

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**Renforcement D'un talus rocheux , naturel fracturé ,
par tirant d'ancrages**

Présenté par : Ayad GHOZLANE

Encadrant : Othmani Nadia

M.C.B.

Université Badji Mokhtar ANNABA

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
A HACEN CHOUACH	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
OTHmani NADIA	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
Boukhatem Ghania	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie Allah le tout puissant de m'avoir aidé et éclairé mon chemin.

Je tiens à remercier mes très chers parents qui ont le droit de recevoir mes chaleureux remerciements pour le courage et le sacrifice qu'ils ont consentis pendant la durée de mes études en leurs souhaitant une longue vie pleine de joie et de santé,

Je tiens à exprimer toute mon estime et ma reconnaissance envers mon encadreur
OTMANI NADIA pour nous avoir
donné la chance de réaliser ce travail, pour la confiance qu'elle a manifesté à notre égard,
pour son aide précieuse, pour ses conseils très constructives et pour nous avoir soutenus et
toujours encouragés.

Mes vifs remerciements aux membres de jury, A HACEN CHOUACH et BOUKHATEM
GHANIA , pour l'honneur qu'ils nous font d'examiner ce travail.

Enfin, je remercie du fond du cœur ma famille et mon binôme GHOZLANE .

Je dédie ce travail à mon père et ma mère qui j'espère seront fiers de moi.

SELLAMI BASMA

Toute ma gratitude, grâce et remerciement vont en premier lieu à ALLAH le tout puissant très Miséricordieux, qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté d'accomplir ce Modeste travail.

Je tiens à remercier mon encadreur : Dr OTMANI NADIA pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période de travail.

Je remercie les membres du jury : Pr A. HACEN CHOUACH et Dr BOUKHATEM GHANIA pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'être examinateurs de mon mémoire.

Je remercie vivement ma petite famille et particulièrement ma chère mère et mon cher père et mes sœurs

Merci à mon binôme SELLAMI BASMA ainsi que mes amis

Je remercie vivement toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

AYAD GHOZLANE

RESUME

L'utilisation des tirants d'ancrages est l'une des approches les plus courantes pour le renforcement des talus rocheux. C'est une technique largement utilisée, car elle est à la fois efficace, économique et pratique. Son rôle est d'empêcher la chute ou le glissement des blocs isolés et éventuellement d'éviter la progression de l'instabilité. La difficulté principale dans la compréhension d'un tel mécanisme réside dans le nombre élevé de variables : Résistance de la roche, résistance de l'acier, dimensions des perforations... L'objectif de cette étude est d'examiner le comportement d'une structure composée d'un massif rocheux renforcé par des tirants d'ancrage en acier. Cette étude numérique est effectuée à l'aide du logiciel ABAQUS. Le but principal est de chercher la résistance à l'arrachement d'un boulon ancré dans un massif rocheux en lui appliquant des efforts de tractions. On s'intéresse également aux mécanismes de l'érosion du rocher lors de l'application des forces de volume au niveau de la structure. Le modèle employé dans ce travail est défini par une structure rocheuse axisymétrique ayant une longueur de 1500 mm et un diamètre de 1500 mm. Le renforcement est assuré par un boulon en acier de longueur 760 mm et de diamètre 20 mm.

ABSTRACT

The use of tie-rods is one of the most Common approaches for reinforcing rock slopes. It's a widely used technique, because it is efficient, economical and practical. Its role is to prevent the fall or slip of isolated blocks and possibly prevent the progression of instability. The main difficulty in understanding such a mechanism is the high number of variables: Rock strength, steel strength, perforation dimensions...

The aim of this study is to examine the behaviour of a structure composed of a rock mass reinforced by steel tie rods. This numerical study is carried out using the ABAQUS software. The main purpose is to look for the resistance to the pulling out of a bolt anchored in a rock mass by applying pull forces.

There is also interest in the mechanisms of rock erosion when applying volume forces to structure level. The model used in this work is defined by a rock structure axisymmetrical with a length of 1500 mm and a diameter of 1500 mm. The reinforcement is ensured by a steel bolt of length 760 mm and diameter 20 mm.

ملخص

ويعتبر استخدام قضبان التعادل من أكثر استخدام شائعة لتعزيز المنحدرات الصخرية. وهي تقنية مستخدمة على نطاق واسع، لأنها فعالة على حد سواء، والاقتصادي والعملي ويتمثل دورها في منع سقوط أو انزلاق كتل معزولة وربما منع تقدم عدم الاستقرار. وتتمثل الصعوبة الرئيسية في فهم مثل هذه الآلية في ارتفاع عدد المتغيرات: القوة الصخرية، القوة الفولاذية، أبعاد الثقوب...

والهدف من هذه الدراسة هو دراسة سلوك هيكل مؤلف من كتلة صخرية معززة بكتلة صخرية. بواسطة قضبان التعادل الصلب وتجري هذه الدراسة العددية باستخدام برنامج ABAQUS الحاسوبي.

الهدف الرئيسي هو العثور على مقاومة سحب مسمار مثبت في كتلة صخرية من خلال تطبيق قوى شد عليه. ومما له أهمية أيضا آليات تآكل الصخور عند تطبيق قوى الحجم على مستوى الهيكل ويحدد النموذج المستخدم في هذا العمل ببنية صخرية محورية يبلغ طولها 1500 ملم وقطرها من 1500 ملم. يتم التعزيز بواسطة مسمار فولاذي بطول 760 مم وقطر 20 مم.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Front de taille découpé au fil : le massif rocheux, milieu hétérogène, discontinu et anisotrope	07
Figure 1.2 : vues d’affleurements rocheux : orthotrope a); orthotrope de révolution b) .	08
Figure 1.3 : Aspect de fluage	12
Figure 1.4 : chute de pierres et de blocs	13
Figure 1.5 : phénomène d’éboulement	14
Figure 1.6 : l’érosion littorale	14
Figure 1.7 : Configuration des essais de compression uniaxiale et triaxiale de révolution .	16
Figure 1.8 : Essai de compression uni axiale sur une roche [Bourbié et <i>al.</i> 1986].....	16
Figure 1.9 : Configuration des essais hydrostatiques.....	17
Figure 1.10 : Schématisation de la déformation volumique d’une roche sous sollicitations hydrostatiques.....	17
Figure 1.11 : courbes contraintes-déformations pour différentes vitesses de chargement a), chemins de fluage et de relaxation b).	18
Figure 1.12 : Schéma d'un milieu stratifié.....	19
Figure 1.13 : Rupture de symétrie des contraintes tangentielles.....	20
Figure 1.14 : Quantités cinématiques dans un milieu de Cosserat.....	21
Figure 1.15 : Équation d’équilibre dans un milieu de Cosserat. (a) équilibre des forces ; (b) équilibre des moments.....	21
Figure 2.1 : Grillage plaqué ancré	24
Figure 2.2 : tirants d’ancrage	25
Figure 2.3 : excavation.....	26
Figure 2.4 : encrage inclinés.....	26
Figure 2.5 : encrage verticale	27
Figure 2.6 : tirant portuaires.....	27
Figure 2.7 : encrage consolident le soutènement.....	27
Figure 2.8 : encrage des fondations.....	28
Figure 2.9 : rôles des ancrages (Blanco Martin, 2012)	29
Figure 2.10 : Schéma des défèrent type de boulonnage utilisés	30
Figure 2.11 : Schéma du boulon à ancrage ponctuel	31
Figure 2.12 : Schéma du boulon à ancrage répété	32
Figure 2.13 : Schéma du boulon auto foreurs	33
Figure 2.14 : Schéma de principe du boulon mixte	33
Figure 2.15 : Schéma du boulon à friction auto foreurs	33
Figure 2.16 : Schéma du boulon type swellex	34
Figure 2.17 : Schéma du boulon type split set	34
Figure 2.18 : Schéma du boulon mixte type cone bolt	35
Figure 2.19 : Schéma de la tige dans le scellement	35
Figure 2.20 : Schéma du boulon type D Bolt	36
Figure 2.21 : Exemple de plaques	38
Figure 2.22 : Cisaillement d’un boulon au travers d’une discontinuité	42
Figure 2.23 : Schéma d’un boulon scellé au coulis et définition des différentes longueurs caractéristiques.....	43
Figure 3.1 : Partie d’un rocher fracturé	47
Figure 3.2 : Modes de ruptures de deux boulons dans un rocher	47
Figure 3.3 : Un boulon d’armature endommagé.....	48
Figure 3.4 : Boulons de roche rompus. (a) Boulon de barre brisé dans une masse de roche Suède. (b) Ensembles de rupture rompus dans une faible masse de roche, Australie	48
Figure 3.5 : Comportement en tête – d’après Fine (1998)	49
Figure 3.6 : Comportement à travers unjoint – d’aprèsStillborg (1994)	49
Figure 3.7 : Modes d’arrachement d’un ancrage réparti (Piguet et Revalor 1992)	50
Figure 3.8 : Echantillon d’essai	51

Figure 3.9 : Géométrie de la barre d'acier	51
Figure 3.10 : Géométrie et conditions aux limites du modèle.....	52
Figure 3.11 : Maillage des essais de Moosavi et al. (2005).....	52
Figure 3.12 : Contrainte et variable d'endommagement en fonction de la déformation en compression et en traction	54
Figure 3.13 : Courbes de comportement de l'ancrage sous différentes contraintes de confinement.....	55
Figure 3.14 : Déplacement radial à l'extérieur de l'échantillon sous différentes contraintes de confinement.....	56
Figure 3.15 : Diagrammes des variables de l'endommagement dt et dc de la déformation plastique équivalent ϵ_{pl} à l'instant t_1 avant le pic ($\delta_1 = 0.5\text{mm}$)	57
Figure 3.16 : Diagrammes des variables de l'endommagement dt et dc de la déformation plastique équivalent ϵ_{pl} à l'instant t_2 au pic ($\delta_2 = 1.5\text{ mm}$).....	57
Figure 3.17 : Rupture de l'ancrage sous une contrainte de confinement de 3,2 MPa	57
Figure 3.18 : Géométrie, conditions aux limites et maillage	58
Figure 3.19 : Courbes de comportement de l'ancrage $L=7d$ et comparaison avec l'expérimentation.....	60
Figure 3.20 : Courbes de comportement de l'ancrage $L=11d$ et comparaison avec l'expérimentation.....	60
Figure 3.21 : Courbes de comportement de l'ancrage $L=14d$ et comparaison avec l'expérimentation	61
Figure 3.22 : Contraintes de confinement générées par le bloc de béton à l'extérieur du scellement.....	63
Figure 3.23 : Déplacement radial à l'interface barre-scellement.....	63
Figure 3.24 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement en traction adapté au périmètre des éléments : $L=7d$	65
Figure 3.25 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement en traction adapté à la taille d'élément : $L = 7d$	65
Figure 3.26 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté au périmètre d'éléments : $L = 11d$	66
Figure 3.27 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté à la taille d'éléments $L = 11d$	67
Figure 3.28 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté au périmètre d'éléments : $L = 14d$	68
Figure 3.29 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté à la taille d'éléments : $L = 14d$	69
Figure 4-1 : schéma présente l'utilisation langage de script Python	72
Figure 4.2 : Structure d'une analyse sous Abaqus	73
Figure 4.3 : Organisation d'abaqus	74
Figure 4.4 : Réalisation de la mise en données d'un problème	75
Figure 4.5 : Géométrie de la structure(boulon +roche) en axi symétrie (demi structure).....	75
Figure 4.6 : Assignation des matériaux (Boulon en acier et Roche du type granite).....	76
Figure 4.7 : Discrétisation du modèle.....	78
Figure 4.8 :Conditions aux limites.....	79
Figure 4.9 :Application du chargement.....	80
Figure 4.10 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 1000N.....	81
Figure 4.11 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 5000N.....	81
Figure 4.12 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 10000N.....	82
Figure 4.13 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 15000N.....	82
Figure 4.14 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 20000N.....	83
Figure 4.15 : Déformation du boulon pour une charge de 1000N.....	83
Figure 4.16 : Déformation du boulon dans le sens vertical pour une charge de 5000N.....	84
Figure 4.17 : Déformation du boulon dans le sens vertical pour une charge de 10000N.....	85
Figure 4.18 : Déformation du boulon dans le sens vertical pour une charge de 15000N.....	86
Figure 4.19 : Déformation du boulon (base du boulon) dans le sens vertical pour une charge de 20000N	86

Figure 4.20 :Déformation du boulon dans le sens vertical pour une charge de 20000N.....	87
Figure 4.21 : Chargement du boulon et du rocher.....	88
Figure 4.22 :Massif rocheux du type Gypse, Effort du boulon= 1000N	89
Figure 4.23 :Massif rocheux du type granit, Effort du boulon= 1000N ,.....	89
Figure 4.24 :Massif rocheux du type Basalte, Effort du boulon= 1000N	90
Figure 4.25 : Massif rocheux du type Gypse, Effort du boulon= 1000N	90
Figure 4.26 :Massif rocheux du type granit, Effort du boulon= 1000N.....	91
Figure 4.27 :Massif rocheux du type Basalte, Effort du boulon= 1000N.....	92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : classification des roches détritiques	05
Tableau 1.2 : classification pétrographique simplifiée	07
Tableau 1.3 : quelques propriétés des minéraux courants	07
Tableau 2-1 : Dimensionnement des plaques de blocage en fonction du rocher rencontré	37
Tableau 3.1 : Paramètres du modèle CDP pour le coulis de ciment des essais de Moosavi et al. (2005)	53
Tableau 3.2 : Paramètres des modèles CDP utilisés pour la modélisation du matériau de scellement et du béton	59
Tableau 4.1 :Caractéristiques mécaniques du granit	75
Tableau 4.2 : Caractéristiques techniques	77

TABLE DE MATIERE

Remerciements	I
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
ملخص.....	V
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux	VIII
Sommaire.....	IX
INTRODUCTION GENERALE	01
•-----•	
CHAPITRE I	
Généralités sur les massifs rocheux	
•-----•	
1 introduction	03
2 Notions sur les Roches	03
2 .1 contexte géologique et hydrogéologique d'un massif rocheux	03
2.2 Roches sédimentaires	04
2.3 Classification des roches	04
3 Généralités sur les massifs rocheux	05
3.1 Caractères généraux du massif rocheux	05
3.2 Description et caractérisation de la matrice rocheuse	06
3.2.1 Description pétrographique	06

3.2.2 Essais d'identification.....	06
3.2.3 Masse volumique réelle.....	06
3. 2.4 Le massif rocheux un milieu orthotrope	08
4 Renforcement des massifs.....	08
4. 1 Fixation des dispositifs de protection contre les chutes de blocs.....	09
5 Les facteurs d'altération climatiques.....	09
les mécanismes d'instabilité dans les massifs rocheux	10
Les mouvements des terrains.....	10
Définition des mouvements des terrains	11
6.2 Types de mouvements des terrains	11
Les mouvements lents et continus	12
6.2.2 Les mouvement rapides , quasi instantanés et discontinus	13
7 Généralités sur la caractérisation expérimentale du comportement des roches...	14
7.1 Caractérisation expérimentale du comportement des roches.....	14
7.1.1 Essais dévia toriques.....	15
7.1.2 Essais hydrostatiques	16
7.2 Vitesse de sollicitation, réponse, vieillissement	17
7.3 Exemple d'application des milieux de Cosserat.....	18
7.4 Les massifs rocheux stratifiés	19
8 Conclusion.....	23

•-----•

CHAITRE II
TIRANTS D'ANCRAGES

•-----•

1 introduction	24
2 Type de tirant d'ancrages.....	25
3 Domaine d'utilisation	25
3 . 1 Excavation	25
3.2 Confortement de talus	26
3.3 Barrages	26
3.4 Murs de quais	27
Souterrains.....	27
3.6 Fondation	28
4 Les différentes parties du tirant	28
4.1 Force de précontrainte	28
Tête d'ancrage	28
5 Rôle de tirants d'ancrage	28
6 Les boulons d'ancrage	29
Définition	29
6.2 Les types de boulons sont à distinguer	30
6.2.1 Boulons à ancrage ponctuel	30
Boulons à ancrage répartie	31
Boulons mixtes	33
Boulons à friction	34
Boulons coulissants et autres	35
Boulonnage de front.....	36
Pointe ou dispositif d'ancrage	36
7.2 La tête	37
La plaque de répartition.....	37
8 Cas d'utilisation courante des boulons	39
9 Eléments de phasage de l'exécution d'un boulon	39
10 Comportement individuel d'un boulon.....	40
10.1 Arrachement.....	40
10.2 Cisaillement	41
10.3 Comportement d'un dispositif de boulons	42

11 Choix des aciers	42
11.1 Barre	42
11.2 Longueur de scellement	43
11.3 Gaine pour contenir le coulis frais	44
11.4 Anticorrosion des aciers	44
11.4.1 Galvanisation.....	45
11.4.2 Peintures anticorrosion.....	45
12 Conclusion.....	45

•-----•

CHAPITRE III
Etude bibliographique

•-----•

1 Recherches concernant la stabilisation des talus rocheux.....	46
1.1 Etude expérimentale montrant le comportement d'une barre scellée au rocher.....	46
1.2 Comportement à l'arrachement	48
1.3 Etude numérique.....	50
1.3.1 Modèle numérique avec des verrous de l'interface barre-scellement.....	50
1.4 Géométrie, conditions aux limites et maillage.....	51
1.4.1 Paramètres des modèles de comportement des matériaux et du contact.....	52
1.4.2 Chargement.....	54
1.4.3 Résultats de la modélisation numérique et analyses	55
1.5 Géométrie, conditions aux limites et maillage.....	58
1.5.1 Chargement.....	59
1.5.2 Paramètres des modèles de comportement des matériaux et de contact.....	59
1.5.3 Résultats de la modélisation numérique et analyses.....	60
1.5.4 Comparaison des courbes de comportement effort de traction –déplacement en Tête.....	60
2 Conclusion.....	69

•-----•

CHAPITRE IV
Modélisation du talus rocheux renforcé par Boulons d'ancrages

•-----•

1 Introduction	70
2 Présentation du code ABAQUS	71
2.1 Généralité sur le code de calcul ABAQUS.....	72
2.1.1 ABAQUS/Standard.....	72
2.1.2 ABAQUS/Explicit.....	72
2.1.3 ABAQUS/CAE.....	72
2.2 Les différents fichiers pour la simulation sous Abaqus.....	73
2.2.1 Fichier d'entrée (Input file).....	73
2.2.2 Fichier de résultats (output file).....	73
2.3 Autres fichiers créés par Abaqus lors de la simulation.....	73
2.4 Organisation de l'interface Abaqus CAE (complète Abaqus environnement).....	73
2.5 Passage successif dans.....	74
3 Comportement mécanique individuel du boulon.....	75
3.1Modèle utilisé.....	75
3.2 Caractéristiques mécaniques du granit.....	76
3.3 Caractéristiques techniques	77
3.4 Discrétisation.....	77
3.5 Le chargement mécanique.....	80
3.6 Analyse mécanique.....	80
3.6.1 Contrainte de Von Mises.....	80
3.6.2 Déformation du boulon.....	81
4 Comportement de la structure totale (talus rocheux avec ancrage).....	87

4.1 Contrainte de Von Mises.....	88
4.2 Déformation dans la structure (Effort du boulon= 1000N).....	90
CONCLUSIONS GENERALES	93
REFERENCE	95

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La rupture des talus rocheux peut contraindre la circulation des véhicules sur les routes nationales ou les autoroutes. Ces pentes rocheuses instables ont souvent conduit à des dommages sérieux, engendrant des travaux d'entretien, de réparation et de renforcement importants et onéreux. Les géologues attribuent les principales causes des glissements de terrain à plusieurs facteurs, notamment des facteurs naturels tels que l'érosion différentielle, les changements climatiques, les eaux de pluie ainsi que les tremblements de terre, et des facteurs humains tels qu'un mauvais drainage des eaux de pluie et des eaux usées. Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (éboulements rocheux, Chutes de pierre et de blocs , solifluxion , affaissements Erosion littorale ...). Les roches stériles qui sont entreposées en surface sous forme d'empilements, que l'on appelle hales à stériles, sont exposées aux conditions climatiques. Les haldes à stériles peuvent avoir des hauteurs de plusieurs dizaines de mètres et couvrir de grandes superficies, selon la topographie du site et le type d'exploitation minière. Si elles contiennent des minéraux réactifs, les conditions environnementales peuvent s'avérer favorables à leur oxydation et à la dissolution/solubilisation des éléments mobiles pour former un lixiviat contaminé (Fala, 2003; Aubertin et al., 2005). Dans de nombreux cas, l'utilisation des tirants d'ancrages est l'une des approches les plus courantes pour le renforcement des talus rocheux. C'est une technique largement utilisée, car elle est à la fois efficace, économique et pratique. Son rôle est d'empêcher la chute ou le glissement des blocs isolés et éventuellement d'éviter la progression de l'instabilité. La technique consiste à ancrer à l'intérieur de la roche une barre de matériau résistant (tige d'acier de 16 à 25 mm de diamètre, et de 1,5 à 6 m de longueur), qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau rocheux, permet de tirer profit des caractéristiques résistantes propres des roches de manière à assurer ainsi leur soutènement. Il est courant d'observer que sous l'effet des contraintes tectoniques, un massif rocheux présente un réseau régulier de fractures lui donnant du point de vue macroscopique l'apparence d'une structure de blocs rocheux. La mécanique des milieux continus classiques offre un cadre approprié et bien établi lorsqu'il s'agit de modéliser un processus de déformation dont la

longueur d'onde dominante est grande comparée à la taille caractéristique des discontinuités de la structure considérée. Les méthodes d'homogénéisation permettent de définir les caractéristiques mécaniques d'un milieu continu équivalent, à grande échelle, au matériau discontinu initial (Bakhalov et Panasenko, 1989). L'objectif de cette étude est d'examiner le comportement d'une structure composée d'un massif rocheux renforcé par des tirants d'ancrage en acier. Cette étude numérique est effectuée à l'aide du logiciel ABAQUS. Le but principal est de chercher la résistance à l'arrachement d'un boulon ancré dans un massif rocheux en lui appliquant des efforts de tractions. On s'intéresse également aux mécanismes de l'érosion du rocher lors de l'application des forces de volume au niveau de la structure. Le modèle employé dans ce travail est défini par une structure rocheuse axisymétrique ayant une longueur de 1500 mm et un diamètre de 1500 mm. Le renforcement est assuré par un boulon en acier de longueur 760 mm et de diamètre 20 mm.

CHAITRE I
GENERALITES SUR LES MASSIFS
ROCHEUX

Chapitre I : Généralités sur les massifs rocheux

1 Introduction

Le climat correspond à une représentation statique de certaines quantités caractéristiques (température, précipitations...) sur des durées allant du mois au million d'années. Le climat correspond donc à un état « moyen » d'un système complexe, appelé système climatique, qui comprend cinq composantes majeures interagissant entre elles (atmosphère, hydrosphère, Cryosphère, biosphère et surface terrestre) et influencées par des phénomènes externes tels l'ensoleillement, l'orbite terrestre et l'activité humaine (intergouvernemental panel on climate change, 2007). La complexité d'un tel système, et le fait notamment que ses différentes composantes ont des temps de réponse différents à un changement d'état, fait que le climat n'est pas figé mais varie en fonction du temps et de l'échelle considérée. C'est ce que l'on appelle la variabilité climatique [01].

2 Notions sur les Roches

La description d'une roche se fait à plusieurs échelles. Au niveau de l'affleurement, on étudie l'homogénéité et le débit de la roche ; ce dernier correspond à la fracturation du massif et, éventuellement, à son litage pour les roches sédimentaires. À l'échelle de l'échantillon, la structure ou fabrique désigne la taille, la forme des grains et leurs relations spatiales. Au niveau du minéral, on observe la structure du cristal (zonation, déformation...).

Les roches sont classées, selon de nombreux critères, en différents groupes dont les principaux sont donnés ci-après. On distingue les roches exogènes (sédimentaires et résiduelles) formées à la surface de l'écorce terrestre, et les roches endogènes (magmatiques et métamorphiques) issues des profondeurs [02].

2.1 Contexte géologique et hydrogéologique d'un massif rocheux

la connaissance du cadre géologique général dans lequel se situe la massif est nécessaire pour expliquer sa structure et la nature de la roche (unités géologiques concernées par le projet , relations entre elles , principaux accidents , histoire tectonique ...)

la description des conditions hydrogéologiques des discontinuités étant généralement associée à l'étude structurale du massif , il est également nécessaire de connaître le contexte hydrogéologique général : identification des aquifères et de leur mode de fonctionnement , type perméabilité , conditions d'alimentation , exutoires , etc

si la géologie générale du site est mal connue , une étude détaillée peut être nécessaire , utilisant les différents outils et méthodes de la géologie : levés de terrain, cartographie , recueil de

données hydrogéologiques , interprétation de photographies , imagerie géophysique, sondages , puits et galeries de reconnaissance .

pour l'étude structurale , il est parfois nécessaire de segmenter la massif étudié en sous-ensembles homogènes [05].

2.2 Roches sédimentaires

Représentant 75 % de la surface émergée, elles résultent de l'accumulation de fragments, débris de roche ou de coquille, et/ou de la précipitation à partir de solutions, donnant respectivement des roches détritiques, biogènes et physico-chimiques. L'étude des conditions de dépôt et des processus de sédimentation relève de la sédimentologie ; une étude sédimentologique peut être nécessaire pour expliquer certaines propriétés des roches (anisotropie , hétérogénéité, par exemple).

Les roches sédimentaires se présentent en strates issues des dépôts successifs, et leur aspect actuel résulte de la diagenèse, c'est-à-dire d'une transformation d'un dépôt meuble en roche plus ou moins cohérente.

Les roches détritiques, composées d'au moins 50 % de débris(fragments de roches et/ou de minéraux) provenant de l'érosion d'un continent, sont classées selon leur granularité, selon la forme et la nature des grains, et selon le degré de cimentation(tableau 1.1) [02].

2.3 Classification des roches

Une roche est un assemblage de minéraux, c'est-à-dire de cristaux(sauf quelques rares cas où existe une phase vitreuse). Le mécanicien des roches insistera sur la présence de défauts dans l'assemblage, pores ou fissures, qui influent fortement sur les propriétés du matériau.

Les géologues distinguent trois grandes catégories de roches en fonction de leur origine :

- les roches magmatiques (ou éruptives) résultent du refroidissement de magmas en fusion ;
- les roches sédimentaires se sont déposées dans les mers ou les lacs et sont formées par accumulation de particules détritiques(résultant de la désagrégation des roches par l'érosion) ou biogènes(formées grâce à l'activité d'organismes) ;
- les roches métamorphiques sont le produit de la transformation à l'état solide d'une roche préexistante, avec modifications structurales et en général apparition de nouveaux minéraux, sous l'influence de la pression et de la température. La très grande variété des espèces minéralogiques et des roches a conduit les géologues à diverses classifications, faisant appel à de nombreux termes pétrographiques . Une classification pétrographique simplifiée est présentée dans le tableau 1.2 [02].

Tableau 1.1 : classification des roches détritiques

Dimension de la majorité des grains	Roche consolidée	Roche meuble
> 2 mm	Conglomérat. Brèche	Graviers. Blocs
63 μm à 2 mm	Grès	Sable
2 μm à 63 μm	Siltite	Limon
< 2 μm	Argilite	Argile

3 Généralités sur les massifs rocheux

Un massif rocheux tel que nous l’observons aujourd’hui résulte d’une longue histoire géologique, souvent complexe, qui comprend une phase de formation du matériau (dépôt et consolidation dans le cas d’une roche sédimentaire, cristallisation dans le cas d’une roche magmatique, etc.), une ou plusieurs phases de déformations tectoniques (avec formation de plis et de failles) et de transformations métamorphiques (foliation, recristallisation), et enfin une période d’altération météorique pour les parties proches de la surface.

Deux échelles d’étude sont adoptées : celle de la roche (échantillon de laboratoire ou affleurement ponctuel) et celle du massif rocheux qui est aussi celle de l’ouvrage [02].

3.1 Caractères généraux du massif rocheux

Un massif rocheux est un milieu complexe (figure 1.1) :

Monolithiques, séparés par des discontinuités qui constituent des sites de faiblesse mécanique et des lieux privilégiés de circulation d’eau ;

- hétérogène : des hétérogénéités existent à différentes échelles, comme par exemple : alternance de bancs durs et de bancs tendres, contacts tectoniques anormaux mettant en présence des formations très différentes, zones de dissolution karstique ou d’altération locale ;
- anisotrope : l’anisotropie peut apparaître dès la formation de la roche (disposition stratifiée des roches sédimentaires) ou en liaison avec le métamorphisme (foliation des gneiss et micaschistes), ou lors de la fracturation subie lors d’un épisode tectonique, etc. ;
- biphasique puisque contenant de l’eau au sein des pores de la matrice rocheuse ou dans les discontinuités ; cette eau peut modifier notablement les propriétés de la roche comme celles des discontinuités, donc aussi le comportement du massif rocheux [02].

3.2 Description et caractérisation de la matrice rocheuse

La description de la matrice rocheuse fait appel à des identifications et à des essais de laboratoire, dont les principaux sont décrits ci-après [02].

3.2.1 Description pétrographique

La description pétrographique consiste à déterminer la nature des différents minéraux, leur abondance relative, leur degré d'altération, leur taille et leur agencement, ainsi que l'existence éventuelle de pores. La figure 1.1 présente un exemple de roche observée en lame mince au microscope optique.

Le tableau 1.3 présente les caractéristiques de quelques minéraux courants.

3.2.2 Essais d'identification

Il s'agit d'essais simples, rapides, couramment pratiqués, et qui donnent, alliés à la description pétrographique, une image assez précise du matériau. Le tableau 1.3 présente quelques valeurs typiques de propriétés des roches les plus courantes [02].

3.2.3 Masse volumique réelle

C'est la masse volumique de la roche sèche, quotient de la masse de l'échantillon par son volume (enveloppe extérieure, incluant les pores intérieurs). Elle s'exprime en kg/m^3 ou en t/m^3 . Il ne faut pas la confondre avec la masse volumique absolue ρ_a , qui est la masse volumique de la matière minérale ($\rho_r \leq \rho_a$).



Figure 1.1 : Front de taille découpé au fil : le massif rocheux, milieu hétérogène, discontinu et anisotrope

Tableau 1.2 : classification pétrographique simplifiée

Famille	Teinte	Minéraux constitutifs	Principaux termes	Autres termes	
Roches magmatiques	volcaniques	claire ↓ sombre	quartz feldspaths amphiboles pyroxène olivine	trachyte, rhyolite andésite basalte	dolérite
	plutoniques	claire ↓ sombre	quartz feldspaths amphiboles pyroxène	granite diorite gabbro	microgranite microdiorite monzonite périclote
Roches métamorphiques	foliées	claire ↓ sombre	quartz micas amphibole	gneiss, micaschiste amphibolite	leptynite
	non foliées			marbre, cornéenne	
Roches sédimentaires	détritiques	sombre ↓ claire	argiles calcite quartz	pérites marnes grès	argilites
	biogènes et/ou chimiques		carbonates, sulfates, etc.	calcaires, craie, dolomies, gypse	meulière, charbon

Tableau 1.3 : quelques propriétés des minéraux courants

Minéraux		Masse volumique (t/m ³)	Dureté Vickers (HV)	Vitesse des ondes longitudinales (m/s)	Observations
Silicates	Quartz.....	2,65	1 250 à 1 400	6 050	inaltérable
	Feldspaths.....	2,55 à 2,75	650 à 800	5 800 à 6 200	
	Mica blanc.....	2,8 à 2,9	70 à 85	5 800	très anisotrope
	Mica noir.....	2,8 à 3,3	90	5 100	très anisotrope
	Amphiboles.....	3 à 3,4	730	7 200	anisotrope
Olivine.....	3,2 à 3,6	820	8 400		
Autres	Calcite.....	2,71	110 à 120	6 650	un peu soluble dans l'eau
	Dolomite.....	2,85 à 2,9	250 à 400	7 500	
	Gypse.....	2,3 à 2,4	50 à 70	5 200	soluble dans l'eau

3. 2.4 Le massif rocheux un milieu orthotrope

A l'échelle d'un massif rocheux, plusieurs familles de discontinuités peuvent coexister. Sous certaines conditions on peut représenter le massif par un milieu équivalent qui sera orthotrope, s'il y a trois plans de symétrie (Figure 1.2a), ou orthotrope de révolution lorsqu'il existe un seul plan de symétrie (Figure 1.2 b) [03].



Figure 1.2 : vues d'affleurements rocheux : orthotrope a); orthotrope de révolution b)

4 Renforcement des massifs

Les méthodes de renforcement par dispositifs passifs (clous, boulons) sont largement développées et s'appliquent principalement aux excavations réalisées dans des sols compacts ou indurés et les massifs rocheux : déblais, tunnels, mines, etc. Contrairement à leur comportement individuel tel qu'évoqué ci-dessus, le terrain encaissant joue un rôle important dans le comportement des clous et boulons.

Scellés dans la direction principale d'un champ « homogène » de déplacements du terrain, les renforts passifs sont sollicités axialement. Ils sont disposés, par exemple, pour lutter contre les mécanismes de déformation en paroi et au front dans les tunnels, ou contenir les déformations d'un talus de déblai. Scellés dans une direction transversale à ces mouvements, ils subissent une poussée latérale de la part du terrain. Dans les massifs rocheux fracturés superficiels, c'est à dire peu confinés, les déformations localisées le long des discontinuités prennent le pas sur les déformations « homogènes ». Dans ce cas les barres sont sollicitées localement en traction et en cisaillement [04].

Ainsi, les boulons sont soumis à des sollicitations superposées au sein des massifs où le comportement du rocher intervient dans le fonctionnement du système formé par la barre et son scellement :

- de par le champ des déformations imposées ;
- mais aussi par l'effet de la dilatance, diffus en milieu homogène frottant dense, ou localisé sur les discontinuités en milieu fracturé ;
- par conséquent le terrain rend possible un effet de groupe quand le renforcement est réalisé au moyen d'un ensemble de boulons.

4. 1 Fixation des dispositifs de protection contre les chutes de blocs

Sauf cas particulier d'un faisceau d'ancrages implanté en un point, les supports des dispositifs de protection contre les chutes de blocs fonctionnent individuellement. Essentiellement sollicités en tête, ils ne subissent pas de chargement par le terrain. Une autre particularité notable est liée à la nature hautement dynamique des sollicitations auxquelles ils sont soumis en tête du fait des impacts de blocs rocheux dans certaines structures portées. A ces sollicitations s'ajoutent la prise en compte du séisme. Il conviendra, le cas échéant, de prendre en compte les charges statiques qui peuvent être liées au manteau neigeux [04].

5 Les facteurs d'altération climatiques

Les phénomènes d'altération sont définis ici comme les évènements spécifiques qui mènent à une modification du massif rocheux l'ensemble des phénomènes d'altération conduit au processus d'altération du massif son résultat est l'altération.

L'altération est un terme utilisé dans différents contextes. Nous avons choisi de nous baser sur la définition du dictionnaire de géologie (Foucault et Raoult, 2005), il définit l'altération de la manière suivante : « modification des propriétés physico-chimiques des minéraux et donc des roches par les agents atmosphériques, par les eaux souterraines ». Plusieurs éléments jouent donc un rôle dans l'altération : « elle dépend du climat, de la température des eaux, de la nature des roches et de leur degré de fracturation ». Concernant son effet sur les roches, l'altération les rend « moins cohérentes ». Par cette perte de cohérence, la « désintégration » de ces roches est facilitée [01].

5.1 les mécanismes d'instabilité dans les massifs rocheux

Les mécanismes d'instabilité qui affectent les versants rocheux et les falaises participent à l'évolution naturelle des pertes , ils rentreront dans la classification de nombreux processus d'érosion.

Un massif rocheux calcaire peut être représenté comme un agencement blocs , de tailles et de géométrie variables , qui restent solidaires grâce aux ponts de matières qui existent entre ces différents éléments.

- Le signe prémonitoire le plus important d'une déstabilisation d'une masse rocheuse correspond à l'observation de fissures ouvertes à l'arrière d'une falaise ou d'une pente raide .
- La présence de blocs hétérométriques épars ou concentrés au pied de falaise ou de forte pente , traduit l'existence d'éboulements ou de duites de blocs actifs ou passifs .

Plusieurs paramètres naturels et techniques dans les mines à ciel ouvert engendrent la déstabilisation des massifs rocheux abandonnés ou en cours d'exploitation .

D'un point de vue général , les massifs rocheux peuvent être considérés à la fois comme des objets géologiques et des objets mécaniques , l'étude de stabilité des massifs rocheux nécessite d'avoir des connaissances relatives à la géologie structurale et à la mécanique des roches.

Sur le plan géotechnique, une grande diversité de mécanismes d'instabilité identifiée selon :

- La nature de la matrice rocheuse et ses caractéristiques pétrographiques et mécaniques ;
- Les discontinuités à toutes les échelles et de tous types affectant le massif ;
- La variabilité dans l'espace du couple matrice rocheuse discontinuités [05].

6 Les mouvements des terrains

Le cas des mouvements de terrain est au moins aussi complexe que celui des volcans.

En effet, la nature des mouvements de terrain est extrêmement variée dans sa phénoménologie : affaissements, chutes de pierres et de blocs, glissements de terrain, avancées dunaires, recul de ligne de cote et de falaise, retraits-gonflements...

Tous ces phénomènes font intervenir des physiques différents, des matériaux différents. Il en résulte qu'il n'existe pas d'échelle unifiée permettant de les quantifier [06].

6.1 Définition des mouvements des terrains

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitation naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.)

ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-même liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.)

selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués : les mouvements lents, et les mouvements rapides [06].

6.2 Types de mouvements des terrains

Les mouvements de terrain ont pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensemble peuvent être distingués :

Les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public [07].

6.2.2 Les mouvements lents et continus

Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement , le glissement , la solifluxion , le fluage , le retrait-gonflement et le fauchage . Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions. Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose.

- **Le fluage** est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait ,le matériau plus est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

- La déformation volumique ;
- La déformation de cisaillement ;

Le fluage en déformation volumique est causé par un état de contrainte isotrope que. Il dépend de l'écoulement de l'eau libre interstitielle et de variation relative du volume du squelette selon le type de sol. Le fluage au cisaillement, quand à lui, est provoqué par la partie dévia torique du tenseur de contraintes. Théoriquement la pression interstitielle est nulle alors le squelette inter-granulaire supporte les contraintes appliquées tout seul, la déformation de fluage au cisaillement est étudiée à l'aide de l'appareil triaxial [08].

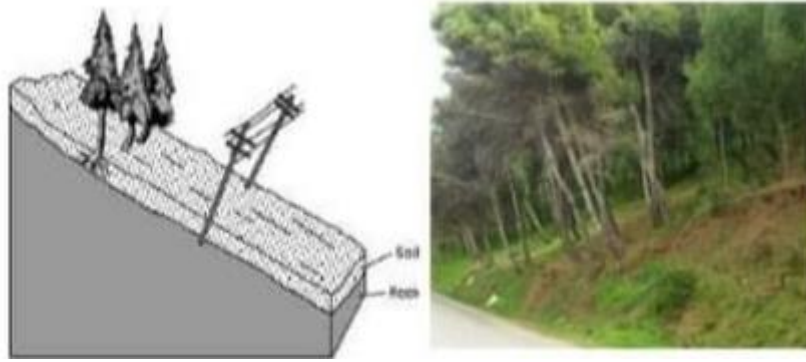


Figure 1.3 : Aspect de fluage

6.2.2 Les mouvements rapides, quasi instantanés et discontinus

Ils sont particulièrement meurtriers en raison de leur soudaineté. Il s'agit d'effondrements, de chutes de pierres et de blocs, des écroulements (ou éboulements) des coulées boueuses et laves torrentielles [09].

- **Chutes de pierre et de blocs** : les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre : $\phi < 50 \text{ cm}$; bloc ; $\phi > 50 \text{ cm}$), depuis un sommet ou une pente avec l'air pour milieu principale de transport et produisant leur dépôt sur une aire plus ou moins large au pied de la pente (voir figure 1.4) .

ce processus , répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse , déterminée par ses conditions géologiques , son exposition et son altération. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'un moyen d'études détaillées de la roche (voir figurer 3). Dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les mouvements tendent en générale à s'arrêter [08].



Figure 1.4 : chute de pierres et de blocs

• **L'éboulement** : cas du mont grainier en 1248. Dans ce type de mouvement (voir figure 1.5), un massif rocheux généralement en surplomb s'écroule sous en propre poids ou sous les effets d'une charge à son sommet. De tels éboulements génèrent une chute de gros rochers, qui peuvent par la suite emporter avec eux d'autres gravats, ce qui amène à une avalanche de débris [10].



Figure1.5 : phénomène d'éboulement

Généralement avant l'éboulement, des fractures et des variations géométriques faibles apparaissent dans la roche. Si reconnaître les zones à risque est aisé, être capable de prédire le moment exact de l'éboulement est très complexe, souvent impossible. Peu de mesures existent pour prévenir contre des chutes d'ampleur. Des filets installés peuvent bloquer les petits gravats, les plus gros rochers ne peuvent être arrêtés. Le positionnement de zones à risque rend souvent impossible le renforcement de l'aplomb [10].

• **Erosion littorale** : les zones littorale sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de cotes à falaises , érosions dans le cas de cotes basses sableuses [07].

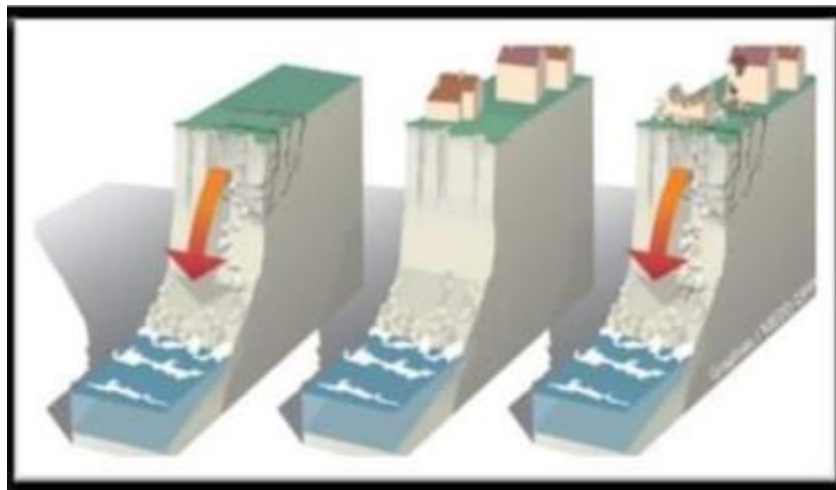


Figure 1.6 : l'érosion littorale

7 Généralités sur la caractérisation expérimentale du comportement des roches

7.1 Caractérisation expérimentale du comportement des roches

Plusieurs types d'essais mécaniques et photomécaniques sont généralement employés en laboratoire afin de caractériser le comportement des roches. On peut distinguer les essais déviatoriques (compressions uni axiale et triaxiale) et les essais hydrostatiques. Dans tous les cas, les déformations des roches testées sont mesurées à la fois longitudinalement et radialement (ou transversalement). Pour les milieux isotropes, la déformation volumique est déterminée par :

$$\varepsilon_V = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$$

Où ε_V est la déformation volumique, ε_1 la déformation longitudinale et ε_3 la déformation transversale [03].

7.1.1 Essais déviatoriques

Les essais déviatoriques les plus courants sont les essais de compression uni axiale et les essais triaxiaux de révolution. Ces deux types d'essais consistent à solliciter le matériau rocheux suivant une direction principale (σ_1) tout en maintenant un chargement constant suivant les deux autres directions principales (σ_3). Le cas des essais de compression uni axiale se distingue alors des essais triaxiaux de révolution par le simple fait que $\sigma_3 = 0$ (Figure 1.7). L'allure des courbes contraintes/déformations ainsi que l'interprétation qui en découle sont similaires pour ces deux types d'essais. La Figure 1.8 illustre le comportement en compression Uni axiale d'une roche. On remarque alors que son comportement peut se décomposer en plusieurs phases [Bourbié et al. 1986] :

une phase de serrage de $\sigma_1 = 0$ à $\sigma_1 = \sigma_1^S$. Elle correspond à la fermeture progressive des fissures préexistantes jusqu'au seuil de fermeture des fissures σ_1^S ,

- une phase linéaire de $\sigma_1 = \sigma_1^S$ à $\sigma_1 = \sigma_1^F$. Elle désigne la phase élastique linéaire durant laquelle aucune fissuration n'est engendrée par la contrainte déviatorique.

Cette phase s'achève lorsque le seuil de fissuration σ_1^F est atteint (lorsque la déformation volumique tend à s'éloigner de la linéarité),

- -une phase de propagation stable de la fissuration de $\sigma_1 = \sigma_1^F$ à $\sigma_1 = \sigma_1^L$. Durant cette phase, la fissuration se développe de manière progressive. Néanmoins, même si la fissuration s'accroît, la roche subit toujours une diminution de volume jusqu'au seuil de dilatance σ_1^L ,
- une phase de propagation instable de la fissuration de $\sigma_1 = \sigma_1^L$ à $\sigma_1 = \sigma_1^M$. A partir du seuil de dilatance, la création de fissures tend à inverser l'évolution de la déformation volumique

(augmentation de la déformation volumique). Ce comportement se poursuit et s'intensifie jusqu'au seuil de rupture σ_1^M .

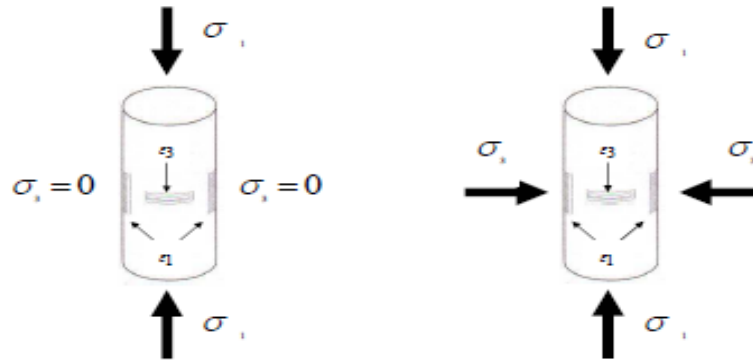


Figure 1.7 : Configuration des essais de compression uniaxiale et triaxiale de révolution.

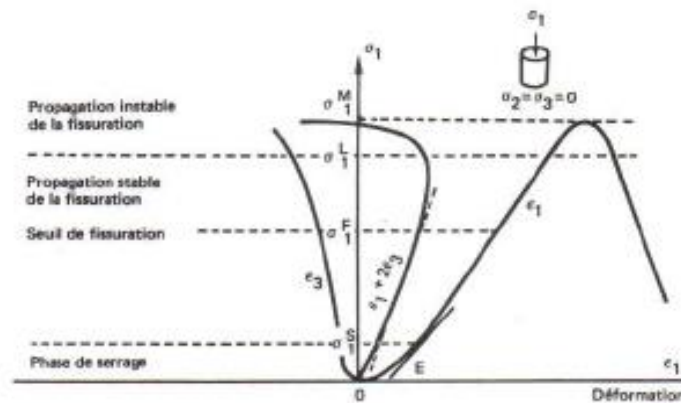


Figure 1.8 : Essai de compression uni axiale sur une roche [Bourbié et *al.* 1986].

Notons que l'interprétation des courbes contraintes/déformations est la même dans le cas des essais triaxiaux de révolution (le déviateur sera alors défini par $\sigma_3 - \sigma_1$ et non plus par σ_1 comme dans le cas des essais de compression uniaxiale) [03].

7.1.2 Essais hydrostatiques

Les essais hydrostatiques, également appelés essais de compressibilité, consistent à appliquer la même sollicitation suivant les trois directions principales ; on a donc $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_h$, σ_h est appelé la contrainte hydrostatique (Figure 1.9) ; elle est également couramment appelée pression de confinement (PC). Dans ce cas, et pour un matériau isotrope, les déformations longitudinales et transversales sont égales. C'est pour cette raison que l'interprétation des courbes contraintes/déformations ne fait intervenir que la déformation volumique.

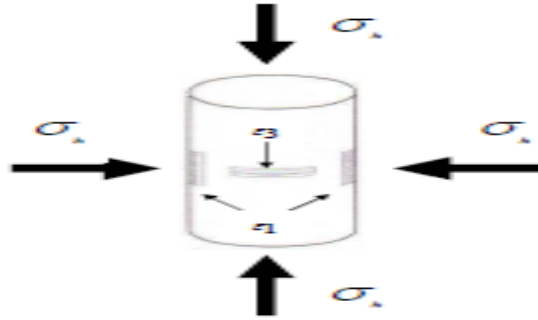


Figure 1.9 : Configuration des essais hydrostatiques.

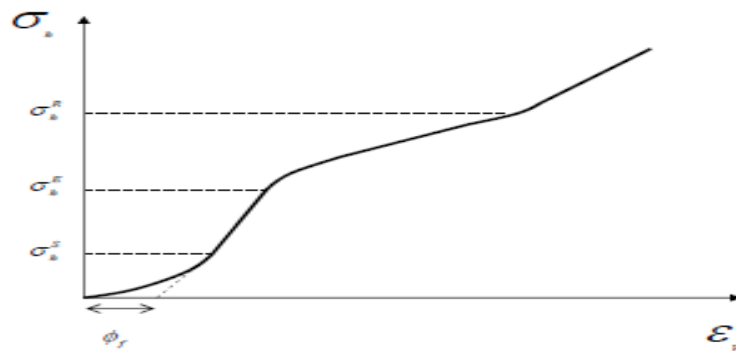


Figure 1.10 : Schématisation de la déformation volumique d'une roche sous sollicitations hydrostatiques.

Les contraintes qui doivent être appliquées afin d'observer ces différentes phases varient selon la microstructure initiale des roches. En effet, plus la porosité initiale est importante et plus les seuils d'effondrement des pores et de raidissement sont bas (cas des craies par exemple) [CFMR 2000].

7.2 Vitesse de sollicitation, réponse, vieillissement

L'effet du temps est l'un des facteurs essentiel pour l'évaluation de la pérennité des ouvrages réalisés au rocher. Il intervient au niveau de la sollicitation (Pellet, 2015), de la réponse mécanique (Cristescu et Hunsche, 1998) et aussi à long terme dans les phénomènes de vieillissement ou d'altération.

La caractérisation des effets du temps passe par des essais de laboratoire qui peuvent être quasi statiques - les forces d'inertie n'interviennent pas - ou dynamiques comme dans le cas de ceux réalisés avec la barre d'Hopkinson. Les essais purement statiques, quant à eux, concernent

l'essai de fluage - contrainte constante - et son frère jumeau l'essai de relaxation - déformation constante - (Pellet, 2016).

Les courbes contraintes-déformations traduisant la réponse mécanique d'une éprouvette de roche varient en fonction de la vitesse de chargement (Figure 1.11a), en indiquant que plus la vitesse est faible, moins la résistance et le module de déformation sont élevés. Il existe cependant une vitesse en-deçà de laquelle plus aucune variation n'est observée, car les déformations se développent en temps réel : il n'y a plus de déformations différées. Pour déterminer cette courbe dite limite, il faut, à partir d'un point quelconque d'une courbe contraintes-déformations (Figure 1.11a), effectuer un palier de fluage ou un palier de relaxation (Figure 1.11b).

A très long terme et si le déviateur des contraintes est suffisant, on observera une rupture par fluage dit tertiaire au cours duquel l'accélération de la vitesse de déformation conduira à l'apparition de macro-fissures. Cette rupture est généralement due à des processus électrochimiques comme par exemple la corrosion sous contraintes [03].

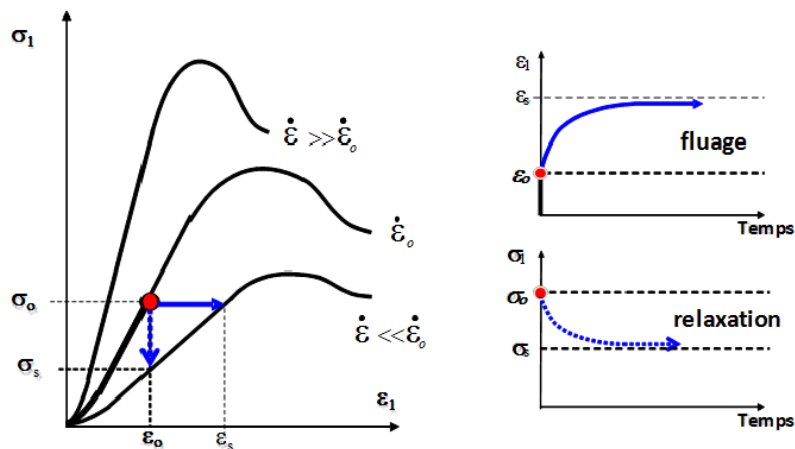


Figure 1.11 : courbes contraintes-déformations pour différentes vitesses de chargement a), chemins de fluage et de relaxation b).

7.3 Exemple d'application des milieux de Cosserat

Exemples d'application en géotechnique

Pour l'étude de problèmes de géotechnique en milieu rocheux fracturé périodique, l'approche par milieu continu de Cosserat permet de distinguer les différents modes de rupture, par glissement et/ou par pivotement. L'objet des deux exemples bidimensionnels que nous

présentons ici est de mettre en évidence l'existence de différents modes possibles de plastification pour la stabilité d'une pente [03].

7.4 Les massifs rocheux stratifiés

Les massifs rocheux sont le plus souvent fracturés. Bien que le réseau de fractures puisse être complexe, on peut généralement observer une certaine régularité des discontinuités, des directions préférentielles d'orientation de la fracturation. Les fractures sont souvent rugueuses et remplies par un matériau plus tendre, ce qui crée une résistance au glissement relatif le long des deux faces de la discontinuité. Des approches similaires à celles développées pour les matériaux composites ont été appliquées pour représenter les roches stratifiées par un milieu continu équivalent anisotrope (Salamon, 1968). La taille du volume élémentaire du milieu homogénéisé est grande comparée à l'épaisseur des couches individuelles. Cette approche est valide tant qu'il n'y a pas de glissement interne le long des couches. Considérons un milieu plan infini constitué de couches élastiques planes parallèles identiques d'épaisseur $2h$. Soit u et w les composantes du déplacement. On suppose que le poids des couches supérieures empêche l'ouverture des joints.

La structure stratifiée du matériau conduit à une double échelle : une échelle macroscopique où l'élément de volume représentatif peut être représenté par le rectangle ABCD (ou macro-élément) dont les côtés sont grands par rapport à l'épaisseur des couches et une échelle microscopique représentée par le rectangle $a b c d$ (ou micro-élément) dont les côtés sont petits comparés à l'épaisseur des couches (Figure 1.12) [03].

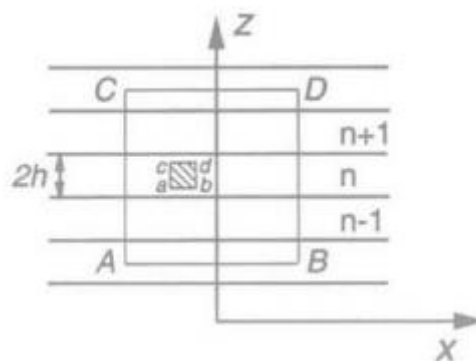


Figure 1.12 : Schéma d'un milieu stratifié.

Si la symétrie des contraintes tangentielles est respectée pour le micro-élément, celle-ci est violée pour le macroélément dès qu'il y a glissement le long des frontières des couches. L'équilibre est alors assuré par l'apparition de moments de flexion (Figure 1.13) :

$$\frac{dM}{dx} + t_{zx} - t_{xz} = 0$$

(1)

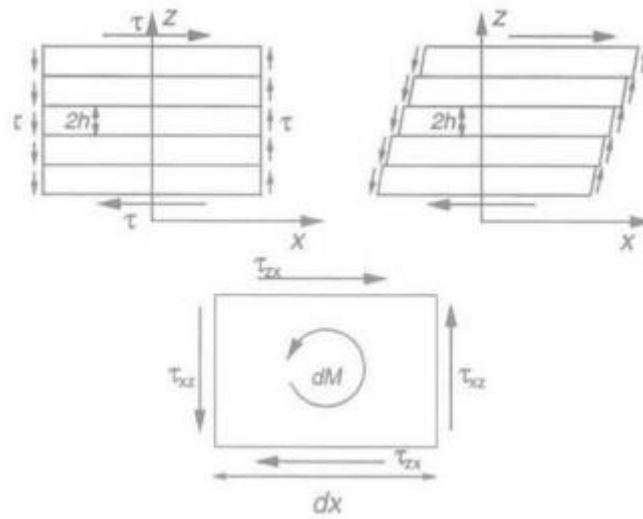


Figure 1.13 : Rupture de symétrie des contraintes tangentielles.

Ces moments de flexion des couches conduisent à une rotation locale comme degré de liberté supplémentaire de la cinématique du macroélément. Cette rotation locale ne peut être prise en compte dans le cadre de la mécanique des milieux continus classiques et nécessite d'avoir recours à la théorie de Cosserat. Par ailleurs, ces moments de flexion donnent naissance à de forts gradients dans la distribution locale des contraintes. Cela affecte sensiblement à la fois le mode de déformation et le mode de rupture des différentes couches.

Dans un milieu de Cosserat bidimensionnel, la cinématique de chaque point matériel est définie par deux degrés de liberté de translation (u, w) et un degré de liberté de rotation w^c (Figure 1.14). Le tenseur de déformation relative et le vecteur courbure (équation 8) s'expriment de la façon suivante :

$$\begin{aligned} \gamma_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x} ; \partial_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \omega^e \\ \gamma_{zz} &= \frac{\partial w}{\partial z} ; \gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} - \omega^e \end{aligned}$$

$$kx \frac{\partial \omega^e}{\partial x} ; kz = \frac{\partial \omega^e}{\partial z} \quad (2)$$

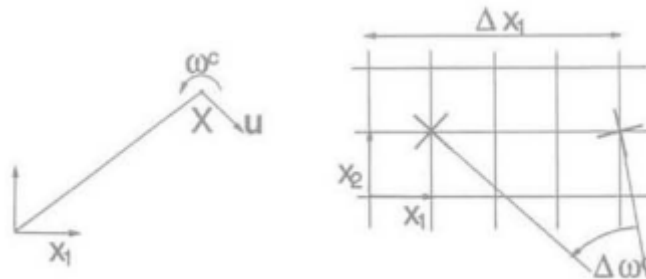


Figure 1.14 : Quantités cinématiques dans un milieu de Cosserat.

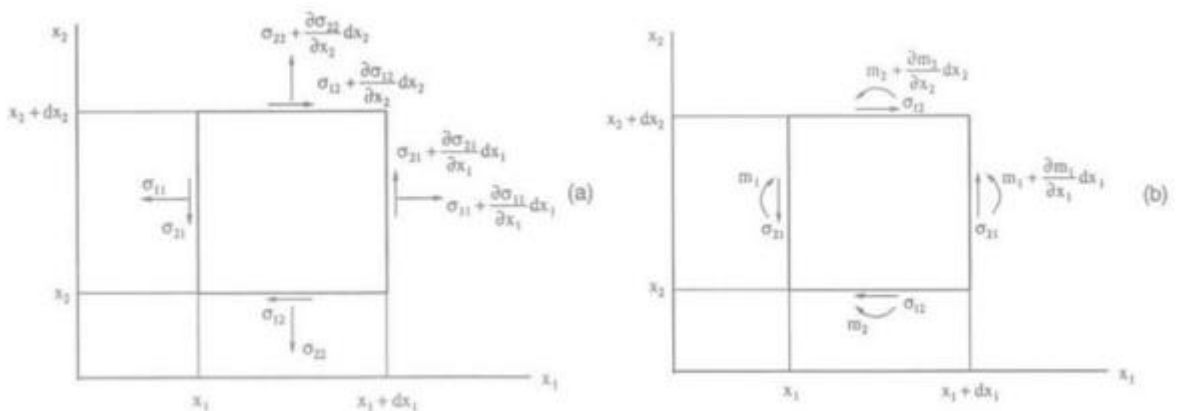


Figure 1.15 : Équation d'équilibre dans un milieu de Cosserat. (a) équilibre des forces ; (b) équilibre des moments.

Les deux premières équations d'équilibre sont formellement les mêmes que pour un milieu continu classique.

Une équation d'équilibre supplémentaire pour les couples de contraintes est introduite (Figure 1.15). Les équations de comportement d'un milieu de Cosserat bidimensionnel élastique isotrope s'écrivent (Schaefer, 1962 ; Vardoulakis et Sulem, 1995) :

$$\sigma_{11} = (k + G)\gamma_{11} + (k - G)\gamma_{22}$$

$$\sigma_{22} = (k - G)\gamma_{11} + (k + G)\gamma_{22}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{12} &= (G + Gc)\gamma_{12} + (G - Gc)\gamma_{21} \\
\sigma_{21} &= (G - Gc)\gamma_{12} + (G + Gc)\gamma_{21} \\
m_1 &= Mk_1 \\
m_2 &= Mk_2
\end{aligned}$$

(3)

Dans les relations de comportement (3), K est le module de compressibilité bidimensionnel et G est le module de cisaillement qui relie la partie symétrique de la déformation dévia torique à la partie symétrique de la contrainte dévia torique. Un autre module de cisaillement Gc (module de cisaillement de Cosserat) est introduit qui relie la partie antisymétrique de la déformation relative à la partie antisymétrique de la contrainte dévia torique. Enfin, les couples de contraintes sont reliés aux courbures correspondantes par un module de flexion M , qui a la dimension d'une force. Ainsi, dans un milieu de Cosserat bidimensionnel élastique isotrope deux paramètres supplémentaires sont introduits par rapport au milieu élastique classique (de Cauchy) : un module de cisaillement Gc et une longueur interne $l = \sqrt{m/g}$. Les relations de comportement (3) peuvent être généralisées au cas d'un milieu élastique anisotrope :

$$\begin{aligned}
\sigma_{11} &= C_{11}\gamma_{11} + C_{12}\gamma_{22} \\
\sigma_{22} &= C_{21}\gamma_{11} + C_{22}\gamma_{22} \\
\sigma_{12} &= [G - G(1-\alpha)]\gamma_{12} + [G-G]\gamma_{21} \\
\sigma_{21} &= [G - G]\gamma_{12} + [G + G(1 + \alpha)]\gamma_{21} \\
m_1 &= M_1k_1 \\
m_2 &= M_2k_2
\end{aligned}$$

(4)

Dans les relations (4), α est un paramètre d'anisotropie. Les modules de flexion généralement différents M_1 et M_2 introduisent alors deux longueurs internes $l_1 = \sqrt{M_1/G}$ et $l_2 = \sqrt{M_2/G}$. Un milieu de Cosserat possède donc une ou plusieurs longueurs caractéristiques [03].

7 Conclusion

La reconnaissance des massifs rocheux permet de comprendre les problèmes qui peuvent se poser lors d'une étude d'un projet minier ou de construction. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on propose de mettre en place.

Les propriétés physiques et mécaniques des roches ont une grande influence sur la stabilité des terrains, la caractérisation d'un massif rocheux se base sur l'identification de ses propriétés physicomécaniques au laboratoire et sur terrain (du massif lui-même).

La stabilité des talus dans les carrières à ciel ouvert repose sur plusieurs paramètres soient naturels (essentiellement géographiques, géologiques, hydrogéologiques) ou techniques (technique d'exploitation...).

Ce chapitre met en évidence les principaux mouvements de terrain et leurs classifications (L'éboulement, chutes de blocs et de pierres , etc.) ; leurs comportements ainsi que les conséquences qui ont conduits à des dommages matériels ou humains. Et les Généralités sur la caractérisation expérimentale du comportement des roches.

CHAITRE II
TIRANTS D'ANCRAGES

CHAPITRE II : TIRANTS D'ANCRAGES

1 Introduction

Les risques naturels sont aujourd'hui une question centrale dans l'aménagement des territoires. Le constant développement démographique des villes favorise la concentration de plus en plus importante des personnes dans les régions montagneuses. Cela signifie que les populations doivent vivre avec les risques existants sur ces régions mais aussi avec les risques que l'activité humaine déclenche elle-même. Le développement des zones peuplées en montagne signifie également la construction de nouvelles voies d'accès (autoroutes, voies ferrées, etc.) et un développement des systèmes d'agriculture qui modifient l'état naturel de l'environnement montagneux. Lorsque ces ouvrages, ou bien une population se voient menacés, un risque est identifié. Parmi les risques naturels les plus importants (chutes de blocs, glissements de terrains ...).

La maîtrise du risque rocheux consiste dans un premier temps à évaluer l'aléa d'éboulement en le qualifiant par une intensité et une probabilité d'occurrence. Cela permet de définir le niveau d'intervention dans le traitement des instabilités. Dans un deuxième temps, plusieurs techniques de traitement peuvent être envisagées pour éviter les instabilités. Selon Pollet (2009), les parades actives (purge, revêtement naturel ou artificiel, soutènement, confortement) doivent être privilégiées car elles permettent de limiter les interventions de maintenance lourde et pénalisante pour l'exploitation. Parmi ces moyens, le confortement par grillage ou filet plaqué ancré est une technique simple à réaliser et à entretenir qui est mise en œuvre depuis une vingtaine d'années. La figure 2-1 représente l'exemple d'un grillage plaqué ancré au bord d'une route [11].



Figure 2. 1 : Grillage plaqué ancré

Dans ces dispositifs actifs de protection contre les chutes de blocs, les ancrages passifs scellés au rocher sont largement utilisés pour fixer ces structures au massif rocheux stable. Le principe de réalisation d'un ancrage passif scellé au rocher est de forer un trou dans le rocher, y placer une barre d'acier puis la sceller au rocher par un matériau de scellement.

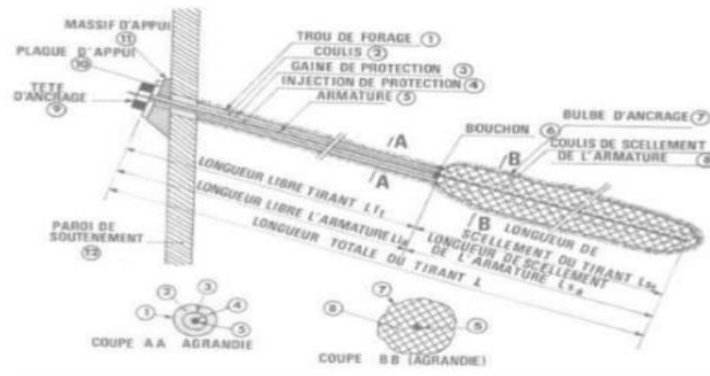


Figure 2.2 : tirants d'ancrage

2 Type de tirant d'ancrages

- **Actif** : ce type de tirant présente toujours une partie libre et une partie scellée .L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier. Ce faisceau de câbles est mis en tension (précontrainte) avant sa mise en service. Cette précontrainte permet de limiter les déformations de l'ouvrage
- **Passif** : ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voire en matériau composite. Il ne possède généralement pas de précontrainte et n'est sollicité que lorsque l'ouvrage se déforme.

Chaque tirant est équipé d'une protection anti corrosion afin que le dispositif et son usage ne soient pas altérés. Celle-ci est définie selon deux critères principaux qui sont la durée de vie du tirant et l'agressivité du milieu [12].

3 Domaine d'utilisation

Les ancrages sont utilisés dans les domaines de la construction.

3.1 Excavation

L'ancrage assure la stabilité du sol et réalisation de fouilles profondes et larges .il est souvent temporaire, car la stabilité du terrain est assurée à long terme par le bâtiment construit dans la fouille (parking, sous-sols,)



Figure 2 .3 : excavation

3.2 Confortement de talus

L'installation d'ancrages inclinés les glisse mentes de terrain et améliore la résistance du sol

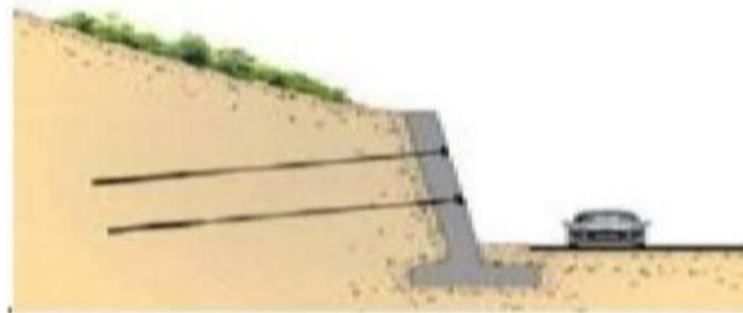


Figure 2.4 : encrage inclinés

3.3 Barrages

Les ancrages verticaux , généralement précontraints , améliorent la résistance au basculement des barrages et limitent les infiltrations d'eau au droit du contact avec la roche .

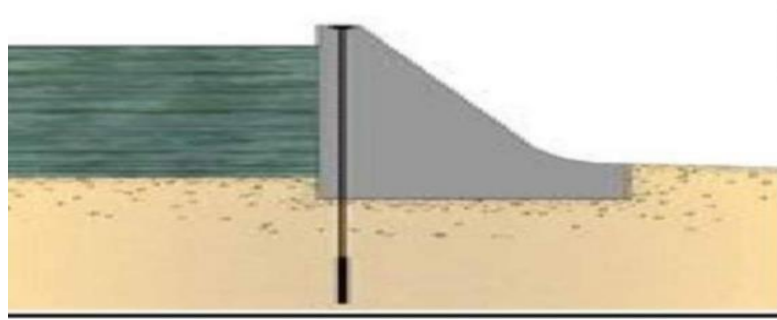


Figure 2.5 : encrage verticale

3.4 Murs de quais

Les tirants portuaires assurent la stabilité d'un mur de quai en reportant les efforts sur un rideau arrière ; ce principe est également appliqué à des remblais soutenus par des murs préfabriqués (rampes d'accès).

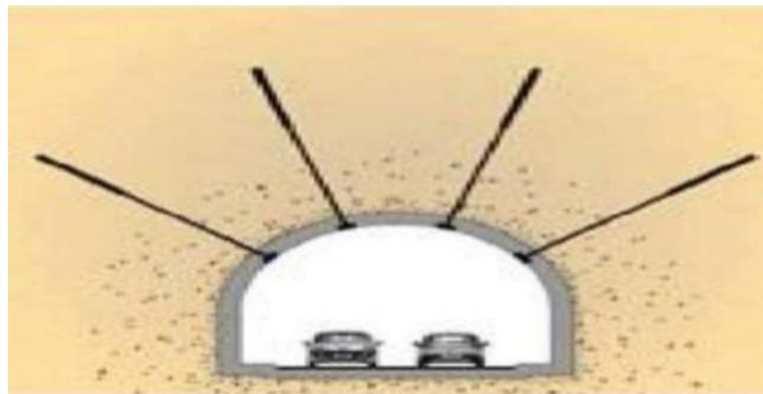


Figure 2.6 : tirant portuaires

3.5 Souterrains

Les techniques d'ancrage consolident le soutènement des galeries par équilibrage des forces du terrain .on retrouve ce type d'utilisation dans les mines et les tunnels

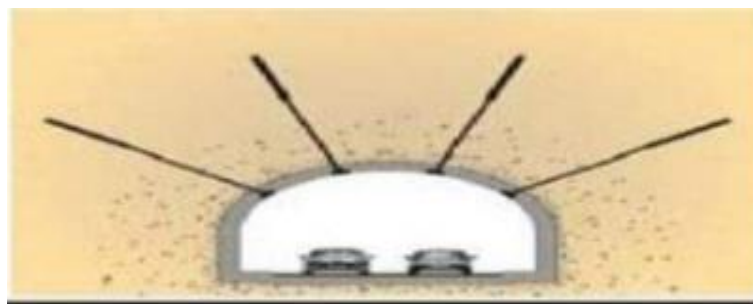


Figure 2.7: encrage consolident le soutènement

3.6 Fondation

Les ancrages permettent la réalisation de construction sur des terrains ayant de faibles capacités portantes, ou instables les descentes de charge de la construction sont transmises aux zones stables en profondeur [13].

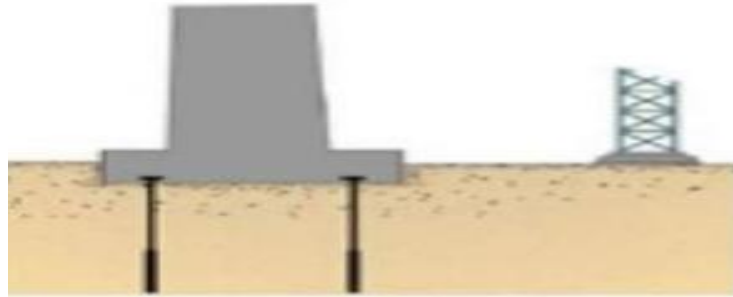


Figure 2.8 : encrage des fondations

Plusieurs familles d'ancrage se distinguent pour ces différentes applications :

- ✓ Les tirants d'ancrage
- ✓ Les clous et les boulons d'ancrage
- ✓ Les micros pieux
- ✓ Les tirants portuaires

4 Les différentes parties du tirant

4.1 Force de précontrainte

Elle peut être inférieure à la force de service du tirant. Elle est définie en fonction des déplacements acceptables de la structure [14].

4.2 Tête d'ancrage

C'est elle seule qui assure la liaison mécanique entre l'armature du tirant et la structure. Sa résistance et sa pérennité doivent faire l'objet d'une attention particulière.

5 Rôle de tirants d'ancrage

Dans le cadre de leurs multiples applications, les ancrages jouent des rôles différents. On peut distinguer les trois rôles suivants (CFMR, 2004 ; AFTES, 2014a) :

- Rôle porteur : ce rôle intervient lorsque les ancrages sont utilisés pour fixer une structure ou un bloc instable au massif rocheux stable derrière . l'ancrage est donc sollicité en tête ou au droit de la discontinuité par une force en traction , e cisaillement ou plus généralement une combinaison de traction-cisaillement selon la disposition des ancrages (figure 2.9)
- Rôle de renforcement : dans les roches fracturées , en présence des discontinuités , les ancrages ont pour effet d'apporter leur propre rigidité et leur résistance et donc d'améliorer la résistance et de diminuer la déformabilité du terrain en place . d'après AFTES (2014a), ces ancrage jouent le rôle d'armatures en solidarissant et créant des forces de liaison entre les volumes de roche délimités par les discontinuités préexistantes ou induites par cisaillement dans les roches (figure 2.9 a)
- Rôle de confinement : l'application de contraintes de confinement au terrain via des ancrages a pour effet de modifier localement l'état de contrainte autour de l'ancrage et donc d'augmenter la résistance en cisaillement .c'est le rôle en particulier des ancrages actifs ou la mise en tension artificielle de l'ancrage au préalable se traduit par la compression du terrain autour de l'ancrage . la compression dans le terrain limite l'ouverture des fissures et donc augmente la résistance du terrain .

En cas d'utilisation des ancrages passifs scellées , l'effet de confinement est implicite mais non contrôlable (AFTES, 2014a) (figure 2.9b) [15].

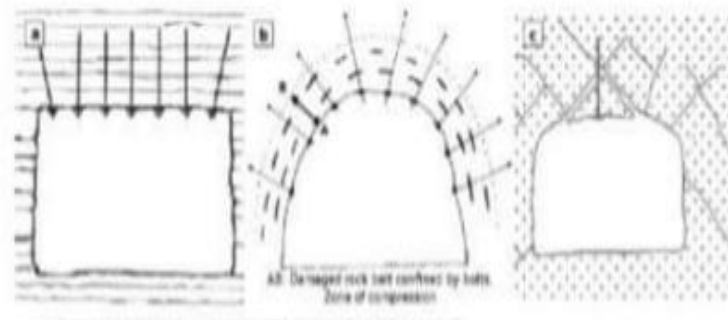


Figure 2.9 : rôles des ancrages (Blanco Martin, 2012)

6 Les boulons d'ancrage

6.1 Définition

le boulonnage, dont la technologie est l'objet de cette recommandation, constitue l'un des éléments les plus fondamentaux intervenant dans les techniques de soutènement des tunnels principalement réalisés par méthode conventionnelle [16].

Cette recommandation traite :

- Du boulonnage radial, voute , piédroits, radier
- Du boulonnage de front (longitudinal)
- Du boulonnage par enfilages longitudinaux obliques

Le boulonnage peut être complété par d'autres moyens de soutènement :

Cintres , béton projeté , treillis.....

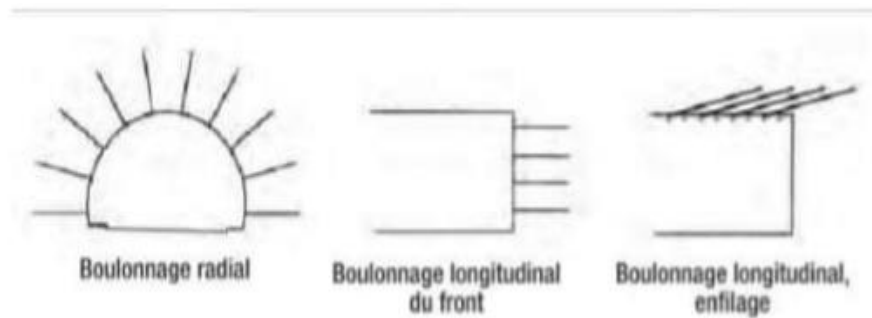


Figure 2.10 : Schéma des différents type de boulonnage utilisés

Elle se limite aux travaux utilisant des matériels courants . les technologies spécifiques faisant appel à des matériels particuliers comme les boulons de très grande longueur (au-delà de 15m , câbles ou tirants) ne sont pas traitées .

La longueur des boulons radiaux est en générale comprise entre $\frac{1}{3}$ et $\frac{1}{2}$ de la plus grande ouverture transversale de l'excavation. De ce fait, pour des ouvrages classiques, leur longueur n'excède pas 6m. Pour le boulonnage longitudinal, la longueur des boulons se situe classiquement entre 8 et 15m [16].

6.2 Les types de boulons sont à distinguer

6.2.1 Boulons à ancrage ponctuel

Le boulonnage à ancrage ponctuel consiste à relier le plan de la surface excavée à un point profond de roche intacte. L'ancrage est généralement assuré par un dispositif mécanique mais peut occasionnellement être associé à un scellement de la barre en fond de trou par résine.

Classiquement, l'ancrage en fond de trou s'obtient par blocage d'une coquille d'expansion sur la paroi du trou suite à l'enfoncement d'un coin par traction mécanique obtenue par vissage. La mise en tension du boulon par précontrainte

Induite par serrage de l'écrou de tête ou par expansion ou décompression des terrains – est indispensable pour obtenir une efficacité optimale de ce système de soutènement.

L'avantage majeur du boulonnage à ancrage ponctuel est sa mise en œuvre rapide ainsi que son efficacité immédiate. Cette efficacité ne se maintient cependant dans le temps que si la roche ne flue pas au voisinage de l'ancrage.

Ce type de boulon peut de plus être mis en œuvre en cas de venues d'eau dans le forage.

Les caractéristiques standard sont des diamètres de 16 à 20mm pour des longueurs comprises entre 1.50 et 3.00 m [16].

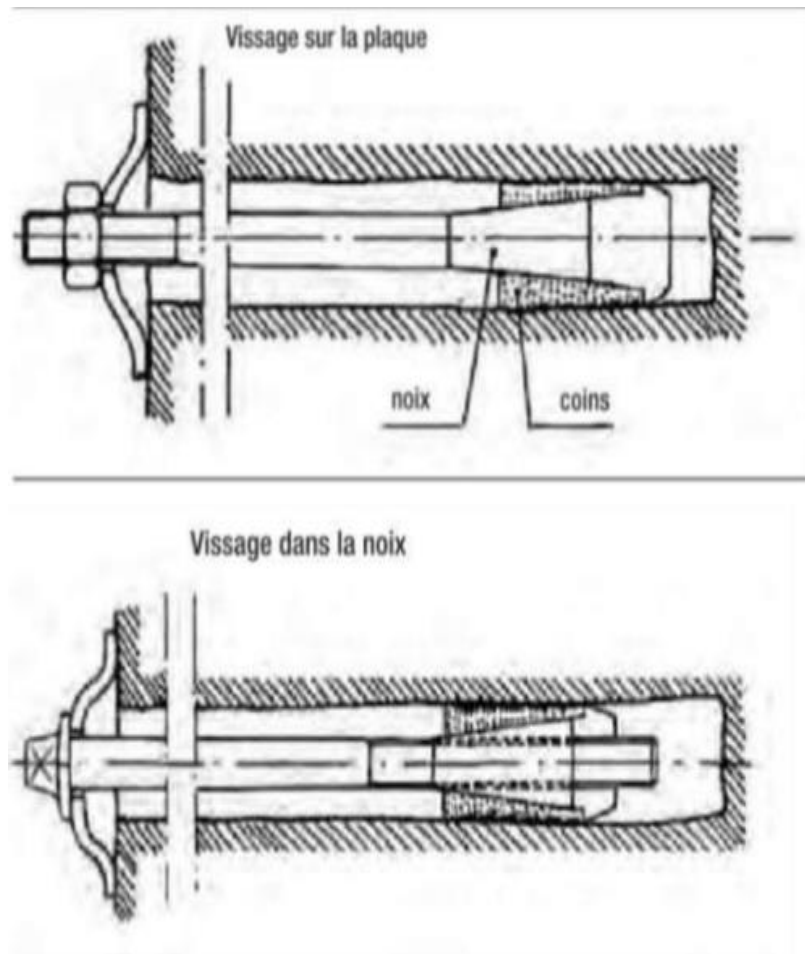


Figure 2.11 : Schéma du boulon à ancrage ponctuel

6.2 .2 Boulons à ancrage réparti

Le boulonnage à ancrage réparti consiste à sceller des barres métalliques (ou autres) sur toute leur longueur dans le trou d'ancrage. Le produit de scellement est généralement de la résine, du mortier de ciment ou du coulis.

Le scellement réparti sur toute la longueur du trou d'ancrage garantit une bonne pérennité du boulon.

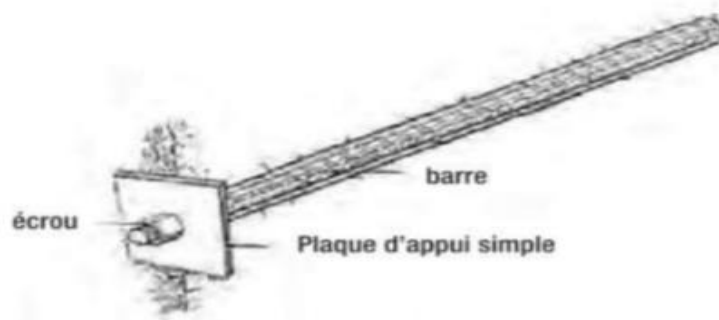


Figure 2.12 : Schéma du boulon à ancrage répété

- **Scellement au mortier**

Ce scellement consiste à enfoncer le boulon dans le trou d'ancrage préalablement rempli d'un mortier thixotropique permettant la tenue de ce mortier même dans les trous verticaux forés en voute ainsi qu'un très bon remplissage du trou de forage

Ce type de scellement pas habituellement utilisé pour des boulons de longueur inférieure à 5m. Son efficacité est différée en fonction du temps de prise du mortier [16].

- **Scellement au coulis**

Ce scellement consiste à injecter au coulis le boulon après sa mise en place dans le trou de forage par l'intermédiaire d'un tube ou flexible attaché à la tige.

Ce type de scellement est habituellement utilisé pour des boulons de longueur supérieure à 5m. Son efficacité est différée en fonction du temps de prise du coulis [16].

- **Cas particulier des boulons auto foreurs**

Ce type de boulons consiste en une tige métallique creuse munie en son extrémité d'un taillant perdu utilisé pour la formation du trou d'ancrage. Le scellement est effectué en injectant le produit de scellement par l'intérieur du boulon.

Le boulon auto foreur convient particulièrement aux terrains fracturés et pour des grandes longueurs d'ancrage.

Son efficacité est différée en fonction du temps de prise du produit de scellement (coulis de ciment, mortier ou résine).

Ce type de boulon est également utilisé pour les enfilages [16].

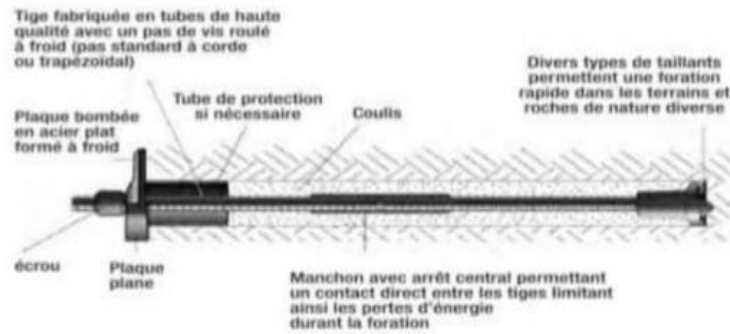


Figure 2.13 : schéma du boulon auto foreurs

6.2.3 Boulons mixtes

Le boulon mixte est un boulon à ancrage ponctuel, scellé dans un deuxième temps par injection d'un produit de scellement. Ces boulons présentent l'avantage d'apporter une efficacité immédiate grâce ponctuel, et de pouvoir ensuite être injecté, améliorant la pérennité et renforçant ses performances.

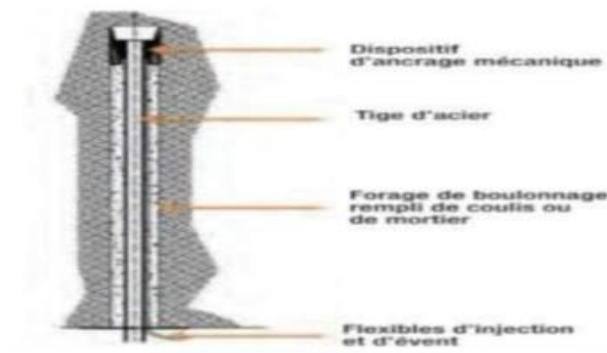


Figure 2.14 : Schéma de principe du boulon mixte

Certains boulons à friction peuvent être équipés d'un taillant perdu utilisé pour la formation (auto foreurs) et deviennent mixtes injection.

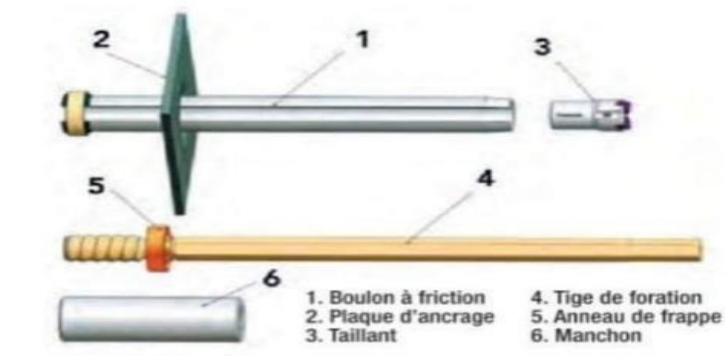


Figure 2.15 :Schéma du boulon à friction auto foreurs

6.2.4 Boulons à friction

Les boulons à friction sont des profilés métalliques creux et minces mis en contact intime avec la roche , sur toute leur longueur , de façon à permettre une tenue par friction . Leur efficacité est immédiate.

Cette friction entre le terrain et le boulon peut être assurée de deux façons différentes :

- Soit par expansion hydraulique du profilé dans le trou de forage , par injection d'eau sous pression à l'intérieur du dit profilé tube fermé [16].

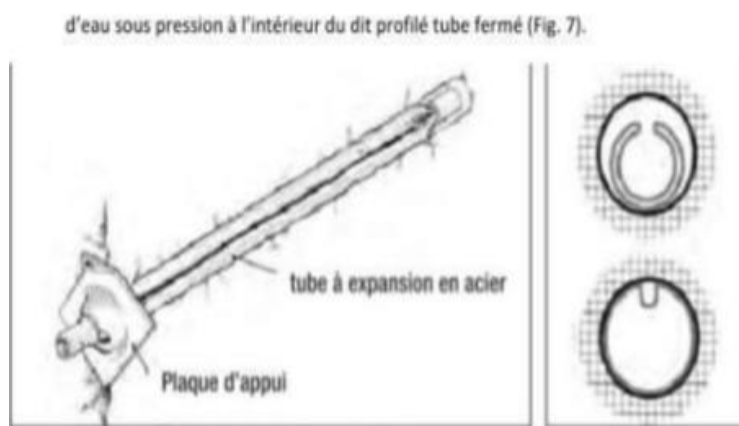


Figure 2.16 : Schéma du boulon type swellex

- Soit par poussage en force d'un tube fendu dans le trou de forage , le diamètre initial du profilé fendu étant supérieur à celui du trou



Figure 2.17 : Schéma du boulon type split set

Le boulon à friction travaille par frottement sur les parois du trou. Dans le cas du split set , la possibilité d'une injection et du scellement du profil augmente la capacité de l'ancrage.

6.2.5 Boulons coulissants et autres

Il existe des boulons coulissants, adaptés aux conditions de ‘ rupture brutale ‘ de la roche (rock burst)

Il peut s’agit de boulons de type mixte comme le ‘ cone bolt’ : les efforts produits par la déformation brutale de la roche sont transférés à la tige via plaque d’ancrage. Pour que ces efforts atteignent la limite de fonctionnement en ancrage réparti, un revêtement spécial de la tige favorise le glissement [16].



Figure 2 .18 :Schéma du boulon mixte type cone bolt

Le glissement de la tige dans le scellement entraine le poinçonnement du coulis par l’ancrage et permet un déplacement du boulon qui garde son efficacité.

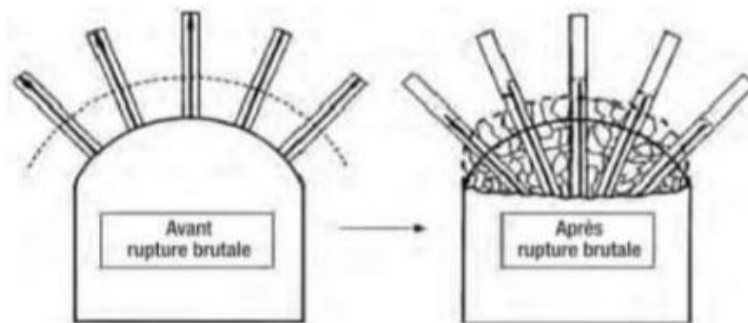


Figure 2 .19 : schéma de la tige dans le scellement

D’autres système destinés à absorber des déformations brutales de la roche ont été développés, utilisant par exemple le déploiement d’éléments coudés constituant quelques segments de la tige ‘ D-Bolt’

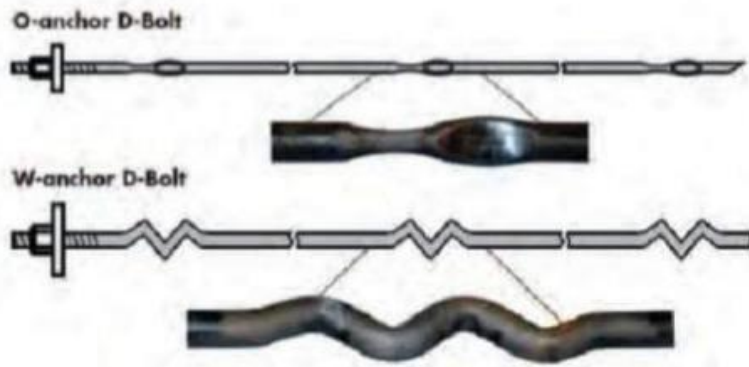


Figure 2.20 : Schéma du boulon type D Bolt

7 Boulonnage de front

Cette technique est utilisée pour prévenir une déformation du front de taille, les boulons sont mis en œuvre perpendiculairement au front.

La reprise du creusement dans le front boulonné nécessite l'utilisation de boulons facilement destructibles, habituellement en fibre de verre et scellé au coulis de ciment sur toute leur longueur.

Pour des considérations géotechniques et de chantier, il s'agit surtout de boulons de grande longueur : 1,5 à 2 fois le diamètre de l'excavation. A l'avancement, les boulons sont mis en œuvre de façon à maintenir un recouvrement d'environ 1/3 de leur longueur [16].

7.1 Pointe ou dispositif d'ancrage

Ce terme désigne l'extrémité de boulon au fond du trou de forage. Sa fonction varie selon les types de boulons considérés :

- Coupe droite pour les boulons à scellement par injection.
- Coupe en pointe ou biseautée pour les boulons à scellement en cartouches :

Elle permet de percer les cartouches de résine ou de mortier et favorise son bon malaxage.

- Extrémité tronconique ou avec réduction de diamètre pour faciliter l'introduction des boulons à friction.
- Equipée d'un taillant, elle permet de forer le trou dans le cas des boulons auto foreurs ; les taillants se déclinent en de nombreuses versions : ils peuvent être traités ou grains de plaquettes ou picots carbure, en croix, en arc.....

- Equipée d'une coquille, elle constitue l'ancrage ponctuel du boulon : ces ancrages sont constitués d'une noix centrale sur laquelle viennent glisser de 2 à 6 coins selon la surface de contact recherchée en paroi du forage.

Ils sont réalisés en acier ou en alliage d'aluminium. Une traction exercée sur la tige entraîne une expansion de la coquille. Le choix du type de coquille doit être adapté aux conditions géologiques rencontrées et validé par des essais [16].

7.2 La tête

Ce terme désigne l'extrémité saillante du boulon qui permet de solidariser la plaque de répartition au boulon.

Dans la majeure partie des boulons à ancrage ponctuel ou à scellement réparti, elle présente un filetage de longueur 100 à 200mm recevant un écrou de serrage hexagonal. Ces filetages peuvent être taillés mais sont généralement roulés. Le type d'exécutions particulières peuvent présenter :

- Des têtes forgées en six pans pour permettre l'entraînement en rotation des tiges HA scellées à la résine ou pour limiter la partie saillante des boulons ponctuels. Dans ce cas, le serrage du boulon est obtenu par rotation de la tige dans la tête d'ancrage.
- Des extrémités filetées complétées d'un dispositif d'entraînement en rotation des tiges HA comme des méplats ou carré d'entraînement, des écrous entraineurs résinés ou matricés, des écrous prisonniers ou goupillés.

Dans le cas des boulons acier à profils filetés ou auto foreurs, ou dans le cas des boulons en fibres de verre à profils filetés, les têtes de boulons sont simplement équipées d'un écrou.

- Les boulons à friction présentent soit une bague soit un embout soudé, qui viennent prendre appui sur plaque d'ancrage mis en place avant le fonçage du boulon [16].

7.3 La plaque de répartition

Tableau 2-1 : Dimensionnement des plaques de blocage en fonction du rocher rencontré

	Dimension de la plaque	Épaisseur pour ancrage de 25 à 32 mm de diam.	Épaisseur pour ancrage > 32 mm de diam.
Rocher dur $\sigma_c \geq 50 \text{ MPa}$	200 x 200 mm ²	Plaque $\geq 10 \text{ mm}$	Plaque $\geq 20 \text{ mm}$ En cas de bossage plaque de 12 mm
Rocher tendre $\sigma_c < 50 \text{ MPa}$	300 x 300 mm ²		
<i>Nota</i> : des plaques circulaires peuvent être employées, par exemple quand elles servent également à plaquer un grillage ou filet.			

Les plaques d'appui constituent un élément important du soutènement, et peuvent être utilisées seules ou associées à du grillage, des feuillards, des blochets. Elles apportent un confinement du massif rocheux en tête du boulon. On peut également utiliser des tôles de blindage pour augmenter la surface d'appui de ces plaques.

Les plaques se déclinent en 3 types principaux :

- Les plaques rigides dimensionnées de manière à constituer des appuis statiques par rapport aux boulons auxquels elles sont associées.
- Les plaques déformables ou auto compensatrices permettant des déformations graduelles en fonction des charges exercées sur les boulons.
- Les plaques spéciales d'injection, de doublage pour le maintien de grillage, de renforcement (de type « araignée »).

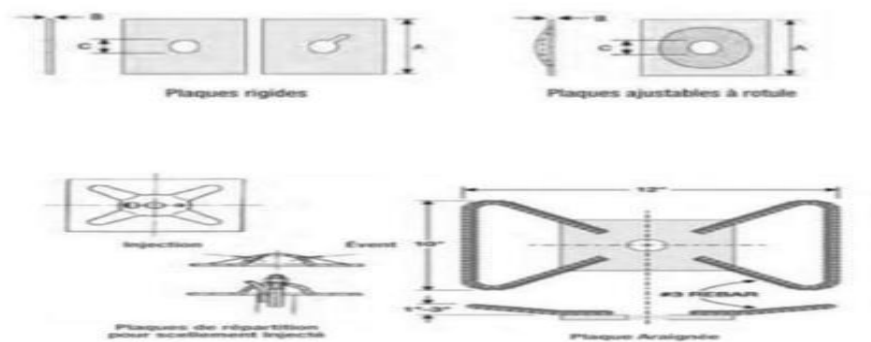


Figure 2.21 : Exemple de plaques

Les dimensions des plaques d'appui sont usuellement de 15 à 20 cm de côté et 4 à 10 mm d'épaisseur, elles sont planes, bombées ou à rotule avec un trou circulaire ou oblong afin de permettre une meilleure adaptation à l'angle effectif du forage de la barre et de l'écrou.

Pour les boulons à friction la plaque est immédiatement opérationnelle sans serrage.

Pour les boulons à ancrage ponctuel ou réparti la plaque est serrée le parement par l'intermédiaire de la tête avec serrage de l'écrou à clef à choc ou éventuellement à la clef dynamométrique. Le couple de serrage doit être adapté au type de boulon et d'écrou.

La plaque bombée permet une certaine adaptation à la déformation.

Une plaque auxiliaire, éclipse ou vissée sur la tête fileté du boulon est, généralement utilisée pour la fixation du grillage ou du treillis d'armature n lorsque ce type de dispositif est utilisé en complément du boulonnage.

L'utilisation de boulonneur et d'une tourelle de stockage contraint à l'utilisation de plaques de dimension adaptée au matériel (< 15 *15 cm), ce qui peut être défavorable à la mobilisation du cône de terrain en tête de boulon et à la liaison avec parement.

Pour les boulons en fibre de verre, la plaque peut être tenue par un coin inséré dans la tête du boulon écartant les lames ou les deux parties du boulon. Ce procédé ne permet pas un serrage optimisé .il existe aussi des boulons en fibres de verre cylindriques et filetés en tête permettent d'une plaque par un écrou. En général, la tête du boulon en fibre de verre constitue une section de moindre résistance [16].

8 Cas d'utilisation courante des boulons

Les dispositifs passifs scellés au terrain servent essentiellement dans le renforcement des massifs de sols et de roches ou la fixation de supports de dispositifs de protection contre les chutes de blocs. Ils sont constitués par une barre en acier, ou boulon, installée dans un forage, scellée au terrain et terminée par une plaque et un écrou à son extrémité libre. La liaison de la barre au terrain est assurée par un coulis de ciment ou une résine. La barre et le scellement qui l'entoure, constituent les deux principales composantes de ce type de renforcement. Le milieu encaissant n'est pas considéré comme une composante du dispositif de renforcement, même si son rôle est essentiel dans le comportement du système.

Ces dispositifs de renforcement sont définis comme des renforcements passifs, car ils ne reçoivent pas de tension initiale (ou en reçoivent une, à la marge, dans quelques cas particuliers), par opposition à des tirants actifs ou ancrages. Dans les renforcements de terrain par clous ou boulons, c'est la déformation du massif qui provoque leur chargement [17].

9 Eléments de phasage de l'exécution d'un boulon

Le respect du phasage de réalisation du dispositif de renforcement passif constitue un point clé qui permet de garantir la qualité de réalisation du dispositif de renforcement mais également la sécurité des personnels du chantier et des avoisinants. Avec le respect des dispositions générales du projet et des procédures établies, la réalisation de chacun des boulon doit être effectuée selon le cycle suivant :mise en place du perforateur sur point de forage ; foration du trou avec une sur-longueur appropriée ;nettoyage du trou à l'air comprimé ;mise en place de la barre équipée de ses accessoires (canules , gaine textile , centreurs) ;scellement à l'aide d'un coulis de ciment (injection) avec respect des critères d'arrêt délai de prise du coulis ;mise en place de la plaque d'appui en tête ;application de la peinture anticorrosion.

Le déroulement du cycle d'exécution d'un boulon est conditionné par le suivi à l'avancement de l'exécution de chacune des tâches. Ce suivi vise à anticiper sur les suites à donner à l'issue de chacune des tâches. Il se décline en procédures plus ou moins détaillées ou contraignantes établis au préalable en fonction des conditions du site et des enjeux du projet.

Le déroulement du cycle d'exécution d'un boulon doit être accordé à celui du phasage de réalisation du dispositif de renforcement dans le secteur considéré, afin d'éviter toute interférence entre les opérations de scellement des barres voisines (notamment l'effet de la migration des fluides à travers les porosités du milieu). On rappellera, en particulier, qu'un délai d'au moins trois jours doit être laissé entre le scellement des renforts passifs et la foration des drains adjacents.

Ici plus qu'ailleurs, les singularités des terrains constituent les principaux obstacles au bon déroulement du cycle d'exécution d'un boulon, notamment en présence de passages fracturés, de cavités ou de terrains grossiers, avec des difficultés de foration (blocage des outils, venues d'eau), d'instabilité des parois du forage, de fuite de coulis pendant l'injection de scellement, etc. bien que prévus au projet, en principe, ces inconvénients doivent être surmontés. Ainsi, ces diverses considérations appellent à un respect scrupuleux des phasages de réalisation des boulons, dans une démarche d'assurance de la qualité, dans le contexte du site et dans le cadre plus général du déroulement du chantier. Le savoir-faire des opérateurs est essentiel et doit être largement sollicité [17].

10 Comportement individuel d'un boulon

Il s'agit de la connaissance des réponses d'un boulon soumis à des sollicitations simples (arrachement, cisaillement).

10.1 Arrachement

La barre scellée sur sa longueur, de type mécaniquement couplée, est sollicitée en tête par un effort de traction axial.

Après une phase de déformation progressive, la rupture peut s'amorcer, à partir de la tête, à l'interface de la barre et du coulis de scellement, dans le coulis de scellement, ou enfin, à l'interface du coulis avec le terrain encaissant.

Un mode de rupture peut également se développer entièrement dans le rocher.

Les mécanismes de fissuration et de rupture localisés autour des boulons mécaniquement couplés relèvent de processus d'endommagement, de décohesion, de coalescence de fissures aux interfaces et dans le produit de scellement. Ces processus résultent de l'allongement propre

de l'acier et du cisaillement dans le produit de scellement et ses interfaces. Si la résistance en traction de l'acier n'a pas été atteinte, la progression de l'arrachement de la barre aboutit à son découplage complet du terrain et tend vers une résistance résiduelle de type frottement. Le confinement latéral intervient aussi et la dilatance au sein du scellement peut jouer un rôle autobloquant [04].

10.2 Cisaillement

Le cisaillement pur d'un fil (ou d'une plaque mince) constitue un autre mode de sollicitation de l'acier. Ce mécanisme se retrouve en partie dans un boulon scellé et traversant une discontinuité rocheuse dont les épontes glissent l'une par rapport à l'autre. Toutefois, la présence du coulis de scellement atténue le cisaillement simple au profit de mécanismes composés de traction, cisaillement et flexion. Ces mécanismes locaux et complexes mettent en jeu de nombreux paramètres (angle de la barre avec le plan de discontinuité, diamètre de la barre, propriétés du coulis de scellement, propriétés de la roche encaissante, ouverture entre les épontes, etc.).

Les essais sur modèles physiques en laboratoire montrent deux modes de ruptures extrêmes pour des barres perpendiculaires au plan de discontinuité :

la rupture de la barre se produit par un cisaillement pratiquement pur quand la roche et le coulis présentent des rigidités élevées, dans une discontinuité fermée et non dilatante pour un déplacement tangentiel relativement faible (de l'ordre du diamètre de la barre - Figure 2.22(a)) ;

dans les roches de résistance plus faible, ou pour une discontinuité ouverte, la rupture de la barre se produit en traction après un déplacement tangentiel plus grand (de plus de trois diamètres de la barre environ), pour lequel la barre écrase le coulis et la roche et prend une forme de manivelle avec un angle de 30° à 40° par rapport au plan de discontinuité, tout en favorisant une sollicitation en traction de la barre (Figure 2.22 (b)).

Une analyse approchée du fonctionnement d'une barre soumise à un effort tranchant en considérant la barre comme une poutre continue sur appui élastique conforte ces observations en faisant apparaître deux types de comportement suivant la rigidité relative entre la barre en acier et son « appui » latéral. Le début de la plastification dans l'acier se produit :

- au droit du plan de cisaillement dans les milieux de rigidité élevée, pour aboutir ensuite au cisaillement localisé ;
- au droit de deux rotules plastiques situées aux points de moment fléchissant maximum de part et d'autre de la discontinuité, pour aboutir à la striction de la barre en l'une de ces

rotules avec la poursuite de la déformation tangentielle, dans une roche présentant une rigidité significativement plus faible que celle de la barre [04].

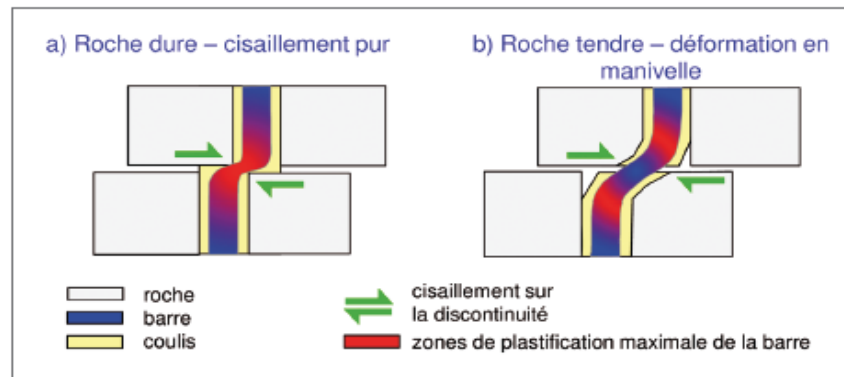


Figure 2.22 : Cisaillement d'un boulon au travers d'une discontinuité

10.3 Comportement d'un dispositif de boulons

Il est proposé ici de voir comment le rocher intervient dans le fonctionnement des dispositifs passifs de renforcement, ainsi que pour les boulons utilisés pour les dispositifs de protection contre les chutes de blocs (boulons sollicités en tête).

11 Choix des aciers

11.1 Barre

Les barres sont de type barre pleine « à haute adhérence » en acier de nuance B500B, dont la limite élastique en traction vaut 500 MPa et la classe de ductilité B(10). Elles sont munies d'un crénelage hélicoïdal sur toute leur longueur au pas à gauche qui les rend visibles. Elles doivent satisfaire à la norme NF A 35-080-1 « Aciers pour béton armé - Aciers soudables - Partie 1 : barres et couronnes ».

Il est possible d'employer des barres possédant des caractéristiques mécaniques supérieures. L'emploi de ces barres doit être dûment justifié au regard du mode de fonctionnement de l'ancrage dans le massif, en particulier vis à vis des conditions de traction et de cisaillement ou des conditions environnementales de corrosion. En dehors de ce contexte, en l'état actuel des connaissances et en première approche, il semble préférable de limiter la nuance d'acier à 500 MPa [04].

11.2 Longueur de scellement

- La longueur nominale des boulons, ou longueur de scellement, est définie comme étant la longueur de la partie scellée dans le rocher. D'autres longueurs sont à expliciter, comme indiqué sur le graphique de la Figure 2.23. La longueur extérieure sert à visser l'écrou sur la plaque d'appui. Cette longueur est égale à 0,2 m environ.
- Une sur-profondeur du forage de 0,3 m est à prévoir afin de garantir que les copeaux de forage non évacués par le nettoyage du forage ne perturbent pas le bon scellement de l'armature au terrain.

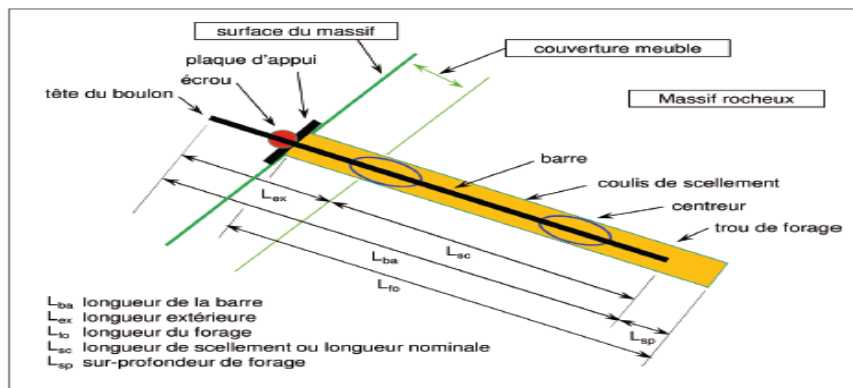


Figure 2.23 : Schéma d'un boulon scellé au coulis et définition des différentes longueurs caractéristiques.

Ainsi, la longueur de la barre d'acier n'est pas toujours égale à la longueur du forage. Dans tous les cas, elle est supérieure à la longueur du scellement.

La longueur extérieure peut être accrue :

Du fait de la présence sur le rocher sain d'une zone de rocher ou de sol altérés ;

Pour tenir compte en surface d'une profondeur de propagation du gel ou des cycles thermiques susceptibles d'endommager le rocher et le coulis.

11.3 Gaine pour contenir le coulis frais

Les gaines sont utilisées pour contenir le coulis frais pendant le scellement des barres dans les massifs karstifiés ou fracturés. Elles sont généralement constituées par un tissu textile extensible et résistant pour ne pas être endommagées pendant l'opération de mise en place des barres dans leur forage, puis pendant la montée en pression du coulis. D'autres produits sont en cours de développement, en forme de chaussette, leur diamètre de pore doit être adapté au type de coulis de scellement employé en favorisant son essorage.

Selon le site, une attention particulière devra être portée à la déformabilité de la gaine [04].

11. 4 Anticorrosion des aciers

Tous les éléments métalliques entrant dans la constitution des ancrages doivent faire l'objet d'une protection contre la corrosion, soit par galvanisation soit par l'application d'une peinture anticorrosion. En général, les plaques de tête reçoivent une protection par galvanisation et les extrémités des barres reçoivent une protection par application d'une peinture anticorrosion. Les écrous et les manchons ne pouvant être galvanisé à chaud, car la galvanisation vient combler les filetages, une autre technique doit être employée par exemple un revêtement mince non électrolytique à base de Zinc et d'aluminium.

La protection contre la corrosion des aciers doit être conforme avec les exigences de la norme EN 1537. Pour la détermination de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion, on pourra aussi se référer à la norme NF P94-270 « Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué » en utilisant le chapitre F2 de l'annexe F-normative (Détermination des valeurs de calcul des résistances ultimes de traction).

Faute de disposer de référentiel spécialisé, la prise en compte de la corrosion des aciers dans les milieux rocheux réputés peu corrosifs s'effectue en référence à la norme NF A 05-252 « Corrosion par les sols – Aciers galvanisés ou non mis en contact de matériaux naturels de remblai (sols) ». Ainsi, par exemple, pour un acier non revêtu d'une durée de service escomptée de 30 ans en site immergé, l'épaisseur d'acier réservée au phénomène de corrosion est de 2 mm sur le rayon. Cependant, dans des zones particulières extrêmement sensibles, la mise en oeuvre de protection type P2 doit être envisagée, au sens TA 95 « Tirants d'ancrage. Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle ». Une telle protection est indispensable dans le cas de minéralisations Zn, Pb, Ag et de sulfures [04].

11.4.1 Galvanisation

La galvanisation est réalisée à l'aide d'un revêtement appliqué par immersion à chaud dans le zinc ou un alliage de zinc selon la norme NF EN ISO 14713 « Protection contre la corrosion du fer et de l'acier dans les constructions – Revêtements de zinc et d'aluminium – Lignes directrices ». Ces spécifications permettent de garantir une protection au minimum équivalente à celle des filets et grillages métalliques. L'épaisseur du revêtement doit être conforme à la norme NF EN ISO 1461 « Revêtements par galvanisation à chaud sur produits finis ferreux –

Spécifications et méthodes d'essai ». Ces dispositions s'appliquent en particulier aux plaques de tête qui doivent être fabriquées en acier avec une protection anticorrosion par galvanisation.

Les écrous et manchons font l'objet d'un traitement particulier voir ci-avant.

11.4.2 Peintures anticorrosion

Les peintures anticorrosion s'appliquent sur les extrémités des barres (0,50 m minimum), les écrous et les faces apparentes des plaques de tête. Le système de peinture doit être titulaire de la marque ACQPA (Association pour la Certification et la Qualification en Peinture Anticorrosion) en précisant les items suivants :

- catégorie de corrosivité (C2 à C5 en fonction de la localisation des travaux(11)) ;
- Sur acier (subjectile noté A), pour les ancrages au rocher ;
- pour des ouvrages neufs (travaux notés N) ;
- pour les parties invisibles (I) ou vues (V) en fonction du choix du maître d'ouvrage [04].

12 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté nous avons présenté d'une manière très détaillée les différents types d'ancrages avec le domaine d'utilisation en géotechnique. Nous avons également montré le comportement mécanique individuel (arrachement et cisaillement) d'un boulon d'ancrage. Nous avons aussi, défini les différentes longueurs caractéristiques d'un boulon scellé au coulis.

CHAPITRE III
Etude bibliographique

CHAPITRE III : Etude bibliographique

1 Recherches concernant la stabilisation des talus rocheux

1.1 Etude expérimentale montrant le comportement d'une barre scellée au rocher.

Le boulon peut se rompre au niveau de la plaque ou au filetage (Li 2007), ou à une certaine distance derrière la plaque, l'endommagement de la plaque / filetage se produit plus que souvent dans le cas où le trou de boulon n'a pas été entièrement rempli au collier du trou ou la roche est extrêmement désintégré et a perdu sa cohésion dans le champ proche du collier du trou. Les mesures in situ, par exemple par Freeman (1978) et Sun (1984), montrent que la charge de traction maximale dans les boulons de roche entièrement liés, comme les barres d'armature et les boulons par frottement, se produit habituellement à une certaine distance de la plaque de taille. Des analyses théoriques effectuées par Li et Stillborg (1999) ont montré que, pour un boulon de roche entièrement lié, la distance entre la plaque frontale et la position de la charge de boulon maximale est associée à la fois à la rigidité de la plaque frontale et à la force de collage de l'interface boulon-coulis. Cette distance deviendrait grande dans le cas de l'utilisation de plaques de boulon molles et faibles. Dans la plupart des cas, ce type de charge entraîne une rupture du boulon dans la roche plutôt qu'à la plaque de taille lorsque le boulon est soumis à de grandes dilatations de la roche. Lorsque les contraintes rocheuses in situ deviennent élevées en profondeur, la conséquence est que la roche se rompt soit sous forme de déformation dépendante du temps (fluage) dans les roches faibles et molles, soit sous forme d'éjection dynamique (éclatement de la roche) ou quasi-dynamique (slabbing) dans les roches dures. Avec la méthode d'extraction par découpage, la roche découpée sera exposée sur la face avant de la coupe [18].



Figure 3.1 Partie d'un rocher fracturé

La figure 1 montre une partie d'un rocher fracturé dans un chantier de mine. Un certain nombre de fractures ainsi qu'un boulon de roche sont exposés (Figure 3.1). Les fractures ont une forme bombée. Ce type de rupture indique fortement que le boulon a effectivement freiné la déformation vers le bas de la roche.

La figure 2 montre les modes de rupture de deux boulons d'armatures dans une masse de roche dure. On constate que le boulon était soumis à des charges de cisaillement (voir flèches). Les boulons de roche sont habituellement soumis à des charges de traction et de cisaillement dans des conditions de fortes contraintes rocheuses.

Le boulon 1 était décalé d'environ deux diamètres de boulon, c.-à-d. 40 mm, et le boulon 2 était plié vers la gauche de la position de rupture. Il s'agit d'une preuve évidente que les deux boulons ont été soumis à une charge de cisaillement avant la rupture.

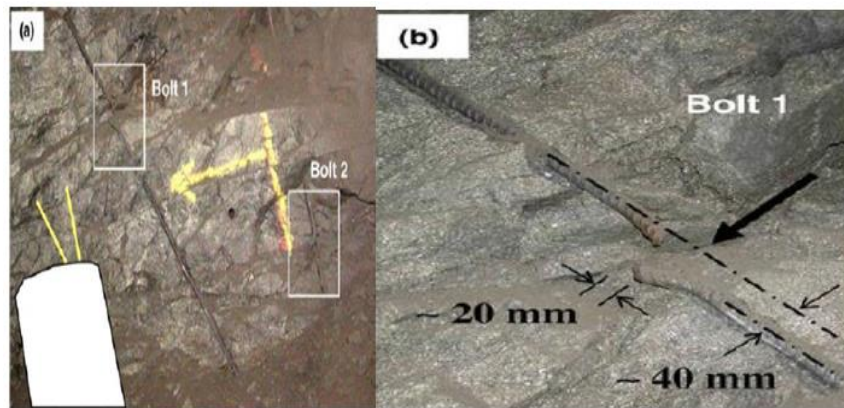


Figure 3.2 : Modes de ruptures de deux boulons dans un rocher

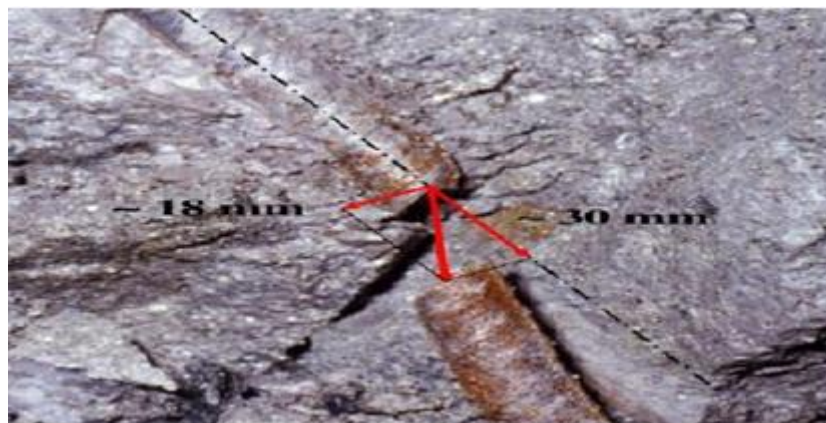


Figure 3.3 : Un boulon d'armature endommagé

Les flèches épaisses indiquent la direction des mouvements de cisaillement possibles dans la roche. Le déplacement axial de l'ouverture était d'environ 30 mm et le déplacement latéral d'environ 18 mm au niveau de l'endommagement.

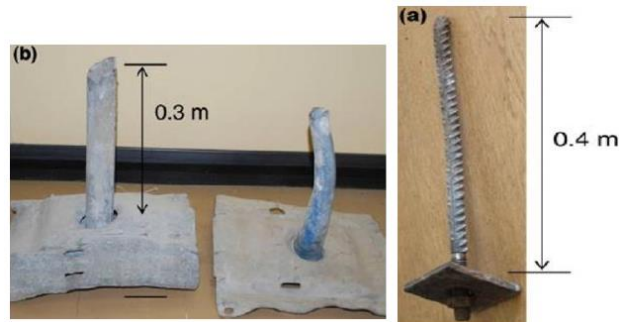


Figure 3.4 : Boulons de roche rompus. (a) Boulon de barre brisé dans une masse de roche Suède. (b) Ensembles de rupture rompus dans une faible masse de roche, Australie

La partie la plus chargée du boulon de roche est celle qui est la plus proche de la plaque de taille. Les observations sur le terrain, présentées aux figures 3.3 et 3.4 nous indiquent que la charge de boulon maximale se produit habituellement à une distance d'environ 0,5 m de la plaque de boulon pour les boulons de roche entièrement liés. Toutefois, dans les masses rocheuses fortement fracturées, les boulons peuvent se rompre à des endroits plus profonds [18].

1.2 Comportement à l'arrachement

Les essais d'arrachement praticables in situ caractérisent le comportement " effort-déplacement" en tête du boulon. Cet essai représente bien le chargement d'un ancrage ponctuel dans une roche qui se dé confine, la paroi agissant sur la plaque d'ancrage, au contraire d'un ancrage réparti pour lequel la déformation du massif s'exerce sur toute la longueur. Les tendances reproduits figure 3.5 sont déduites d'essais réalisés dans le mines pour différents types de boulon et de roches. Dans une roche fracturée, le chargement effectif s'exerce au droit des discontinuités. Des essais d'arrachement à travers un joint dans une roche dure homogène conduisent aux comportements typiques représentés figure 3.6

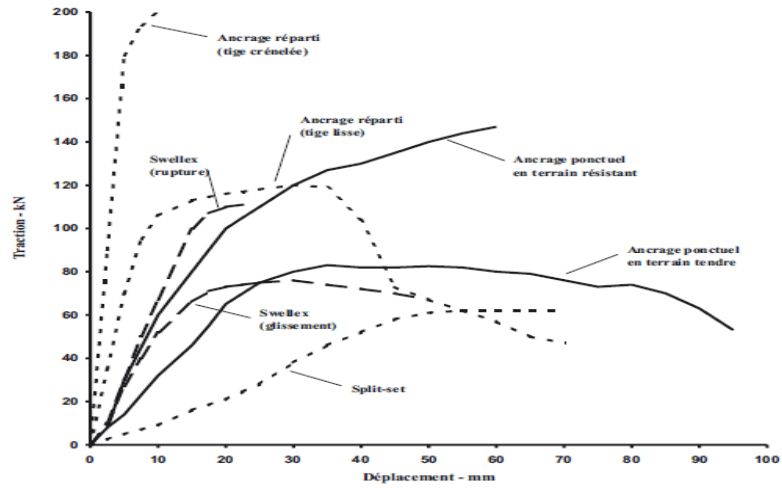


Figure 3.5 : Comportement en tête – d’après Fine (1998)

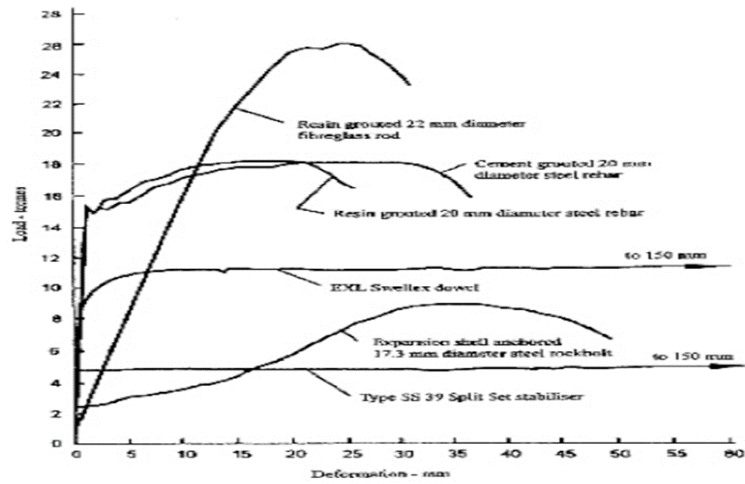


Figure 3.6 : Comportement à travers unjoint – d’après Stillborg (1994)

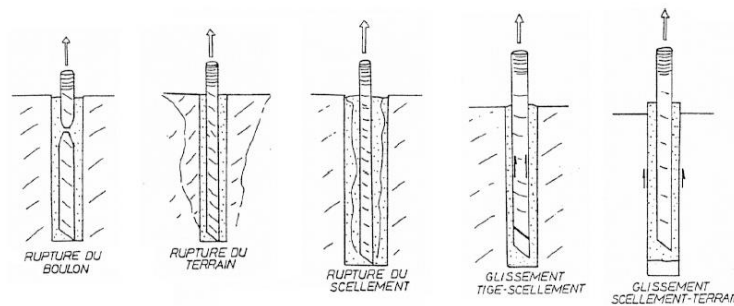


Figure 3.7 : Modes d’arrachement d’un ancrage réparti (Piguet et Revalor 1992)

Les ancrages par friction, dans une roche dure (figure 3.7), sont tels qu'une résistance constante peut être maintenue jusqu'à de grandes déformations, en raison du frottement à l'interface qui évolue peu avec le déplacement. Ce comportement rigide-plastique se révèle idéal car ils peuvent subir un allongement important qui signale une éventuelle rupture, tout en conservant leur capacité de portance. Dans les roches tendres, l'efficacité des boulons expansifs semble provenir de la compression du terrain transversalement aux boulons (Charmetton 2001), qui améliore la résistance et l'effet d'arc en voûte. Par ailleurs, le « matricage » de l'acier dans successifs de roches dures et tendres peut augmenter de manière significative la résistance à l'arrachement du système [19].

1.3 Etude numérique

1.3.1 Modèle numérique avec des verrous de l'interface barre-scellement

Dans ce travail, l'auteur Moosavi et al. (2005) propose un modèle numérique d'un essai d'arrachement. L'aptitude du modèle à reproduire des essais d'arrachement a été validée par la modélisation des essais d'arrachement sous rigidité de confinement constante de Benmokrane et al. (1995) [20].

- **Description des essais de Moosavi (2005)**

Ces essais d'arrachement ont été réalisés dans une cellule triaxiale de Hoek modifiée. Ce dispositif comprend une cellule de confinement à l'intérieur de laquelle une portion de barre (Figure 3.8) est scellée. La longueur totale de l'échantillon est de 300mm. L'échantillon est serti dans deux anneaux métalliques servant d'attache dans la cellule. Du côté de l'application de l'effort de traction en tête de la barre, l'anneau est fixe et, côté opposé, l'anneau peut se déplacer dans la direction de l'axe de la barre. Une portion de tube PVC est mise en place à l'interface barre – scellement à chaque extrémité de l'échantillon pour limiter la longueur effective de barre scellée à 150mm (ou 100mm dans certains essais). Plusieurs essais avec différents types de barre et de résistance du coulis de ciment ont été réalisés par Moosavi et al. (2005). Pour cette modélisation, les essais avec une barre en acier Fe500 de diamètre de 20mm et filetage discontinu (Figure 3.9) scellée dans un coulis de ciment d'une résistance en compression uni axiale de 42MPa ont été considérés. L'anneau métallique côté application de l'effort de traction étant fixe, le déplacement de la barre au cours de l'essai provient du seul glissement relatif à l'interface barre – scellement.

Par ailleurs, en périphérie, des jauges de déformation ont été installées permettant de mesurer l'expansion radiale de l'échantillon cylindrique. Ces dernières mesures peuvent présenter un point de comparaison supplémentaire dans notre étude du comportement radial [20].

1.4 Géométrie, conditions aux limites et maillage

La géométrie de la barre n'est pas axisymétrique à l'échelle des verrous du fait de la présence de deux zones lissées le long de la barre et de la forme hélicoïdale des verrous. Cependant, dans cette modélisation, nous avons négligé ces écarts afin de considérer le problème comme étant axisymétrique. La Figure 3.10 présente ainsi la géométrie axisymétrique retenue. La barre d'acier a été modélisée avec la géométrie réelle des verrous (Figure 3.9). Le coulis de ciment a été représenté avec une épaisseur de 20mm et une longueur effective de scellement de 150mm.

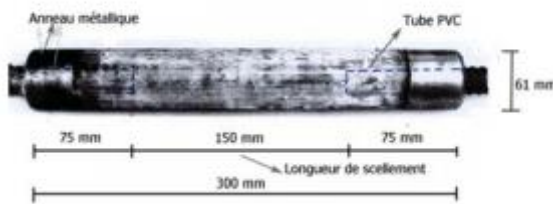


Figure 3.8 : Echantillon d'essai

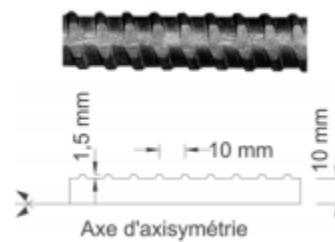


Figure 3.9 : Géométrie de la barre d'acier

La Figure 3.10 présente le modèle axisymétrique de l'essai d'arrachement avec le chargement et les conditions aux limites. Les déplacements de l'anneau de serrage en tête ont été bloqués. Le déplacement radial de l'anneau de serrage en pied a été imposé égal à zéro. Une pression de confinement a été appliquée et gardée constante à l'extérieur de l'échantillon.

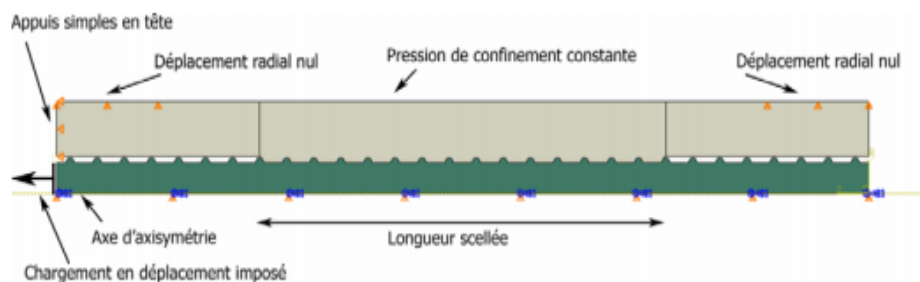


Figure 3.10 : Géométrie et conditions aux limites du modèle.

Des éléments axisymétriques quadrilatéraux et des éléments triangulaires ont été utilisés, respectivement pour le maillage de la barre d'acier et du matériau de scellement. Pour assurer une bonne précision des résultats au niveau de l'interface barre-scellement, la zone dans le scellement aux alentours de l'interface a été finement discrétisée avec des éléments de dimension de l'ordre de 0,3mm. La Figure 3. 11 représente la vue d'ensemble du maillage avec un zoom au niveau de l'interface. Le maillage présenté comporte 14 000 nœuds.

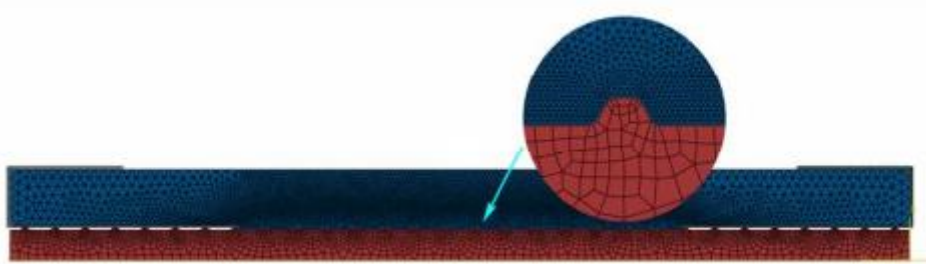


Figure 3. 11 :Maillage des essais de Moosavi et al. (2005)

1.4.1 Paramètres des modèles de comportement des matériaux et du contact

Comportement du contact acier – matériau de scellement

Le contact entre l'acier et le matériau de scellement a été modélisé par un comportement purement frottant en négligeant la cohésion entre l'acier et le coulis de ciment formée lors de la prise du ciment. En effet, selon Fib (2000), cette cohésion représente moins de 20% de la résistance totale. Le coefficient de frottement acier-coulis de ciment a été pris égal à 0,4 en référence aux travaux dans le béton armé (Davidovici, 1995).

Comportement de l'acier

Le comportement de l'acier a été représenté par un modèle élastique parfaitement plastique sachant que le niveau de sollicitation dans le cas d'un essai d'arrachement sur barre courte ne permet pas d'attendre la limite élastique de l'acier. La nuance d'acier de la barre étant Fe500, la limite élastique a été prise égale à 500MPa et le module de Young, à 200GPa. Le taux d'allongement en traction à la rupture a été pris, de manière classique, égal à 5% (NF EN 1992-1-1).

Comportement du coulis de ciment

Le Tableau 3.1 présente les paramètres du modèle CDP pour le coulis de ciment utilisé dans les essais de Moosavi et al. (2005). Ce dernier a une résistance en compression de 42,0MPa. Les autres propriétés mécaniques sont récapitulées dans le Tableau 3.1 . A partir de ces paramètres, les courbes de comportement en compression et en traction sont tracées et présentées à la Figure 3.12 .

Tableau 3.1 : Paramètres du modèle CDP pour le coulis de ciment des essais de Moosavi et al. (2005)

Paramètres		Unité	Coulis	Détermination
Module d'Young	Eci	[GPa]	10,0	D'après Hyett et al. (1992)
Coefficient de Poisson	V	[]	0.25	D'après Hyett et al. (1992)
Module sécant au pic	Ec1	[GPa]	6,9	D'après Hyett et al. (1992)
Résistance au pic en compression	Fc	[MPa]	42,0	Valeur mesurée
Résistance résiduelle en compression	Fr	[MPa]	4.2	d'après Carpinteri et al. (2011):
Résistance en traction	Ft	[MPa]	3.8	Valeur mesurée
Angle de frottement	Φ	[°]	33.0	D'après Hyett et al. (1992), Moosavi et al. (2003)
(ou Kc)	Kc	[]	0.693	Valeur calculée
Rapport fb/fc	Fb/fc	[]	1.12	D'après Kupfer (1969)
Energie de propagation de fissuration	Gf	[Nmm/mm ²]	0.005	D'après les travaux de de Xu & Zhu (2009) et Padevët & Zobal (2012)
Energie d'écrasement	Gc	[Nmm/mm ²]	21.4	Gc/fc=1,96 d'après Carpinteri et al. (2011)
Longueur caractéristique en traction	Lt	[mm]	0.3-1.0	

Longueur caractéristique en compression	Lc	[mm]	30.0	
Coefficient a	A	[]	2.31	Selon Carpinteri et al. (2011)
Coefficient b	b	[]	1.67	Selon Carpinteri et al. (2011)
Rapport $\epsilon_{pl}^{1/2} / \epsilon^t$	μt	[]	0.951	Valeur calculée
Rapport $\epsilon_{pl} / \epsilon^s$	μc	[]	0.50	Valeur calculée
Angle de dilatance	Ψ	[°]	13.0	D'après Vermeer & de Borst (1984) (pour les bétons)
Excentricité	E	[]	0.1	Valeur par défaut

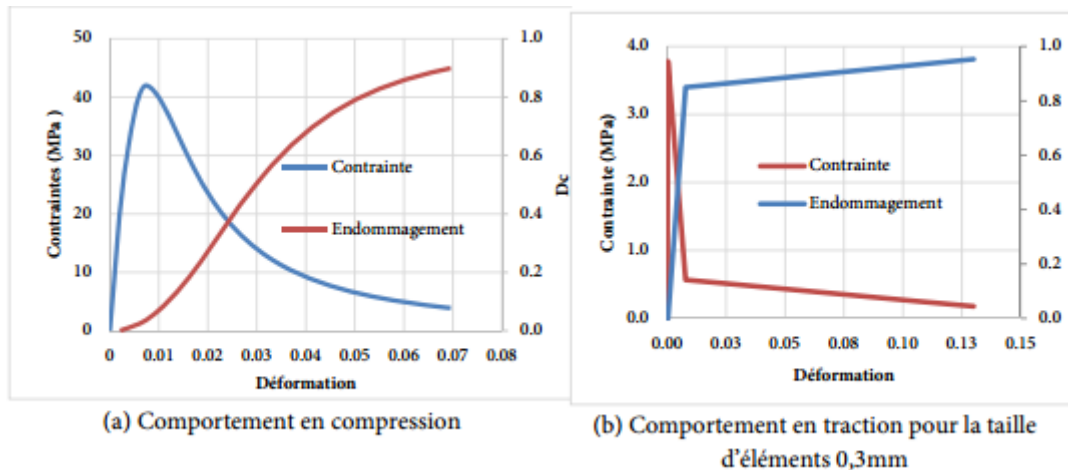


Figure 3.12 : Contrainte et variable d'endommagement en fonction de la déformation en compression et en traction

1.4.2 Chargement

L'ensemble a été chargé par un déplacement imposé en tête de la barre, avec une valeur maximale de 25mm qui correspond au déplacement maximal imposé par Moosavi et al. (2005) dans leurs essais.

Du fait de la complexité de la géométrie à l'interface barre – scellement, du comportement non linéaire des matériaux et des grandes déformations, il est difficile d'assurer la convergence numérique dans un calcul implicite. Il est alors nécessaire d'utiliser un schéma d'intégration explicite dans le temps (Abaqus/Explicit) (Abaqus, 2012). Afin de diminuer le temps de calcul tout en satisfaisant les conditions de stabilité requises dans Abaqus,

l'incrément de temps a été augmenté en imposant une vitesse de chargement plus élevée que celle de l'essai conventionnel (NF P 94- 444 2002). La simulation reste quasi-statique, l'énergie cinématique étant vérifiée très inférieure à l'énergie de déformation [20].

1.4.3 Résultats de la modélisation numérique et analyses

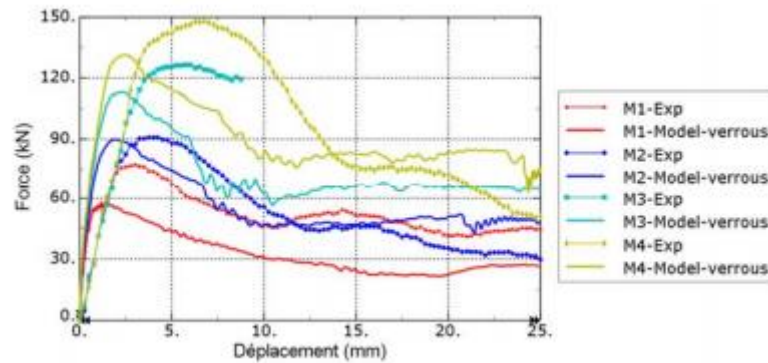


Figure 3.13 : Courbes de comportement de l'ancrage sous différentes contraintes de confinement

En termes de déplacements radiaux à l'extérieur de l'échantillon, la Figure 3.14 présente les valeurs obtenues numériquement et les compare avec les résultats expérimentaux. On peut remarquer qu'au pic, les valeurs de la modélisation numérique sont proches des valeurs expérimentales, de l'ordre de 0,05mm. Cependant, après le pic, les valeurs issues de la modélisation numérique continuent à augmenter, alors qu'en réalité, elles n'augmentent plus, voire diminuent : il s'agit du phénomène de contractance. Le modèle de comportement choisi pour le matériau de scellement ne permet pas de reproduire ce phénomène.



Figure 3.14 : Déplacement radial à l'extérieur de l'échantillon sous différentes contraintes de confinement

Les Figure 3.15 et Figure 3.16 présentent les variables d'endommagement en traction d_t (DAMAGET), en compression d_c (DAMAGEC) et la déformation dévia torique plastique ϵ_p (PE) dans le matériau, respectivement à l'instant t_1 (avant le pic de traction en tête) et à l'instant t_2 (au pic de traction en tête) pour l'essai à la pression de confinement de 3,2MPa. d_t et d_c représentent le degré de dégradation du module de Young, respectivement en traction et en compression. Quant à la déformation dévia torique plastique ϵ_p , elle donne une indication sur l'intensité de la déformation dans le matériau et donc sur la localisation des zones de rupture. Il est observé sur la Figure 3.15 a qu'avant le pic de traction en tête, des chemins de rupture potentielle en traction apparaissent au niveau des verrous. Leur orientation est comprise entre 45° et 80° par rapport à l'axe de chargement. D'après la Figure 3.15 b, le scellement à l'avant des verrous est progressivement écrasé depuis la tête de la barre. A partir de la tête de la barre, des déformations plastiques se localisent en de fines bandes au niveau des dents de scellement entre les verrous (Figure 3.15c) laissant penser à une sollicitation en cisaillement.

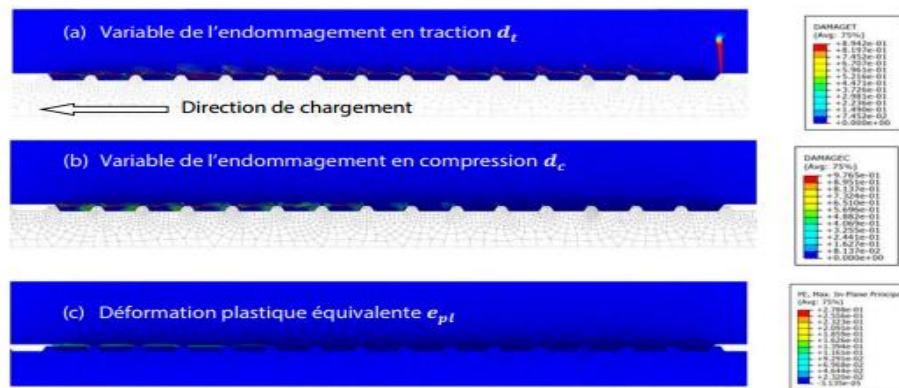


Figure 3.15 : Diagrammes des variables de l'endommagement d_t et d_c de la déformation plastique équivalente ϵ_{pl} à l'instant t_1 avant le pic ($\delta_1 = 0.5\text{mm}$)

Au pic de traction en tête, des microfissures se sont propagées transversalement à travers le scellement au pied de la barre (Figure 3.16a). Cette rupture a effectivement été constatée expérimentalement (Figure 3.17). Le scellement à l'avant de tous les verrous de la barre d'acier est écrasé (Figure 3.16b). Une bande de cisaillement se développe dans le scellement sur une certaine épaisseur à la limite des verrous (Figure 3.16 c).

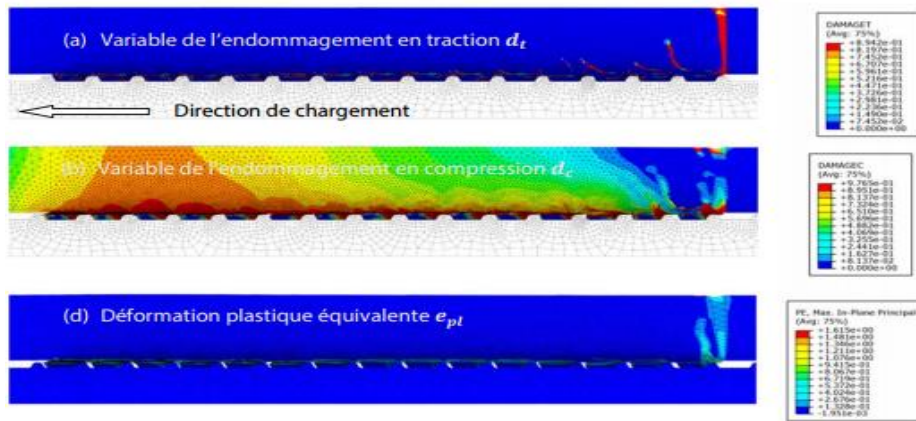


Figure 3.16 : Diagrammes des variables de l'endommagement d_t et d_c de la déformation

plastique équivalent ϵ_{pl} à l'instant t_2 au pic ($\delta_2 = 1.5 \text{ mm}$)

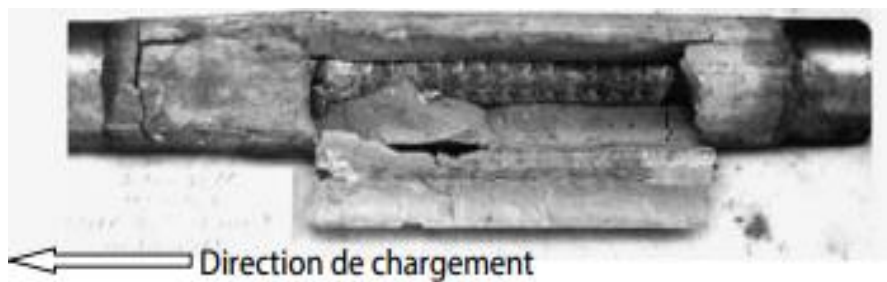


Figure 3.17 : Rupture de l'ancrage sous une contrainte de confinement de 3,2 MPa

Description des essais de Benmokrane et al. (1995)

Le principe du dispositif d'essai à l'arrachement de Benmokrane et al. (1995) est d'utiliser un cylindre en béton d'un diamètre $d = 88.5 \text{ mm}$ et d'une longueur de 340 mm pour représenter la roche. A l'intérieur du cylindre en béton, un forage de diamètre de 38 mm est réalisé. Une barre d'acier ayant un diamètre nominal de 15,8 mm avec une hauteur des verrous de 1,1 mm y est scellée au coulis de ciment pour différentes longueurs de scellement de 7 à 20 fois le diamètre de la barre.

Dans notre modélisation, les essais réalisés avec le coulis CG6 (ratio E/C = 0,45 avec ajout de sable fin) sur trois longueurs de scellement $L=7d$, $L=11d$ et $L=14d$ ont été considérés.

1.5 Géométrie, conditions aux limites et maillage

La géométrie de la barre a été considérée comme axisymétrique malgré la présence de deux zones lissées le long de la barre et de la forme hélicoïdale des verrous. Les Figure 3.18 a,b,c présentent la géométrie choisie pour les 3 essais modélisés.

Lors de la réalisation des essais d'arrachement, une plaque d'appui a été utilisée en tête de l'échantillon : tout déplacement axial en tête du bloc de béton et du coulis de ciment a donc été bloqué verticalement (Figure 3.18).

Le modèle a été discrétisé avec des éléments axisymétriques triangulaires et quadrilatéraux. La taille des éléments du coulis de ciment varie de 0,3mm (pour les éléments en contact avec les verrous) à 1,0mm (pour les éléments en contact avec la roche). La taille des éléments du bloc de béton varie de 1,0mm à 5,0mm. Un zoom sur le maillage est présenté sur la Figure 3.18d [20].

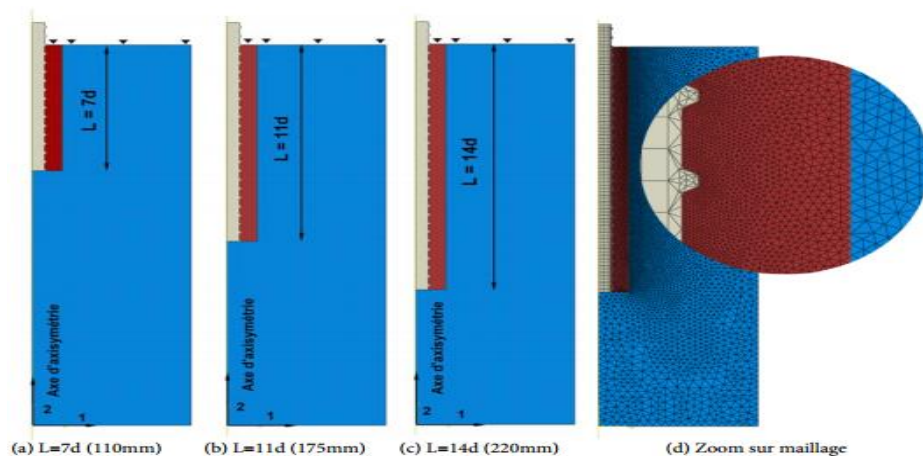


Figure 3.18 : Géométrie, conditions aux limites et maillage

1.5.1 Chargement

L'échantillon a été chargé par un déplacement imposé en tête de la barre, avec une valeur maximale de 25mm. La simulation des essais a été effectuée sous Abaqus/Explicit avec un incrément de temps suffisamment petit pour assurer la condition de stabilité de Courant Friedrichs – Lewy (Abaqus 2012). Pour réduire le temps de calcul, nous avons utilisé une vitesse de chargement « numérique » de 0,1m/s tout en s'assurant que la simulation reste quasi-statique, l'énergie cinématique étant vérifiée très inférieure à l'énergie de déformation (<0,1%).

1.5.2 Paramètres des modèles de comportement des matériaux et de contact

Comportement du contact acier-matériau de scellement

Le contact entre l'acier et le matériau de scellement a été considéré comme purement frottant pour les raisons exposées précédemment (§3.1.2).

Comportement du contact béton –matériau de scellement

Le contact entre le béton et le coulis de ciment a été considéré comme cohésif. Cette hypothèse vient du fait que la résistance au cisaillement de cette interface est assez élevée (de l'ordre de 3,5MPa) due à l'adhésion chimique entre le béton et le coulis de ciment (BSI 1989).

De plus la plaque d'appui en tête de l'échantillon empêche tout déplacement relatif entre ces deux matériaux.

Comportement de l'acier

Le comportement de l'acier a été modélisé avec le même comportement élastoparfaitement plastique utilisé pour la modélisation des essais d'arrachement de Moosavi et al. (2005).

Comportement du coulis de ciment (CG6) et du béton

Le Tableau 3.2 présente les paramètres des modèles CDP utilisés pour ces deux matériaux. Dans ce tableau, les paramètres en gras ont été déterminés par des essais de caractérisation à 28 jours par les auteurs de l'étude. Les autres paramètres sont déterminés selon les études expérimentales sur les bétons et coulis de ciment.

Tableau 3.2 : Paramètres des modèles CDP utilisés pour la modélisation du matériau de scellement et du béton

Paramètres		Unité	Couli s	Béton	Détermination
Module d'Young	Eci	[GPa]	10,0	40	D'après Hyett et al. (1992)
Coefficient de Poisson	V	[]	0.25	0.25	D'après Hyett et al. (1992)
Module sécant au pic	Ec1	[GPa]	6,9	30.0	D'après Hyett et al. (1992)
Résistance au pic en compression	Fc	[MPa]	42,0	60.0	Valeur mesurée
Résistance résiduelle en compression	Fr	[MPa]	4.2	6.0	d'après Carpinteri et al. (2011):
Résistance en traction	Ft	[MPa]	3.8	5.4	Valeur mesurée

Angle de frottement	Φ	[°]	33.0	38.0	D'après Hyett et al. (1992), Moosavi et al. (2003)
(ou Kc)	Kc	[]	0.693	0.683	Valeur calculée
Rapport fb/fc	Fb/fc	[]	1.12	1.12	D'après Kupfer (1969)
Energie de propagation de fissuration	Gf	[Nmm/mm ²]	0.005	0.032	D'après les travaux de de Xu & Zhu (2009) et Padevët & Zobal (2012)
Energie d'écrasement	Gc	[Nmm/mm ²]	21.4	30.0	Gc/fc=1,96 d'après Carpinteri et al. (2011)
Longueur caractéristique en traction	Lt	[mm]	0.3-1.0		Taille d'élément
Longueur caractéristique en compression	Lc	[mm]	30.0	115.0	
Coefficient a	A	[]	2.31	2.36	Selon Carpinteri et al. (2011)
Coefficient b	b	[]	1.67	1.67	Selon Carpinteri et al. (2011)
Rapport $\epsilon_{pl}^{1/2}/\epsilon^t$	μ_t	[]	0.951		En fonction Lt
Rapport ϵ_{pl}/ϵ^t	μ_c	[]	0.50	0.801	En fonction Lt
Angle de dilatance	Ψ	[°]	13.0	13.0	D'après Vermeer & de Borst (1984) (pour les bétons)
Excentricité	E	[]	0.1	0.1	Valeur par défaut

Pour cette modélisation, nous avons considéré deux méthodes d'adaptation du modèle de comportement en traction des matériaux: soit au périmètre d'éléments (appelé : model-verrous-R) , soit à la taille d'éléments (appelé : model-verrous-Lg).

1.5.3 Résultats de la modélisation numérique et analyses

1.5.4 Comparaison des courbes de comportement effort de traction –déplacement en tête

Les Figure 3.19, Figure 3.20, et Figure 3.21 présentent les courbes force-déplacement en tête du scellement à l'issue des modélisations numériques pour les longueurs de scellement de 7d, 11d, et 14d respectivement.

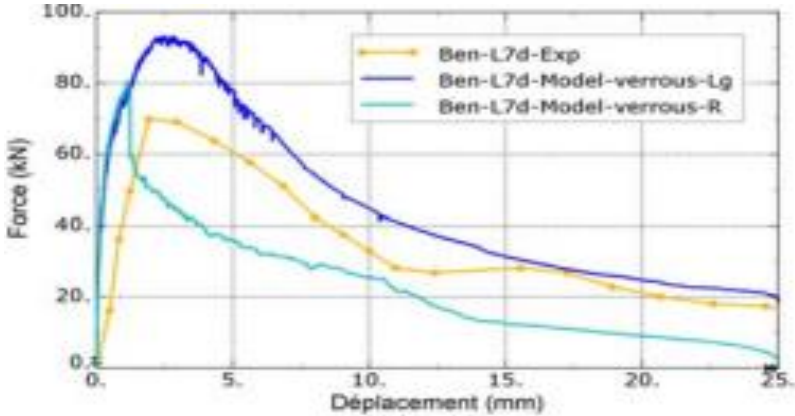


Figure 3.19 : Courbes de comportement de l'ancrage L=7d et comparaison avec l'expérimentation

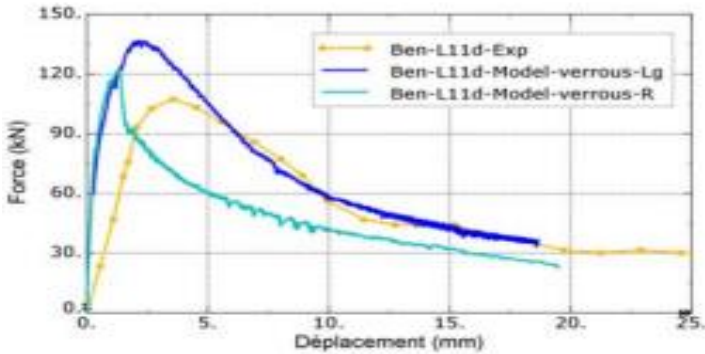


Figure 3.20 : Courbes de comportement de l'ancrage L=11d et comparaison avec l'expérimentation

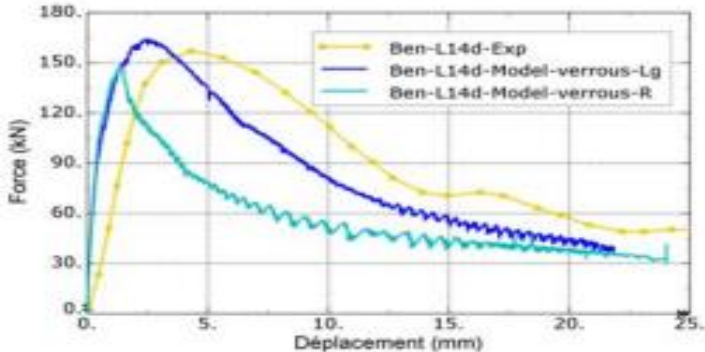


Figure 3.21 : Courbes de comportement de l'ancrage L=14d et comparaison avec l'expérimentation

Sur base de ces résultats, on peut remarquer que les courbes de comportement présentent des allures différentes selon le mode d'adaptation du comportement en traction **fragile** si il est adapté au périmètre d'éléments et **ductile** si il est adapté à la taille d'éléments. En comparant avec les résultats expérimentaux, il s'avère que le comportement réel est plutôt ductile et correspond mieux aux résultats de la modélisation quand le radoucissement en traction est adapté à la taille des éléments.

Description des mécanismes de rupture

Pour mieux comprendre ces deux types de comportement observés, les contraintes de confinement générées à l'extérieur du scellement par le bloc de béton ont été tracées en fonction du déplacement en tête du scellement et présentées sur la Figure 3.22. La dilatance à l'interface barre-scellement a été tracée sur la Figure 3.23 . Les variables d'endommagement en traction dt , en compression dc et la déformation plastique à différents instants de $t1$ à $t5$ (indiqués sur la Figure 3.22 et correspondant respectivement à des déplacements de la barre de 0,250mm; 0,50mm; 1,25mm; 2,50mm et 7,0mm) obtenus par le modèle de radoucissement en traction adapté au périmètre des éléments, sont représentées sur la Figure 3.24 pour l'essai $L=7d$. Pour le modèle de radoucissement en traction adapté à la taille d'élément, la Figure 3.25 illustrent ces résultats.

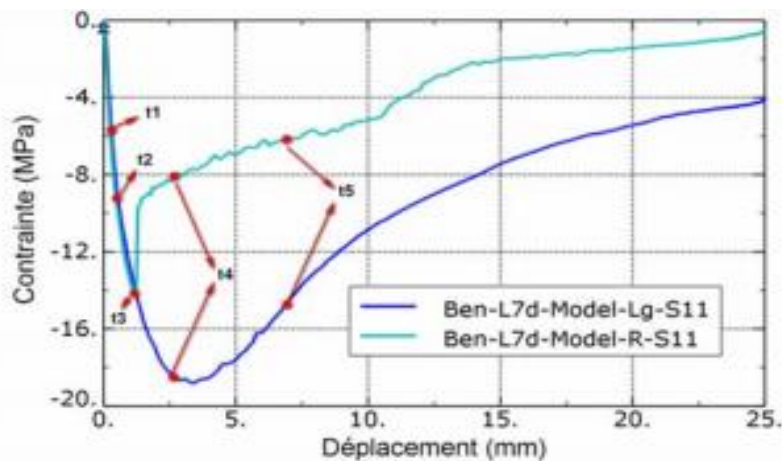


Figure 3.22 : Contraintes de confinement générées par le bloc de béton à l'extérieur du scellement

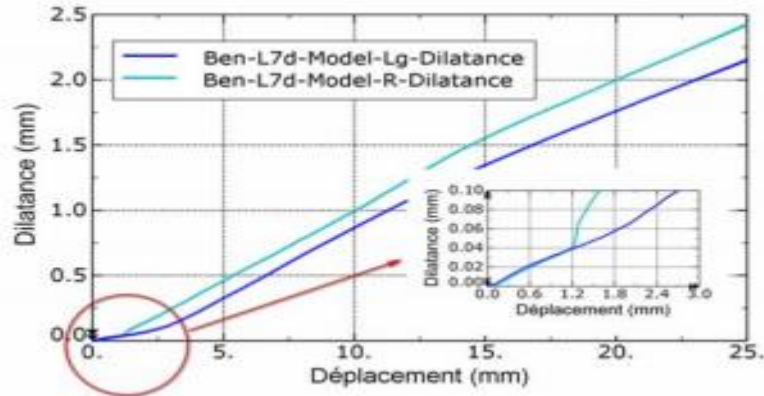


Figure 3.23 : Déplacement radial à l'interface barre-scellement

Au début du chargement, jusqu'à l'instant t_3 , quel que soit le modèle numérique (Model-verrous-R ou Model-verrous-Lg), la force appliquée en tête de la barre (Figure 3.19) et la contrainte de confinement (Figure 3.22) évoluent de la même manière du fait de la rigidité constante du bloc de béton : le bloc de béton n'est pas encore endommagé. Après l'instant t_3 , on note un changement entre un comportement fragile et un comportement ductile de l'ancrage. Sur la Figure 3.24a, dans le cas du radoucissement en traction adapté à la taille du périmètre, on peut observer que des fissures apparaissent très tôt lors du chargement selon une longueur non négligeable qui va jusque dans le béton (instant t_1). La diminution artificielle de l'énergie de fissuration pour pouvoir prendre en compte la fissuration longitudinale, peut justifier cette observation. Cependant, ces fissures n'influencent pas la résistance de l'ancrage car la contrainte continue d'augmenter jusqu'à l'instant t_3 . A cet instant, on observe une rupture brutale et prématurée de l'ancrage s'accompagnant d'une diminution de la contrainte de confinement à l'extérieur du scellement. En fait, la dilatance à l'interface barre-scellement atteint une valeur importante de 0,04mm (Figure 3.23) qui génère une dilatance importante à l'interface scellement-béton jusqu'à ce que le bloc de béton se fende axialement (Figure 3.24 , instant t_3).

Dans le cas où le radoucissement en traction est adapté à la taille d'éléments, des fissures se créent également au niveau des verrous mais avec une longueur beaucoup plus petite (Figure 3.25a). Après l'instant t_3 , comme l'énergie de fissuration pour le deuxième type de fissuration est artificiellement augmentée, le bloc de béton continue de résister à une dilatance de plus en plus importante qui fait augmenter davantage la pression de confinement à l'extérieur du scellement. Par conséquent, la contrainte tangentielle proportionnelle à la pression de confinement, augmente jusqu'à la valeur de résistance au cisaillement à l'instant

t4 (Figure 3.22). Après l'instant t4, la cohésion de l'interface barre-scellement se dégrade progressivement entraînant une diminution progressive de la pression de confinement à l'extérieur du scellement.

Cette analyse permet de distinguer selon si le milieu de confinement est suffisamment rigide ou non, les deux types de rupture de l'ancrage, ductile ou fragile. Si le milieu de confinement n'est pas suffisamment rigide, cela conduit à une rupture brutale, prématurée de l'ancrage. Si le milieu est rigide, c'est plus tôt une rupture ductile. D'après les résultats expérimentaux de Benmokrane et al. (1995), l'ancrage manifeste un comportement plutôt ductile, c'est-à-dire que le bloc de béton ne se fend pas lors de l'essai. Sur le principe, si la méthode d'adaptation du radoucissement en traction au périmètre des éléments semble être pertinente, dans la modélisation numérique avec des verrous, la dilatance du matériau n'étant pas limitée, cela sursollicite le bloc de béton par fendage et cela génère une rupture brutale. Concernant la rupture en compression, les Figure 3.24 b,c et Figure 3.25b,c montrent une similitude entre les deux modèles numériques : le scellement devant les verrous est cisailé et crée des zones d'endommagement en compression dont l'ampleur est assez similaire. Les déformations plastiques se forment en tête des verrous, la barre est donc arrachée le long de ce plan de rupture. [20].

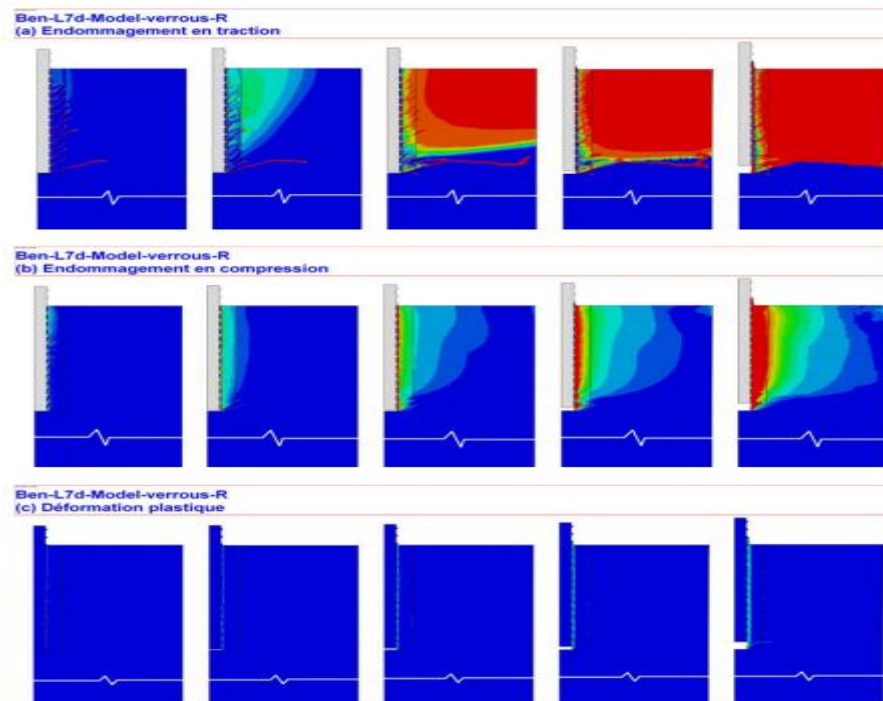


Figure 3.24 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement en traction adapté au périmètre des éléments : $L=7d$

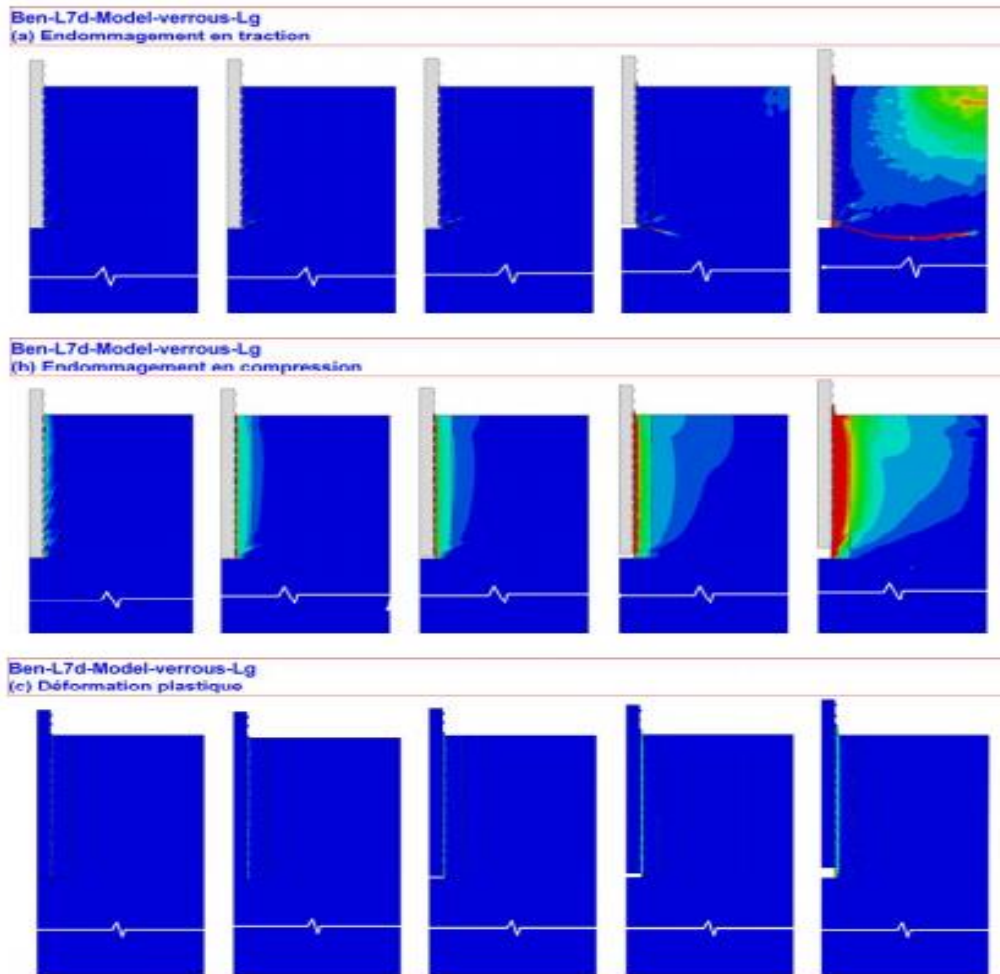


Figure 3.25 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement en traction
adapté à la taille d'élément : $L = 7d$

Des modélisations numériques ont également été faites pour les scellements de longueur 11d et 14d et les résultats sont présentés sur les Figure 3.26 , Figure 3.27, Figure 3.28, Figure 3.29 .

La comparaison des résultats numériques avec ceux expérimentaux donne les mêmes constatations.

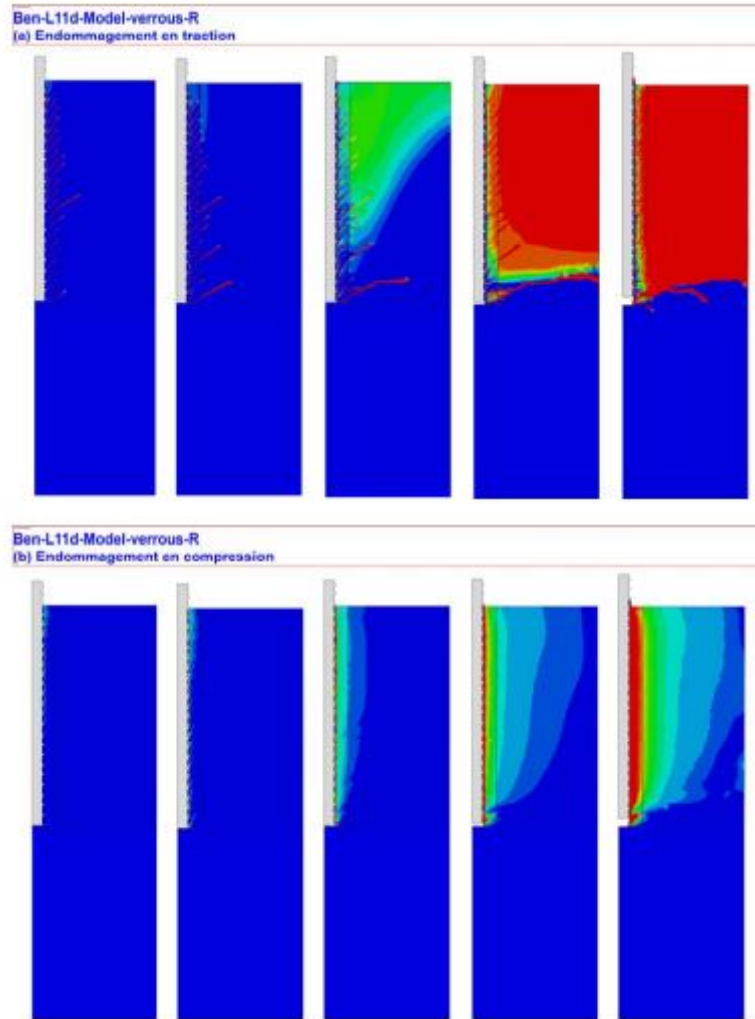


Figure 3.26 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté au périmètre d'éléments : $L = 11d$

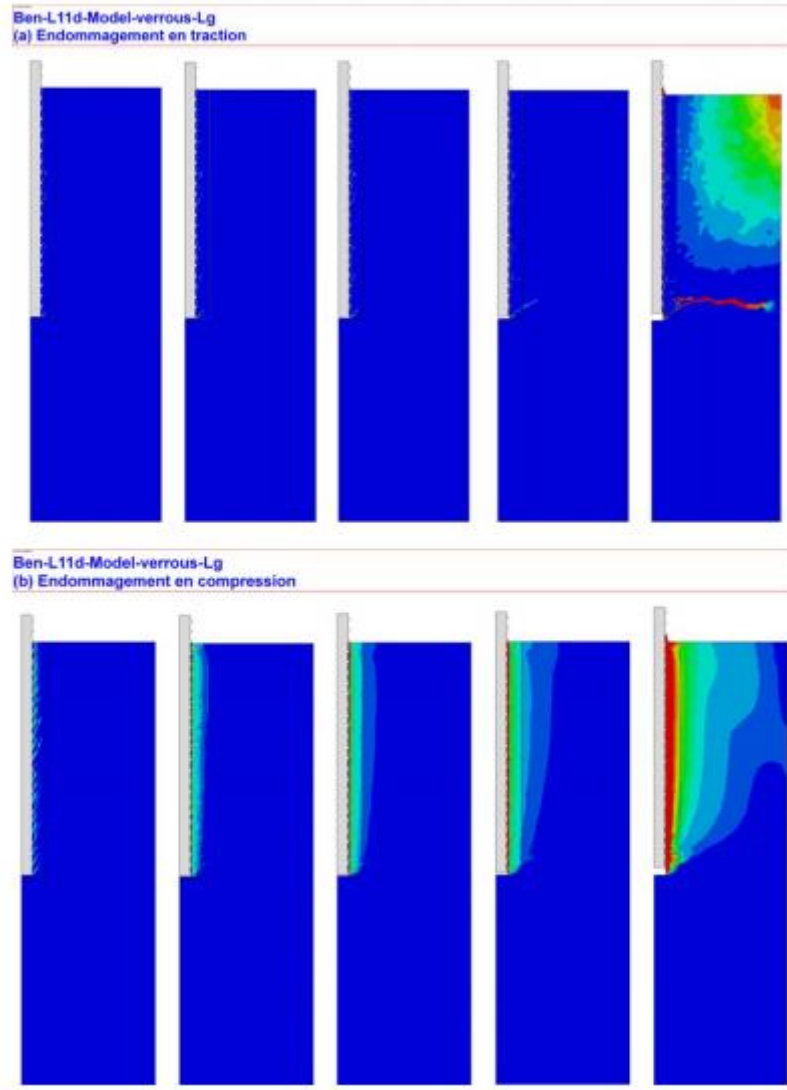


Figure 3.27 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté à la taille d'éléments : $L = 11d$

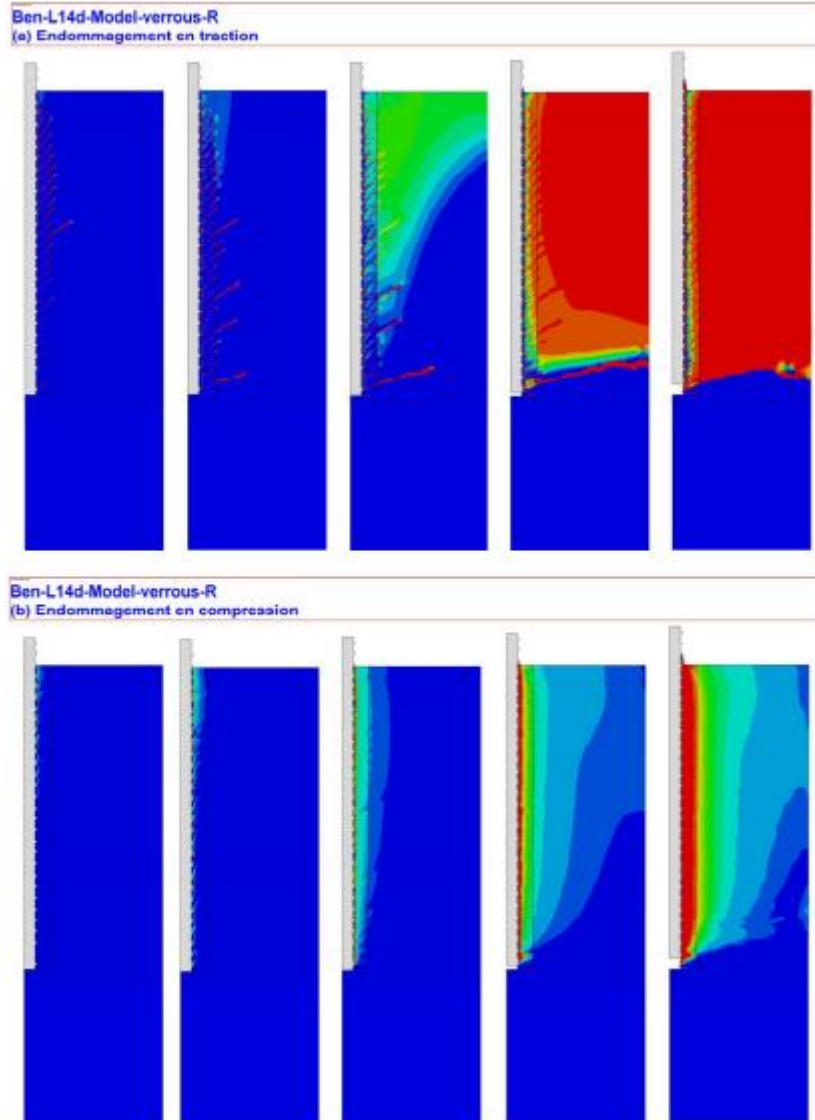


Figure 3.28 : Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté au périmètre
d'éléments : $L = 14d$

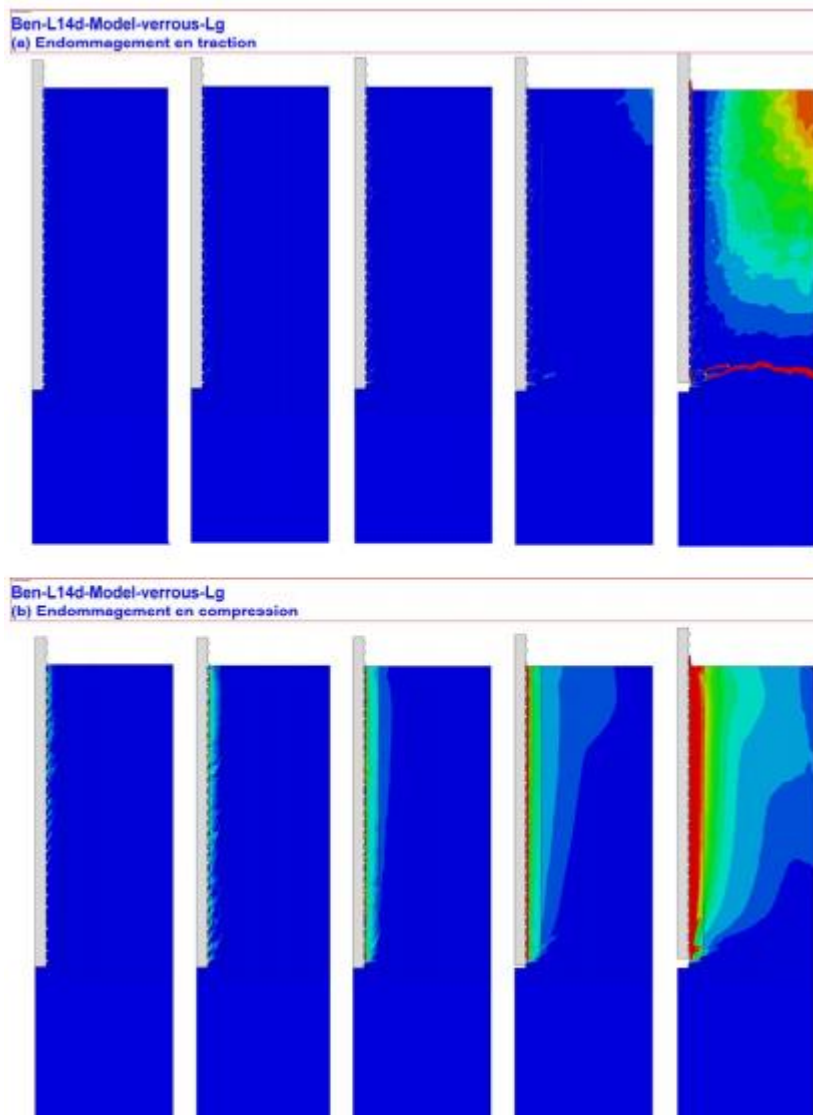


Figure 3 .29 :Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté à la taille d'éléments : $L = 14d$

2 Conclusion

Le modèle numérique avec verrous développé reproduit relativement bien le comportement de l'ancrage lors des essais d'arrachement et nous a permis de mieux comprendre le comportement à l'interface barre-scellement : dilatance, puis rupture progressive de la cohésion.

Cependant la dilatance du scellement n'est pas empêchée si bien que le modèle avec verrous est plus approprié pour des essais sous contrainte de confinement constante, car la pression à l'extérieur du scellement est gardée constante. Dans le cas des essais sous rigidité de confinement, la dilatance n'étant pas empêchée, elle exagère la contrainte de confinement à l'extérieur du scellement et la résistance de l'ancrage est ainsi surestimée.

CHAITRE IV

Modélisation du talus rocheux renforcé par Boulon d'ancrage

CHAPITRE IV : Modélisation du talus rocheux renforcé par Boulon d'ancrage

1 Introduction

Il est courant d'observer que sous l'effet des contraintes tectoniques, un massif rocheux présente un réseau régulier de fractures lui donnant du point de vue macroscopique l'apparence d'une structure de blocs rocheux. La mécanique des milieux continus classiques offre un cadre approprié et bien établi lorsqu'il s'agit de modéliser un processus de déformation dont la longueur d'onde dominante est grande comparée à la taille caractéristique des discontinuités de la structure considérée. Les méthodes d'homogénéisation permettent de définir les caractéristiques mécaniques d'un milieu continu équivalent, à grande échelle, au matériau discontinu initial (Bakhalov et Panasenko, 1989). L'intérêt de développer une approche continue pour un milieu hétérogène ou discontinu réside dans le fait que les approches « discrètes » (Cundall et Hart, 1992) conduisent à des calculs numériques considérables lorsque le nombre des discontinuités ou des hétérogénéités augmente. Parmi les avantages d'une représentation par milieu continu équivalent, on peut également citer le fait que le maillage par éléments finis utilisé pour la résolution d'un problème aux limites est indépendant de la géométrie des discontinuités. Enfin, dans certains cas, comme pour des milieux rocheux largement fracturés, on ne dispose pas toujours d'information précise sur les réseaux de failles et de joints et seules des valeurs moyennes des modules de déformation peuvent être utilisées. Le milieu continu homogénéisé ne peut reproduire que le comportement à grande échelle du matériau réel et c'est là sa principale limitation. On peut cependant étendre le domaine de validité de l'approche continue en ayant recours à des modèles de milieux continus d'ordres supérieurs ou milieux continus généralisés qui possèdent dans leur formulation des degrés de liberté cinématiques supplémentaires comme les milieux de Cosserat (Cosserat, 1909) et/ou des gradients de déformation d'ordres supérieurs. Les modèles de milieux continus généralisés contiennent dans leur description une ou plusieurs longueurs internes reliées à la microstructure du matériau [2]. Les milieux stratifiés et les structures de blocs représentent deux exemples pour lesquels la théorie de Cosserat est tout à fait adaptée. Ces deux exemples sont présentés et illustrés pour la stabilité de pentes rocheuses.

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des roches . Un modèle

n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du roche, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, géo synthétiques, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact. Dans ce chapitre nous allons utiliser le code Abaqus (modèle axisymétrique) pour, simuler numériquement l'influence de la position des tirants d'ancrage sur le comportement des talus rocheux.

2 Présentation du code ABAQUS

L'avenir est à l'outil numérique et à la réalité virtuelle; la simulation et l'analyse numérique se sont développées ces dernières années dans la recherche industrielle privée ou publique (constructeurs automobile, aéronautique, spatial,...etc.) améliorant ainsi la productivité des industriels et la vie de tous les consommateurs .

La solution d'analyse par éléments finis optimise le prototypage virtuel et la simulation numérique pour l'entreprise en utilisant les hypothèses de la mécanique de la rupture en élasticité et de la dynamique. Ainsi elle simule et améliore les performances.

D'un point de vue technique, les résultats obtenus grâce à ABAQUS sont le bilan des énergies, des forces nodales, des déformations, des déplacements, des contraintes, des vitesses, des accélérations et de toutes les grandeurs physiques nécessaires à la conception d'un modèle.

ABAQUS est un code de calcul par la méthode des éléments finis créé en 1978. Il est avant tout un logiciel de modélisation de problèmes très variés en mécanique. Simuler la réponse physique des structures soumises à des chargements, des températures, des impacts ou autres conditions extérieures, Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants des problèmes linéaires et problèmes non linéaires [21].

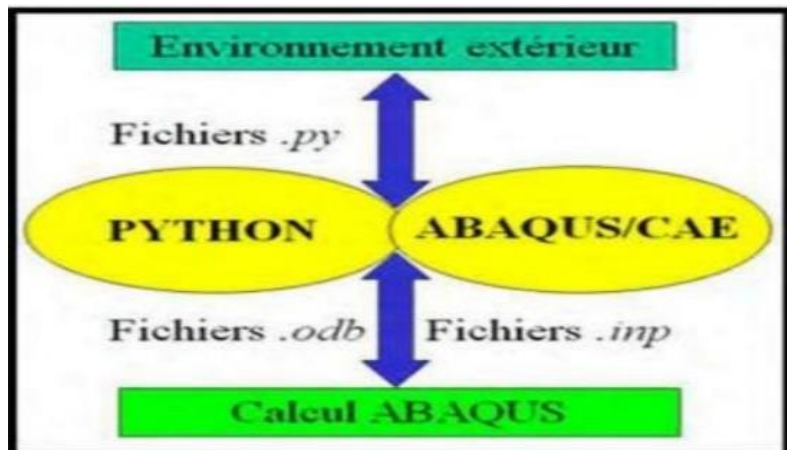


Figure 4-1 : schéma présente l'utilisation langage de script Python

2.1 Généralité sur le code de calcul ABAQUS

ABAQUS compose de trois produits : ABAQUS/Standard, ABAQUS/Explicit et ABAQUS/CAE, figure 4.1[22].

2.1.1 ABAQUS/Standard

ABAQUS Est un solveur généraliste qui recourt à un schéma traditionnel d'intégration implicite .

Résolution basée sur l'algorithme de Newton-Raphson et la méthode de

Riks Problèmes linéaires et non linéaires

Géométrie 1D, 2D, 3D et Axisymétrique

Nombreuses procédures d'analyse dans le domaine temporel et fréquentiel.

2.1.2 ABAQUS/Explicit

ABAQUS/ Explicite Un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamique ou quasi-statiques non-linéaires.

Analyse non linéaire (discrétisation spatiale et temporelle)

Problème transitoire et dynamique des structures

Résolution basée sur la méthode explicite d'intégration en temps

2.1.3 ABAQUS/CAE

ABAQUS /CAE Constitue une interface intégrée de visualisation et de modélisation pour lesdits solveurs. Chacun de ces produits est complété par des modules additionnels et optionnels, spécifiques à certaines applications.

ABAQUS fut d'abord conçu pour analyser les comportements non-linéaires. Il possède en conséquence une vaste gamme de modèles de matériau. Ses modélisations d'élastomères, en particulier, méritent d'être reconnues [22].

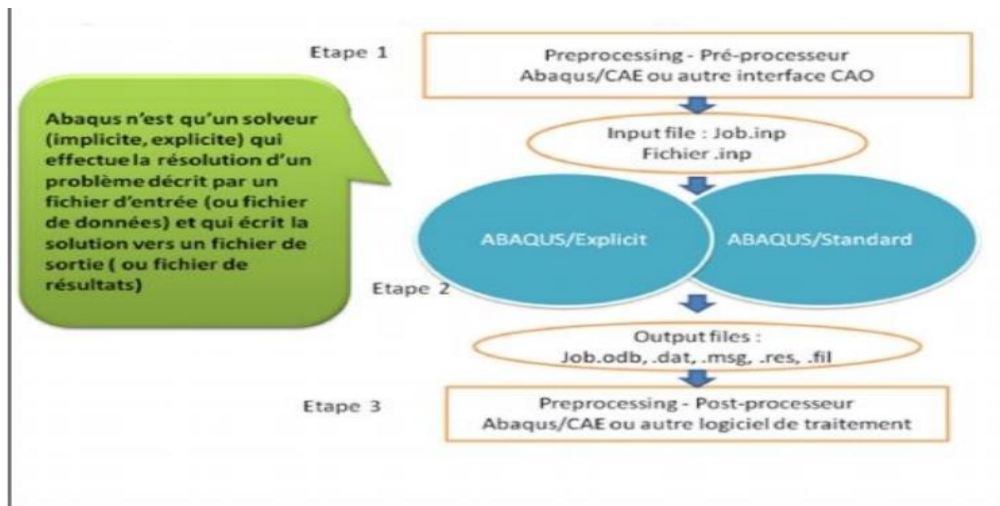


Figure 4.2 : Structure d'une analyse sous Abaqus

2.2 Les différents fichiers pour la simulation sous Abaqus

2.2.1 Fichier d'entrée (Input file)

Extension .inp : contient des mots clés décrivant la géométrie, les matériaux, les conditions limites et les chargements de la structure étudiée

Génération du fichier .inp : Avec un éditeur (fichier texte) ou programme en connaissant les divers mots clés de commande Abaqus

Avec l'interface graphique Abaqus/CAE

Avec un logiciel annexe (I-DEAS, NASTRAN, ...)

2.2.2 Fichier de résultats (output file)

Extension .odb : Contient les contours et courbes de résultats

2.3 Autres fichiers créés par Abaqus lors de la simulation

Fichier .com : exécutable de vos calculs

Fichier .res : fichier binaire de reprise

Fichier .dat : liste des résultats, résumé de votre modélisation

Fichier .msg : résumé du déroulement du calcul en cours, message d'erreur

Fichier .fil : fichier binaire des résultats

Fichier .log : fichier de procédure

Fichier .sta : Fichier statistique ... ets.

2.4 Organisation de l'interface Abaqus CAE (complète Abaqus environnement)

Il est important de savoir que le module CAE figure 2.2 que vous allez utiliser pour créer votre jeu de données est relativement récent (quelques années) et qu'il est plutôt destiné à la mise en données de problèmes relativement classiques.

Donc pas toutes les commandes utilisables dans Abaqus et fait souvent le choix de paramètres par défaut [22].

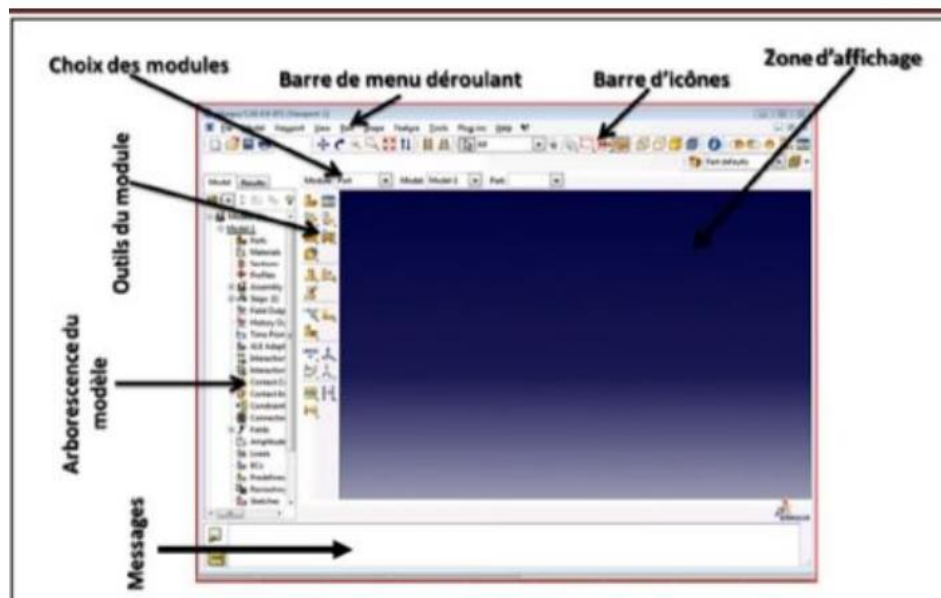


Figure 4.3 : Organisation d'abaqus

2.5 Passage successif dans

Module Part

Module Property

Module Assembly

Module Step

Module Interaction

Module Load

Module Mesh

Module Job

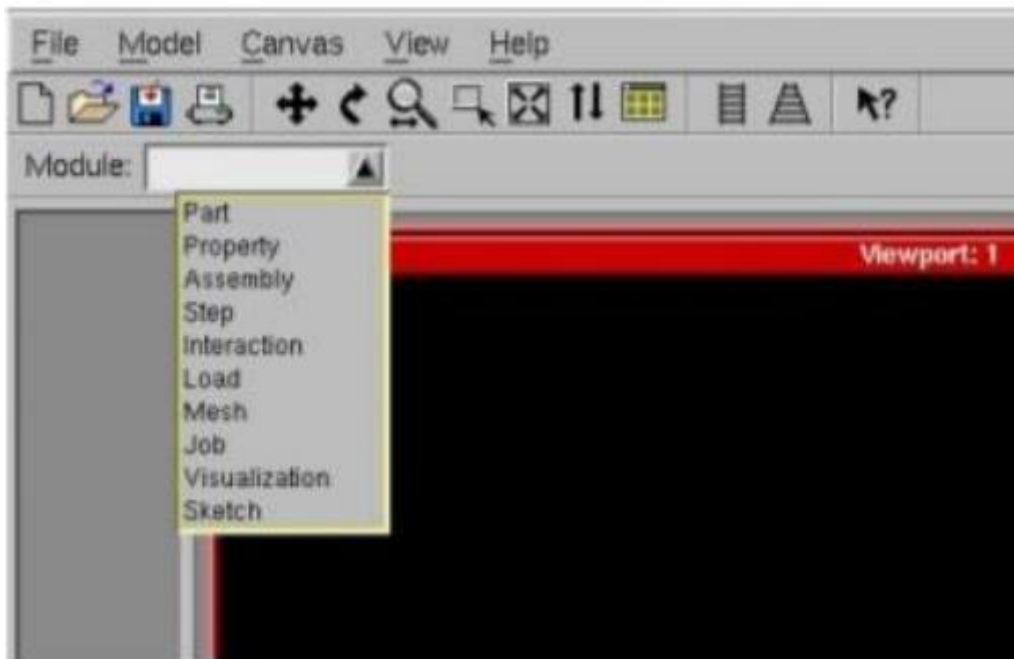


Figure 4.4 : Réalisation de la mise en données d'un problème

3 Comportement mécanique individuel du boulon

3.1 Modèle utilisé

La coupe du talus rocheux est représentée sur la figure (4.5). Le modèle a une longueur de 1500 mm et une largeur de 1500 mm. Le renforcement est assuré par un boulon en acier de 750 mm de profondeur et 20 mm d'épaisseur [23].

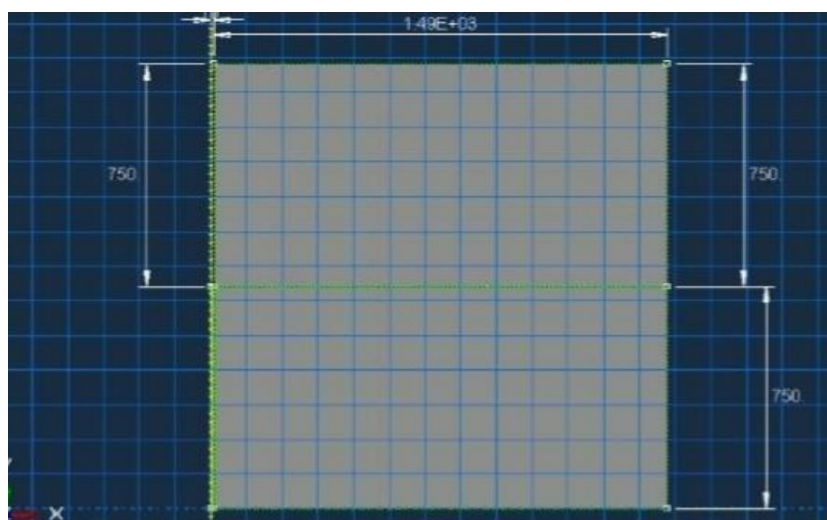


Figure 4.5. Géométrie de la structure(boulon +roche) en axi symétrie (demi structure)

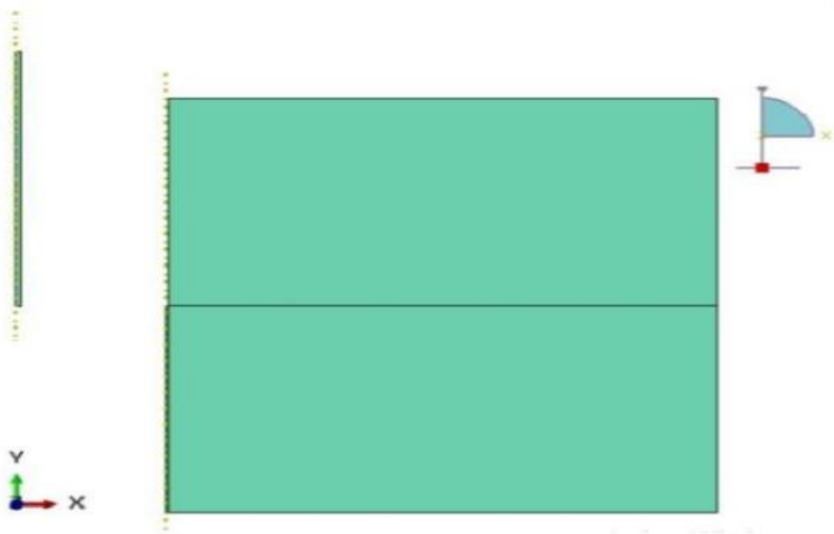


Figure 4.6. Assignation des matériaux (Boulon en acier et Roche du type granite)

Les matériaux employés dans ce travail sont:

- 1) La roche est du type granit dont les caractéristiques se trouvent dans le tableau 4.1,
- 2) Le boulon est en acier du type FeE 500 dont le module d'élasticité est égal à $E_s = 200.000$ MPa, et le coefficient de poisson est $\nu = 0.3$.

3.2 Caractéristiques mécaniques du granit

Tableau 4.1. :Caractéristiques mécaniques du granit

Masse volumique apparente	2990 kg/m³
Module E	100.000-120.000 N/mm²
Résistance à la pression	280 N/mm²
Résistance à la traction sous pliage	13-22 N/mm²
Dilatation thermique	0.69 mm/m/100 C
Coefficient de dilatation linéaire	5-7.5*10⁻⁶ / K
Résistance à l'abrasion	4-10 cm³/50 cm²
Absorption d'eau	0.1 %- 1%
Coefficient de poisson	0.11-0.25
Conductibilité thermique	2.8 W/(m*k)

Gel	Résistant
------------	------------------

Agressions	résistant
Polissage	résistant

3.3 Caractéristiques techniques

Tableau 4.2. : Caractéristiques techniques

Caractéristique	Unités	Valeur moyenne des résultats d'essai
Masse volumique apparente	Kg/m³	2834
Porosité	Vol. %	0.57
Résistance à la compression	N/mm²	135.3
Résistance à la flexion	N/mm²	12.5
Module d'élasticité statique	N/mm²	71250
Usure (*)	Mm	5.96

3.4 Discrétisation

La discrétisation est effectuée d'une manière fine dans la partie supérieure contenant le boulon, par contre l'autre partie a un maillage grossier.

Le modèle de référence se fait par des éléments triangulaires. Le nombre d'éléments est de, il contient aussi des éléments carrés.

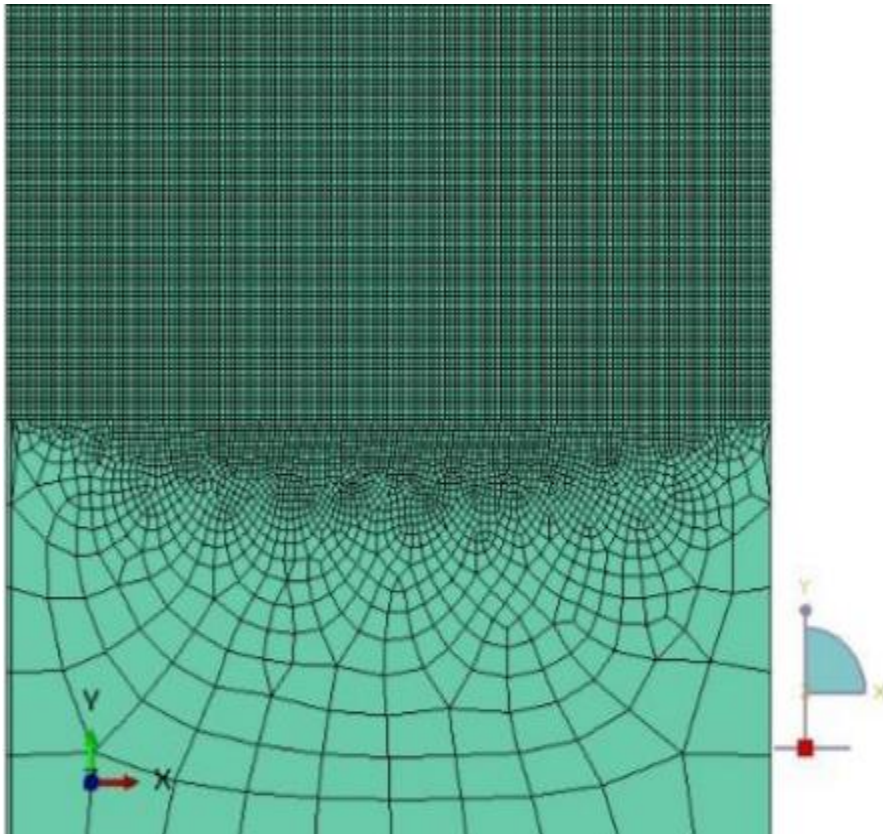


Figure 4.7 :Discrétisation du modèle

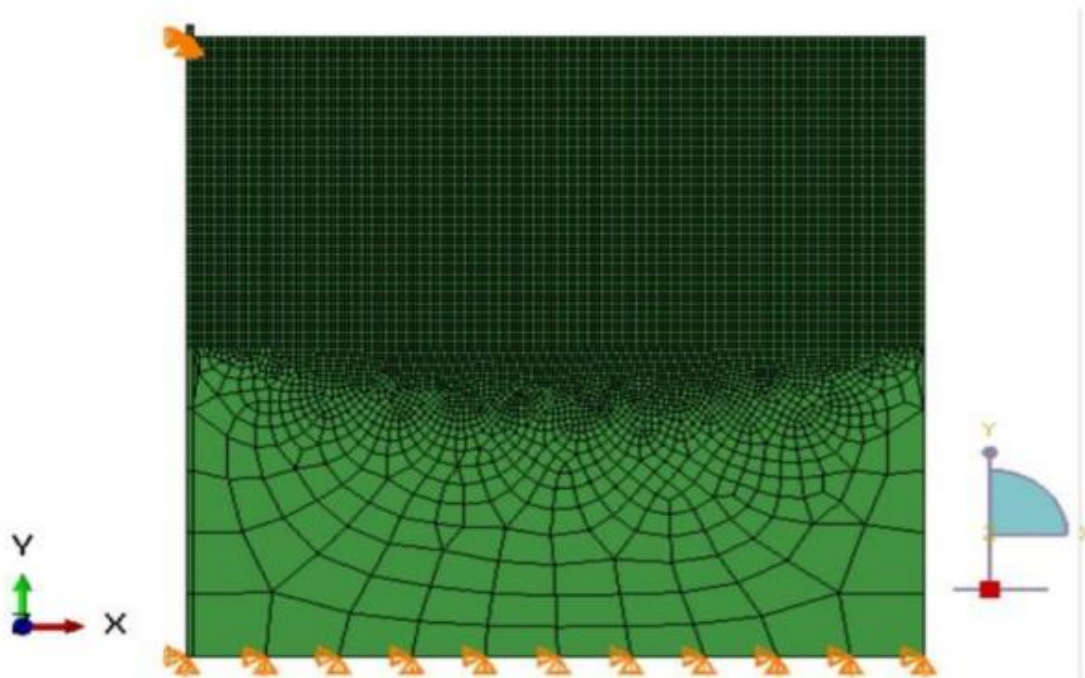


Figure 4.8 : Conditions aux limites

Dans ce travail la structure considérée est liée à sa base par un appuis double (le déplacement dans les deux sens X et Y sont nuls mais la rotation est libre). Concernant le boulon ancré dans la roche, il est également bloqué à la partie supérieure dans les deux sens X et Y (Figure 4.8), En réalité le boulon est attaché à la roche avec une plaque carrée en acier et un écrou.

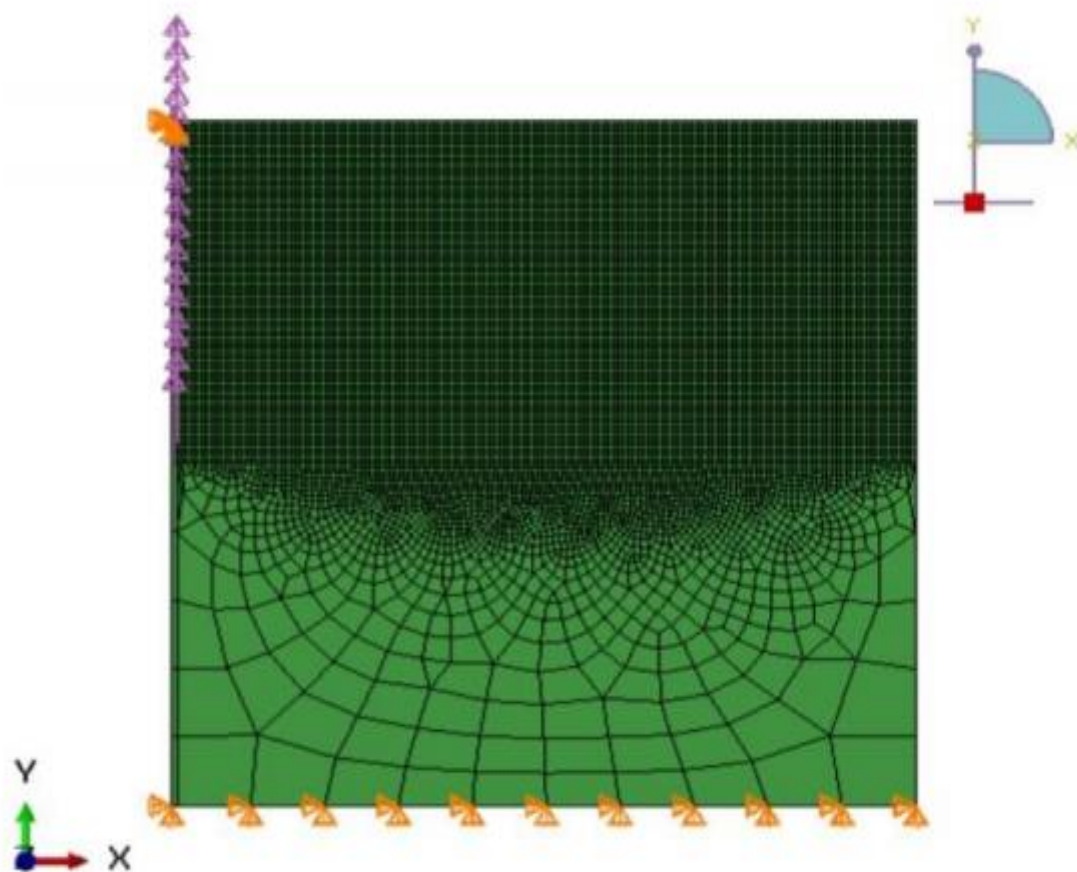


Figure 4.9 :Application du chargement

3.5 Le chargement mécanique

Nous appliquons une charge à la frontière entre le boulon en acier et la roche, ce chargement est soumis comme une force de traction, car nous supposons que le boulon est sous un essai d'arrachement. Dans cette section la charge a pris plusieurs valeurs : 1000N , 5000 N, 10000 N, 15000 N et 20000N.

3.6 Analyse mécanique

3.6.1 Contrainte de Von Mises

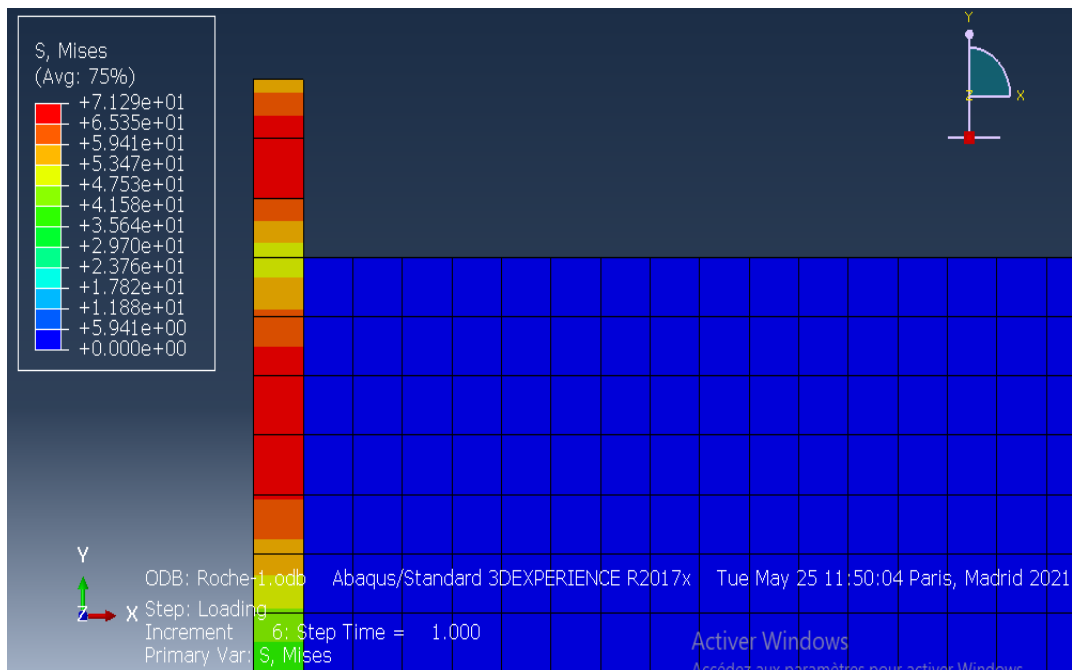
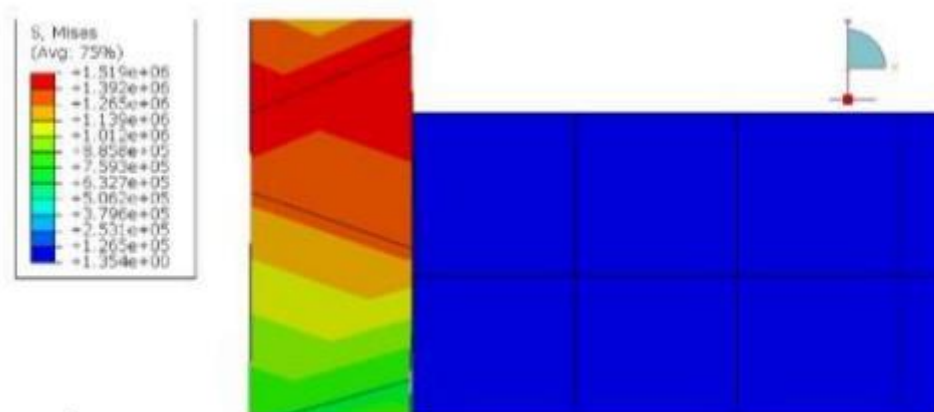


Figure 4.10 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 1000N

D'après les résultats donnés par l'analyse mécanique (figure 4.10-figure4.17) la valeur de la contrainte de Von Mises maximale se trouve au niveau de la plaque (pièce de serrage du boulon), représenté dans la simulation par la condition au limite(blocage du déplacement dans les deux sens X et Y).L'ancrage lorsqu'il est chargé par l'effort d'arrachement, développe des contraintes intérieures propre au boulon, défini ici par la contrainte de Von Mises. D'après les figures citées, on note que l'augmentation de l'effort entraîne l'augmentation de la contrainte particulièrement dans la plaque avec une valeur maximale de $5.914 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$.



Figur4.11 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 5000N

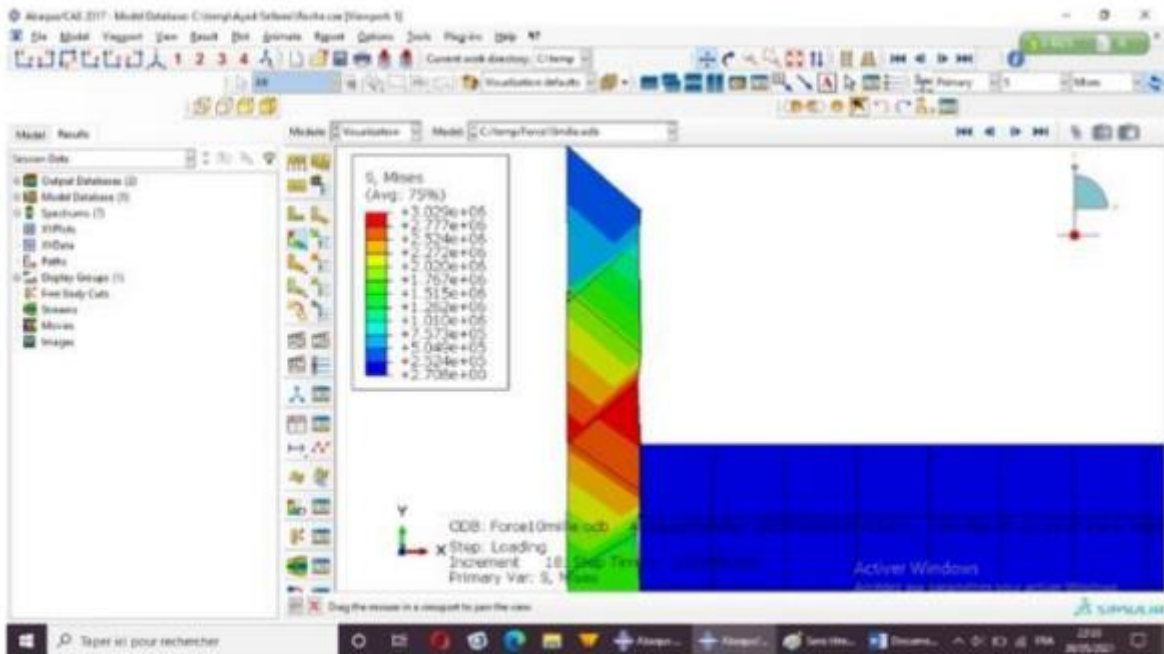


Figure 4.12 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 10000N

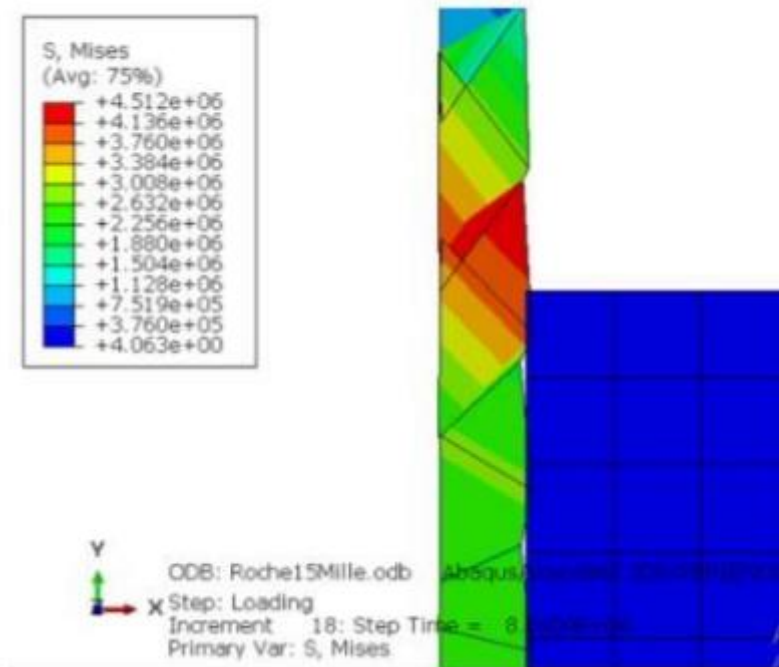


Figure 4.13 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 15000N

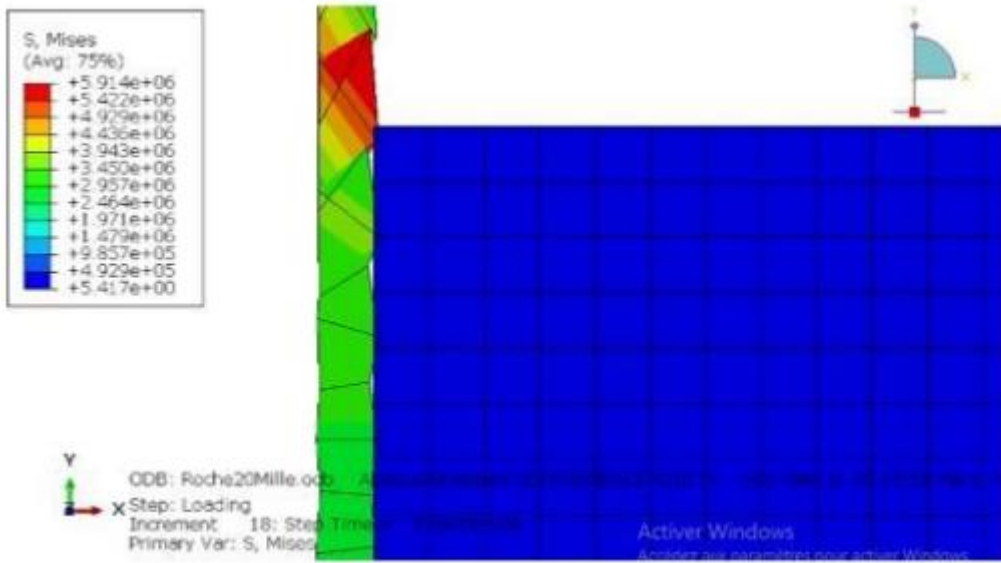


Figure 4.14 :Contrainte de Von Mises pour une charge de 20000N

3.6.2 Déformation du boulon

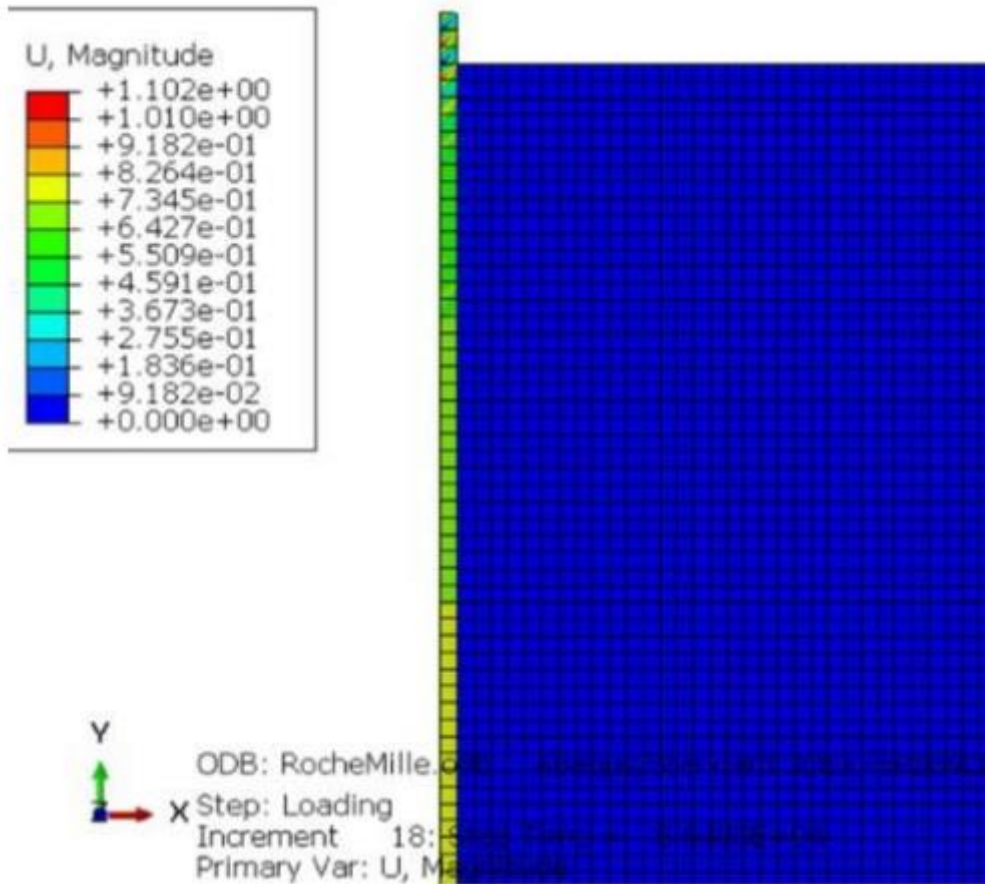


Figure 4.15: Déformation du boulon pour une charge de 1000N

Atravers les résultats obtenus de l'analyse mécanique, en appliquant l'effort de traction de 1000N à la tête du boulon ; nous constatons qu'il y a des déformations au niveau du boulon qui sont de quelques millimètres, ces déformations sont assez faibles à la base du boulon. La valeur maximale se trouve dans la région supérieure du boulon(couleur rouge). Par contre la roche ne subit aucun déplacement(couleur bleu).

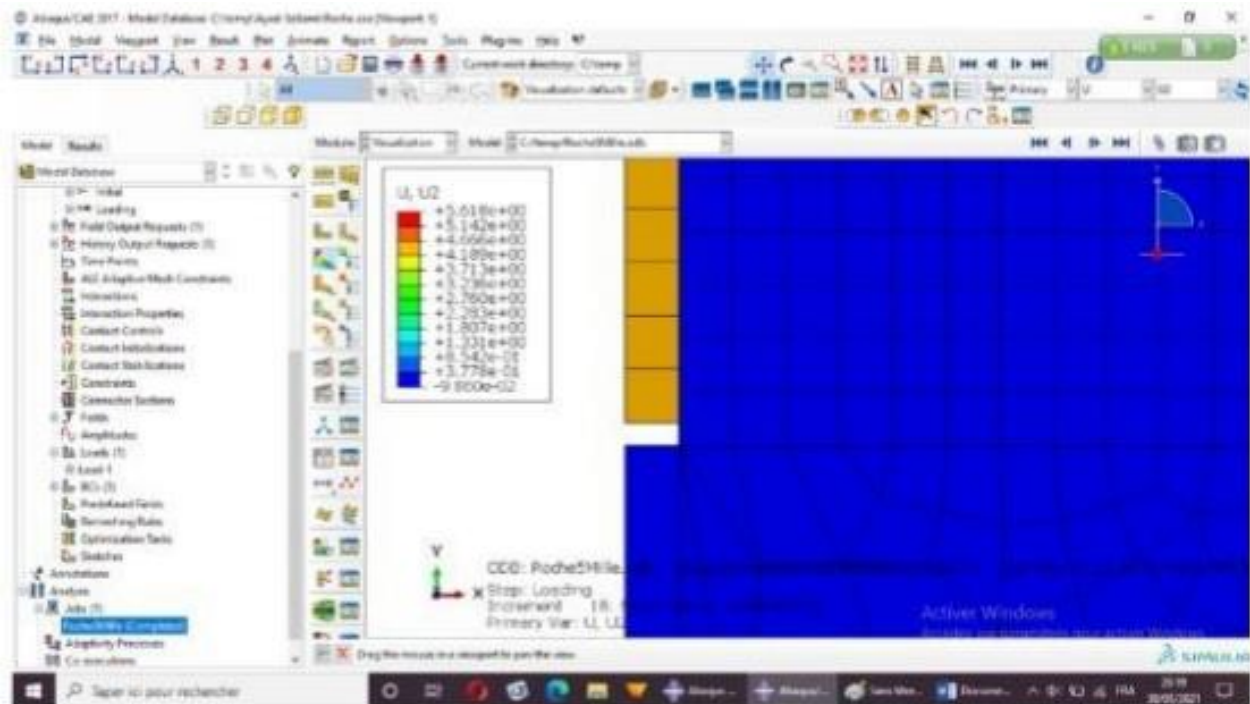


Figure 4.16 : Déformation du boulon dans le sens vertical pour une charge de 5000N

La figure 4.16 présente les résultats après application d'un effort de traction de 5000N à la tête du boulon. On remarque que la déformation pour ce cas prend des valeurs supérieures qui sont de l'ordre de 5 mm. On constate aussi que le boulon s'est déplacé à la base.

Concernant la figure 4.17 elle montre les déformations dans le boulon pour un effort de 10000N. D'après ces figures, il est clair que l'augmentation du chargement mécanique provoque des déformations dans le boulon. On peut dire que ces déformations sont proportionnelles aux efforts appliqués, ce qui est en accord avec l'étude expérimentale d'un essai d'arrachement [20] présenté dans le chapitre3. On note que l'ancrage pour cet effort, commence à changer de forme à son extrémité supérieure, avec une déformation maximale estimée de 11.5 mm. Cette valeur est assez importante, par comparaison au diamètre de l'ancrage. Les deux figures qui suivent (Fig 4.18 et Fig 4.19) correspondent respectivement au résultats pour les efforts de 15000N et

20000N. On observe que le déplacement vertical atteint une valeur qui se trouve entre : 2cm - 2.5 cm.

La progression de l'arrachement de la barre aboutit à son découplage complet du terrain

Ces déformations sont nettement considérables, on peut conclure que le boulon est en ruine.

Toutefois, la roche est restée intacte, sans aucune déformation. [23].

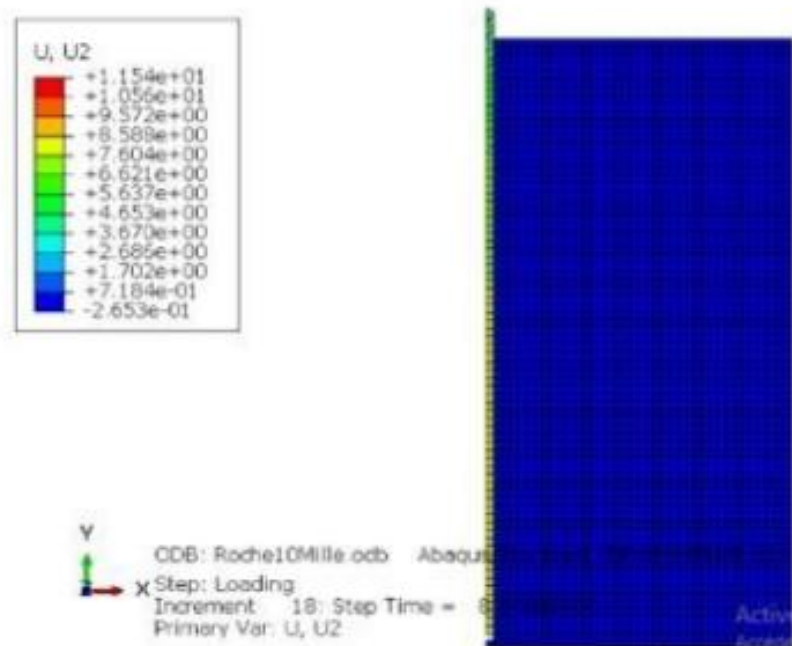


Figure 4.17 : Déformation du boulon dans le sens vertical pour une charge de 10000N

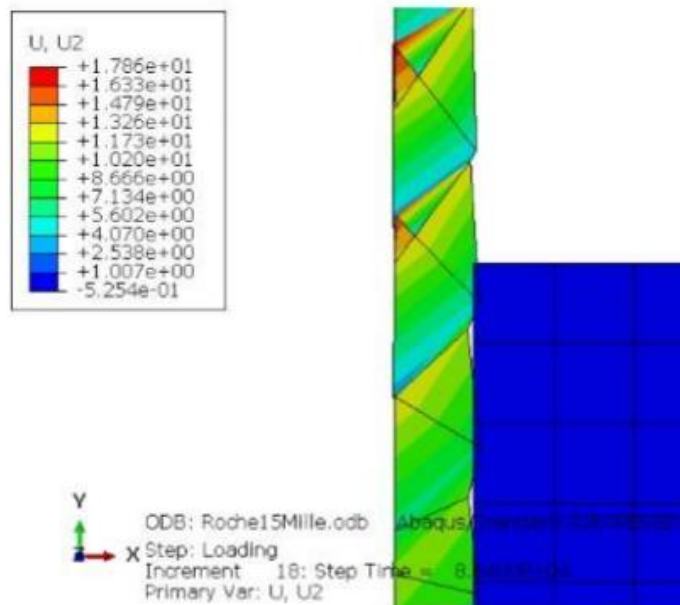


Figure 4.18 : Déformation du boulon dans le sens vertical pour une charge de 15000N

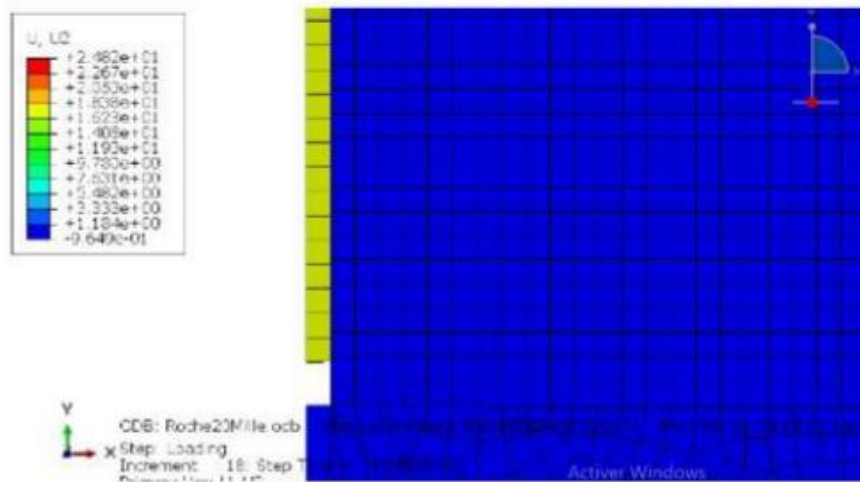


Figure 4.19 : Déformation du boulon (base du boulon) dans le sens vertical pour une charge de 20000N

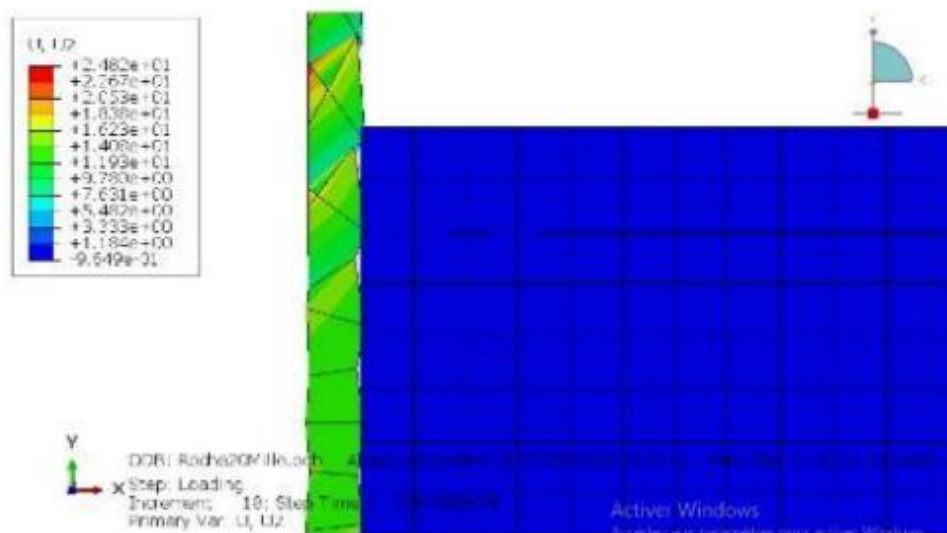


Figure 4.20 : Déformation du boulon dans le sens vertical pour une charge de 20000N

4 Comportement de la structure totale (talus rocheux avec ancrage)

Dans cette section, nous nous intéressons au comportement de l'ensemble de la structure (talus rocheux avec ancrage). En plus du chargement mécanique du boulon, on applique une force de volume sur le talus considéré, on considère alors 3 types de roche : le Gypse 2050kg/m³, le Granite(poids volumique=2990 kg/m³) et le Basalte (poids volumique=3300kg/m³), les résultats de l'analyse mécanique se trouvent dans les figures ci-dessous.

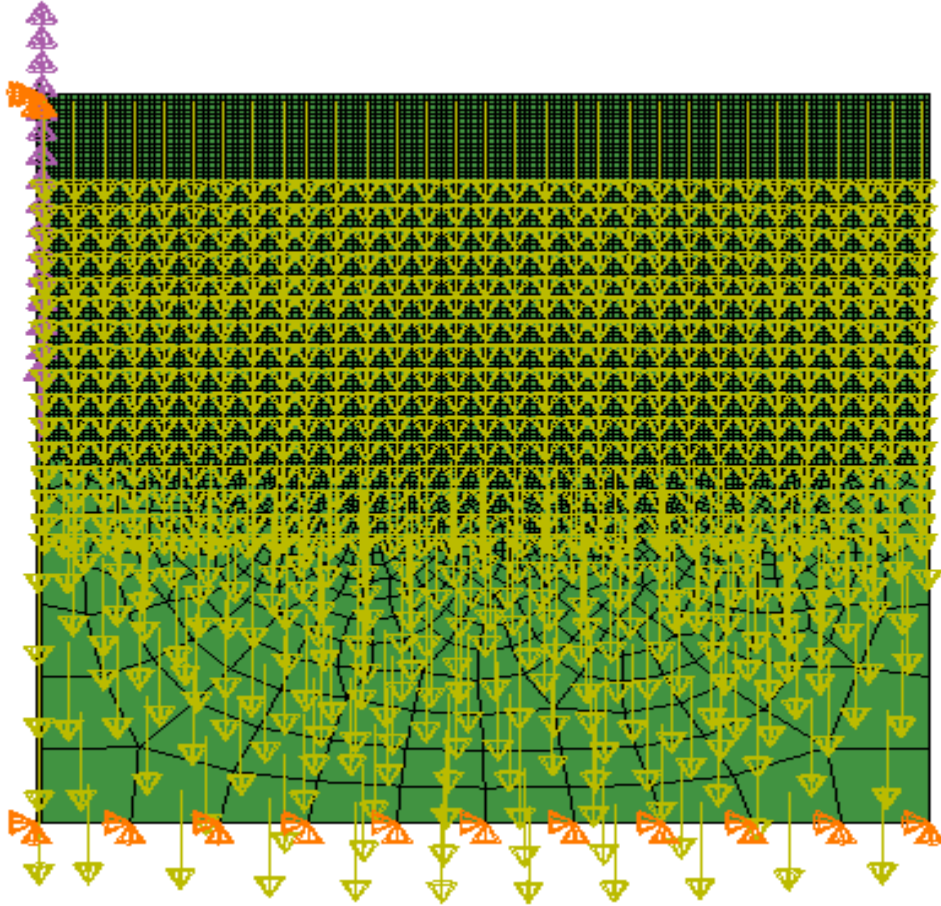


Figure 4.21 :Chargement du boulon et du rocher

4.1 Contrainte de Von Mises

Les figures ci-dessous (figure 4.22) présentent la contrainte de Von Mises au niveau de la structure totale, on note que dans ce cas le massif rocheux réagit, suite au chargement appliqué (poids volumique). On observe que la valeur maximale ($9708 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$) se trouve à la partie supérieure du côté de la fixation du boulon à la roche. Pour le reste de la structure (rocher +boulon) la contrainte de Von Mises est de 2706 N/mm^2 . On remarque le massif rocheux de type « Basalte » développe des valeurs de contraintes assez importantes par comparaison aux deux autres types (Granit et Gypse) car ce dernier a un poids volumique considérable.

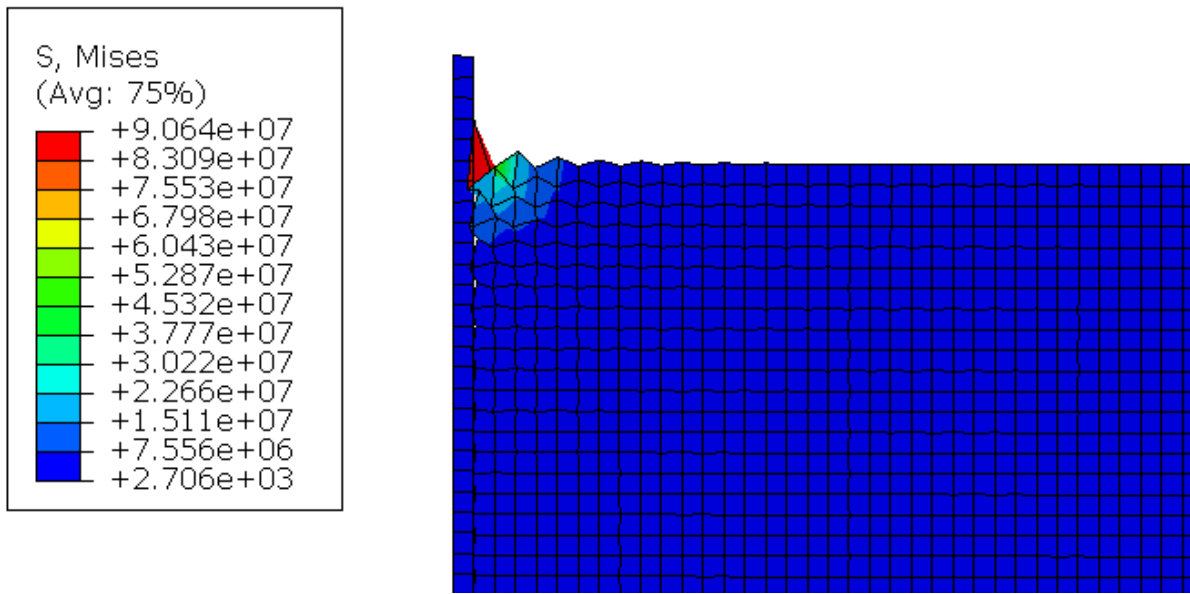


Figure 4.22: Massif rocheux du type Gypse, Effort du boulon= 1000N ,

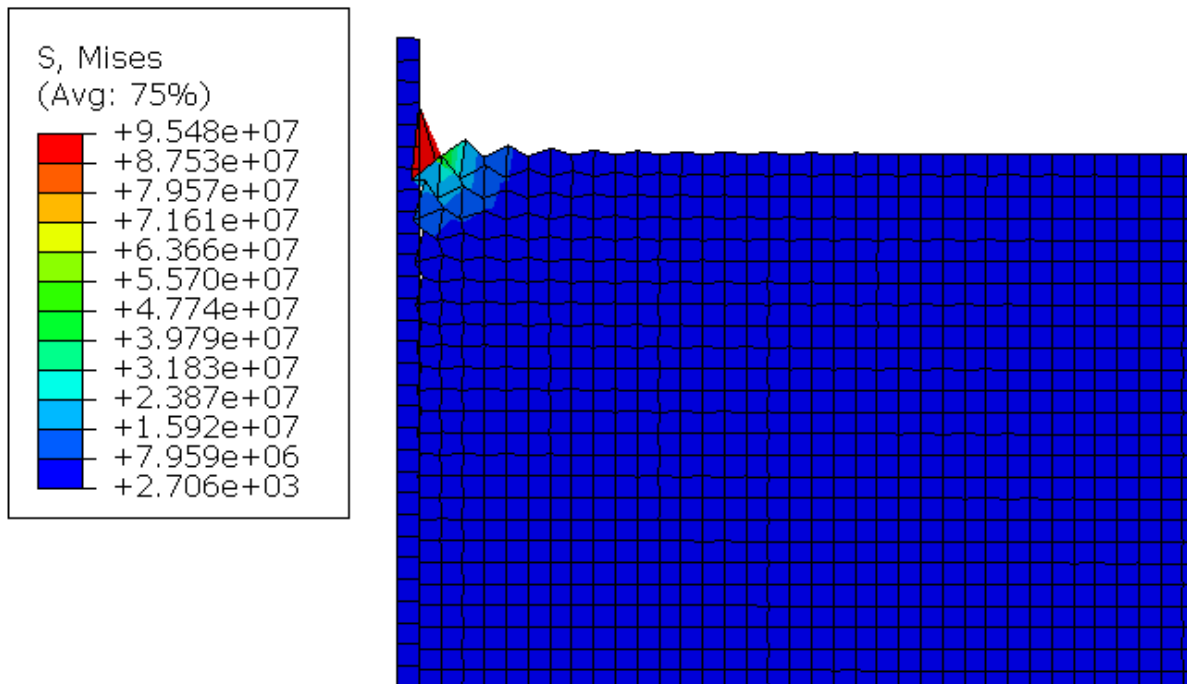


Figure 4.23 : Massif rocheux du type granit, Effort du boulon= 1000N ,

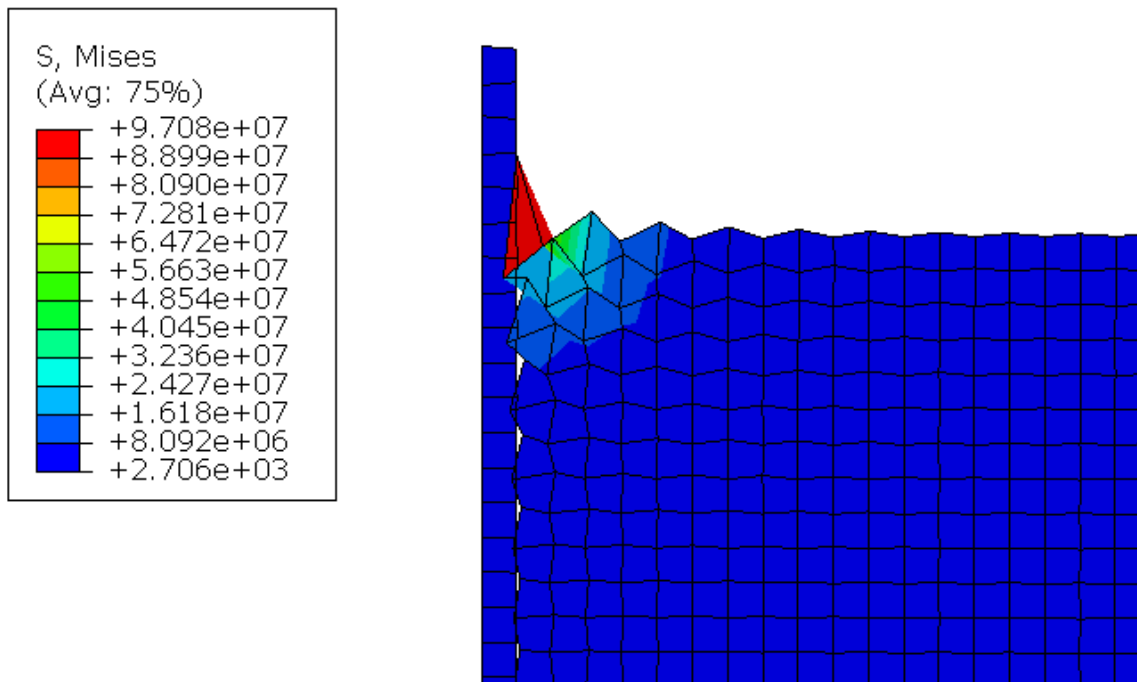


Figure 4.24 :Massif rocheux du type Basalte, Effort du boulon= 1000N

4.2 Déformation dans la structure (Effort du boulon= 1000N)

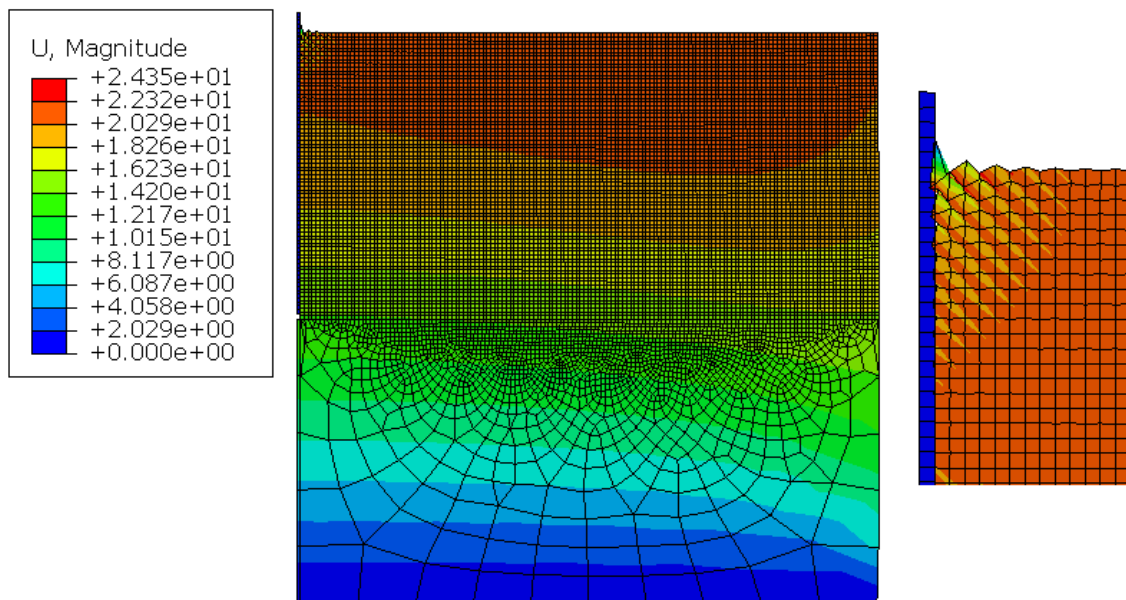


Figure 4.25: Massif rocheux du type Gypse, Effort du boulon= 1000N

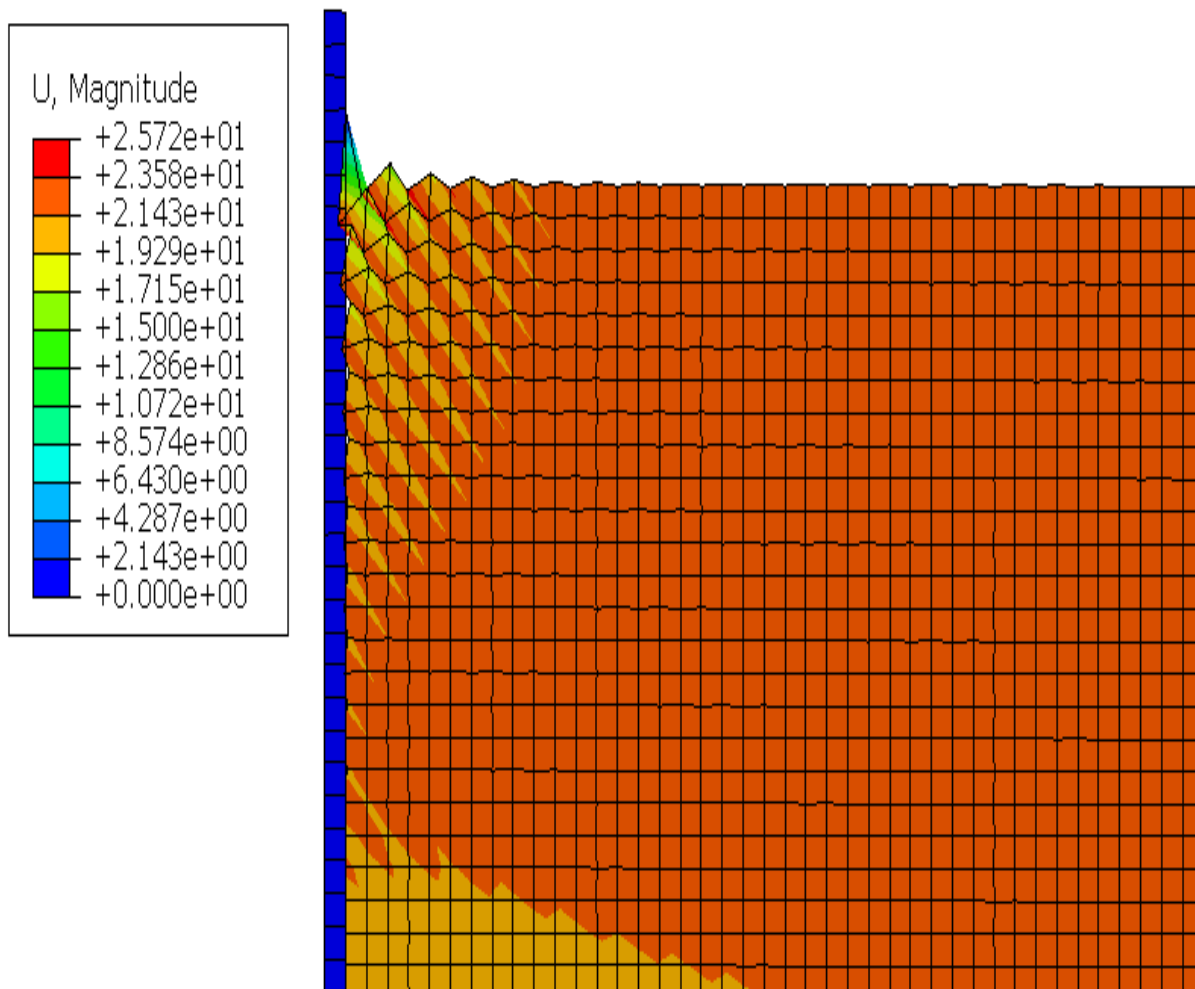


Figure 4.26 :Massif rocheux du type granit, Effort du boulon= 1000N

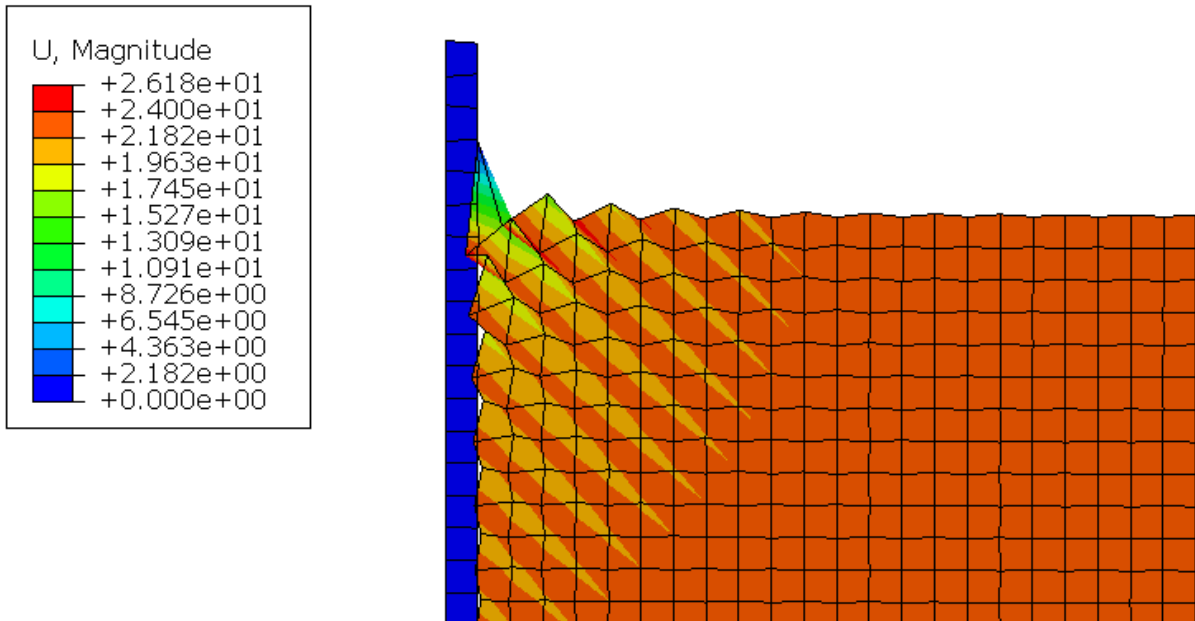


Figure 4.27:Massif rocheux du type Basalte, Effort du boulon= 1000N

On constate que lorsqu'on tient compte des forces de volume concernant le massif rocheux, il y a naissance de déplacement verticaux vers le bas dont la valeur maximale est de 2.6 cm.

CONCLUSIONS GENERALES

1. Comportement mécanique individuel du boulon

Lors l'étude numérique réalisée nous avons aboutis à des conclusions importantes que nous présentées par la suit :

- D'après les résultats donnés par l'analyse mécanique la valeur de la contrainte de Von Mises maximale se trouve au niveau de la plaque (pièce de serrage du boulon), représenté dans la simulation par la condition au limite(blocage du déplacement dans les deux sens X et Y).
- L'ancrage lorsqu'il est chargé par l'effort d'arrachement, développe des contraintes intérieures propre au boulon, défini ici par la contrainte de Von Mises. D'après l'étude numérique réalisée, on note que l'augmentation de l'effort entraine l'augmentation de la contrainte particulièrement dans la plaque.
- Atravers les résultats obtenus de l'analyse mécanique, en appliquant l'effort de traction de 1000N à la tete du boulon ; nous constatons qu'il y a des déformations au niveau du boulon qui sont de quelques millimètres, ces déformations sont assez faibles à la base du boulon. La valeur maximale se trouve dans la région supérieure du boulon. Par contre la roche ne subit aucun déplacement.
- Pour un effort de traction de 5000N à la tête du boulon. On remarque que la déformation pour ce cas prend des valeurs supérieures qui sont de l'ordre de 5 mm. On constate aussi que le boulon s'est déplacé à la base.
- D'après les résultats trouvés, il est clair que l'augmentation du chargement mécanique provoque des déformations dans le boulon. On peut dire que ces déformations sont proportionnelles aux efforts appliqués, ce qui est en accord avec l'étude expérimentale d'un essai d'arrachement [20] présenté dans le chapitre3.
- On note que l'ancrage pour un effort de, commence à changer de forme à son extrémité supérieure, avec une déformation maximale estimée de 11.5 mm. Cette valeur est assez importante, par comparaison au diamètre de l'ancrage.

Pour les efforts de 15000N et 20000N. On observe que le déplacement vertical atteint une valeur qui se trouve entre : 2cm - 2.5 cm.Ces déformations sont nettement considérables, on peut conclure que le boulon est en ruine. Toutefois, la roche est restée intacte, sans aucune déformation.

- La progression de l'arrachement de la barre aboutit à son découplage complet du terrain

2. Comportement de la structure totale (talus rocheux avec ancrage)

Lorsqu'on applique une force de volume sur le talus considéré, en plus du chargement mécanique du boulon, en considérant 3 types de roche : le Gypse, le Granite et le Basalte, on constate les conclusions suivantes.

- Concernant la contrainte de Von Mises au niveau de la structure totale, on note que dans ce cas le massif rocheux réagit, suite au chargement appliqué (poids volumique). On observe que la valeur maximale se trouve à la partie supérieure du côté de la fixation du boulon à la roche.
- On remarque que le massif rocheux de type « Basalte » développe des valeurs de contraintes assez importantes par comparaison aux deux autres types (Granit et Gypse) car ce dernier a un poids volumique considérable.
- On constate que lorsqu'on tient compte des forces de volume concernant le massif rocheux, il y a naissance de déplacement verticaux vers le bas dans le rocher dont la valeur maximale est de 2.6 cm. La valeur maximale à la partie supérieure à côté de la fixation du boulon, ce qui est en accord avec la littérature (chapitre3).

REFERENCE

[01] **Saad Alice**, « Influence du changement climatique et des conditions extrêmes Sur les massifs fractures. Rôle des fluides dans leur processus D'altération ». Thèse de doctorat, Paris est, 2011.

[02] **Jean-Louis durville**, Pierre Potherat, Géologie, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, 2015

[03] **J. Sulem, M. cerrolaza**, « Modèles continus pour les structures rocheuses discontinues », revue française de géotechnique N° 97, 2002.

[04] **Protection contre les instabilités rocheuses**, « Dimensionnement et exécution des boulons » *Guide méthodologique*. www.cerema.fr

[05] **Bessaoudi Bachir et Djellali Med nadir** « Caractérisation d'un massif rocheux et étude stabilité des talus ; cas de la carrière d'Adrar-Oufarnou (w) Béjaia , Diplôme de Master Université Abderrahmane Mira de Bejaia 2014-2015

[06] **site https://e_cours _univ_parus1 .fr/**

[07] **Tellia Abdelatif et Boualem Ammar** les mouvements de terrain dans la région de sigus . Caractérisation et mesures de prévention . université l'arbi ben mhidi oum el bouaghi 2014-2015

[08] **Bali Omar et Boukeras Abderrahmane** étude géotechnique de glissement de terrain a mascara Université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana 2018

[09] **Sellami Soumaya et Belamri samia** étude de stabilité et de confortement du glissement de terrain cw 16 ,Université Abderrahmane MIRABejaia2013/201

[10] **Clément Desodt – Julien launay Hélène Horsin Molinaro**, Les glissements de terrain, modélisation et prévision , école normale supérieure paris_saclay 2017

[11] **Stiven cuervo** « Modélisation des éboulements rocheux par la méthode des éléments discrets : application aux événements réel » thèse de doctorat , université de Grenoble ;2015

[12] **https //www .sole tanche – Bachy .com**

[13] Thème etude numérique d'un paroi moulée avec tirant d'ancrage analyse paramétrique **directeur du mémoire sborthan bader eddin**

[14] Système d'ancrage pour la géotechnique **http:// [www.freyssinet .com](http://www.freyssinet.com)**

- [15] **comportement axial des ancrage passif scellés au rocher** , étude de l’interface barre – scellement et modélisation [http:// tel. Archives –ouvertes .fr](http://tel.archives-ouvertes.fr) thèse de doctorant de l’université de Lyon l’école nationale des travaux public de l’état
- [16]. **AFTES** , www.aftes.asso.fr, **Association française des tunnels et de l’espace souterrain** , Organisation nationale adhérente de l’AITES ; Recommandation de L’AFTES , Technologie du boulonnage
- [17] **Guide méthodologique** ;protection contre les instabilités rocheuses , Dimensionnement et exécution des boulons , centre d’étude et d’expertise sur les risques , l’environnement , la mobilité et l’aménagement ;direction technique insaturés de transport et matériaux - paris -CS
- [18] **Charlie Chunlin Li**, « Field Observations of Rock Bolts in High Stress Rock Masses », Rock Mech Rock Eng 43:491–496, 2010.
- [19] **ZHAO Jian** « 1ère partie – Roches et massifs rocheux » **EPFL–ENAC–LMR**, Laboratoire de Mécanique des Roches – LMR , 2008.
- [20] **Duc An Ho**. Comportement axial des ancrages passifs scellés au rocher : étude de l’interface barre scellement et modélisation. Mécanique des structures [physics.class-ph]. Université de Lyon, 2017. Français. ffNNT : 2017LYSET001ff. fftel-01591288f
- [21] **Berdji Mohamed El Bachir et Cheribi Nouredine** , Modélisation d'une structure en matériaux isotropes par la méthode des éléments finis , **Université Kasdi Merbah Ouargla** ,**Département Génie Mécanique, Master est 2019**
- [22] **Mr. Bouleftour Abderrahmane** , <Evaluation d’éléments finis volumiques dans Abaqus sur des cas tests non linéaires géométriques >, Université de Biskra , Département de Génie Mécanique , diplôme de MASTER est 2014
- [23] **Patrick Rozycki Formation ABAQUS** Elèves Ingénieurs 3ième année Option Simulation en Ingénierie Mécanique