs rocheux se fait par les fractures. UDEC aurait permis de réaliser ce type d'analyse d'écoulement.

- Les contraintes tectoniques horizontales ont été intégrées au modèle numérique pour l'étude d'influence par le biais du coefficient de poussée des terres (K_0). Elles sont représentées comme un gradient qui s'ajoute aux contraintes gravitaires initiales. Elles auraient également pu être simulées à l'aide d'une contrainte horizontale uniforme. Sachant l'effet stabilisateur des contraintes horizontales sur le toit du tunnel, utiliser un gradient plutôt qu'une répartition uniforme des contraintes tectoniques horizontales est une hypothèse conservatrice.
- Les matériaux ont un comportement parfaitement plastique, ce qui veut dire qu'une fois la limite d'élasticité atteinte, aucune chute de résistance en cisaillement ne survient (voir figure 4.41 suivante). Cette condition est imposée par le modèle de comportement *ubiquitous joint* dans FLAC puisque le modèle avec écrouissage négatif ne peut y être combiné. Il ne s'agit pas d'une hypothèse conservatrice, car la résistance en cisaillement des roches chute normalement après la rupture. Les modules de déformabilité pré et post rupture sont considérés égaux, ce qui n'est pas non plus conservateur.

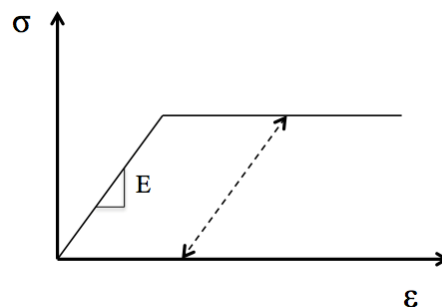


Figure 4.41 : Plasticité parfaite.

- Le coefficient de poussée des terres (K_0) n'a pas été déterminé à partir du coefficient de Poisson (ν) du massif rocheux. Même si ces deux paramètres sont liés en théorie, K_0 a plutôt été déterminé avec l'équation d'Amadei et al. (1988) pour un milieu stratifié horizontalement (anisotrope). Puisque le lien entre K_0 pour un massif anisotrope et ν qui

est isotrope dans le modèle numérique est difficile à déterminer, ν a été déterminé indépendamment à l'aide d'une étude d'influence sur le modèle numérique qui n'avait aucune incidence sur K_0 . La valeur choisie pour ν maximise les déplacements et minimise les contraintes horizontales (stabilisatrices) au toit. Cette méthode n'est pas fidèle à la réalité. Par contre, elle est conservatrice.

Finalement, il aurait été intéressant de disposer d'autres types d'essais en laboratoire pour étoffer le modèle numérique comme des essais en compression simple sur des échantillons provenant de forages obliques et horizontaux, des essais en traction directe et des essais en cisaillement direct.

- La résistance en compression simple de la roche intacte (C_0) est un paramètre avec une influence élevée sur le modèle numérique. Il a été déterminé à partir d'essais en compression simple réalisés sur des échantillons de roc stratifié horizontalement provenant de forages verticaux. Cependant, les contraintes dans le modèle numérique peuvent se retrouver dans n'importe quelles directions. Par conséquent, il aurait été intéressant de disposer de résultats d'essais en compression simple pour d'autres directions par rapport au litage pour déterminer le C_0 minimum de la roche anisotrope (voir figure 2.2, section 2.1.3.1). Cette valeur pourrait être utilisée pour la simulation numérique pour être davantage conservateur.
- Les essais en traction directe permettent d'obtenir la valeur minimale de résistance en tension de la roche intacte (T_0) pour des échantillons stratifiés horizontalement provenant de forages verticaux. Les essais en traction indirecte (essais brésiliens), réalisé pour le projet de prolongement du métro, donnent plutôt la résistance en tension indirecte qui est normalement plus grande et donc moins conservatrice.
- La réalisation d'essais de cisaillement direct sur les fractures et des surfaces sciées d'échantillons de roche non altérés auraient contribué améliorer le modèle numérique. Les essais sur les fractures servent à déterminer l'angle de frottement des *ubiquitous joints* en fonction de la profondeur. Si cet essai n'est pas réalisé, des essais de cisaillement direct sur des surfaces planes sciées non altérées pourraient être faits, car ils permettraient de déterminer l'angle de frottement résiduel de la roche qui est utilisé dans l'équation de Barton (1973) pour calculer l'angle de frottement des *ubiquitous joints*.

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Même si l'utilisation de modèles numériques pour analyser le comportement d'excavations souterraines dans des massifs rocheux anisotropes n'est pas originale en soit, le type d'étude présenté dans ce mémoire n'a jamais été fait, à la connaissance de l'auteure, pour les massifs rocheux de la région de Montréal. Les analyses présentées dans ce mémoire ont été faites pour un projet le prolongement du métro de Montréal pour des géométries de tunnel et de station qui lui sont propres. De plus, une base de données géotechnique très importante a été mise à la disposition de l'auteure. Les résultats de ce mémoire sont donc uniques et concrets.

L'anisotropie des massifs rocheux a été considérée de deux manières. Premièrement, les contraintes gravitaires (initiales) ont été imposées au modèle numérique pour un milieu stratifié horizontalement. Deuxièmement, l'anisotropie de résistance du massif rocheux a été considérée à l'aide du modèle de comportement *ubiquitous joint*. L'anisotropie de déformabilité n'a toutefois pas été simulée, car *ubiquitous joint* ne permet pas (dans la version 6.0 de FLAC) de le faire. Par contre, les déformations très faibles aux profondeurs du métro ont peu d'impacts sur l'excavation.

Les intrants du modèle numérique dont les valeurs étaient incertaines ont fait l'objet d'une étude d'influence sur la stabilité du tunnel. D'autres facteurs ayant un impact sur le modèle numérique, comme les conditions de terrain et lors de la construction, ont également été analysées. Les résultats ont montré que les éléments qui ont le plus d'influence sur la simulation numérique sont la résistance en compression simple de la roche intacte (C_0), les pressions interstitielles dans les sols et la présence d'une zone de failles. Les paramètres avec une influence modérée sont la géométrie de l'excavation, l'épaisseur du couvert rocheux, le RQD, le coefficient de Poisson (ν) et les contraintes tectoniques horizontales. Enfin, les paramètres qui ont une influence faible sur le modèle numérique sont les paramètres de résistance des plans de faiblesse (T_j , c_j et ϕ_j), les pressions interstitielles autour de l'excavation souterraine (dans le massif rocheux), la largeur des piliers du garage et l'indice d'endommagement (D) du massif rocheux lié à la méthode d'excavation par mineur en continu ou par sautage adouci.

Les résultats de FLAC ont été comparés avec ceux d'un modèle discontinu réalisé avec le logiciel UDEC. Deux points en communs, importants dans l'analyse de la stabilité d'une excavation souterraine à faible profondeur, ont été constatés. D'abord, un mode de rupture en flexion au toit du tunnel a été identifié jusqu'à 8 m de couvert rocheux avec les deux logiciels. Ensuite, les

déplacements et la dimension de la zone d'influence (en tension) au toit de l'excavation sont similaires. Par contre, le modèle numérique réalisé avec UDEC est légèrement moins conservateur, car les déplacements et la dimension de la zone d'influence sont légèrement plus petits. Un autre avantage de FLAC est qu'il n'est pas nécessaire de représenter explicitement les plans de faiblesse (litage et ruptures) du massif rocheux ne sachant pas où ils se retrouvent avec précision avec seulement des forages ponctuels. L'avantage principal de UDEC est de bien visualiser le glissement et l'ouverture des discontinuités. Ces résultats montrent donc la validité de FLAC pour simuler le comportement des massifs rocheux transversalement isotropes à faible profondeur.

5.1 Recommandations

Le travail de maîtrise a une portée limitée. Les recommandations suivantes portent donc sur les éléments qui auraient été importants ou intéressants à considérer dans l'étude.

- Utiliser la nouvelle version de FLAC contenant le modèle de comportement CANisotropic qui considère l'anisotropie de déformabilité des matériaux, en plus de l'anisotropie de résistance, ceci permettrait de mieux évaluer les déplacements;
- l'analyse des résultats s'est faite à la lumière des déplacements et des zones et types de rupture. Le calcul d'un facteur de sécurité global avec l'option *Solve FoS* de FLAC basée sur une méthode de réduction des propriétés de résistance aurait pu être ajoutée. Par contre, un résultat supérieur à 1 n'assure pas qu'il n'y aura pas d'instabilités locales;
- l'influence de l'inclinaison du litage aurait pu être analysée;
- il aurait été fidèle à la réalité d'analyser l'impact qu'aurait eu un lit épais de shale ou une discontinuité remplie de silt ou d'argile sur la simulation numérique à proximité du toit de l'excavation;
- l'influence de l'espacement entre les discontinuités aurait pu être analysée avec UDEC et les résultats comparés à ceux du modèle anisotrope continu de FLAC;
- enfin, une séquence d'excavation pour la station aurait pu être simulée.

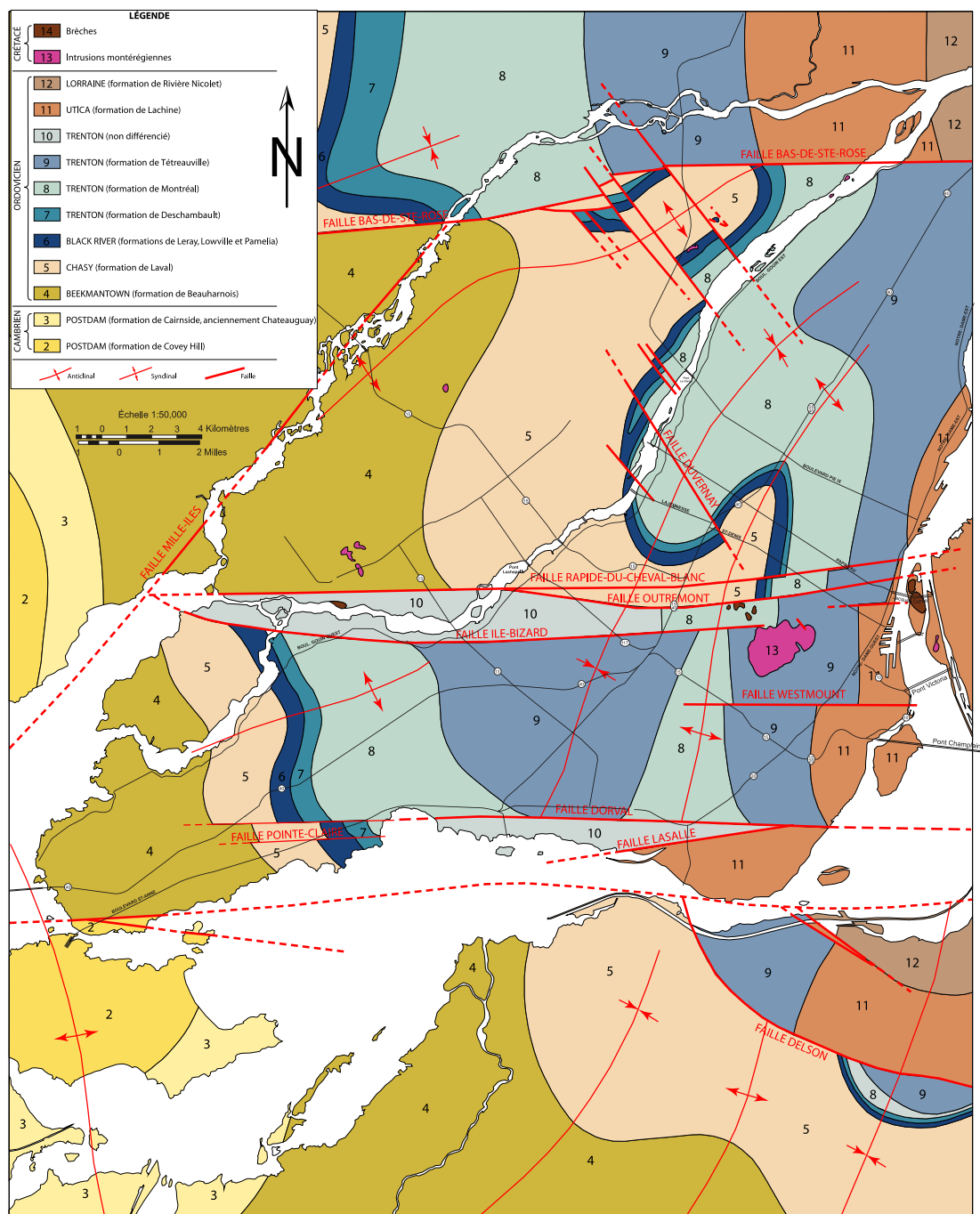
BIBLIOGRAPHIE

- Amadei, B., & Savage, W. Z. (1989). Anisotropic nature of jointed rock mass strength. *Journal of Engineering Mechanics*, 115(3), 525-542.
- Amadei, B., Swolfs, H. S., & Savage, W. Z. (1988). Gravity-Induced Stresses in Stratified Rock Masses. *Rock mechanics and rock engineering*, 21(1), 1-20.
- Ballivy, G., Loiselle, A., Durand, M., & Poirier, M. (1977). Caractéristiques géotechniques du secteur du Parc Olympique, Montréal. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(2), 193-205.
- Barton, N. R. (1972). A model study of rock-joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 9(5), 579-602. doi: 10.1016/0148-9062(72)90010-1
- Barton, N. R. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7(4), 287-332.
- Barton, N. R., & Choubey, V. (1977). Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics*, 10(1-2), 1-54. doi: 10.1007/BF01261801
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications : a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*: Wiley.
- Bobet, A., Fakhimi, A., Johnson, S., Morris, J., Tonon, F., & Yeung, M. R. (2009). Numerical models in discontinuous media: Review of advances for rock mechanics applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11), 1547-1561. doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000133
- Boivin, V., Gagné, B., Campeau, A., Tremblay, M., & Dubeau, S. (2013, septembre). *Tunnelling in Montréal's limestones a geotechnical characterization*. Communication présentée à Géo Montréal, Montréal.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design*. Singapour: McGraw-Hill Book Compagny Limited.
- Boyer, L., Benssoussan, A., Durand, M., Grice, R. H., & Bérard, J. (1985). Geology of Montreal, Province of Quebec, Canada. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, XXII(4), 333-394.
- Chappell, B. A. (1990). Moduli stress dependency in anisotropic rock masses. *Mining science & technology*, 10(2), 127-143.
- Cho, J.-W., Kim, H., Jeon, S., & Min, K.-B. (2012). An experimental study on deformation and strength anisotropy of transversely isotropic rocks in Korea. Dans *Harmonising Rock Engineering and the Environment - Proceedings of the 12th ISRM International Congress on Rock Mechanics* (p. 585-590). Beijing, China: Taylor and Francis Inc.
- Clark, T. H. (1972). *Région de Montréal* (Publication n° 152). Québec: Ministère des richesses naturelles du Québec

- Colak, K., & Unlu, T. (2004). Effect of transverse anisotropy on the Hoek–Brown strength parameter ‘mi’ for intact rocks. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41 1045–1052.
- Corthésy, R., Gill, D. E., & Leite, M. H. (1993). Integrated approach to rock stress measurement in anisotropic non-linear elastic rock. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 30(4), 395-411. doi: 10.1016/0148-9062(93)91722-u
- Corthésy, R., Gill, D. E., & Leite, M. H. (1998). Élaboration d’un modèle de prédiction des contraintes in-situ dans la région de la faille de Cadillac. *CIM Bulletin*, 91(1020), 54-58.
- Durand, M., & Ballivy, G. (1974). Particularités rencontrées dans la région de Montréal résultant de l’arrachement d’écaillés de roc par la glaciation. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(2), 302-306.
- Gonzaga, G. G., Leite, M. H., & Corthésy, R. (2008). Determination of anisotropic deformability parameters from a single standard rock specimen. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 45(8), 1420–1438.
- Goodman, R. E. (1976). *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*. St. Paul, MN: West Publishing Co.
- Hammah, R. E., Yacoub, T. E., Corkum, B., & Curran, J. H. (2008, 29 juin-2 juillet). *The practical modelling of discontinuous rock masses with finite element analysis*. Communication présentée à 42nd U.S. Rock Mechanics Symposium, San Francisco, CA.
- Hansen, C. E. B. (1958). *Line ruptures regarded as narrow rupture zones - Basic equations based on kinematic considerations*. Communication présentée à Proc. Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems Bruxelles (vol. 1, p. 39-48).
- Hoek, E., & Bray, J. (1977). *Rock Slope Engineering* (2^e éd.). London: The Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 34(8), 1165-1186. doi: 10.1016/s0148-9062(97)00305-7
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002, 7-10 juillet). *Hoek-Brown Failure Criterion*. Communication présentée à Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto (vol. 1, p. 267-273).
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215. doi: 10.1016/j.ijrmms.2005.06.005
- Hosseini, M. (2004). Stabilité de pente et glissement de terrain. *Notes de cours, École Polytechnique de Montréal*. .
- Hudson, J. A., & Harrison, J. P. (2005). Anisotropy and inhomogeneity. Dans *Engineering rock mechanics : an introduction to the principles* (3^e éd., p. 163-172). Tarrytown, N.Y.: Pergamon.
- Kawamoto, T., & Aydan, O. (1999). Review of numerical analysis of tunnels in discontinuous rock masses. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in*

- Geomechanics*, 23(13), 1377-1391. doi: 10.1002/(SICI)1096-9853(199911)23:13<1377::AID-NAG932>3.0.CO;2-S
- Leea, Y.-K., & Pietruszczakb, S. (2008). Application of critical plane approach to the prediction of strength anisotropy in transversely isotropic rock masses. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 45 513–523.
- Leitner, R., Pötsch, M., & Schubert, W. (2006). Aspects on the numerical modelling of rock mass anisotropy in tunnelling. *Felsbau*, 24(2), 59-65.
- Lo, K. Y. (1978). Regional Distribution of in Situ Horizontal Stresses in Rocks of Southern Ontario. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 371-381.
- Mestat, P. (Nov-Déc 1997). Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique : Conseils et recommandations *Bulletin des laboratoires des ponts et des chaussées*, 212, 39-64.
- Perras, M. A., & Diederichs, M. S. (2009, Mai). *Tunnelling in horizontally laminated ground*. Communication présentée à Proceedings of 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium (RockEng09), Toronto, Canada.
- Ramamurthy, T. (1993). Strength and modulus responses of anisotropic rocks. Dans J. A. Hudson (Édit.), *Comprehensive rock engineering : Fundamentals* (vol. 1, p. 313-329). Oxford, UK: Pergamon Press.
- Riahi, A., Curran, J. H., & Hammah, R. E. (2012). Application of continuum-interface computational methods in analysis of jointed rock problems. Dans R. Sousa (Édit.), *Innovative Numerical Modelling in Geomechanics* (p. 317–332). London, UK: Taylor & Francis Group.
- Schroeder, J., & Beaupré, M. (1985). Impacts des cavités glaciotectoniques sur l'aménagement urbain de Montréal, Canada. *Annales de la Société géologique de Belgique*, 108 69-75. Tiré de <http://popups.ulg.ac.be/0037-9395/index.php?id=2690>
- Vermeer, P. A., & de Borst, R. (1984). Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. *Heron*, 29(3).
- Yates, J. (2015). Une vingtaine de résidences de Rosemont–La Petite-Patrie bâties sur un ancien dépotoir. *Métro*. Tiré de <http://journalmetro.com/actualites/montreal/891996/une-vingtaine-de-residences-de-rosemont-la-petite-patrie-baties-sur-un-ancien-depotoir/>
- Yilmaz, I., & Yucel, O. (2014). Use of the core strangle test for determining strength anisotropy of rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 66 57-63. doi: 10.1016/j.ijrmms.2013.12.019
- Zaadnoordijk. (1983). Cone Resistance at the Surface of a Sand Bed. *Department of Civil Engineering*.

ANNEXE A – CARTE GÉOLOGIQUE DE LA RÉGION DE MONTRÉAL



(Clark, 1972)

ANNEXE B – DESCRIPTION ET ÉPAISSEUR DES UNITÉS GÉOLOGIQUES DE LA RÉGION DE MONTRÉAL

Groupe	Formation	Description géologique	Épaisseur moyenne en m
Utica	Lachine	Shale noir se débitant en feuillets. Il offre une résistance plus faible que les calcaires. Il peut contenir de la pyrite qui a occasionné dans la région de Montréal des problèmes de gonflement lorsqu'utilisé comme remblai pour la construction.	122
Trenton	Tétreauville	Calcaire argileux gris bleuâtre foncé, avec des lentilles cristallines fossilifères centimétriques, interlité de shale calcaireux. Le litage est épais, régulier et rectiligne. La formation conserve un caractère homogène sur toute son épaisseur.	247 122
	Montréal	<i>Membre Rosemont</i> : Alternance de calcaire cristallin et de calcaire argileux riche en fossiles interlités de minces couches argileuses. Le litage est ondulé. <i>Membre St-Michel</i> : Alternance de calcaire micritique et de calcaire argileux fossilifère interlités de shale calcaireux.	114
	Deschambault	Grainstone (les coquillages reposent les uns sur les autres) gris clair à gris foncé légèrement teinté de brun. Les lits sont surtout épais et les passées de shale sont rares ou inexistantes. Les contacts avec les formations inférieures et supérieures sont généralement graduels.	5
	Mile End	Lits fins et irréguliers de calcaire micritique et argileux alternant avec des lits fins de shale. Le shale et la plupart des lits de calcaires sont de modérément à fortement bioturbés.	1
Black River	Leray	Calcaire gris sombre. La partie supérieure est caractérisée par une abondance de nodule de chert. Par endroits, le calcaire est gréseux.	15
	Lowville	Calcaire micritique de couleur gris pigeon séparé en certains endroits par des horizons de shale.	
	Pamelia	Lits épais de dolomie verdâtre ou gris bleu pâle dépourvus de fossiles.	
Chasy	Laval	Variation de l'épaisseur des lits et de la composition (calcaire cristallin, shale, grès, calcaire dolomitique).	85
Beekmantown	Beauharnois	Composé de nombreuses variétés de dolomie. Elle se présente en couches massives homogènes ou en couches fortement laminées.	248

(modifié de Clark (1972))

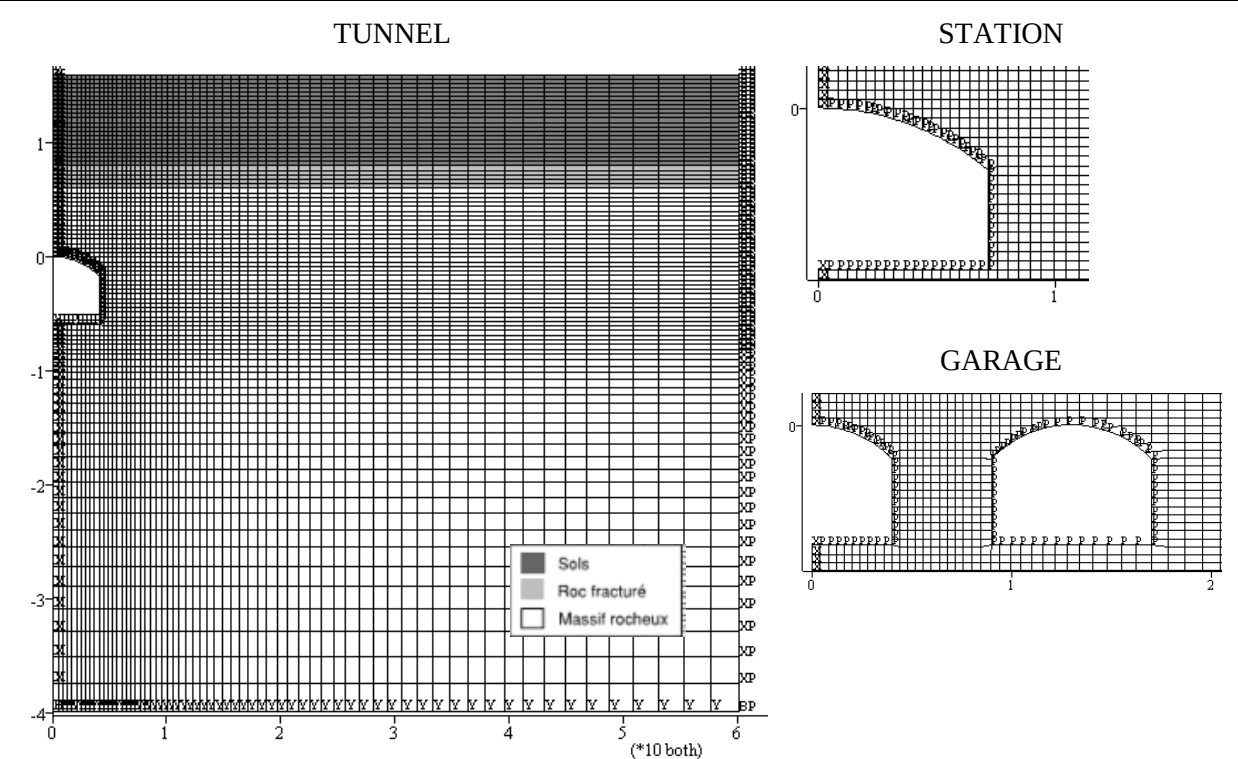
ANNEXE C – INDICE D'ENDOMMAGEMENT DU MASSIF ROCHEUX

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

(tiré de Hoek et al. (2002))

ANNEXE D – CODES ET MODÈLES FLAC

Exemple de code FLAC pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur (D=0) pour le tunnel, la station et le garage



config gw

; Grille et maillage

```
grid 64 88
gen 0 -40 0 -6.89 7.15 -6.89 7.15 -40 i 1 19 j 1 30 rat 1 0.935
gen same 0 6 7.15 6 same i 1 19 j 30 62
gen same 0 8 7.15 8 same i 1 19 j 62 67
gen same 0 9 7.15 9 same i 1 19 j 67 68
gen same 0 17 7.15 17 same i 1 19 j 68 89 rat 1 1
gen same same 60 -6.89 60 -40 i 19 65 j 1 30 rat 1.04 0.935
gen same same 60 6 same i 19 65 j 30 62 rat 1.04 1
gen same same 60 8 same i 19 65 j 62 67 rat 1.04 1
gen same same 60 9 same i 19 65 j 67 68
gen same same 60 17 same i 19 65 j 68 89 rat 1.04 1
```

; Propriétés des matériaux

```
group 'Sol: Mohr-Coulomb' j 67 88
model mohr group 'Sol: Mohr-Coulomb'
prop perm=1e-6 poros=0.237 density=2446 bulk=8.33e7 shear=3.85e7 cohesion=0.0 friction=25.0
dilation=0.0 tension=0.0 group 'Sol: Mohr-Coulomb'
```

```

group 'Roc:Fracturé' j 62 66
model mohr group 'Roc:Fracturé'
prop perm=1e-6 poros=0.02 density=2691 bulk=1.59e9 shear=1.56e9 cohesion=2.20e5 friction=61.5
dilation=0.0 tension=6.49e4 group 'Roc:Fracturé'

group 'Roc:sain' j 1 61
model ubiquitous group 'Roc:sain'
prop perm=1e-6 poros=0.02 density=2691 bulk=9.26e9 shear=9.09E9 cohesion=1.37e6 friction=60.6
dilation=0.0 tension=5.36e5 jangle=0.0 jcohesion=4.56e5 jfriction=28.3 jdilation=0.0 jtension=1.79e5
group 'Roc:sain'

; Interface sol-roc fracture
model null j 67
group 'null' j 67
group delete 'null'
ini x add 0 y add -1 nmregion 1 68
attach aside from 1,68 to 65,68 bside from 1,67 to 65,67
interface 1 aside from 1,68 to 65,68 bside from 1,67 to 65,67
interface 1 unglued kn=1E12 ks=1E12 cohesion=0.0 dilation=0.0 friction=25.0 tbond=0.0 bslip=Off

; Gravité, pressions interstitielles et contraintes in situ
set gravity=9.81
water den 1000 bulk 2e5
ini pp 5.6e5 var 0,-5.6e5 ; Pressions interstitielles : nappe phréatique à la surface du sol
ini syy -1.92e5 var=0,1.92e5 j=68,88 ; Contraintes in situ dans les sols
ini sxx -8.23e4 var=0,8.23e4 j=68,88
ini szz -8.23e4 var=0,8.23e4 j=68,88
ini syy -1.46e6 var=0,1.27e6 j=1,66 ; Contraintes in situ dans le massif rocheux
ini sxx -5.26e5 var=0,4.57e5 j=1,66
ini szz -5.26e5 var=0,4.57e5 j=1,66

; Conditions aux frontières
fix x i 1
fix x i 65
fix y j 1

; Résolution sans l'excavation
history 999 unbalanced
solve
ini xdisp=0 ydisp=0
fix pp i=65 ; Condition frontière pour les pressions interstitielles

```

```

; Tunnel
gen line 0 -6 4 -6
gen line 4 -6 4 -1.69
gen arc 0 -5.6 4 -1.69 60
ini x=4 i=11 j=32
ini x=4 y=-1.69 i=11 j=43
mod null region 4,40

```

```

; Station
gen arc 0 -11.02 7.15 -2.63 50
gen line 0 -6.89 7.15 -6.89
gen line 7.15 -6.89 7.15 -2.63
ini y=-2.63 i=19 j=41
mark i=19 j=41
mod null region 5,40

```

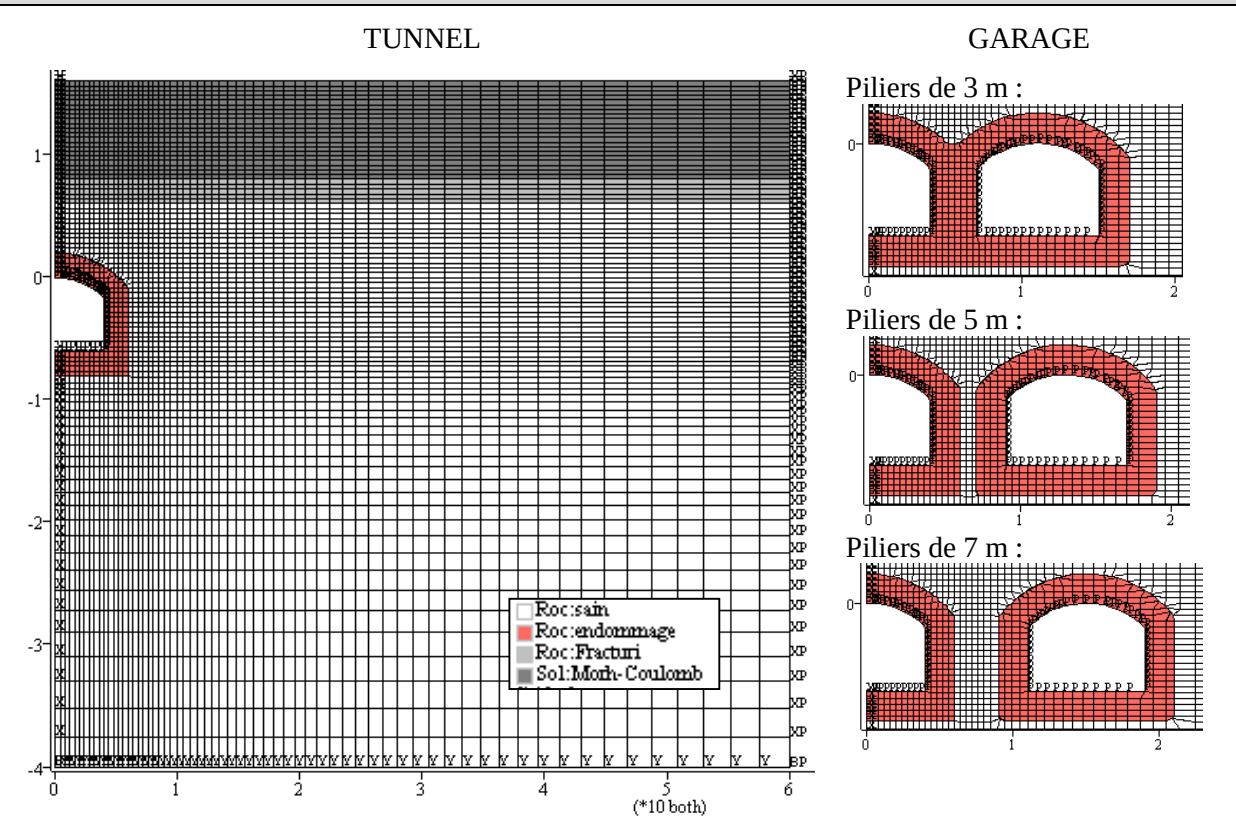
```

; Garage
; Tunnel du centre
gen line 0 -6 4 -6
gen line 4 -6 4 -1.69
gen arc 0 -5.6 4.02 -1.69 60
ini x=4 y=-1.69 i=11 j=43
ini x=4 y=-6 i=11 j=32
mod null region 4,40

```

		; Tunnel à l'extrémité gen line 9 -1.69 9 -6 gen line 9 -6 17 -6 gen line 17 -6 17 -1.69 gen arc 13 -5.6 17.03 -1.69 95 ini x=17 y=-6 i=36 j=32 ini x=9 y=-6 i=23 j=32 ini x=9 y=-1.69 i=23 j=43 ini x=17 y=-1.69 i=36 j=43 mark i=23 j=32 mark i=36 j=32 mod null region 30,40
; Résolution avec l'excavation fix pp mark ini pp 0 mark ; <i>Pressions interstitielles nulles autour de l'excavation</i> set large ; <i>Grands déplacements permis</i> set mech off ; <i>Résolution pour les pressions interstitielles</i> solve set mech on flow off ; <i>Résolution pour les calculs mécaniques (déplacements, contraintes, etc.)</i> solve		

Exemple de code FLAC pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur (D=0,5) pour le tunnel et le garage (piliers de 3, 5 et 7 m de largeur)



config gw

; Grille et maillage

```
grid 64 88
gen 0 -40 0 -6.89 7.15 -6.89 7.15 -40 i 1 19 j 1 30 rat 1 0.935
gen same 0 6 7.15 6 same i 1 19 j 30 62
gen same 0 8 7.15 8 same i 1 19 j 62 67
gen same 0 9 7.15 9 same i 1 19 j 67 68
gen same 0 17 7.15 17 same i 1 19 j 68 89 rat 1 1
gen same same 60 -6.89 60 -40 i 19 65 j 1 30 rat 1.04 0.935
gen same same 60 6 same i 19 65 j 30 62 rat 1.04 1
gen same same 60 8 same i 19 65 j 62 67 rat 1.04 1
gen same same 60 9 same i 19 65 j 67 68
gen same same 60 17 same i 19 65 j 68 89 rat 1.04 1
```

; Propriétés des matériaux

```
group 'Sol:Moht-Coulomb' j 67 88
model mohr group 'Sol:Moht-Coulomb'
prop perm=1e-6 poros=0.237 density=2446 bulk=8.33e7 shear=3.85e7 cohesion=0.0 friction=25.0
dilation=0.0 tension=0.0 group 'Sol:Moht-Coulomb'
```

```

group 'Roc:Fracturé' j 62 66
model mohr group 'Roc:Fracturé'
prop perm=1e-6 poros=0.02 density=2691 bulk=1.59e9 shear=1.56e9 cohesion=2.20e5 friction=61.5
dilation=0.0 tension=6.49e4 group 'Roc:Fracturé'

group 'Roc:sain' j 1 61
model ubiquitous group 'Roc:sain'
prop perm=1e-6 poros=0.02 density=2691 bulk=9.26e9 shear=9.09E9 cohesion=1.37e6 friction=60.6
dilation=0.0 tension=5.36e5 jangle=0.0 jcohesion=4.56e5 jfriction=28.3 jdilation=0.0 jtension=1.79e5
group 'Roc:sain'

; Interface sol-roc fracture
model null j 67
group 'null' j 67
group delete 'null'
ini x add 0 y add -1 nmregion 1 68
attach aside from 1,68 to 65,68 bside from 1,67 to 65,67
interface 1 aside from 1,68 to 65,68 bside from 1,67 to 65,67
interface 1 unglued kn=1E12 ks=1E12 cohesion=0.0 dilation=0.0 friction=25.0 tbond=0.0 bslip=Off

; Gravité, pressions interstitielles et contraintes in situ
set gravity=9.81
water den 1000 bulk 2e5
ini pp 5.6e5 var 0,-5.6e5 ; Pressions interstitielles : nappe phréatique à la surface du sol
ini syy -1.92e5 var=0,1.92e5 j=68,88 ; Contraintes in situ dans les sols
ini sxx -8.23e4 var=0,8.23e4 j=68,88
ini szz -8.23e4 var=0,8.23e4 j=68,88
ini syy -1.46e6 var=0,1.27e6 j=1,66 ; Contraintes in situ dans les massifs rocheux
ini sxx -5.35e5 var=0,4.64e5 j=1,66
ini szz -5.35e5 var=0,4.64e5 j=1,66

; Conditions aux frontières
fix x i 1
fix x i 65
fix y j 1

; Résolution sans excavation
history 999 unbalanced
solve
ini xdisp=0 ydisp=0
fix pp i=65 ; Condition frontière pour les pressions interstitielles

; Tunnel
gen line 0 -6 4 -6
gen line 4 -6 4 -1.69
gen arc 0 -5.6 4 -1.69 60
ini x=4 i=11 j=32
ini x=4 y=-1.69 i=11 j=43
mod null region 4,40
fix pp mark
ini pp 0 mark

```

; Zone endommagée autour du tunnel (D=0,5) gen line 0 -8 6 -8 gen line 6 -8 6 -1 gen arc 0 -5.6 0 2 -54 group 'Roc:endommagement' region (10,45)		
; Garage ; Piliers de 3 m ; Tunnel du centre gen line 0 -6 4 -6 gen line 4 -6 4 -1.69 gen arc 0 -5.6 4.02 -1.69 60 ini x=4 y=-1.69 i=11 j=43 ini x=4 y=-6 i=11 j=32 mod null region 4,40 ; Tunnel à l'extrémité gen line 7 -1.69 7 -6 gen line 7 -6 15 -6 gen line 15 -6 15 -1.69 gen arc 11 -5.6 15.03 -1.69 95 ini x=7 y=-1.69 i=19 j=43 ini x=7 i=19 j=32 mark i=33 j=43 ini x=15 y=-1.69 i=33 j=43 ini x=15 i=33 j=32 mod null region 30,40 fix pp mark ini pp 0 mark ; Pressions interstitielles nulles autour des tunnels ; Zone endommagée autour des tunnels du garage (D=0,5) gen line 0 -8 17 -8 gen line 17 -8 17 -1 gen arc 0 -5.6 0 2 -45 gen arc 11 -5.6 11 2 -54 gen arc 11 -5.6 11 2 46 mark i=15 j=47 mark i=36 j=27 mark i=1 j=52 ini x=16.8 y=-7.9 i=36 j=27 group 'Roc:endommagement' region (10,45)	; Garage ; Piliers de 5 m ; Tunnel du centre gen line 0 -6 4 -6 gen line 4 -6 4 -1.69 gen arc 0 -5.6 4.02 -1.69 60 ini x=4 y=-1.69 i=11 j=43 ini x=4 y=-6 i=11 j=32 mod null region 4,40 ; Tunnel de l'extrémité gen line 9 -1.69 9 -6 gen line 9 -6 17 -6 gen line 17 -6 17 -1.69 gen arc 13 -5.6 17.03 -1.69 95 ini x=17 y=-6 i=36 j=32 ini x=9 y=-6 i=23 j=32 ini x=9 y=-1.69 i=23 j=43 ini x=17 y=-1.69 i=36 j=43 mark i=23 j=32 mark i=36 j=32 mod null region 30,40 fix pp mark ini pp 0 mark ; Pressions interstitielles nulles autour des tunnels ; Zone endommagée autour des tunnels du garage (D=0,5) gen line 0 -8 6 -8 gen line 6 -8 6 -1 gen line 7 -8 19 -8 gen line 7 -8 7 -1 gen line 19 -8 19 -1 ini x=18.9 y=-1 i=38 j=45 mark i=38 j=45 gen arc 0 -5.6 0 2 -54 gen arc 13 -5.6 13 2 -54 gen arc 13 -5.6 13 2 54 group 'Roc:endommagement' region (10,45)	; Garage ; Piliers de 7 m ; Tunnel du centre gen line 0 -6 4 -6 gen line 4 -6 4 -1.69 gen arc 0 -5.6 4.02 -1.69 60 ini x=4 y=-1.69 i=11 j=43 ini x=4 y=-6 i=11 j=32 mod null region 4,40 ; Tunnel de l'extrémité gen line 11 -1.69 11 -6 gen line 11 -6 19 -6 gen line 19 -6 19 -1.69 gen arc 15 -5.6 19 -1.69 95 ini x=11 y=-1.69 i=27 j=43 ini x=11 y=-6 i=27 j=32 ini x=19 y=-1.69 i=38 j=43 ini x=19 y=-6 i=38 j=32 mark i=27 j=32 mark i=38 j=43 mod null region 35,40 fix pp mark ini pp 0 mark ; Pressions interstitielles nulles autour des tunnels ; Zone endommagée autour des tunnels du garage (D=0,5) gen line 0 -8 6 -8 gen line 6 -8 6 -1 gen line 9 -8 21 -8 gen line 9 -8 9 -1 gen line 21 -8 21 -1 gen arc 0 -5.6 0 2 -52 gen arc 15 -5.6 15 2 -54 gen arc 15 -5.6 15 2 54 ini x=20.9 i=41 j=45 ini x=20.8 y=-7.9 i=41 j=27 ini x=9.1 y=-7.9 i=23 j=27 mark i=41 j=27 mark i=41 j=45

	group 'Roc:endommagement' region (30,50)	mark i=23 j=27 mark i=1 j=52 group 'Roc:endommagement' region (10,45) group 'Roc:endommagement' region (35,50)
; Propriétés des zones endommagées model ubiquitous group 'Roc:endommagement' prop perm=1e-6 poros=0.02 density=2691 bulk=4.73e9 shear=4.64E9 cohesion=8.75e5 friction=59.3 dilation=0.0 tension=3.48e5 jangle=0.0 jcohesion=2.92e5 jfriction=28.3 jdilation=0.0 jtension=1.16e5 group 'Roc:endommagement' ; Résolution avec les excavations set large ; <i>Grands déplacements permis</i> set mech off ; <i>Résolution pour les pressions interstitielles</i> solve set mech on flow off ; <i>Résolution pour les calculs mécaniques (déplacements, contraintes, etc.)</i> solve		

ANNEXE E – CODES UDEC

Exemple de code UDEC pour un couvert rocheux de 8 m d'épaisseur pour le tunnel

Config

; Grille

round 6E-2

edge 0.12

block 0,-40 0,16 40,16 40,-40

crack 0,8 40,8

crack 0,6 40,6

crack 0,-20 40,-20

crack 20,-20 20,16 join

; Géométrie du tunnel

crack 0 -6 4 -6

crack 4 -6 4 -1.69 join

crack 0 -6 0 0 join

crack 0 0 20 0

arc 0 -5.6 4 -1.69 50 10 join

; Famille de discontinuités horizontales

jset angle 0 spac 0.3 range block 2140 2780 1002 782

jset angle 0 spac 1 range block 202

; Maillage

gen edge 2 range 0,40 -40,-20

gen edge 2 range 20,40 -20,16

gen edge 1 range 0,20 -20,16

; Propriétés des matériaux

group zone sols range 0,40 8,16

zone model mohr density 2446 bulk 8.33e7 shear 3.85e7 fric 25 range group sols

group zone rockfract range 0,40 6,8

zone model mohr density 2640 bulk 1.59e9 shear 1.56e9 fric 61.5 coh 2.20e5 ten 6.49e4

range group rockfract

group zone rocksain range 0,40 -40,6

zone model mohr density 2640 bulk 1.95e10 shear 1.92e10 fric 50.6 coh 20.7e6 ten 7e6

range group rocksain

; Propriétés des discontinuités

joint model area jkn 1.31E11 jks 5.75E10 jfriction 28.3

; Interface sol-roc fracture

joint model area jkn 1e13 jks 1e13 jfric 25 range 0,40 7.9,8.1

; Gravité, conditions frontières et contraintes in situ

set gravity= 0 -9.81

insitu stress -1.65e5,0,-3.84e5 xgrad 0,0,0 ygrad 10286,0,24000 szz -1.65e5 zgrad 0,10286 range -0.1,40.1 8,16.1

insitu stress -1.48e5,0,-4.03e5 xgrad 0,0,0 ygrad 9662,0,26400 szz -1.48e5 zgrad 0,9662 range -0.1,40.1 -40.1,8

boundary xvel=0 range -0.1,0.1 -40.1,16.1

boundary xvel=0 range 39.9,40.1 -40.1,16.1

boundary yvel=0 range -0.1,40.1 -40.1,-39.9

; Résolution avant l'excavation

damping auto

solve

reset disp

; Excavation du tunnel

delete range block 52055 50612 50335 48734 48457 47014

delete range block 46788 45244 45024 43480 43260 41716

delete range block 41496 39952 39732 38188 37968 36424

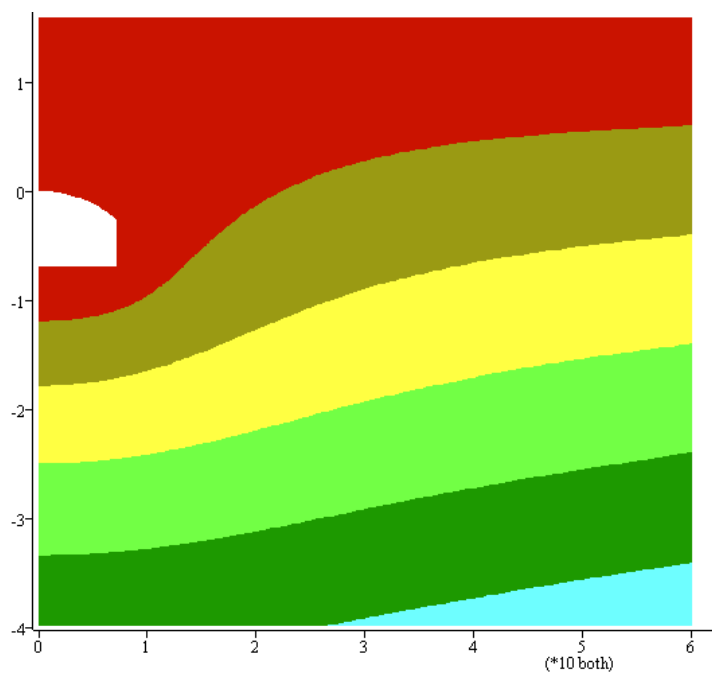
delete range block 36204 2780

; Résolution avec l'excavation

solve

ANNEXE F – RÉPARTITION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

STATION



GARAGE

