



Mise en garde

La bibliothèque du Cégep de l'Abitibi-Témiscamingue et de l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT) a obtenu l'autorisation de l'auteur de ce document afin de diffuser, dans un but non lucratif, une copie de son œuvre dans [Depositum](#), site d'archives numériques, gratuit et accessible à tous. L'auteur conserve néanmoins ses droits de propriété intellectuelle, dont son droit d'auteur, sur cette œuvre.

Warning

The library of the Cégep de l'Abitibi-Témiscamingue and the Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT) obtained the permission of the author to use a copy of this document for nonprofit purposes in order to put it in the open archives [Depositum](#), which is free and accessible to all. The author retains ownership of the copyright on this document.



**BOULONS D'ANCRAGE INSTRUMENTÉS POUR LA FIABILITÉ DU
SOUTÈNEMENT DANS LES GALERIES MINIÈRES**

MÉMOIRE

PRÉSENTÉ

COMME EXIGENCE PARTIELLE

DE LA MAÎTRISE EN INGÉNIERIE

PAR :

Steve Landry PANDO TIOKOU

MARS 2025

REMERCIEMENTS

S'il est vrai que tout travail scientifique porte l'empreinte d'un cachet personnel, il est indéniable que sa réalisation repose sur l'apport de nombreuses personnes dont les connaissances, les conseils précieux et le soutien ont été d'une aide inestimable.

Avant tout, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Dieu tout-puissant, qui m'a accordé la santé, ainsi que la force, le courage et la motivation nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Je souhaite remercier chaleureusement le Professeur Hatem MRAD, mon directeur de recherche, pour la confiance qu'il m'a accordée tout au long de ce programme de maîtrise et pour m'avoir initié au domaine du soutènement de terrain, ainsi qu'à la connectivité des équipements et au comportement mécanique des systèmes industriels.

Je suis également reconnaissant envers mon co-directeur, le Professeur Chahid AHABCHANE, qui a accepté de co-diriger ce travail avec enthousiasme et rigueur. Un grand merci pour votre disponibilité et votre précieuse collaboration.

Je remercie les enseignants de l'École de Génie pour leurs efforts constants visant à améliorer notre formation et à orienter nos recherches.

Je suis reconnaissant au groupe MISA, à MITACS, à V1 Studio ainsi qu'au programme CRSNG-FONCER MIA pour leur soutien financier.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance infinie à mes très chers parents, M. Rigobert PANDO et Mme Edith Sorel KEPNDEP TCHALEU ; à mes grands-parents; ainsi qu'à tous mes frères et sœurs pour leur soutien inconditionnel, leur présence et leur écoute, qui m'ont permis de persévérer et de me surpasser. Un grand merci à vous tous.

Enfin, je remercie tous mes amis et collègues pour leur disponibilité constante face aux difficultés rencontrées.

DÉDICACE

À toi Brice Martial KAMDEM...

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	II
DÉDICACE	III
TABLE DES MATIÈRES	IV
LISTE DES FIGURES.....	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES SIGLES ET DES ABRÉVIATIONS.....	XII
LISTE DES SYMBOLES ET DES UNITÉS	XIII
RÉSUMÉ	XIV
ABSTRACT	XV
CHAPITRE 1 : INTRODUCTION	1
1.1 Mise en contexte	1
1.2 Problématique	5
1.3 Objectifs	6
1.3.1 Objectif général.....	6
1.3.2 Objectifs spécifique.....	7
1.4 Originalité de la recherche.....	7
1.5 Contenu	8
CHAPITRE 2 : REVUE DE LITTÉRATURE	9
2.1 Stabilité des ouvrages souterrains.....	9
2.1.1 Distribution des contraintes dans le massif rocheux.....	9
2.1.2 Techniques de mesures des contraintes rocheuses.....	10
2.1.3 Rupture des ouvrages souterrains	11
2.2 Techniques de conception du soutènement minier.....	12
2.2.1 Généralités sur le soutènement minier	12
2.2.2 Support actif / support passif.....	13
2.2.3 Boulon à ancrage mécanique ou ancrage ponctuel.....	14
2.2.4 Boulon à ancrage continue (<i>rebar bolt</i>)	16
2.2.5 Boulon à ancrage par friction	18
2.2.6 Boulon hybride.....	21
2.2.7 Boulon à ancrage continue discrétiser (d-bolt)	21

2.2.8 Boulon Dywidag.....	23
2.2.9 Cable d'ancrage.....	23
2.2.10 Soutènement au béton projeté.....	24
2.2.11 Le remblai.....	25
2.2.12 Le treillis métallique	25
2.2.13 Modes de sollicitation des boulons d'ancrage	26
2.3 Méthodes d'évaluation de la charge des boulons d'ancrage.....	28
2.3.1 Approches analytiques.....	28
2.3.2 Approches numériques	31
2.3.3 Approches expérimentales : test d'arrachement	32
2.4 Instrumentation des boulons d'ancrages	34
2.5 Produits existants et prototype	35
2.5.1 Smart rock bolt.....	35
2.5.2 Extensomètres à points multiples en forage intelligents	36
2.5.3 Boltometer	37

CHAPITRE 3 : MODÉLISATION ANALYTIQUE DU COMPORTEMENT DES BOULONS D'ANCRAGE SOUS CHARGES AXIALE

3.1 Configuration d'étude	38
3.1.1 Scénario de chargement à l'étude.....	38
3.1.2 Hypothèses de modélisation	39
3.1.3 propriétés mécaniques du système environnant (coulis + roche)	41
3.2 Formulation des équations de modélisation analytique	42
3.2.1 Loi mécanique utilisée pour le modèle	44
3.3 Processus de résolution analytique	45
3.3.1 Phase élastique	46
3.3.2 Phase de ramollissement élastique.....	48
3.3.3 Phase de ramollissement et de décollement élastique.....	50
3.3.4 Phase de ramollissement - détachement	52
3.3.5 Paramètres d'entrée	52
3.4 Validation des modèles analytique par les résultats expérimentaux	54
3.4.1 Essais d'arrachement en laboratoire de Thevenin <i>et al.</i> [62]	54

3.4.2 Essais d'arrachement sur le terrain de Bai <i>et al.</i> [63]	55
CHAPITRE 4 : MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES BOULONS D'ANCRAGE SOUS CHARGES STATIQUE ET DYNAMIQUE	57
4.1 Modélisation numérique par élément finis.....	57
4.1.1 Méthode des éléments finis (MEF).....	57
4.1.2 Vue d'ensemble des modèles géométriques à l'étude	59
4.2 Étude de comportement élasto-plastique du boulon	60
4.2.1 Analyse numérique de la plaque d'appui du boulon d'ancrage.....	62
4.3 Analyse des performances numériques des joints d'ancrage boulon / système environnant	66
4.3.1 Modèle numérique et maillage	66
4.3.2 Analyse de la répartition du champ de contraintes et de déformations le long de l'axe des boulons	68
4.3.3 Analyse du déplacement en cisaillement le long de l'axe du boulon	70
4.3.4 Influence de la résistance de la roche hôte sur la résistance au cisaillement maximale du boulon d'ancrage	72
4.3.5 Analyse des performances du boulon dans des scenarios de chargement dynamique	73
4.4 Analyse des performances numériques du réseau de boulons d'ancrage et étude de leur impact sur la stabilité globale de la galerie sous chargement statique et dynamique.....	75
4.4.1 Modèle numérique et configuration du réseau de boulons	75
4.4.2 Analyse de la distribution des contraintes dans une galerie souterraine non soutenue pendant l'excavation.....	77
CHAPITRE 5 : BOULONS INSTRUMENTÉS POUR LA PRÉDCTION DES CHUTES DE ROCHES DANS LES GALERIES MINIÈRES	83
5.1 Principes de l'instrumentation	83
5.2 Configuration expérimentale.....	83
5.2.1 Approches expérimentales.....	84
5.2.2 Configuration du boulon instrumenté	88
5.3 Les jauges de contraintes.....	89

5.3.1 Choix du type de jauge de contrainte	89
5.3.2 Étalonnage des jauges de contraintes	90
5.4 Système d'acquisition des données	90
5.4.1 Composants du système d'acquisition de données.....	90
5.5 Protocole expérimental.....	92
5.5.1 Protocole des tests de flexion	92
5.5.2 Protocole des tests de vibrations	94
5.6 Résultats et analyse des tests	95
5.6.1 Test de flexion 03 points	95
5.6.2 Test de flexion 5 points	96
5.6.3 Test de vibrations	97
CHAPITRE 6 : CONCLUSIONS & PERSPECTIVES	99
6.1 Conclusions.....	99
6.2 Perspectives.....	100
ANNEXE A – COURBE CHARGE/DEPLACEMENT DU SCÉNARIO DE TENSION EXPÉRIMENTAL D'UN BOULON D'ANCRAGE DE TYPE REBAR	102
BIBLIOGRAPHIE	103

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Répartition de la valeur des livraisons minérales selon le type de substances [2].....	2
Figure 1.2 Exemples de chutes de roches dans une galerie minière souterraine [8].	3
Figure 2.1 Classification des différentes contraintes rocheuse [10].....	10
Figure 2.2 Classification des différentes méthodes de mesure in situ des contraintes rocheuses (adaptée de [16])	11
Figure 2.3 Principe du soutènement d'une galerie de roche [18].....	13
Figure 2.4 Modes d'action du soutènement dans les galeries minières souterraines : a. Soutènement des blocs détachés, b. soutènement par création d'une armature interne dans la roche [19].	13
Figure 2.5 Boulon mécanique à tête forgée [21].....	15
Figure 2.6 Boulon à ancrage continu à tête filetée [21]	17
Figure 2.7 Boulon à friction de type swellex [21]	19
Figure 2.8 Boulon à friction de type Split set [21]	20
Figure 2.9 Boulon D- bolt [22]	23
Figure 2.10 Observations de terrain reportées par Li pour les boulons soumis à des sollicitations de cisaillement , de flexion et de traction dans la roche [27].....	28
Figure 2.11 Modèle de glissement idéalisé de benmokrane [30].....	30
Figure 2.12 Loi non linéaire de contraintes/glisement en trois étapes [31].....	31
Figure 2.13 Charge-déplacement de différents types de boulons d'ancrage [40]	33
Figure 2.14 Image du smart rock bolt [56].....	36
Figure 3.1 haut : situation de charge étudiée ; bas : distribution des contraintes sur une longueur infinitésimale dx à l'intérieur de la longueur encastrée[30].....	39
Figure 3.2 Processus de résolution analytique.....	46
Figure 3.3 Courbes de validation modèle analytique/ modèle de Thenevein <i>et al.</i> ..	55
Figure 3.4 Courbes de validation modèle analytique/modèle de Baie <i>et al.</i> (2015)	56
Figure 4.1 Démarche de résolution d'un problème par la méthode des éléments finis	59
Figure 4.2 géométrie de boulon d'ancrage.....	60
Figure 4.3 Modèle de maillage du boulon	61

Figure 4.4 Courbe PEEQ de la tige de boulon sous tension	62
Figure 4.5 modèle géométrique de la plaque d'appui du boulon d'ancrage.....	63
Figure 4.6 Chargement statique et conditions aux limites de la plaque d'appui.....	64
Figure 4.7 maillage du modèle géométrique de la plaque	64
Figure 4.8 Courbe pression de confinement-PEEQ	66
Figure 4.9 modèle d'étude de boulon ancré dans un bloc de roche : (a) modèle 3D, (b) vue illustrative en coupe	67
Figure 4.10 Chemin de surveillance path 1 et 2 le long de l'axe des boulons sur Abaqus	69
Figure 4.11 Surveillance des contraintes sur le path1	70
Figure 4.12 Surveillance des contraintes sur le path2.....	70
Figure 4.13 Déplacement en cisaillement du boulon d'ancrage a. pression normale égale à 2MPa, b. pression normale de 6MPa et c. pression normale de 10 MPa....	71
Figure 4.14 Historique des contraintes axiales et de cisaillement des boulons	73
Figure 4.15 Courbe de cisaillement et de contrainte axiale du boulon : (a) spectre fréquence-amplitude avec un pic, (b) historique du cisaillement et de la contrainte axiale du boulon.....	74
Figure 4.16: Courbe de cisaillement et de contrainte axiale du boulon : (a) spectre fréquence-amplitude avec deux pics, (b) historique du cisaillement et de la contrainte axiale du boulon.....	75
Figure 4.17 modèle géométrique de l'étude, a. bloc de roche et surface d'excavation, b. réseau de boulon d'ancrage inclus dans le bloc de roche	76
Figure 4.18 distribution de contraintes autour du profil de galerie non soutenue pendant l'excavation	78
Figure 4.19 Distribution des contraintes autour du profil de galerie : a. sans soutènement, b. Avec soutènement.....	79
Figure 4.20 Distribution des contraintes sur les boulons d'ancrage après excavation : a. vue en profil, b. vue en 3 D	80
Figure 4.21 Distribution des contraintes axiale le long des boulons du sommet.....	81
Figure 4.22 Distribution des contraintes axiale le long des boulons du côté gauche	81
Figure 5.1 Configuration : (a) empilée, (b) décalée	84

Figure 5.2 Représentation nodale des déformations axiale du boulon en configuration empilée	85
Figure 5.3 Représentation nodale des déplacements axiale du boulon en configuration empilée	86
Figure 5.4 Représentation nodale des déformations axiale du boulon en configuration décalée	87
Figure 5.5 Représentation nodale des déplacements axiale du boulon en configuration décalée	87
Figure 5.6 Schéma du système d'acquisition du boulon instrumentée en mode in situ (adapté de [66])	92
Figure 5.7 Procédure d'échantillonnage du boulon instrumentée au laboratoire	93
Figure 5.8 Test de flexion 5 points	94
Figure 5.9 Test de vibration	95
Figure 5.10 Résultats du test de flexion simple	96
Figure 5.11 Résultat test de flexion 5 points	96
Figure 5.12 Vibrations enregistrée de l'accéléromètre	98
Figure 5.13 Vibrations enregistrées des jauges de contraintes sur le boulon	98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Caractéristiques des boulons à ancrage mécanique [20]	16
Tableau 2.2 Caractéristiques des boulons à ancrage continue [20]	18
Tableau 2.3 Caractéristiques des boulons Swellex [20]	19
Tableau 2.4 Caractéristiques des boulons à friction de type Slipt set [20]	21
Tableau 3.1 Formulation analytique phase élastique [59, 60]	48
Tableau 3.2 Formulation analytique phase élastique avant ramollissement [59, 60]	50
Tableau 3.3 Formulation analytique phase de ramollissement [59, 60]	50
Tableau 3.4 Formulation analytique phase décollement élastique [59, 60]	51
Tableau 3.5 Paramètres de modèle utilisé pour le test d'arrachement au laboratoire	55
Tableau 3.6 Paramètres de modèle utilisé pour le test d'arrachement in situ	56
Tableau 4.1 Caractéristiques dimensionnelles du boulon d'ancrage	60
Tableau 4.2 Propriétés matérielles du boulon d'ancrage	61
Tableau 4.3 propriétés matérielles de la plaque d'appui	63
Tableau 4.4 Analyse des contraintes et des déplacements de la plaque d'appui ..	65
Tableau 4.5 Les caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse	67
Tableau 4.6 Les caractéristiques du boulon d'ancrage	68
Tableau 4.7 Les caractéristiques mécaniques du corps d'injection	68
Tableau 4.8 Influence de la roche hôte sur la résistance au cisaillement maximal du boulon d'ancrage	72
Tableau 5.1 Caractéristiques matérielle du boulon	88
Tableau 5.2 Caractéristiques de la jauge de contrainte 1-LY11-10/120	90
Tableau 5.3 Données étalonnées des mesures des jauges de contraintes	90

LISTE DES SIGLES ET DES ABRÉVIATIONS

EDZ: Zone endommagée par l'excavation (*Excavation Damaged Zone*)

SFJ : Petit vérin plat (*Small Flat Jack*)

HTPF: Test hydraulique des fractures préexistantes (*Hydraulic Testing of Pre-existing Fracture*)

USBM: Bureau des mines des États-Unis (*U.S Bureau of Mines*)

IST : Test intégré des contraintes (*Integrated Stress Testing*)

CSIR: Conseil pour la recherche scientifique et industrielle (*Council for Scientific and Industrial Research*)

UCSr: Résistance à la compression uniaxiale de la roche (*Uniaxial Compressive Strength of the rock*)

Smart MPBX : Extensomètre intelligent à points multiples (*Smart Multiple Point Borehole Extensometer*)

MEF : Méthode des éléments finis

PEEQ : Déformation plastique équivalente (*Plastic Equivalent Strain*)

LISTE DES SYMBOLES ET DES UNITÉS

d_b, d_f : Diamètre de boulon d'ancrage, et du trou de forage

$\tau_{(x)}$: Constante de cisaillement

$S_{(x)}$: Glissement à l'interface boulon/système environnant

$u_b(x), u_s(x)$: Extension en tension du boulon et du système environnant respectivement

A_b : Aire de la section transversale de la tige du boulon d'ancrage

$\varepsilon_c(x), \varepsilon_r(x), \varepsilon_s(x)$: Déformations en traction des cannelures de coulis, la roche et le système environnant respectivement

$\sigma_s(x), \sigma_r(x), \sigma_c(x)$: Contrainte en traction du système environnant de la roche et du coulis respectivement

E_s, E_r, E_c : Module d'élasticité du système environnant, la roche et les cannelures de coulis

E_b : Module de Young du boulon d'ancrage

A_s, A_r, A_c : Aire de la section transversale du système environnant, la roche et les cannelures de coulis

$\varepsilon_b(x)$: Déformation en traction du boulon d'ancrage

τ_1 : Résistance au cisaillement

s_1 : Glissement à la résistance au cisaillement

s : Glissement de l'articulation ancrage/système

f : Indice de ramollissement

τ_2 : Résistance au cisaillement par frottement

s_2 : Glissement lorsque la contrainte chute jusqu'à la résistance de cisaillement par frottement

P_0 : Force axiale à l'extrémité

RÉSUMÉ

Les boulons d'ancrage sont couramment utilisés dans les tunnels et galeries minières pour stabiliser les parois rocheuses. Cependant, leur déformation, souvent induite par les mouvements du sol et la redistribution des contraintes lors des microséismes, peut engendrer des risques économiques et de sécurité importante. Il est donc essentiel de surveiller l'évolution des efforts appliqués aux boulons d'ancrage pour détecter les signes précurseurs d'instabilité et assurer l'efficacité du soutènement. Les méthodes traditionnelles de mesure des charges exercées sur ces dispositifs sont souvent coûteuses et chronophages. L'instrumentation des boulons d'ancrage apparaît alors comme une nouvelle solution qui offre une surveillance en temps réel et une évaluation continue des déplacements du massif rocheux. Cette recherche propose de développer une méthode d'instrumentation des boulons d'ancrage destinée à détecter les signaux précurseurs de défaillance sous différentes sollicitations ainsi que les mouvements du massif rocheux. Trois approches ont été développées. Tout d'abord, une étude analytique basée sur le modèle non linéaire de contrainte/glisement a permis de décrire l'interaction mécanique à l'interface boulon avec le milieu environnant, notamment la résistance résiduelle au cisaillement sur toute la longueur du profil sous charge axiale. Ensuite, une analyse numérique statique et dynamique non linéaire a été réalisée en intégrant les critères de comportement en cisaillement du dispositif, ainsi que l'influence des propriétés mécaniques du matériau environnant. Enfin, un système d'instrumentation est proposé. Il repose sur un ensemble de jauges de contrainte à feuilles résistives, disposées en configuration empilée dans quatre rainures diamétralement opposées le long de la tige, permettant de capter précisément les efforts axiaux et les déformations en cisaillement dans différents scénarios de chargement. La validité et la précision des approches développées sont ensuite évaluées par comparaison avec les données issues de la littérature et des essais expérimentaux. En somme, cette étude met en évidence le potentiel de l'instrumentation pour caractériser avec précision le comportement des boulons d'ancrages et leur interaction avec le milieu environnant sous diverses conditions de charge.

Mots-clés : Boulons instrumentés, soutènement, mouvements de roches, modèle de liaison-glisement, simulation numériques

ABSTRACT

Anchor bolts are commonly used in tunnels and mine galleries to stabilise rock walls. However, their deformation, often induced by ground movements and the redistribution of stresses during micro-earthquakes, can lead to major economic and safety risks. It is therefore essential to monitor changes in the forces applied to the anchor bolts to detect early signs of instability and ensure the effectiveness of the support. Traditional methods of measuring the loads exerted on these devices are often costly and time-consuming. The instrumentation of anchor bolts therefore appears to be a new solution that offers real-time monitoring and continuous assessment of rock mass displacements. The aim of this research is to develop an instrumentation method for anchor bolts designed to detect the precursor signals of failure under different stresses as well as the movements of the rock mass. Three approaches have been developed. Firstly, an analytical study based on the non-linear stress-slip model was used to describe the mechanical interaction at the bolt interface with the surrounding environment, particularly the residual shear strength along the entire length of the profile under axial loading. Next, a non-linear static and dynamic numerical analysis was carried out, incorporating the device's shear behaviour criteria, as well as the influence of the mechanical properties of the surrounding material. Finally, an instrumentation system was proposed. It is based on a set of resistive foil strain gauges, arranged in a stacked configuration in four diametrically opposed grooves along the shaft, enabling the axial forces and shear strains to be accurately sensed under different loading scenarios. The validity and accuracy of the approaches developed are then assessed by comparison with data from the literature and experimental tests. In summary, this study highlights the potential of instrumentation to accurately characterize the behaviour of anchor bolts and their interaction with the surrounding environment under various loading scenarios.

Keywords: Instrumented bolts, rock support, rock movements, bond-slip model, numerical simulations

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

L'évolution technologique a apporté d'importantes mutations à l'industrie minière canadienne, une industrie qui joue un rôle vital pour l'économie nationale. L'exploitation des ressources minérales dans des environnements de plus en plus exigeants et la demande croissante de pratiques durables ont incité les entreprises minières à revoir leurs stratégies. En 2021, la valeur de la production minérale du Canada a augmenté de manière significative de 20 % par rapport à l'année précédente, atteignant un record de 55,5 milliards de dollars, contre 50,9 milliards de dollars en 2011 [1]. Cette augmentation remarquable des prix est également visible dans la répartition de la valeur des livraisons minérales, telle que présentée par la Figure 1.1, qui illustre la diversité inestimable des ressources du sous-sol canadien. Les métaux précieux et les métaux de base constituent une part significative du secteur minier au Québec [2], représentant 85,3 % du total des livraisons minérales, soit 10,16 milliards de dollars. Cette répartition se compose de 35,4 % (3,59 milliards de dollars) pour l'or, de 0,6 % (0,06 milliard de dollars) pour l'argent, et de 44,3 % (4,50 milliards de dollars) pour le minerai de fer, incluant le fer, la fonte, l'acier, l'ilménite, le titane (dioxyde de titane) et le niobium (ferroniobium). De plus, les métaux usuels représentent 15,1 % (1,54 milliard de dollars), tandis que d'autres substances métalliques, telles que l'antimoine, le bismuth, le cadmium, le cobalt, les éléments du groupe du platine, le lithium, le sélénium et le tellure, contribuent à hauteur de 4,6 % (0,47 milliard de dollars). Cette diversité souligne l'importance des ressources minérales exploitées dans la province et leur rôle essentiel dans l'économie québécoise.

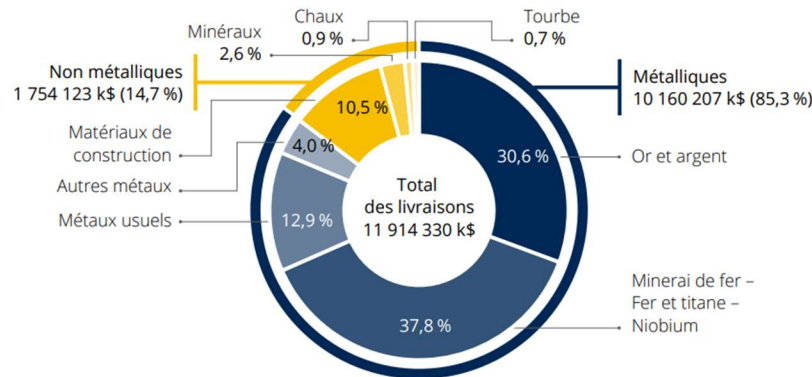


Figure 1.1 Répartition de la valeur des livraisons minérales selon le type de substances [2].

Avec l'épuisement des gisements peu profonds, les compagnies minières sont de plus en plus contraintes d'exploiter des gisements en profondeur [3]. Toutefois, l'exploitation souterraine pose de nombreux défis, souvent en raison de divers facteurs, tels que la variabilité des conditions géologiques, la profondeur d'exploitation et les charges dynamiques induites par des événements comme le dynamitage, les séismes ou d'autres activités connexes dans la mine. Dans les massifs rocheux, où les contraintes augmentent avec la profondeur [4], l'action combinée de ces facteurs dynamiques et statiques modifie le champ de contraintes in situ. Cela peut donner lieu à des zones de forte concentration de contraintes, entraînant des déformations, tant locales que généralisées, et parfois des défaillances progressives ou soudaines des systèmes de soutènement dans la galerie de roche. Les conséquences de ces phénomènes peuvent varier de simples chutes de roches de toit aux éclatements des éléments du dispositif de soutènement, entraînant souvent l'arrêt temporaire de la production, voire la fermeture définitive des mines.

Le premier coup de toit enregistré au Canada a eu lieu en 1928 dans une mine de Sudbury, en Ontario [5]. Depuis, ces incidents se sont multipliés et continuent de se produire aujourd'hui. Au départ, les coups de toit étaient fréquents dans les mines d'or de Kirkland Lake et dans les mines de Nickel de Sudbury. Cependant, le phénomène s'est étendu par la suite aux mines d'or de Red Lake et aux mines d'uranium d'Elliot Lake [5]. Durant cette période, une fréquence anormalement élevée des coups de toit

a été observée, avec une augmentation continue du nombre d'événements et d'accidents mortels, atteignant un pic en 1940. Dans les années 1980, l'activité sismique s'est intensifiée dans les mines de l'Ontario et du Québec. En Abitibi-Témiscamingue, les chutes de toit sont devenues un défi constant. À la mine LaRonde, par exemple, le nombre de secousses sismiques de magnitude 2 et 3 a doublé entre 2017 et 2018. En janvier 2019, les secousses de magnitude 3 et 4 avaient déjà égalé celles de l'année précédente [6]. Plus récemment, encore en juin 2024, la mine a enregistré un séisme majeur de magnitude 4.5, la plus forte jamais constatée dans l'histoire de la mine en région. Cette tendance est également observable dans les mines voisines. La mine Goldex à Val-d'Or [7], par exemple, et la mine Westwood, toutes deux situées sur la ceinture volcano-sédimentaire archéenne à Preissac, subissent régulièrement des séismes causant des dégâts matériels importants. La Figure 1.2 présente un exemple typique d'éboulement sur un front de taille qui a entraîné la mort d'un opérateur dans une galerie de minière souterraine. Le front de taille mesurait 6 m de haut et 5,3 m de large. Les pierres sont tombées d'une hauteur d'environ 5 m et incluaient une grosse pierre pesant environ 650 kg. La Figure 1.2a présente le rocher qui a tué l'opérateur et la Figure 1.2b présente la zone de chute de roche de front de face.

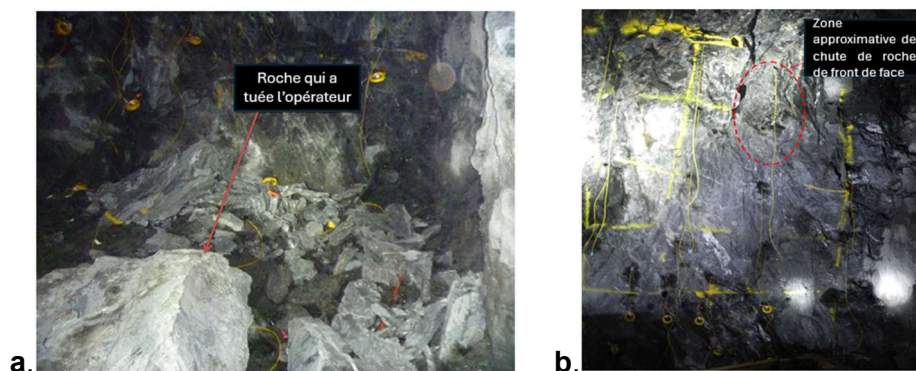


Figure 1.2 Exemples de chutes de roches dans une galerie minière souterraine [8]

Mark *et al.* [9] ont révélé que dans les mines souterraines de charbon bitumineux aux États-Unis, 50 % des décès sont dus à l'effondrement de la structure rocheuse, entraînant des risques majeurs pour la sécurité des travailleurs. En Nouvelle-Écosse,

le ministère du Travail a également rapporté plusieurs accidents mortels causés par des chutes de pierres à la mine de charbon à Donkin, située au Cap-Breton, ce qui a mené à sa fermeture en 2017. Face à ces risques, la surveillance continue des contraintes dans la masse rocheuse est devenue une priorité majeure pour garantir la fiabilité des dispositifs de soutènement et assurer un environnement de travail sécuritaire tout au long du processus d'exploitation.

Les méthodes conventionnelles d'estimation des contraintes dans la masse rocheuse s'appuient principalement sur des équipements tels que les extensomètres, les inclinomètres et les dilatomètres, qui mesurent respectivement les déformations, les variations d'inclinaison et les changements de volume de la roche sous l'effet des sollicitations. Cependant, ces techniques présentent des limites, car elles peuvent être chronophages et endommager des trous de forage [10]. En outre, leur coût élevé peut en limiter l'application dans certains projets, soulignant la nécessité de rechercher des solutions alternatives plus efficaces et économiques pour assurer la viabilité des opérations minières.

Pour répondre à ces défis, des méthodes alternatives et indirectes ont été développées, comme l'instrumentation des éléments de support de terrain, tels que les boulons d'ancrage. Cette approche permet non seulement de suivre en temps réel les variations de contraintes et de déformations dans les dispositifs de soutènement, mais aussi de détecter les évolutions de contraintes dans le massif rocheux environnant. Ce suivi s'avère essentiel pour garantir la sécurité des structures souterraines, des travailleurs et des équipements, tout en maximisant l'efficacité économique de l'exploitation minière. Les boulons de roche, couramment utilisés comme éléments de renforcement dans les galeries et tunnels souterrains, sont souvent exposés à des défaillances causées par des surcharges (issues des déplacements naturels de la roche), la corrosion, les éclatements sismiques ou encore une mauvaise application du coulis. Une surveillance attentive de leur état est donc essentielle pour assurer la stabilité de la galerie minière et la durabilité des dispositifs de support [11].

1.2 Problématique

Le soutènement désigne l'ensemble des processus visant à contrer les parois de la galerie pour l'aider non seulement à résister à la pression exercée par la masse rocheuse mais aussi à la fortifier contre l'expansion de la roche [12]. Parmi les techniques les plus répandues, le soutènement par boulonnage consiste à installer des boulons et des grilles sur les parois de la galerie de roche pour l'aider à contrer la pression exercée par la masse rocheuse. À l'échelle mondiale, des centaines de millions de boulons sont installés chaque année. Par exemple, en Amérique du Nord, plus de 100 millions de boulons sont posés annuellement pour soutenir les galeries dans l'exploitation minière du charbon [13].

Comme mentionné précédemment, la défaillance des boulons d'ancrage peut indiquer un mouvement de roche et fournir des données critiques sur les contraintes exercées dans le massif rocheux. Les ingénieurs spécialisés en contrôle de terrain et les géotechniciens des mines surveillent activement les charges appliquées sur les boulons pour anticiper toute rupture potentielle du soutènement. Ces évaluations régulières sont fondamentales pour adapter les dispositifs de soutènement aux conditions évolutives du terrain et assurer la sécurité des galeries. Cependant, les techniques conventionnelles de mesure des charges appliquées aux boulons, couramment utilisées pour évaluer les contraintes de la roche environnante, présentent des limites importantes. Étant donné que chaque galerie nécessite l'installation de milliers de boulons le long des parois et du plafond, surveiller chaque boulon de façon continue devient rapidement une tâche coûteuse et complexe, nécessitant des ressources considérables en temps et en budget. La dispersion de ces boulons dans des zones étendues rend cette surveillance encore plus complexe. Dans de nombreuses exploitations, les évaluations des charges des boulons sont planifiées quelques fois par an, mais la fréquence des contrôles est souvent compromise par les contraintes logistiques.

La gestion inadéquate des instabilités du dispositif de soutènement représente une cause fréquente d'accidents de chute de toit dans les mines souterraines. Le manque de données en temps réel sur l'état des boulons ancrés dans le massif rocheux

pousse les géotechniciens à prendre des décisions parfois basées sur des estimations incertaines. Par ailleurs, la pression pour maintenir le rythme de production incite souvent le renforcement du dispositif de soutènements de manière hâtive, sans toujours disposer une évaluation précise de la situation. Dans ce contexte, notre recherche est guidée par les questions suivantes :

- Comment peut-on évaluer l'intégrité des boulons d'ancrage en temps réel dans les galeries souterraines ?
- Comment peut-on estimer la distribution des contraintes dans le massif rocheux à partir des données fournies par les boulons d'ancrage installés ?
- Comment intégrer les données de surveillance des boulons instrumentés pour prédire les besoins en renforcement du soutènement ?

Les réponses à ces questions permettront aux compagnies minières d'optimiser la fiabilité de leur dispositif de soutènement et de contrer les risques de chute de roches.

1.3 Objectifs

1.3.1 Objectif général

L'objectif principal de cette recherche est de concevoir et de tester une nouvelle méthode d'évaluation de l'intégrité des boulons d'ancrage tout en surveillant l'évolution des contraintes dans la roche. Cette approche repose sur l'utilisation de boulons de roche instrumentés comme éléments de renforcement du massif rocheux. Son application vise à améliorer la fiabilité du dispositif de soutènement, à pallier le manque de surveillance des contraintes dans la masse rocheuse, et à intégrer des données pour prédire les besoins en renforcement, réduisant ainsi les coûts associés à cette surveillance.

1.3.2 Objectifs spécifique

L'atteinte de l'objectif général repose sur le développement de méthodologies intégrant des approches analytiques, numériques et expérimentales. Ces méthodologies s'articulent autour de trois objectifs spécifiques :

- Analyser les performances analytiques des boulons d'ancrage dans un scénario de chargement axial en tension, identifié comme le cas de défaillance le plus courant;
- Étudier les performances numériques du comportement des boulons d'ancrage et leur interaction avec la roche environnante;
- Développer une méthodologie d'instrumentation des boulons d'ancrage, visant à assurer une surveillance prédictive efficace pour prévenir les effondrements rocheux.

1.4 Originalité de la recherche

L'originalité de cette recherche réside dans la mise en œuvre d'une nouvelle approche visant à contrôler la stabilité des galeries minières souterraines, mettant à profit l'instrumentation des boulons d'ancrage en tant qu'éléments de support. Cette étude se distingue par l'utilisation d'analyses analytiques et numériques peu fréquemment abordées dans la littérature, notamment l'application de la loi non linéaire de contrainte-glissement pour modéliser l'interaction boulon/roche sous un chargement axial. Le système de boulons d'ancrage instrumentés conçu dans le cadre de ce mémoire agira comme un outil décisionnel essentiel pour la planification des opérations de soutènement dans des environnements miniers et des tunnels situés dans des zones sismiques à forte instabilité.

1.5 Contenu

En incluant l'introduction, cette recherche est structurée en six chapitres principaux :

Le chapitre 1 introduit le contexte, la problématique liée aux instabilités des galeries de roches, ainsi que les objectifs et l'originalité de la recherche.

Le chapitre 2 présente une revue approfondie de la littérature sur les concepts fondamentaux liés à la stabilité des ouvrages souterrains les techniques de conception du soutènement les méthodes d'évaluation de la charge des boulons d'ancrage et les techniques d'instrumentation des boulons d'ancrage. Il se termine par une revue de produits existants et des prototypes de boulons d'ancrages instrumentés commercialisables sur le marché.

Le chapitre 3 aborde la démarche méthodologique pour l'étude théorique d'un boulon à ancrage réparti et soumis à une force axiale en conditions statiques, avec un nouveau modèle analytique développé pour déterminer la distribution axiale de la force, de la contrainte de cisaillement, et du déplacement axial lors d'un essai d'arrachement.

Le chapitre 4 se concentre sur la modélisation numérique par élément finis sous ABAQUS du comportement des boulons d'ancrage soumis à des charges statiques et dynamiques ainsi que de leur interaction avec le milieu environnant. Trois modèles numériques distincts ont été développés pour analyser l'interaction entre les boulons d'ancrage et leur environnement, dans le but de mieux comprendre leur performance sous diverses conditions de chargement.

Le chapitre 5 propose une approche intégrée d'instrumentation des boulons d'ancrage, incluant la configuration expérimentale, les critères de choix des jauges, et l'analyse des données.

Le chapitre 6 conclut le mémoire en présentant les résultats, les recommandations, et les perspectives pour de futures recherches.

CHAPITRE 2 : REVUE DE LITTÉRATURE

Introduction : Ce chapitre présente une revue de littérature sur le thème de recherche. Il traite tout d'abord des notions de contraintes rocheuses, des instabilités de galerie et des méthodes d'estimation de la contrainte rocheuse. Ensuite, il explore les différentes techniques de soutènement, dont les types de boulons d'ancrage, le béton projeté, les remblais et les treillis métalliques. Les modes de sollicitation des boulons et les techniques d'évaluation de leur charge sont également examinés. Enfin, le chapitre synthétise les méthodes d'instrumentation des boulons pour le contrôle de stabilité et analyse les produits disponibles sur le marché.

2.1 Stabilité des ouvrages souterrains

La stabilité des ouvrages souterrains, tels que les galeries minières, les puits d'extraction de minerai ou les tunnels de génie civil, repose principalement sur la résistance intrinsèque de la roche qui les compose. Une roche est considérée comme résistante lorsqu'elle peut supporter des contraintes mécaniques importantes sans se déformer ou se fracturer. La résistance du massif rocheux autour des excavations souterraines est principalement décrite par deux paramètres géotechniques : la cohésion de la roche et l'angle de frottement interne. La cohésion représente la capacité des particules de la roche à adhérer les unes aux autres. L'évaluation de la stabilité devient plus complexe lorsque la roche présente simultanément des propriétés de cohésion et de frottement.

2.1.1 Distribution des contraintes dans le massif rocheux

Une roche est dite "sous contrainte" lorsqu'elle est exposée à des forces ou des pressions externes. Les contraintes rocheuses peuvent se manifester de plusieurs manières, telles que la compression (pression), la tension (étirement) et le cisaillement (déformation latérale) [14]. Ces contraintes résultent principalement des mouvements des plaques tectoniques et de l'effet de la gravité. Les cycles géologiques, qui incluent des processus mécaniques, thermiques et chimiques, ont engendré une grande diversité de conditions de contrainte interne dans les roches au fil du temps [14]. Les

mouvements tectoniques actuels continuent également d'influencer la génération des contraintes rocheuses.

L'on peut catégoriser la contrainte dans la roche en deux types :

- Les contraintes in situ, qui représentent les évènements géologiques antérieurs qui ont formé l'environnement naturel de la roche.
- Les contraintes induites, qui sont générées en raison des activités humaines sur ou dans la roche pour la construction de structures d'ingénierie, telles que tunnels, exploitations minières de surface ou souterraines, cavernes, pentes d'autoroutes.

La Figure 2.1 présente la classification des différents types et sources de contraintes in situ des roches.

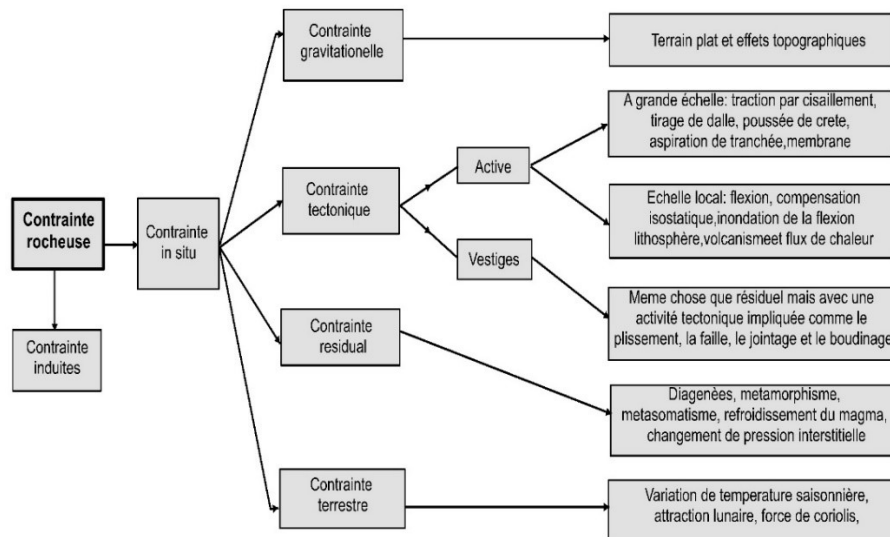


Figure 2.1 Classification des différentes contraintes rocheuse [10]

2.1.2 Techniques de mesures des contraintes rocheuses

Les contraintes sont des grandeurs théoriques et, par conséquent, ne peuvent pas être mesurées directement [15]. Elles peuvent cependant être déduites de manière

indirecte dans un solide. Pour les massifs rocheux, bien que les contraintes soient immatérielles, leurs variations provoquent des phénomènes physiques détectables, tels que des modifications des propriétés électriques, mécaniques ou optiques, ainsi que des changements de forme ou de volume.

Il existe deux principales catégories de méthodes de mesure des contraintes in situ. Les méthodes indirectes, qui consistent à observer le comportement de la roche sans causer de perturbations majeures, incluent des techniques comme le découpage du noyau ou l'analyse statistique de données. À contrario, les méthodes directes impliquent une perturbation de la roche, par exemple à travers la fracturation hydraulique ou les méthodes de décharge, qui créent des fissures ou des ouvertures. La Figure 2.2 illustre en détail ces deux types de méthodes de mesure in situ des contraintes dans les roches. Ces approches permettent de caractériser l'état des contraintes sans compromettre la stabilité de la roche.

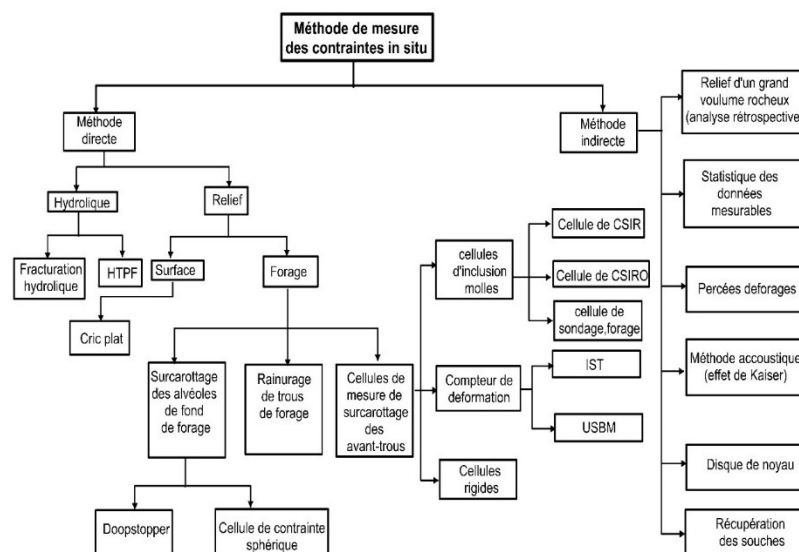


Figure 2.2 Classification des différentes méthodes de mesure in situ des contraintes rocheuses (adaptée de [16])

2.1.3 Rupture des ouvrages souterrains

La rupture des ouvrages dans les constructions souterraines résulte généralement de la réponse des roches à des contraintes excessives. La nature intrinsèquement

hétérogène des massifs rocheux, combinée à des sollicitations externes, contribue à leur affaiblissement progressif. Lorsque les contraintes appliquées dépassent les seuils critiques, les défauts et discontinuités dans la roche se transforment en fissures, pouvant mener à une rupture complète de la structure [17]. Plusieurs facteurs influencent la ruine des mines souterraines : la nature du massif rocheux, qui détermine la résistance et la stabilité du terrain ; le mode d'exploitation, qui peut fragiliser certaines zones en fonction des techniques utilisées ; la forme des cavités, où la géométrie et la disposition des galeries affectent la répartition des contraintes et le taux de défrètement, qui correspond au pourcentage de matière extraite, influençant la pression sur les structures restantes. Les accidents peuvent être localisés ou généralisés, progressifs ou soudains. Voici quelques cas typiques :

- **Rupture de toit (fontis)** : Effondrement des couches rocheuses au plafond, souvent aux intersections des galeries, causé par une mauvaise qualité de la roche ou des portées trop larges.
- **Rupture des piliers** : Échec des piliers sous une charge excessive, dû à la fatigue du matériau, aux pressions latérales ou à un espacement inadéquat, provoquant des effondrements localisés ou généralisés.
- **Rupture du radier** : Déformation ou cession du sol sous-jacent à cause de pressions verticales, venues d'eau ou formations rocheuses plastiques, compromettant la stabilité globale.

Ces phénomènes, liés à la nature du massif rocheux, aux techniques d'exploitation et à la géométrie des galeries, impactent directement la sécurité et la durabilité des infrastructures minières.

2.2 Techniques de conception du soutènement minier

2.2.1 Généralités sur le soutènement minier

Le soutènement englobe l'ensemble des techniques et dispositifs conçus pour stabiliser les parois et le plafond des galeries ou les tunnels souterrains. Comme l'illustre la Figure 2.3, ses principales fonctions sont de maintenir et de renforcer les

structures pour résister aux pressions exercées par la masse rocheuse, garantissant ainsi la stabilité des ouvrages [12].

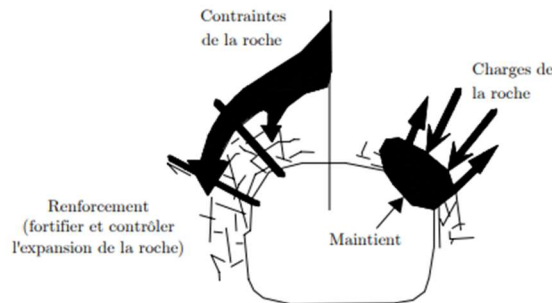


Figure 2.3 Principe du soutènement d'une galerie de roche [18]

Différents modes d'action principaux du soutènement peuvent être identifiés : le maintien des blocs de roche détachés, la création d'une armature interne dans le terrain, et le renforcement de la cohésion du massif rocheux. Le soutènement stabilise les éléments rocheux libérés, comme le montre la Figure 2.4.a, et limite les mouvements relatifs en traversant les zones de faiblesse, comme les fissures, pour renforcer la structure souterraine et prévenir les déformations.

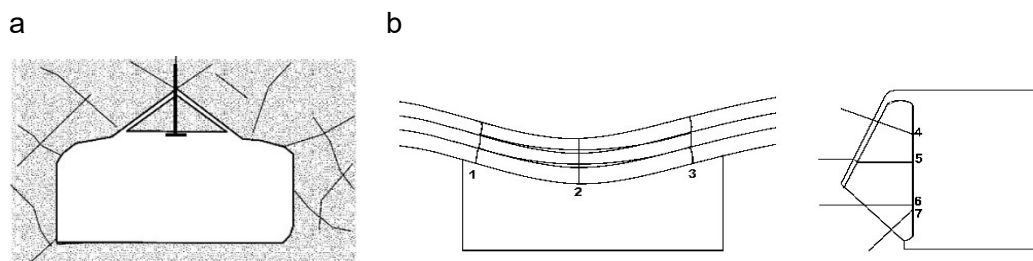


Figure 2.4 Modes d'action du soutènement dans les galeries minières souterraines : a. Soutènement des blocs détachés, b. soutènement par création d'une armature interne dans la roche [19].

2.2.2 Support actif / support passif

Le soutènement des ouvrages souterrains repose sur deux principales techniques : le soutènement actif et le soutènement passif, qui adoptent des approches différentes pour stabiliser les parois des excavations.

Le soutènement actif intervient dès l'installation pour exercer une pression ou une contrainte contrôlée sur la roche ou le sol, avant tout mouvement ou affaissement. Il vise à empêcher tout déplacement en appliquant immédiatement une force qui comprime les parois et le toit de la galerie. Les éléments tels que les boulons d'ancrage sous tension et les câbles précontraints relèvent de cette méthode. Ce principe repose sur une action proactive, où la force appliquée dès la mise en place limite ou empêche les déformations du terrain environnant. Le soutènement actif présente de nombreux avantages : il renforce la résistance à la déformation, améliore la sécurité des infrastructures en bloquant les mouvements initiaux du massif rocheux, et optimise l'interaction entre le support et la roche pour une stabilisation plus efficace et une réduction des risques d'éboulement.

En revanche, le soutènement passif ne s'active que lorsque le terrain commence à se déformer ou à bouger. Contrairement à la méthode active mentionnée précédemment, il n'exerce aucune pression initiale sur la roche ou le sol. Ce type de soutènement réagit aux déplacements du terrain, agissant principalement pour retenir les éléments rocheux instables ou limiter les mouvements futurs après leur décollement. Les dispositifs tels que les treillis métalliques, les câbles métalliques classiques, ou les soutènements en bois en sont des exemples. L'inconvénient majeur du soutènement passif réside dans son incapacité à prévenir les déformations initiales du terrain, ce qui peut accroître les risques d'éboulements avant qu'il n'entre en action. Toutefois, il reste utile dans des terrains où l'activité tectonique ou la déformation est moins prononcée.

2.2.3 Boulon à ancrage mécanique ou ancrage ponctuel

Les boulons d'ancrage mécaniques jouent un important rôle dans l'industrie minière québécoise, étant utilisés pour renforcer les parois et les toits des galeries souterraines. Deux principaux types de boulons mécaniques existent : ceux à tête fileté et ceux à tête forgée.

- **Boulon mécanique à tête filetée**

Ce type de boulon est le plus couramment utilisé. Il est équipé d'un écrou, dont le serrage provoque l'expansion d'une coquille vissée à l'extrémité opposée de la tige, assurant ainsi l'ancrage du boulon [20]. La mise en tension du boulon mécanique à tête filetée est essentielle pour garantir la stabilité des parois et des toits dans les galeries minières. Ce processus est activé par le serrage de l'écrou, qui presse une plaque contre la paroi rocheuse, renforçant ainsi la stabilité de la structure. En raison de cette interaction directe, le boulon à tête filetée agit comme un soutien actif, transférant les charges exercées sur la roche au système de soutènement.

- **Boulon mécanique à tête forgée**

Contrairement aux boulons à tête filetée, les boulons à tête forgée n'ont pas besoin d'écrou. Comme l'illustre la Figure 2.5, la tête forgée est intégrée à la tige en acier, ce qui permet une répartition plus uniforme des forces le long de la tige, offrant une meilleure résistance au cisaillement et à la traction. Ce type de boulon est idéal pour des environnements soumis à des contraintes mécaniques élevées, notamment dans les zones où les pressions sur le toit ou les parois des galeries sont particulièrement élevées.



Figure 2.5 Boulon mécanique à tête forgée [21]

La résistance à l'arrachement d'un boulon mécanique dépend de plusieurs facteurs : La coquille d'expansion qui détermine l'efficacité du contact entre la tige du boulon et la paroi rocheuse ; le type de roche et le diamètre du trou de forage. Idéalement, la résistance à l'arrachement d'un boulon d'ancrage devrait être supérieure à la charge de rupture en traction du boulon, qui est d'environ 100 kN (10 tonnes). Cette valeur correspond à la résistance des filets, qui constituent la partie la plus fragile de la tige.

Le Tableau 2.1 ci-dessous présente les caractéristiques propres des boulons d'ancrage mécaniques. Ces caractéristiques ont été tirées des travaux de Frank Lemy *et al.* [20] qui ont porté sur le développement d'un outil multimédia adapté à l'industrie minière québécoise permettant de former les mineurs à l'installation des boulons d'ancrage dans les mines.

Tableau 2.1 Caractéristiques des boulons à ancrage mécanique [20]	
Capacité maximale de résistance	100 kN.
Durée de vie	Durée de vie limitée en fonction de la corrosion; Surveillance du couple de serrage dans les excavations temporaires.
Paramètres à surveiller	Angle d'installation; Couple de serrage; Contact entre la plaque d'appuis et la paroi rocheuse; Tolérance du trou de forage (-0.8 mm, +1.6 mm).
Cout	Faible
Types de terrain d'installation	Roche modérément dures à dures ; Massifs rocheux pas trop fracturés.

2.2.4 Boulon à ancrage continue (*rebar bolt*)

Les boulons d'ancrage continus, également appelés boulons à armature ou *rebar bolt* par les mineurs, sont largement utilisés dans les galeries souterraines pour renforcer la stabilité des parois et des toits. Ces boulons se composent de barres d'acier nervurées, généralement d'une longueur continue, assurant un ancrage solide sur toute la longueur du trou de forage. La surface nervurée des barres améliore l'adhérence avec le matériau de scellement, souvent constitué de résine ou de ciment, garantissant ainsi une répartition uniforme des forces le long du boulon. Cela augmente la résistance de la masse rocheuse, ce qui est essentiel dans les environnements souterrains souvent instables.

Le matériau de scellement le plus couramment employé dans l'industrie minière est la résine, en raison de sa capacité à sceller rapidement les boulons à armature. La résine

est généralement introduite sous forme de cartouches thermodurcissantes, agissant comme un agent de scellement entre la tige du boulon et les parois du trou de forage. Il existe deux types de résines : la résine à prise rapide, qui durcit en trois secondes ou moins, et la résine à prise lente, qui nécessite entre deux et trente minutes pour durcir [20]. Le boulon doit être mis en tension après la prise de la résine rapide, mais avant celle de la résine lente, afin d'assurer un maintien optimal et une efficacité maximale de l'ancrage.

En ce qui concerne les types d'armatures disponibles, le marché québécois propose des armatures à tête filetée et des armatures à tête forgée. Les armatures à tête filetée permettent une tension dynamique et un ajustement après l'installation, tandis que celles à tête forgée offrent une meilleure répartition des forces sans nécessiter d'écrou pour l'ancrage. Les boulons scellés à la résine représentent un soutien actif et sont utilisés dans diverses structures permanentes, telles que les rampes d'accès, les galeries principales, et les points d'extraction et de chargement. Ils sont également couramment installés dans les chantiers et les excavations temporaires, particulièrement dans les terrains fracturés ou de mauvaise qualité. La Figure 2.6 présente un boulon à ancrage continu à tête filetée.



Figure 2.6 Boulon à ancrage continu à tête filetée [21]

La charge maximale qu'un boulon scellé à la résine, correctement installé, peut supporter est d'environ 13,5 tonnes. Cette charge correspond à la charge de rupture des filets, qui est la partie la plus fragile de la tige. Le Tableau 2.2 présente les caractéristiques des boulons d'ancrage continus de type rebar.

Tableau 2.2 Caractéristiques des boulons à ancrage continue [20]

Aptitude à soutenir une charge	Charge de rupture des filets du rebars : 134 kN
Durée de vie	Longue de vie pour excavations temporaires et permanentes.
Paramètres critiques	Diamètre et longueur du trou de forage; Temps de mélange résine; Temps de retenu.
Cout	Moyennement élevé
Types de terrain	Conditions de terrain variées adapté pour des déplacements faibles ou modérés.

2.2.5 Boulon à ancrage par friction

Les boulons à friction représentent un système d'ancrage couramment utilisé dans les galeries minières souterraines et les tunnels. Leur principe d'ancrage repose sur la friction générée entre le boulon et les parois du trou de forage, stabilisant ainsi le terrain environnant. Ces boulons se distinguent par leur facilité d'installation et leur capacité à fournir un support immédiat après l'installation, ce qui en fait une solution efficace pour renforcer les zones rocheuses instables. Contrairement aux systèmes de soutènement actifs, tels que les boulons à ancrage mécanique ou les boulons à résine, qui exercent une force active sur la roche dès leur installation, les boulons à friction n'interviennent que lors de mouvements ou de déformations du sol, les classant ainsi comme des soutiens passifs.

Deux types principaux de boulons à friction sont couramment utilisés : le boulon *Split Set* et le boulon *Swellex*.

- **Boulons à friction de type Swellex**

Les boulons Swellex, lancés par Atlas Copco en 1982, sont fabriqués à partir de tubes en acier doux pliés et sont expansés par injection d'eau à haute pression. Cette méthode génère une pression radiale et une force de frottement entre le tube et la paroi du trou de forage. Plusieurs types de boulons Swellex sont disponibles, notamment le boulon Swellex standard illustré à la Figure 2.7, le boulon enrobé (avec

une peinture bitumineuse élastique), le boulon déformable (avec une capacité d'allongement élevée) et le Super Swellex (avec une résistance accrue).



Figure 2.7 Boulon à friction de type swellex [21]

Le boulon Swellex standard est le modèle le plus couramment utilisé pour renforcer les murs et les plafonds sur les chantiers et dans les galeries temporaires, et ce, dans une variété de conditions géologiques. Il peut également être employé pour sécuriser des câbles. En revanche, le boulon Super Swellex est plus adapté aux zones de cisaillement et aux situations nécessitant un pré-soutènement dans des sols de mauvaise qualité. Le Tableau 2.3 présente les caractéristiques des boulons à friction de type Swellex.

Tableau 2.3 Caractéristiques des boulons Swellex [20]

Charge de rupture du swellex	Swellex standard= 100kN super Swellex =200 kN
Durée de vie	Durée de vie limitée du Swellex standard car très sensible à la corrosion pour excavation temporaire.
Paramètres critiques	Pression de gonflement pompe spéciale
Cout	Élevé
Types de terrain	Conditions variées adapté aux grands déplacements

Le boulon Swellex est un système d'ancrage polyvalent, particulièrement adapté aux conditions de terrain variées, notamment dans les zones où des mouvements significatifs de la masse rocheuse sont attendus, tels que les zones de cisaillement.

- Les boulons à friction de type Split-set

Le boulon Split Set est un système d'ancrage largement utilisé dans le secteur minier. Sa conception se compose d'un tube en acier à haute résistance présentant une rainure, dont le diamètre est supérieur à celui du trou de forage. Lors de l'installation, le tube comprimé exerce une pression radiale sur la paroi du trou, ce qui génère une résistance au glissement par friction, illustrée à la Figure 2.8.



Figure 2.8 Boulon à friction de type Split set [21]

Dans le contexte québécois, le boulon Split Set est principalement utilisé pour renforcer les murs des excavations temporaires. Son application s'étend également à la pose de treillis métalliques, à la mise en place de liens de retenue, ainsi qu'à la fixation de câbles et de sangles. En termes de performance, la charge de rupture du tube Split Set est d'environ 110 kN, équivalent à 11 tonnes. Toutefois, selon les recommandations du fabricant, la force d'ancrage d'un boulon SS-33 peut varier entre 30 et 50 kN. Il est important de noter que, dans la pratique, le boulon a tendance à glisser plutôt qu'à se rompre lorsque la charge appliquée dépasse 3 à 5 tonnes. La force de traction requise pour provoquer ce glissement dépend principalement du diamètre du trou de forage, ainsi que du type de roche et de la qualité du trou foré. De plus, cette force de traction peut augmenter avec le temps, en réponse à des déplacements au sein de la masse rocheuse, soulignant ainsi l'importance d'une surveillance continue des conditions d'ancrage. Le Tableau 2.4 présente les caractéristiques des boulons à friction de type Split Set.

Tableau 2.4 Caractéristiques des boulons à friction de type Slipt set [20]

Resistance au glissement	30 à 50 kN
Durée de vie	Durée de vie limitée car très sensible à la corrosion pour excavations temporaires
Paramètres critiques	Très sensible au diamètre du trou de forage
Cout	Moyennement élevé
Types de terrain	Conditions de terrain variées Roches modérément fracturées particulièrement adapté aux grands déplacements

2.2.6 Boulon hybride

Les boulons hybrides représentent une avancée dans le domaine des systèmes de soutènement minier, combinant une barre d'armature avec un boulon à friction de type Split Set. Cette combinaison permet de tirer parti des avantages des deux technologies pour fournir un soutien plus robuste et flexible, notamment dans les environnements souterrains rencontrés à des profondeurs de plus de 2 km. Développés à la division LaRonde d'Agnico-Eagle Mines Ltd, ces boulons hybrides ont été conçus pour résister à des déformations intenses, comme celles observées dans les tunnels de transport, où des convergences de l'ordre de 1 mètre peuvent survenir en quelques semaines. De plus, ces boulons sont particulièrement efficaces dans les zones sismiques, offrant une solution fiable dans des conditions dynamiques et imprévisibles.

L'un des points forts des boulons hybrides réside dans leur capacité à absorber de grandes quantités d'énergie à la fois en termes de déformation statique et dynamique. Cette caractéristique est essentielle pour assurer la stabilité des infrastructures souterraines dans des terrains difficiles, où la déformation et les mouvements tectoniques peuvent entraîner des risques d'effondrement ou d'instabilité[12].

2.2.7 Boulon à ancrage continue discrétiser (d-bolt)

Le D-Bolt® est un dispositif de renforcement de roche composé d'une barre d'acier lisse munie de plusieurs sections déformées qui servent de points d'ancrage tout au

long du boulon comme l'illustre la Figure 2.9. Contrairement aux systèmes de boulonnage conventionnels, le D-Bolt est entièrement encapsulé dans un trou foré, où il est ancré par de la résine ou du coulis de ciment uniquement aux points d'ancrage. Cette configuration permet aux sections lisses situées entre les points d'ancrage de se déformer librement, sans contraintes, et d'absorber efficacement une grande quantité d'énergie lors de la dilatation de la masse rocheuse.

Grâce à sa capacité unique à supporter des charges statiques élevées tout en absorbant des charges dynamiques importantes, le D-Bolt® est particulièrement adapté aux environnements souterrains à forte déformation, comme les zones soumises aux coups de roche et aux phénomènes de roches plastiques. Il renforce la masse rocheuse en restreignant sa dilatation entre les points d'ancrage. Lorsque la roche se dilate, les points d'ancrage prennent la charge, tandis que les sections lisses du boulon s'étirent pour absorber cette déformation. La charge sur les sections lisses augmente progressivement avec une légère dilatation, jusqu'à ce que la charge limite soit atteinte. À ce stade, les sections lisses subissent un allongement plastique jusqu'à la rupture, tout en mobilisant pleinement la résistance et les capacités de déformation du matériau. L'une des principales forces du D-Bolt® réside dans son renforcement localisé et indépendant. En effet, la défaillance d'une section du boulon n'affecte pas la capacité de renforcement des autres sections le long de la longueur du boulon, ce qui en fait une solution particulièrement robuste dans des environnements de roche instables. De plus, les points d'ancrage sont conçus pour mélanger efficacement les résines à deux composants lorsque le boulon est inséré et tourné dans le trou foré.

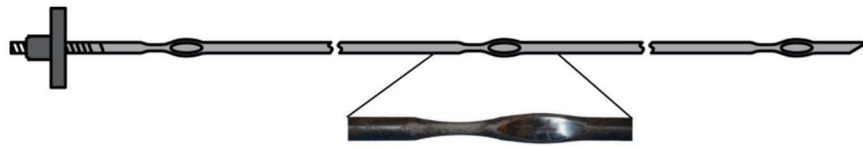


Figure 2.9 Boulon D- bolt [22]

2.2.8 Boulon Dywidag

Les boulons DYWIDAG sont des dispositifs de renforcement couramment utilisés dans les travaux de génie civil pour stabiliser les structures comme les tunnels, les constructions et les pentes. Ils se composent principalement d'une tige d'acier haute résistance, entièrement filetée, permettant une fixation précise à l'aide d'écrous et de rondelles. Ces boulons sont généralement installés avec un coulis de ciment ou de résine pour assurer un ancrage solide.

- Principe de fonctionnement des boulons de type DYWIDAG

Les boulons DYWIDAG fonctionnent par précontrainte. Une fois insérés dans un trou foré, ils sont tendus pour appliquer une pression initiale sur la roche ou le béton. Cela crée une force de compression qui empêche les mouvements et maintient la stabilité de l'excavation. Cette tension initiale est maintenue par le serrage des écrous, et la force est distribuée uniformément grâce à la tige filetée. Les boulons DYWIDAG sont très efficaces pour minimiser les déplacements et les déformations dans les environnements soumis à des charges importantes, tels que les zones à fort risque de glissement ou d'effondrement. Les boulons DYWIDAG sont considérés comme des supports actifs en raison du fait qu'on les tensionne lorsqu'on les installe dans la roche ou le sol une fois installés. Ce type de support agit directement sur le milieu environnant en créant une compression dans la zone d'ancrage, ce qui améliore immédiatement la stabilité de la structure.

2.2.9 Cable d'ancrage

Les câbles scellés avec du coulis de résine constituent une alternative fiable aux boulons d'ancrage dans diverses applications minières, notamment dans les

environnements à hauteur libre réduite. Ils peuvent être installés sans mise en tension ou être tendus avant l'application du coulis, offrant une flexibilité en fonction des exigences spécifiques. Leur principal avantage réside dans leur capacité à maintenir un soutien efficace, même en cas d'usure des sections exposées, grâce à la performance continue des portions scellées. La flexibilité des câbles permet également à la masse rocheuse de se déplacer sans compromettre significativement la résistance structurelle.

Dans l'exploitation par coupe et remblai, de longs câbles scellés peuvent être préinstallés pour soutenir les plafonds des chantiers, et leur raccourcissement progressif génère des forces de soutien supplémentaires en réponse aux mouvements de la roche. De plus, dans les zones potentiellement instables, telles que les failles ou les zones de cisaillement, les câbles scellés peuvent être déployés de manière préventive pour renforcer la masse rocheuse avant l'exploitation. Leur efficacité est également démontrée dans des projets de génie civil, tels que l'ancrage de poutres de grue dans les grandes excavations ou le soutien d'ouvertures souterraines de grande envergure, où les boulons d'ancrage classiques se révèlent insuffisants.

2.2.10 Soutènement au béton projeté

Le béton projeté est couramment utilisé pour renforcer et stabiliser les surfaces d'excavation à ciel ouvert, qu'elles soient verticales ou inclinées, souvent en complément des boulons d'ancrage. Transporté sur le chantier via un tuyau, sa projection est assurée par l'ajout d'air comprimé à la lance, tandis que son compactage résulte de l'énergie de l'impact. Deux techniques de projection existent : la voie sèche et la voie mouillée.

Dans la projection par voie sèche, un mélange sec prêt à l'emploi, composé de ciment, de filler et d'accélérateur de prise, est transporté pneumatiquement à l'état sec vers la lance, où il est mélangé à de l'eau et projeté sur la surface. Cette méthode permet de couvrir de grandes distances. En revanche, la projection par voie mouillée consiste à mélanger tous les composants dès le départ, puis à les transporter à l'aide d'une

pompe à béton vers la lance de projection. Cette technique offre une qualité plus uniforme, un traitement rapide de grandes quantités de béton et des pertes réduites dues aux rebonds. Cependant, elle nécessite de vastes surfaces pour être rentable et ne peut pas être utilisée sur des sols très meubles, instables ou sous la nappe phréatique.

2.2.11 Le remblai

L'utilisation du remblai cimenté en pâte dans les opérations de soutènement minier souterrain est désormais une pratique courante dans les mines modernes à travers le monde. Ce type de remblai est composé d'un mélange de résidus de concentrateur finement filtrés, contenant encore de l'humidité avec un pourcentage solide situé entre 75 et 85 %, d'un liant hydraulique (généralement du ciment ou un mélange de plusieurs types de ciment) en proportion de 3 à 7 %, ainsi que d'eau de gâchage pour ajuster le pourcentage solide à environ 70-80 % selon l'affaissement recherché [23]. Chacune de ces composantes joue un rôle essentiel dans le transport, la mise en place, ainsi que le développement de la résistance mécanique du remblai à court et à long terme. Les principaux avantages de l'utilisation du remblai en pâte sont la réduction des résidus sulfureux stockés en surface, limitant ainsi les risques de pollution et de génération d'acide, ainsi que l'amélioration de la récupération des réserves en servant de pilier secondaire pour stabiliser les vides créés lors de l'exploitation. Le remblai en pâte, qui est utilisé pour assurer la stabilité des chantiers miniers, doit atteindre une résistance mécanique spécifique pour répondre aux exigences des méthodes d'exploitation. Des études ont montré que la résistance du remblai dépend de plusieurs facteurs, notamment la minéralogie et la granulométrie des résidus, le type et la proportion de liant, la qualité de l'eau de gâchage, et la géochimie globale du mélange [23].

2.2.12 Le treillis métallique

Une règle générale utilisée pour déterminer l'espacement des boulons d'ancrage dans les opérations minières consiste à espacer les plaques de recouvrement d'environ trois fois la distance moyenne entre les plans de faiblesse de la masse rocheuse. Par

exemple, si les joints ou les plans de stratification dans la roche créent des blocs ou des coins d'une longueur moyenne de 0,5 m, l'espacement optimal des boulons serait d'environ 1,5 m, tandis que la longueur des boulons devrait être d'environ deux fois cet espacement, soit 3 m. Bien que cet exemple fournisse des espacements et des longueurs de boulons raisonnables, des défis surgissent lorsque l'espacement moyen des joints est beaucoup plus petit, par exemple autour de 100 mm. Dans de tels cas, il serait impraticable d'installer des boulons d'ancrage à des intervalles de 300 mm. La solution, dans ces circonstances, est d'utiliser un treillis métallique pour stabiliser les petits blocs entre les plaques de recouvrement.

Deux types de treillis métalliques sont couramment utilisés : le treillis à mailles losangées et le treillis à mailles soudé. Le treillis à mailles losangées bien que flexible et capable de supporter des charges élevées, présente des difficultés lors de son installation en raison de sa maniabilité limitée. De plus, il est inadapté à l'utilisation avec du béton projeté, car il est difficile d'éliminer les poches d'air piégées derrière les mailles. En revanche, le treillis soudé, composé de fils croisés soudés à leurs intersections, est plus rigide et plus facile à installer. Il est également mieux adapté à l'application du béton projeté, car la petite surface des intersections permet au béton de pénétrer facilement et de sceller l'arrière du treillis, améliorant ainsi la stabilité de la masse rocheuse.

2.2.13 Modes de sollicitation des boulons d'ancrage

Les boulons d'ancrage en milieu souterrain subissent divers types de sollicitation, notamment la traction, le cisaillement, la flexion, et la compression axiale et torsion, en fonction des différentes conditions géologiques et des efforts exercés. Ces contraintes, agissant seules ou simultanément, influencent leur performance et leur capacité à stabiliser les galeries. La traction est le mode de sollicitation le plus courant dans les environnements miniers. Lorsqu'un boulon est installé, il est soumis à des forces de traction qui tendent à l'étirer. Ce type de sollicitation se manifeste lorsque le massif rocheux au-dessus ou autour de la galerie se détend et tente de se déplacer, créant une pression qui tire sur le boulon. Le boulon agit alors en maintenant les blocs en place et en limitant leur mouvement. Certains chercheurs [24, 25] ont montré dans

leurs travaux que, dans des situations réelles et sous des charges de traction, l'interface entre le boulon et la résine cède dans la plupart des cas, créant un glissement relatif entre la tige d'ancrage et son environnement. Cependant, plusieurs scénarios de défaillance peuvent se produire :

- La défaillance de la tige si la charge axiale dépasse localement la résistance à la traction du matériau du boulon ;
- La défaillance de l'interface résine-roche si, pour une raison quelconque, cette interface est plus faible que celle entre le boulon et la résine ;
- La défaillance du matériau du boulon lui-même sous des contraintes excessives ;
- La défaillance de la roche environnante autour du boulon.

La défaillance de l'interface résine-roche et du boulon est fréquente, souvent liée à une combinaison de différents modes de défaillance. En conditions réelles, les boulons d'ancrage sont soumis à des charges axiales, mais aussi à des forces de cisaillement et de flexion, dont l'interaction influence fortement leur performance. Par exemple, des tests en laboratoire réalisés par Li *et al.* [26] ont montré qu'une combinaison de cisaillement et de traction peut augmenter la capacité de charge des boulons. Ces essais ont analysé le comportement charge-déplacement d'ancrages standards et modifiés en fonction de leur orientation par rapport aux déplacements des joints rocheux. Par ailleurs, Li [27] a rapporté des observations de terrain où la combinaison de traction, cisaillement et flexion a entraîné la rupture d'éléments de renforcement passifs, comme illustré dans la Figure 2.10. Dans l'un des cas, la barre d'armature a résisté aux charges appliquées, tandis que dans les deux autres, le boulon lui-même a cédé.

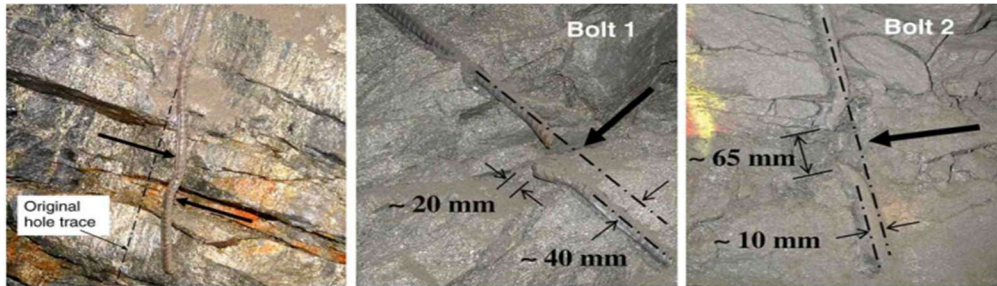


Figure 2.10 Observations de terrain reportées par Li pour les boulons soumis à des sollicitations de cisaillement , de flexion et de traction dans la roche [27].

2.3 Méthodes d'évaluation de la charge des boulons d'ancrage

L'analyse de la littérature montre que certains chercheurs se sont penchés sur l'évaluation des charges appliquées aux boulons d'ancrage, explorant des approches analytiques, numériques et expérimentales.

2.3.1 Approches analytiques

Entre 1960 et 1970, la conception des boulons et câbles d'ancrage reposait sur des méthodes simples et conservatrices. Les ingénieurs supposaient une distribution uniforme des déformations et des forces de cisaillement le long de l'interface avec la roche, sans tenir compte d'un éventuel découplage entre le boulon et son environnement. Basée sur des hypothèses simplifiées et des essais d'arrachement, cette approche permettait de calculer la résistance d'adhérence à l'aide de l'équation (2.1). Bien qu'efficace pour garantir la sécurité des infrastructures, elle conduisait parfois à des conceptions surdimensionnées en raison de son caractère excessivement conservateur.

$$F = 2\pi R_b (0.1 \cdot UCS_r) L \quad (2.1)$$

Avec R_b , le rayon du boulon d'ancrage, et UCS_r , la résistance à la compression uni-axiale de la roche et L , la longueur du boulon.

En l'absence de données expérimentales spécifiques, la résistance d'adhérence était estimée à environ 10 % de la résistance à la compression uni-axiale de la roche. L'étude de Farmer [28] a marqué une avancée importante en modélisant une tige d'acier élastique scellée dans de la résine. Il a également montré que la contrainte de cisaillement diminue fortement près du point de charge, puis plus graduellement au-delà, révélant un potentiel découplage dans la zone d'ancrage. Cependant, ses équations supposaient une interface parfaitement couplée sans glissement relatif. Dunham [29] quant à lui a complété ces travaux en réalisant des essais de traction sur des barres d'acier nervurées de 25 mm de diamètre insérées dans du grès. À l'aide de jauges de déformation placées le long des barres, il a mesuré les déformations et calculé les contraintes avec l'équation (2.2), fournissant une analyse détaillée de la répartition des contraintes de cisaillement le long des ancrages sous traction.

$$\tau_x \cong \frac{E_a a (\Delta W_{xi})}{2(x_i - x_{i-1})} \quad (2.2)$$

Avec E_a , le module d'Young du boulon d'ancrage, et W_{xi} , l'extension de la barre.

Les résultats ont montré qu'à faible charge, la répartition des contraintes suit une décroissance exponentielle, confirmant l'approche théorique de Farmer, mais à charge élevée, un découplage progressif se produit, modifiant la répartition des contraintes, surtout pour les courtes longueurs d'ancrage ($L = 300$ mm). Cette observation met en évidence que les ancrages plus courts sont plus susceptibles de subir un découplage sous de fortes charges. Par la suite, Benmokrane *et al.* [30] ont proposé un modèle tri-linéaire de glissement-adhérence pour l'interface entre le boulon et le coulis. Ce modèle illustré à la Figure 2.11 comprend trois phases distinctes : une phase I (élastique) ; une phase II (décroissance linéaire de la résistance de cisaillement) et une phase III (plateau résiduel maintenue par le frottement).

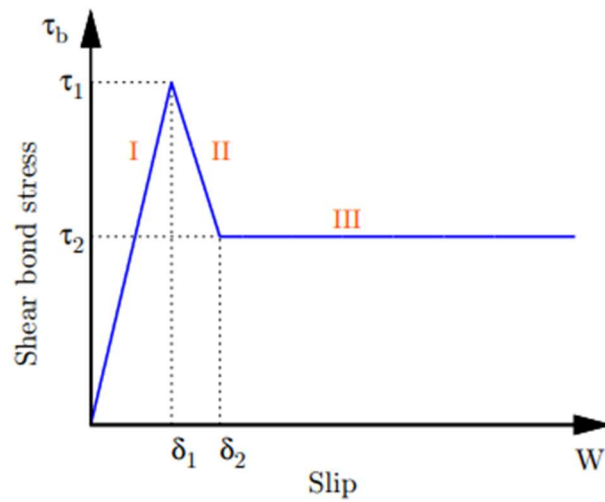


Figure 2.11 Modèle de glissement idéalisé de benmokrane [30]

Ren *et al.* [31] pour leur part ont proposé une solution analytique pour prédire le comportement des boulons en béton armé sous des charges de traction, intégrant un modèle tri-linéaire similaire à celui de Benmokrane. Cette modélisation a permis de calculer la relation charge-déplacement ainsi que la distribution des contraintes axiales et de cisaillement tout au long de la longueur d'encastrement du boulon. Le processus est décrit en trois parties distinctes et illustrée au sein de la Figure 2.12, respectivement, la partie élastique linéaire, la partie d'adoucissement exponentielle et la partie de contrainte résiduelle.

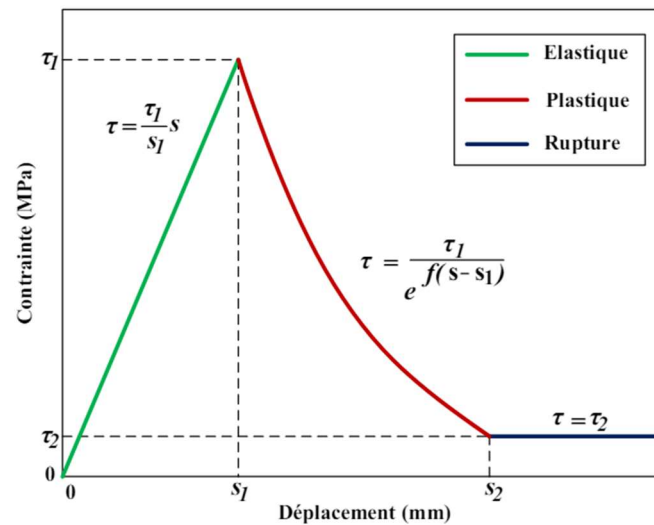


Figure 2.12 Loi non linéaire de contraintes/glisement en trois étapes [31]

Par la suite, de nombreux modèles analytiques ont été proposés au fil des ans pour décrire le comportement axial, en flexion et en cisaillement des boulons d'ancrage scellés (cf. [32-34] à titre d'exemples).

2.3.2 Approches numériques

Les simulations numériques offrent une grande flexibilité pour modéliser des scénarios réalistes, dépassant les limites imposées par les hypothèses simplificatrices des approches analytiques. Grâce à la Méthode des Éléments Finis (MEF), il est possible de discrétiser le massif rocheux et le boulon d'ancrage afin d'analyser la répartition des contraintes et des déformations le long de la tige du boulon. Ces modèles tridimensionnels peuvent aussi tenir compte des conditions d'interface complexes, comme l'interaction entre le boulon et le matériau de scellement (résine ou ciment) et les fissures présentes dans le massif rocheux. Cela permet non seulement de prédire la charge ultime des boulons, mais aussi d'anticiper les modes de défaillance sous diverses configurations de charge.

Plusieurs études ont proposé des modèles évaluer le comportement des boulons d'ancrage dans divers scénarios. Par exemple, Chen *et al.* [35] ont étudié le comportement au cisaillement macroscopique et les caractéristiques de rupture

microscopique d'un boulon unique sous différents types de joints rocheux. Singh [36] a exploré les caractéristiques des ruptures causées par des explosions dans les mines, surveillant les changements de contraintes-déformations dans le toit et les boulons, ainsi que les vibrations et les déformations des galeries avant et après les explosions. Jalalifar *et al.* [37] ont quant à eux analysé le mécanisme d'interaction entre diverses épaisseurs d'agents de scellement et la roche environnante à travers des essais de cisaillement double en laboratoire et des simulations par éléments finis. Leurs travaux ont montré que l'augmentation de la résistance de la roche et la précontrainte du boulon améliorent significativement la résistance au cisaillement de la roche fracturée environnante.

Les boulons d'ancrage instrumentés jouent également un rôle crucial dans la calibration des modèles numériques. Singh *et al.* [38], ainsi que Spearing et Hyett [39], ont utilisé ces boulons pour mesurer les charges axiales lors de l'excavation de panneaux de charbon et pour calibrer des modèles numériques dans FLAC3D, un logiciel couramment utilisé pour ce type de simulations.

2.3.3 Approches expérimentales : test d'arrachement

Les approches expérimentales permettent de valider les modèles analytiques et numériques en fournissant des données empiriques sur le comportement réel des boulons sous diverses conditions de charge. Les tests d'arrachement (*pull-out tests*) sont particulièrement répandus pour évaluer la capacité de charge et le mode de rupture des boulons d'ancrage. Ces essais consistent à déterminer les paramètres majeurs tels que la résistance à l'arrachement, la force maximale supportée par le boulon, et la relation charge-déplacement. En laboratoire, ces essais sont effectués sous des conditions contrôlées, souvent avec des matériaux qui simulent différents types de roches, afin d'explorer l'influence des propriétés géologiques sur les performances des boulons. La Figure 2.13 ci-dessous présentent les résultats de quelques tests de laboratoire effectués sur plusieurs différents boulons d'ancrage.

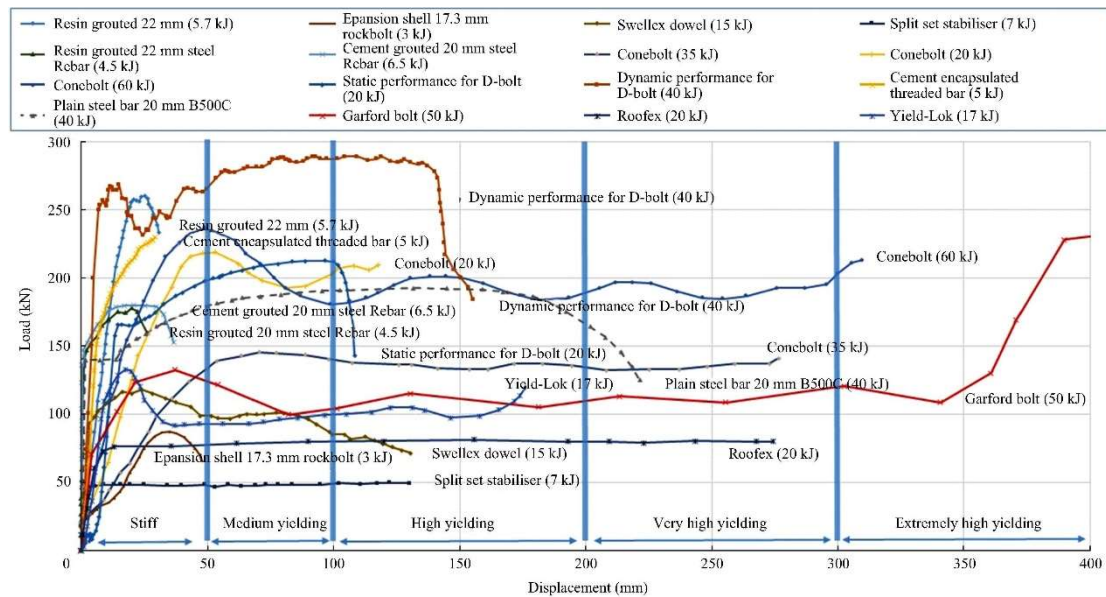


Figure 2.13 Charge-déplacement de différents types de boulons d'ancrage [40]

Ces résultats permettent de classer les différents boulons d'ancrage en fonction de leur comportement charge-déformation : rigides, à élasticité moyenne, élevée, très élevée et extrêmement élevée. Les boulons rigides, tels que les coques d'expansion et les barres d'armature scellées, présentent une capacité de déformation inférieure à 50 mm et une absorption d'énergie inférieure à 5 kJ. Les boulons à élasticité moyenne, comme le Split Set, le Swellex, le Roofex et le Yield-Lok, tolèrent des déformations entre 50 et 100 mm avec une absorption d'énergie comprise entre 5 et 15 kJ. Ceux à élasticité élevée, tels que le D-Bolt, le Conebolt, le Swellex, le Roofex et le Yield-Lok, offrent une déformation supérieure à 100 mm. Les boulons à très haute élasticité, comme le Conebolt, le Garford et le Roofex (avec un espacement réduit), peuvent atteindre une déformation supérieure à 200 mm. Enfin, seuls le Conebolt et le Garford appartiennent à la catégorie des boulons à élasticité extrêmement élevée. Cette classification permet d'évaluer leur performance en fonction des exigences de déformation et d'absorption d'énergie dans les environnements souterrains soumis à des charges dynamiques. D'autres recherches expérimentales ont révélé plusieurs facteurs influençant les performances des boulons d'ancrage. Aziz *et al.* [41] ont mené des tests d'arrachement qui montrent que le profil de surface des boulons, comme la hauteur et l'espacement des nervures, a un effet significatif sur leur résistance à la

traction. Blanco Martín *et al.* [42] ont découvert que les contraintes de confinement jouent un rôle majeur dans la performance en traction des boulons, affectant directement leur comportement sous charge. De plus, Ma *et al.* [43] ont examiné l'influence de la résine encapsulée et ont constaté que la pellicule de résine non déchiquetée autour des boulons pouvait réduire la résistance à la traction en altérant l'interaction entre le boulon et le matériau de scellement. Jalalifar et Aziz [44] ainsi que Pellet et Egger [45] ont étudié le transfert de charge et le comportement des boulons sous des charges de cisaillement et de traction. Ces études ont permis de mettre en évidence des interactions complexes entre le boulon, la roche environnante, et l'agent de scellement, mais elles ont également souligné la nécessité d'analyser systématiquement à la fois les forces de traction et de cisaillement.

2.4 Instrumentation des boulons d'ancrages

L'instrumentation des boulons d'ancrage a évolué depuis les années 1970, initiée par les travaux pionniers de Farmer [28] et Freeman [46], qui ont appliqué des jauges de contrainte à feuille résistive sur des barres d'armature injectées pour mesurer la distribution unidimensionnelle des contraintes le long des boulons. Au cours des années 1980, des avancées ont permis aux chercheurs [47-49] de placer ces jauges dans des rainures opposées, isolant ainsi les contraintes axiales des contraintes de flexion. Malgré cette amélioration, le besoin d'une couverture étendue pour mesurer des charges concentrées demeurait un défi, partiellement résolu par l'introduction de transducteurs inductifs à longue base. Spearing *et al.* [39] ont remplacé les jauges de courte portée par des jauges inductives de 200 à 500 mm, autorisant des mesures sur des « zones » plutôt que des points isolés, bien que cette approche sous-estime les charges maximales en raison de l'intégration sur la longueur du capteur.

Parallèlement, des technologies à fibre optique sont apparues pour surveiller la stabilité minière. Hyett *et al.* [50] ont exploré les fibres optiques en les disposant le long de deux fentes opposées pour les boulons d'ancrage, tandis que Kostecki *et al.* [51] ont ajouté une troisième fente pour capturer les contraintes axiales et de flexion. Schroeck *et al.* [52] ont tenté d'intégrer des réseaux de Bragg en fibre (FBG), bien que des limitations technologiques subsistent. Hyett *et al.* [50], suivis par Forbes [53, 54],

ont ensuite introduit l'OFDR (*Optical Frequency Domain Reflectometry*), qui divise les déformations en composantes axiales et latérales via trois longueurs mesurées le long du boulon.

Malgré les avantages des systèmes à fibres optiques (FOS), ils sont limités par leur faible plage de mesure de déformation et l'incertitude de transfert directionnel de la déformation. Pour contourner ces obstacles, les systèmes de jauges résistives ont évolué vers une configuration à quatre rainures, permettant une analyse tridimensionnelle des contraintes et des déformations dans les boulons. Ces boulons d'ancrage instrumentés sont désormais couramment utilisés dans les mines souterraines mondiales pour évaluer les contraintes de cisaillement et axiales, ainsi que les déplacements longitudinaux et latéraux dus à des activités comme le dynamitage, apportant une avancée significative dans le suivi et la sécurité des infrastructures minières.

2.5 Produits existants et prototype

Aujourd'hui, plusieurs technologies de boulons d'ancrage instrumentés sont disponibles sur le marché, offrant des solutions avancées pour la surveillance en temps réel des conditions de terrain dans les galeries souterraines. Ces systèmes intègrent des capteurs qui permettent de détecter précocement les risques d'instabilité et d'améliorer la sécurité dans des environnements géologiques complexes.

2.5.1 Smart rock bolt

Le *Smart Rockbolt* a été développé à l'Université de technologie de Luleå en Suède [55]. Il s'agit d'un boulon d'ancrage innovant équipé d'un capteur de contrainte, d'un accéléromètre, d'un module de traitement, et d'un module de communication sans fil, ce qui en fait une solution technologique avancée dans le domaine de la surveillance des soutènements miniers. Grâce à son intégration avec la technologie de l'Internet des objets (IoT), ce système permet la surveillance continue et simultanée des contraintes et des vibrations subies par le boulon d'ancrage.

Une des principales caractéristiques du Smart Rockbolt est sa capacité à fournir des données en temps réel, ce qui améliore la réactivité des gestionnaires de soutènement face aux risques d'instabilité dans les galeries souterraines. L'utilisation de capteurs sans fil élimine le besoin de câblage complexe, rendant l'installation plus simple et flexible, notamment dans des environnements où l'accès est difficile.

Bien que le Smart Rockbolt soit encore en phase de développement et ne soit pas encore commercialement disponible, ses applications potentielles sont prometteuses. Ce prototype pourrait révolutionner la manière dont les soutènements miniers sont surveillés, en offrant une solution proactive et précise qui permettrait de détecter précocement les signes de faiblesse structurelle, réduisant ainsi les risques d'effondrement et augmentant la sécurité des travailleurs dans les environnements miniers. Une photo du Smart Rockbolt est présentée à la Figure 2.14, montrant sa configuration compacte avec les modules intégrés. L'avenir du Smart Rockbolt s'inscrit dans le cadre d'un développement plus large des technologies IoT appliquées à la sécurité minière, où les systèmes intelligents et connectés jouent un rôle de plus en plus crucial dans la gestion des infrastructures souterraines.

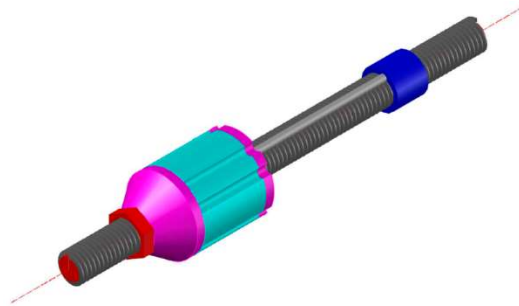


Figure 2.14 Image du smart rock bolt [56]

2.5.2 Extensomètres à points multiples en forage intelligents

Le système intelligent d'*extensomètre à points multiples en forage* connu sous l'acronyme anglais SMART MPBX qui signifie *Smart Multiple Point Borehole Extensometer*, développé par Mine Design Technologies (MDT) [57], est un dispositif avancé de surveillance géotechnique conçu pour suivre en continu les déplacements

du terrain et les contraintes exercées sur les structures souterraines. Ces boulons d'ancrage instrumentés sont équipés de capteurs intégrés qui transmettent des données en temps réel à des stations de contrôle à distance, permettant aux ingénieurs de surveiller les conditions du terrain de manière proactive.

L'un des avantages clés du système SMART MPBX est sa capacité à fournir des informations précises et en temps réel sur l'évolution des mouvements du terrain. Cela permet non seulement d'anticiper les signes précurseurs d'instabilité, mais aussi d'optimiser les systèmes de soutènement, notamment les boulons d'ancrage et les câbles. Les boulons intelligents MPBX sont particulièrement utiles dans les mines souterraines, les tunnels, et autres environnements à risque élevé. Ils sont également essentiels dans la gestion des éruptions de terrain, offrant ainsi une solution technologique avancée pour prévenir les effondrements potentiels et renforcer la sécurité des travailleurs.

2.5.3 Boltometer

Le concept de Boltometer a été développé par Geodynamik en Suède [58]. Cet appareil innovant utilise un transducteur piézoélectrique pour émettre des ondes de compression et de quasi-flexion dans les boulons de roche. Le Boltometer est conçu pour détecter les anomalies ou les discontinuités dans les boulons d'ancrage et le coulis en analysant les échos réfléchis par ces irrégularités. Lorsqu'un écho distinct est capté, cela peut indiquer un coulis de mauvaise qualité, signalant ainsi une potentielle faiblesse dans la liaison entre le boulon et la roche. En revanche, si la qualité du coulis est bonne, l'énergie des ondes est absorbée et dissipée par la masse rocheuse environnante, produisant peu ou pas d'échos, ce qui signifie que le boulon est correctement fixé et que le coulis est homogène.

Le Boltometer est ainsi un outil essentiel pour évaluer l'intégrité des systèmes de boulonnage, permettant de s'assurer que les ancrages installés offrent une performance optimale dans les environnements souterrains.

CHAPITRE 3 : MODÉLISATION ANALYTIQUE DU COMPORTEMENT DES BOULONS D'ANCRAGE SOUS CHARGES AXIALE

Introduction : Ce chapitre propose une nouvelle approche pour modéliser et analyser les boulons d'ancrage soumis à une force axiale en conditions statiques. Une loi non linéaire de contrainte/glisement est développée, comprenant une phase élastique, un glissement progressif, et une phase post-glisement. Les équations analytiques décrivent le glissement, les contraintes de cisaillement, la répartition des charges et la relation charge-déplacement, calibrées à partir de données expérimentales. La méthode est validée par des tests d'arrachement en laboratoire et sur le terrain, montrant une bonne concordance avec les résultats expérimentaux.

3.1 Configuration d'étude

3.1.1 Scénario de chargement à l'étude

Ce chapitre se concentre sur le comportement statique d'un boulon à ancrage continu de type rebar, en excluant les phénomènes dynamiques. Le scénario étudié illustré dans la Figure 3.1 (haut), montre un bloc rocheux proche de la surface d'excavation, susceptible de glisser ou se détacher lorsque la charge axiale dépasse un seuil critique. La partie supérieure du boulon reste fixée, définissant la longueur d'ancrage active, ou longueur de Freeman. La Figure 3.1 (bas) illustre la distribution des contraintes le long d'une longueur infinitésimale dx du boulon.

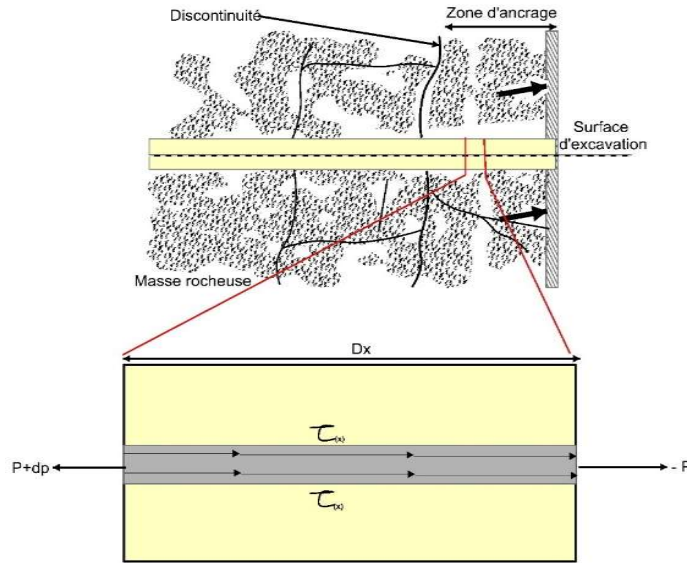


Figure 3.1 haut : situation de charge étudiée ; bas : distribution des contraintes sur une longueur infinitésimale dx à l'intérieur de la longueur encastrée[30]

3.1.2 Hypothèses de modélisation

Hypothèse 1 : On suppose que l'interface boulon-coulis ne subit qu'une déformation par cisaillement $u_s(x)$, tandis que le boulon lui-même est uniquement soumis à une déformation axiale.

À l'équilibre, la relation entre la variation de pression dP le long de la longueur dx de l'encastrement et la contrainte de cisaillement $\tau(x)$ s'exprime par l'équation (3.1) [59].

$$(P + dP - P) - \pi \cdot d_b \cdot \tau(x) \cdot dx = 0 \quad (3.1)$$

où
$$\tau(x) = \frac{1}{\pi d_b} \cdot \frac{dP}{dx}$$

Avec d_b , le diamètre du boulon; P , la pression appliquée et $\tau(x)$ la contrainte de cisaillement à l'interface.

L'équation (3.1) indique que la connaissance de $\tau(x)$ permet de prédire la charge axiale sur le boulon. Au cours du processus de chargement, l'interface peut être

caractérisée par les relations entre le cisaillement à l'interface boulon/système environnant et le glissement établi expérimentalement :

- Si la distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface, $\tau(x)$, est connue, l'intégration de l'équation (3.1) sur la longueur encastrée permet d'obtenir la distribution axiale de la force, $P(x)$.
- Si la relation locale entre la contrainte de cisaillement et le glissement, est connue, la différenciation de l'équation (3.1) selon la loi de Hooke permet de calculer la distribution du déplacement axial, la distribution de la déformation axiale, ainsi que la distribution de la contrainte de cisaillement : Une fois les déformations déterminées, la répartition de la charge axiale $P(x)$ peut alors être calculée.

Soit $S(x)$ le glissement à l'interface boulon/système environnant, $u_b(x)$ l'extension en traction du boulon qui représente sa déformation sous charge, et $u_s(x)$ l'extension en traction du système environnant qui est également considérée comme sa déformation. Le glissement à l'interface boulon/système environnant, présenté par l'équation (3.2), est défini comme la différence entre ces deux déformations, ce qui en fait un facteur essentiel pour évaluer la stabilité du système d'ancrage.

$$s(x) = u_b(x) - u_s(x) \quad (3.2)$$

Hypothèse 2 :

a) Si l'on considère que la déformation de la roche et du coulis environnant est négligeable, alors $u_s(x) = 0$.

b) Si l'interface coulis/roche reste intacte sans déformation, un module d'Young ajusté pour le système environnant peut être utilisé. Dans ce cas, $u_s(x) \neq 0$.

3.1.3 propriétés mécaniques du système environnant (coulis + roche)

Considérons le boulon de roche comme une tige cylindrique de section transversale A_b , entourée par un système composé d'un coulis de scellement (généralement de la résine) et de la roche, représentée par un cercle d'influence critique. Ce cercle d'influence représente la zone autour du boulon où la roche a un effet significatif sur les performances de l'ancrage, au-delà de laquelle son impact devient marginal.

Selon l'hypothèse (2.b), si l'on considère que la déformation en traction est uniforme dans le système environnant (coulis + roche), alors cela permet d'établir l'expression de l'équation (3.3).

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon_r(x) = \varepsilon_c(x) \quad (3.3)$$

où : $\varepsilon_c(x)$ est la déformation en traction des cannelures de coulis ; $\varepsilon_r(x)$ la déformation en traction des roches ; $\varepsilon_s(x)$ la déformation en traction du système environnant.

La contrainte de traction est liée aux déformations par les modules d'élasticité respectifs des matériaux (coulis et roche), donnant lieu à l'expression (3.4).

$$\frac{\sigma_s(x)}{E_s} = \frac{\sigma_r(x)}{E_r} = \frac{\sigma_c(x)}{E_c} \quad (3.4)$$

où : $\sigma_s(x)$, $\sigma_r(x)$, $\sigma_c(x)$ représentent respectivement la contrainte de traction du système environnant, de la roche et du coulis ; E_s , E_r , E_c , le module élastique du système environnant, la roche et des cannelures de coulis.

La charge de traction totale sur le système environnant est la somme des charges sur le coulis et la roche, traduit par l'équation (3.5).

$$\sigma_s(x)A_s = \sigma_c(x)A_c + \sigma_r(x)A_r \quad (3.5)$$

où $\sigma_s(x)$, $\sigma_r(x)$, $\sigma_c(x)$ représentent respectivement la contrainte de traction du système environnant, de la roche et du coulis ; A_s , A_r , A_c , étant l'aire de la section du système environnant, de la roche et des cannelures de coulis.

Les expressions des équations (3.4) et (3.5) permettent finalement de dériver l'expression (3.6) du module d'élasticité ajusté du système environnant en fonction des cannelures de coulis et de la roche environnante.

$$E_s = \frac{E_c A_c + E_r A_r}{A_c + A_r} \quad (3.6)$$

3.2 Formulation des équations de modélisation analytique

Lorsqu'un boulon d'ancrage entièrement scellé est soumis à une force de traction, des phénomènes de déformation complexes se produisent à l'interface boulon/coulis et coulis/roche. Ces interactions influencent directement la répartition des contraintes axiales et des contraintes de cisaillement le long du boulon, affectant ainsi la performance du système d'ancrage.

Lorsqu'un boulon entièrement scellé avec glissement de l'extrémité libre est soumis à une sollicitation en traction, les conditions aux limites correspondantes peuvent être exprimées comme :

$$\begin{cases} s = s_f \\ \varepsilon = 0 \end{cases} \quad \text{à } x = 0 \quad (3.7 \text{ a})$$

$$\begin{cases} s = s_l \\ \varepsilon = \frac{4P}{E\pi d_b^2} \end{cases} \quad \text{à } x = L \quad (3.7 \text{ b})$$

L'approche de modélisation analytique a consisté à dériver l'équation gouvernante à partir de la relation de distribution du glissement déjà présentée à l'équation (3.2), aboutissant ainsi à l'expression (3.8) suivante :

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_b(x) - \varepsilon_s(x) = \frac{\sigma_b(x)}{E_b} - \frac{\sigma_s(x)}{E_s} \quad (3.8)$$

Avec $\varepsilon_b(x)$, $\varepsilon_s(x)$ la déformation en traction du boulon et du système environnant respectivement ; E_b , E_s les modules de Young du boulon et du système environnant respectivement.

Cas 1 : la déformation de la roche et du coulis environnant est négligée. Dans ce cas $u_s(x) = 0$.

L'expression de l'équation (3.8) est ajustée en conséquence, prenant en compte l'absence de déformation du système environnant, et se réécrit ainsi :

$$\frac{ds(x)}{dx} = \frac{\sigma_b(x)}{E_b} \quad (3.9)$$

Si l'on suppose que le boulon reste dans sa phase élastique pendant tout le processus de chargement, les déformations seront proportionnelles aux contraintes appliquées, conformément à la loi de Hooke [32].

$$\frac{ds(x)}{dx} = \frac{4P}{\pi d_b^2 E_b} \quad (3.10)$$

La différentiation de l'équation (3.10) aboutit à l'expression suivante :

$$\frac{d^2S}{dx^2} = \frac{4}{\pi E_b d_b^2} \frac{dP}{dx} \quad (3.11)$$

À partir des expressions des équations (3.1) et (3.11), l'équation gouvernante du modèle mécanique dans ce cas s'écrit [59]:

$$\frac{d^2S}{dx^2} - \frac{4}{E_b d_b} \tau(x) = 0 \quad (3.12)$$

Cas 2 : L'interface coulis/roche reste intacte sans déformation. Dans ce cas, $u_s(x) \neq 0$, indiquant que le glissement à l'interface est pris en compte.

À l'équilibre, la contrainte dans le système environnant $\sigma_s(x)$ peut s'exprimer comme suit :

$$\sigma_s(x) = -\frac{\sigma_b(x)A_b}{A_c + A_r} \quad (3.13)$$

En substituant les expressions de l'équation (3.6) et de l'équation (3.13) dans l'équation (3.8), on obtient l'équation (3.14) réécrite comme suit :

$$\frac{ds(x)}{dx} - \frac{E_b A_b + E_r(r_c A_c + A_r)}{E_b E_r(r_c A_c + A_r)} \sigma_b(x) = 0 \quad (3.14)$$

avec $r_c = \frac{E_c}{E_r}$.

Par différentiation de l'équation (3.14) et en remplaçant les termes issus de l'équation (3.1), on obtient l'expression (3.15) suivante [60]:

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} - \frac{4(E_b A_b + E_r(r_c A_c + A_r))}{E_b E_r d_b(r_c A_c + A_r)} \tau(x) = 0 \quad (3.15)$$

Cette expression constitue l'équation gouvernante du modèle de boulon entièrement scellé avec glissement libre à l'extrémité. Elle décrit l'évolution de la contrainte le long du boulon en tenant compte des interactions mécaniques entre le boulon, le coulis et la roche environnante. Cette formulation est essentielle pour analyser les performances du système d'ancrage en fonction des paramètres mécaniques clés.

3.2.1 Loi mécanique utilisée pour le modèle

La relation contrainte-glissement de l'assemblage boulon-système environnant est décrite à l'aide d'un modèle non linéaire. Comme illustré à la Figure 2.12, le modèle de contrainte-glissement se décompose en trois phases distinctes : la phase élastique linéaire, correspondant au comportement initial sous charge, une phase d'adoucissement décrivant la perte progressive de rigidité après un certain seuil, et la phase de contrainte résiduelle de l'assemblage. La phase d'adoucissement est

spécifiquement décrite par une équation exponentielle non linéaire, proposée par Lu *et al.* [61], et permet de capturer les effets de déformation plastique et de frottement au niveau de l'interface. Ce modèle est formalisé à l'aide des équations (3.16.a, b et c) :

$$\tau = \frac{\tau_1}{s_1} s \quad (s \leq s_1) \quad (3.16 \text{ a})$$

$$\tau = \frac{\tau_1}{e^{f(s-s_1)}} s \quad (s_1 < s \leq s_2) \quad (3.16 \text{ b})$$

$$\tau = \tau_2 \quad (s > s_2) \quad (3.16 \text{ c})$$

avec τ le glissement au niveau du joint boulon/système; τ_1 , la résistance au cisaillement; s_1 , le glissement à la résistance au cisaillement, s , le glissement de l'articulation ancrage/système; f , l'indice de ramollissement ; τ_2 , la résistance au cisaillement par frottement; s_2 , le glissement lorsque la contrainte chute jusqu'à la résistance au cisaillement par frottement.

3.3 Processus de résolution analytique

La méthodologie de résolution analytique commence par l'extraction des paramètres d'entrée à partir des essais de traction expérimentaux et de la courbe contrainte-glissement obtenue lors des tests d'arrachement in situ. Le facteur d'adoucissement est ensuite déterminé par minimisation de l'écart entre les contraintes de cisaillement expérimentales et théoriques à l'aide de la méthode des moindres carrés. Les équations de chargement sont établies pour chaque phase du processus à partir des équations gouvernantes du modèle analytique et des conditions aux limites associées. Cette approche permet de modéliser avec précision le comportement des boulons d'ancrage sous charge axiale en intégrant les interactions entre le boulon et son milieu environnant. La Figure 3.2 illustre le diagramme du processus de résolution analytique, montrant les étapes clés et les relations entre les paramètres mécaniques.

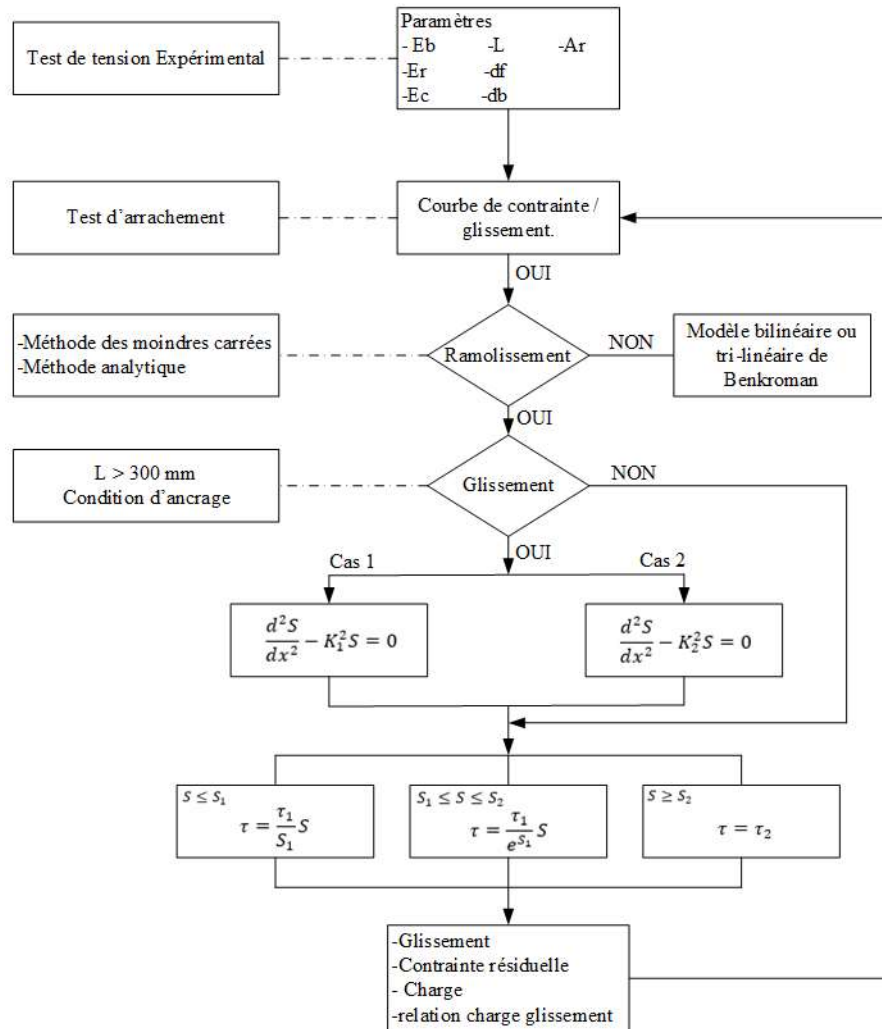


Figure 3.2 Processus de résolution analytique

3.3.1 Phase élastique

Lorsque les boulons d'ancrage sont soumis à une force en tension relativement faible, la contrainte de cisaillement interfaciale à l'extrémité chargée reste inférieure à la contrainte limite (τ_1). Elle indique l'absence de zones de ramollissement ou de décollement à ce stade. Ainsi, l'ensemble de la longueur du boulon se trouve dans une phase de déformation élastique où la contrainte de cisaillement interfaciale présente une relation linéaire avec le déplacement de glissement.

En substituant l'expression mathématique de la contrainte de cisaillement par celle du déplacement de glissement, l'équation (3.16a) dans les équations gouvernantes (3.12) et (3.15), les équations différentielles dans la phase élastique pour les cas 1 et 2, selon que l'on néglige ou non la déformation du système environnant, sont présentées comme suit :

- **Cas 1**

$$\frac{d^2 s}{dx^2} - k_1^2 s = 0 \quad (3.17)$$

avec $k_1 = \sqrt{\frac{4\tau_1}{E_b d_b s_1}}$

- **Cas 2**

$$\frac{d^2 s}{dx^2} - k_2^2 s = 0 \quad (3.18)$$

avec $k_2^2 = \frac{4\tau_1(E_b A_b + E_r(r_c A_c + A_r))}{E_b E_r d_b s_1 (r_c A_c + A_r)}$

À ce stade, deux conditions aux limites sont valables:

$$\begin{cases} P(x = 0) = 0 \\ P(x = L) = P_0 \end{cases} \quad (3.19)$$

avec P_0 la force axiale à l'extrémité chargée du boulon.

Le Tableau 3.1 présente les résultats de la formulation des équations pour les paramètres clés, notamment le glissement, la contrainte axiale, la charge, et la relation charge-déplacement, pour chacun des cas étudiés, en fonction de la déformation du système environnant.

Tableau 3.1 Formulation analytique phase élastique [59, 60]

	Cas 1 : $\frac{d^2s}{dx^2} - k_1^2 s = 0$	Cas 2 : $\frac{d^2s}{dx^2} - k_2^2 s = 0$
Glissement	$s(x) = \frac{P_0 k_1 S_1 \cosh(k_1 x)}{\pi d_b \tau_1 \sinh(k_1 L)}$	$s(x) = \frac{P_0 (E_b A_b + E_r (r_c A_c + A_r)) \cosh(k_2 x)}{E_b E_r A_b k_2 (r_c A_c + A_r) \sinh(k_2 L)}$
Contrainte cisaillement interfaciale	$\tau(x) = \frac{P_0 k_1 \cosh(k_1 x)}{\pi d_b \sinh(k_1 L)}$	$\tau(x) = \frac{P_0 k_2 \cosh(k_2 x)}{\pi d_b \sinh(k_2 L)}$
Force axiale dans le boulon	$P(x) = P_0 \frac{\sinh(k_1 x)}{\sinh(k_1 L)}$	$P(x) = P_0 \frac{\sinh(k_2 x)}{\sinh(k_2 L)}$
Relation charge- déplacement	$P_0 = \frac{\tau_1 \pi d_b \tanh(k_1 L)}{k_1 S_1} s$	$P_0 = E_b E_r A_b k_2 \tanh(k_2 L) \frac{(r_c A_c + A_r)}{E_b A_b + E_r (r_c A_c + A_r)} s$

3.3.2 Phase de ramollissement élastique

Lorsque la force qui tensionne le boulon atteint la charge critique (P_{crt}) et continue d'augmenter, l'interface située près de l'extrémité chargée entre dans un état de ramollissement, tandis que les autres parties du boulon restent en phase élastique. À mesure que la zone de ramollissement s'étend, la contrainte de cisaillement à l'extrémité chargée diminue progressivement. Lorsque cette contrainte atteint la résistance résiduelle (τ_2), la force (P) correspondante est définie comme la charge critique avant le début du décollement de l'interface boulon-coulis.

En substituant les expressions des équations (3.16 a et b) dans les équations gouvernantes (3.12) et (3.15), les équations différentielles (3.17) et (3.18) dans la phase élastique (pour $0 \leq x \leq L - L_a$, avec L_a la longueur d'assouplissement) restent valables. Cependant les équations différentielles pour la phase d'assouplissement pour les cas 1 et 2, selon que l'on néglige ou non la déformation du système environnant, sont présentées ainsi que suit :

Cas 1

(3.20 a)

$$\frac{d^2 s}{dx^2} - k_3 e^{-ks} = 0, \text{ pour } L - L_a \leq x \leq L$$

avec $k_3 = \frac{4\tau_1 e^f}{E_b d_b}$; $k = \frac{f}{s_1}$ et L_a la longueur d'adoucissement.

Cas 2

(3.20 b)

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} - \frac{2k_4^2}{f} \frac{1}{e^{f(s(x)-s_1)}} = 0, \text{ pour } L - L_a \leq x \leq L$$

$$\text{avec } k_4^2 = \frac{4f\tau_1(E_b A_b + E_r(r_c A_c + A_r))}{E_b E_r D_b(r_c A_c + A_r)}$$

À ce stade, les conditions aux limites sont présentées ainsi que suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} P(x=0) = 0 \\ P(x=L-L_a) = P_1 \\ P(x=L) = P \\ s(x=L-L_a) = s_1 \\ s(x=L) = s \\ \tau(x=L-L_a) = \tau_1 \end{array} \right. \quad (3.21)$$

avec P_1 , la force axiale à l'interface entre la zone élastique et la zone d'assouplissement .

Les Tableau 3.2 et Tableau 3.3 ci-après présentent les résultats de la formulation des équations pour les paramètres clés, notamment le glissement, la contrainte axiale et la charge axiale dans les zones élastiques et les zones de ramollissement respectivement, pour chacun des cas étudiés.

Tableau 3.2 Formulation analytique phase élastique avant ramollissement [59, 60]

	Cas 1 : $\frac{d^2s}{dx^2} - k_1^2 s = 0$	Cas 2 : $\frac{d^2s}{dx^2} - k_2^2 s = 0$
Glissement	$s(x) = \frac{s_1 \cosh(k_1 x)}{\cosh(k_1(L - L_a))}$	$s(x) = s_1 \frac{\cosh(k_2 x)}{\cosh(k_2(L - L_a))}$
Contrainte cisaillement interfaciale	$\tau(x) = \frac{\tau_1 \cosh(k_1 x)}{\cosh(k_1(L - L_a))}$	$\tau(x) = \tau_1 \frac{\cosh(k_2 x)}{\cosh(k_2(L - L_a))}$
Force axiale dans le boulon	$P(x) = \frac{\tau_1 \pi d_b}{\beta} \frac{\sinh(k_1 x)}{\cosh(k_1(L - L_a))}$	$P(x) = \frac{E_b E_r A_b k_2 s_1 (r_c A_c + A_r)}{E_b A_b + E_r (r_c A_c + A_r)} \frac{\sinh(k_2 x)}{\cosh(k_2(L - L_a))}$

Tableau 3.3 Formulation analytique phase de ramollissement [59, 60]

	Cas 1 : $\frac{d^2s}{dx^2} - k_3 e^{-ks} = 0$	Cas 2 : $\frac{d^2s(x)}{dx^2} - \frac{2k_4^2}{f} \frac{1}{e^{f(s(x)-s_1)}} = 0$
Glissement	$s(x) = \frac{2s_1}{f} \ln \left[\sqrt{\frac{k_3}{kA}} \cosh(w(x)) \right]$	$s(x) = \frac{2}{f} \ln(\cosh(k_4 L_a)) + s_1 + k_2 s_1 L_a \tanh(k_2(L - L_a))$
Contrainte cisaillement interfaciale	$\tau(x) = \frac{\tau_1 k A e^f}{k_3} \operatorname{sech}^2(w(x))$	$\tau(x) = \frac{\tau_1}{\cosh^2(k_4(x + L_a - L))}$
Force axiale dans le boulon	$P(x) = \frac{\sqrt{2c_1} \pi E_b d_b^2}{4} \tanh(w(x))$	$P(x) = \frac{E_b E_r A_b (r_c A_c + A_r)}{E_b A_b + E_r (r_c A_c + A_r)} \left(\frac{2}{f} k_4 \tanh(k_4 L_a) + k_2 s_1 \tanh(k_1(L - L_a)) \right)$

3.3.3 Phase de ramollissement et de décollement élastique

Lorsque la contrainte de cisaillement à l'extrémité chargée atteint la résistance résiduelle (τ_2), une zone de décollement apparaît et se propage progressivement le long de l'interface. Durant cette phase, la force en tension (P) continue de croître, soutenue par la résistance résiduelle (τ_2), qui représente la force de frottement à l'interface entre le boulon et le système environnant. À mesure que la zone de décollement s'étend, la contrainte de cisaillement maximale se déplace vers l'extrémité libre. Trois zones distinctes se forment alors le long de la longueur du boulon : la zone élastique, la zone de ramollissement et la zone de décollement.

En supposant que la longueur déliée soit L_o , les solutions pour les zones élastiques et de ramollissement demeurent valides en remplaçant L par $L - L_o$.

Les conditions aux limites (3.22) dans la zone de ramollissement et de décollement sont les suivantes :

$$(3.22) \quad \begin{cases} P(x = L - L_o) = P_2 \\ P(x = L) = P \\ s(x = L - L_o) = s_2 \\ s(x = L) = s \\ \tau(x = L - L_o) = \tau_2 \end{cases}$$

Le Tableau 3.4 présente les résultats de la formulation des équations pour les paramètres clés, notamment le glissement, la contrainte axiale et la charge axiale dans la zone de décollement élastique respectivement, pour chacun des cas étudiés.

Tableau 3.4 Formulation analytique phase décollement élastique [59, 60]

	Cas 1	Cas 2
Glissement	$s(x) = \frac{\delta}{2}x^2 + Cx + D$	$s(x) = \frac{E_b A_b + E_r(\tau_c A_c + A_r)}{E_b E_r(\tau_c A_c + A_r) + A_2} \left(\frac{2\tau_2}{d_b} L^2 + A_1 L \right)$
Contrainte cisaillement interfaciale	$\tau = \tau_2$	$\tau(x) = \frac{\tau_1}{\cosh^2(k_4(x + L_o + L_a - L))}$
Force axiale dans le boulon	$P(x) = \frac{\pi E_b d_b^2}{4} (\delta x + C)$	$P(x) = \tau_2 \pi d_b L + A_1 A_b$

Les coefficients associés aux équations présentées au sein du Tableau 3.4 sont exprimés par l'équation (3.23) comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{4\tau_2}{E_b d_b} \\ C = \frac{4P_2}{\pi E_b d_b^2} - \delta(L - L_0) \\ D = S_2 + \frac{\delta}{2}(L - L_0)^2 - \frac{4P_2(L - L_0)}{\pi E_b d_b^2} \\ A_1 = \frac{E_b E_r A_b (r_c A_c + A_r)}{E_b A_b + E_r (r_c A_c + A_r)} \left(\frac{2}{f} k_4 \tanh(k_4 L_a) + k_2 s_1 \tanh(k_2 (L - L_0 - L_a)) \right) - \frac{4\tau_2}{d_b} (L - L_0) \end{array} \right. \quad (3.23)$$

3.3.4 Phase de ramollissement - détachement

Lorsque la contrainte de cisaillement interfaciale à l'extrémité libre atteint sa résistance maximale (τ_2), la zone élastique disparaît complètement et le boulon passe dans la phase de ramollissement-détachement. Le segment de détachement débute lorsque la contrainte de cisaillement à l'extrémité libre diminue jusqu'à atteindre la résistance résiduelle (τ_2), marquant ainsi la disparition de la zone de ramollissement. À ce stade, la capacité de charge est essentiellement due au frottement à l'interface entre le boulon et le coulis. L'équation (3.24) est utilisée pour formuler la relation charge-déplacement à ce stade comme suit :

$$P = \pi d \tau_2 (L + S_{crit} - s) \quad (3.24)$$

avec S_{crit} étant la charge de tension critique correspondant à $S_{crit} = s_2 + \frac{2\tau_2}{E_b D_b} L^2$

3.3.5 Paramètres d'entrée

Les paramètres d'entrée du modèle analytique sont les suivants : le module d'élasticité des boulons d'ancrages (E_b), le module d'élasticité du coulis (E_c), le module d'élasticité de la roche (E_r), le diamètre du boulon d'ancrage (d_b), le diamètre du forage (d_f), la longueur de l'ancrage (L), la surface de la section transversale de la roche (A_r) et les propriétés mécaniques de l'interface ancrage/système. Ces paramètres peuvent être

déterminés directement à partir des conditions expérimentales de chargement en traction.

L'indice d'adoucissement ou indice de ramollissement (f) est un paramètre important pour décrire les performances mécaniques du matériau de scellement après le pic de contrainte post-injection. Il doit donc être déterminé avant le calcul de la courbe charge-déplacement.

Deux méthodes principales permettent de calculer cet indice :

- **Méthode analytique** : Cette méthode nécessite l'obtention de quatre paramètres clés du modèle de contrainte-glissement, à savoir la contrainte de cisaillement maximale (τ_1), la contrainte résiduelle (τ_2), ainsi que les glissements correspondants (S_1 et S_2). Ces paramètres peuvent être extraits de la courbe de contrainte -glissement. D'après l'équation (3.16 b et c), l'indice d'adoucissement (f) est calculé selon l'équation (3.25) suivante :

$$f = \left(\ln \frac{\tau_1}{\tau_2} \right) \frac{S_1}{S_2 - S_1} \quad (3.25)$$

- **Méthode des moindres carrés** : La méthode des moindres carrés repose sur la courbe de contrainte-glissement obtenue lors des tests d'arrachement. À cette fin, n groupes de données (S_i, τ_i) de la partie adoucissante de la courbe sont sélectionnés, puis la contrainte de cisaillement théorique correspondante (τ_i^c) est calculée à l'aide de l'équation (3.16 b).

$$\tau_i^c = \frac{\tau_1}{e^{f(S_i - S_1)}} \quad (3.26)$$

Ensuite, il s'agit de formuler la fonction objective qui relie la valeur mesurée à celle prédite. Cette fonction permet d'évaluer la différence entre les données expérimentales observées et les résultats théoriques calculés. La minimisation de

cette différence permet d'ajuster les paramètres du modèle afin d'obtenir une meilleure corrélation entre les prédictions et les mesures réelles. Cette approche optimise ainsi la précision du modèle, en s'assurant que les valeurs prédictives reflètent au mieux les comportements observés dans les données expérimentales.

3.4 Validation des modèles analytique par les résultats expérimentaux

La validation des modèles analytiques développés repose sur des résultats expérimentaux obtenus à la fois en laboratoire et sur le terrain. Thevenin *et al.* [62] ont conduit des essais d'arrachement sur différents types de boulons d'ancrage scellés dans des échantillons de grès, en appliquant une rigidité radiale constante ou une pression de confinement pour étudier l'impact de la pression de confinement, de la longueur d'encastrement, et des conditions d'exploitation sur la réponse du boulon. Ces données ont permis de vérifier la précision des modèles dans un environnement contrôlé. Par ailleurs, les travaux in situ réalisés par Bai *et al.* [63] ont évalué les performances d'ancrage des boulons en conditions réelles, ce qui ainsi l'adéquation des modèles analytiques avec les contraintes et exigences du milieu minier. Ces validations, en laboratoire et sur le terrain, consolident la fiabilité et la pertinence des modèles pour l'analyse du comportement des systèmes d'ancrage dans diverses configurations de chargement.

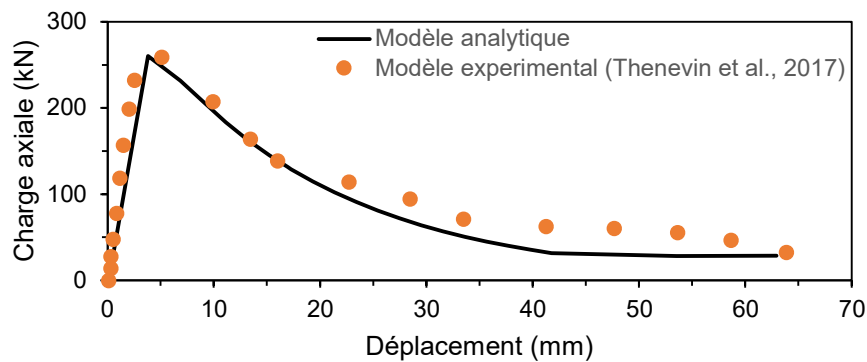
3.4.1 Essais d'arrachement en laboratoire de Thevenin *et al.* [62]

Des essais d'arrachement ont été effectués sur des boulons filetés HA25 de 25 mm de diamètre, fabriqués par Riva Acier SA en acier B500B, conformément aux normes NF EN 10080 (2005) et NF A35-080-1 (2010). Ces boulons, ayant un module de Young de 160 GPa et une capacité de traction maximale de 620 MPa, ont été utilisés pour évaluer leurs performances d'ancrage dans un environnement simulant les conditions rocheuses. Les courbes charge-extension obtenues durant ces essais fournissent des indications précieuses sur le comportement des boulons en situation d'ancrage. Pour reproduire cette expérimentation de manière analytique, les paramètres du modèle de glissement de liaison sont détaillés dans le Tableau 3.5.

Tableau 3.5 Paramètres de modèle utilisé pour le test d'arrachement au laboratoire

	Contrainte de cisaillement maximale τ_1 Mpa	Déplacement par glissement S1 (mm)	Contrainte de cisaillement résiduelle τ_2 Mpa	Déplacement par glissement S2 (mm)	Indice de ramollissement α
Modèle proposé	2	5	0.75	0.95	0.58

Les résultats obtenus à partir du modèle mécanique, présentés dans la Figure 3.3, indiquent que les boulons d'ancrage ont atteint une force maximale d'environ 257 kN, se rapprochant des valeurs mesurées lors des essais expérimentaux. Cette concordance entre la modélisation et les résultats expérimentaux démontre la précision du modèle dans la prédiction du comportement des boulons d'ancrage sous tension. De plus, la tendance générale observée dans les courbes de charge-extension issues de la modélisation montre une bonne correspondance avec les résultats expérimentaux, confirmant ainsi la validité et la robustesse du modèle proposé pour simuler les performances d'ancrage dans des conditions similaires.

Figure 3.3 Courbes de validation modèle analytique/ modèle de Thenevein *et al.*

3.4.2 Essais d'arrachement sur le terrain de Bai *et al.* [63]

Des essais d'arrachement in situ ont été réalisés par Bai *et al.* (2015) sur des boulons d'ancrage de 28 mm de diamètre, avec un module de Young de 51 GPa. Les boulons ont été installés dans des forages de 110 mm de diamètre, et scellés avec un mortier M30 pour assurer leur liaison avec la roche environnante. La longueur d'ancrage des boulons était de 3 m. Ces essais ont été menés sur un site constitué de granit à gros

grains, présentant une résistance à la compression non confinée saturée de 30 MPa et un module de Young de 6 GPa. Les paramètres d'entrée pour ces essais d'arrachement sont résumés dans le Tableau 3.6.

Tableau 3.6 Paramètres de modèle utilisé pour le test d'arrachement in situ

$D_b(mm)$	$D_f(mm)$	$E_b(GPa)$	E_r	r_{gr}	$A_r(m^2)$	$\tau_1(MPa)$	$\tau_2(MPa)$	$S_1(MPa)$	$L(m)$
28	110	51	6	3.33	0.9408	2	1.2	7.5	3

Les résultats obtenus sont illustrés dans la Figure 3.4, qui présente une comparaison entre les courbes charge-extension issues des essais expérimentaux et celles simulées par le modèle mécanique. La tendance générale observée dans les deux courbes est similaire, ce qui témoigne de la cohérence entre l'essai expérimental et la modélisation. Par ailleurs, la charge maximale mesurée expérimentalement correspond étroitement à celle calculée par le modèle.

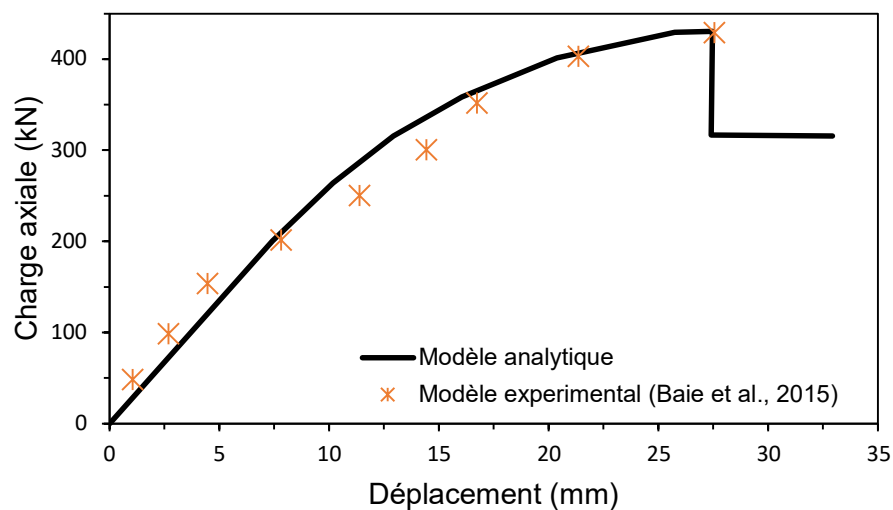


Figure 3.4 Courbes de validation modèle analytique/modèle de Baie *et al.* (2015)

CHAPITRE 4 : MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES BOULONS D'ANCRAGE SOUS CHARGES STATIQUE ET DYNAMIQUE

Introduction : Ce chapitre présente les principes de modélisation du comportement mécanique des boulons d'ancrage dans les galeries minières souterraines sous divers scénarios de chargement. En utilisant la méthode des éléments finis (MEF) via le logiciel ABAQUS, le chapitre explore les performances élasto-plastiques des composants du boulon, les joints d'ancrage, et l'impact du réseau de boulons sur la stabilité des galeries sous des charges statiques et dynamiques.

4.1 Modélisation numérique par élément finis

4.1.1 Méthode des éléments finis (MEF)

La MEF est une technique numérique efficace pour résoudre des problèmes complexes en mécanique. Deux approches principales s'offrent à la résolution : l'approche mécanique, axée sur la statique ou la dynamique, et l'approche énergétique. Le fondement de la mécanique repose sur la première loi de Cauchy, ou équation locale de la dynamique, qui exprime l'équilibre entre les forces internes et externes. Cette équation peut être adaptée pour modéliser des situations d'équilibre mécanique en conditions statiques.

Elle est généralement représentée par un système d'équations exprimé par l'équation (4.1), permettant de comprendre et de simuler comment un matériau ou une structure répond à des forces appliquées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\text{div}} \vec{\sigma} + \vec{f} = \vec{0} \\ \overline{\text{div}} \vec{\sigma} + \vec{f} = \rho \vec{\gamma} \\ \vec{\sigma} = C : \vec{\varepsilon} \\ \vec{\varepsilon} = \nabla \vec{u} \\ \vec{t} = \vec{\sigma} \vec{n} \end{array} \right. \quad (4.1)$$

avec $\bar{\sigma}$: Le tenseur des contraintes ; $\bar{\varepsilon}$: Le tenseur des déformations ; $\vec{u}$: le vecteur de déplacement imposé sur la frontière du corps ($\delta\Omega u$) ; $\vec{t}$: le vecteur de force surfacique imposé sur la frontière du corps ($\delta\Omega\sigma$).

Ces équations établissent un lien fondamental entre l'état de contrainte interne en un point et les sollicitations extérieures appliquées à un corps, permettant de modéliser précisément son comportement mécanique sous différentes conditions de chargement. L'approche énergétique, quant à elle, repose sur des principes intégraux et utilise des méthodes telles que celle des vitesses virtuelles ou les champs de déplacement élémentaire. Les équations générales s'écrivent comme suit :

$$\iiint \sigma_{ij} V_{i,j}^* dV = \iiint f_i V_i^* dV + \iint T_i V_i^* dS \quad (4.2)$$

$$\iiint (\nabla \delta u)^T \nabla u dV = \iiint \delta u^T f_i dV + \iint \delta u^T T_i dS \quad \forall \delta u \quad (4.3)$$

avec V_i^* : le champ de vitesse virtuelle ; σ_{ij} : les composants du tenseur des contraintes; f_i : les composantes du vecteur de la densité volumique de forces extérieures ; T_i : les composantes du vecteur de la densité surfacique de forces extérieures.

Toutefois, la résolution directe de ces équations s'avère complexe en raison de la nature non linéaire des relations qui lient ces variables mécaniques. La méthode des éléments finis permet de résoudre des problèmes mécaniques complexes en divisant ceux-ci en éléments plus simples, reliés par des nœuds pour former un maillage. Chaque élément reçoit des propriétés spécifiques, et le système global est soumis à des conditions aux limites telles que des contraintes et des forces. La MEF repose sur la discrétisation du domaine étudié en sous-domaines, chacun régi par des équations aux dérivées partielles. La démarche de résolution par éléments finis, illustrée au sein

de la Figure 4.1, inclut la définition de la géométrie, l'attribution des propriétés, la création du maillage et l'application des conditions aux limites.

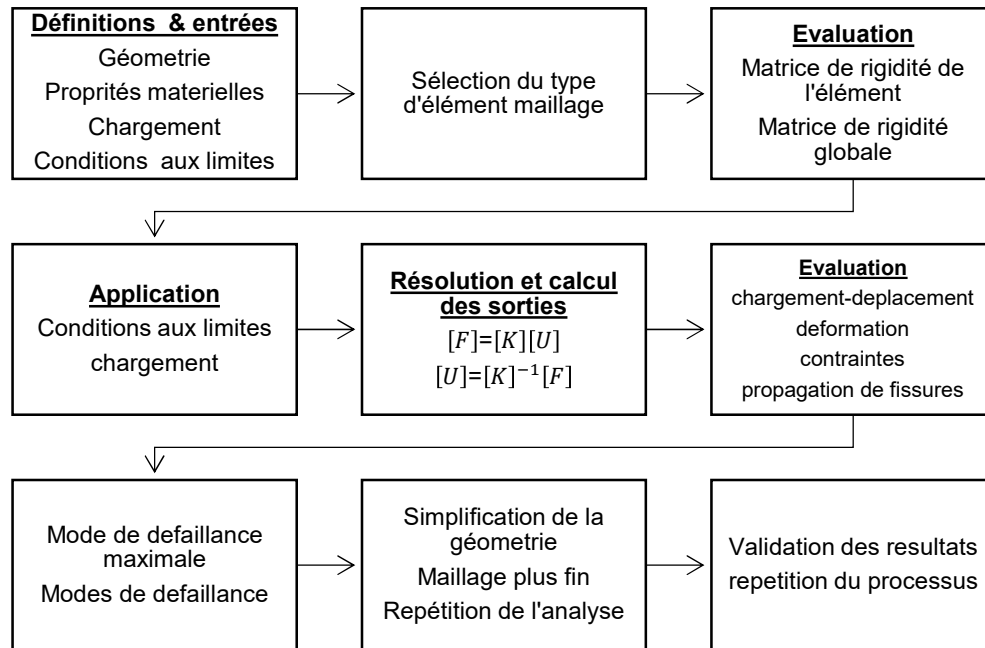


Figure 4.1 Démarche de résolution d'un problème par la méthode des éléments finis

4.1.2 Vue d'ensemble des modèles géométriques à l'étude

Cette recherche a conduit au développement de deux modèles numériques distincts visant à étudier l'interaction entre les boulons d'ancrage et leur environnement, afin d'approfondir la compréhension de leur performance sous diverses conditions de chargement. Tout d'abord, le comportement élasto-plastique des éléments constitutifs du boulon d'ancrage (notamment la plaque et la tige) a été étudié sous un chargement quasi-statique. Cette analyse visait à évaluer les critères élasto-plastiques du matériau du boulon en l'absence d'ancrage. Ensuite, une analyse tridimensionnelle de l'interaction entre le boulon d'ancrage et la roche environnante a mis en évidence l'influence des caractéristiques de la roche sur les performances du boulon. Enfin, un troisième modèle a été développé pour explorer l'impact de ces interactions à l'échelle d'un réseau de boulons d'ancrage, conçu selon un schéma typique de soutènement utilisé dans les galeries minières.

Cette démarche modulaire et progressive permet d'obtenir une vue d'ensemble sur la performance des boulons d'ancrage, en considérant à la fois les caractéristiques des composants individuels et leur intégration dans un réseau de soutènement.

4.2 Étude de comportement élasto-plastique du boulon

La géométrie du boulon présentée à la Figure 4.2, comprenant la plaque, la tige et l'écrou, a été modélisée à l'aide du logiciel SolidWorks conformément aux normes ASTM F432 et CSA M430-90, qui précisent les spécifications techniques des boulons d'ancrage dans le secteur minier. Les caractéristiques dimensionnelles de cette conception sont présentées dans le Tableau 4.1.



Figure 4.2 géométrie de boulon d'ancrage

Tableau 4.1 Caractéristiques dimensionnelles du boulon d'ancrage

Longueur (mm)	Taille de filetage (mm)	Longueur de filetage (mm)
1830	M20x2.5	140

- **Propriétés des matériaux**

Le boulon d'ancrage de type rebar, fabriqué en acier à haute résistance selon les normes ASTM F432 et CSA M430-90, offre une excellente résistance à la traction et une bonne ductilité. Les propriétés matérielles du boulon, sont répertoriées dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 Propriétés matérielles du boulon d'ancrage

Limite d'élasticité minimale (MPa)	Resistance à la traction minimale (MPa)	Module élastique (GPa)	Coefficient de poisson
413	620	200	0.33

Un modèle élasto-plastique avec écrouissage isotrope est utilisé. La courbe charge/déplacement, présentée à l'Annexe A –, est fournie par le fabricant des boulons et intégrée dans Abaqus sous forme de tableau contraintes vrai /déformation plastique vrai.

- **Conditions aux limites et chargement**

Un chargement statique de tension est appliqué au boulon pour simuler les conditions normales de fonctionnement en milieu minier. La tige du boulon est soumise à une force de traction axiale constante, tendant à l'extraire de son trou de forage, tandis que son extrémité est ancrée à une base rigide au moyen d'un écrou. Le modèle de maillage illustré à la Figure 4.3, combine des éléments linéaires (C3D8R) pour le corps de la tige nervurée et des éléments quadratiques (C3D20) pour les zones filetées.

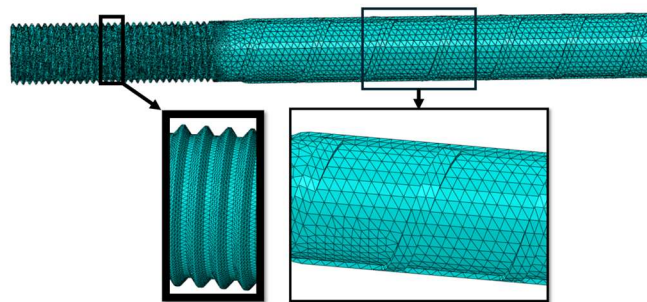


Figure 4.3 Modèle de maillage du boulon

- **Analyse de déformation plastique équivalente PEEQ**

En analysant la courbe PEEQ présentée à la Figure 4.4 de la tige du boulon d'ancrage, l'on note tout d'abord une phase linéaire où la déformation équivalente reste proportionnelle à la contrainte appliquée, ce qui indique un comportement élastique

optimal du matériau. À mesure que la charge augmente, la courbe atteint un point de transition qui marque le début du comportement plastique, signalant que la tige commence à subir des déformations irréversibles. Ce point critique est essentiel car il représente la limite d'endurance du boulon d'ancrage dans son environnement. En poursuivant l'analyse, la partie plastique de la courbe montre une croissance rapide de PEEQ, suggérant que des zones spécifiques de la tige sont soumises à des contraintes excessives, rendant ces sections plus vulnérables à une éventuelle défaillance.

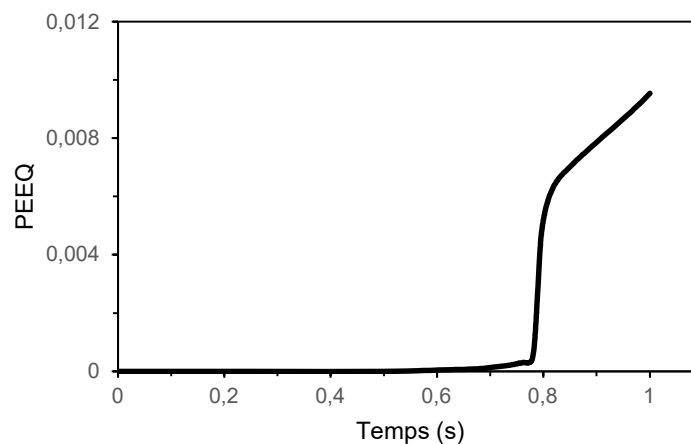


Figure 4.4 Courbe PEEQ de la tige de boulon sous tension

4.2.1 Analyse numérique de la plaque d'appui du boulon d'ancrage

- **Géométrie**

La géométrie consiste en une plaque carrée en acier de dimensions de 203 mm × 203 mm × 8 mm, percée d'un trou central de 20 mm de diamètre pour loger la tige du boulon. Le modèle 3D a été conçu dans SOLIDWORKS® comme illustré à la Figure 4.5.

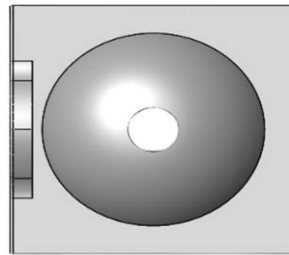


Figure 4.5 modèle géométrique de la plaque d'appui du boulon d'ancrage

- **Propriétés des matériaux**

La plaque d'appui, est fabriquée en acier à haute résistance. Les propriétés mécaniques spécifiques de l'acier sont présentées dans le Tableau 4.3.

Tableau 4.3 propriétés matérielles de la plaque d'appui

Module d'élasticité (MPa)	Module de cisaillement (MPa)	Densité (Kg/m ³)	Module de Young (MPa)	Coefficient de poisson	Limite d'élasticité à la traction	Résistance ultime à la traction (MPa)
1.6667e+05	76923	7833.41	200000	0.33	2500	460

- **Conditions aux limites et chargement**

La plaque d'appui est soumise à une charge statique de compression axiale, exercée par la tige du boulon. Une contrainte uniforme est appliquée sur sa face supérieure, simulant le contact direct avec la tête du boulon. Les bords extérieurs de la plaque sont contraints en déplacement pour représenter un ancrage rigide à la paroi de la galerie. Sous l'effet de la traction appliquée par la tige, la coque sphérique de la plaque se déforme, permettant l'analyse de son comportement sous charge. Les conditions aux limites imposent un encastrement des coins, assurant l'absence de déplacement ou de rotation, simulant ainsi des conditions réalistes dans les galeries minières. Les Figure 4.6 a et b présentent les conditions de chargement de la plaque d'appui.

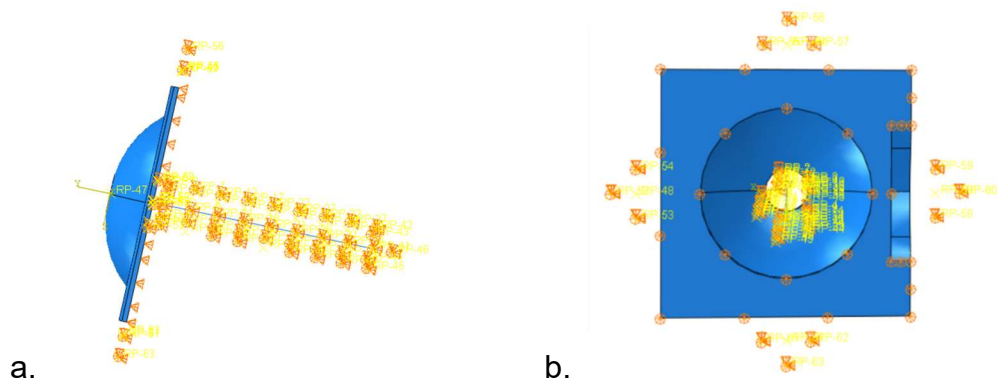


Figure 4.6 Chargement statique et conditions aux limites de la plaque d'appui

- **Maillage**

Pour améliorer la convergence des résultats, la plaque d'appui a été discrétisée à l'aide d'éléments tétraédriques quadratiques C3D10, composés de 10 nœuds. Le maillage, composé de 8 450 éléments, est suffisamment fin pour capturer les détails du comportement mécanique sous charge comme illustré par la Figure 4.7.

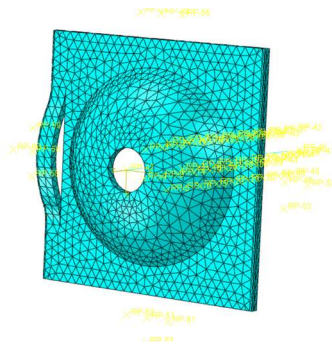


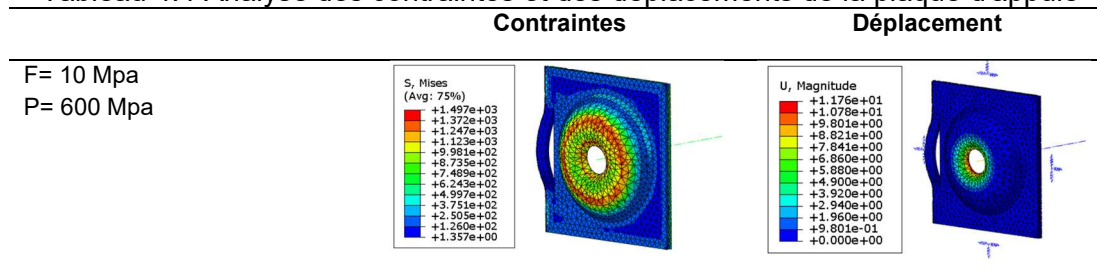
Figure 4.7 maillage du modèle géométrique de la plaque

- **Analyse de la capacité de charge de la plaque d'appui.**

Cette étude vise à analyser l'effet d'une pression de confinement élevée de 600 MPa sur la capacité d'une plaque à transférer les charges tout en restant dans ses limites de résistance. Une telle pression, équivalente à celle rencontrée dans des environnements géologiques extrêmes ou souterrains, est appliquée sur la plaque d'appui, soutenue par un boulon d'ancrage (type rebar) qui exerce une précontrainte initiale de 10 MPa. Comme illustré dans le Tableau 4.4, lorsque la pression atteint 600

MPa, la plaque subit une augmentation des contraintes jusqu'à 1497 MPa, mais sa capacité à résister reste intacte, montrant qu'elle répartit efficacement les charges sans subir de déformation plastique importante. Bien que la contrainte équivalente de von Mises augmente légèrement, cela suggère que la plaque absorbe les charges sans se déformer de manière excessive. En revanche, la pression élevée engendre une légère augmentation du déplacement de la plaque jusqu'à 11.76 mm, indiquant une déformation élastique, mais sans signe de rupture ou de déformation plastique.

Tableau 4.4 Analyse des contraintes et des déplacements de la plaque d'appui



- **Déformation plastique équivalente**

L'analyse de la déformation plastique équivalente de la plaque d'appui permet de quantifier la déformation irréversible que subit la plaque sous l'effet de la charge appliquée. La courbe Contraintes-PEEQ présentée à la Figure 4.8 montre l'évolution du PEEQ pour le cas de chargement extrême critique de 600MPa. Les résultats indiquent que la plaque atteint des valeurs de contraintes proches de 1400 MPa avant de parvenir à la phase de pré-rupture pour chaque cas étudié. Cette augmentation du PEEQ témoigne de l'entrée progressive de la plaque dans une zone de déformation plastique plus intense, signalant que le matériau approche de ses limites de résistance. Cela peut suggérer un risque imminent de rupture ou un adoucissement localisé du matériau, ce qui affecterait directement la capacité de la plaque à absorber et redistribuer les contraintes.

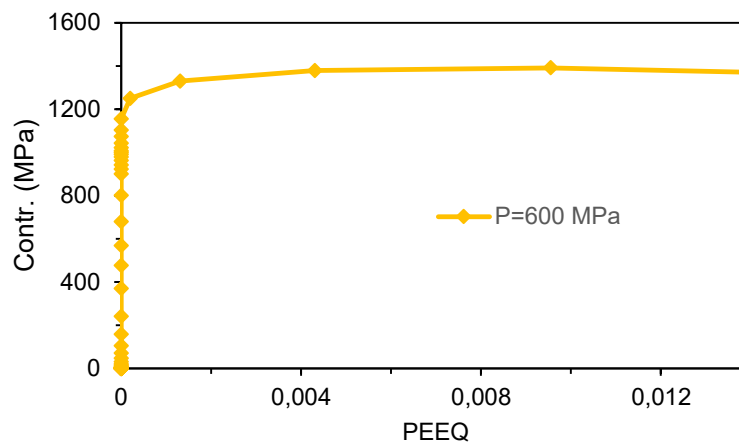


Figure 4.8 Courbe pression de confinement-PEEQ

4.3 Analyse des performances numériques des joints d'ancrage boulon / système environnant

La deuxième étude porte sur l'analyse des performances numériques des joints d'ancrage entre le boulon et le système environnant, en se concentrant sur l'interaction mécanique entre la tige de boulon, et le matériau environnant (la résine+ roche). L'objectif principal est de déterminer comment les propriétés mécaniques du matériau environnant influencent le comportement du boulon, en particulier en ce qui concerne la répartition des contraintes axiale et latérales et des déformations.

4.3.1 Modèle numérique et maillage

Le modèle numérique de la Figure 4.9 inclut une masse rocheuse jointée et un boulon ancré dans une résine époxy. Les faces latérales sont fixées en X, et une charge normale, opposée à la précontrainte du boulon, est appliquée à la base pour simuler la contrainte initiale du terrain. Des essais de cisaillement sont effectués sous des contraintes normales de 2, 6, et 10 MPa, en ajustant cette charge. Une charge tangentielle est ensuite appliquée via un déplacement contrôlé sur la surface supérieure droite, simulant le glissement des fractures rocheuses sous cisaillement.

• Géométrie de modèle

La masse rocheuse est représentée par un cube de dimensions 300 mm × 300 mm × 600 mm. La longueur du boulon est de 450 mm avec un diamètre de 20 mm, et la résine a une épaisseur de 5 mm autour du boulon pour simuler les conditions réelles d'installation.

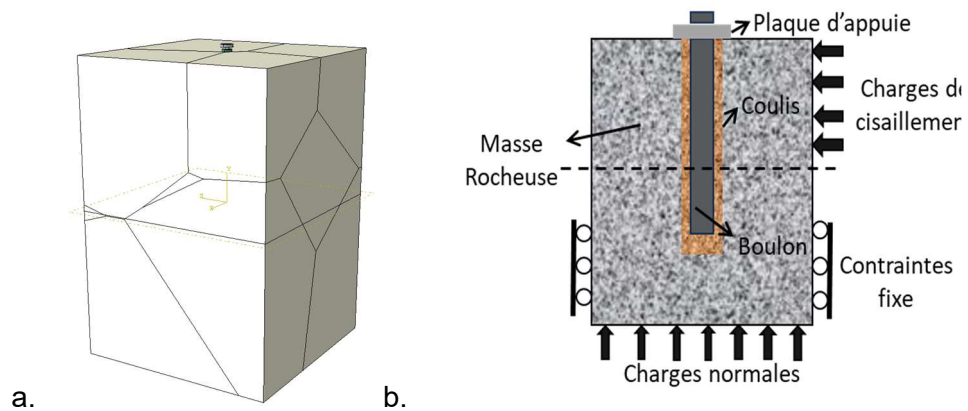


Figure 4.9 modèle d'étude de boulon ancré dans un bloc de roche : (a) modèle 3D, (b) vue illustrative en coupe

• Propriétés et matériaux

Les Tableau 4.5, 4.6 et 4.7 présentent respectivement les caractéristiques mécaniques de trois différents types de roches (grès rouge, marbre et granit), les propriétés du boulon d'ancrage, et celles du matériau de scellement.

Tableau 4.5 Les caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse

Type de roche	Resistance à la compression (MPa)	Resistance à la traction (MPa)	Module élastique (GPa)	Coefficient de Poisson
Grès rouge	38.52	2.97	11.2	0.26
Marbre	67.64	6.66	23.5	0.24
Granite	118.45	8.09	29.8	0.21

Tableau 4.6 Les caractéristiques du boulon d'ancrage

Type de boulon	Module élastique (GPa)	Coefficient de poisson	Limite d'élasticité (MPa)	Déformation à la rupture	Contrainte triaxiale	Rapport de déformation
Boulon rebar	200	0.33	455	0.25	0.333	0.558

Tableau 4.7 Les caractéristiques mécaniques du corps d'injection

Type d'élément	Module élastique (GPa)	Angle d'expansion	Excentricité	Yield constant	Coefficient de viscosité
Epoxy	30.34	0.2	350	0.25	1 ^E -005

- **Interaction**

Un contact tangentiel est intégré pour modéliser l'interface entre le boulon et la roche. Un coefficient de frottement statique de 0,3 est utilisé pour simuler la résistance initiale au glissement. La méthode pénale est utilisée pour gérer l'adhérence initiale, garantissant une liaison solide jusqu'à l'atteinte du seuil critique de frottement.

- **Maillage**

La masse rocheuse a été discrétisée à l'aide d'éléments tétraédriques quadratiques de type C3D10, qui offrent une bonne flexibilité pour les géométries complexes. Le boulon d'ancrage a été maillé avec des éléments hexaédriques de type C3D8R, qui sont des éléments solides linéaires avec intégration réduite. Le maillage global du modèle comprend environ 60 000 éléments, avec une densité de maillage plus élevée autour des interfaces critiques pour garantir la convergence des résultats.

4.3.2 Analyse de la répartition du champ de contraintes et de déformations le long de l'axe des boulons

Afin d'étudier plus en détail la distribution axiale des contraintes et le comportement mécanique de l'ancrage des boulons, la surface du boulon est observée et analysée à l'aide du chemin de surveillance "Path" dans Abaqus. Ce type de surveillance permet de suivre la répartition des contraintes et des déformations le long des côtés gauche

et droit de l'axe du boulon pendant l'essai. Plus précisément, le chemin de surveillance "Path 1" est assigné au côté supérieur de la section du boulon, tandis que "Path 2" correspond au côté inférieur, comme illustré dans la Figure 4.10 ci-dessous :

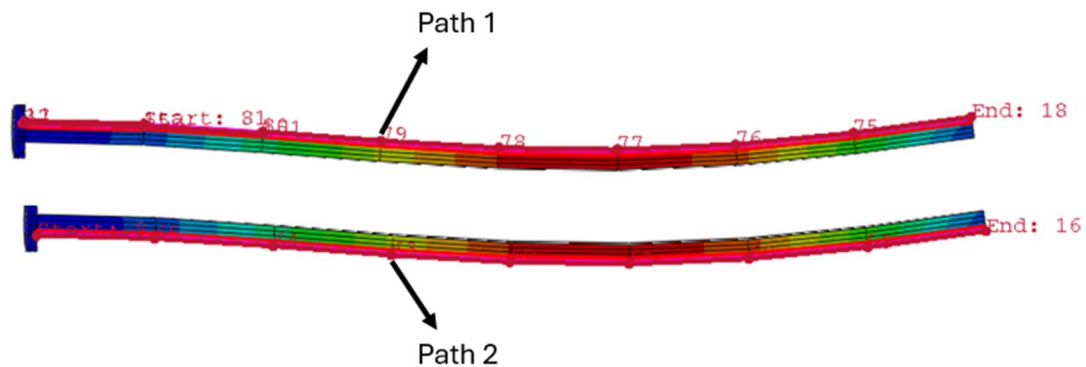


Figure 4.10 Chemin de surveillance path 1 et 2 le long de l'axe des boulons sur Abaqus
Les

Figure 4.11 et Figure 4.12 illustrent les résultats obtenus les chemins "Path 1" et "Path 2", sous trois niveaux de contrainte normale : 2 MPa, 6 MPa et 10 MPa. Les courbes obtenues montrent une distribution de contrainte de von Mises sur les côtés gauche et droit du boulon, avec des variations claires en fonction de la charge appliquée. A titre d'exemple, sous une contrainte normale de 2 MPa, les contraintes de von Mises sont relativement faibles et bien réparties entre les deux côtés du boulon. Cependant, à mesure que la contrainte normale augmente (6 MPa et 10 MPa), les différences entre les côtés droit et gauche deviennent plus marquées. La contrainte de von Mises apparaît plus élevée sur le côté droit du boulon, indiquant une concentration des efforts dans cette zone, ce qui pourrait être lié à la géométrie locale du contact entre le boulon et la roche, ou à des variations dans le comportement du matériau au niveau de l'interface boulon/roche à titre d'exemple.

Ces résultats montrent également que, sous des charges plus importantes, les déformations sur les deux côtés du boulon augmentent de manière significative des deux côtés du boulon, indiquant que sous des conditions de contrainte élevée, le boulon subit non seulement une contrainte axiale importante, mais aussi des effets de

cisaillement qui influencent la distribution des contraintes de manière asymétrique la distribution de contrainte.

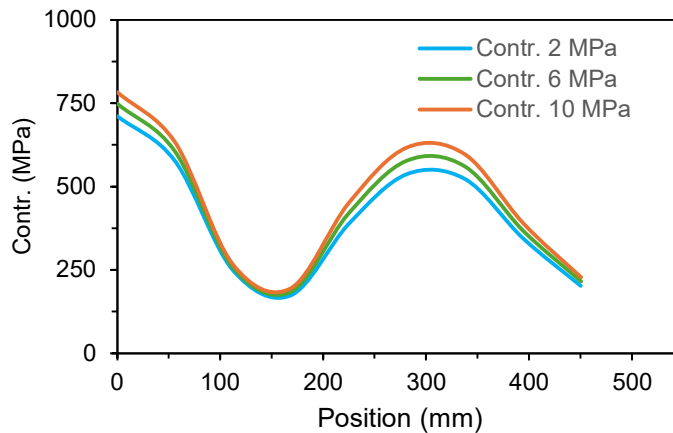


Figure 4.11 Surveillance des contraintes sur le path1

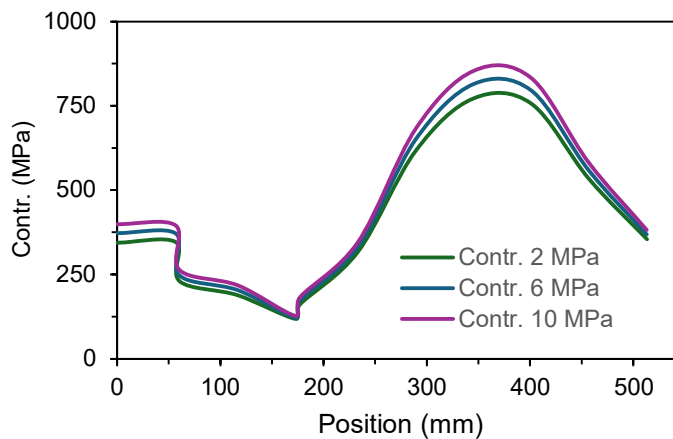


Figure 4.12 Surveillance des contraintes sur le path2

4.3.3 Analyse du déplacement en cisaillement le long de l'axe du boulon

L'analyse des déplacements maximaux du boulon d'ancrage, comme illustré à la Figure 4.13, montre une augmentation progressive en fonction de la pression normale appliquée. Pour une contrainte de 2 MPa, le déplacement maximal est de 13,9 mm. Lorsque la contrainte passe à 6 MPa, ce déplacement atteint 14,82 mm, soit une augmentation de 0,92 mm. Enfin, sous une pression de 10 MPa, le déplacement

maximal s'élève à 15,79 mm, représentant un accroissement supplémentaire de 0,97 mm par rapport à la contrainte de 6 MPa.

Cette augmentation progressive du déplacement maximal en fonction de la pression normale s'explique par la réponse mécanique de l'interface boulon/roche. Plus la pression normale est élevée, plus la roche exerce une pression importante sur le boulon, ce qui entraîne une sollicitation importante et un déplacement plus important du système. Cette tendance aussi observée dans les travaux de He *et al.* (2022) et Shulin Ren (2023) montre clairement que le boulon subit une déformation plus marquée à mesure que la contrainte normale augmente, tout en continuant à jouer son rôle de support sous des charges plus élevées.

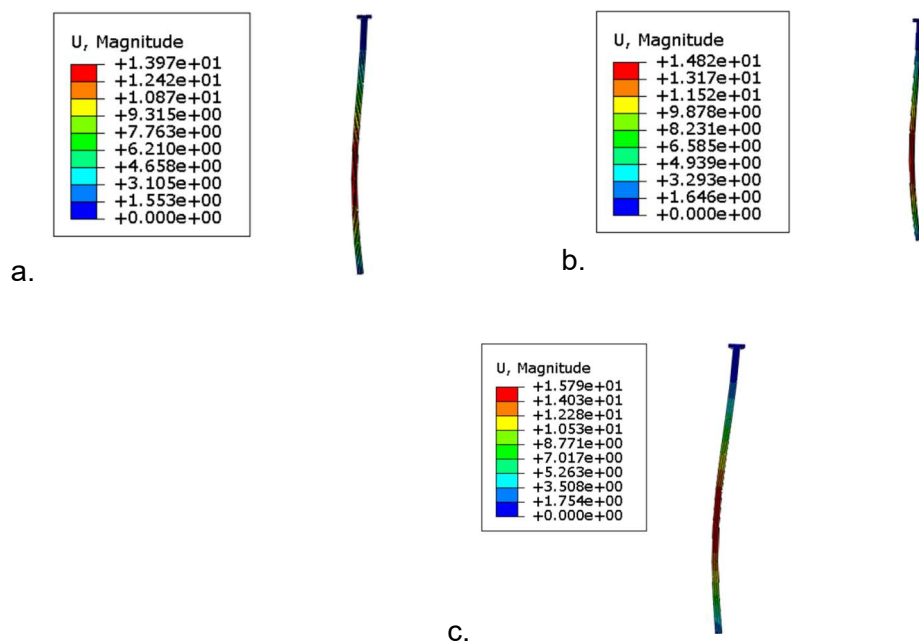


Figure 4.13 Déplacement en cisaillement du boulon d'ancrage a. pression normale égale à 2MPa, b. pression normale de 6MPa et c. pression normale de 10 MPa

4.3.4 Influence de la résistance de la roche hôte sur la résistance au cisaillement maximale du boulon d'ancrage

La résistance de la roche hôte joue un rôle majeur dans la performance des systèmes d'ancrage, notamment en ce qui concerne la résistance au cisaillement maximale des assemblages boulonnés. Ce paramètre clé détermine à la fois le comportement de la surface du joint et l'effet de cisaillement du boulon. Les résultats de simulation numériques du Tableau 4.8 montrent que sous différentes conditions de pression normale, l'augmentation moyenne de la résistance au cisaillement maximale pour le boulon ancré au grès rouge, au marbre et au granit varie graduellement. Ce phénomène s'explique par l'amélioration de la capacité du boulon à réagir à la surface du joint pendant le processus de cisaillement. Plus la roche est résistante, plus la réaction du boulon est importante, renforçant ainsi la capacité de l'assemblage à supporter des charges élevées. Dans des roches à haute résistance comme le granit, la résistance au cisaillement maximale atteint des valeurs bien supérieures à celles des roches moins résistantes, comme le grès rouge. Ces résultats concordent avec les travaux de Hé *et al* [64]. et Shurin (2023) [65], qui confirment que la résistance du milieu environnant influence directement la performance globale des boulons d'ancrage.

Tableau 4.8 Influence de la roche hôte sur la résistance au cisaillement maximal du boulon d'ancrage

Types de Roches	Contrainte normale (MPa)	Resistance au cisaillement (MPa)
Granite	2	2.36
	6	4.88
	10	7.67
Marbre	2	2.20
	6	4.24
	10	7.59
Grès rouge	2	2.28
	6	4.27
	10	7.15

4.3.5 Analyse des performances du boulon dans des scenarios de chargement dynamique

L'analyse illustrée à la Figure 4.14 révèle des fluctuations des contraintes axiales et de cisaillement lié à l'énergie sismique, concentrées principalement sur la tête du boulon. Ces contraintes dynamiques, résultant de la superposition des ondes vibratoires et des contraintes statiques, augmentent les tensions dans le boulon. Malgré cela, sous de faibles amplitudes de vibration, les contraintes maximales restent dans la limite élastique, prévenant toute déformation permanente.

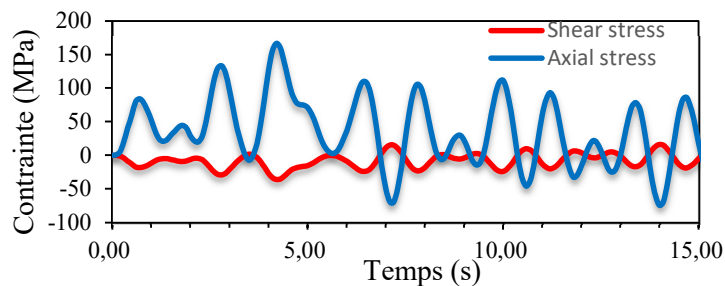


Figure 4.14 Historique des contraintes axiales et de cisaillement des boulons

Une simulation basée sur une transformée de Fourier rapide modifiée montre qu'à un pic d'amplitude de 0,2, le boulon atteint le début de la phase plastique à une contrainte de 451 MPa. Comme le montre la Figure 4.15, les contraintes de cisaillement varient entre 50 et 100 MPa, restant tolérables pour le matériau. Cependant, des fluctuations importantes des contraintes axiales, oscillant entre 300 MPa et -300 MPa, révèlent une concentration d'énergie accrue dans le corps et la tête du boulon. Ce phénomène, amplifié sous des charges dynamiques extrêmes, accroît le risque de déformation plastique ou de rupture, soulignant la nécessité d'évaluer la fiabilité des boulons dans des conditions sismiques sévères.

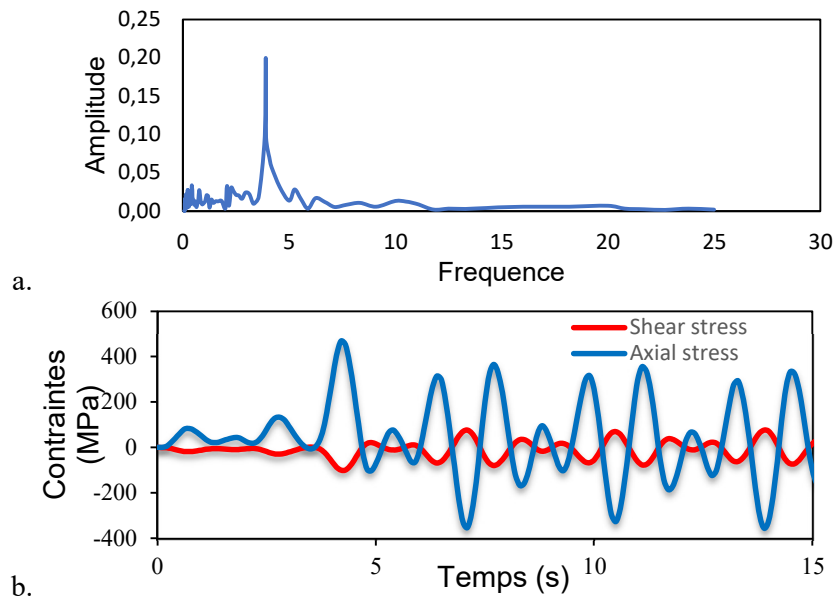


Figure 4.15 Courbe de cisaillement et de contrainte axiale du boulon : (a) spectre fréquence-amplitude avec un pic, (b) historique du cisaillement et de la contrainte axiale du boulon.

Dans un scénario simulant une source d'énergie supplémentaire causée par une activité annexe, un second pic d'amplitude est observé après le premier, comme illustré à la Figure 4.16. Bien que la fréquence des vibrations reste constante, la répartition des contraintes axiales et de cisaillement révèle une entrée dans la zone plastique du matériau. Sous ces conditions, les contraintes dépassent la limite de rupture fixée à 600 MPa, entraînant la rupture du boulon.

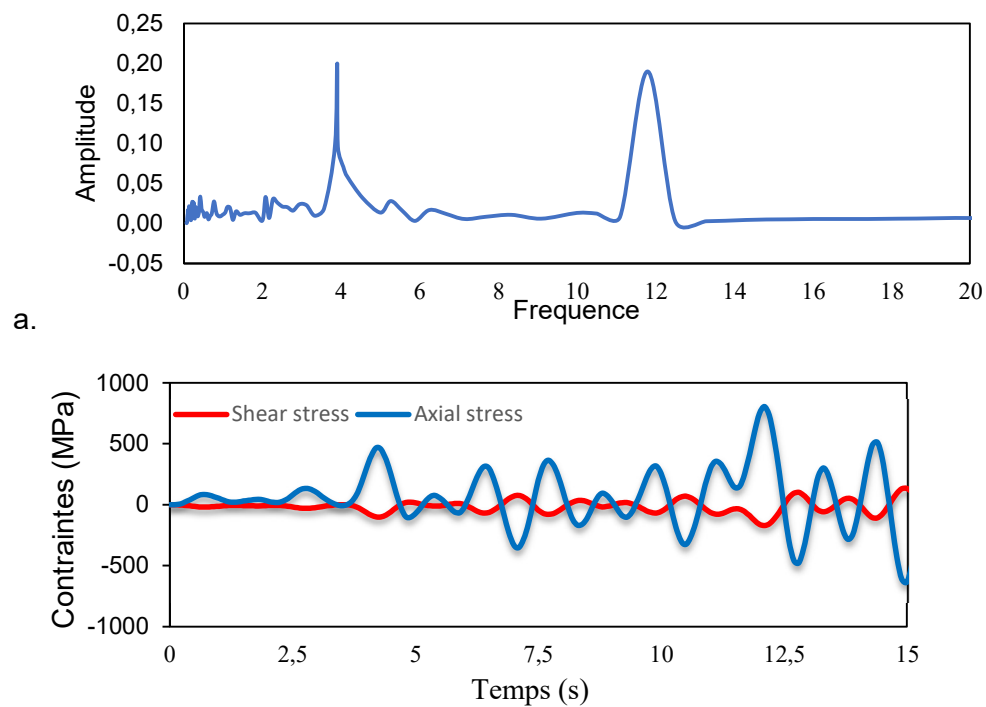


Figure 4.16: Courbe de cisaillement et de contrainte axiale du boulon : (a) spectre fréquence-amplitude avec deux pics, (b) historique du cisaillement et de la contrainte axiale du boulon.

4.4 Analyse des performances numériques du réseau de boulons d'ancrage et étude de leur impact sur la stabilité globale de la galerie sous chargement statique et dynamique

Cette étude vise à évaluer l'impact de l'interaction entre les boulons d'ancrage dans un réseau typique de soutènement d'une galerie minière. Un modèle numérique est développé afin de simuler un réseau de boulons d'ancrage et d'évaluer la répartition des charges et les déformations dans la galerie.

4.4.1 Modèle numérique et configuration du réseau de boulons

- **Géométrie de modèle**

Le modèle numérique présenté à la Figure 4.17 a été conçu pour analyser l'interaction d'un réseau de boulons d'ancrage dans une formation rocheuse prismatique rectangulaire mesurant 45 m de long, 35 m de large et 80 m de haut. Les boulons d'ancrage, d'une longueur de 1,8 m, sont installés sur les flancs gauche et droit de la

structure et inclinés à 5 degrés par rapport à la verticale afin d'améliorer la stabilité. Les boulons situés au sommet de l'arc sur le côté gauche, mesurant 3 m de long, sont disposés perpendiculairement à la face d'excavation. Chaque boulon est scellé à la roche par une couche de coulis, garantissant une meilleure adhérence et une protection contre la corrosion, ce qui améliore la durabilité et l'efficacité du système de soutènement.

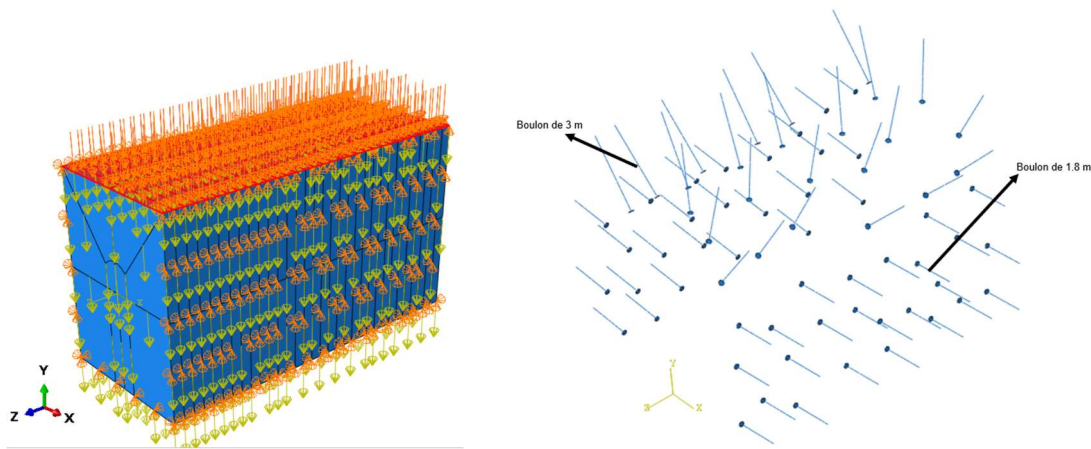


Figure 4.17 modèle géométrique de l'étude, a. bloc de roche et surface d'excavation, b. réseau de boulon d'ancrage inclus dans le bloc de roche

• Hypothèses et conditions aux limites

Pour modéliser le réseau de soutènement dans une galerie minière, les hypothèses et conditions aux limites suivantes ont été établies. Les côtés latéraux de la formation rocheuse sont contraints pour empêcher tout déplacement horizontal dans les directions X et Y. Cela simule la pression exercée par la masse rocheuse environnante. La base du prisme est totalement fixe, interdisant tout mouvement dans les trois directions. Une charge normale est appliquée sur la surface supérieure pour simuler la pression des couches rocheuses situées au-dessus, et cette pression reste constante pendant toute l'analyse.

Hypothèse 1 : La roche est considérée homogène, isotrope et élasto-plastique, afin de faciliter l'analyse des interactions mécaniques avec les boulons, malgré la variabilité possible dans les conditions réelles du terrain.

Hypothèse 2 : L'adhérence entre les boulons et la roche est parfaite, sans défaillance ni glissement au niveau de l'interface, assurée par le coulis de scellement.

- **Propriétés des matériaux**

Les caractéristiques matérielles utilisées pour la modélisation incluent celles de la roche, du boulon d'ancrage, et de la résine de scellement identiques à celles employées dans l'étude précédente. Elles sont détaillées dans les Tableau 4.5, Tableau 4.6 et Tableau 4.7 .

4.4.2 Analyse de la distribution des contraintes dans une galerie souterraine non soutenue pendant l'excavation

Les premières études ont porté sur la simulation du comportement de la galerie sans l'utilisation de soutènement (notamment sans l'installation de boulons d'ancrage), pendant le processus d'excavation. Les simulations ont permis de suivre en détail les changements dans les contraintes internes générées dans la roche autour de la galerie. La Figure 4.18 présente ces différentes variations. Les Figure 4.18 (a, b, c, d, e, et f) présentent respectivement les résultats pour différents niveaux d'excavation : sans excavation (prise en compte de la gravité), excavation à 100 m, 200 m, 300 m, 400 m, et 500 m de profondeur. À chaque étape de l'excavation, la redistribution des contraintes s'accroît, principalement dans les zones proches des parois de la galerie, ce qui peut entraîner des risques d'instabilité localisés ou généralisés. Ces risques se manifestent par l'apparition de zones de concentration de contraintes autour du toit et des flancs de la galerie, où les déformations et les risques d'effondrement sont plus probables en l'absence de soutien. L'analyse a montré que, sans boulons d'ancrage pour stabiliser les parois de la galerie, les contraintes autour du profil de la galerie augmentent progressivement, dépassant les capacités de résistance de la roche hôte à certains points critiques.

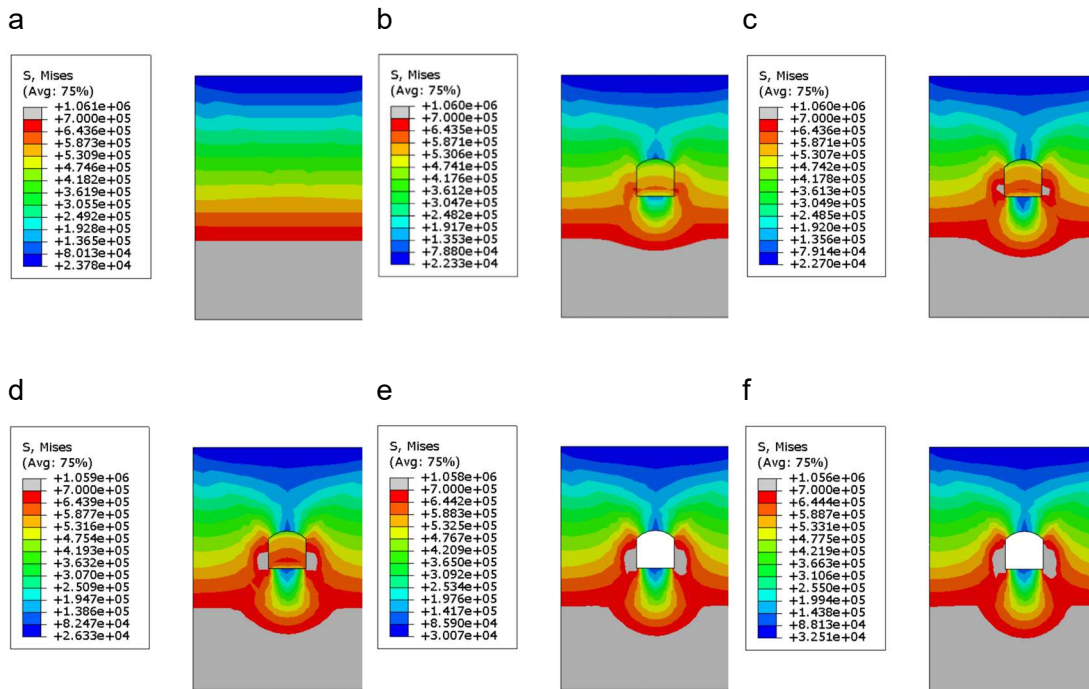


Figure 4.18 distribution de contraintes autour du profil de galerie non soutenue pendant l'excavation

La comparaison des résultats entre les scénarios de galerie sans soutènement et avec soutènement met en évidence l'importance majeure des systèmes d'ancrage pour la stabilité de la structure. Comme illustré à la Figure 4.19, on constate que sans soutènement, les simulations montrent une concentration de contraintes particulièrement élevée autour des parois de la galerie, ce qui augmente le risque d'effondrement localisé. À mesure que l'excavation progresse, cette concentration de contraintes devient plus prononcée, créant des zones de faiblesse potentiellement dangereuses. En revanche, dans le scénario avec soutènement, la redistribution des contraintes est nettement plus uniforme. Les boulons d'ancrage réduisent efficacement les concentrations critiques de contraintes en les répartissant sur une plus grande surface, ce qui diminue les risques d'instabilité et améliore la durabilité de la galerie.

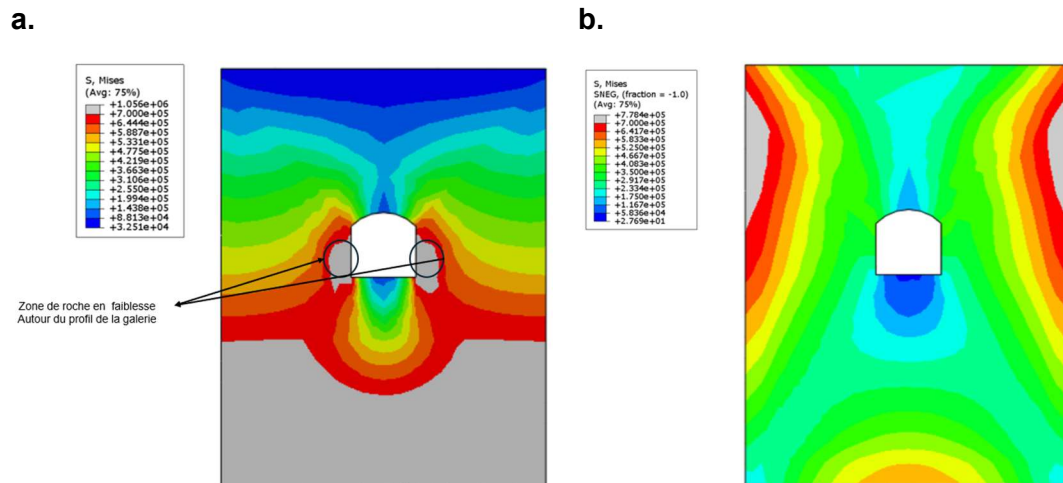


Figure 4.19 Distribution des contraintes autour du profil de galerie : a. sans soutènement, b. Avec soutènement

L'évaluation des distributions de contraintes des boulons d'ancrage autour du profil de la galerie révèle des disparités significatives entre les zones situées au sommet ("top") et sur les côtés de la galerie. Comme le montrent les résultats des simulations à la Figure 4.20, les boulons placés au sommet de la galerie subissent généralement des contraintes plus élevées que ceux situés sur les côtés. Cette différence s'explique par le fait que le sommet de la galerie supporte une part importante des charges verticales résultant du poids de la roche sus-jacente. Par conséquent, les boulons dans cette zone sont soumis à une tension accrue, absorbant une grande partie des contraintes induites par l'excavation et la gravité. En revanche, les boulons d'ancrage situés sur les côtés de la galerie enregistrent des contraintes globalement plus faibles, car les charges latérales sont réparties de manière plus uniforme et moins concentrée. Cependant, des zones de concentration de contraintes peuvent toujours être observées, notamment aux endroits où les forces sont redistribuées vers les parois lors de l'excavation.

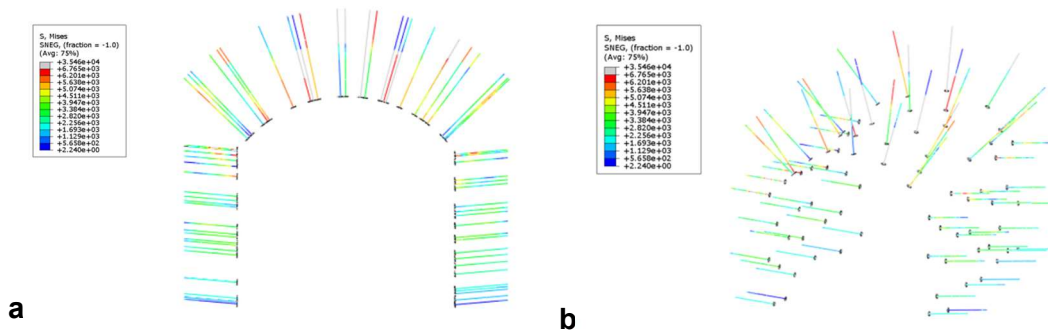


Figure 4.20 Distribution des contraintes sur les boulons d'ancrage après excavation : a. vue en profil, b. vue en 3 D

La surveillance de la distribution des contraintes le long de l'axe de trois boulons fortement sollicités a été réalisée pour différentes zones de la galerie : le sommet (top) et un des côtés (gauche ou droit), étant donné leur similitude. Cette analyse a permis de comparer les courbes de distribution des contraintes des boulons avec celles du profil de la galerie aux mêmes endroits. Pour effectuer cette surveillance, nous avons encore une fois utilisé la fonctionnalité de suivi de chemin ("path") du logiciel Abaqus.

Les résultats de la surveillance des contraintes au sommet de la galerie présentée par la Figure 4.21 montrent une concentration significative des contraintes axiales le long des boulons situés dans cette zone. Les courbes extraites indiquent que la contrainte maximale se situe généralement au centre du toit de galerie, où elle subit des déformations importantes dues à l'effet d'écrasement vertical de la roche. Cette concentration de contraintes est liée à la redistribution des forces autour du sommet de la galerie, une zone souvent soumise à des forces de compression importantes après l'excavation.

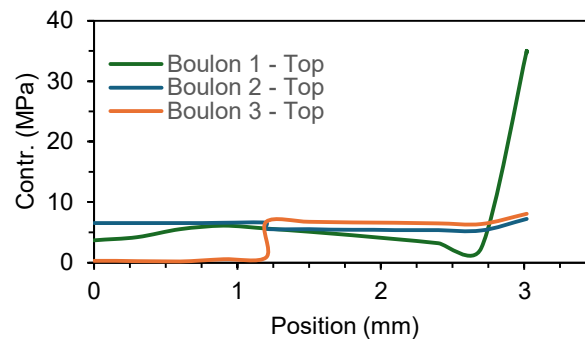


Figure 4.21 Distribution des contraintes axiales le long des boulons du sommet

Sur le côté de la galerie, les boulons présentent une répartition des contraintes différente de celle observée au sommet. Comme on peut le voir à la Figure 4.22, les courbes montrent une montée plus progressive des contraintes le long de l'axe des boulons, suggérant que les sollicitations sont réparties plus uniformément. Cependant, les valeurs de contraintes sont globalement plus faibles que celles relevées au sommet, en raison d'une moindre compression latérale. Cela pourrait s'expliquer par le fait que les forces latérales sur les côtés de la galerie sont davantage influencées par les mouvements de déformation horizontale plutôt que verticale.

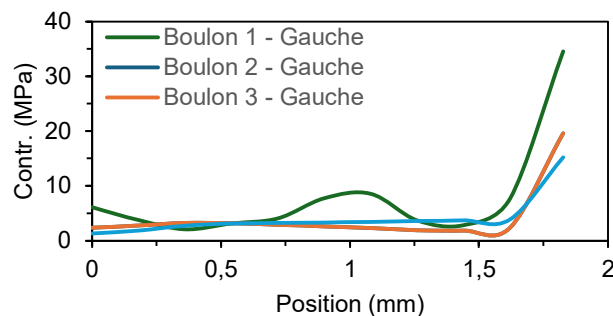


Figure 4.22 Distribution des contraintes axiales le long des boulons du côté gauche

Somme tout, les résultats de la surveillance des boulons d'ancrage le long de l'axe dans différentes parties de la galerie montrent des variations significatives dans la distribution des contraintes. Ces différences sont largement influencées par les caractéristiques géométriques de la galerie et les propriétés mécaniques locales de la roche. Au sommet, les boulons sont soumis à des contraintes plus élevées en raison

de la surcharge verticale, tandis que sur les côtés, la répartition est plus uniforme mais moins marquée. La surveillance des boulons permet ainsi de détecter des zones de surcharge ou d'instabilité potentielle, soulignant l'importance de ces dispositifs dans la gestion des contraintes internes et la stabilisation de la galerie sous excavation.

Ces observations montrent que la surveillance des boulons dans des zones de forte contrainte peut servir de bon indicateur de l'état de la distribution des contraintes dans la roche environnante. Il est donc essentiel de surveiller ces zones critiques pour assurer la durabilité et la sécurité des ouvrages souterrains.

CHAPITRE 5 : BOULONS INSTRUMENTÉS POUR LA PRÉDCTION DES CHUTES DE ROCHES DANS LES GALERIES MINIÈRES

Introduction : L'objectif de ce chapitre est de présenter une approche intégrée d'instrumentation des boulons d'ancrage. D'une part, nous décrirons les configurations expérimentales mises en œuvre, la méthodologie expérimentale permettant de recueillir des données fiables sur les mouvements et les contraintes de la roche.

5.1 Principes de l'instrumentation

L'instrumentation des boulons d'ancrage dans les galeries minières souterraines repose sur la capacité à capturer, analyser et interpréter les changements structuraux des roches sous contraintes en temps réel. Les principaux paramètres à contrôler en continu incluent :

- Microdéformations et déplacements, indicateurs d'évolution des fractures ;
- Contraintes rocheuses, reflétant les forces internes appliquées ;
- Énergie sismique, signalant les événements microsismiques annonciateurs de déstabilisations imminentes.

La distribution des jauges de contrainte le long de l'axe des boulons permet ainsi de mesurer les déformations locales sous différentes charges, tout en capturant les mouvements relatifs entre les sections de masse de roches.

5.2 Configuration expérimentale

L'instrumentation des boulons d'ancrage avec des jauges de contrainte nécessite un équilibre entre coût et précision. Un nombre élevé de jauges augmente la précision mais aussi les coûts, tandis qu'un nombre réduit limite la fiabilité des mesures. Les jauges peuvent être endommagées lors de l'installation ou par les machines lourdes dans les galeries. Deux configurations principales existent : jauges à base courte, précises mais limitées à des points spécifiques, et jauges à base longue, adaptées aux charges localisées mais moins précises pour les variations rapides. Une nouvelle

approche d'instrumentation pour les boulons d'ancrage a été élaborée, intégrant un réseau de jauges de contrainte à feuilles résistives. Celles-ci sont positionnées en quatre points de mesure et disposées dans une rainure distincte diamétralement opposée le long du boulon d'ancrage. Cette configuration permet de capturer les déformations et contraintes en trois dimensions sous des charges appliquées selon divers axes. Par ailleurs, deux variantes de disposition sont possibles : la configuration empilée et la configuration décalée, toutes deux illustrées au sein de la Figure 5.1.

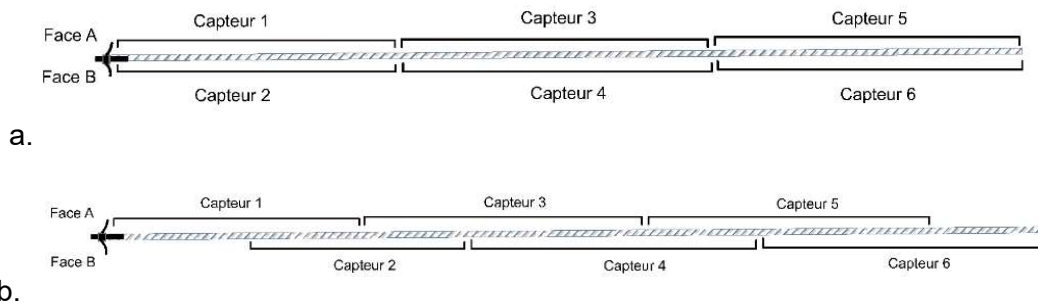


Figure 5.1 Configuration : (a) empilée, (b) décalée

5.2.1 Approches expérimentales

Deux approches expérimentales sont utilisées pour disposer les jauges de contrainte afin de mesurer les contraintes et les déformations le long du profil du boulon : la configuration empilée et la configuration décalée. Ces approches diffèrent par la disposition des jauges de contrainte le long de l'axe du boulon, chacune présentant des avantages spécifiques selon le type de déformation et de contrainte à mesurer.

- **Configuration empilée**

Dans la configuration empilée, les jauges de contrainte sont agencées de manière bout à bout le long d'une même section du boulon, comme illustrée à la Figure 5.1a. Cette approche s'avère particulièrement efficace pour détecter les déformations locales à des points précis, permettant ainsi une analyse détaillée des variations de contraintes sous différentes charges mécaniques. Elle est couramment utilisée pour étudier les effets des charges axiales appliquées directement sur le boulon.

Pour cette configuration, les contraintes axiales et de flexion ont été calculées à l'aide d'équations (5.1) et (5.2).

$$e_{axial}^i = (e^{2i-1} + e^{2i})/2 \quad (5.1)$$

$$e_{flexion}^i = (e^{2i-1} - e^{2i})/2 \quad (5.2)$$

Avec $i = 1$ à 4 correspondant aux quatre points nœuds de détermination de la charge comme illustrée à la Figure 5.2.

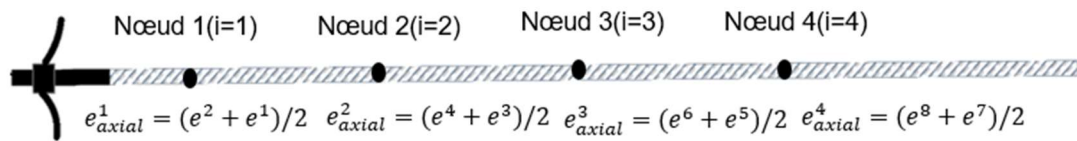


Figure 5.2 Représentation nodale des déformations axiale du boulon en configuration empilée

Étant donné que les jauges sont disposées bout à bout et couvrent l'intégralité de la longueur du boulon, le profil de déplacement équivalent peut être exprimé par l'équation (5.3) et est illustré dans la Figure 5.3.

$$\Delta u_{axial}^i = \sum_{n=4}^{n=i} (e_{axial}^i \times L) \quad (5.3)$$

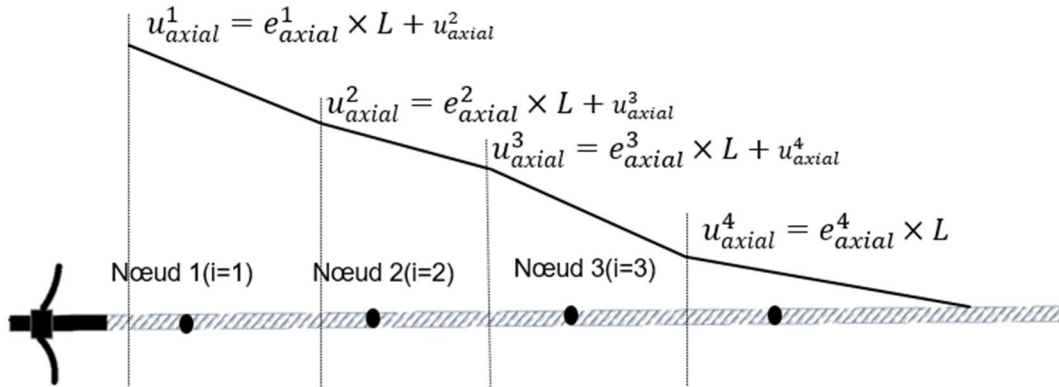


Figure 5.3 Représentation nodale des déplacements axiale du boulon en configuration empilée

- **Configuration décalée**

La configuration décalée, quant à elle, se caractérise par un espacement des jauges de contrainte le long de l'axe du boulon. Les capteurs sont régulièrement espacés à différentes hauteurs, permettant ainsi de mesurer les déformations sur une plus grande section du boulon et d'obtenir une représentation distribuée des variations de contraintes. Cette méthode est particulièrement adaptée pour suivre l'évolution des déformations sur l'ensemble du boulon et pour identifier les zones critiques susceptibles de fragilisation ou de fissuration progressive dans la roche environnante.

Dans la configuration décalée, les jauges situées sur la partie supérieure du boulon (axe situé à 0° ou 45° selon l'orientation) sont décalées par rapport à celles de la partie inférieure (axe situé à 90° , ou 135° selon l'orientation respectivement) de part et d'autre du boulon et sont d'une moitié de la longueur de base du capteur ($L/2$). Ainsi, les déformations mesurées au $i^{\text{ème}}$ point nodal peuvent être approximées de la manière suivante par les équations (5.4) et (5.5) :

$$e_{axial}^i = (e^{i-1} + 2e^i + e^{i+1})/4 \quad (5.4)$$

$$e_{flexion}^i = (e^{i-1} - 2e^i + e^{i+1})/2 \quad (5.5)$$

où e^i est la déformation mesurée par la jauge de déplacement centrée au i ème point nodal et e^{i-1} et e^{i+1} sont les deux jauges superposées du côté opposé du boulon comme illustrée par la Figure 5.4.

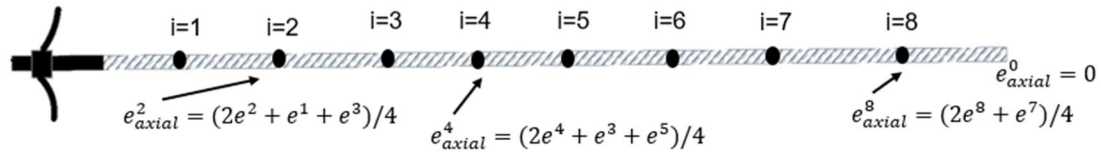


Figure 5.4 Représentation nodale des déformations axiale du boulon en configuration décalée

Aux extrémités du boulon, on utilise les deux relations (5.6) et (5.7) :

$$e^1_{axial} = (2e^1 + e^2)/4 \quad (5.6)$$

$$e^6_{axial} = (2e^6 + e^5)/4 \quad (5.7)$$

Le profil de déplacement pour cette configuration, associé au $i^{ème}$ point nodal, peut être déterminé en effectuant la somme définis par l'équation (5.8) et est illustrée par la Figure 5.5:

$$\Delta u^i_{axial} = \sum_{n=16}^{n=i} (e^i_{axial} \times L/2) \quad (5.8)$$

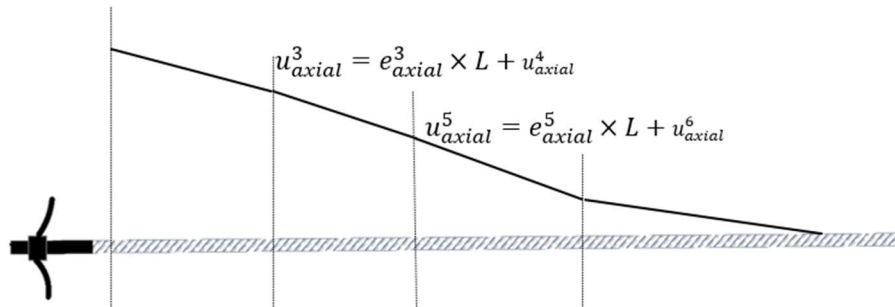


Figure 5.5 Représentation nodale des déplacements axiale du boulon en configuration décalée

- **Justification du choix des configurations**

Le choix entre les configurations "empilée" et "décalée" repose sur la nature des contraintes à évaluer et les objectifs spécifiques de l'étude. La configuration "empilée" est recommandée lorsque des mesures précises à un point donné sont essentielles, surtout dans les zones où les contraintes axiales sont particulièrement élevées. En revanche, la configuration "décalée" s'avère plus efficace pour réaliser des analyses globales du comportement du boulon sous des charges complexes et pour suivre les déformations sur l'ensemble de sa longueur.

Dans le cadre de cette recherche, la configuration "décalée" a été choisie en raison de sa capacité à offrir une perspective complète des variations de contraintes, tout en détectant rapidement les premiers signes de défaillance le long du boulon.

5.2.2 Configuration du boulon instrumenté

Le boulon instrumenté utilisé dans cette étude est spécialement conçu pour résister à des conditions de chargement élevées rencontrées dans les environnements miniers souterrains. Fabriqué en acier à haute résistance, il possède une résistance à la traction nominale de 620 MPa, permettant de supporter des charges significatives sans déformation excessive. Avec un diamètre de 20 mm et une longueur de 1,8 m, ce boulon présente des caractéristiques matérielles essentielles, résumées dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1 Caractéristiques matérielle du boulon

Type de boulon	Module élastique (GPa)	Coefficient de poisson	Limite d'élasticité (MPa)	Déformation à la rupture	Contrainte triaxiale	Rapport de déformation
Boulon rebar	200	0.33	455	0.25	0.333	0.558

Afin d'améliorer la qualité et la fiabilité des données recueillies, le système de mesure a été conçu avec 16 points de mesure répartis le long de l'ensemble du boulon d'ancrage, dissimulés dans quatre rainures, avec quatre capteurs intégrés dans chacune d'elles.

Il est important de souligner que chaque boulon d'ancrage instrumenté a été calibré avant son installation, permettant ainsi d'établir la relation entre les déformations, les forces axiales et les contraintes axiales pour ces boulons modifiés. Grâce à la connaissance des caractéristiques contrainte-déformation du boulon d'ancrage instrumenté, il a été possible d'évaluer le niveau de contraintes axiales au sein de la tige du boulon.

5.3 Les jauges de contraintes

5.3.1 Choix du type de jauge de contrainte

Les critères de sélection des jauges de contrainte pour les boulons d'ancrage en roche sont déterminants pour assurer leur efficacité dans des conditions exigeantes. Ils incluent :

- Une épaisseur minimale, afin d'assurer une installation comparable à celle des boulons de roche standards sans risquer de compromettre l'intégrité des capteurs lors de l'installation ;
- Un rayon de courbure adéquat, permettant un ajustement optimal du capteur à la courbure du boulon d'ancrage, selon son rayon spécifique ;
- Une orientation de mesure précise des contraintes, essentielle pour recueillir des données fiables en déplacement et obtenir des informations pertinentes sur le comportement du boulon sous charge.

La jauge de type 1-LY11-10/120, une jauge de contrainte classique unidirectionnelle à feuille, avec une résistance électrique de 120 Ω , a été retenue comme jauge optimale pour le suivi des contraintes dans le boulon de roche instrumentée. Les caractéristiques de ce type de jauges sont décrites dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 Caractéristiques de la jauge de contrainte 1-LY11-10/120

Notation	Type	Resistance de jauges (à 24°C)	Longueur active	Facteur de jauge (à 24°C)
Jauge contrainte	à 1-LY11- 10/120	120 $\pm$ 0,2% ohm	20 mm	2,085 $\pm$ 0,5%

5.3.2 Étalonnage des jauges de contraintes

L'étalonnage des jauges de contraintes corrige les erreurs systématiques pour améliorer la précision des mesures. En comparant les déformations mesurées aux valeurs prédites par simulation numériques, il est possible d'ajuster les données. Les coefficients d'étalonnage sont enregistrés dans la mémoire du microcontrôleur de l'instrument, permettant un suivi précis des données. Les résultats d'une calibration axiale typique de quelques essais sont résumés au sein du Tableau 5.3.

Tableau 5.3 Données étalonnées des mesures des jauges de contraintes

Déformation appliquée ($\mu\epsilon$)	Déformation mesurée 1 ($\mu\epsilon$)	Déformation mesurée 2 ($\mu\epsilon$)	Déformation mesurée 3 ($\mu\epsilon$)	Déformation mesurée 15 ($\mu\epsilon$)	Déformation mesurée 16 ($\mu\epsilon$)
0	0	-0.008	1.1	0.01	0
50	51	50.08	57	52	51.2
110	108	112	113.8	110.04	111
180	182	181.1	180.05	179.5	180.5
205	204.9	205.8	207	200	203
300	303	301.5	305	296	302

5.4 Système d'acquisition des données

Le système d'acquisition de données présenté dans cette section est conçu pour fonctionner en mode in situ, permettant la collecte des données de l'ancrage instrumenté directement dans les conditions de terrain. Les composants des différents bancs d'essai utilisés en laboratoire sont quant à eux détaillés dans la section 5.5, où le protocole expérimental pour chaque essai est décrit individuellement.

5.4.1 Composants du système d'acquisition de données

Le système d'acquisition de données repose sur des microcircuits électroniques capables de détecter les changements de résistance dans les jauges de contrainte.

Chaque jauge installée sur les boulons d'ancrage possède une plage de résistance propre, influencée par son facteur de jauge et les contraintes exercées. Pour mesurer cette résistance, les jauges sont intégrées dans un pont de Wheatstone en configuration quart de pont, constitué de deux résistances fixes et d'une résistance ajustable permettant de compenser les effets de la résistance du capteur ainsi que des câbles connectés au boulon. Les différents circuits en quart de pont reçoivent les signaux des jauges de contrainte et les transmettent aux amplificateurs, qui sont ensuite reliés au microcontrôleur Arduino NANO. Chaque microcontrôleur Arduino est composé d'un convertisseur, d'un intégrateur, d'un circuit de multiplexage, etc. Les amplificateurs et l'Arduino NANO fournissent une alimentation de 5 V, assurent la mise à la terre, enregistrent les signaux issus des jauges, et transmettent des impulsions d'horloge nécessaires à la fréquence de mesure en temps réel. Pour l'archivage et le transfert des données, chaque Arduino NANO est relié à un Raspberry Pi, équipé d'un module WiFi, qui envoie les informations vers une interface web ou une base de données en ligne. La Figure 5.6 illustre le schéma du prototype de ce système d'enregistrement des données.

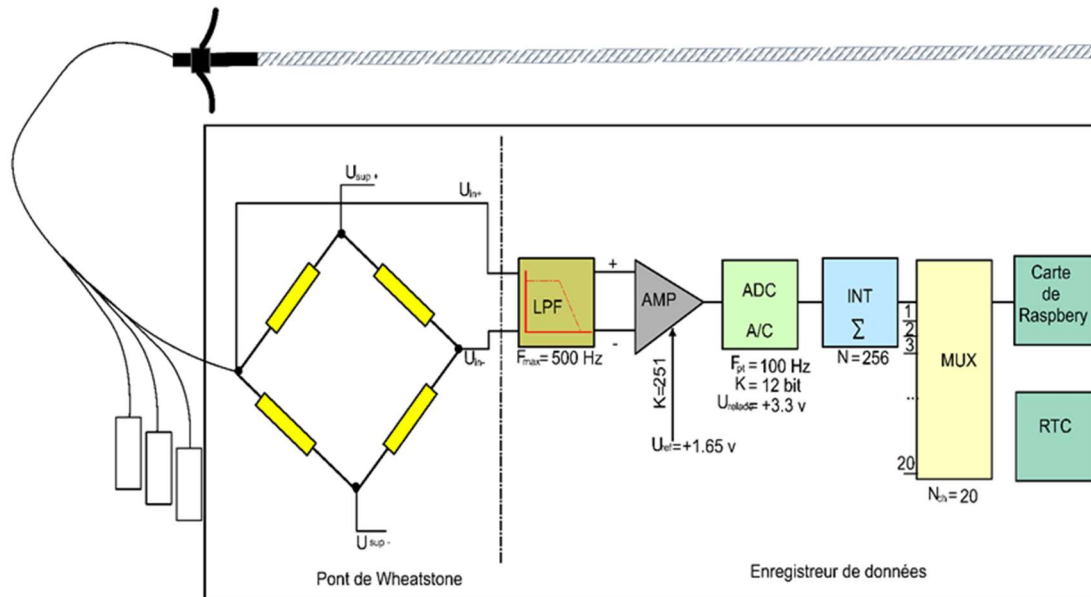


Figure 5.6 Schéma du système d'acquisition du boulon instrumentée en mode in situ (adapté de [66])

5.5 Protocole expérimental

Le protocole expérimental a été conçu pour évaluer le comportement des boulons d'ancrage instrumentés sous différents types de chargement, notamment par flexion et vibrations. Les essais ont été réalisés au laboratoire avec pour but de simuler les conditions rencontrées en environnement minier, afin de mieux comprendre la performance et la résistance des boulons dans des situations réelles.

5.5.1 Protocole des tests de flexion

- **Échantillon de boulon instrumentée**

La procédure d'échantillonnage du boulon instrumenté s'est déroulée en trois phases principales, comme illustré à la Figure 5.7. D'abord, des rainures ont été usinées à chaque emplacement de mesure le long du boulon grâce à une fraiseuse, permettant ainsi de préparer l'espace pour un placement précis des capteurs. Ensuite, ces capteurs ont été insérés dans les rainures, et leurs câbles ont été soigneusement alignés le long du boulon en direction du filetage et de la plaque de rondelle pour faciliter la connexion. Enfin, afin de protéger les jauges de contrainte, les câbles, ainsi

que les pastilles de soudure contre les risques de dommages mécaniques, l'ensemble du dispositif a été scellé à l'aide de silicone, ce qui garantit ainsi la sécurité des composants et la fiabilité des données collectées pendant les essais.



Figure 5.7 Procédure d'échantillonnage du boulon instrumentée au laboratoire

- **Description du test de flexion simple.**

Le test de flexion simple a été effectué pour analyser la résistance des boulons d'ancrage soumis à des charges appliquées de manière unidirectionnelle. L'échantillon de boulon instrumenté est soutenu par deux appuis, tandis qu'une force est appliquée au centre du boulon, engendrant une déformation. Les jauges de contrainte, disposées le long du boulon, enregistrent les déformations résultantes causées par la flexion.

- **Description du test de flexion à 5 points.**

Le test de flexion à 5 points a été conçu pour évaluer le comportement des boulons d'ancrage sous des charges plus complexes et réparties. Dans cette configuration illustrée à la Figure 5.8, le boulon est soutenu à trois points, avec deux points d'application de force placés entre les supports extérieurs. Les jauges de contrainte positionnées le long du boulon mesurent les variations de déformation qui se produisent, offrant ainsi une analyse approfondie des zones susceptibles de subir des ruptures et de la réponse structurelle globale du boulon.

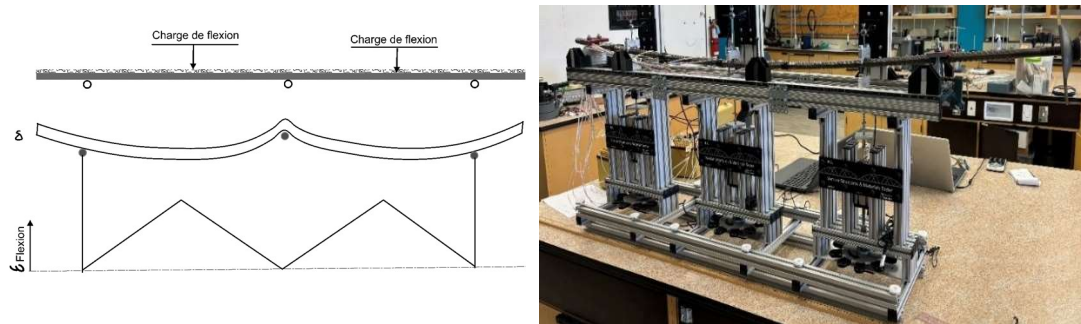


Figure 5.8 Test de flexion 5 points

5.5.2 Protocole des tests de vibrations

- **Techniques employées pour simuler les vibrations**

Les tests de vibrations ont été conduits pour simuler l'impact des vibrations sismiques sur les boulons d'ancrage. Pour cela, un banc d'essai illustré à la Figure 5.9 et équipé d'un système de vibration contrôlé a été utilisé, capable de reproduire des profils de vibrations spécifiques pour tester les boulons dans divers scénarios de fréquence et d'amplitude. Un générateur de fréquence a été employé pour créer une impulsion au sommet du boulon d'ancrage. Le signal capturé passe ensuite par un module d'entrée de vibration, équipé de filtres anti-aliasing intégrés qui s'ajustent automatiquement pour optimiser la fréquence d'échantillonnage. Après avoir été transmis à la machine à états développée, le signal est transformé du domaine temporel au domaine fréquentiel à l'aide de la transformation de Fourier. En enregistrant les réponses des jauges de contrainte durant ces tests, il devient possible d'évaluer la réaction des boulons aux conditions de vibration.

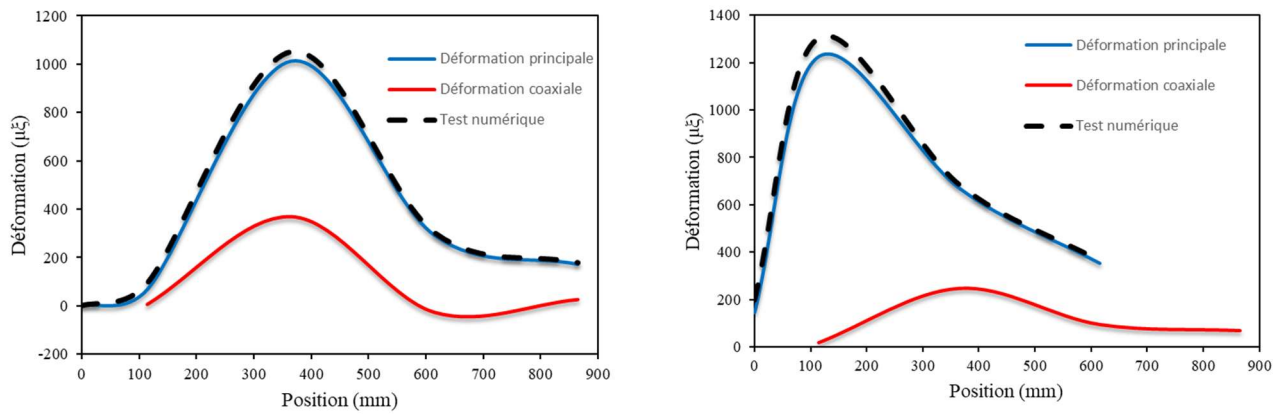


Figure 5.9 Test de vibration

5.6 Résultats et analyse des tests

5.6.1 Test de flexion 03 points

Les résultats illustrés à la Figure 5.10 montrent que pour une charge appliquée de 50 N, la déformation maximale atteinte est de $100 \mu\epsilon$. Lors de l'application d'une charge de 100 N, la déformation augmente pour atteindre $120 \mu\epsilon$. Cela montre une progression linéaire de la déformation en fonction de la charge appliquée, conformément aux prédictions théoriques pour des matériaux à comportement linéaire élastique. Les déformations coaxiales obtenues permettent d'évaluer l'effet des charges axiales résiduelles sur le comportement en flexion du boulon. Une forte déformation coaxiale peut indiquer une interaction entre la flexion et la traction/compression axiale, ce qui pourrait affecter la stabilité de l'ancrage dans un contexte minier.



a. Charge de flexion =50N

b. Charge de flexion =100N

Figure 5.10 Résultats du test de flexion simple

5.6.2 Test de flexion 5 points

Les résultats de ce test de flexion 5 points complètent ceux du test 3 points en démontrant que l'augmentation des points d'appui influence la répartition des contraintes, limitant ainsi les concentrations de déformation. Les déformations enregistrées (voir Figure 5.11) restent toutefois dans des valeurs proches de celles observées au test 3 points, confirmant la cohérence du matériau face à la flexion multi-points.

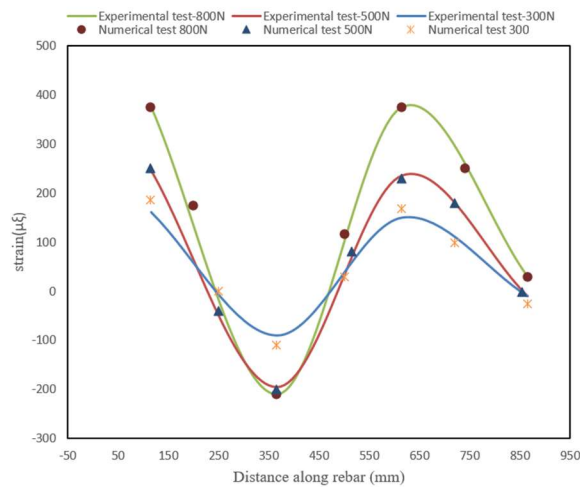


Figure 5.11 Résultat test de flexion 5 points

5.6.3 Test de vibrations

Pour le test de vibrations, nous avons comparé les courbes de vitesse en fonction du temps, calculées par intégration des données d'accélération mesurées à l'aide de l'accéléromètre (cf. Figure 5.12), avec les variations de tension en millivolts (mV) enregistrées par les jauges de déformation installées sur le boulon (cf. Figure 5.13). Cette comparaison vise à évaluer la corrélation entre la réponse vibratoire de la structure et les déformations subies par le boulon sous l'effet des vibrations. Les courbes de vitesse en fonction du temps, dérivées des mesures de l'accéléromètre, reflètent la dynamique vibratoire globale de la structure. Elles permettent d'identifier les fréquences propres, ainsi que l'intensité et la fréquence des impulsions vibratoires. Les variations de vitesse traduisent les niveaux d'accélération et offrent des indications sur les zones de résonance potentielles. Les jauges de déformation mesurent les microdéformations du boulon sous les sollicitations vibratoires, exprimées sous forme de variations de tension électrique. Ces variations sont liées aux efforts mécaniques agissant sur le boulon, ce qui permet de caractériser sa réponse interne face aux vibrations.

En comparant les deux ensembles de données, nous avons observé une correspondance temporelle entre les pics d'accélération de la structure et les variations de tension mesurées par les jauges de déformation. Ces corrélations, mises en évidence sur des zones spécifiques des courbes, indiquent une interaction synchronisée entre la réponse vibratoire de la structure et les déformations du boulon.

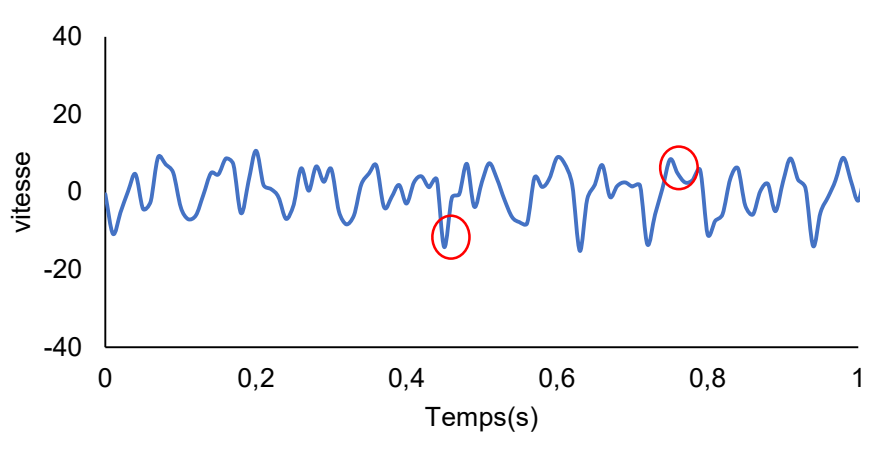


Figure 5.12 Vibrations enregistrée de l'accéléromètre

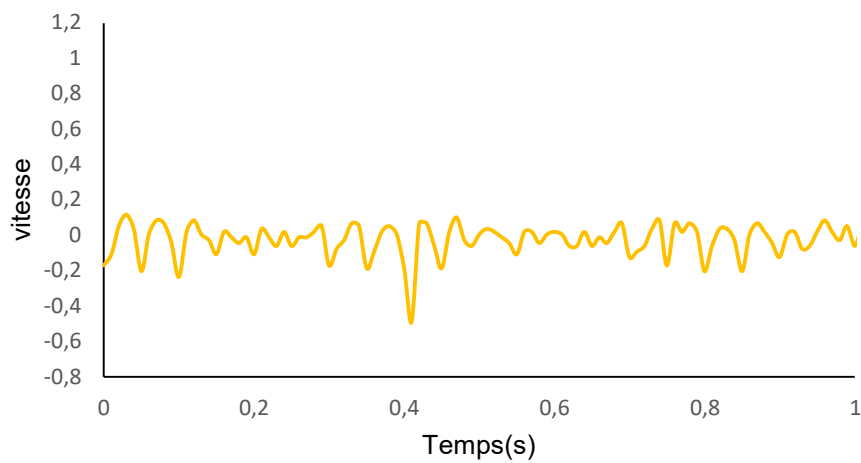


Figure 5.13 Vibrations enregistrées des jauges de contraintes sur le boulon

CHAPITRE 6 : CONCLUSIONS & PERSPECTIVES

6.1 Conclusions

La planification du soutènement dans les galeries minières souterraines est complexe en raison de la densité des dispositifs d'ancrage, des délais de contrôle et des coûts des équipements spécialisés. La défaillance des boulons d'ancrage peut indiquer une instabilité et fournir des informations critiques sur les contraintes dans le massif rocheux. L'absence de données en temps réel contraint les ingénieurs à prendre des décisions basées sur des estimations incertaines, augmentant ainsi le risque de chute de toit. Cette recherche s'est donc structurée autour de trois objectifs spécifiques : (1) l'évaluation analytique des performances des boulons d'ancrage dans un scénario de chargement en tension, identifiée comme la configuration la plus courante de défaillance ; (2) l'analyse numérique du comportement des boulons d'ancrage et de leurs interactions avec le milieu rocheux environnant ; (3) la mise en place de configurations expérimentales pour l'instrumentation des boulons.

Pour atteindre ces objectifs, ce mémoire est sectionné en six chapitres. Tout d'abord, la revue de littérature a établi les fondements théoriques nécessaires pour comprendre les enjeux de stabilité dans les galeries minières et identifier les solutions de soutènement adaptées. Elle a exploré les notions de contraintes du massif rocheux, les risques de chutes de blocs et les diverses formes d'instabilité pouvant compromettre la sécurité, tout en présentant les techniques de soutènement. Le chapitre 2 a abordé le premier objectif en développant un modèle mécanique novateur pour analyser les performances analytiques des boulons d'ancrage sous charge de tension. Ce modèle considère le coulis et la roche environnante comme un système intégré et applique une loi non linéaire de contrainte/glisement, prenant en compte les phases élastiques, de glissement progressif et post-glisement. Il permet ainsi d'anticiper le comportement des systèmes d'ancrage et de modéliser des indicateurs de performance critiques tels que le glissement à l'interface boulon/environnement, la contrainte résiduelle de cisaillement et la relation charge-déplacement.

Le deuxième objectif, centré sur l'analyse numérique du comportement des boulons d'ancrage, a permis d'explorer les interactions complexes entre ces éléments, le massif rocheux et le coulis d'injection en milieu souterrain. Trois modèles numériques ont été développés à cet effet. Le premier, axé sur les propriétés élasto-plastiques des composants du boulon, sert d'évaluation préliminaire avant leur installation. Le deuxième modèle approfondit cette analyse en intégrant les interactions entre le boulon, la roche et le coulis, tout en simulant les déformations en fonction des caractéristiques mécaniques du massif rocheux. Le troisième modèle adopte une approche plus large en examinant l'ensemble du réseau de boulons dans une galerie, évaluant l'impact des charges statiques et dynamiques sur la stabilité générale de l'ouvrage minier. L'intégration de ces modèles dans le logiciel Abaqus assure une précision et une fiabilité optimales des simulations, établissant un lien entre la performance individuelle des boulons et la stabilité du système de soutènement. Le troisième objectif a conduit à l'élaboration d'une stratégie d'instrumentation des boulons d'ancrage, impliquant la conception de configurations expérimentales adaptées à la sélection des capteurs et des systèmes d'acquisition de données, garantissant ainsi la pertinence et la fiabilité des informations collectées.

La validation des approches proposées a été confirmée par la convergence des résultats obtenus avec les tendances observées dans la littérature, ainsi qu'avec les outils analytiques et expérimentaux existants.

6.2 Perspectives

Bien que cette recherche ait considérablement approfondi notre compréhension du comportement des boulons d'ancrage dans les galeries minières souterraines et contribué au développement d'approches d'instrumentation visant à garantir la fiabilité des systèmes de soutènement, plusieurs recommandations et perspectives de recherche restent à explorer :

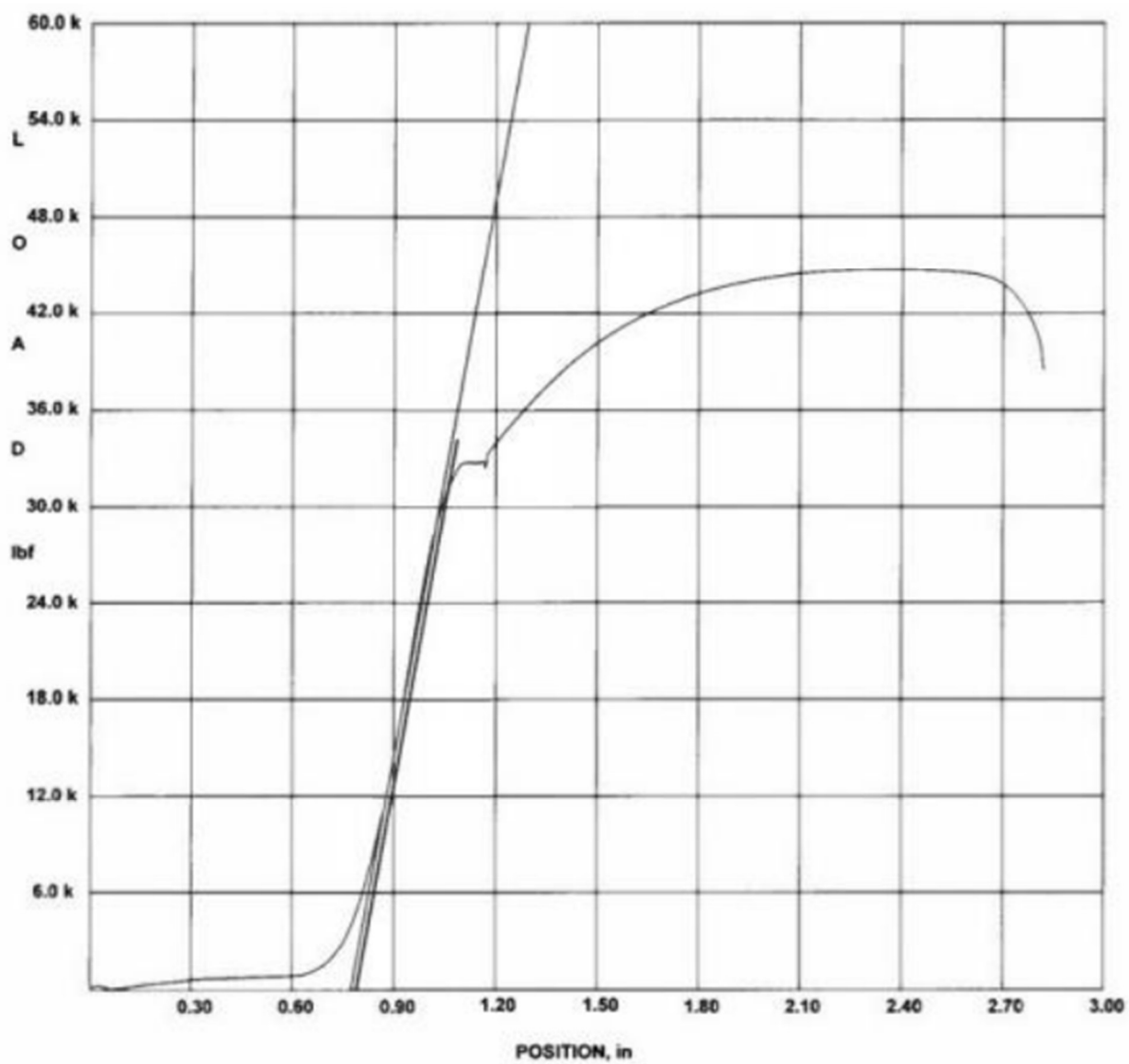
- Développement des modèles analytiques qui décrivent l'interaction entre le boulon d'ancrage et son milieu environnant en tenant en compte les effets de fluage, de l'endommagement progressif du matériau et des conditions de

chargement cycliques et dynamiques (microséismes et vibrations induites par les travaux miniers);

- Développement de modèles numériques qui intègrent les problèmes et les conditions spécifiques de chargements dynamiques (sismiques) non linéaires pour une meilleure prédiction des instabilités ;
- Développement des algorithmes de retro-calcul et d'estimation de la contrainte rocheuse à partir des données de boulons d'ancrages instrumentées;
- Conception de capteurs multifonctionnels capables de mesurer simultanément plusieurs paramètres critiques (température, déformations, vibrations, pression) liés aux instabilités de roches.

En tenant compte de ces perspectives, les recherches futures pourraient non seulement améliorer la conception et l'efficacité des systèmes de soutènement dans les galeries minières, mais également renforcer la sécurité des opérations face aux risques d'instabilité. Ces avancées pourraient jouer un rôle essentiel dans l'établissement de normes plus strictes en matière de sécurité et de durabilité dans l'industrie minière, tout en contribuant à atténuer l'impact environnemental des activités d'extraction.

**ANNEXE A – COURBE CHARGE/DEPLACEMENT DU SCÉNARIO DE TENSION
EXPÉRIMENTAL D'UN BOULON D'ANCRAGE DE TYPE REBAR**



BIBLIOGRAPHIE

- [1] Gouvernement du Canada, "Production minérale canadienne," ed.
- [2] Institut de la statistique du Québec, *Mines en chiffres : production minérale au Québec 2019*, Gouvernement du Québec, 2019. [En ligne]. Disponible : <https://statistique.quebec.ca/fr/fichier/mines-en-chiffres-production-minerale-quebec-2019.pdf>.
- [3] P. Konicek, K. Soucek, L. Stas, and R. Singh, "Long-hole destress blasting for rockburst control during deep underground coal mining," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 61, pp. 141-153, 2013, doi: [10.1016/j.ijrmms.2013.02.001](https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2013.02.001)
- [4] P. G. Ranjith, J. Zhao, M. Ju, R. V. S. De Silva, T. D. Rathnaweera, and A. K. M. S. Bandara, "Opportunities and Challenges in Deep Mining: A Brief Review," vol. 3, no. 4, pp. 546-551, 2017, <https://doi.org/10.1016/J.ENG.2017.04.024>
- [5] Hedley, D. G. F. (1988). Historical review of rockbursts in Ontario mines. Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Mining Research Laboratories, Division Report, 88-28 (TR).
- [6] P. Côté, "Augmentation des activités sismiques à la mine LaRonde," *Ici Radio-Canada, Abitibi-Témiscamingue*, février 2019. [En ligne]. Disponible : <https://ici.radio-canada.ca/nouvelle/1152337/agnico-eagle-secousse-sismique-mine-abitibi-temiscamingue>.
- [7] M.-A. Landry, "Événement sismique à la mine Goldex de Val-d'Or," *Ici Radio-Canada, Abitibi-Témiscamingue*, mai 2024. [En ligne]. Disponible : <https://ici.radio-canada.ca/nouvelle/2075665/mine-goldex-valdor-sismique>.
- [8] K. Ormonde. "Miner struck by rockfall at a development face." Queensland Department of Natural Resources and Mines. <https://www.rshq.qld.gov.au/safety-notices/mines/miner-struck-by-rockfall-at-a-development-face>
- [9] C. Mark, D. M. Pappas, T. M. Barczak, S. National Institute for Occupational, and Health, *Current trends in reducing ground fall accidents in U.S. coal mines 2009*. Littleton, CO: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc.
- [10] M. Sazid, K. Hussein, and K. Abudurman, "Rock Stress Measurement Methods in Rock Mechanics, A Brief Overview," *World Journal of Engineering and Technology*, vol.11, no.02, pp. 252-272, 2023
- [11] M. Janiszewski, k. Insinöoritietiden, M. Rinne, and W. Mai. (2021). Development and testing of smart rock bolt for rock stress monitoring.
- [12] J. Hadjigeorgiou, F. o. Charette, and Q. b. Association minière du, *Guide pratique du soutènement minier*, Deuxième édition ed. [Sainte-Foy, Québec]: Association minière du Québec , 2009.
- [13] C. Mark, R. C. Stephan, and Z. Agioutantis, "Analysis of Mine Roof Support (AMRS) for US Coal Mines," *Mining, Metallurgy & Exploration : An Official International Peer-reviewed Journal of the Society*, vol. 37, no. 6, pp. 1899-1910, 2020, <https://doi.org/10.1007/s42461-020-00301-x>
- [14] M. International Society for Rock, J. A. Franklin, and K. Kim, *Suggested methods for rock stress determination*. [Lisboa]: [The Society] , 1987.

- [15] E. R. Leeman, *The Measurement of changes in rock stress due to mining*. National Mechanical Engineering Research Institute , 1959.
- [16] Sazid, M. , Hussein, K. and Abudurman, K. (2023) Rock Stress Measurement Methods in Rock Mechanics—A Brief Overview. *World Journal of Engineering and Technology*, 11, 252-272. doi: [10.4236/wjet.2023.112018](https://doi.org/10.4236/wjet.2023.112018).
- [17] M. Aubertin and R. Simon, "A damage initiation criterion for low porosity rocks," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 34, no. 3-4, pp. 17.e1-17.e15, [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)00145-7](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)00145-7)
- [18] R. Tatiya, *Surface and underground excavations : methods, techniques and equipment*, 2nd ed. Boca Raton: CRC Press/Balkema, 2013.
- [19] M. Sellouk et K. Omraci, *Le boulonnage du toit des galeries minières : conception et mise en place*, Mémoire de projet de fin d'études, Génie minier, École Nationale Polytechnique, Alger, 2006.
- [20] F. Lemy et J. Hadjigeorgou, *Outil multimédia adapté à l'industrie minière québécoise permettant de former les mineurs à l'installation des boulons d'ancrage*, Mémoire de maîtrise, 2014. [En ligne]. Disponible : <https://www.collectionscanada.gc.ca/obj/s4/f2/dsk3/ftp04/mq33698.pdf>.
- [21] DSI Underground, *Ground Control Solutions*, 2020, [En ligne].
- [22] Normet, *D-Bolt Technical Data Sheet Global*, [En ligne]
- [23] B. T. T. Mostafa Benzaazoua, Ouellet Serge;, "Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie II: comportement a court, a moyen et a long terme," 2003.
- [24] A. Ivanović and R. D. Neilson, "Modelling of debonding along the fixed anchor length," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 46, no. 4, pp. 699-707, 2009, <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.09.008>.
- [25] M. Moosavi, A. Jafari, and A. Khosravi, "Bond of cement grouted reinforcing bars under constant radial pressure," *Cement and Concrete Composites*, vol. 27, no.1, pp.103-109, 2005, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2003.12.002>
- [26] D. Li, S. Ma, M. Lane, P. Chang, B. Crompton, and S. A. Hagen, "Laboratory Investigations into the Failure Mechanisms of New Yielding and Inflatable Rockbolts Under Axial and Shearing Loading Conditions," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 56, no. 1, pp. 565-587, 2022, <https://doi.org/10.1007/s00603-022-03086-1>
- [27] C. C. Li, "Field Observations of Rock Bolts in High Stress Rock Masses," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 43, no. 4, pp. 491-496, 2010, <https://doi.org/10.1007/s00603-009-0067-8>
- [28] I. W. Farmer, "Stress distribution along a resin grouted rock anchor," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, vol. 12, no. 11, pp. 347-351, [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(75\)90168-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(75)90168-0)
- [29] R. K. Dunham, *Anchorage tests on strain-gauged resin bonded bolts*, 1977.
- [30] B. Benmokrane, A. Chennouf, and H. S. Mitri, "Laboratory evaluation of cement-based grouts and grouted rock anchors," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, vol. 32, no. 7, pp. 633-642, [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(95\)00021-8](https://doi.org/10.1016/0148-9062(95)00021-8)

- [31] F. F. Ren, Z. J. Yang, J. F. Chen, and W. W. Chen, "An analytical analysis of the full-range behaviour of grouted rockbolts based on a tri-linear bond-slip model," *Construction and Building Materials*, vol. 24, no. 3, pp. 361-370, 2010, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.08.021>
- [32] S. Ma, J. Nemcik, and N. Aziz, "An analytical model of fully grouted rock bolts subjected to tensile load," *Construction and Building Materials*, vol. 49, pp. 519-526, 2013.
- [33] M. Ghadimi, K. Shahriar, and H. Jalalifar, "A new analytical solution for the displacement of fully grouted rock bolt in rock joints and experimental and numerical verifications," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 50, pp. 143-151, 2015.
- [34] P. Singh and A. J. S. Spearing, "An Improved Analytical Model for the Elastic and Plastic Strain-hardening Shear Behaviour of Fully Grouted Rockbolts," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 54, no. 8, pp. 3909-3925, 2021, <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02439-6>
- [35] Y. Chen *et al.*, "Effect of joint microcharacteristics on macroshear behavior of single-bolted rock joints by the numerical modelling with PFC," *Environmental Earth Sciences*, vol. 81, 2022.
- [36] P. K. Singh, "Blast vibration damage to underground coal mines from adjacent open-pit blasting," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 39, no. 8, pp. 959-973, 2002, [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00098-9](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00098-9)
- [37] H. Jalalifar, N. Aziz, and M. Hadi, "The effect of surface profile, rock strength and pretension load on bending behaviour of fully grouted bolts," *Geotechnical & Geological Engineering*, vol. 24, pp. 1203-1227, 2006.
- [38] P. Singh, H. Jang, and A. J. S. S. Spearing, "Improving the Numerical Modelling of In-Situ Rock Bolts Using Axial and Bending Strain Data from Instrumented Bolts," *Geotechnical and Geological Engineering : An International Journal*, vol. 40, no. 5, pp. 2631-2655, 2022, <https://doi.org/10.1007/s10706-022-02051-7>
- [39] A. Spearing and A. Hyett, "In situ monitoring of primary roofbolts at underground coal mines in the USA," *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, vol. 114, no. 10, pp. 791-800, 2014.
- [40] R. Masoudi and M. Sharifzadeh, "Reinforcement selection for deep and high-stress tunnels at preliminary design stages using ground demand and support capacity approach," *International Journal of Mining Science and Technology*, vol. 28, no. 4, pp. 573-582, 2018, <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2018.01.004>
- [41] H. J. N. Aziz, J. Concalves, "Bolt Surface Configurations and Load Transfer Mechanism," 2006. [En ligne], <https://ro.uow.edu.au/coal/51/>
- [42] L. Blanco Martín, M. Tijani, and F. Hadj-Hassen, "A new analytical solution to the mechanical behaviour of fully grouted rockbolts subjected to pull-out tests," *Construction and Building Materials*, vol. 25, no. 2, pp. 749-755, 2011, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.011>
- [43] S. Ma, Aziz, N., Nemcik, J., and Mirzaghorbanali, "The Effects of Installation Procedure on Bond Characteristics of Fully Grouted Rock Bolts," *Geotechnical*

- Testing Journal*, vol. Vol. 40, No. 5, pp. pp. 846–857, 2017, <https://doi.org/10.1520/GTJ20160239>.
- [44] H. Jalalifar and N. Aziz, "Experimental and 3D numerical simulation of reinforced shear joints," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 43, pp. 95-103, 2010.
 - [45] P. Egger, F. d. r. Pellet, Z. Q. Wei, and F. o. Descoeudres, *Numerical and experimental investigations of the behaviour of reinforced jointed media ; Analytical model for the mechanical behaviour of bolted rock joints subjected to shearing* (Communication des Laboratoires de Mécanique des Sols et des Roches; no. 167). Lausanne: Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (En ligne), 1996.
 - [46] T. Freeman, "The behaviour of fully-bonded rock bolts in the Kielder experimental tunnel," *Tunnels & Tunnelling International*, vol. 10, no. 5, 1978.
 - [47] M. O. Serbousek and S. P. Signer, *Linear load-transfer mechanics of fully grouted roof bolts*. US Department of the Interior, Bureau of Mines, 1987.
 - [48] J. Johnson, T. Brady, M. Larson, R. Langston, and H. Kirsten, "Use of strain-gauged rock bolts to measure rock mass strain during drift development," in *ARMA US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, 1999: ARMA, pp. ARMA-99-0497.
 - [49] S. P. Signer, "Load behavior of grouted bolts in sedimentary rock," *Proceedings, New Technology for Coal Mine Roof Support*, no. 2000-2151, p. 73, 2000.
 - [50] A. Hyett, B. Forbes, and A. Spearing, "Enlightening Bolts: Determination of the strain profile along fully grouted rock bolts using distributed optical sensing," in *Proc. of the 32nd International Congress on Ground Control in Mining, Morgantown, WV*, 2013, pp. 107-112.
 - [51] T. Kostecki, A. Spearing, B. Forbes, and A. Hyett, "New instrumented method to measure the true loading profile along grouted rockbolts," *SME transactions*, January, 2016.
 - [52] M. Schroeck, W. Ecke, and A. Graupner, "Strain monitoring in steel rock bolts using FBG sensor arrays," in *Applications of Optical Fiber Sensors*, 2000, vol. 4074: SPIE, pp. 298-304.
 - [53] B. J. Forbes, "The application of distributed optical sensing for monitoring support in underground excavations," Queen's University (Canada), 2015.
 - [54] B. Forbes, N. Vlachopoulos, and A. Hyett, "An optical sensor for capturing the three-dimensional bending of bolts," *Ground Support*, 2016.
 - [55] J. Delsing, J. Eliasson, P. Punal, and J. Gebart, "The IoT rockbolt," in *IoT conference: 26/10/2015-28/10/2015*, 2015.
 - [56] P. Puñal Pereira, "Efficient IoT Framework for Industrial Applications," 2016.
 - [57] Y. Yanagimura and J. Hadjigeorgiou, "A monitoring strategy to assess the effectiveness of pillar wrapping," *Caving*, pp. 501-516, 2022.
 - [58] S. Gangbing, L. Weijie, W. Bo, and H. Siu Chun Michael, "A Review of Rock Bolt Monitoring Using Smart Sensors," *Sensors*, vol. 17, no. 4, p. 776, <https://doi.org/10.3390/s17040776>.
 - [59] Z. Yue, A. Li, and P. Wang, "An analytical analysis for the mechanical performance of fully-grouted rockbolts based on the exponential softening

- model," *International Journal of Mining Science and Technology*, vol. 32, no. 5, pp. 981-995, <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2022.08.005>.
- [60] J. Chen, W. Zhang, J. Ma, B. Zeng, and Y. Huang, "An analytical approach to study the reinforcement performance of rock anchors," *Engineering Failure Analysis*, vol. 160, 2024, <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2024.108200>.
- [61] X. Lu, J. Teng, L. Ye, and J. Jiang, "Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete," *Engineering structures*, vol. 27, no. 6, pp. 920-937, 2005.
- [62] T. Isabelle, B.-M. Laura, H.-H. Faouzi, S. Jacques, L. Zbigniew, and W. Aleksander, "Laboratory pull-out tests on fully grouted rock bolts and cable bolts: Results and lessons learned," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 9, no. 5, pp. 843-855, <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.04.005>.
- [63] X. Bai, M. Zhang, and N. Yan, "Field contrast test and mechanism analysis on anchorage performance of anti-floating anchors with two different materials," *Tumu Gongcheng Xuebao/China Civil Engineering Journal*, vol. 48, no. 8, pp. 38-46 and 59, 2015.
- [64] M. He, S. Ren, L. Guo, W. Lin, T. Zhang, and Z. Tao, "Experimental study on influence of host rock strength on shear performance of Micro-NPR steel bolted rock joints," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 159, <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2022.105236>.
- [65] R. Shulin, T. Zhigang, H. Manchao, L. Mengnan, and S. Qiru, "Numerical simulation study on shear resistance of anchorage joints considering tensile-shear fracture criterion of 2G-NPR bolt," *International Journal of Coal Science & Technology*, vol. 10, no. 1, pp. 1-17, <https://doi.org/10.1007/s40789-023-00617-1>.
- [66] K. Fuławka, "Prototype of Instrumented Rock Bolt for Continuous Monitoring of Roof Fall Hazard in Deep Underground Mines," *Sensors (Basel, Switzerland)*, vol. 23, no. 1, 2022, <https://doi.org/10.3390/s23010154>