



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy
Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages

Ecole Doctorale RP2E

THESE

Présentée à l'I.N.P.L
en vue de l'obtention du titre de

DOCTEUR DE L'I.N.P.L
Génie Civil – Hydrosystèmes – Géotechnique

par

Alexandra KLEINE

MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS PAR UNE APPROCHE VISCOPLASTIQUE

Soutenue publiquement le 14 novembre 2007 devant la commission d'examen

Membres du Jury :

M. AUBERTIN Michel,
M. SHAO Jian Fu,
M. GIRAUD Albert,
M. BILLAUX Daniel,
Mme HOMAND Françoise,
M. HOXHA Dashnor,
M. LAIGLE François,
M. PELLET Frédéric

Rapporteur
Rapporteur
Directeur de thèse
Examineur
Examineur
Examineur
Examineur
Examineur

A mon fils Enzo,
A Pierre-Marie, son grand-père paternel...

Remerciements

Fruit d'une étroite collaboration humaine, cette thèse a été menée à terme grâce à différents protagonistes que je souhaite vivement remercier.

J'adresse d'abord mes plus sincères remerciements à toute l'équipe du Laboratoire Environnement Géomécanique et Ouvrages, de l'ENSG. Plus particulièrement :

A Mme **Françoise HOMAND**, Directrice du laboratoire, pour avoir permis cette collaboration EDF/LaEGO.

A **Albert GIRAUD**, mon Directeur de thèse, pour son encadrement et sa « cyber »-disponibilité.

A **Dashnor HOXHA**, pour ses nombreux conseils techniques et sa gentillesse.

A tous les autres Chercheurs que j'ai croisé aux cours des différents séminaires mais que je n'ai pas eu la chance de connaître durablement.

Je souhaite ensuite remercier tous les agents EDF qui ont contribué au bon déroulement de cette thèse.

Je remercie d'abord M. **Jean BOULET** de m'avoir accueilli au sein de son service durant presque quatre années. Son expérience, ses qualités relationnelles et son éloquence m'ont beaucoup apportées.

Merci également à **Jean-Luc PERRIOLLAT**, Chef de Projet HAVL, sans qui cette thèse n'aurait certainement pas eu lieu. J'ai été très touchée par la confiance qu'il m'a accordée et par son précieux soutien au cours des événements personnels auxquels j'ai été confrontée l'été dernier.

Merci à **François LAIGLE**, de m'avoir pris en (sur)charge pendant toutes ces années. Je le remercie d'abord sur le plan professionnel, pour avoir su diffuser ses connaissances techniques avec tant de pédagogie et de patience. Je le remercie aussi sur le plan personnel, pour nos discussions, nos échanges et son soutien. Je le félicite pour tout ce qu'il a accompli et pour avoir réussi à me supporter.

Merci à tous les autres membres (internes ou externes) du service GC-ED : Jean-Jacques FRY, Eric BOURDAROT, Philippe KOLMAYER, Jean-Robert COURIVAUD, Jean-Pascal VIVET, Julien CINTRACT, Emmanuel ROBBE, Etienne GRIMAL, Patrice SCHARFF, Eric CHIESA, Eric VALETTE, Laurent DEL GATTO, Nicole KOZIOL, Henri DINE, Marc LEFRANC, Patrick BONNET, Claude ALBALAT, Pierre MAZINGUE, Eric LAPERROUSAZ, Denis AELBRECHT, Séverine GENOULAZ, Corinne BRISA, Séverine BAJARD, Salomé JOFFRAY...

Merci à tous les autres agents du CIH, dont la liste serait trop longue...

Je remercie aussi toute l'équipe de **Clément CHAVANT**, agents EDF à la R&D à Clamart, pour leur collaboration et leurs échanges techniques.

Je remercie particulièrement M. **André SAINT-MARCEL**, Chef du département Génie Civil, pour son soutien et sa présence à ma soutenance de thèse, malgré le déplacement occasionné.

Je remercie enfin, de tout mon cœur, mes parents, qui m'ont permis de poursuivre mes études dans des conditions optimales. Merci pour leur soutien au quotidien et pour leur investissement durant ces 28 années...

Merci à ma sœur et mes nièces, Mélinda et Célia, qui, les pauvres, ont subi les exigences de leur tata.

Merci à mon mari, Gérald, pour tout ce qu'il m'a apporté depuis 11 ans.

Enfin, merci à mon fils Enzo, qui a grandement contribué à la rédaction de ma thèse, de là où il était...

Résumé

Modélisation Numérique du Comportement des Ouvrages Souterrains par une Approche Viscoplastique.

La nature est complexe et c'est en toute modestie que les ingénieurs doivent chercher à prédire le comportement des ouvrages dans le sous-sol. La réalisation de projets industriels dans le domaine souterrain, à forts enjeux économiques et sociaux (*traversées alpines, stockage de déchets nucléaires*), nécessite d'évoluer vers une meilleure compréhension des mécanismes comportementaux des ouvrages à concevoir. Cette amélioration passe par une meilleure représentativité physique des mécanismes macroscopiques et par la mise à disposition d'outils de prédiction adaptés aux attentes et aux besoins des ingénieurs. Les outils de calculs développés dans ce travail s'inscrivent dans cette volonté de rapprocher les attentes de l'industrie et les connaissances liées à la rhéologie des géomatériaux. Ces développements ont ainsi débouché sur la proposition d'un modèle de comportement mécanique, adapté aux roches peu fissurées et assimilables à des milieux continus, intégrant, en particulier, l'effet du temps.

Fil conducteur de cette étude, la problématique du sujet de thèse concerne précisément la prise en compte du comportement différé des massifs rocheux dans les modélisations et ses conséquences sur les ouvrages souterrains.

Fondé sur des concepts physiques de référence, définis à différentes échelles (macro/méso/micro), le modèle rhéologique développé est transcrit dans un formalisme mathématique dans le but d'être mis en oeuvre numériquement.

Les applications numériques proposées s'inscrivent principalement dans le contexte du stockage des déchets radioactifs. Elles concernent deux configurations d'ouvrages rigoureusement différentes : l'excavation du laboratoire souterrain canadien de l'AECL, dans le granite du Lac du Bonnet, et le creusement de la galerie GMR du laboratoire de Bure (Meuse/Haute-Marne), dans l'argilite de l'Est.

Dans les deux cas, l'utilisation du modèle a permis de mettre en évidence l'apport de la prise en compte du comportement différé sur la représentativité des prédictions numériques du comportement à *court, moyen* et *long* termes des ouvrages souterrains.

Mots-clés: Ouvrages souterrains, comportement mécanique différé, modèle de comportement, élastoplasticité, radoucissement, viscoplasticité, stockage profond, matériaux granulaires, roches argileuses.

Abstract

Numerical Modeling of Underground Openings Behavior with a Viscoplastic Approach.

Nature is complex and must be approached in total modesty by engineers seeking to predict the behavior of underground openings. The engineering of industrial projects in underground situations, with high economic and social stakes (*Alpine mountain crossings, nuclear waste repository*), mean striving to gain better understanding of the behavioral mechanisms of the openings to be designed. This improvement necessarily involves better physical representativeness of macroscopic mechanisms and the provision of prediction tools suited to the expectations and needs of the engineers. The calculation tools developed in this work is in step with this concern for satisfying industrial needs and developing knowledges related to the rheology of geomaterials. These developments led to the proposing of a mechanical constitutive model, suited to lightly fissured rocks, comparable to continuous media, while integrating more particularly the effect of time.

Thread of this study, the problematics ensued from the subject of the thesis is precisely about the rock mass delayed behavior in numerical modeling and its consequences on underground openings design.

Based on physical concepts of reference, defined in several scales (micro/meso/macro), the developed constitutive model is translated in a mathematical formalism in order to be numerically implemented.

Numerical applications presented as illustrations fall mainly within the framework of nuclear waste repository problems. They concern two very different configurations of underground openings: the AECL's underground canadian laboratory, excavated in the Lac du Bonnet granite, and the GMR gallery of Bure's laboratory (Meuse/Haute-Marne), dug in argillaceous rock.

In this two cases, this constitutive model use highlights the gains to be obtained from allowing for delayed behavior regarding the accuracy of numerical tunnel behavior predictions in the *short, medium and long* terms.

Keywords: Underground openings, mechanical delayed behavior, constitutive model, elastoplasticity, strain-softening, viscoplasticity, nuclear waste repository, granular materials, argillaceous rocks.



Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrages
Ecole Nationale Supérieure de Géologie
Rue du Doyen Marcel Roubault – BP 40 - F- 54501 Vandoeuvre-lès-Nancy Cedex



Centre d'Ingénierie Hydraulique
Electricité De France
Savoie Technolac - F- 73373 Le Bourget du Lac Cedex

RESUME.....	7
ABSTRACT	9
SOMMAIRE	11
LISTE DES ANNEXES.....	19
LISTE DES TABLEAUX	19
LISTE DES FIGURES.....	20
NOTATIONS	29
INTRODUCTION GENERALE	31

CHAPITRE 1	35

PROBLEMATIQUE – ETAT DE L’ART	35

1.1. PREAMBULE	36
1.2. PROBLEMATIQUE	37
1.2.1. <i>L'écaillage dans le laboratoire souterrain de l'AECL</i>	38
1.2.2. <i>Les convergences du tunnel de Tartaiguille</i>	40
1.2.3. <i>Discussions</i>	42
1.2.3.1. L'effet d'échelle.....	42
1.2.3.2. L'effet de structure	43
1.2.3.3. Les conditions d'excavation.....	43
1.2.3.4. Les couplages polyphasiques	43
1.2.3.5. Les conditions de prélèvement et de remaniement	44
1.2.3.6. Le comportement différé	44
1.2.4. <i>Le comportement différé des roches</i>	45
1.2.4.1. Mise en évidence en laboratoire	46
1.2.4.2. Mise en évidence sur ouvrages	49
1.3. THEORIE DE LA VISCOPLASTICITE	53
1.3.1. <i>Définition et historique</i>	53
1.3.2. <i>Fondements théoriques</i>	53
1.3.2.1. Principes de base de la plasticité et de l'élastoplasticité	53
1.3.2.2. De la plasticité à la viscoplasticité	55
1.3.3. <i>Les lois de comportement viscoplastiques</i>	57
1.3.3.1. Principes généraux	57
1.3.3.2. Classification	57
1.3.3.3. Lois explicites en fonction du temps.....	58
1.3.3.4. Modèles analogiques et dérivés	59
1.3.3.5. Théorie de Perzyna et lois viscoplastiques à potentiel.....	60
1.4. THEORIE DE L'ENDOMMAGEMENT	64
1.4.1. <i>Vulgarisation</i>	64
1.4.2. <i>Domaine de validité et d'emploi</i>	64
1.4.3. <i>Aspects phénoménologiques</i>	65
1.4.3.1. Variable d'endommagement.....	65
1.4.3.2. Notion de contrainte effective	65
1.4.3.3. Principe d'équivalence en déformation	66

1.4.4. Modélisation de l'endommagement.....	67
1.4.4.1. Eléments théoriques de base.....	68
1.4.4.2. Modèle de Shao et Khazraei.....	70
1.4.4.3. Modèles micromécaniques.....	71
1.4.5. Endommagement couplé à la viscoplasticité.....	71
1.4.5.1. Principes thermodynamique de base.....	72
1.4.5.2. Le modèle viscoplastique endommageable de Lemaitre.....	73
1.4.5.3. Extension au modèle d'Hajdu.....	75
1.5. APPROCHE RETENUE.....	76
1.5.1. Identification des mécanismes de déformations prépondérants.....	76
1.5.2. Justification du cadre retenu.....	76

CHAPITRE **2** 79

MODELISATION PHENOMENOLOGIQUE 79

2.1. MOTIVATIONS - PREAMBULE.....	80
2.1.1. Le phénomène « d'écaillage ».....	81
2.1.2. Le phénomène de « squeezing ».....	82
2.1.3. Conclusions.....	84
2.2. COMPORTEMENT CARACTERISTIQUE DES ROCHES : ETAT DES CONNAISSANCES A L'ECHELLE « MACRO ».....	84
2.2.1. Configuration de référence.....	84
2.2.2. Comportement pré-pic.....	85
2.2.3. Comportement post-pic.....	88
2.3. LE DEVELOPPEMENT DE LA FISSURATION : POINT DE VUE « MICRO ».....	91
2.3.1. Transcription des phénomènes à l'échelle « micro ».....	91
2.3.2. Prépondérance de la fissuration d'extension.....	95
2.3.3. Influence de l'état des contraintes.....	97
2.3.4. Synthèse et coordination des concepts.....	99
2.4. LE DEVELOPPEMENT DE LA FRACTURATION.....	101
2.4.1. Cadres de la modélisation du comportement post-rupture.....	101
2.4.2. Cadre retenu.....	102
2.4.3. Rappel des modes de rupture.....	103
2.4.4. Description du radoucissement post-pic.....	103
2.4.4.1. Description phénoménologique.....	103
2.4.4.2. Description analytique.....	105
2.4.4.3. Comparaison avec l'approche de Martin et al.....	106
2.5. EXTENSION AUX MATERIAUX ARGILEUX.....	108
2.6. FORMALISATION DU CADRE CONCEPTUEL.....	110
2.6.1. Définition de différents seuils de résistance.....	110
2.6.1.1. Seuils élastoplastiques.....	110
2.6.1.2. Seuil caractéristique et comportement volumique.....	113
2.6.1.3. Seuil de résistance à long terme.....	114
2.6.2. Distinction de trois mécanismes.....	115
2.6.3. Mécanisme élastoplastique pré-pic.....	116
2.6.4. Mécanisme viscoplastique.....	117
2.6.5. Mécanisme élastoplastique post-pic.....	117
2.6.6. Illustration sur un chemin de compression triaxiale.....	118
2.6.7. Comportement au cours d'un essai de fluage.....	121

3.1.	SPECIFICATIONS INITIALES	124
3.2.	EXEMPLES DE CRITERES DE PLASTICITE	124
3.2.1.	<i>Critère de Mohr-Coulomb</i>	124
3.2.1.1.	Formulation classique.....	124
3.2.1.2.	Transcription en invariants.....	125
3.2.2.	<i>Critère de Drücker-Prager</i>	126
3.2.2.1.	Formulation générale.....	126
3.2.2.2.	Correspondance avec les paramètres du critère de Mohr-Coulomb	127
3.2.3.	<i>Critère de Hoek et Brown</i>	128
3.2.3.1.	Formulation générale et illustration	128
3.2.3.2.	Correspondance avec les paramètres du critère de Mohr-Coulomb	129
3.2.4.	<i>Critères CJS, HB_CJS et L&K</i>	130
3.2.4.1.	Le critère CJS	130
3.2.4.2.	Le critère HB_CJS	131
3.2.4.3.	Le critère L&K	132
3.2.5.	<i>Critère de Aubertin et al.</i>	133
3.2.5.1.	Formulation du critère MSDP	133
3.2.5.2.	Formulation initiale du critère MSDP _u	134
3.2.5.3.	Le critère de Aubertin et al., une généralisation du MSDP _u	135
3.2.6.	<i>Critère de Bigoni et Piccolroaz</i>	137
3.2.6.1.	Formulation du critère.....	138
3.2.6.2.	Convexité du critère	138
3.2.6.3.	Représentation du critère et étude de sensibilité	139
3.2.6.4.	Réduction du critère aux cas connus	140
3.2.6.5.	Généralisation du critère	142
3.3.	APPLICATION AU GRANITE DE WESTERLY	145
3.3.1.	<i>Données expérimentales</i>	145
3.3.2.	<i>Calage du critère de Mohr-Coulomb</i>	145
3.3.3.	<i>Ajustement du critère de Hoek et Brown</i>	146
3.3.4.	<i>Calage du critère de Aubertin et al.</i>	147
3.3.5.	<i>Ajustement des critères HB_CJS et L&K</i>	148
3.3.5.1.	Calage du critère HB_CJS	148
3.3.5.2.	Calage du critère L&K	148
3.3.6.	<i>Calage du critère de Bigoni et Piccolroaz</i>	149
3.4.	CONCLUSIONS	150

4.1.	DECOMPOSITION DU TENSEUR DES DEFORMATIONS.....	152
4.2.	MECANISME ELASTIQUE	152
4.3.	MECANISMES IRRVERSIBLES INSTANTANES	152
4.3.1.	<i>Mécanisme isotrope</i>	153
4.3.2.	<i>Mécanismes déviatoires pré et post-pic</i>	153
4.3.3.	<i>Expression des multiplicateurs plastiques</i>	153

4.3.3.1. Activation d'un mécanisme déviatoire uniquement.....	154
4.3.3.2. Activation du mécanisme isotrope uniquement.....	154
4.3.3.3. Activation des deux mécanismes plastiques	154
4.4. MECANISME IRREVERSIBLE DIFFERE	154
4.5. EXPRESSION DES SEUILS EN CONTRAINTES	155
4.6. ECROUISSAGE	157
4.6.1. Notations et définitions	157
4.6.2. Lois de variations.....	158
4.6.2.1. Evolution de la surface élastoplastique pré-pic	158
4.6.2.2. Evolution de la surface élastoplastique post-pic	158
4.6.2.3. Evolution de la surface viscoplastique	159
4.6.3. Couplage des mécanismes.....	160
4.7. LOI DE DILATANCE.....	161
4.7.1. Angle de dilatance des mécanismes pré-pic et viscoplastique.....	161
4.7.1.1. Formulation analytique	161
4.7.1.2. Conditions sur les paramètres.....	162
4.7.2. Angle de dilatance du mécanisme post-pic.....	162
4.7.2.1. Formulation analytique	163
4.7.2.2. Origine et intervalle de définition des paramètres.....	163
4.7.2.3. Justification expérimentale	164
4.8. EXPRESSION DES DERIVEES	165
4.8.1. Dérivation du critère par rapport aux contraintes	165
4.8.1.1. Dérivation par rapport au tenseur déviatoire.....	165
4.8.1.2. Dérivation par rapport au tenseur des contraintes.....	165
4.8.2. Dérivation des paramètres du modèle par rapport au paramètre d'écrouissage	166
4.8.2.1. Entre la limite d'élasticité initiale et le seuil de pic « labo »	166
4.8.2.2. Entre le seuil intrinsèque et le seuil de pic « labo »	166
4.8.2.3. Entre le seuil de pic « labo » et la limite de clivage	166
4.8.2.4. Entre la limite de clivage et le critère résiduel	167
4.8.2.5. Sur le critère résiduel.....	167
4.8.3. Dérivation du critère par rapport aux paramètres du modèle.....	167
4.9. VISUALISATION DES SEUILS ET DES SURFACES	167
4.9.1. Visualisation sur différents chemins de sollicitation	167
4.9.2. Visualisation du mode d'évolution des surfaces.....	168
4.9.2.1. Evolution de la surface élastoplastique pré-pic	168
4.9.2.2. Evolution de la surface élastoplastique post-pic	169
4.9.2.3. Evolution de la surface viscoplastique.....	171

CHAPITRE **5** 173

INTEGRATION NUMERIQUE – IDENTIFICATION DES PARAMETRES, CRITERES D'INTERPRETATION ET VALIDATION. 173

5.1. PROPOSITION D'UNE METHODE D'IDENTIFICATION DES PARAMETRES	174
5.1.1. Synthèse de la démarche d'identification.....	175
5.1.2. Détermination des paramètres élastiques.....	176
5.1.3. Identification des paramètres liés aux seuils de résistance.....	177
5.1.3.1. Résistance en compression simple et paramètres de pic	177
5.1.3.2. Caractérisation de la limite élastique initiale	177
5.1.3.3. Paramètre(s) du seuil résiduel	177
5.1.3.4. Caractérisation de la limite de clivage	178
5.1.3.5. Vérification de la convexité des seuils et des surfaces	179
5.1.4. Ajustement des niveaux et des paramètres d'écrouissage.....	179

5.1.5. Calage des paramètres viscoplastiques	182
5.1.6. Détermination des paramètres de dilataance.....	183
5.1.7. Définition des paramètres du mécanisme isotrope.....	184
5.2. CRITERES D'INTERPRETATION	185
5.2.1. Niveau de dégradation de la roche.....	185
5.2.2. Zone de fissuration d'extension.....	186
5.2.3. Evaluation de la variation de perméabilité.....	187
5.2.4. Caractérisation de l'EDZ.....	188
5.2.5. Facteur d'endommagement.....	189
5.2.6. Evolution du chemin de contraintes.....	189
5.3. JUSTIFICATION SUR DES ESSAIS DE LABORATOIRE.....	190
5.3.1. Validation des mécanismes élastoplastiques.....	190
5.3.1.1. Essais de compression	191
5.3.1.2. Essais d'extension	191
5.3.1.3. Essais triaxiaux sur des chemins intermédiaires	193
5.3.2. Validation du mécanisme viscoplastique.....	193
5.3.2.1. Essais triaxiaux à vitesse imposée.....	194
5.3.2.2. Essais de fluage	195
5.3.2.3. Essais de relaxation.....	196
5.3.3. Validation du mécanisme isotrope.....	197
5.3.3.1. Essai purement isotrope	197
5.3.3.2. Essai oedométrique	198
5.3.4. Validation de la variabilité des modules élastiques.....	198
5.3.4.1. Test de base sur un essai isotrope.....	199
5.3.4.2. Validation sur un essai de compression triaxiale	199

CHAPITRE **6** 201

MODELISATION NUMERIQUE D'UNE EXCAVATION SOUTERRAINE..... 201

6.1. CADRE GENERAL	202
6.1.1. Choix du code de calcul	202
6.1.2. Justification du modèle rhéologique utilisé.....	202
6.2. LES DIFFERENTS TYPES DE MODELISATIONS	203
6.2.1. Simulation en déformations planes.....	203
6.2.1.1. Définition.....	203
6.2.1.2. Méthode de convergence-confinement	204
6.2.1.3. Maillage.....	206
6.2.2. Simulation en conditions axisymétriques.....	207
6.2.2.1. Définition.....	207
6.2.2.2. Méthode d'excavation.....	207
6.2.2.3. Maillage.....	208
6.2.3. Simulation tridimensionnelle.....	208
6.2.3.1. Processus d'excavation.....	208
6.2.3.2. Modélisation	209
6.3. EFFETS DU PASSAGE DU FRONT DE TAILLE.....	209
6.3.1. Définition du référentiel d'étude et d'une méthode de conversion.....	210
6.3.2. Hypothèses de calculs.....	211
6.3.3. Résultats du calcul élastique	212
6.3.4. Résultats du calcul élastoplastique.....	213
6.3.5. Conjectures et conclusions.....	214
6.4. COMPARAISON DES MODELISATIONS BIDIMENSIONNELLES.....	215

6.4.1. Mise en œuvre des modélisations sur la configuration de référence et définition de la problématique	216
6.4.1.1. Modélisation 2D-plan	216
6.4.1.2. Modélisation axisymétrique	217
6.4.1.3. Problématique	217
6.4.2. Résultats des simulations de référence sans soutènement	218
6.4.2.1. Résultats de la simulation 2D-plan	218
6.4.2.2. Résultats de la simulation axisymétrique	219
6.4.2.3. Identification des différences	220
6.4.3. Résultats de la simulation avec $\lambda_{\text{béton}} = \lambda_{\text{béton}}^{(th)}$	221
6.4.3.1. Résultats du calcul axisymétrique	222
6.4.3.2. Résultats du calcul 2D-plan	223
6.4.3.3. Conclusions	224
6.4.4. Détermination de $\lambda_{\text{béton}}^{(ref)}$	224
6.4.4.1. Résultats de l'étude paramétrique	225
6.4.4.2. Conclusions	226
6.4.4.3. Visualisation des chemins de contraintes	226
6.5. INFLUENCE DE LA GEOMETRIE DE LA CAVITE	229
6.5.1. Motivations	229
6.5.2. Les différentes géométries étudiées	229
6.5.3. Présentation des résultats	230
6.6. INFLUENCE DE L'ETAT DES CONTRAINTES INITIAL	231
6.6.1. Influence de l'anisotropie des contraintes	231
6.6.1.1. Résultats de la configuration 1	232
6.6.1.2. Résultats de la configuration 2	233
6.6.1.3. Résultats de la configuration 3	234
6.6.1.4. Etude comparative	235
6.6.2. Effets de l'amplitude des contraintes	237
6.6.2.1. Définition des états de contraintes testés	237
6.6.2.2. Effets d'une amplification de 20%	238
6.6.2.3. Effets d'une amplification de 50%	239
6.6.2.4. Analyse comparative	239
6.7. BILAN DU CHAPITRE	240

CHAPITRE **7** 241

APPLICATIONS A LA PROBLEMATIQUE DU STOCKAGE DES DECHETS RADIOACTIFS..... 241

7.1. CONTEXTE GENERAL DES APPLICATIONS	242
7.1.1. Stockage géologique des déchets à Haute Activité Vie Longue	242
7.1.2. Stockage en milieu argileux	242
7.1.3. Stockage en milieu granitique	243
7.2. VALIDATION SUR LE GRANITE DU LAC DU BONNET	243
7.2.1. Description de l'ouvrage de référence et de la démarche adoptée	243
7.2.2. Démarche adoptée	246
7.2.3. Identification des paramètres	247
7.2.3.1. Modélisation élastoplastique	247
7.2.3.2. Modélisation viscoplastique	250
7.2.4. Résultats de la modélisation élastoplastique	252
7.2.5. Résultats de la modélisation viscoplastique	253
7.2.6. Conclusions	256
7.2.7. Validation tridimensionnelle	256

7.3.	APPLICATIONS A UN MATERIAU ARGILEUX.....	259
7.3.1.	<i>Identification des propriétés géomécaniques.....</i>	259
7.3.1.1.	Première détermination des paramètres élastoplastiques.....	259
7.3.1.2.	Analyse critique	261
7.3.1.3.	Prise en compte de la nature minéralogique	262
7.3.1.4.	Détermination des paramètres viscoplastiques.....	264
7.3.1.5.	Récapitulatif des paramètres retenus	266
7.3.2.	<i>Etudes de sensibilité.....</i>	266
7.3.2.1.	Influence de la viscosité	267
7.3.2.2.	Effet de la vitesse de creusement.....	268
7.3.2.3.	Mise en œuvre d'un soutènement.....	269
7.3.3.	<i>Application au creusement de la galerie du laboratoire de Bure</i>	272
7.3.3.1.	Description de l'ouvrage de référence	273
7.3.3.2.	Analyse critique des premières modélisations	274
7.3.3.3.	Ajustement des paramètres.....	278
7.3.4.	<i>Intersection galerie-alvéole de stockage en 3D.....</i>	284
7.3.4.1.	Hypothèses de calcul.....	284
7.3.4.2.	Présentation des résultats	285
7.4.	CONCLUSIONS	286
	CONCLUSIONS GENERALES - PERSPECTIVES.....	287
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	291
	ANNEXES.....	303

Liste des Annexes

ANNEXE A: ETUDE DU TENSEUR DES CONTRAINTES LINEARISE EN UN POINT ...	305
ANNEXE B : ROLE DU BOULONNAGE	311

Liste des Tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 - Caractéristiques des échantillons d'argilite (Hoxha, 2003)	48
Tableau 1.2 - Configurations rencontrées dans le cadre d'une modélisation élastoplastique	54
Tableau 1.3 - Récapitulatif des équations constitutives de la loi viscoplastique endommageable de Lemaitre	75

Chapitre 2

Tableau 2.1 – Illustration sur un chemin de compression triaxial (1).....	119
Tableau 2.2 – Illustration sur un chemin de compression triaxial (2).....	120
Tableau 2.3 – Exemple sur un essai de fluage – Faible confinement	121
Tableau 2.4 – Exemple sur un essai de fluage – Confinement élevé.....	122

Chapitre 3

Tableau 3.1 - Paramètres du critère de Drücker-Prager en fonction de ceux du critère de Mohr-Coulomb	127
Tableau 3.2 - Paramètres des seuils de la loi de Laigle.....	129
Tableau 3.3 - Correspondance entre le critère de Bigoni et Piccolroaz et les critères usuels	141
Tableau 3.4 - Jeu de paramètres retenu pour le calage du critère de Aubertin et al.	147
Tableau 3.5 - Jeu de paramètres retenu pour le calage du critère HB_CJS	148
Tableau 3.6 - Jeu de paramètres retenu pour le calage du critère L&K	148
Tableau 3.7 - Paramètres utilisés pour l'ajustement du critère de Bigoni et Piccolroaz.....	149

Chapitre 4

Tableau 4.1 - Paramètres définissant les seuils de contraintes	156

Chapitre 5

Tableau 5.1 – Définition des paramètres d'entrée du modèle L&K	175

Chapitre 6

Tableau 6.1 - Avantages et inconvénients des deux types de modélisations bidimensionnelles.....	215
Tableau 6.2 – Comparaison quantitative des calculs 2D-plan et axisymétrique.....	220
Tableau 6.3 – Comparaison des calculs axisymétriques avec et sans soutènement	223
Tableau 6.4 – Résultats de l'étude paramétrique sur $\lambda_{\text{béton}}$	225
Tableau 6.5 – Définition des états de contraintes testés.....	232
Tableau 6.6 – Synthèse des résultats des calculs 2D.....	236
Tableau 6.7 – Synthèse des résultats des calculs 3D.....	236
Tableau 6.8 – Effet de l'amplitude de l'état des contraintes initial	237
Tableau 6.9 – Définition des états de contraintes testés.....	237
Tableau 6.10 – Comparaison de l'épaisseur de la zone dilatante	239
Tableau 6.11 – Comparaison de l'étendue de l'EDZ.....	240

Chapitre 7

Tableau 7.1 – Synthèse des enregistrements de l'activité micro-sismique sur quatre périodes (Young et Collins, 2001).....	246
Tableau 7.2 – Synthèse des enregistrements des émissions acoustiques sur quatre périodes (Young et Collins, 2001).....	246
Tableau 7.3 – Récapitulatif des paramètres retenus pour la modélisation élastoplastique du granite du Lac du Bonnet	250
Tableau 7.4 – Récapitulatif des paramètres retenus pour la modélisation viscoplastique du granite du Lac du Bonnet	252
Tableau 7.5 – Epaisseur de la zone fracturée mesurée in-situ en fonction du temps.....	254
Tableau 7.6 - Propriétés géomécaniques des roches argileuses réparties par classes (Heitz et al., 1998)	263
Tableau 7.7 – Récapitulatif des paramètres relatifs aux deux jeux	266
Tableau 7.8 – Estimations de la zone dilatante, de l'EDZ et des efforts dans le soutènement, en fonction de l'épaisseur de béton	270
Tableau 7.9 – Epaisseurs de la zone dilatante et de l'EDZ en fonction de la distance béton-front de taille.....	271

Liste des Figures

Chapitre 1

Figure 1.1 - Evolution des convergences dans le tunnel du Fréjus (Lunardi, 1980)	36
Figure 1.2 - Convergence des longpans de la caverne de l'usine de Grand'Maison (Laigle, 2004).....	37
Figure 1.3 - Illustration de l'effet d'échelle dans un massif fracturé (Hoek et al., 1994)	38
Figure 1.4 - Le laboratoire souterrain URL dans son environnement géologique (Read, 2004)	39
Figure 1.5 - Galerie de l'expérience Mine-by-test et état des contraintes en place (Read, 2004).....	39
Figure 1.6 - Ecaillage en voûte et en radier et localisation des événements microsismiques et des émissions acoustiques (Read, 2004).	40
Figure 1.7 - Coupe des faciès géologiques traversés par le tunnel de Tartaiguille (Charmetton, 2001)	41
Figure 1.8 - Géométrie et soutènement de la section du tunnel dans sa partie sud (Charmetton, 2001)	41
Figure 1.9 - Influence de la vitesse de sollicitation (Bhandari et Inoue, 2005).....	46
Figure 1.10 - Evolution de la résistance en compression simple d'un grès en fonction de la vitesse de déformation (Sangha et Dhir, 1971).....	47
Figure 1.11 - Variation de la résistance à la rupture avec la vitesse de déformation pour différentes pressions de confinement (Li et al, 1999).....	47
Figure 1.12 – Désignation des trois phases de fluage (Boidy, 2002)	48
Figure 1.13 - Essais de fluage du LaEGO - Paliers de déviateurs imposés (Hoxha, 2003)..	48
Figure 1.14 - Essais de fluage du LaEGO – Evolution des déformations axiales (Hoxha, 2003).....	49
Figure 1.15 - Essai de relaxation sur l'argilite de l'Est (ANDRA, 2001)	49
Figure 1.16 - Mise en évidence du comportement différé des marnes de Tartaiguille (Charmetton, 2001)	50
Figure 1.17 - Mise en évidence du comportement différé du granite du Lac de Bonnet (Laigle, 2004)	50
Figure 1.18 - Evolution de la résistance en compression simple des marnes de Tartaiguille, avec la vitesse de déformation	51
Figure 1.19 - Evolution de la résistance en compression simple du granite de l'AECL, avec la vitesse de déformation (Laigle, 2004).....	51

Figure 1.20 - Schéma des équipotentiels dans l'espace des contraintes principales (Lemaitre et Chaboche, 1984)	56
Figure 1.21 - Représentation du modèle analogique de Bingham (Boidy, 2002).....	60
Figure 1.22 - Élément endommagé (Lemaitre et Chaboche, 1984)	65
Figure 1.23 - Contrainte effective et équivalence en déformation (Lemaitre et Chaboche, 1984).....	66
Figure 1.24 - Module élastique pour différents niveaux d'endommagement (Fabre, 2005) ..	66
Figure 1.25 - Le principe d'équivalence en contraintes	67

Chapitre 2

Figure 2.1 - Développement d'un mécanisme de rupture par écaillage (Germanovich, 2000)	81
Figure 2.2 - Ecaillage en parements du tunnel du Mont-Blanc (Panet, 1969)	82
Figure 2.3 - Ecaillage dans le laboratoire de l'AECL : (a) en radier, (b) plaque arrachée de la voûte (Read, 2004).....	82
Figure 2.4 - Courbes contrainte-déformation pour des roches fragile (a) et ductile (b).....	83
Figure 2.5 - « Squeezing » dans le tunnel de base du Gotthard (Laigle, 2004).....	83
Figure 2.6 – Conséquences du phénomène de « squeezing » dans la descenderie de Saint Martin La Porte (www.ltf-sas.com).....	84
Figure 2.7 - Essai de compression simple sur l'Argilite de l'Est (Hoxha, 2005)	85
Figure 2.8 - Comportement en compression simple du granite du Lac de Bonnet, pour des petites déformations (Martin, Chandler, 1994)	85
Figure 2.9 - Phases principales du processus de rupture dans l'essai de compression uniaxiale et triaxiale monotone (Haïed, 1995).....	86
Figure 2.10 - Evolution de différentes propriétés au cours des quatre domaines de la courbe effort-déplacement – Analogie avec les phases de Haïed (Paterson, 1978).....	87
Figure 2.11 - Evolution des émissions acoustiques au cours d'une excavation dans le granite du Lac de Bonnet – Correspondance avec les phases de Haïed (Eberhardt et al., 1998)	87
Figure 2.12 - Courbes contrainte-déformation pour différents types de roches (Houpert, 1979).....	88
Figure 2.13 - Classes de comportement à la rupture (Wawersik et al., 1970)	89
Figure 2.14 - Essai de compression sur une marne (You, 2006)	89
Figure 2.15 - Essais triaxiaux pour différentes pressions de confinement (Hoxha, 2005)	90
Figure 2.16 - Evolution des déformations volumiques d'un grès des Vosges en fonction du confinement (Bésuelle et al., 2000)	90
Figure 2.17 - Les différents modes de rupture en fonction du confinement (Laigle, 2004) ...	91
Figure 2.18 - Trois types de fissures axiales (Brace et al., 1966).....	92
Figure 2.19 - Modes élémentaires de fissuration (Paterson, 1978).....	92
Figure 2.20 - Propagation de fissures verticales dans du verre (Brace et al., 1963)	93
Figure 2.21 - Schéma et photo de la microfissuration d'un granite (Dayre, 1987, et Haimson et Chang, 2000)	93
Figure 2.22 - Classification de la coalescence des fissures en trois types (Park et al., 2001)	94
Figure 2.23 - Macrofissure composée d'un réseau périodique de microfissures (Pellegrino, 1996).....	94
Figure 2.24 - Mode de développement de mésosfissures sous différents confinements (Diederichs, 1999).....	95
Figure 2.25 - Etats de contraintes issus de la modélisation micromécanique du granite du Lac de Bonnet (Diederichs, 1999)	96
Figure 2.26 – Schémas de différents mécanismes induits par les tractions locales (Diederichs, 1999).....	96
Figure 2.27 - Allongement d'une fissure d'extension en fonction de l'état des contraintes (Hoek et Bieniawski, 1965).....	97

Figure 2.28 - Influence du rapport des contraintes sur la propagation des tractions locales (Diederichs, 1999).....	98
Figure 2.29 - Evolution de la propagation de la fissuration en fonction du confinement (Diederichs, 1999).....	98
Figure 2.30 - Hiérarchisation des phénomènes pré-rupture.....	100
Figure 2.31 - Bifurcation localisée et bifurcation diffuse (Pellegrino, 1996).....	102
Figure 2.32 - Démarche adoptée pour l'élaboration du modèle rhéologique.....	102
Figure 2.33 - Modélisation d'un milieu granulaire – définition de grandeurs caractéristiques.....	104
Figure 2.34 - Comportement d'un matériau intact puis remanié (ANTEA, 1997).....	104
Figure 2.35 - Rôle de la colle (coulis d'injection) sur la résistance mécanique d'un sable (Fayad, 2000).....	104
Figure 2.36 - Evolution des grandeurs caractéristiques au cours de la phase post-pic.....	105
Figure 2.37 - Développement de la fracturation au cours d'un essai triaxial.....	105
Figure 2.38 - Evolution qualitative des grandeurs caractéristiques en phase post-pic.....	106
Figure 2.39 - Contribution de la cohésion et du frottement à différents niveaux de déformations (Hajiabdolmajid et al., 2002a).....	107
Figure 2.40 - Fissuration d'extension induisant la mobilisation non-simultanée de la cohésion et du frottement (Hajiabdolmajid et al., 2002a).....	107
Figure 2.41 - Microphotographies de la fissure principale d'un échantillon soumis à un essai de compression simple (a) ou triaxiale (b) (Chiarelli et al., 2001).....	108
Figure 2.42 - Limite élastique initiale et critère de pic « labo », déterminés expérimentalement (Martin, 1997).....	110
Figure 2.43 - Analogie entre le seuil intermédiaire et la limite de clivage.....	111
Figure 2.44 - Analogie avec l'approche de Diederich (2003).....	112
Figure 2.45 - Les différents seuils et les domaines associés, dans le plan des contraintes principales.....	113
Figure 2.46 - Définition du seuil caractéristique.....	113
Figure 2.47 - Principe de détermination du seuil de résistance à long terme.....	115
Figure 2.48 - Distinction de trois mécanismes.....	115
Figure 2.49 - Définition de l'écrouissage d'une surface, dans le plan déviatoire.....	116
Figure 2.50 - Ecrouissage positif de la surface élastoplastique pré-pic.....	117
Figure 2.51 - Ecrouissage positif de la surface viscoplastique.....	117
Figure 2.52 - Les trois phases d'écrouissage négatif de la surface élastoplastique post-pic.....	118

Chapitre 3

Figure 3.1 - Critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatoire.....	125
Figure 3.2 - Critère de Mohr-Coulomb, dans le plan (p ; q).....	126
Figure 3.3 - Critère de Drücker-Prager dans le plan (p ; q).....	126
Figure 3.4 - Visualisation en 3D des critères de Drücker-Prager et de Von Mises.....	127
Figure 3.5 - Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et de Drücker-Prager, dans le plan déviatoire.....	127
Figure 3.6 - Critère de Hoek et Brown dans le plan des contraintes principales.....	128
Figure 3.7 - Illustration : seuils de résistance de la loi de Laigle.....	129
Figure 3.8 - Critère de Mohr-Coulomb vu comme linéarisation du critère de Hoek et Brown.....	129
Figure 3.9 - Visualisation du critère HB_CJS dans le plan (π), pour $a=0.5$ et différents γ ..	132
Figure 3.10 - Visualisation 3D des seuils de la loi de Laigle transcrits dans un formalisme HB_CJS.....	132
Figure 3.11 - Visualisation du critère L&K dans le plan déviatoire pour différentes valeurs de γ	133
Figure 3.12 - Forme de la fonction déviatoire du critère MSDP.....	134
Figure 3.13 - Visualisation du critère MSDP _u dans le plan (p ; q).....	135
Figure 3.14 - Visualisation 3D du critère MSDP _u , dans l'espace des contraintes.....	135

Figure 3.15 - Influence du paramètre d'endommagement Γ dans le plan (p ;q)	137
Figure 3.16 - Influence du paramètre d'endommagement Γ dans le plan déviatoire	137
Figure 3.17 - Influence des paramètres M, m, c/p _c et α sur la forme de la fonction médiane	139
Figure 3.18 - Influence du paramètre β sur la forme de la fonction déviatoire	140
Figure 3.19 - Influence du paramètre γ sur la forme du critère dans le plan (π).....	140
Figure 3.20 - Section déviatoire des critères usuels obtenus à partir du critère de Bigoni et Piccolroaz	142
Figure 3.21 - Fonction déviatoire de Van Eekelen : influence des paramètres β et n.....	143
Figure 3.22 - Forme de la fonction déviatoire de Gudehus et Argyris	144
Figure 3.23 - Résultats d'essais triaxiaux sur le granite de Westerly (Haimson et Chang, 2000).....	145
Figure 3.24 - Essais de compression triaxial – Interpolation linéaire.....	146
Figure 3.25 - Calage du critère de Mohr-Coulomb.....	146
Figure 3.26 - Ajustement du critère de Hoek et Brown	147
Figure 3.27 - Ajustement du critère de Aubertin et al.....	147
Figure 3.28 - Ajustement du critère HB_CJS	148
Figure 3.29 - Calage du critère L&K	149
Figure 3.30 - Calage du critère de Bigoni et Piccolroaz	149

Chapitre 4

Figure 4.1 - Visualisation des seuils (en compression) dans le plan (p ;q)	156
Figure 4.2 - Allure des seuils dans le plan déviatoire, pour une pression moyenne fixée ...	157
Figure 4.3 – Evolution de l'angle de dilatance d'un grès sous chargement triaxial (Alejano et Alonso, 2005)	164
Figure 4.4 – Angle de dilatance au pic en fonction du confinement (Alejano et Alonso, 2005)	164
Figure 4.5 - Critère L&K dans le plan (p ;q), sur différents chemins de sollicitation.....	168
Figure 4.6 - Variation de a, m et s au cours de l'écrouissage de la surface élastoplastique pré-pic.....	168
Figure 4.7 - Evolution de la surface élastoplastique pré-pic.....	169
Figure 4.8 - Evolution de la surface post-pic entre les seuils intrinsèque et de pic « labo »	169
Figure 4.9 - Evolution de la surface post-pic entre le seuil de pic « labo » et la limite de clivage.....	170
Figure 4.10 - Evolution de la surface post-pic dans le plan déviatoire.....	170
Figure 4.11 - Evolution de la surface post-pic entre la limite de clivage et le seuil résiduel	170
Figure 4.12 - Evolution de la surface viscoplastique	171

Chapitre 5

Figure 5.1 - Synthèse du processus d'identification des paramètres	176
Figure 5.2 - Sensibilité des paramètres E et ν	176
Figure 5.3 - Ajustement des paramètres de pic sur des essais triaxiaux (Hoxha, 2004)	177
Figure 5.4 - Ajustement de la limite de clivage	178
Figure 5.5 - Aperçu de la feuille de calcul Excel pour la prédiction analytique du comportement post-pic.....	180
Figure 5.6 - Ajustement de la simulation Flac sur une courbe expérimentale (Argilite)	180
Figure 5.7 - Ajustement de simulations Flac sur les prédictions Excel (Granite)	181
Figure 5.8 - Sensibilité des paramètres d'écrouissage	181
Figure 5.9 - Sensibilité des niveaux d'écrouissage	181
Figure 5.10 - Ajustement de la cinétique de fluage d'un matériau argileux sur des essais de fluage	182
Figure 5.11 - Calage des paramètres viscoplastiques d'un granite sur des essais de fluage	183

Figure 5.12 - Calage des paramètres viscoplastiques d'un granite sur des essais triaxiaux à vitesse imposée	183
Figure 5.13 - Ajustement des paramètres de dilatance post-pic	184
Figure 5.14 - Sensibilité du paramètre d'écrouissage isotrope.....	184
Figure 5.15 - Relation entre le domaine et l'état de la roche.....	186
Figure 5.16 - Visualisation des domaines sur une simulation triaxiale.	186
Figure 5.17 - Définition de l'indicateur numérique de dilatance.....	187
Figure 5.18 - Schéma conceptuel de l'EDZ vue par l'ANDRA (2005c).....	189
Figure 5.19 - Identification de l'état de contraintes.....	190
Figure 5.20 - Schéma de l'essai de compression triaxiale	191
Figure 5.21 - Simulations d'essais de compression pour différents confinements.....	191
Figure 5.22 - Schéma de deux types d'essais d'extension	192
Figure 5.23 - Chemin de contraintes au cours des deux essais d'extension	192
Figure 5.24 - Simulations d'essais d'extension (1) pour différents confinements	192
Figure 5.25 - Série d'essais triaxiaux sur le granite de Westerly : comparaison théorie/simulation	193
Figure 5.26 - Simulations d'essais de compression simple, à différentes vitesses de chargement.....	194
Figure 5.27 - Evolution de la résistance en fonction de la vitesse de chargement	194
Figure 5.28 - Simulations d'essais triaxiaux à 5MPa de confinement, pour différentes vitesses de chargement.....	195
Figure 5.29 - Simulations d'essais de fluage, avec un confinement initial de 10MPa.....	195
Figure 5.30 - Simulations d'essais de fluage, à confinement initial nul.....	196
Figure 5.31 - Simulation d'un essai de relaxation : comparaison avec l'expérience	196
Figure 5.32 - Schéma de l'essai purement isotrope.....	197
Figure 5.33 - Evolution des déformations volumiques sous sollicitation isotrope	197
Figure 5.34 - Schéma de l'essai oedométrique.....	198
Figure 5.35 - Evolution des déformations volumiques au cours d'un essai oedométrique..	198
Figure 5.36 - Influence de la variabilité des modules élastiques sur l'évolution des déformations volumiques sous chargement isotrope	199
Figure 5.37 - Evolution des déformations volumiques en compression triaxiale, avec la version complète du modèle L&K.....	199
Figure 5.38 - Incidence de la variabilité des modules élastiques sur l'évolution du déviateur	200

Chapitre 6

Figure 6.1 - Repère du problème 2D-plan	204
Figure 6.2 - Plan d'étude d'une galerie en déformations planes	204
Figure 6.3 - Principe de la méthode de convergence-confinement (Panet, 1995)	205
Figure 6.4 - Relation entre le confinement et le temps.....	206
Figure 6.5 - Maillage en déformations planes, avant et après creusement	206
Figure 6.6 - Repère du problème axisymétrique	207
Figure 6.7 - Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique.....	207
Figure 6.8 - Processus de creusement avec la modélisation axisymétrique	208
Figure 6.9 - Maillage axisymétrique d'une galerie circulaire et processus de creusement .	208
Figure 6.10 - Schématisation du processus d'excavation en 3D.....	209
Figure 6.11 – Exemple de modélisation 3D	209
Figure 6.12 - Visualisation des maillages 2D et 3D utilisés pour l'étude du passage du front	211
Figure 6.13 – Ajustement du taux de déconfinement sur les déplacements radiaux 3D normalisés.....	212
Figure 6.14 – Effets du passage du front - Résultats du calcul élastique isotrope.....	212
Figure 6.15 – Effets du passage du front – Résultats du calcul élastoplastique anisotrope	213
Figure 6.16 – Chemin de contraintes en cours d'excavation : comparaison 2D-3D	214
Figure 6.17 – Evolution des contraintes pendant le creusement (modélisation 3D)	215

Figure 6.18 – Modélisation 2D-plan du soutènement.....	216
Figure 6.19 - Modélisation axisymétrique du soutènement.....	217
Figure 6.20 – Mise en place des soutènements avec la modélisation axisymétrique.....	217
Figure 6.21 – Calcul de référence 2D-plan : extension de la zone fissurée.....	218
Figure 6.22- Calcul de référence 2D-plan : extension de l'EDZ	219
Figure 6.23 – Résultats du calcul axisymétrique de référence sans soutènement.....	220
Figure 6.24 – Accroissement de la perméabilité, en fonction du type de modélisation.....	221
Figure 6.25 – Evolution des contraintes au cours d'un calcul axisymétrique.....	221
Figure 6.26 – Résultats du calcul axisymétrique avec soutènement.....	222
Figure 6.27 – Evolution de l'état des contraintes sur 100 ans.....	223
Figure 6.28 – Perte de résistance du massif au bout de 100 ans	223
Figure 6.29 – Résultats du calcul 2D-plan avec mise en place d'un soutènement à $\lambda_{\text{béton}}^{(th)}$	224
Figure 6.30 – Evolution de l'EDZ en fonction de l'instant de pose du soutènement.....	225
Figure 6.31 – Evolution des efforts maximaux en fonction de l'instant de pose du soutènement	226
Figure 6.32 – Influence du modèle rhéologique sur l'évolution des contraintes	227
Figure 6.33 – Effets du comportement différé sur l'évolution des contraintes	228
Figure 6.34 – Influence de l'instant de pose du soutènement sur l'évolution des contraintes	228
Figure 6.35 - Les différentes géométries étudiées.....	230
Figure 6.36 – Résultats obtenus avec une cavité circulaire	230
Figure 6.37 – Résultats obtenus avec une cavité de type « zone de scellements ».....	231
Figure 6.38 – Résultats obtenus avec une cavité de type « zone courante ».....	231
Figure 6.39 – Etat de la roche prédit par la modélisation 3D et un état de contrainte initial isotrope	232
Figure 6.40 – Résultats du calcul 2D-plan, avec l'état de contrainte de la configuration 2 .	233
Figure 6.41 – Etat de la roche prédit par le calcul 3D, avec l'état de contrainte de la configuration 2.....	234
Figure 6.42 – EDZ prédite par le calcul 3D, avec l'état de contrainte de la configuration 2	234
Figure 6.43 - Etat de la roche prédit par le calcul 3D, avec l'état de contrainte de la configuration 3.....	235
Figure 6.44 – Zone dilatante obtenue avec le calcul 3D et l'état de contrainte de la configuration 3.....	235
Figure 6.45 – Synthèse schématique des calculs 3D	236

Chapitre 7

Figure 7.1 – Vue générale de l'URL (Read, 2004).....	244
Figure 7.2 – Agencement du Mine-By-Test au niveau -420 de l'URL (Read, 2004).....	244
Figure 7.3 – Orientation et géométrie de la galerie du Mine-By-Test (Read, 2004).....	245
Figure 7.4 – Localisation des événements micro-sismiques enregistrés au cours du Mine-By-Test (ASL).....	245
Figure 7.5 – Localisation des émissions acoustiques (AE) et des événements micro-sismiques (MS)	246
Figure 7.6 – Visualisation des différents seuils retenus pour la modélisation élastoplastique du granite du Lac du Bonnet	248
Figure 7.7 – Réajustement du coefficient K_{ref} pour le granite du Lac du Bonnet	249
Figure 7.8 – Ajustement des paramètres viscoplastiques du granite du Lac du Bonnet sur des essais de fluage.....	251
Figure 7.9 – Ajustement des paramètres viscoplastiques du granite du Lac du Bonnet sur des essais de compression simple à différentes vitesses de sollicitation.....	251
Figure 7.10 – Résultats de la modélisation élastoplastique	252
Figure 7.11 – Evolution de la fracturation sur 100ans.....	253
Figure 7.12 – Evolution de la zone dilatante sur 100 ans.....	254

Figure 7.13 – Légende définissant la position de l'état des contraintes par rapport aux différents seuils	255
Figure 7.14 – Evolution de l'état des contraintes sur 100 ans	255
Figure 7.15 – Evolution de l'endommagement du massif sur 100 ans	255
Figure 7.16 – Prédiction 3D de l'évolution de la fracturation autour du tunnel de l'AECL ...	257
Figure 7.17 – Coupes 2D de l'état de dégradation du massif autour du tunnel de test de l'AECL	258
Figure 7.18 – Evolution des contraintes en cours de creusement.....	258
Figure 7.19 – Essais triaxiaux sur l'argilite de l'Est, réalisés au LaEGO (Hoxha, 2005)	260
Figure 7.20 – Ajustement des paramètres de pic.....	260
Figure 7.21 – Visualisation des seuils en contraintes	261
Figure 7.22 - Résistance à la rupture des argilites des unités B-C, en compression triaxiale	261
Figure 7.23 - Teneur en calcite en fonction de la profondeur	262
Figure 7.24 - Densité sèche en fonction de la teneur en carbonate	263
Figure 7.25 - Résistance en compression uniaxiale en fonction de la densité	263
Figure 7.26 - Essais de compression triaxiale avec les deux jeux	264
Figure 7.27 - Résultats des essais de fluage sur l'argilite de l'Est (Boidy, 2002).....	265
Figure 7.28 - Calage des paramètres viscoplastiques	265
Figure 7.29 - Influence du modèle de comportement sur la dégradation du massif en cours de creusement	267
Figure 7.30 - Influence du modèle de comportement sur l'étendue de la zone fracturée ...	267
Figure 7.31 - Influence de la vitesse de creusement sur la dégradation du massif	268
Figure 7.32 - Influence de la vitesse de creusement sur l'extension de la zone fracturée ..	268
Figure 7.33 - Evolution des efforts dans le revêtement pendant la phase d'excavation	269
Figure 7.34 - Effet du soutènement sur le développement de la fracturation	270
Figure 7.35 - Evolution de l'EDZ en fonction de la distance de pose du revêtement.....	271
Figure 7.36 - Corrélation entre l'épaisseur, la résistance et la distance de pose du revêtement	271
Figure 7.37 - Vue en plan des ouvrages du laboratoire souterrain de Bure (ANDRA, 2005e)	273
Figure 7.38 - Section en travers de la galerie GMR du laboratoire souterrain de Meuse-Haute Marne (ANDRA, 2005e)	274
Figure 7.39 – Résultats de la première modélisation 2D-plan de la galerie GMR	275
Figure 7.40 - Fracturation observée dans la galerie de Tournemire.....	275
Figure 7.41 – Evolution de la perméabilité sur les reins de la galerie GMR : comparaison simulation 2D-plan/expérience	275
Figure 7.42 – Evolution de la perméabilité en radier de la galerie GMR : comparaison simulation 2D-plan/expérience	276
Figure 7.43 – Mesures de convergences en paroi de la galerie GMR : comparaison simulation 2D-plan/expérience	276
Figure 7.44 - Résultats de la première modélisation axisymétrique de la galerie GMR.....	277
Figure 7.45 - Mesures de convergences en paroi de la galerie GMR : comparaison simulation axisymétrique/expérience.....	277
Figure 7.46 - Evolution de la perméabilité autour de la galerie GMR : comparaison simulation axisymétrique/expérience.....	277
Figure 7.47 – Résultats du calcul 2D-plan après ajustement des paramètres.....	278
Figure 7.48 – Evolution de la perméabilité sur les reins de la galerie après ajustement des paramètres.....	279
Figure 7.49 – Evolution de la perméabilité en radier de la galerie après ajustement des paramètres.....	279
Figure 7.50 – Mesures de convergences en paroi de la galerie après ajustement des paramètres.....	280
Figure 7.51 – Développement de la fracturation sur 1 an	281
Figure 7.52 - Relevé de fissuration selon l'axe de la galerie GMR (ANDRA, 2005e)	282

Figure 7.53 - Evolution de la perméabilité autour de la galerie après ajustement des paramètres.....	283
Figure 7.54 – Comparaison des variations de perméabilité prédites par les calculs 2D-plan et axisymétrique, à 3 mois.....	283
Figure 7.55 – Maillage de l'intersection galerie-alvéole de stockage	284
Figure 7.56 – Niveau de dégradation du massif à une intersection galerie-alvéole.....	285
Figure 7.57 – Etendue de la zone dilatante à une intersection galerie-alvéole.....	286

Notations

Cette table de notations reste non-exhaustive. Certaines grandeurs sont indexées selon leur nature, les notations sont alors définies dans leur contexte.

C	[Pa]	Cohésion
E	[Pa]	Module de Young
G	[Pa]	Module de cisaillement élastique
K	[Pa]	Module de déformation volumique élastique
k	[m ²]	Perméabilité intrinsèque
n	[%]	Porosité
$\underline{\underline{\varepsilon}}$		Tenseur des déformations totales
ε_1		Déformation axiale
ε_v		Déformation volumique totale
$\underline{\underline{e}} = \underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{\text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}})}{3} \underline{\underline{I}}$		Tenseur déviatoire des déformations
$\underline{\underline{\sigma}}$		Tenseur des contraintes
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$		Contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure (respectivement)
$I_1 = \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})$		Premier invariant du tenseur des contraintes
$\underline{\underline{s}} = \underline{\underline{\sigma}} - \frac{I_1}{3} \underline{\underline{I}}$		Tenseur déviatoire des contraintes
s_1, s_2, s_3		Contraintes déviatoires principales majeure, intermédiaire et mineure (respectivement)
$J_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\underline{\underline{s}}^2)$		Deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoires
$J_3 = \det(\underline{\underline{s}})$		Troisième invariant du tenseur des contraintes déviatoires
$\theta = \frac{1}{3} \arcsin\left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}\right)$		Angle de Lode avec la convention $\theta = 30^\circ$ en compression ($-30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$).
$\theta = \frac{1}{3} \arccos\left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}\right)$		Angle de Lode avec la convention $\theta = 0^\circ$ en compression ($0 \leq \theta \leq 60^\circ$).
$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$		Contrainte moyenne
$q = \sqrt{3J_2}$		Déviateur des contraintes
φ	[Rad]	Angle de frottement
ψ	[Rad]	Angle de dilatance
ν		Coefficient de poisson
Ψ	[J]	Fonction énergie complémentaire
W	[J]	Fonction énergie libre

La convention adoptée pour définir les contraintes et les déformations correspond à celles de la géomécanique (contraintes de compression positives).

Introduction générale

Fruit de la collaboration entre un laboratoire de mécanique des roches, le LaEGO, et une unité d'ingénierie d'Electricité de France, le CIH, cette thèse représente un double défi. Les concepts développés doivent à la fois s'appuyer sur des références bibliographiques universelles et des fondements théoriques rigoureusement justifiés et être un outil facilement accessible par l'ingénieur en bureau d'études.

Financée dans le cadre du projet HAVL (Haute Activité Vie Longue) d'EDF, cette thèse a une vocation industrielle et ses applications principales s'inscrivent dans le cadre d'études de faisabilité sur le stockage des déchets radioactifs, dans un but opérationnel. Le caractère un peu pragmatique de la thèse se justifie par son contexte.

Ces travaux doivent être vus comme la continuité de la thèse de Laigle (2004), intitulée « *Modèle conceptuel pour le développement de lois de comportement adaptées à la conception des ouvrages souterrains* », soutenue publiquement à l'Ecole Centrale de Lyon, en juillet 2004. Une modélisation rhéologique élastoplastique avec radoucissement et son extension viscoplastique sont présentées et appliquées aux études de dimensionnement des ouvrages souterrains.

C'est dans ce contexte qu'un nouveau modèle rhéologique, baptisé modèle *L&K* (Laigle & Kleine), a été élaboré. Il a pour objectif principal de prédire le comportement à court, moyen et long termes des massifs rocheux, à proximité des ouvrages souterrains. Des outils de modélisation et une méthodologie d'interprétation vont être proposés et validés sur différentes configurations d'ouvrages. Ils doivent *in fine* permettre de mener des études de conception et de dimensionnement sur les ouvrages profonds.

Le domaine des *ouvrages profonds* nécessite une représentativité physique particulière du modèle dans la gamme des moyennes et grandes déformations. La spécificité de la modélisation rhéologique proposée réside donc en la description d'un comportement (radoucissant) du matériau au-delà du pic de résistance. Cette particularité ainsi que la notion implicite d'irréversibilité font du modèle *L&K* un modèle *élastoplastique*.

D'autre part, la prédiction du comportement des roches à *court, moyen et long termes* nécessite l'intégration dans la modélisation des effets liés au temps. La loi *L&K* doit en particulier modéliser le comportement différé des roches, ce qui la qualifie de *viscoplastique*.

Finalement le but de ces recherches est de développer cette loi *élasto-visco-plastique L&K*, de la justifier à partir de concepts physiques de référence, de la mettre en œuvre numériquement et enfin de l'appliquer à des cas concrets afin de retrouver les phénomènes observés *in-situ*.

A partir de divers retours d'expérience, une **problématique** est définie au chapitre 1. Elle sert à inscrire le sujet de thèse dans un cadre spécifique et fait office de fil conducteur. Elle concerne principalement la prise en compte du comportement différé des massifs rocheux dans les modélisations et ses conséquences sur les ouvrages souterrains. Le cadre étant posé, un **état de l'art** sur le comportement différé est proposé dans le but ultime de définir l'approche théorique retenue (théorie de la viscoplasticité).

La **modélisation phénoménologique** des fondements du modèle *L&K* est présentée dans le chapitre 2. Elle passe par la description, à plusieurs échelles (macro/méso/micro), des phénomènes physiques régissant les comportements caractéristiques observés sur les matériaux granulaires. Une généralisation des concepts aux matériaux argileux est également proposée. Enfin, le **cadre conceptuel** du modèle *L&K* est formalisé : il montre de quelle manière les principes physiques établis sont intégrés dans la modélisation rhéologique.

L'une des premières tâches nécessaire à l'élaboration d'un modèle rhéologique élastoplastique est la **définition d'un critère de plasticité**. Ce travail a fait l'objet d'une première étude bibliographique dont une synthèse est présentée au chapitre 3. Elle donne une description analytique de plusieurs critères de plasticité, des plus classiques aux plus récents, ainsi que leur application au granite de Westerly. Son objectif final est la détermination d'un critère de plasticité optimal pour la modélisation du comportement des roches.

Les principes établis dans le cadre conceptuel doivent être transcrits dans un formalisme mathématique, afin de pouvoir mettre en œuvre – numériquement - le modèle rhéologique *L&K*. Le chapitre 4 est donc consacré à la **formulation analytique** du modèle et son contenu est purement théorique.

Le chapitre 5 regroupe tous les aspects du modèle directement liés à son implémentation numérique. Il propose d'abord une **démarche d'identification des paramètres**, définit ensuite les différents **critères d'interprétation** disponibles et donne enfin les résultats d'un travail de **validation** sur des essais de laboratoire usuels.

Le chapitre 6 permet de donner quelques **généralités** liées à la **simulation numérique d'une excavation souterraine**. Il définit les différents types de modélisations utilisés ainsi que les méthodes pour les mettre en œuvre. Une comparaison entre ces différentes modélisations est proposée afin de dégager les points forts et les limites de chacune d'elles. Le bilan d'une étude de sensibilité est également présenté afin de mettre en évidence les effets de certains facteurs directement liés à la modélisation.

Le septième et dernier chapitre regroupe les **applications du modèle *L&K* à la problématique du concept de stockage** des déchets radioactifs. Deux applications principales sont présentées, sur des matériaux rigoureusement différents, dans le but de valider, physiquement et numériquement, le modèle *L&K*. La première application est la simulation du creusement du laboratoire souterrain canadien de l'AECL dans **le granite du Lac du Bonnet**. Elle montre que la prise en compte du comportement différé permet de retrouver les phénomènes observés *in-situ*, contrairement à une simple approche élastoplastique. La seconde application concerne une roche plus tendre, l'**argilite de l'Est**. Différentes études paramétriques ont été menées afin de mettre en évidence l'influence de la viscosité sur le comportement à court et long terme des ouvrages. Un travail de validation sur la galerie GMR du laboratoire souterrain de Bure a permis de retrouver, qualitativement et quantitativement, les phénomènes observés sur site, récemment diffusés publiquement. Enfin, une simulation tridimensionnelle de l'excavation d'une intersection galerie-alvéole de stockage est présentée, à titre d'illustration.

Chapitre 1

Problématique – Etat de l'art

En toute généralité, ce premier chapitre permet de poser la problématique du sujet de thèse qui concerne, essentiellement la prise en compte du comportement différé des massifs rocheux dans les modélisations et ses conséquences sur les ouvrages souterrains.

La problématique est définie à partir d'exemples dans lesquels les effets différés n'ont pas été clairement identifiés et ont eu des conséquences significatives sur le comportement à court, moyen et long termes de l'ouvrage.

En effet, dans certains contextes, le comportement différé d'un matériau est jugé négligeable par les essais préalables de laboratoire ou compte tenu des conditions de creusement présumées (technique, vitesse,...). Or, dans ce chapitre, il est mis en évidence que les propriétés mécaniques mobilisées in-situ sont plus faibles que celles mesurées en laboratoire et certains facteurs justifiant ce phénomène sont identifiés. Deux d'entre eux sont développés dans le cadre de cette thèse : le comportement différé (essentiellement) et les aspects tridimensionnels (partiellement).

Une fois la problématique posée (et énoncée explicitement au paragraphe 1.2.3.6), quelques généralités sur le comportement différé ainsi que sur les outils permettant de le modéliser sont présentés, sous forme d'un état de l'art des connaissances actuelles.

A travers le préambule, l'idée est d'abord de préciser que, a contrario, il existe certaines configurations dans lesquelles le comportement différé des massifs est connu et clairement identifié par les phénomènes observés in-situ.

1.1. Préambule

En 1995, Barla s'est intéressé aux phénomènes de «squeezing», dits de « roches poussantes », qui se manifestent sous la forme d'importantes convergences des parois d'un tunnel (à une échelle métrique voire décimétrique). Ces phénomènes ont été identifiés très tôt, entre 1860 et 1910, à l'époque des pionniers de la construction des tunnels dans les Alpes. Plus récemment, en 1998, ils ont été observés au cours du creusement du tunnel de base du Gotthard, cœur du projet suisse Alp-Transit (Kovari, 2001).

Compte tenu de l'importance du phénomène, la Société Internationale de Mécanique des Roches a mené diverses investigations qui ont permis de proposer la définition suivante : « ... *Le phénomène de roche poussante est associé à de grandes déformations dépendantes du temps, qui apparaissent autour d'un tunnel et qui sont essentiellement liées à du fluage généré par des contraintes excessives, supérieures à un seuil de cisaillement. Les déformations peuvent se stabiliser durant la construction ou continuer sur une grande période de temps...* » (Barla, 1995).

Conformément à cette définition, « *un potentiel réel de fluage du rocher, sous les contraintes données, est une exigence fondamentale pour que se produise du rocher poussant* » (Kovari, 2001).

Dès 1878, peu de temps après le creusement du premier grand tunnel transalpin du Mont-Cenis, le géologue Heim compare le phénomène de « squeezing » à « *un écoulement de la roche, comme celui qui est observé pour la glace des glaciers...* » (propos rapportés par Kovari (1999)). La notion d'écoulement semble pertinente car étroitement liée à la notion de temps et de viscosité.

Panet (1996) décrit les problèmes engendrés par le rocher poussant au cours des travaux de creusement et de mise en place des soutènements dans le tunnel routier du Fréjus. Creusé entre la France et l'Italie à la fin des années 70, dans un massif schisteux, sous des couvertures pouvant atteindre 1500 à 2000m, ce tunnel a présenté de très fortes convergences durant les opérations de creusement et dans les mois qui ont suivi. L'influence du comportement différé est clairement visible sur les mesures d'auscultation (Figure 1.1) qui montrent que, durant la phase d'arrêt de chantier, les convergences continuent à augmenter.

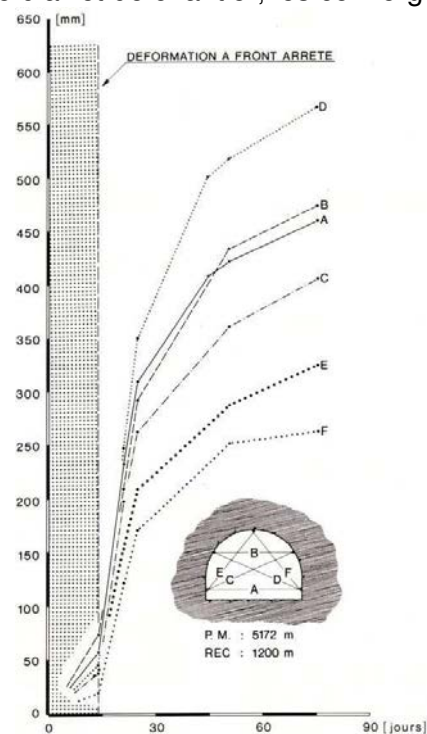


Figure 1.1 - Evolution des convergences dans le tunnel du Fréjus (Lunardi, 1980)

Finalement, toutes ces définitions et exemples convergent vers l'idée que le phénomène de rocher poussant est une conséquence de l'évolution du massif dans le temps. Il constitue ainsi un exemple où le comportement différé du massif est connu et clairement identifié.

Un autre retour d'expérience dans lequel des convergences inattendues ont été justifiées par le comportement différé du matériau est le creusement d'une caverne de l'usine souterraine de la centrale hydroélectrique de Grand'Maison.

L'aménagement de Grand'Maison a été construit entre 1978 et 1985, par EDF, sur le cours de l'Eau d'Olle, un torrent alpin qui prend sa source entre la Maurienne (73) et l'Oisans (38). Il est composé des barrages de Grand'Maison et du Verney, d'une galerie d'amenée, de conduites forcées, de trois usines dont une souterraine. C'est pour les besoins de cette dernière qu'une grande caverne a été creusée.

Le cadre géologique de l'usine souterraine est le suivant. La partie supérieure est constituée d'un rocher massif, assez fortement diaclasé et fissuré. Le tiers inférieur est un terrain sédimentaire du Lias composé de marno-calcaires et de schistes ardoisiers.

Des mesures de convergences sur les longpans verticaux ont été réalisées dans les années qui ont suivi l'excavation (Figure 1.2). Elles montrent que les déplacements continuent à augmenter deux ans après la fin du creusement. Le fluage des schistes marneux du Lias est clairement identifié.

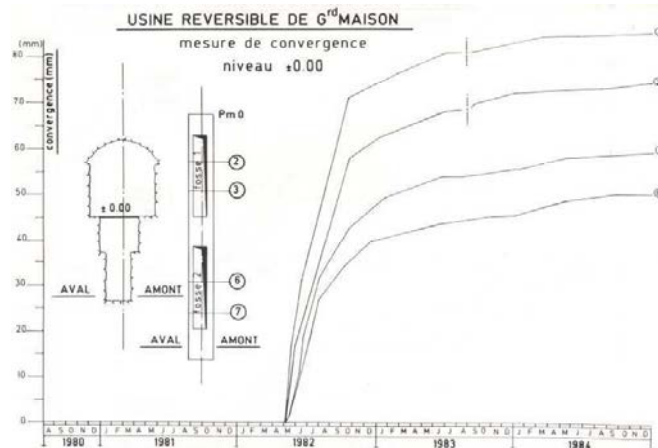


Figure 1.2 - Convergence des longpans de la caverne de l'usine de Grand'Maison (Laigle, 2004)

Les exemples présentés dans ce paragraphe d'introduction montrent que, dans certains cas, les phénomènes observés *in-situ* se justifient par l'existence d'un comportement différé du matériau. Cependant, il existe des configurations dans lesquelles le comportement différé intervient de manière beaucoup moins explicite, comme le montre l'argumentaire développé aux paragraphes suivants.

1.2. Problématique

Dans le domaine des travaux souterrains, il a depuis longtemps été admis que les caractéristiques mécaniques des géomatériaux varient en fonction de l'échelle d'étude et de mesure (Bieniawski, 1974). Ainsi, toutes conditions étant identiques par ailleurs, il est généralement observé que la résistance en compression diminue avec l'accroissement de la dimension de l'échantillon testé. Par extrapolation, il en découle que les caractéristiques mécaniques du massif, à l'échelle de l'ouvrage, sont *a priori* plus faibles que celles mesurées en laboratoire à partir d'échantillons centimétriques. Cette notion, parfaitement illustrée par Hoek et al. (1994), sur la Figure 1.3, traduit ce qui est couramment appelé « l'effet d'échelle », qui attribue la baisse des caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse à l'accroissement du taux de discontinuités et de défauts au sein de ce volume.

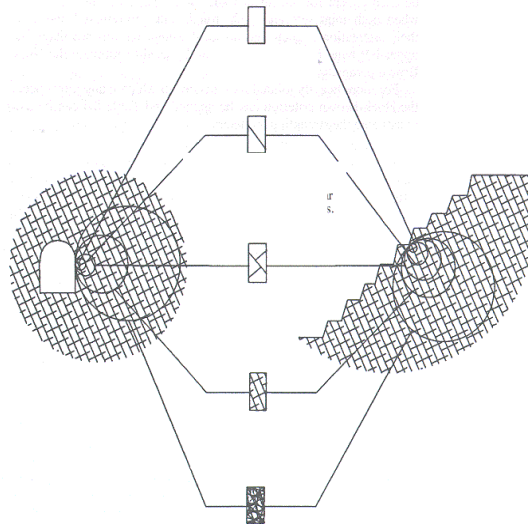


Figure 1.3 - Illustration de l'effet d'échelle dans un massif fracturé (Hoek et al., 1994)

Si cette notion est prépondérante dans un grand nombre de contextes géologiques et de configurations d'ouvrages, elle ne peut être suffisante pour justifier certaines observations et certains retours d'expériences issus du creusement d'ouvrages souterrains, en particulier dans des massifs peu fissurés. Afin d'illustrer cette assertion et de la généraliser à différents types de roches, deux ouvrages souterrains, excavés dans des milieux géologiques très différents, ont été considérés :

- Le laboratoire canadien de l'AECL (**A**tomic **E**nergy **C**anadian **L**aboratory), creusé dans un massif granitique.
- Le tunnel ferroviaire de Tartaiguille (Ligne TGV Méditerranée), excavé dans un massif marneux.

Ces deux exemples visent à montrer qu'il existe des phénomènes, autres que l'effet d'échelle, lié au taux de défauts structuraux et de discontinuités matricielles, pouvant justifier et participer à la réduction des caractéristiques mécaniques *in-situ* des massifs rocheux. Certains de ces phénomènes vont être identifiés et deux d'entre eux seront développés dans le cadre de cette thèse.

1.2.1. L'écaillage dans le laboratoire souterrain de l'AECL

Au Canada, comme dans de nombreux pays qui ont recours à la production d'énergie nucléaire, la question de l'enfouissement des déchets radioactifs est étudiée depuis plusieurs décennies. Dans ce contexte, entre 1983 et 1989, l'AECL (**A**tomic **E**nergy of **C**anada **L**imited) a entrepris la construction d'un laboratoire souterrain (**U**nderground **R**esearch **L**aboratory), à 120km au Nord-Est de Winnipeg (état du Manitoba), dans le granite du Lac de Bonnet. Composé d'un puits principal de 443m de profondeur reliant à la surface deux niveaux d'expérimentation situés à des profondeurs de 240m et 420m, l'URL constitue un environnement d'étude *in-situ* opportun (Figure 1.4).

En 1987, l'AECL définit un programme d'expérimentation incluant, en particulier, le *Mine-By-Test*. Réalisé en 1992, ce dernier avait pour objectif principal d'étudier les caractéristiques de la zone perturbée à proximité d'une excavation souterraine (Martin et al., 1997). Plus concrètement, cette expérience consistait en l'excavation d'une galerie, après mise en place d'un système d'auscultation du massif, dans des conditions géologiques et géotechniques connues. Il s'agissait d'un ouvrage circulaire, d'un diamètre de 3.5m et d'une longueur de 46m, excavé à 420m de profondeur, dans le massif granitique du Lac de Bonnet. En cet

emplacement, le massif de granite est très peu fissuré. L'excavation a été réalisée sans explosifs afin que la zone endommagée ne soit pas influencée par le transfert d'énergie induit par la méthode de creusement.

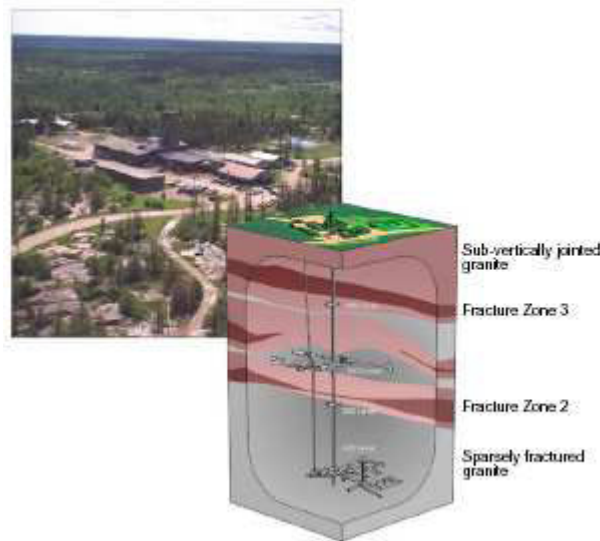


Figure 1.4 - Le laboratoire souterrain URL dans son environnement géologique (Read, 2004)

L'état des contraintes sur site était fortement anisotrope. Dans le plan transversal à la galerie, la contrainte majeure de compression est sub-horizontale, avec un angle de 14° et une amplitude estimée à 60MPa. L'autre contrainte principale dans ce plan a été estimée à 11MPa (Figure 1.5). La contrainte principale intermédiaire, selon laquelle la galerie est orientée, est de l'ordre de 45MPa.

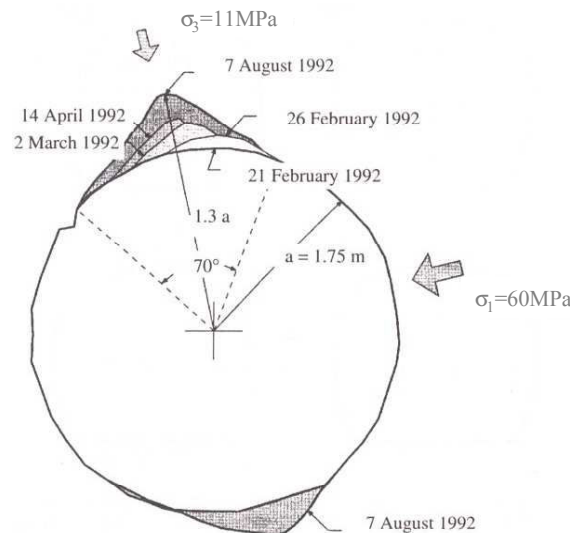


Figure 1.5 - Galerie de l'expérience Mine-by-test et état des contraintes en place (Read, 2004)

Lors du creusement de la galerie, et dans les mois qui ont suivi, le développement d'une zone de fracturation par écaillage a été observée en clé de voûte et en radier. En clé de voûte, l'épaisseur de la zone fracturée atteint 53cm (30% du rayon) après stabilisation ; elle est un peu plus faible en radier du fait de la présence d'un dépôt de marinage, maintenant un léger confinement. Des événements micro-sismiques ont été relevés sur le pourtour de la cavité et à 0.6m à l'avant du front de taille, dans les zones de concentration de contraintes et de fort cisaillement (voûte, radier). Des émissions acoustiques ont également été enregistrées, essentiellement au niveau des zones de décompression et de traction éventuelle (reins) (Figure 1.6).

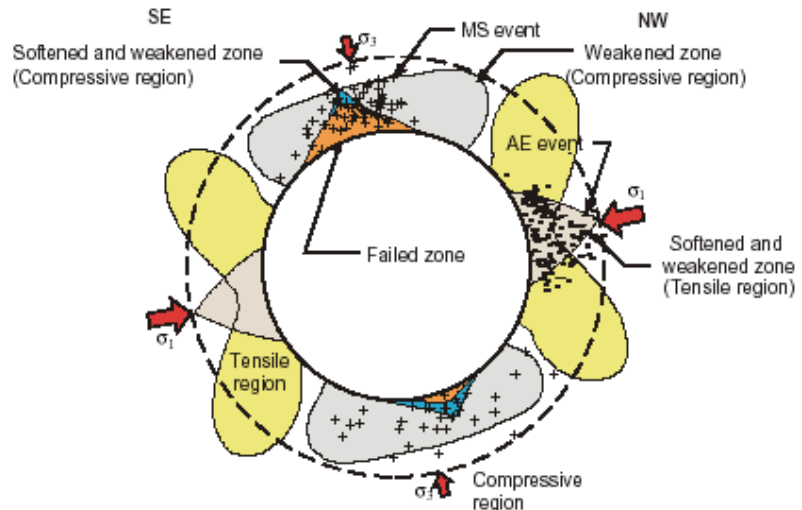


Figure 1.6 - Ecaillage en voûte et en radier et localisation des événements microsismiques et des émissions acoustiques (Read, 2004).

Si la localisation en clé de voûte et en radier de cette zone en rupture se justifie par l'orientation des contraintes, il est par contre moins trivial de justifier l'initiation puis le développement de ce mécanisme de dégradation et de rupture localisé.

En supposant que le comportement du massif granitique est élastique linéaire, et compte tenu de l'état initial des contraintes, la contrainte maximale de compression en paroi de l'ouvrage peut être estimée à : $\sigma_{\max} = 3\sigma_{0-\max} - \sigma_{0-\min} = 169\text{MPa}$. Par ailleurs, les essais usuels de compression triaxiale ont permis d'estimer la résistance en compression simple de l'ordre de $R_c = 224\text{MPa}$.

Dans le cadre de ces hypothèses et selon cette approche simpliste, la contrainte maximale de compression, susceptible d'être induite par le creusement de l'ouvrage, reste significativement plus faible que la résistance en compression simple mesurée en laboratoire. D'après Martin, Simmons (1992) et Read (2004), afin de retrouver, par les calculs, des indicateurs de rupture représentatifs des phénomènes observés, la résistance à considérer dans les modélisations serait de l'ordre de 100MPa.

Compte tenu du faible degré de fissuration du granite du Lac du Bonnet, l'effet d'échelle ne suffit pas à expliquer une telle diminution de la résistance. Il y a donc lieu de s'interroger sur les facteurs susceptibles de justifier la réduction « *apparente* » *in-situ* de la résistance de la roche.

1.2.2. Les convergences du tunnel de Tartaiguille

Le tunnel de Tartaiguille est un ouvrage de la ligne TGV Méditerranée, situé entre Valence et Montélimar, dont l'excavation a débuté en février 1996. Ce tunnel, d'une portée de 12.6m, franchit sur 2430m le relief qui sépare la vallée de la Grenette et la plaine de Marsanne, dont la couverture maximale atteint 137m. Il traverse plusieurs faciès géologiques dont les marnes du Stampien dans sa partie centrale et le massif marneux de l'Aptien dans sa partie sud (André et al., 1999) (Figure 1.7).

La section considérée dans la suite est la section sud, excavée dans les marnes de l'Aptien. Ce faciès est constitué de marnes argileuses et calcaires consistantes à raides, organisées en bancs de plusieurs décimètres d'épaisseur, de pendage Nord/Est. La fracturation est très peu développée voire inexistante. Ces terrains sont très homogènes et très peu perméables, ce qui est rare et a priori avantageux pour les travaux d'excavation et la stabilité de l'ouvrage. Dans cette portion, l'excavation du tunnel a été réalisée en section divisée. La

semi-section supérieure comportait un soutènement par boulons et béton projeté, avec renforcement éventuel au moyen de cintres réticulés selon les configurations locales rencontrées à l'avancement (Figure 1.8)

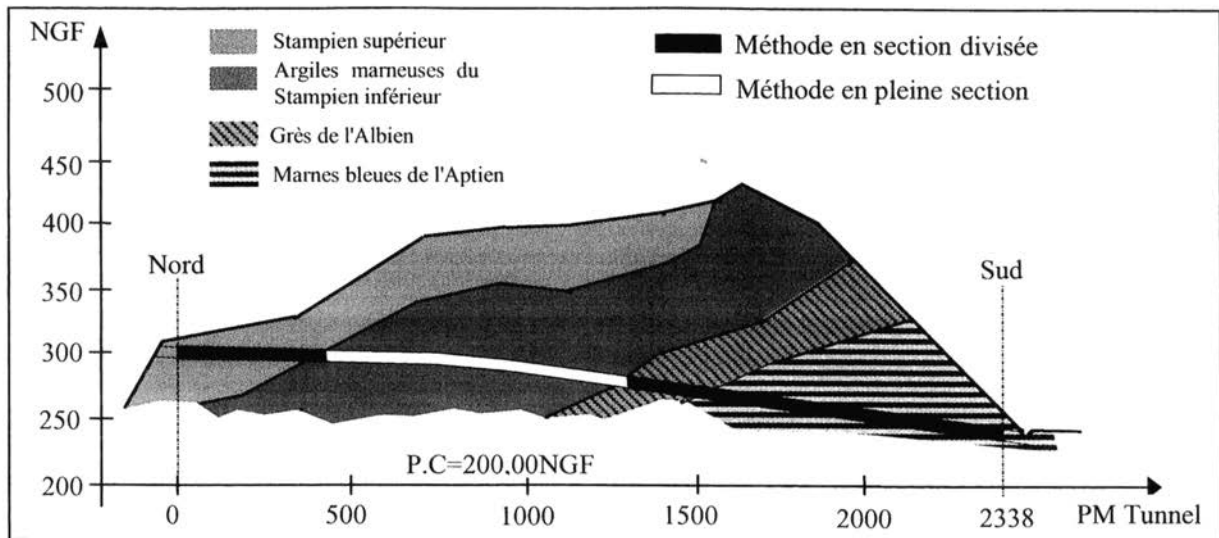


Figure 1.7 - Coupe des faciès géologiques traversés par le tunnel de Tartaguille (Charmetton, 2001)

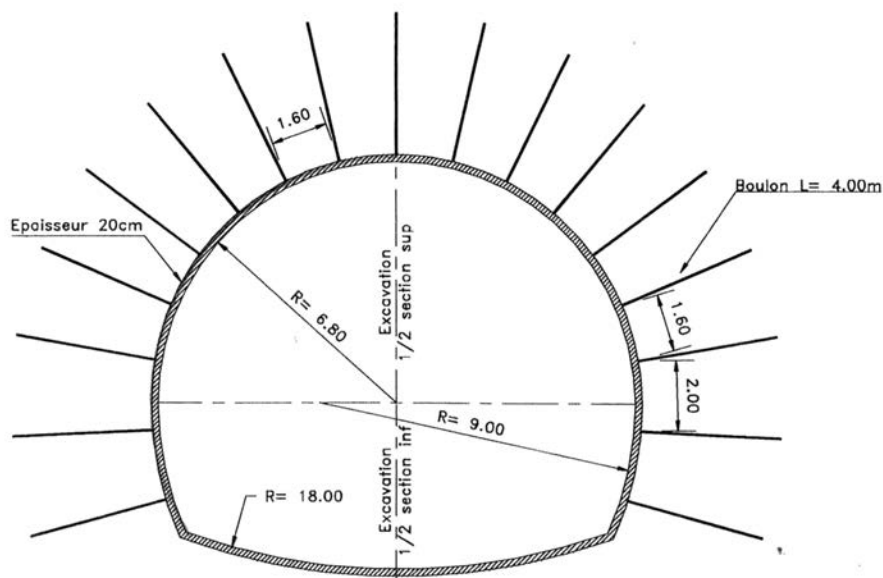


Figure 1.8 - Géométrie et soutènement de la section du tunnel dans sa partie sud (Charmetton, 2001)

Lors du projet, les essais géotechniques ont permis d'évaluer la résistance en compression simple entre 12MPa et 5MPa (Charmetton, 2001).

L'état des contraintes initial est caractérisé par une contrainte maximale de compression horizontale, de l'ordre de 1.2 fois la contrainte verticale, supposée correspondre au poids des terres sus-jacentes. La section considérée ici est située sous une couverture de 40m ; l'état des contraintes initial y a été évalué à $\sigma_{\text{verticale}}=1\text{MPa}$ et $\sigma_{\text{horizontale}}=1.2\text{MPa}$. En considérant un comportement élastique linéaire et une géométrie circulaire, la contrainte maximale orthoradiale en clé de voûte, en l'absence de soutènement, pouvait atteindre 2.6MPa, soit une contrainte significativement plus faible que la valeur moyenne, voire minimale, de la résistance en compression simple mesurée en laboratoire.

Lors du creusement de l'ouvrage dans les marnes de l'Aptien, dès le creusement de la demi-section supérieure, des convergences relativement importantes sont apparues, sans signe de stabilisation à court terme. Ces mouvements se sont accentués lors du creusement de la demi-section inférieure, accompagnés d'une fissuration du soutènement en béton projeté.

Les convergences observées au niveau du raccordement rein-radier peuvent se justifier par le développement d'un mécanisme de cisaillement induit par la géométrie et le creusement en section divisée. Cette hypothèse semble confirmée par l'arrêt des convergences après un renforcement des piédroits. Il est par contre moins trivial de justifier, par les calculs, l'initiation et le développement de ce mécanisme de dégradation.

Des modélisations numériques élastoplastiques ont été réalisées afin de comprendre le comportement observé et de retrouver les convergences mesurées (Laigle, 2004). Elles n'ont pas permis de retrouver les amplitudes des déplacements mais ont montré que, pour enclencher un mécanisme susceptible d'expliquer le comportement de l'ouvrage, il était nécessaire de retenir une résistance en compression simple de l'ordre de 1MPa.

Cet exemple s'inscrit dans le cadre des roches tendres marneuses, pouvant être considérées comme « continues » à une échelle décamétrique autour des ouvrages. L'effet d'échelle, lié au taux de discontinuités, ne semble pas suffisant pour justifier la réduction des caractéristiques mécaniques *in-situ* des marnes de Tartaiguille.

1.2.3. Discussions

Dans les deux exemples précédents et dans d'autres configurations relativement simples, les difficultés pour retrouver le comportement des ouvrages interpellent. Il paraît nécessaire de s'interroger sur les différents facteurs susceptibles de justifier cette inadéquation entre la prédiction et le comportement observé. Sans préjuger de leur prééminence respective, certains facteurs d'influence peuvent être énoncés :

- L'effet d'échelle,
- L'effet de structure,
- Les conditions d'excavation,
- Le couplage hydraulique-mécanique,
- Les conditions de prélèvement et de remaniement,
- L'existence d'un comportement différé du matériau.

Les trois premiers facteurs associeraient cette différence de comportement à des conditions géométriques, structurelles ou de chargement *in-situ*, différentes de celles considérées en laboratoire ; il s'agit de facteurs « *externes* ». Les trois autres facteurs rattacheraient cette différence à des phénomènes mécaniques et rhéologiques agissant au niveau d'un Volume Élémentaire Représentatif (VER) de la matrice rocheuse ; il s'agit de facteurs « *internes* ».

Une définition succincte de ces différents facteurs est présentée ci-dessous.

1.2.3.1. L'effet d'échelle

L'effet d'échelle est la notion qui vient généralement à l'esprit d'un mécanicien des roches lorsqu'il doit estimer la résistance d'un massif à une échelle d'analyse compatible avec les dimensions d'un ouvrage souterrain. Cet « *effet d'échelle* » conduit à réduire les caractéristiques mécaniques avec l'augmentation de la dimension d'étude. Il est d'autant plus prononcé que le milieu est fracturé et que le comportement global du massif est régi par les discontinuités préexistantes.

Malgré son importance dans les études d'ouvrages souterrains, l'effet d'échelle est rarement pris en compte dans les modèles rhéologiques avancés.

Des investigations ont toutefois été menées, conduisant à l'intégration d'un paramètre spécifique dans la modélisation (Rock Mass Rating (RMR), Geological Strength Index (GSI), Q-Barton,...). Par exemple, Aubertin et al. proposent une formulation permettant de définir la résistance mobilisée par la masse rocheuse (à l'échelle de l'ouvrage) à partir de la résistance en compression simple obtenue sur des échantillons standards (Aubertin et al, 2001 ; Li et al, 2007).

Dans le cas particulier de l'AECL, d'après Martin et Simmons (1992), l'effet d'échelle permettrait d'expliquer une réduction de la résistance d'environ 10%. Dans ce massif granitique peu fissuré, les conséquences de l'effet d'échelle restent donc limitées et ne suffiraient pas à justifier les phénomènes observés.

Dans le cas des roches tendres, pouvant être considérées comme « continues » à une échelle décimétrique autour des ouvrages, l'effet d'échelle peut être considéré comme négligeable. Par ailleurs, les approches faisant intervenir le RMR ou le GSI ne s'appliquent pas à ce type de roches. Dans ce contexte, l'effet d'échelle ne permet pas d'expliquer la réduction de la résistance *in-situ* des marnes de Tartaiguille.

1.2.3.2.L'effet de structure

L'initiation et le développement d'un mécanisme de dégradation et de ruine éventuel d'un ouvrage ne sont pas uniquement liés à des données intrinsèques au matériau mais dépendent des conditions de chargement et des conditions aux limites de la « *structure* » : c'est ce qui peut être qualifié sous la terminologie « *effet de forme* » (Diederichs, 2002). Ainsi, l'initiation du mécanisme de ruine dépendra entre autre de la géométrie de la cavité (*changement de rayon de courbure des parois privilégiant l'initiation d'un mécanisme de cisaillement, longpans verticaux privilégiant le développement d'instabilité de forme,...*). Ceci sous-entend que la résistance mécanique, en particulier la résistance en compression simple, mesurée en laboratoire sur un échantillon cylindrique, n'est pas une donnée intrinsèque du matériau et ne correspond qu'à un chemin de contrainte particulier appliqué avec des conditions aux limites spécifiques.

1.2.3.3.Les conditions d'excavation

Les modélisations n'intègrent généralement pas les conséquences immédiates et locales des méthodes de creusement (dégradation induite par l'usage d'explosifs ou par les outils d'excavation,...) ni les défauts et les imperfections de réalisation (mauvais blocage des cintres, têtes de boulons mal serrées,...). Dans les cas cités précédemment (AECL et Tartaiguille), le déroulement des travaux ne semble pas justifier le comportement observé.

1.2.3.4.Les couplages polyphasiques

Les roches présentent une porosité, ouverte ou fermée, plus ou moins importante en fonction de leur nature géologique et de leur histoire, remplie de liquide et/ou de gaz. Des couplages existent entre le comportement macroscopique mécanique de la matrice rocheuse et les fluides présents dans ces vides. L'importance de ces couplages peut être quantifiée par différents facteurs comme, par exemple, le coefficient de Biot qui sera d'autant plus faible que la porosité sera réduite, ou encore la perméabilité qui dépendra elle aussi de cette porosité. A noter que ces caractéristiques évoluent lors d'un chargement mécanique, en fonction du taux de dégradation de la matrice rocheuse.

La prise en compte ou non de ces fluides interstitiels lors de la réalisation des essais de caractérisation, de leur interprétation, puis des modélisations, peut avoir des conséquences significatives sur la représentativité des résultats. Dans certaines configurations, ces

couplages sont minimales comme dans le cas du granite canadien du Lac de Bonnet (AECL). Dans d'autres configurations, comme les roches tendres (*marnes*), dont la porosité peut être supérieure à 10%, ces couplages peuvent avoir un effet significatif, ce qui conduit à s'interroger sur la pertinence de leur prise en compte dans le cadre de la démarche d'étude :

- Les essais mécaniques doivent-ils être réalisés et interprétés en considérant la présence d'un fluide interstitiel (*essais en contraintes totales, essais drainés, ou essais avec mesure de la pression de pore...*) ?
- Un calcul en contraintes totales est-il adéquat, relativement aux valeurs de la perméabilité ou aux chemins de contraintes ?
- Comment intégrer, dans la démarche de modélisation, l'évolution des paramètres d'état (*perméabilité, coefficient de Biot*), le développement d'une succion et donc d'une « *cohésion capillaire* » excessivement élevée, la création de zones de concentration des déformations régissant le comportement mécanique mais aussi hydraulique du terrain autour de l'ouvrage... ?

Ces aspects ne sont généralement pas pris en compte dans les calculs courants d'ingénierie, ni dans la modélisation et l'interprétation de ces derniers, alors qu'ils sont susceptibles de créer un biais important entre les calculs et la réalité.

1.2.3.5. Les conditions de prélèvement et de remaniement

Le carottage et la préparation des échantillons testés en laboratoire peuvent s'accompagner :

- d'une désaturation immédiate (*expansion de l'échantillon*) ou différée (*stockage et séchage*), associée à un accroissement des propriétés mécaniques apparentes,
- d'un endommagement et d'un échauffement éventuel de la roche, caractérisés par une diminution des caractéristiques mécaniques.

En apparence, ces deux mécanismes sont susceptibles de s'annihiler. Cependant, étant de natures différentes, le comportement apparemment intrinsèque de la roche peut être fondamentalement modifié par ces phénomènes.

1.2.3.6. Le comportement différé

La notion de comportement « *différé* » ou de comportement « *visqueux* » est associée à un effet du temps sur la réponse de la roche à une sollicitation mécanique, indépendamment des phénomènes décrits ci-dessus, et en particulier des couplages hydro-mécaniques. Il est bien connu dans l'étude des argiles molles, il est significatif dans le cas des roches tendres argileuses ou marneuses, dans les roches cristallines (sel,...), mais existe aussi dans les roches dures.

A travers la notion de résistance à long terme qui lui est implicitement associée, il sera mis en évidence par la suite que le comportement visqueux est un phénomène susceptible de justifier significativement la décroissance de résistance apparente entre le laboratoire et l'ouvrage.

D'autre part, un effet combiné de tous ces différents facteurs d'influence génère un **chemin** particulier **de contraintes** pour chaque excavation. En particulier, les calculs d'ouvrages souterrains linéaires sont généralement réalisés à partir d'analyses ou de modélisations uni ou bidimensionnelles. Par conséquent, le chemin des contraintes pris en compte dans ces approches est différent de celui induit en réalité dans le massif par le creusement. Les travaux menés par Eberhardt (2001), confirmés au chapitre 6 (paragraphe 6.3), montrent que le passage du front de taille d'un tunnel circulaire s'accompagne d'un accroissement momentané du déviateur et d'un phénomène de rotation des contraintes. Ces conséquences sont susceptibles d'induire une dégradation physique et mécanique supplémentaire de la roche, modifiant ultérieurement le comportement du massif rocheux en arrière du front. La

mise en œuvre de modélisations tridimensionnelles ou bidimensionnelles en conditions axisymétriques est donc requise afin d'intégrer l'effet du passage du front de taille et de tenir compte de la dégradation supplémentaire qu'il engendre.

Le comportement différé et la nature du chemin des contraintes s'inscrivent dans ces travaux de recherche. Le comportement différé est traité de manière directe puisqu'il est au cœur même du sujet de thèse. La question du chemin de contraintes sera abordée indirectement par le besoin de mettre en œuvre des modélisations intégrant les aspects tridimensionnels. Par ailleurs, bien que très significatif, le comportement différé du sel n'est pas explicitement traité via la modélisation proposée.

En conclusion, la problématique soulevée par le sujet de thèse pourrait être formulée de la manière suivante :

« Dans quelle mesure l'élaboration d'une modélisation rhéologique pertinente permettrait d'expliquer le biais entre la prédiction et l'observation, en intégrant l'effet du temps et les aspects tridimensionnels? »

Le fil conducteur de ce travail étant les effets différés, quelques notions succinctes et générales s'y rapportant sont présentées ci-après.

1.2.4. Le comportement différé des roches

L'effet du temps sur les propriétés d'une roche se manifeste lors de différents phénomènes d'origine mécanique, hydraulique, chimique et/ou thermique, tels que :

- La **consolidation**, associée à une diminution du volume dans le temps suite à un drainage du matériau (phénomène hydro-mécanique).
- Le **gonflement**, qui traduit l'augmentation de volume liée à une modification chimique de la structure de la roche, comme la sorption de molécules d'eau entre les feuillets d'argile ou l'hydratation de l'anhydride dans le gypse.
- Le **fluage**, correspondant aux déformations différées induites par l'application d'une charge constante, et la **relaxation**, traduisant un relâchement des contraintes à déformations constantes. Ces deux phénomènes sont liés aux propriétés viscoplastiques du matériau.
- Le **vieillissement**, qualifiant la détérioration des caractéristiques mécaniques suite à une altération chimique des minéraux constitutifs de la roche.
- La **cicatrisation**, définissant le phénomène physico-chimique de recristallisation par lequel la roche retrouve ses propriétés.

Dans la suite, seule l'étude du comportement différé d'*origine mécanique*, dont témoignent le fluage et la relaxation, sera traitée.

D'après Aubertin et al (1998), il convient de distinguer deux types de mécanismes de déformations (différées) prépondérants dans les *roches cristallines* :

- Les mécanismes « fragiles », essentiellement associés à la **création** et à la **propagation des fissures** et abondamment abordés dans la littérature (Ashby et Hallam, 1986 ; Atkinson, 1987 ; Kemeny et Cook, 1991 ; Meredith et al., 1991).
- Les mécanismes « ductiles », principalement engendrés par les **mouvements intracristallins des dislocations**, cités par Boidy (2002), via le fluage des cristaux.

Par ailleurs, Fabre (2005) propose une analyse microstructurale de la déformation différée des *roches argileuses*. Elle montre que les déformations observées macroscopiquement lors des essais de fluage seraient essentiellement dues au développement de la microfissuration.

1.2.4.1. Mise en évidence en laboratoire

Si le comportement différé est connu et clairement identifié sur les sols, en particulier les sols argileux, voire sur les roches tendres, il se développe aussi dans les roches massives et compétentes. La cinétique et l'amplitude des phénomènes induits sont bien sur très différentes de celles observées sur les roches tendres, ce qui les rend difficilement identifiables à l'échelle des essais et des protocoles expérimentaux.

En laboratoire, le comportement différé des roches peut toutefois être mis en évidence à partir de trois types d'essai :

- Des essais de chargement à différentes vitesses de sollicitation ou de déformations,
- Des essais de fluage,
- Des essais de relaxation.

a) Essais triaxiaux à vitesse imposée :

Le comportement différé est généralement associé à la notion de *viscosité* qui n'est autre que la traduction au niveau mécanique de la sensibilité vis à vis de la vitesse de sollicitation. Afin d'évaluer le rôle joué par ce paramètre, Bhandari et Inoue (2005) présentent une série d'essais triaxiaux réalisés sur des échantillons de roche tendre artificielle (Figure 1.9).

Les résultats de ces essais font apparaître une augmentation du pic de contrainte avec la vitesse de déformation ainsi qu'une modification du comportement post-pic. D'autre part, d'après les expériences menées sur une andésite par Fukui et al. (2004), la vitesse de sollicitation ne semble pas influencer sur la résistance résiduelle de la roche.

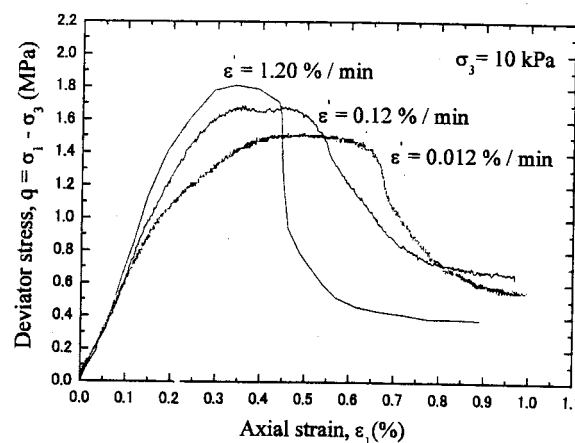


Figure 1.9 - Influence de la vitesse de sollicitation (Bhandari et Inoue, 2005)

La Figure 1.10 montre la variation de la résistance en compression simple d'un grès en fonction de la vitesse de déformation. Elle permet de quantifier la diminution de la résistance en fonction de la vitesse de chargement. Par exemple, pour une vitesse de déformation variant entre 2.5×10^{-9} et $2.5 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$, la résistance en compression simple du grès augmente de presque 20%.

Une étude similaire a été menée par Li et al (1999) sur des échantillons de granite en faisant varier, en plus de la vitesse de chargement, la pression de confinement (Figure 1.11). Pour une pression de confinement donnée, le déviateur à la rupture augmente avec la vitesse de sollicitation, dans des proportions dépendant du confinement. Plus le confinement est élevé, moins la résistance à la rupture est sensible à l'augmentation de la vitesse de sollicitation. A 20MPa de confinement, l'augmentation du déviateur atteint presque 50% tandis que pour un confinement de 170MPa, elle excède à peine 5%, pour une même plage de variation de vitesse.

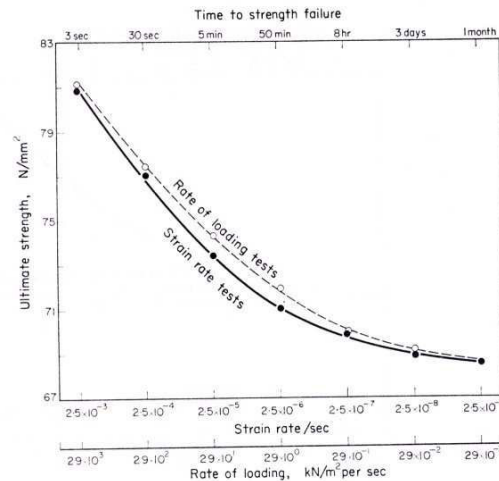


Figure 1.10 - Evolution de la résistance en compression simple d'un grès en fonction de la vitesse de déformation (Sangha et Dhir, 1971)

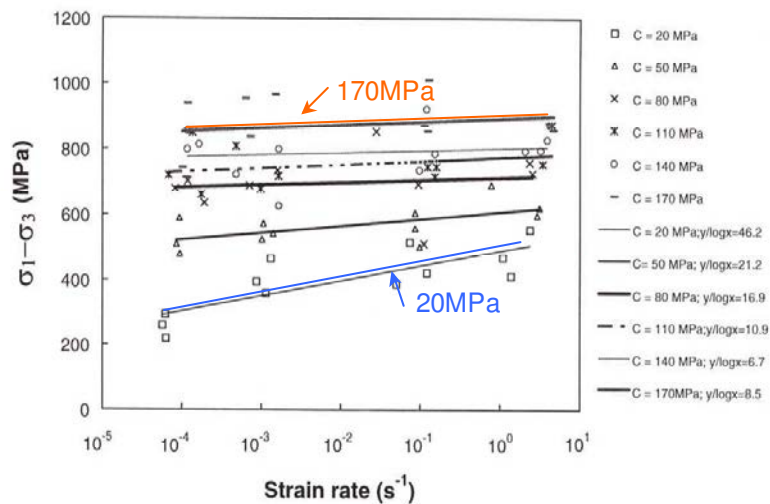


Figure 1.11 - Variation de la résistance à la rupture avec la vitesse de déformation pour différentes pressions de confinement (Li et al, 1999).

En conclusion, il est généralement admis que l'augmentation de la vitesse de déformation accroît la fragilité de la roche, diminue la déformation à la rupture, augmente la résistance à la rupture et accentue la chute de contrainte après le pic (Fabre, 2005).

b) Essais de fluage :

L'essai de fluage consiste à maintenir constant un niveau de déviateur à un certain seuil et à laisser évoluer les déformations.

L'essai de fluage peut être composé de trois phases caractéristiques :

- Un fluage **primaire** (amorti), avec diminution de la vitesse de déformation dans le temps. Pour des roches très résistantes, ce type de comportement est prépondérant jusqu'à des déviateurs très élevés, de l'ordre de 80% de la résistance maximale à court terme.
- Un fluage **secondaire** (stabilisé), à vitesse de déformation constante.
- Un fluage **tertiaire**, avec augmentation brutale des déformations, qui conduit à la rupture du matériau. Ce comportement ultime est étroitement lié à la fragilité de la roche.

Ces trois phases de fluage peuvent être visualisées sur le schéma de la Figure 1.12, proposé par Boidy (2002).

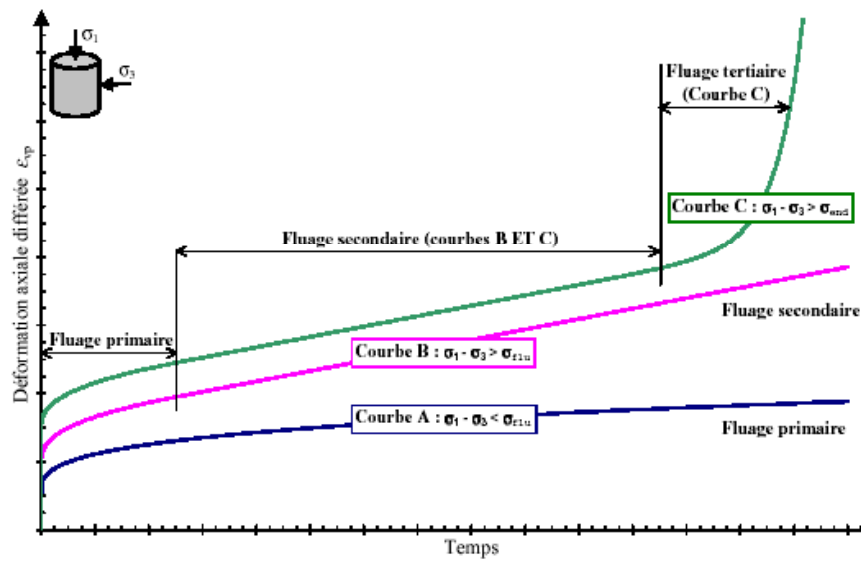


Figure 1.12 – Désignation des trois phases de fluage (Boidy, 2002)

En fin d'année 2003, le LaEGO (Hoxha, 2003) a réalisé différents essais de fluage sur des échantillons d'argilite de l'Est (Meuse/Haute-Marne). Chaque essai a duré environ 6 mois et est constitué d'une douzaine de paliers, chacun correspondant à un niveau de déviateur imposé. Seuls trois essais sont présentés ci-dessous, sur une durée limitée à 2 mois, qui correspond à 4 paliers. Ces essais ont été réalisés sur trois échantillons différents, dont les caractéristiques sont définies dans le Tableau 1.1. La Figure 1.13 présente les différents niveaux de déviateur appliqués à chaque échantillon. La Figure 1.14 montre l'évolution des déformations axiales dans le temps, révélatrice d'une succession de phases de fluage primaire.

Nomenclature de l'échantillon	Profondeur du sondage (m)	Diamètre de l'échantillon (mm)	Hauteur de l'échantillon (mm)
EST5607-2	470.34-470.55	37.68	76.30
EST5623-2	472.07-472.39	37.61	75.92
EST5623-6	472.07-472.39	37.64	76.20

Tableau 1.1 - Caractéristiques des échantillons d'argilite (Hoxha, 2003)

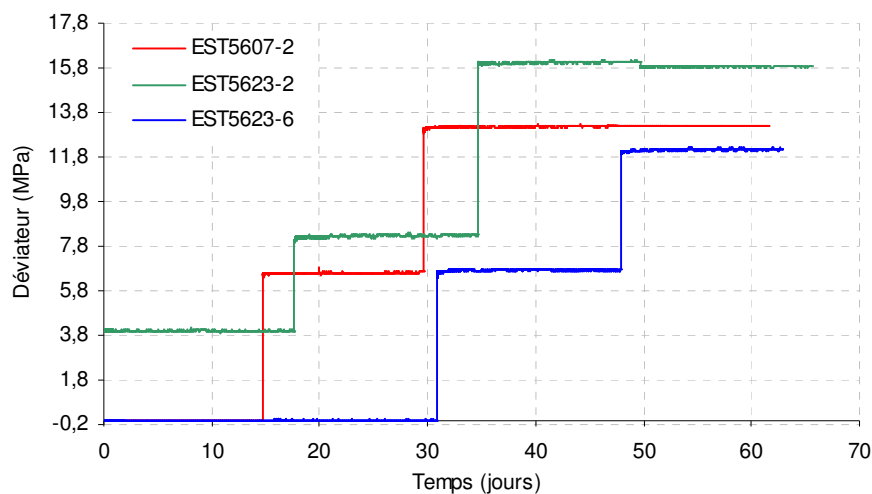


Figure 1.13 - Essais de fluage du LaEGO - Paliers de déviateurs imposés (Hoxha, 2003)

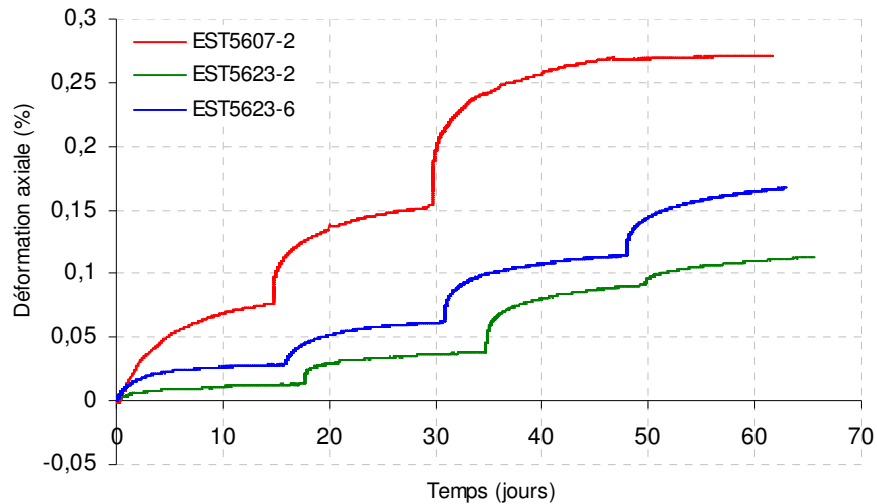


Figure 1.14 - Essais de fluage du LaEGO – Evolution des déformations axiales (Hoxha, 2003)

c) Essais de relaxation :

L'essai de relaxation consiste à maintenir constant l'état des déformations et à mesurer l'évolution des contraintes.

Le déviateur des contraintes tend à diminuer au cours du temps, comme le montre l'essai de relaxation de la Figure 1.15, obtenu sur un échantillon d'argilite de l'Est (ANDRA, 2001). Sa décroissance est tout d'abord assez rapide, avant de ralentir pour atteindre un palier.

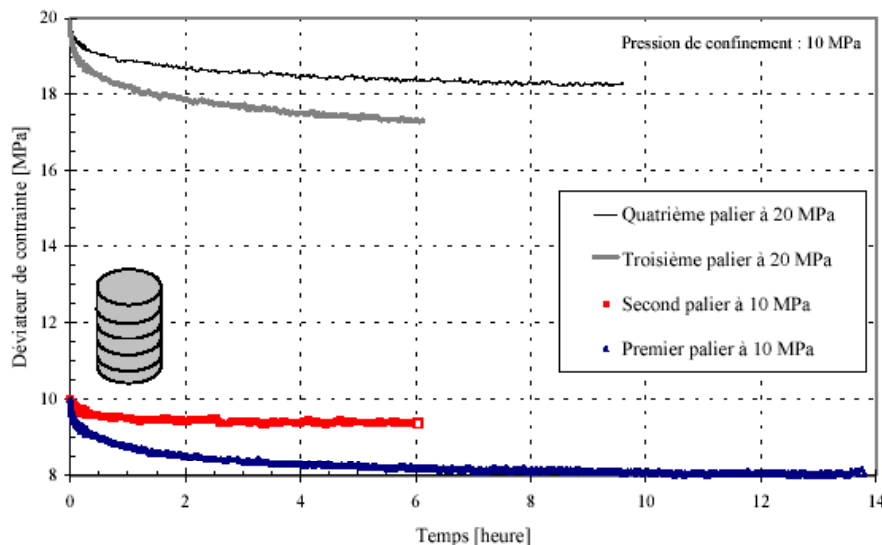


Figure 1.15 - Essai de relaxation sur l'argilite de l'Est (ANDRA, 2001)

1.2.4.2.Mise en évidence sur ouvrages

S'il est difficilement identifiable à l'échelle du laboratoire, le comportement différé demeure significatif à l'échelle de l'ouvrage. Les deux exemples cités aux paragraphes 1.2.1 et 1.2.2 illustrent cette assertion.

L'existence du fluage dans les marnes de Tartaiguille a été mise en évidence par des mesures de convergences réalisées *in-situ* et présentées sur la Figure 1.16. Quatre sections ont été considérées, chacune ayant été marquée par un arrêt de chantier d'une durée approximative de 25 jours. Durant la phase d'interruption du creusement, les convergences des parois latérales continuent à augmenter significativement.

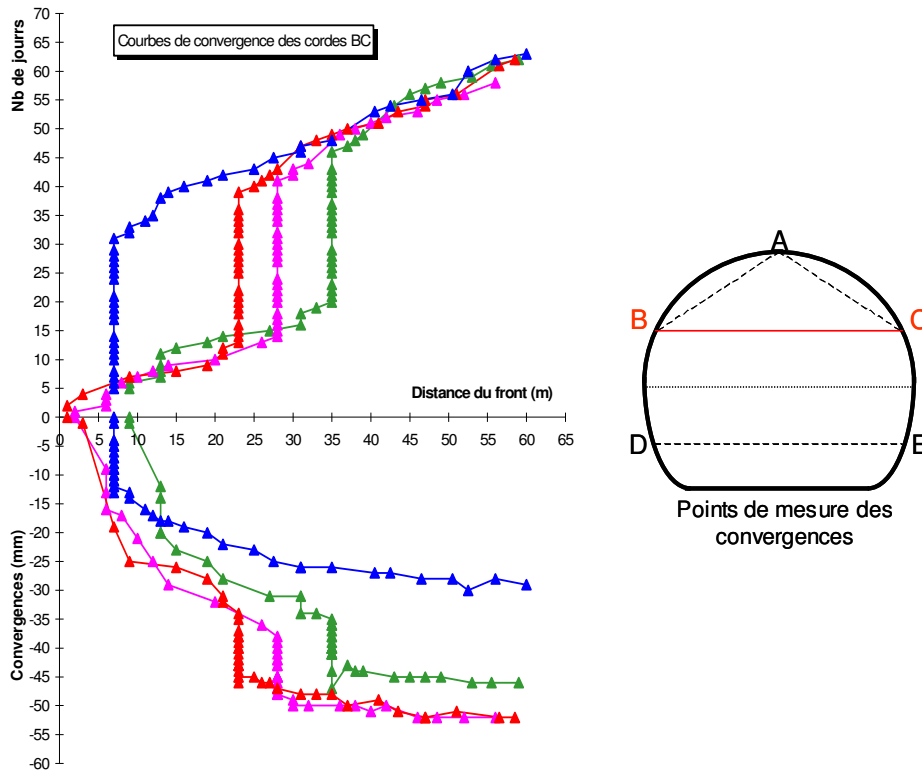


Figure 1.16 - Mise en évidence du comportement différé des marnes de Tartaguille (Charmetton, 2001)

La Figure 1.17 illustre l'existence du comportement différé sur le granite du Lac de Bonnet, en montrant l'évolution de la durée avant rupture par fluage tertiaire en fonction du niveau de chargement ($Q_{\max}$ désigne la résistance en compression simple et Q est le déviateur de fluage). Ces résultats traduisent bien l'existence d'un mécanisme de dégradation physique de la matrice rocheuse, s'accompagnant d'une réduction progressive des propriétés mécaniques avec le temps.

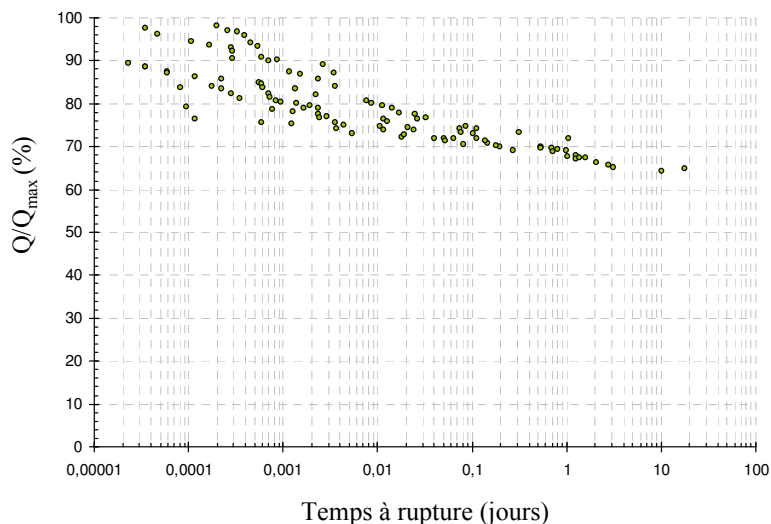


Figure 1.17 - Mise en évidence du comportement différé du granite du Lac de Bonnet (Laigle, 2004)

Le creusement d'un tunnel est un processus conduisant à charger le terrain de manière relativement lente. A titre indicatif, pour un tunnel circulaire de 10m de diamètre, creusé à une vitesse moyenne de 10m/j, la vitesse de chargement est de l'ordre de 10^{-9} /s, soit 1000 à 10000 fois plus faible que celle appliquée en laboratoire.

Comme le montre la Figure 1.18, qui a été établie par une analyse en retour sur les marnes de l'Aptien, la diminution de la vitesse de chargement se traduit par une réduction de l'ordre de 80% de la résistance. Ainsi, pour une configuration habituellement considérée comme du « *court terme* » et ne faisant donc pas *a priori* intervenir le comportement différé du matériau, la résistance du massif mobilisée durant le creusement de l'ouvrage est beaucoup plus faible que celle initialement estimée par les essais de laboratoire. Par ailleurs, les ordres de grandeur de la résistance estimée en laboratoire par Charmetton (2001) (5-12MPa) et de la résistance recommandée par Laigle (2004) pour les simulations élastoplastiques (1MPa) sont retrouvés (voir 1.2.2).

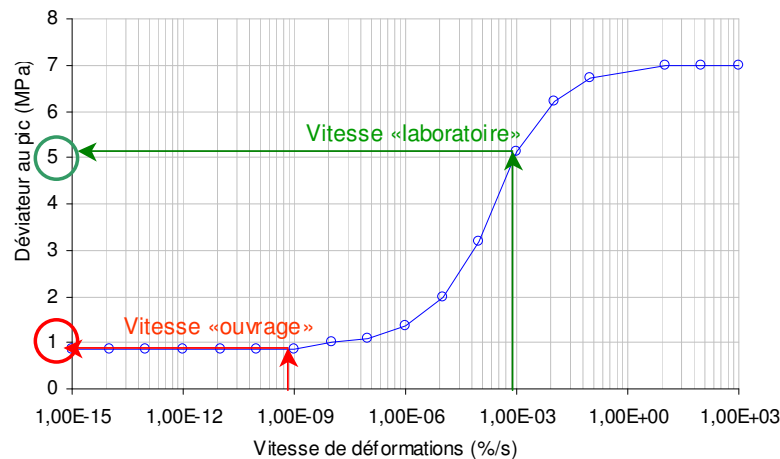


Figure 1.18 - Evolution de la résistance en compression simple des marnes de Tartaguille, avec la vitesse de déformation

Cette analyse peut être reconduite sur le cas du laboratoire de l'AECL. La Figure 1.19 montre l'évolution de la résistance en compression simple du granite du Lac de Bonnet, en fonction de la vitesse de chargement. Les mesures expérimentales sont comparées aux résultats issus de la modélisation viscoplastique réalisée avec le modèle rhéologique de Laigle (2004). Une vitesse de chargement *in-situ* de l'ordre de 10^{-9} /s conduit à une résistance du massif de l'ordre de 120MPa, soit une diminution de la résistance en compression simple de l'ordre de 40%. Ce niveau de résistance est suffisamment bas pour justifier l'initiation d'un mécanisme de dégradation à proximité des parois de l'ouvrage décrit précédemment.

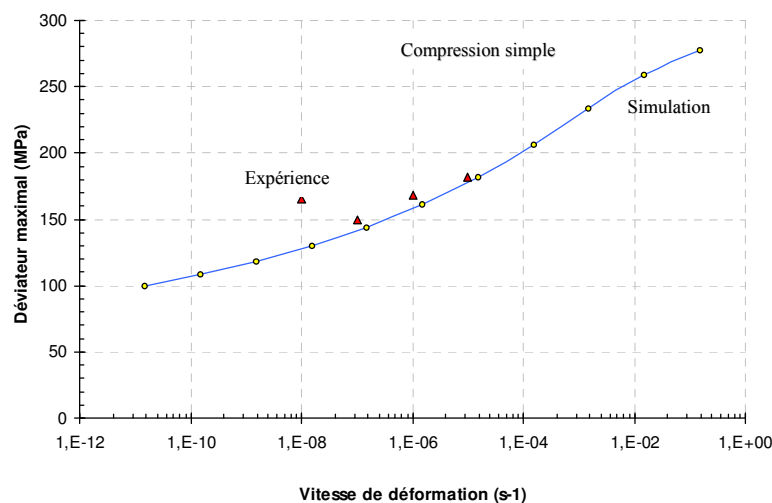


Figure 1.19 - Evolution de la résistance en compression simple du granite de l'AECL, avec la vitesse de déformation (Laigle, 2004)

Tous les géomatériaux, depuis les argiles, les argiles indurées, jusqu'aux roches cristallines raides, développent ce phénomène de comportement différé à l'échelle macroscopique, de manière plus ou moins significative, en fonction des conditions de contraintes, de température ou de la présence de fluides interstitiels. Ce phénomène est physiquement associé à des mécanismes différents selon la lithologie et la structure de l'espace poreux. Ce comportement est rarement quantifié au stade d'un projet d'ouvrage, soit parce qu'il n'a pas, *a priori*, été identifié comme « *significatif* », soit parce qu'il est difficile à quantifier à partir d'essais de laboratoire (*cinétique trop lente*).

Deux informations sont - ou se devraient d'être - disponibles afin de quantifier partiellement ce comportement différé et de le prendre en compte implicitement ou explicitement dans la démarche d'analyse et de conception d'un ouvrage. Il s'agit de :

- La résistance maximale en compression, voire le critère de résistance, à une vitesse de chargement de référence (généralement $10^{-5} - 10^{-6}/s$),
- La résistance à long terme ; qui correspond au seuil limite en contrainte en deçà duquel le comportement du matériau se stabilise et n'évolue plus sous une sollicitation mécanique constante.

La détermination d'un tel seuil de résistance est importante pour la compréhension et la prédiction du comportement à long terme d'ouvrages souterrains, tels que les piliers de mines, les sites de stockages de déchets radioactifs,....

Concrètement, dans le cadre des études et des modélisations appliquées à la conception d'un ouvrage souterrain de génie civil, la définition d'un tel seuil serait utile pour les ingénieurs, en leur fournissant :

- Soit un critère d'interprétation des résultats de calcul,
- Soit un critère de rupture représentatif des conditions et des cinétiques de chargement de la roche en place.

Dans le premier cas, en s'appuyant sur une modélisation extrêmement simpliste, supposant un modèle rhéologique élastique linéaire, il est envisageable d'interpréter les résultats des calculs sur ouvrage en se fixant comme critère de conception la stabilisation de l'état des contraintes après excavation en deçà de ce seuil.

Dans le deuxième cas, ce seuil de résistance à long terme serait assimilé à un critère de rupture pouvant être retenu dans le cadre d'une modélisation élastoplastique. Ce type de modèle rhéologique, qui n'intègre pas la notion de dégradation différée de la roche, serait ainsi calé sur ce seuil particulier et non plus, comme cela est généralement le cas, sur un critère représentatif de la résistance maximale mesurée en laboratoire.

La définition de cette résistance dite « *à long terme* » ne fait pas l'objet d'un consensus et reste sujette à discussion, malgré son importance dans les études de conception d'ouvrages. Cette notion sera abordée plus loin, à travers la modélisation rhéologique viscoplastique proposée.

Du point de vue théorique, le comportement différé peut être abordé par deux types d'approches phénoménologiques fondamentalement différentes :

- La *viscoplasticité*, outil découlant de la théorie de la plasticité,
- L'*endommagement différé*, faisant appel à la théorie de l'endommagement.

1.3. Théorie de la viscoplasticité

« *Tout solide est un fluide qui s'ignore* » (Lemaitre et Chaboche)

1.3.1. Définition et historique

La théorie de la viscoplasticité décrit l'écoulement par fluage de la matière, qui, par rapport au cas de la plasticité, dépend du temps de façon essentielle. Elle permet donc de traiter des problèmes liés à l'évolution temporelle des déformations permanentes.

Le fluage correspond à des mécanismes liés au mouvement des dislocations dans les grains auxquels se superposent des effets de glissement intercristallins.

La théorie de la viscoplasticité est applicable - et a été appliquée - à différents types de solides :

- Aux métaux, aux alliages, dans lesquels l'initiation et l'amplitude des mécanismes dépendent grandement de la température.
- Aux polymères, au bois, au bitume, ... pour lesquels cette théorie doit être utilisée dès que la sollicitation dépasse la limite d'élasticité.
- Aux sols, aux roches, ... dans lesquels l'évolution des déformations dans le temps peut avoir d'importantes conséquences, comme le montrent les exemples des paragraphes 1.1 et 1.2.

Cette théorie est basée sur le formalisme de la thermodynamique des processus irréversibles et s'inscrit dans le cadre mathématique de l'hypothèse des petites déformations (transformations infinitésimales).

Historiquement, l'évolution de la modélisation mathématique de la viscoplasticité est marquée par plusieurs études phares :

- La traduction du fluage primaire, par la loi d'Andrade, en 1910.
- La loi de Norton, en 1929, reliant la vitesse de fluage secondaire à la contrainte.
- Les travaux d'Odqvist, en 1934, généralisant la loi de Norton au cas tridimensionnel.

Ce type de lois explicites de fluage a rapidement montré ses limites (voir 1.3.3.3).

Le point de départ d'un grand développement de la viscoplasticité a symboliquement été marqué par le premier symposium I.U.T.A.M., « *Creep in structures* », organisé par Hoff, en 1960. Il a été suivi par les travaux de Rabotnov (1969), Perzyna (1966), Lemaitre et Chaboche (1984), ..., sur les lois à écrouissage isotrope et cinématique.

1.3.2. Fondements théoriques

Les concepts de la viscoplasticité découlent de la théorie de la plasticité et de l'élastoplasticité. Quelques principes de base relatifs à la plasticité sont synthétisés au paragraphe suivant. L'extension de ces concepts à la viscoplasticité est l'objet du paragraphe 1.3.2.2.

1.3.2.1. Principes de base de la plasticité et de l'élastoplasticité

La notion de plasticité a été introduite pour la première fois par Tresca en 1864, avec le critère de contrainte maximale. Cette notion n'a montré son intérêt que vers 1950, par sa formulation numérique. Parallèlement, le développement de modèles élastoplastiques a permis de prendre en compte la non-linéarité du comportement des roches.

a) *Partition du tenseur des déformations :*

Sous l'hypothèse retenue des transformations infinitésimales, les déformations totales peuvent se décomposer en déformations *élastiques réversibles* et en déformations *plastiques irréversibles*. Cette partition simplifie considérablement l'identification expérimentale du comportement du matériau et la modélisation numérique qui s'ensuit. Elle se traduit mathématiquement par l'équation suivante :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p \quad (1.1)$$

Où $\underline{\underline{\varepsilon}}$, $\underline{\underline{\varepsilon}}^e$ et $\underline{\underline{\varepsilon}}^p$ désignent respectivement les tenseurs des déformations totales, élastiques et plastiques.

b) *Définition d'une surface de charge :*

L'apparition des déformations irréversibles est conditionnée par le dépassement d'un certain niveau de contrainte. Dans ce contexte, une fonction limite f est définie, appelée *surface de charge*, associant au tenseur des contraintes de Cauchy $\underline{\underline{\sigma}}$ un nombre réel.

Dans le cadre d'une modélisation élastoplastique, seules les valeurs négatives ou nulles de la fonction f sont admises. Les configurations possibles sont présentées dans le Tableau 1.2, où $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p$ et $\dot{f}$ désignent respectivement le taux de déformation plastique et la dérivée temporelle de f .

Fonction de charge f	Dérivée temporelle $\dot{f}$	Configuration	Taux de déformation plastique $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p$
$f(\underline{\underline{\sigma}}) < 0$	-	Domaine élastique	$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p = 0$
$f(\underline{\underline{\sigma}}) = 0$	$\dot{f} < 0$	Décharge élastique	$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p = 0$
$f(\underline{\underline{\sigma}}) = 0$	$\dot{f} = 0$	Chargement neutre	$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p = 0$
$f(\underline{\underline{\sigma}}) = 0$	$\dot{f} > 0$	Chargement plastique	$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p \neq 0$

Tableau 1.2 - Configurations rencontrées dans le cadre d'une modélisation élastoplastique

Un travail bibliographique sur la nature de la fonction f a été réalisé et est présenté au chapitre 3.

c) *Introduction d'un paramètre d'écrouissage :*

Dans la pratique, une fonction f qui ne dépend que de l'état des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ n'est pas suffisante pour modéliser tous les phénomènes liés à l'écoulement anélastique des matériaux. En particulier, elle ne permet pas d'intégrer les modifications du critère de contrainte limite induites par l'histoire du matériau (par exemple, les déformations anélastiques antérieures au chargement ou engendrées par une variation de température). Un paramètre dit *d'écrouissage*, noté γ , est alors introduit dans la fonction f , afin de tenir compte de ces notions : $f(\underline{\underline{\sigma}}) = f(\underline{\underline{\sigma}}; \gamma)$. Il permet en particulier de faire évoluer la taille (écrouissage isotrope), la forme (écrouissage anisotrope) ou la position (écrouissage cinématique) de la surface caractéristique de f dans l'espace des contraintes, en fonction de l'intensité et de la nature des sollicitations. En toute rigueur, le paramètre d'écrouissage varie uniquement lorsqu'il y a évolution de la déformation plastique.

d) *Définition d'une loi d'écoulement :*

Le cadre général de la thermodynamique – dans lequel s'inscrit la théorie de la plasticité – postule l'existence d'un *potentiel de dissipation plastique*, qui définit la loi d'évolution des déformations plastiques. Le potentiel plastique, usuellement noté g , définit une surface équipotentielle, dépendante du paramètre d'écrouissage, et dont la normale détermine la direction de l'écoulement plastique. La définition de ce potentiel plastique constitue la *loi d'écoulement*, donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.2)$$

λ est le multiplicateur plastique (scalaire positif) défini par la condition de consistance ($\dot{f} = 0$).

Si le potentiel plastique est confondu avec la surface de charge ($g=f$) alors la loi d'écoulement est dite associée. Dans le cas contraire, elle est dite non-associée.

1.3.2.2. De la plasticité à la viscoplasticité

Bien que formellement similaires, le concept de viscoplasticité et la théorie de la plasticité diffèrent fondamentalement, notamment en ce qui concerne les propriétés attribuées à la fonction f .

Comme en plasticité, les déformations totales se décomposent en une composante élastique réversible et une composante viscoplastique, dite irréversible. Cette partition se traduit par l'équation suivante :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp} \quad (1.3)$$

Où $\underline{\underline{\varepsilon}}$, $\underline{\underline{\varepsilon}}^e$ et $\underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}$ désignent respectivement les tenseurs des déformations totales, élastiques et viscoplastiques.

Une fonction limite f est toujours définie comme fonction convexe de $\underline{\underline{\sigma}}$. Les états de contraintes tels que $f(\underline{\underline{\sigma}}) < 0$ signifient toujours que le mécanisme viscoplastique est inactif, donc que le taux de déformation viscoplastique $\dot{\varepsilon}^{vp}$ est nul.

Selon le formalisme de Perzyna (1966), contrairement au cas de la plasticité, le concept de la viscoplasticité autorise les états tels que $f(\underline{\underline{\sigma}}) > 0$. Dans ce cas, l'écoulement viscoplastique « entraîne » la surface limite. Lorsque le mécanisme viscoplastique est activé, l'état de contrainte caractérisé par $\underline{\underline{\sigma}}$ n'appartient plus à la surface fixe f , mais à une famille de surfaces, souvent paramétrées par la norme $\Omega = \|\dot{\varepsilon}^{vp}\|$, d'équation $f_{\|\dot{\varepsilon}^{vp}\|}(\underline{\underline{\sigma}}) = 0$. En chaque point d'une surface donnée, le potentiel de dissipation est constant : cette famille de surfaces est donc appelée *surfaces équipotentielles*.

Une première surface, obtenue pour $\Omega = \dot{\varepsilon}^{vp} = 0$, correspond à l'activation du mécanisme d'écoulement. Les autres surfaces, correspondant à des vitesses de déformation viscoplastiques différentes, se déduisent de la première par des homothéties de rapports croissants avec Ω . Toutes ces surfaces sont incluses dans une surface correspondant à un écoulement de vitesse infinie. La Figure 1.20 présente ces différentes équipotentielles.

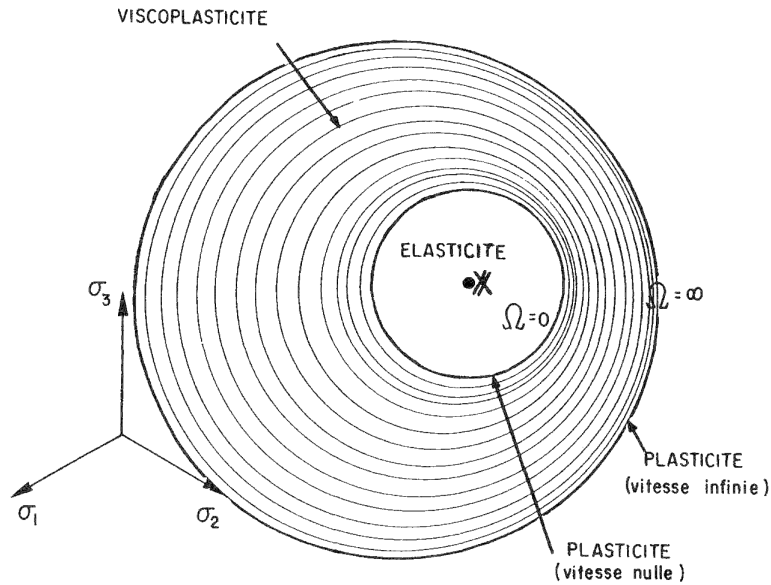


Figure 1.20 - Schéma des équipotentiels dans l'espace des contraintes principales (Lemaitre et Chaboche, 1984)

Ce concept de la viscoplasticité peut être rapproché de celui de la plasticité sur deux cas particuliers : celui d'un chargement infiniment lent ($f_{\Omega=0}$) et celui d'un chargement infiniment rapide ($f_{\Omega \rightarrow \infty}$).

Comme dans le cas de la plasticité, un paramètre d'écrouissage γ peut être introduit dans la famille de fonctions $f_{\Omega}(\underline{\sigma}) = f_{\Omega}(\underline{\sigma}; \gamma)$.

Les valeurs des composantes du tenseur du taux de déformation viscoplastique $\dot{\underline{\varepsilon}}^{vp}$ sont définies à partir de la résolution de la règle de normalité des matériaux standards généralisés. Sa direction est déterminée à l'aide d'un *potentiel viscoplastique* $h(\underline{\sigma}; \gamma)$, par

$$\text{l'expression : } \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{\partial h(\sigma_{ij}; \gamma)}{\partial \sigma_{ij}}.$$

Si c'est ce formalisme qui a été retenu, il convient cependant de noter qu'il existe d'autres approches basées sur le concept de surface de charge dynamique, dans lesquelles la condition de consistance peut être respectée (Ristinmaa et Ottosen, 2000).

La partition des déformations totales décrite par l'équation (1.3) sous-entend que le terme de déformations irréversibles $\underline{\varepsilon}^{vp}$ regroupe les déformations instantanées et différées. Si elle permet d'intégrer les aspects différés, cette approche unifiée semblerait peu adaptée à la modélisation de la réponse instantanée.

Pour rendre compte des déformations rapides pendant la mise en charge, en même temps que des déformations lentes pendant le fluage, la plasticité peut être couplée à la viscoplasticité (Lemaitre et Chaboche, 1984). Les déformations irréversibles se décomposent alors en une partie instantanée et une partie différée :

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p + \underline{\varepsilon}^{vp} \quad (1.4)$$

Où $\underline{\varepsilon}$, $\underline{\varepsilon}^e$, $\underline{\varepsilon}^p$ et $\underline{\varepsilon}^{vp}$ désignent respectivement les tenseurs des déformations totales, élastiques, plastiques instantanées et viscoplastiques.

D'après Lemaitre et Chaboche (1984), cette décomposition peut être utile notamment lorsque, après une déformation importante pendant la mise en charge, un temps de fluage de très longue durée ne provoque que des déformations très faibles. Il semble qu'il y ait des

échelles de temps différentes, correspondant à des processus différents. Par contre, de nombreuses expériences montrent que les deux déformations sont couplées.

1.3.3. Les lois de comportement viscoplastiques

Pour l'étude du comportement différé des géomatériaux, les lois utilisées font intervenir, de manière explicite ou implicite, un paramètre qui n'est pas pris en compte dans les modèles de comportement instantané : *le temps*.

1.3.3.1. Principes généraux

D'une manière générale, une loi de comportement est une relation tensorielle qui relie, à chaque instant t , le tenseur des contraintes au tenseur des déformations. Les formulations mathématiques de ces lois doivent obéir à trois principes généraux :

- Le *principe de déterminisme*, qui stipule que l'histoire des déformations, depuis le début du chargement jusqu'à l'instant t , détermine l'état de contrainte à l'instant t .
- Le *principe d'objectivité matérielle*, qui impose à toute loi tensorielle d'être indépendante de tout changement de référentiel dans lequel elle est exprimée.
- Le *principe d'action locale*, qui précise que la détermination du tenseur des contraintes en un point d'un milieu continu ne requiert que la connaissance des déformations locales en ce point.

En particulier, ces trois principes, rappelés par Chambon (2000), sont nécessaires pour valider l'approche théorique des lois de comportement visqueux.

1.3.3.2. Classification

Le paragraphe 1.3.3 doit permettre de mieux appréhender et de synthétiser l'ensemble des lois de comportement visqueux qui ont été développées depuis le début du XX^{ème} siècle, sous l'impulsion de Bingham (1913) et Norton (1929). Il convient donc d'abord de classer ces différentes lois viscoplastiques en fonction de leur formulation. Deux grandes familles peuvent être distinguées.

La première famille correspond aux lois explicites, fonction du temps, qui regroupent :

- Les **modèles empiriques**, définis à partir de chemins de sollicitations simples, à fonctions temporelles diverses ; ces modèles découlent directement de l'observation du comportement en laboratoire mais ne constituent pas des lois générales de comportement (exemples : loi de fluage en puissance (Singh et Mitchell, 1969), ou logarithmique (Lemaitre et Chaboche, 1984)).
- Les **modèles analogiques**, qui traduisent le comportement différé d'un solide viscoélastique ; ils sont souvent simples mais restent, en pratique, peu appliqués aux roches (exemples : modèles de Newton, Maxwell, Kelvin, Bingham).
- Les **modèles isochrones**, permettant d'élaborer des relations contraintes-déformations à un instant t (restrictions de lois élasto-viscoplastiques).

La seconde famille regroupe les lois élasto-viscoplastiques, qui s'appuient sur les concepts théoriques définis en 1.3.2 et qui vérifient l'ensemble des principes généraux énoncés en 1.3.3.1. Cette famille se subdivise en trois sous-familles qui sont :

- Les **modèles à plasticité différée**, pour lesquels la composante plastique se développe de manière différée mais indépendamment du chargement ; ce type de modèle n'est pas adapté lorsque les vitesses de déformations plastiques et le niveau de contrainte évoluent simultanément.
- Les **lois incrémentales du premier ordre**, qui expriment le champ des vitesses de déformations à chaque instant ; ce sont les lois les plus couramment intégrées dans les codes de calculs.

- Les **lois incrémentales du second ordre**, qui tiennent compte également du champ d'accélération des déformations à chaque instant ; elle sont très rarement utilisées.

En pratique, les modèles empiriques, analogiques et isochrones ne sont utilisés que pour décrire analytiquement un comportement observé sur des essais de laboratoire ou sur des mesures *in-situ*. Quant aux lois élasto-viscoplastiques incrémentales du premier ordre, elles sont très prisées pour la modélisation numérique car elles permettent de suivre tous les chemins de contraintes.

Quelques exemples particuliers de ces différents types de modèles et de lois sont présentés aux paragraphes suivants.

1.3.3.3. Lois explicites en fonction du temps

Les lois de fluage dites « explicites » font partie des premières lois de comportement viscoplastiques et font intervenir le temps de manière explicite. Basées sur des observations expérimentales, elles dépendent de la phase de fluage qu'elle modélise (phase de fluage primaire, secondaire ou tertiaire, comme définie en 1.2.4.1).

a) Lois de fluage primaire :

La phase de fluage primaire est souvent décrite par une expression simple décrivant l'évolution des déformations viscoplastiques ϵ^{vp} en fonction du temps.

L'expérience (Singh et Mitchell, 1969) a montré qu'une loi de type *fonction puissance* est particulièrement bien adaptée à la modélisation des mécanismes de fluage des matériaux métalliques. Elle se présente sous la forme suivante :

$$\epsilon^{vp} = At^n, \quad 0 < n < 1 \quad (1.5)$$

Où t est le temps et A une constante dépendant du matériau, de la contrainte appliquée et de la température.

L'exposant n est une constante. Pour $n=1/3$, l'équation (1.5) porte le nom de loi d'Andrade (1910) ; elle est appliquée en métallurgie pour le fluage des métaux sous haute température. Elle permet de traduire une forte viscosité du matériau.

A contrario, les lois de type *logarithmique* traduisent indirectement une faible viscosité du matériau et s'appliquent aux métaux soumis à de faibles températures (Lemaitre et Chaboche, 1984) . Elles s'expriment par l'une des deux équations suivantes :

$$\epsilon^{vp}(t \geq t_0) = A \ln\left(\frac{t}{t_0}\right) \quad (1.6)$$

$$\epsilon^{vp}(t \geq 0) = A \ln(1 + Ct) \quad (1.7)$$

A et C sont deux paramètres fonction de l'état de contraintes appliqué.

De bons résultats ont été obtenus avec ce type de loi, sur les roches (Sahli, 1988, Kharchafi et Descoedres, 1995) et les bétons (Bažant et Chern, 1984).

Une comparaison des lois puissance et logarithmique a permis de statuer sur l'évolution du fluage à long terme (Boidy, 2002) : il existe toujours une échelle de temps pour laquelle la loi puissance prédit des déformations différées supérieures à celles estimées par la loi logarithmique.

Par ailleurs, avec une loi logarithmique, la vitesse de déformation diminue au cours du temps et tend à s'annuler à long terme, alors que les déformations différées ne présentent pas systématiquement une asymptote. La phase de fluage primaire ne semble donc pas suffisante pour décrire l'évolution des déformations différées sur des échelles de temps très grandes.

b) *Lois de fluage secondaire :*

Les lois de fluage secondaire décrivent l'évolution de la vitesse de déformation viscoplastique $\dot{\varepsilon}^{vp}$.

La phase de fluage secondaire peut être représentée par la loi dite de Norton (1929), de la forme :

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = Aq^n \quad (1.8)$$

A et n sont des constantes positives et q désigne le déviateur des contraintes.

Cette expression est souvent complétée par le terme d'Arrhénius, permettant d'intégrer l'influence de la température T sur le coefficient A :

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = A_0 e^{\frac{-\Delta G_0}{RT}} q^n \quad (1.9)$$

R est la constante universelle des gaz parfaits, ΔG_0 désigne l'énergie d'activation de la réaction thermique et A_0 est un facteur exponentiel.

Il faut toutefois noter que tous les modèles de fluage présentés ci-dessus n'ont pas de validité générale. En effet, une loi de comportement, dans laquelle le temps intervient de manière explicite, ne peut décrire qu'une expérience particulière (essai de fluage, en l'occurrence) et contredit le principe de déterminisme (énoncé en 1.3.3). Comme l'a souligné Berest (1987), une loi rhéologique complète doit fournir une relation entre l'état de contrainte, les vitesses de déformations viscoplastiques et les déformations viscoplastiques cumulées au cours du temps. C'est le cas du type de lois présenté au paragraphe 1.3.3.5 dont l'application permet de modéliser le comportement différé sur tout chemin de sollicitation.

1.3.3.4. Modèles analogiques et dérivés

Afin de modéliser, le plus simplement possible, les phénomènes différés observés au laboratoire et dans le milieu naturel, chercheurs et praticiens ont rapidement été amenés à proposer des modèles analogiques. Quelques modèles viscoélastiques analogiques peuvent être cités :

- Le modèle de Newton, dans lequel la viscosité est modélisée par un amortisseur.
- Le modèle de Maxwell, où l'amortisseur (viscosité) est mis en série avec un ressort (élasticité).
- Le modèle de Kelvin, où l'amortisseur (viscosité) est mis en parallèle avec un ressort (élasticité).
- Le modèle de Burger, qui correspond à la mise en série des modèles de Maxwell et de Kelvin.

Une description détaillée de chacun de ces modèles a été proposée par Boidy (2002).

A l'origine de la plupart des modèles phénoménologiques développés pour l'étude du comportement différé, le modèle analogique de Bingham (1913) est présenté sommairement ci-après, à titre d'exemple. Il définit un seuil de contrainte de cisaillement, σ_0 , au-delà duquel seules des déformations différées peuvent se développer. Ce modèle associe en parallèle :

- Un patin qui correspond au seuil de contrainte : $\varepsilon^{vp} = 0$ si $|\sigma| < \sigma_0$.
- Un amortisseur matérialisant la viscosité linéaire : $\sigma_v = \eta \dot{\varepsilon}^{vp}$, où η est la viscosité dynamique et σ_v désigne la surcontrainte produite dans l'amortisseur.

Il peut être complété par un ressort, associé en série, qui représente l'élasticité linéaire et qui permet de prendre en compte la déformation réversible (Figure 1.21) : $\sigma = E\varepsilon^e$, où E est le module d'Young.

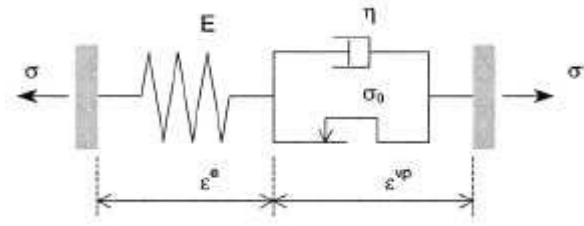


Figure 1.21 - Représentation du modèle analogique de Bingham (Boidy, 2002)

L'état de contrainte dans les éléments mécaniques viscoplastiques (patin et amortisseur) est caractérisé par :

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_v = \sigma_0 + \eta \dot{\epsilon}^{vp} \quad (1.10)$$

D'où

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \frac{\sigma - \sigma_0}{\eta} \quad (1.11)$$

Dans l'unité élastique (ressort), l'état de contrainte est identique, donc :

$$\sigma = E\epsilon^e = E(\epsilon - \epsilon^{vp}) \quad (1.12)$$

En dérivant l'équation (1.12) par rapport au temps et en utilisant l'égalité (1.11) :

$$\dot{\sigma} = E \left(\dot{\epsilon} - \frac{\sigma - \sigma_0}{\eta} \right) \quad (1.13)$$

L'équation d'évolution du système lors d'un écoulement viscoplastique peut alors s'écrire sous la forme différentielle suivante :

$$\eta \dot{\sigma} + E(\sigma - \sigma_0) = E\eta \dot{\epsilon} \quad (1.14)$$

D'un point de vue thermodynamique, la dissipation résultant de l'action simultanée de l'amortisseur et du patin peut être traduite par la définition d'un potentiel de dissipation. Quelques éléments théoriques ont été fournis par Hajdu (2003).

1.3.3.5. Théorie de Perzyna et lois viscoplastiques à potentiel

Ce type de lois appartient à la seconde grande famille des lois viscoplastiques définie en 1.3.3.2. La base théorique des lois viscoplastiques dites « à potentiel » est étayée par les travaux de Olsak et Perzyna (1964) et Lemaitre (1984). Ils ont étendu les fondements de la plasticité (synthétisés en 1.3.2.1) pour élaborer le concept de la viscoplasticité (1.3.2.2).

a) Théorie de Perzyna.

La sensibilité des propriétés mécaniques des roches à la vitesse de sollicitation (mise en évidence au paragraphe 1.2.4.1) a conduit Perzyna (1966) à développer une théorie dont la variable principale est la vitesse de déformation viscoplastique $\dot{\epsilon}^{vp}$. Elle s'appuie sur le principe de partition du tenseur des vitesses de déformation totale $\underline{\dot{\epsilon}}$:

$$\underline{\dot{\epsilon}} = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^{vp} \quad (1.15)$$

Où $\underline{\dot{\epsilon}}^e$ et $\underline{\dot{\epsilon}}^{vp}$ désignent respectivement les tenseurs des vitesses de déformations élastique et viscoplastique.

Sous l'hypothèse que le matériau est purement viscoplastique (il ne présente pas un comportement visqueux dans son domaine élastique), Perzyna introduit une surface de

charge de référence F , appelée aussi *surface de charge limite* ou *quasi-statique*. Cette surface coïncide avec son homologue f définie en plasticité pour une vitesse de chargement infiniment lente.

Dans le domaine viscoplastique ainsi délimité par F , il convient d'introduire un paramètre d'écrouissage, fonction de l'histoire du chargement donc de la déformation viscoplastique cumulée. La fonction de charge F dépend donc également de l'histoire du chargement et Perzyna suggère la loi suivante :

$$F(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}) = \frac{\tilde{f}(\underline{\underline{\sigma}})}{\kappa(\underline{\underline{\varepsilon}}^{vp})} - 1 \quad (1.16)$$

Où $\tilde{f}$ est une fonction de l'état des contraintes uniquement et κ est la fonction d'écrouissage.

En supposant que la fonction de charge F est continue et convexe, Perzyna propose une loi d'écoulement viscoplastique de la forme :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{vp} = \eta < \Phi(F) > \frac{\partial \tilde{f}}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (1.17)$$

η est un paramètre de viscosité du matériau et $\Phi(F)$ désigne la *fonction d'écoulement*.

En dérivant (1.16) par rapport au tenseur des contraintes, la loi d'écoulement (1.17) s'écrit aussi :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{vp} = \eta \kappa(\underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}) < \Phi(F) > \frac{\partial F}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (1.18)$$

Ou encore :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{vp} = \frac{\partial \Omega(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp})}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (1.19)$$

Avec $\Omega(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}) = \eta \kappa(\underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}) \int_0^{F(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp})} < \Phi(X) > dX$. Ω est le *potentiel de dissipation thermodynamique*.

La loi viscoplastique définie par Perzyna peut donc être qualifiée de « loi associée » par analogie à la théorie de la plasticité.

La fonction F est aussi appelée « *surcontrainte* » et la fonction d'écoulement $\Phi(F)$, qui détermine l'amplitude des déformations différées, est aussi qualifiée de « *noyau visqueux* », par Di Prisco et Pastor (2000).

Il reste alors à définir le processus d'évolution du paramètre d'écrouissage au cours du temps. A l'origine, la théorie de Perzyna se limite à l'hypothèse d'un écrouissage isotrope. Ainsi, la fonction $\tilde{f}$, qui ne dépend que de l'état des contraintes, peut être exprimée dans l'espace des contraintes principales sous la forme :

$$\tilde{f}(\underline{\underline{\sigma}}) = \tilde{f}(p; q; J_3) \quad (1.20)$$

Où p , q et J_3 désignent respectivement les premier, second et troisième invariants du tenseur des contraintes. Dans un souci de simplification des lois et de leur implémentation numérique, le troisième invariant est souvent négligé. De plus, en admettant que les déformations viscoplastiques se développent à volume constant, $\tilde{f}$ devient indépendante de p . Finalement, elle peut s'écrire simplement sous la forme de Von Mises :

$$\tilde{f}(\underline{\underline{\sigma}}) = q \quad (1.21)$$

Si $\underline{\underline{s}}$ est la partie déviatoire du tenseur des contraintes, la loi d'écoulement définie par (1.17) devient :

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} = \eta < \Phi\left(\frac{q}{\kappa} - 1\right) > \frac{\partial q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} = \frac{3}{2} \eta < \Phi\left(\frac{q}{\kappa} - 1\right) > \frac{s}{q} \quad (1.22)$$

Au cours de ces dernières années, l'expérience acquise sur le comportement des roches a suscité le développement de différentes variantes de la théorie de Perzyna. En particulier, le comportement dilatant des géomatériaux imposent souvent l'utilisation de lois non associées. Les principales variantes des lois viscoplastiques à potentiel reposent donc sur l'adaptation de la loi d'écoulement, qui influe directement sur le comportement à long terme.

b) Loi viscoplastique de type Prager.

Selon Prager (1937), à la différence de Perzyna, l'évolution des déformations viscoplastiques dépend de la variation des caractéristiques mécaniques au cours du temps. De plus, le paramètre d'écrouissage est confondu avec la déformation viscoplastique cumulée. Le tenseur des vitesses de déformations viscoplastiques s'écrit sous la forme :

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} = \eta(\underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}) < \Phi(F(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp})) > \frac{\partial G_p(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp})}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (1.23)$$

Où :

- η est le paramètre de viscosité qui peut être soit une constante soit une fonction croissante de $\underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}$ pour modéliser le fluage tertiaire ;
- $F(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp})$ est la fonction de charge qui évolue en fonction de l'écrouissage du matériau ;
- $\Phi(F)$ est la fonction d'écoulement ;
- $G_p(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp})$ est le potentiel viscoplastique.

La loi de Prager fait aussi intervenir la notion de surcontrainte F de Perzyna, définie au a).

Dans la littérature, différentes lois d'écoulement ont été définies. Rousset (1990) et Panet (1995) ont utilisé des lois de type puissance dont l'expression est donnée par l'équation (1.24) :

$$\Phi(F) = \left(\frac{F}{F_0} \right)^n \quad (1.24)$$

$F_0=1\text{MPa}$ correspond à l'unité de référence et n est une constante supérieure à 1.

Cependant, ce type de loi tend à surestimer la résistance des roches tendres soumises à des sollicitations extrêmement lentes. Ainsi, Fodil et al. (1996) puis Laigle et Kolmayer (1998) préconisent de retenir une relation exponentielle de la forme :

$$\Phi(F) = A \left[\exp\left(\frac{F}{F_0}\right)^n - 1 \right] \quad (1.25)$$

c) Loi viscoplastique de Critescu.

Plus récemment, Critescu et Hunsche (1997) proposent une formulation, dérivée de celle de Perzyna, qui définit un potentiel viscoplastique G_c différent de la fonction de charge F . Comme la loi de Prager, il s'agit d'une loi viscoplastique non-associée dont la fonction d'écoulement a l'expression suivante :

$$\Phi(F) = \frac{F}{F+1} \quad (1.26)$$

Dans cette loi, la fonction d'écrouissage κ retenue tient compte du travail viscoplastique W_c ce qui permet de décrire un écrouissage quelconque et un comportement volumique contractant ou dilatant. Cette loi reste cependant difficile à caler sur les mesures expérimentales.

d) *Loi de Lemaitre.*

A l'origine, la loi proposée par Lemaitre (1984) avait pour objectif d'être directement applicable à des cas pratiques et en particulier aux matériaux métalliques. Seules ses éléments de base sont présentés ci-après, mais une description détaillée est fournie par Boidy (2002).

D'abord, la loi d'écoulement retenue par Lemaitre est du type puissance (1.24). Ensuite, il postule que le fluage dépend de l'état de contrainte déviatoire et non plus de la surcontrainte de Perzyna. Le matériau n'a donc plus de domaine élastique et la surface de charge initiale se réduit à un point. La fonction de charge F peut s'écrire sous la forme :

$$F(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}) = \frac{\tilde{f}(\underline{\underline{\sigma}})}{\kappa(\underline{\underline{\varepsilon}}^{vp})} \quad (1.27)$$

Le retour d'expérience sur les matériaux métalliques a conduit Lemaitre à retenir pour $\tilde{f}$ une expression de type Von Mises ($\tilde{f} = q - \sigma_s$), traduisant indirectement que seule la partie déviatoire du tenseur des contraintes génère du fluage. Il choisit comme loi d'écrouissage une expression du type :

$$\kappa(\varepsilon_{vp}) = (\varepsilon_{vp})^{-m/n} \quad (1.28)$$

Où $\varepsilon_{vp} = \int_0^t \left(\frac{2}{3} \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \cdot \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \right)^{1/2} d\tau$ est le second invariant du tenseur des déformations viscoplastiques et m est une constante vérifiant $1-n < m < 0$, n étant l'exposant de l'équation (1.24).

La loi d'écoulement proposée par Perzyna définie par (1.22) se simplifie et la loi viscoplastique de Lemaitre s'écrit finalement :

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} = \frac{3}{2} \frac{\dot{\varepsilon}_{vp}}{q} \underline{\underline{s}} \quad (1.29)$$

Où la vitesse de déformation viscoplastique équivalente $\dot{\varepsilon}_{vp} = \left(\frac{2}{3} \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \cdot \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \right)^{1/2}$ est définie par :

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \eta (q - \sigma_s)^n (\varepsilon_{vp})^m \quad (1.30)$$

η est le paramètre de viscosité usuellement noté A dans la littérature, σ_s est le seuil de contrainte (de Von Mises) au-dessus duquel les déformations viscoplastiques se développent.

Initialement élaborée pour des métaux et des alliages, la loi de Lemaitre a récemment été appliquée aux ouvrages souterrains, essentiellement dans des formations salines (Munson, 1997) ou marneuses (Boidy et al., 1999).

Une comparaison de ces différentes lois viscoplastiques à potentiel a été proposée par Boidy (2002).

1.4. Théorie de l'endommagement

« *L'endommagement, comme le diable, invisible mais redoutable* » (Lemaitre et Chaboche)

1.4.1. Vulgarisation

En général, l'étude du processus de fracturation d'une roche s'inscrit dans l'un des deux cadres disjoints suivants : la théorie des milieux *continus* (élasticité, plasticité,...) ou l'approche des milieux *discontinus* (analyse micromécanique, aux éléments discrets,...).

Cependant, la description de certains phénomènes de détérioration progressive, comme ceux qui précèdent la rupture macroscopique, requiert une approche intermédiaire, difficile à modéliser à cause de l'existence de fissures. C'est dans ce contexte que la *théorie de l'endommagement* a été initiée ; elle permet d'intégrer la présence de fissures dans un milieu toujours continu. Elle porte aussi parfois le nom de *mécanique des milieux continus endommagés*. Elle puise son origine de l'étude de la rupture par fluage des métaux sous sollicitation unidimensionnelle, menée par Kachanov (1958).

Le substantif « *endommagement* » peut être défini comme la formation de discontinuités conduisant à une variation de certaines propriétés mécaniques (ou autres,...). La *théorie de l'endommagement* peut être vue comme l'ensemble des moyens permettant de quantifier ces phénomènes de création de fissures, comme par exemple la diminution du module élastique, de la résistance ou de la vitesse de ondes, ou encore l'accroissement de la perméabilité.

Ces notions peuvent être étendues au phénomène d'*endommagement différé* qui décrit l'apparition des fissures *dans le temps*.

1.4.2. Domaine de validité et d'emploi

Un matériau est vierge de tout endommagement s'il est dépourvu de fissures et de cavités à l'échelle microscopique. Le stade final de l'endommagement est la rupture de l'élément de volume, c'est à dire l'existence d'une fracture macroscopique de la taille du Volume Élémentaire Représentatif (VER).

Lemaitre et Chaboche (1984) définissent l'endommagement comme « *l'évolution des phénomènes entre l'état vierge et l'amorçage de la fissure macroscopique* ». Cette évolution est due à plusieurs mécanismes différents :

- **L'endommagement plastique ductile**, qui accompagne les grandes déformations plastiques des métaux, aux températures ambiantes et peu élevées ;
- **L'endommagement viscoplastique fragile** (ou de fluage), fonction du temps qui, pour les métaux aux températures moyennes élevées, correspond aux décohésions intergranulaires accompagnant les déformations viscoplastiques ;
- **L'endommagement de fatigue** (ou de microplasticité) dû à la répétition des contraintes et que l'on repère en fonction du nombre de cycles ;
- **L'endommagement macrofragile** qui peut être provoqué par des sollicitations monotones sans déformations irréversibles appréciables, comme dans le cas du béton.

La théorie de l'endommagement intéresse donc tous les matériaux, aux températures basses ou élevées et tous les types de sollicitations.

Tous ces phénomènes différents peuvent se cumuler ou interagir les uns sur les autres et seront traduits par la nature du modèle d'évolution.

Compte tenu du contexte de la thèse, seul l'*endommagement viscoplastique* sera considéré dans toute la suite.

1.4.3.Aspects phénoménologiques

Comme le rappelle Hajdu (2003), une modélisation phénoménologique de l'endommagement impose les hypothèses suivantes :

- Le **milieu** est supposé **continu et homogène** à l'échelle de l'observation, en dépit de ses discontinuités microstructurales. Les notions usuelles relatives à la mécanique des milieux continus sont donc applicables.
- L'évolution de l'état thermodynamique du milieu est considérée comme une succession d'états d'équilibre, ce qui assure la validité du principe d'action locale.

1.4.3.1.Variable d'endommagement

L'intégration de l'endommagement dans un modèle de comportement nécessite la définition d'une *variable d'endommagement* (Kachanov, 1958).

Soit un solide endommagé, dans lequel un élément de volume fini, d'une taille suffisamment grande par rapport aux hétérogénéités du milieu (VER), a été isolé et virtuellement grossi (Figure 1.22).

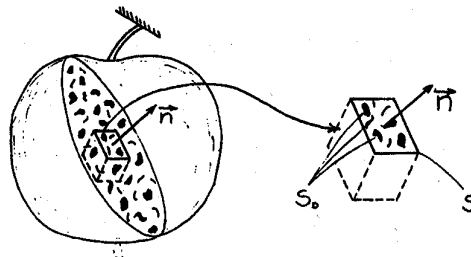


Figure 1.22 - Elément endommagé (Lemaitre et Chaboche, 1984)

Soient S l'aire d'une section de l'élément de volume, repérée par sa normale $\vec{n}$, et S_D l'aire de l'ensemble des microfissures de ce volume, induites par l'endommagement. La variable d'endommagement associée à cette section, notée D_n , est définie par : $D_n = \frac{S_D}{S}$.

- $D_n = 0$ correspond à l'état non endommagé ou vierge.
- $D_n = 1$ correspond à l'élément de volume rompu en deux parties selon un plan normal à $\vec{n}$.
- $0 \leq D_n < 1$ caractérise l'état d'endommagement du matériau.

Dans le cas général, l'endommagement est *anisotrope* : il est caractérisé par des fissures et des cavités d'orientations privilégiées. La valeur de la variable d'endommagement D_n dépend donc de l'orientation de la normale. Dans certaines configurations, l'orientation des fissures et des cavités est distribuée uniformément dans toutes les directions ; l'endommagement est dit *isotrope*. Dans ce cas, la valeur de la variable D_n ne dépend pas de l'orientation de $\vec{n}$, d'où : $D_n = D \quad \forall \vec{n}$. Dans la suite, l'endommagement est supposé isotrope.

1.4.3.2.Notion de contrainte effective

En présence d'un endommagement isotrope de mesure D , la section $\tilde{S}$, qui résiste effectivement aux efforts, est définie par : $\tilde{S} = S - S_D = S(1 - D)$.

Dans le cas unidimensionnel, si F est la force appliquée sur une section du VER, $\sigma = F/S$ est la contrainte usuelle qui satisfait les équations d'équilibre. Par définition, la contrainte effective $\tilde{\sigma}$ supportée par cette section est : $\tilde{\sigma} = \sigma \frac{S}{\tilde{S}}$, soit $\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-D}$. Il est clair que $\tilde{\sigma} \geq \sigma$.

Par ailleurs, $\tilde{\sigma} = \sigma$ pour un matériau vierge et $\tilde{\sigma} \rightarrow \infty$ au moment de la rupture.

Dans le cas tridimensionnel, le rapport $S/\tilde{S}$ est indépendant de l'orientation de la normale, et l'opérateur (1-D) s'applique à toutes les composantes. Le tenseur contrainte effective $\underline{\tilde{\sigma}}$

s'écrit : $\underline{\tilde{\sigma}} = \frac{\underline{\sigma}}{1-D}$

1.4.3.3.Principe d'équivalence en déformation

Le comportement à la déformation de la matière est supposé affecté par l'endommagement uniquement par le biais de la contrainte effective. En d'autres termes : « *Tout comportement à la déformation, unidimensionnel ou tridimensionnel, d'un matériau endommagé est traduit par les lois de comportement du matériau vierge dans lesquelles la contrainte usuelle est remplacée par la contrainte effective* » (Lemaitre et Chaboche, 1984), (Figure 1.23).

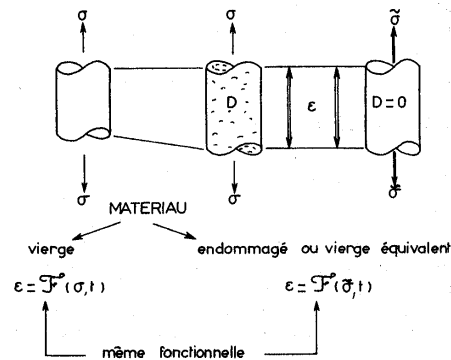


Figure 1.23 - Contrainte effective et équivalence en déformation (Lemaitre et Chaboche, 1984)

Par exemple, la loi d'élasticité linéaire unidimensionnelle d'un matériau endommagé s'écrit :

$$\varepsilon = \frac{\tilde{\sigma}}{E} = \frac{\sigma}{(1-D)E}, \text{ où } E \text{ désigne le module d'Young. Le module d'élasticité du matériau}$$

endommagé $\tilde{E}$ peut s'exprimer en fonction de l'état d'endommagement D par : $\tilde{E} = (1-D) \times E$. Dans cet exemple simple, l'endommagement peut être quantifié par la

mesure de la raideur élastique : $D = 1 - \frac{\tilde{E}}{E}$.

La Figure 1.24 montre que, si E_0 désigne le module élastique initial, le module élastique décroît $E_0 > E_1 > E_2 > E_3$, à mesure que l'endommagement augmente $D_0 = 0 < D_1 < D_2 < D_3$.

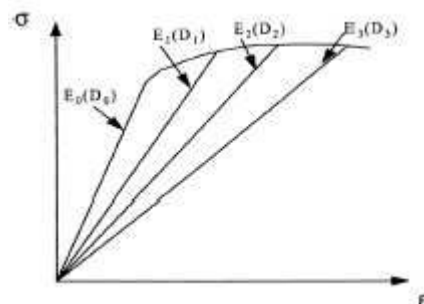


Figure 1.24 - Module élastique pour différents niveaux d'endommagement (Fabre, 2005)

En effet, l'endommagement n'est pas directement mesurable : son évaluation quantitative dépend de la variable choisie pour représenter le phénomène. Compte tenu de la définition retenue, fondée sur le concept de contrainte effective et associée au principe d'équivalence en déformation, l'endommagement est évalué par des grandeurs liées au couplage déformation-endommagement, et associées à la modification des caractéristiques mécaniques du matériau, induite par l'endommagement. Il peut donc être quantifié par des mesures caractéristiques : d'élasticité (module élastique), de plasticité (paramètres d'écrouissage monotone ou cyclique), de viscoplasticité (vitesses de fluage secondaire et tertiaire) ou encore de variation de résistivité (potentiel électrique). Ces différents points sont détaillés dans l'ouvrage de Lemaitre et Chaboche (1984).

D'autres principes d'équivalence ont été cités par Hajdu (2003) :

- Le **principe d'équivalence en contrainte** : il est défini sous l'hypothèse que $\underline{\tilde{\sigma}} = \underline{\sigma}$ et stipule que l'application de la déformation effective $\underline{\tilde{\varepsilon}}$ au milieu sain engendre la même contrainte que l'application de la déformation nominale $\underline{\varepsilon}$ au milieu endommagé (Figure 1.25).
- Le **principe d'équivalence en énergie** : il suppose que la densité d'énergie élastique effective $\underline{\tilde{W}}$ est égale à la densité d'énergie élastique nominale $\underline{W}$.

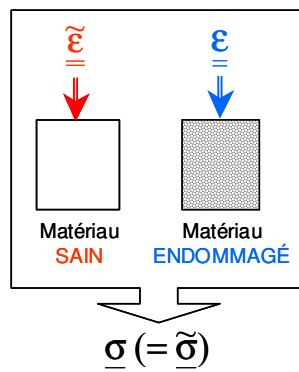


Figure 1.25 - Le principe d'équivalence en contraintes

En résumé, un modèle d'endommagement *phénoménologique* peut être défini par la donnée :

- D'une variable d'endommagement,
- D'une loi d'évolution de la variable d'endommagement,
- Du principe d'équivalence adopté (en déformation, en contrainte, en énergie),
- D'une loi de transformation, qui régit l'évolution des états de contrainte et de déformation d'un matériau endommagé hétérogène $(\underline{\tilde{\sigma}}; \underline{\tilde{\varepsilon}})$ en fonction de ceux de son équivalent sain et homogène $(\underline{\sigma}; \underline{\varepsilon})$. En d'autres termes, il s'agit de la définition de deux opérateurs $\underline{\underline{M}}_{\sigma}$ et $\underline{\underline{M}}_{\varepsilon}$ tels que : $\underline{\tilde{\sigma}} = \underline{\underline{M}}_{\sigma} : \underline{\sigma}$ et $\underline{\tilde{\varepsilon}} = \underline{\underline{M}}_{\varepsilon} : \underline{\varepsilon}$.

Cependant, le choix de la loi de transformation et du principe d'équivalence peut être fastidieux. Afin de s'en affranchir, une approche plus fonctionnelle, décrite au paragraphe 1.4.4.1, est souvent privilégiée.

1.4.4.Modélisation de l'endommagement

Traditionnellement, deux approches différentes peuvent être utilisées pour la modélisation de l'endommagement des roches quasi-fragiles :

- L'**approche phénoménologique**, qui consiste à postuler l'existence d'un potentiel fonction de variables d'état et à formuler des lois d'évolution de l'endommagement pertinentes. Cette approche s'appuie sur les éléments théoriques fournis au paragraphe 1.4.3.
- L'**approche micromécanique**, pour laquelle la loi d'évolution des variables d'endommagement et les propriétés mécaniques effectives sont déduites des mécanismes micromécaniques supposés être à l'origine de l'évolution de la fissuration.

Si les modèles phénoménologiques manquent parfois de sens physique, de par leur formulation purement mathématique, les modèles micromécaniques restent difficiles à utiliser comme outils de calcul des structures. Une alternative intermédiaire a donc souvent été adoptée (Ortiz, 1985, Dragon et al., 1994, Shao et al., 1997). Elle consiste à construire un cadre phénoménologique en utilisant autant que possible les notions de la micromécanique. Cette approche permet de concilier à la fois la robustesse de l'approche phénoménologique et le sens physique de l'approche micromécanique.

Quelques éléments théoriques relatifs à ce type d'approche ainsi que l'exemple d'un modèle s'inscrivant dans ce cadre vont être succinctement présentés dans les paragraphes suivants. Par abus de langage, cette approche intermédiaire sera qualifiée par la suite de « modélisation phénoménologique ».

1.4.4.1. Eléments théoriques de base

La modélisation phénoménologique de l'endommagement est formulée dans le cadre de la thermodynamique et fait appel aux notions générales préalablement définies au paragraphe 1.4.3.

a) Potentiel thermodynamique

La formulation d'un modèle d'endommagement phénoménologique commence par la définition d'une expression pour le potentiel thermodynamique (énergie libre ou complémentaire) comme fonction des variables d'état. L'énergie complémentaire $\psi(\underline{\sigma}; \xi)$ - ou libre $W(\underline{\varepsilon}; \xi)$ - est une fonction de la contrainte – ou de la déformation - et de la variable (ou de l'ensemble de variables) ξ , qui caractérise l'endommagement.

Si l'expression $\psi(\underline{\sigma}; \xi)$ de l'énergie est connue, alors la loi de comportement (1.31) et la force thermodynamique associée à l'endommagement (1.32) peuvent être déduites par différenciation :

$$\underline{\varepsilon} = \frac{\partial \psi(\underline{\sigma}; \xi)}{\partial \underline{\sigma}} \quad (1.31)$$

$$f_{\xi} = \frac{\partial \psi(\underline{\sigma}; \xi)}{\partial \xi} \quad (1.32)$$

b) Nature de la variable d'endommagement

Le choix de la nature de la variable d'endommagement ξ est multiple.

Les modèles qui utilisent une variable d'endommagement *scalaire* sont, pour la plupart, des modèles d'endommagement isotrope. Il existe cependant des applications de variables scalaires à la modélisation anisotrope (Lyakhovsky et al., 1997).

La variable d'endommagement peut également être *vectorielle*. Si Costin (1985) et Thionnet (1995) ont utilisés ce type de variables, Krajcinovic (1989) et Kachanov (1994) réfutent cette hypothèse.

Les variables d'endommagement *tensorielles* sont les plus utilisées car elles permettent de décrire l'endommagement anisotrope induit et disposent d'une théorie mathématique bien développée. En général, ces variables se limitent à des tenseurs du second ordre (Dragon et al., 1994 ; Shao et al., 1997), mais des tenseurs d'ordre quatre peuvent s'avérer nécessaires, en particulier pour tenir compte des positions réciproques des fissures (Kachanov, 1994).

c) Potentiel d'un matériau fissuré

La démarche adoptée afin de définir une expression pour le potentiel d'un matériau fissuré s'appuie sur le raisonnement de Kachanov (1980). La variable d'endommagement choisie est un tenseur du deuxième ordre et est notée $\underline{\underline{\alpha}}$.

Pour un matériau élastique, linéaire et isotrope, le potentiel (ou l'énergie complémentaire) est une fonction $f(\underline{\underline{\sigma}})$ du tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$. Pour un matériau fissuré, il est fonction du tenseur des contraintes et de la variable d'endommagement $\underline{\underline{\alpha}}$, soit $f = f(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\alpha}})$.

Puisque le matériau est initialement isotrope, le potentiel doit être une fonction isotrope des contraintes et de la variable d'endommagement ; ces dernières font donc intervenir leurs invariants linéaires et les invariants communs.

D'après (1.31), la dérivation du potentiel par rapport au tenseur des contraintes donne la loi de comportement du matériau. Pour une variable d'endommagement nulle, la loi doit coïncider avec l'élasticité linéaire : le potentiel doit donc être quadratique en $\underline{\underline{\sigma}}$.

Sous ses conditions, l'expression générale du potentiel peut s'écrire sous la forme :

$$f(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\alpha}}) = \omega_1 (\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}))^2 + \omega_2 \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\sigma}}) + \eta_1 \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}}) + \eta_2 \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}}) + \eta_3 (\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}}))^2 + \eta_4 (\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}}\underline{\underline{\alpha}}))^2 + \eta_5 \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}}\underline{\underline{\alpha}}) + \eta_6 \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}}\underline{\underline{\alpha}}) + \eta_7 \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}})\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}}\underline{\underline{\alpha}}) \dots \quad (1.33)$$

La norme du tenseur $\underline{\underline{\alpha}}$ étant généralement petite, les grandeurs du second ordre en $\underline{\underline{\alpha}}$ peuvent être négligées et l'expression du potentiel se simplifie :

$$f(\underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\alpha}}) = \omega_1 (\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}))^2 + \omega_2 \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\sigma}}) + \eta_1 \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}}) + \eta_2 \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{\alpha}}) \quad (1.34)$$

Sayers et Kachanov (1991) montrent que les coefficients ω_1 et ω_2 viennent de l'élasticité linéaire :

$$\omega_1 = -\frac{\nu_0}{E_0} \quad \text{et} \quad \omega_2 = \frac{(1 + \nu_0)}{2E_0} \quad (1.35)$$

La détermination analytique de η_1 et η_2 est moins triviale et peut s'avérer difficile voire impossible. Sayers et Kachanov (1991) proposent une procédure de détermination de ces coefficients à partir d'essais de laboratoire, en les assimilant à des constantes.

Cette formulation du potentiel d'un matériau fissuré est une approximation du premier ordre de la *densité de fissuration* (Kachanov, 1980).

d) Expression de l'énergie libre

Si le potentiel existe, alors une transformation de Fenchel permet de construire l'expression de l'énergie libre $W(\underline{\underline{\varepsilon}}; \underline{\underline{\alpha}})$. Dragon et al. (1994) proposent, indépendamment des travaux de Kachanov, l'expression suivante :

$$W(\underline{\underline{\varepsilon}}; \underline{\underline{D}}) = \frac{1}{2} \lambda (\text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}))^2 + \mu \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}} \underline{\underline{\varepsilon}}) + \gamma \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}} \underline{\underline{D}}) + \eta \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}) \text{tr}(\underline{\underline{D}}) + 2\beta \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}} \underline{\underline{\varepsilon}} \underline{\underline{D}}) \quad (1.36)$$

$\underline{\underline{D}}$ désigne la variable d'endommagement, tenseur du second ordre dont l'expression et la signification physique sont exactement celles du tenseur $\underline{\underline{\alpha}}$ intervenant dans l'expression du potentiel.

1.4.4.2. Modèle de Shao et Khazraei

Afin de mesurer la portée (et la complexité !) des éléments théoriques fournis au paragraphe précédent, un modèle d'endommagement phénoménologique est présenté succinctement ci-après : le modèle de Shao et Khazraei (1996).

Le point de départ de ce modèle est le modèle proposé par Dragon et al. (1994), dont l'expression du potentiel est définie par (1.36). Par opposition au modèle de Dragon, la variable d'endommagement proposée par Shao et Khazraei est indépendante du volume du matériau :

$$\underline{\underline{D}} = \sum_j d_j (\underline{\underline{n}}_j \otimes \underline{\underline{n}}_j) \quad (1.37)$$

Si a_0 est la longueur initiale moyenne des fissures préexistantes et $\tilde{a}_j$ la longueur moyenne des fissures de la famille j , de vecteur normal $\underline{\underline{n}}_j$, alors d_j est défini par :

$$d_j = \frac{(\tilde{a}_j^3 - a_0^3)}{a_0^3} \text{ en 3D } \text{ et } d_j = \frac{(\tilde{a}_j^2 - a_0^2)}{a_0^2} \text{ en 2D} \quad (1.38)$$

La loi d'évolution de cette variable d'endommagement est inspirée de la mécanique linéaire de la rupture : il y a propagation des fissures lorsque le facteur d'intensité de contrainte macroscopique K_I dépasse une certaine valeur critique K_{IC} . En d'autres termes, et plus précisément, la longueur moyenne des fissures de la famille j augmente si :

$$K_I^j = \frac{2\sqrt{\pi\tilde{a}_j}}{\pi} \left[\frac{\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})}{3} + \underline{\underline{n}}_j \cdot \underline{\underline{s}} \cdot \underline{\underline{n}}_j f(\tilde{a}_j) \right] \geq K_{IC} \quad (1.39)$$

Le tenseur $\underline{\underline{s}}$ est le déviateur des contraintes et $f(\tilde{a}_j)$ est une fonction dépendant de la concentration de contraintes en traction. Compte tenu de la complexité de sa détermination, les auteurs ont proposé l'expression suivante :

$$f(\tilde{a}_j) = \tau \left[1 - \frac{(b - \tilde{a}_j)^2}{a_0(a_0 - b)} \right] \quad (1.40)$$

τ est un paramètre complexe qui assure la proportionnalité entre la propagation des fissures et l'amplification de concentration des contraintes locales en traction. Le paramètre b est la valeur critique au-delà de laquelle la longueur moyenne des fissures d'une famille quelconque conduit à une propagation instable.

Toutefois, lorsque le critère de coalescence des fissures est atteint, les limites du modèle, qui demeure un modèle continu, sont dépassées. Il convient donc de se limiter à la propagation stable des fissures, ce qui simplifie l'expression de $f(\tilde{a}_j)$:

$$f(\tilde{a}_j) = \tau \frac{b}{\tilde{a}_j} \quad (1.41)$$

La loi de comportement est obtenue en dérivant l'énergie libre, donnée par (1.36), par rapport aux déformations :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \frac{\partial W(\underline{\underline{\varepsilon}}; \underline{\underline{D}})}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}} = \gamma \underline{\underline{D}} + \lambda \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}) \underline{\underline{I}} + 2\mu \underline{\underline{\varepsilon}} + \eta [\text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}} \underline{\underline{D}}) \underline{\underline{I}} + \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}) \underline{\underline{D}}] + 2\beta (\underline{\underline{\varepsilon}} \underline{\underline{D}} + \underline{\underline{D}} \underline{\underline{\varepsilon}}) \quad (1.42)$$

Ce modèle comporte au total neuf paramètres : les cinq paramètres λ , μ , γ , η et β étant liés au potentiel et les quatre autres K_{IC} , a_0 , b et τ définissant la loi de propagation des fissures. Ils se déterminent de manière analytique ou/et expérimentale et une méthode d'identification est proposée par Hoxha (1998).

Grâce à sa formulation et à son implémentation numérique¹, ce modèle a pu être appliqué à des cas concrets, en particulier à des calculs d'ouvrages types, comme le laboratoire souterrain Canadien de l'AECL (Hoxha, 1998).

Les résultats innovants et prometteurs ont encouragé le développement de diverses variantes de ce modèle.

Une extension à l'endommagement anisotrope a été proposée à travers le modèle élasto-endommageable, développé au LaEGO, par Hoxha (2005) et Homand (2002). Ce modèle a été appliqué au Granite du lac du Bonnet et au Granite de la Vienne.

Des études et des applications sont toujours en cours au Laboratoire de Mécanique de Lille, afin d'approfondir, de justifier et d'actualiser le modèle de base de Shao et al. (1999).

1.4.4.3. Modèles micromécaniques

Pour clore cette partie concernant la modélisation de l'endommagement, il convient de préciser que des modèles micromécaniques font également l'objet de récentes investigations.

En parallèle de ses travaux de développement d'un modèle phénoménologique, Hoxha (1998) a envisagé une approche microstructurale pour la modélisation de l'endommagement. Il tente de décrire l'évolution de la géométrie de la fissuration du matériau en fonction de l'histoire du chargement, via l'élaboration d'un modèle micromécanique, lui-même appliqué au Granite de la Vienne (Hoxha, 2002).

Plus récemment, Zhu (2006) propose une modélisation micromécanique de l'endommagement anisotrope avec effet unilatéral, selon une approche d'homogénéisation. Ce modèle est également appliqué au laboratoire souterrain canadien excavé dans le Granite du Lac du Bonnet.

1.4.5. Endommagement couplé à la viscoplasticité

Très souvent, la solution en contraintes et en déformations d'un problème aux limites dépend de l'état d'endommagement de la structure considérée. En effet, d'une part, pour un état de contrainte donné, les déformations sont d'autant plus grandes que l'endommagement est élevé et, d'autre part, l'endommagement diminue la rigidité et la résistance des matériaux (1.4.1 et 1.4.3.3). Il convient donc d'envisager un couplage entre la déformation et l'endommagement, qui permettrait un calcul simultané des contraintes, des déformations et de l'endommagement.

¹ Ce modèle a été intégré dans le code de calcul UDEC^{2D} (Universal Distinct Element Code) qui repose sur la méthode des éléments distincts et qui constitue un outil adapté à la modélisation des massifs rocheux fracturés.

La notion de contrainte effective (1.4.3.2), associée au principe d'équivalence en déformation (1.4.3.3), permet d'écrire simplement les lois de comportement couplées en remplaçant la contrainte usuelle $\underline{\underline{\sigma}}$ par la contrainte effective $\underline{\underline{\tilde{\sigma}}}$.

De même que l'élasticité et la plasticité, la viscoplasticité peut être couplée à l'endommagement. Si ce paragraphe est consacré au couplage viscoplasticité-endommagement, il faut noter que le couplage élastoplasticité-endommagement a également fait l'objet de diverses investigations, en particulier l'élaboration du modèle élastoplastique couplé à l'endommagement anisotrope induit, proposé par Chiarelli et al. (2002).

Quelques considérations thermodynamiques générales sont d'abord rappelées afin de mieux appréhender le modèle viscoplastique endommageable de Lemaitre présenté ensuite à titre d'illustration.

1.4.5.1. Principes thermodynamique de base

Le cadre thermodynamique retenu se place sous l'hypothèse des petites déformations et fait appel aux variables observables telles que la déformation totale $\underline{\underline{\varepsilon}}$ et la température T , ainsi qu'aux variables internes telles que la déformation viscoplastique $\underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}$ et la variable d'écrouissage K . Le contexte d'étude permet de se limiter à un écrouissage isotrope : l'état d'écrouissage du matériau est donc représenté par un scalaire r .

Le principe de partition des déformations totales en une composante élastique et une composante viscoplastique, découlant directement des concepts de la viscoplasticité, permet d'écrire :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^e = \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp} \quad (1.43)$$

L'endommagement est supposé isotrope et son état est décrit par la variable d'endommagement scalaire D . L'énergie libre W est une fonction des variables observables et des variables internes :

$$W = W(\underline{\underline{\varepsilon}}^e; T; r; D) \quad (1.44)$$

Les variables thermodynamiques associées découlent de ce potentiel. La contrainte, l'entropie, la force thermodynamique associée à l'écrouissage et la variable associée à l'endommagement s'obtiennent par différenciation :

$$\begin{aligned} \underline{\underline{\sigma}} &= \rho \frac{\partial W}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}^e} \quad (a) \\ s &= -\frac{\partial W}{\partial T} \quad (b) \\ R &= \rho \frac{\partial W}{\partial r} \quad (c) \\ Y &= \rho \frac{\partial W}{\partial D} \quad (d) \end{aligned} \quad (1.45)$$

Où ρ est la masse volumique.

En se plaçant dans une configuration isotherme, où toute dissipation d'énergie est d'origine mécanique, le second principe de la thermodynamique² se ramène à :

² Le second principe de la thermodynamique – dit inégalité de Clausius-Duhem – s'écrit, sous l'hypothèse des petites perturbations et en conditions isothermes : $\underline{\underline{\sigma}} : \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} - \rho(\dot{W} + s\dot{T}) \geq 0$.

$$\begin{aligned} \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^{vp} - R\dot{r} &\geq 0 \quad (a) \\ -Y\dot{D} &\geq 0 \quad (b) \end{aligned} \quad (1.46)$$

Ces expressions supposent un découplage des phénomènes d'écoulement visqueux et des phénomènes d'endommagement.

– Y est le taux de restitution d'énergie élastique qui, par définition, est quadratique défini positif. D'où, (1.46)-(b) impose : $\dot{D} \geq 0$. La loi de la variable d'endommagement doit donc nécessairement être croissante ou constante.

Les modèles viscoplastiques endommageables développés dans la littérature doivent *a minima* tenir compte de ces principes thermodynamiques de base. C'est le cas du modèle viscoplastique endommageable de Lemaitre, présenté ci-après.

1.4.5.2. Le modèle viscoplastique endommageable de Lemaitre

a) *Loi d'évolution de la variable d'endommagement :*

La loi d'évolution de la variable d'endommagement a été formulée de manière à respecter la condition (1.46)-(b). Les auteurs ont donc retenu l'extension tridimensionnelle, suggérée par Hayhurst (1972), de la loi initialement proposée par Rabotnov (1969) :

$$\dot{D} = \left\langle \frac{\chi(\underline{\underline{\sigma}})}{A} \right\rangle^c (1-D)^{-k} \quad (1.47)$$

A , c et k sont les paramètres d'endommagement du modèle et $\chi(\underline{\underline{\sigma}})$ est une fonction invariante du tenseur des contraintes, définie par :

$$\chi(\underline{\underline{\sigma}}) = \zeta \max_i (\sigma_i) + 3\xi p + (1 - \zeta - \xi)q \quad (1.48)$$

Où $p = \frac{1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})$ est la contrainte normale moyenne et $q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} \cdot s_{ij}}$ est la contrainte équivalente ($s_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij}$ désigne toujours la partie déviatoire du tenseur des contraintes). Les coefficients ζ et ξ sont des paramètres vérifiant $0 < \zeta + \xi < 1$.

b) *Potentiel de dissipation viscoplastique :*

La condition (1.46)-(a), imposant la non-négativité de la dissipation intrinsèque, peut être assurée par le choix d'un potentiel de dissipation Ω vérifiant :

$$\underline{\underline{\sigma}} : \frac{\partial \Omega}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} + R \frac{\partial \Omega}{\partial R} \geq 0 \quad (1.49)$$

Dans le modèle de Lemaitre, le potentiel de dissipation viscoplastique a été choisi sous forme d'une loi puissance multiplicative :

$$\Omega = \frac{K}{N+1} \left\langle \frac{q - \sigma_s}{K} \right\rangle^{N+1} r^{-\frac{N}{M}} \quad (1.50)$$

K , N et M sont les paramètres viscoplastiques du modèle et σ_s caractérise la limite d'élasticité en cisaillement.

c) *Couplage déformation-endommagement* :

Le couplage entre les mécanismes liés à la viscoplasticité et les mécanismes relatifs à l'endommagement s'effectue en substituant la contrainte effective $\underline{\tilde{\sigma}}$ à la contrainte nominale $\underline{\sigma}$, conformément au principe d'équivalence en déformation (défini en 1.4.3.3) :

$$\underline{\sigma} \rightarrow \underline{\tilde{\sigma}} = \frac{\underline{\sigma}}{1-D} \quad (1.51)$$

Toutes les grandeurs usuelles peuvent être écrites à partir de la contrainte effective :

$$q \rightarrow \tilde{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \underline{\tilde{s}} : \underline{\tilde{s}}} \quad (a) \quad (1.52)$$

$$\underline{\tilde{s}} = \underline{\tilde{\sigma}} - \frac{1}{3} \text{tr}(\underline{\tilde{\sigma}}) \underline{I} \quad (b)$$

Le potentiel de dissipation s'exprime alors :

$$\Omega = \frac{K}{N+1} \left\langle \frac{\tilde{q} - \sigma_s}{K} \right\rangle^{N+1} r^{-\frac{N}{M}} \quad (1.53)$$

La loi constitutive est obtenue par différenciation en appliquant la règle de normalité :

$$\underline{\dot{\epsilon}}^{vp} = \frac{\partial \Omega}{\partial \underline{\tilde{\sigma}}} \quad (1.54)$$

Conformément aux notations du 1.3.3.5, la vitesse de déformation viscoplastique équivalente est définie par $\dot{\epsilon}_{vp} = \left(\frac{2}{3} \underline{\dot{\epsilon}}_{ij}^{vp} \cdot \underline{\dot{\epsilon}}_{ij}^{vp} \right)^{1/2}$ et le second invariant du tenseur des déformations viscoplastiques s'écrit $\epsilon_{vp} = \int_0^t \left(\frac{2}{3} \underline{\dot{\epsilon}}_{ij}^{vp} \cdot \underline{\dot{\epsilon}}_{ij}^{vp} \right)^{1/2} d\tau$. En supposant que le domaine élastique est vide ($\sigma_s = 0$ dans (1.53)) et en utilisant (1.51), la loi de comportement (1.54) s'écrit :

$$\underline{\dot{\epsilon}}^{vp} = \frac{3}{2} \frac{1}{1-D} \left[\frac{q}{(1-D)K(\epsilon_{vp})^{1/M}} \right]^N \frac{\underline{s}}{q} \quad (1.55)$$

Par analogie avec les équations (1.29) et (1.30), il convient de poser :

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \frac{1}{1-D} \left[\frac{q}{(1-D)K(\epsilon_{vp})^{1/M}} \right]^N \quad (1.56)$$

La variable d'écrouissage scalaire r peut donc être confondue avec la déformation viscoplastique cumulée.

Les composantes élastiques des déformations s'expriment également en termes de vitesse :

$$\underline{\dot{\epsilon}}^e = \frac{1+\nu}{E} \frac{\underline{\dot{\sigma}}}{1-D} - \frac{\nu}{E} \frac{\text{tr}(\underline{\dot{\sigma}})}{1-D} \underline{I} \quad (1.57)$$

Les formules constitutives de la loi viscoplastique endommageable de Lemaitre sont récapitulées dans le Tableau 1.3.

$$\begin{aligned}
 \underline{\dot{\underline{\epsilon}}} &= \underline{\dot{\underline{\epsilon}}}^e + \underline{\dot{\underline{\epsilon}}}^{vp} \\
 \underline{\dot{\underline{\epsilon}}}^e &= \frac{1+\nu}{E} \frac{\underline{\dot{\underline{\sigma}}}}{1-D} - \frac{\nu}{E} \frac{\text{tr}(\underline{\dot{\underline{\sigma}}})}{1-D} \underline{\underline{I}} \\
 \underline{\dot{\underline{\epsilon}}}^{vp} &= \frac{3}{2} \frac{\underline{\dot{\underline{\epsilon}}}^{vp}}{q} \underline{\underline{S}} \\
 \underline{\dot{\underline{\epsilon}}}^{vp} &= \frac{1}{1-D} \left[\frac{q}{(1-D)K(\underline{\epsilon}_{vp})^{1/M}} \right]^N \\
 \dot{D} &= \left\langle \frac{\chi(\underline{\underline{\sigma}})}{A} \right\rangle^c (1-D)^{-k} \\
 \chi(\underline{\underline{\sigma}}) &= \zeta \max_i(\sigma_i) + 3\xi p + (1-\zeta-\xi)q
 \end{aligned}$$

Tableau 1.3 - Récapitulatif des équations constitutives de la loi viscoplastique endommageable de Lemaitre

1.4.5.3. Extension au modèle d'Hajdu

Le modèle viscoplastique endommageable de Lemaitre, qui vient d'être présenté, suppose que les déformations viscoplastiques se développent à volume constant. Il n'intègre donc pas le développement de la déformation volumique irréversible. Hajdu (2003) propose une extension du modèle de Lemaitre qui, par l'adjonction de nouveaux paramètres, permet de prendre en compte à la fois le comportement volumique du matériau (contractance, dilatance) et l'anisotropie induite de l'endommagement. Cette nouvelle loi a pour vocation ultime de simuler le comportement volumique différé des roches.

Ce modèle n'est pas détaillé ici mais ses concepts et son formalisme sont développés dans la thèse d'Hajdu (2003). Il a été appliqué à la simulation du creusement d'une cavité circulaire.

1.5. Approche retenue

Les fondements du modèle rhéologique *L&K*, développé dans cette thèse, sont essentiellement inspirés des principes établis sur les roches dures, mais ses applications sont étendues aux roches tendres. Conformément aux exemples intervenant dans la formulation de la problématique (paragraphe 1.2), les deux matériaux de référence considérés dans le cadre de ce travail sont les roches polycristallines telles que les granites d'une part, et les roches tendres argileuses ou marneuses d'autre part.

Cependant, les mécanismes de déformations et la nature des phénomènes induits à l'échelle microscopique diffèrent selon le type de roche. Il convient donc de définir un cadre général permettant de modéliser simultanément le comportement de plusieurs types de roches.

Après avoir identifié les mécanismes de déformations prépondérants qui se produisent dans les deux types de roches considérés, le cadre retenu pour le développement du modèle rhéologique *L&K* est défini.

1.5.1. Identification des mécanismes de déformations prépondérants

A l'origine, la théorie de l'endommagement a été développée pour modéliser le comportement d'un matériau *fissuré* (voir 1.4.1).

Compte tenu de cette définition et d'après la majorité des références bibliographiques consultées, la justification de la fissuration des roches dures fait appel à la théorie de l'endommagement. C'est, en particulier, la raison pour laquelle la plupart des modèles d'endommagement sont appliqués aux granites (Hoxha, 1998 et 2005, Homand, 2005, Shao et al., 1999).

A contrario, la théorie de l'endommagement semble moins bien adaptée à la description de la dégradation des roches tendres, cette dernière n'étant pas systématiquement associée à la propagation d'une fissuration.

Les résultats d'une étude menée par Chiarelli et al. (2001) montrent que « *les deux principaux mécanismes de déformation observés pour l'argilite de l'Est sont la plasticité et l'endommagement anisotrope induit... (...) ... la plasticité se manifeste par un glissement des minéraux argileux les uns sur les autres, l'endommagement anisotrope est relié à une microfissuration orientée* ».

L'utilisation de modèles (élasto)plastiques ou de modèles (élasto)plastiques endommageables s'est révélée plus pertinente pour décrire les mécanismes de dégradation progressive des roches tendres. Par extrapolation, les modèles viscoplastiques ou les modèles viscoplastiques endommageables sont mieux adaptés à la description de la dégradation *différée* des argilites.

1.5.2. Justification du cadre retenu

Historiquement, le développement de la théorie de l'endommagement est plus récent que celui de la théorie de la plasticité. De ce fait, certains mécanismes d'endommagement sont traités avec des outils de la plasticité. De même, des mécanismes, physiquement associés à de l'endommagement différé, sont mathématiquement traduits avec les outils de la viscoplasticité.

Par ailleurs, la théorie de l'endommagement peut être vue comme un cadre théorique, permettant une description *physique* des mécanismes de dégradation. Par opposition à la

théorie de la viscoplasticité qui, s'inscrivant dans un cadre plus numérique, constitue un outil de modélisation robuste.

Compte tenu du contexte et des applications du modèle rhéologique *L&K*, qui s'inscrivent dans le cadre d'un projet d'ingénierie, il convient de privilégier une mise en œuvre rapide et aisée sur une description purement théorique. En conséquence, l'outil retenu, pour sa souplesse et sa simplicité à prendre en compte les effets différés, est la théorie de la viscoplasticité.

Ce choix n'exclut pas la modélisation de certains mécanismes d'endommagement. Par exemple, dans le modèle *L&K*, l'accroissement de l'endommagement est implicitement traduit par la diminution de la résistance.

Si l'application de la viscoplasticité aux roches tendres est directement admise, dans le cas des roches massives, elle sous-entend une homogénéisation du milieu.

Chapitre 2

Modélisation phénoménologique

Ce paragraphe présente la modélisation phénoménologique des fondements de la loi de comportement proposée dans ce travail de thèse. Cette conceptualisation a été établie à partir d'essais de laboratoire et d'observations sur ouvrages et sa justification repose sur l'analyse des phénomènes observés au sein même de la structure granulaire de la roche. Cette démarche suppose le recours à plusieurs échelles d'étude.

En effet, les roches peuvent être étudiée à différentes échelles. A l'échelle du grain ou de quelques grains (du μm au cm), les interactions sont régies par des phénomènes discrets, eux-même décrits par des modèles micromécaniques, qui doivent être caractérisés afin de mieux comprendre le comportement à une échelle plus grande, en général celle de l'échantillon : c'est le passage du milieu discontinu au milieu continu équivalent. La taille de ce dernier est variable : elle doit être « suffisamment grande » (typiquement du cm au dm) vis-à-vis des discontinuités de la matière pour être représentative. La modélisation du comportement dans un milieu continu équivalent, à une échelle macroscopique, peut être appréhendée par les outils de la mécanique des milieux continus. Certains phénomènes, en particulier le développement de défauts ou de fissures à l'intérieur de la matière, se situent à une échelle intermédiaire, dite « méso ». Il convient alors, dans l'élaboration d'un modèle de type milieu continu, de pouvoir s'appuyer sur des techniques de changement d'échelles permettant d'intégrer les échelles élémentaires ou intermédiaires. Cette approche, encore récente mais potentiellement riche, peut être également adaptée au passage de la modélisation du comportement de l'échantillon à celle du comportement du massif, essentielle pour les calculs d'ouvrages (Hicher et Shao, 2002). Ce dernier point a été cité au chapitre 1, sous le terme « effet d'échelle ».

Le préambule a pour objectif de mettre en évidence l'importance de la modélisation du comportement post-rupture pour les applications d'ouvrages souterrains. Il se place à l'échelle de l'ouvrage.

Le paragraphe suivant constitue un rappel succinct de l'état des connaissances sur le comportement caractéristique des roches, à l'échelle macroscopique. Le lecteur se place à l'échelle de l'échantillon.

Le troisième paragraphe est le bilan d'une analyse à l'échelle « micro », proposée dans le but de justifier les concepts sur lesquels s'appuie le modèle rhéologique. Les principes sont établis à l'échelle de la structure granulaire de la roche.

Le quatrième paragraphe est consacré à la description du comportement post-rupture. Quelques rappels sur les outils de modélisation et sur les différents modes de rupture sont fournis avant de décrire le processus de radoucissement post-pic, d'un point de vue phénoménologique et analytique.

Les concepts et les justifications proposées dans les paragraphes précédents sont essentiellement basés sur des comportements de référence obtenus sur des matériaux granulaires (granites). Le cinquième paragraphe généralise ces principes aux matériaux argileux.

Enfin, le dernier paragraphe présente la formalisation du cadre conceptuel mis en œuvre afin d'intégrer les principes établis dans ce chapitre dans la modélisation rhéologique développée dans ce travail de thèse.

2.1. Motivations - Préambule

Conformément au cahier des charges initial, la loi de comportement développée dans ce travail de thèse doit être particulièrement adaptée à la modélisation des **ouvrages souterrains**. Les concepts introduits se limitent à l'analyse des massifs rocheux pouvant être assimilés à des milieux continus.

Le domaine des travaux souterrains a longtemps été considéré comme un domaine de « spécialistes », relevant essentiellement de l'expérience des hommes. En effet, l'importante interaction existant entre le terrain et les structures de génie civil, limitée voire inexistante dans les ouvrages de surface, reste difficile à analyser par un jeune ingénieur dont la formation est basée sur des références théoriques de structures mono-composantes. La compétence se forge essentiellement sur le terrain et s'acquiert avec l'expérience. Toutefois, le développement de nouveaux outils numériques, l'augmentation des performances des ordinateurs ainsi que les récents progrès liés à la compréhension des phénomènes permettent de mettre en œuvre des modélisations pertinentes, constituant une « aide » à la conception des ouvrages profonds.

Si les moyens technologiques sont aujourd'hui disponibles, le « modélisateur » ne doit pas moins intégrer les spécifications propres aux structures souterraines, issues des retours d'expérience et des conseils d'experts.

Dans ce paragraphe introductif, une sélection d'exemples concrets, plus ou moins récents, est présentée afin de mettre en évidence l'importance de la modélisation du comportement post-rupture pour la prédiction du comportement d'un ouvrage profond.

Une analyse générale du comportement des tunnels, excavés dans des massifs pouvant être assimilés à des milieux continus (absence de discontinuités ou d'accidents géologiques spécifiques), a permis d'identifier deux mécanismes d'effondrement principaux :

- Un mode de **rupture par « écaillage »**, associé à la formation d'écaillles ou de dalles en parois de l'ouvrage, dont les dimensions et la forme dépendent entre autres de la géométrie de la cavité.
- Un mode de **rupture par « cisaillement »**, associé au développement de surfaces de glissement localisées. Ce type de rupture se traduit, à l'échelle de l'ouvrage, par des phénomènes de « **squeezing** » ou de « roches poussantes », dans un massif qui se comporte alors comme une roche en apparence ductile.

Remarque : Ces deux types d'effondrement d'ouvrages seront à rapprocher des modes de rupture observés en laboratoire, sur des échantillons de roches soumis à des sollicitations de compression, et décrits, dans les paragraphes suivants, à des échelles « macro », « méso » puis « micro » (Figure 2.30).

2.1.1. Le phénomène « d'écaillage »

Dans des roches très résistantes, initialement peu fissurées, le niveau d'énergie à mettre en œuvre pour initier la fissuration et sa propagation est souvent élevé. Le développement et la coalescence des fissures au sein du massif s'accompagnent d'une libération brutale de l'énergie emmagasinée durant la phase de chargement, au cours de l'excavation. Cette libération brutale d'énergie se traduit, sur la courbe contrainte-déformation, par un radoucissement important après le pic de résistance (Figure 2.4-a) qui caractérise les roches fragiles.

La conséquence d'un tel phénomène est une rupture par « écaillage » ou en « pelure d'oignon » (spalling), justifiée par une instabilité en paroi (Figure 2.1). Ces effets se manifestent aux endroits où « *la roche est extrêmement travaillée, s'écaille, se brise en tout sens, éclate violemment en larges plaques à bords dentelés, ou encore se détend par feuilles ou lamelles décollées* » (Panet, 1969, décrivant le mécanisme de décompression observé lors du creusement du tunnel sous le Mont-Blanc).

L'écaillage est d'autant plus violent et bruyant, la libération d'énergie d'autant plus brutale et le radoucissement post-pic d'autant plus important que le massif est initialement sain et peu fissuré.

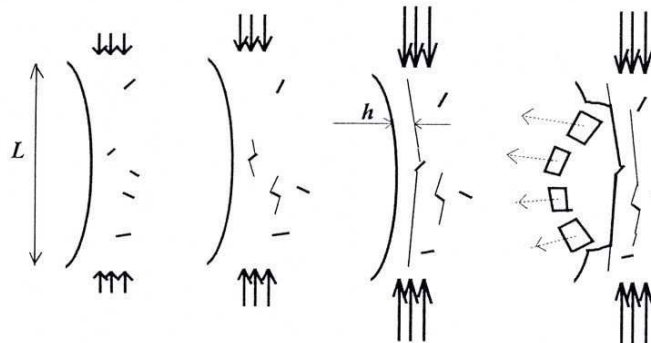


Figure 2.1 - Développement d'un mécanisme de rupture par écaillage (Germanovich, 2000)

Ce phénomène d'écaillage a été identifié sur plusieurs ouvrages, dont certains sont cités ci-après.

Trait d'union entre la France, la Suisse et l'Italie, le **tunnel du Mont-Blanc** a été construit entre 1958 et 1965. D'une longueur totale de 11.6km et d'une largeur de 8.6m, le tunnel a été excavé sous 2000m de roche. Le Mont-Blanc apparaît comme un massif granitique ancien, dont la structure géologique principale est constituée d'une roche à grain grossier, avec de grands cristaux de feldspaths orientés. Au cours du creusement, les premiers phénomènes de décompression se sont manifestés par quelques bruits sourds accompagnés de légers déplacements. Dans les trois ou quatre jours ayant suivis le dérochement, cette décompression est devenue extrêmement forte, violente, très active, dont les effets spectaculaires furent impressionnants. Ces phénomènes ont été fréquents dans les zones saines et massives, essentiellement sur les parements, à mi-hauteur (Figure 2.2).



Figure 2.2 - Ecaillage en parements du tunnel du Mont-Blanc (Panet, 1969)

Un autre ouvrage, affecté par des phénomènes d'écaillage, est le **laboratoire souterrain canadien de l'AECL**, déjà cité au chapitre 1. Excavé en 1992, dans le granite gris très peu fissuré du Lac du Bonnet, à 420m de profondeur, l'ouvrage est une galerie circulaire de 3.5m de diamètre et de 46m de long. La mise en place d'un système d'auscultation du massif a permis de suivre l'évolution de la fracturation : en cours de creusement et dans les mois qui ont suivis, une fracturation par écaillage a été observée en clé de voûte et en radier puis s'est propagée sur une profondeur d'environ 50cm.

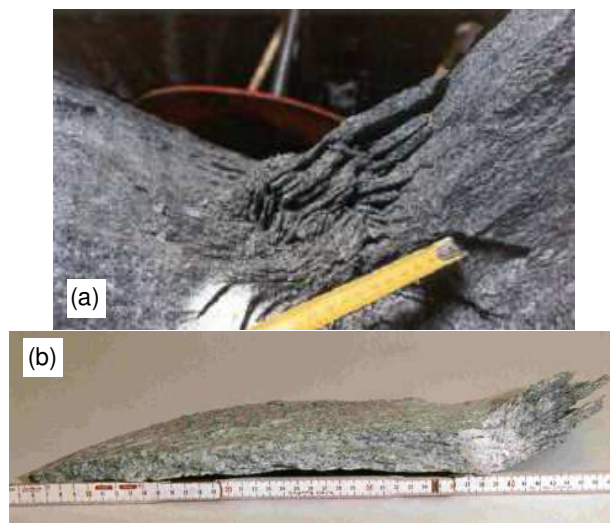


Figure 2.3 - Ecaillage dans le laboratoire de l'AECL : (a) en radier, (b) plaque arrachée de la voûte (Read, 2004)

L'écaillage est un phénomène de surface et n'a donc pas d'incidence majeure sur la stabilité globale de l'ouvrage. Il nécessite toutefois la mise en place d'un soutènement léger permettant de protéger les personnes et les engins de chantier de l'effondrement des plaques rocheuses. Il n'en est pas de même dans le cas d'une rupture par cisaillement, comme le précise le paragraphe suivant.

2.1.2. Le phénomène de « squeezing »

Le mode de rupture par cisaillement se rencontre essentiellement dans des tunnels creusés au rocher sous de très grandes couvertures, sous de forts états de contraintes. Il

s'enclenche dès que le développement de la fissuration est suffisamment avancé pour entraîner une décroissance de la cohésion, sans générer d'instabilité de forme. En effet, la diminution des caractéristiques mécaniques, associée au développement de la fissuration, est progressive et « maîtrisée », en particulier sous l'effet du confinement important qui règne dans le massif. D'autres facteurs peuvent également contribuer à ce « contrôle » de l'évolution de la fissuration, comme la géométrie de la cavité, les conditions aux limites, la nature minéralogique et structurale de la matrice rocheuse, la vitesse de sollicitation, la température,...

Au même titre que la rupture par écaillage est produite par une libération brutale d'énergie, le mode de rupture par cisaillement est privilégié lorsque l'énergie acquise durant le chargement peut être dissipée sous forme de déformations ou de déplacements. C'est ce qu'il se produit dans les roches initialement fissurées, poreuses ou plastiques, qui sont déformables et présentent un comportement ductile. Sur la courbe contrainte-déformation, le radoucissement post-pic est peu voire pas marqué (Figure 2.4-b).

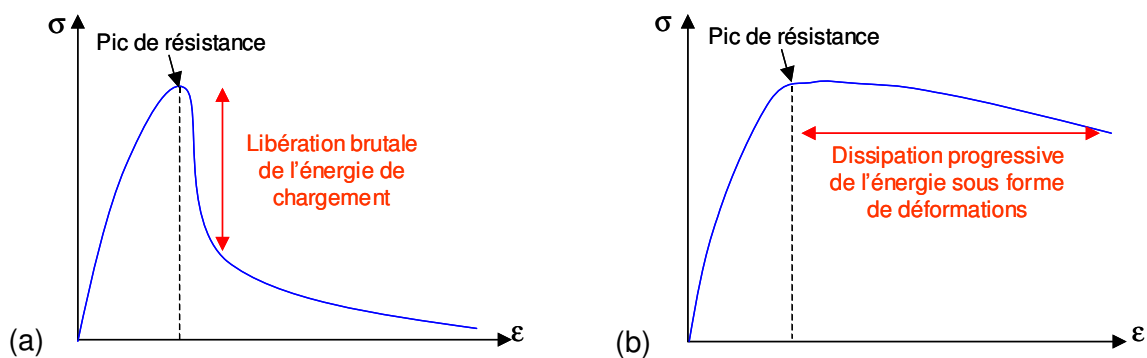


Figure 2.4 - Courbes contrainte-déformation pour des roches fragile (a) et ductile (b)

La rupture par cisaillement est associée aux phénomènes de « roches poussantes » ou de « squeezing », qui se manifestent par de grandes convergences des parois de l'ouvrage, en voûte, piédroits et radier. Ces déplacements peuvent être décimétriques voire métriques et sont extrêmement difficiles à maîtriser. Contrairement à l'écaillage, les phénomènes de squeezing se développent en profondeur dans le massif et posent d'importants problèmes de stabilité globale de l'ouvrage qui nécessitent la mise en œuvre de soutènements lourds (Figure 2.5). Ce phénomène de « squeezing » est le même qui a été cité dans le préambule du chapitre 1, où il est clairement associé à la notion de temps et de viscosité.



Figure 2.5 - « Squeezing » dans le tunnel de base du Gotthard (Laigle, 2004)

Historiquement, ce type de rupture est connu depuis longtemps et fait l'objet de témoignages et de descriptions depuis la construction, entre 1860 et 1910, des premiers grands tunnels ferroviaires profonds : le tunnel Cristina en Italie, les tunnels du Gotthard en Suisse, le tunnel

du Simplon reliant la Suisse et l'Italie... Plus récemment, des tunnels routiers tels que le Belchen en Suisse, le Tauern et l'Alberg en Autriche, et le Karawanken reliant l'Autriche et la Slovénie ont également présenté ce type de pathologies (Barla, 1995). En 1998, ces phénomènes ont également été retrouvés au cours du creusement du tunnel de base du Gotthard³. Très récemment (2007), le phénomène de « squeezing » a été identifié au cours du creusement de la descenderie de Saint Martin La Porte (projet Lyon-Turin ferroviaire).



Figure 2.6 – Conséquences du phénomène de « squeezing » dans la descenderie de Saint Martin La Porte (www.ltf-sas.com)

2.1.3. Conclusions

Ces deux modes d'effondrement observés *in-situ* sont fondamentalement différents et leurs conséquences n'ont pas le même impact, en particulier sur la stabilité de l'ouvrage et sur le dimensionnement des structures de soutènements.

Dans le cadre de projets d'ingénierie, il est nécessaire de pouvoir prédire – suffisamment tôt dans le déroulement du projet - le mécanisme prépondérant qui va se développer. Pour cela, l'ingénieur doit disposer d'un modèle rhéologique qui intègre les différentes notions détaillées précédemment. Le modèle doit à la fois permettre de prédire le comportement post-pic et modéliser un radoucissement dépendant de l'état des contraintes.

2.2. Comportement caractéristique des roches : Etat des connaissances à l'échelle « macro »

Les réflexions menées et présentées par la suite se réfèrent à des matériaux rocheux cristallins et à une configuration de chargement en compression triaxiale.

2.2.1. Configuration de référence

La configuration expérimentale de référence est l'essai de compression simple, essai le plus couramment utilisé pour l'étude du comportement mécanique des roches. Au cours d'un tel chargement, la courbe contrainte-déformation présente généralement un maximum correspondant au pic de résistance de la roche, valeur caractéristique de ses capacités de

³ Il convient de préciser qu'il existe trois tunnels dits du « Gotthard » : les tunnels ferroviaire et routier construits entre 1871 et 1881 et le tunnel de base, destiné aux TGV, dont les travaux ont débutés en 1998.

résistance. La Figure 2.7 présente un essai de compression simple sur l'Argilite de l'Est (Hoxha, 2005). Il s'agit d'un essai typique exploité dans le cadre des études de faisabilité du stockage des déchets nucléaires sur le site de Bure (Meuse/Haute-Marne).

Il permet de définir la déformabilité de la matrice rocheuse et surtout d'estimer la résistance maximale de celle-ci.

L'allure générale de la courbe contrainte-déformation conduit à distinguer le comportement de la roche avant et après un pic de résistance.

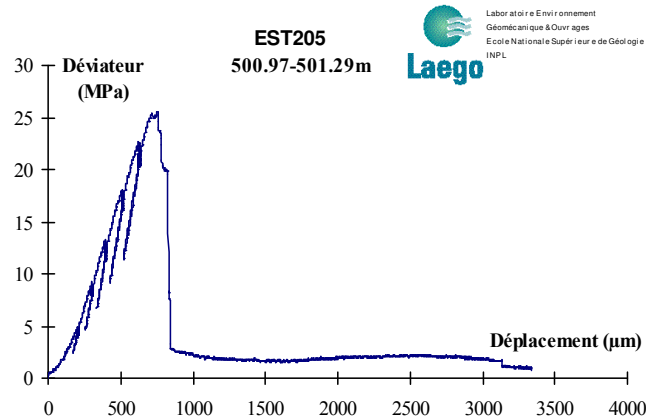


Figure 2.7 - Essai de compression simple sur l'Argilite de l'Est (Hoxha, 2005)

2.2.2. Comportement pré-pic

La Figure 2.8 présente le comportement en compression simple du granite du Lac de Bonnet, pour des petites déformations, avant qu'il ait atteint son pic de résistance (Martin, Chandler, 1994). Ce diagramme met en évidence quatre domaines, au cours desquelles, deux indicateurs essentiels, la fissuration et le comportement volumique, évoluent de manière spécifique.

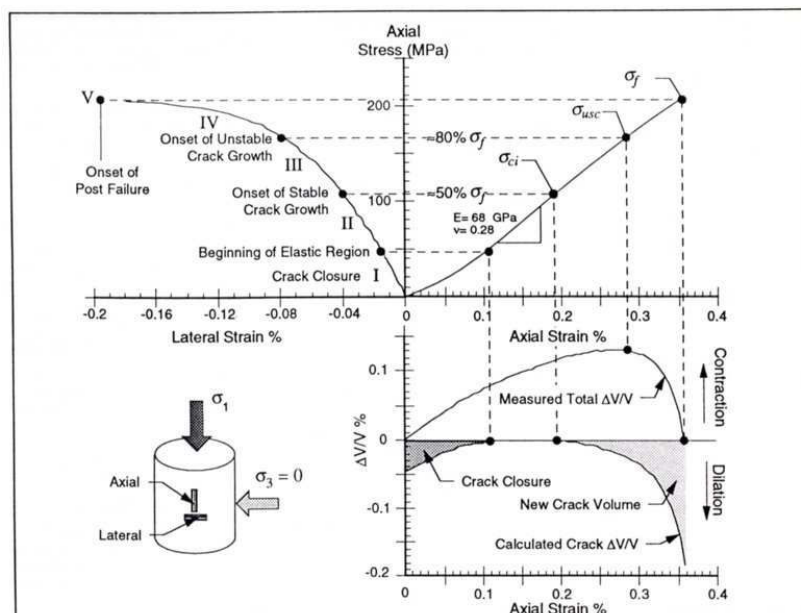


Figure 2.8 - Comportement en compression simple du granite du Lac de Bonnet, pour des petites déformations (Martin, Chandler, 1994)

Ces différents domaines se retrouvent dans les travaux de Haïed (1995) et sont subdivisés en six phases (Figure 2.9). Le comportement de l'échantillon au cours de chacune de ces phases va être détaillé d'un point de vue *macroscopique*. Une transcription à l'échelle « *micro* » des phénomènes décrits sera proposée au paragraphe 2.3.

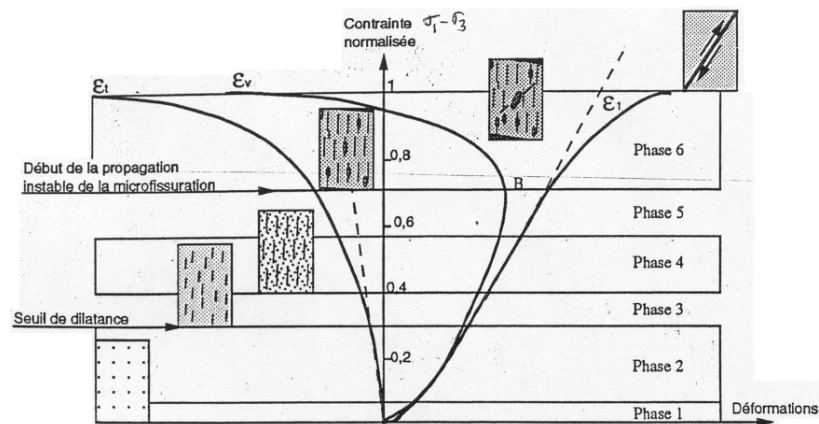


Figure 2.9 - Phases principales du processus de rupture dans l'essai de compression uniaxiale et triaxiale monotone (Haïed, 1995)

Chaque phase ainsi définie est plus ou moins apparente ou étendue selon le type de roche : elle dépend des caractéristiques intrinsèques de la roche.

Phase 1, phase dite de « serrage »:

Cette phase concerne les très faibles niveaux de contrainte et s'accompagne d'une compaction de l'échantillon. La déformation volumique est contractante. Cette phase est dite de « serrage » car elle traduit la fermeture initiale élastique ou inélastique des fissures préexistantes du matériau, ce dernier devenant de plus en plus rigide quand les lèvres des fissures viennent en contact mutuellement.

L'expérience montre cependant que cette portion de courbe peut être considérablement réduite en rectifiant la planéité et le parallélisme des extrémités de l'échantillon, avant l'essai (Hawkes et Mellor, 1970).

Par ailleurs, cette concavité initiale de la courbe contrainte-déformation axiale tend à disparaître dès qu'une pression de confinement est appliquée à l'échantillon. En effet, cette phase est observée au cours d'un essai uniaxial mais est très réduite voire inexistante dans les essais triaxiaux. Elle peut être observée pour de faibles confinements, ce qui suggère que des fissures restent ouvertes à la fin de la phase de chargement isotrope.

Phase 2, phase linéaire:

Dépassant rarement 40% de la résistance à la rupture, cette phase correspond à la partie linéaire de la courbe contrainte-déformation axiale. La contrainte est supérieure à la pression de fermeture des fissures, le comportement volumique reste contractant mais évolue plus lentement que durant la phase 1. Le comportement de l'échantillon testé est encore celui d'une roche vierge. C'est le domaine dans lequel le comportement est « quasi-élastique ».

Phase 3, phase d'endommagement :

Le niveau de contraintes correspondant à cette phase se situe généralement entre 30 et 60% de la résistance à la rupture. Cette phase marque l'initiation et la propagation de la fissuration (phase d'endommagement). Pour certains auteurs, à ce stade, la propagation est souvent qualifiée de « stable » car si le chargement reste constant, aucune évolution significative des déformations n'est observée. A ce niveau de déformation, la courbe contrainte-déformation axiale est encore linéaire.

Cette phase est également associée à l'apparition des émissions acoustiques (Figure 2.10) et à un accroissement de la perméabilité à l'air (Figure 2.11).

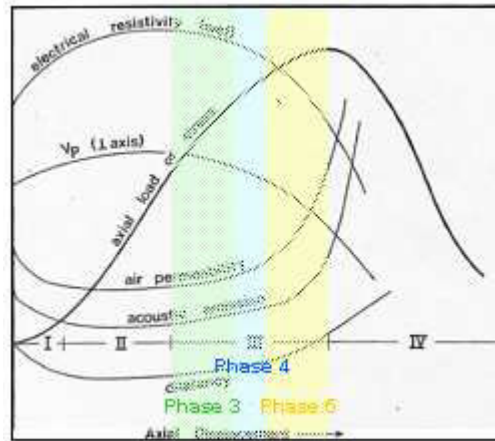


Figure 2.10 - Evolution de différentes propriétés au cours des quatre domaines de la courbe effort-déplacement – Analogie avec les phases de Haïed (Paterson, 1978)

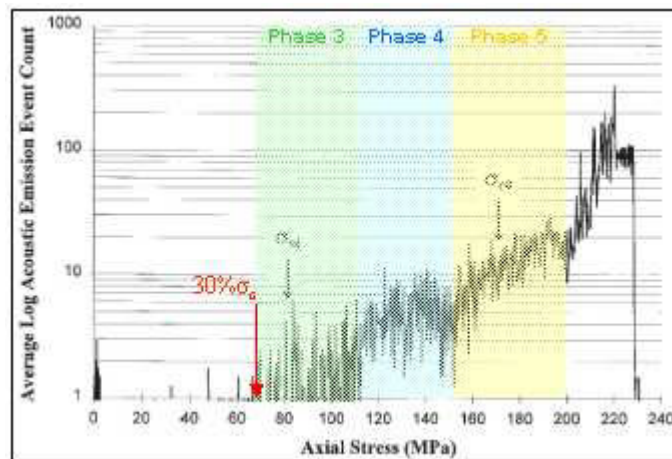


Figure 2.11 - Evolution des émissions acoustiques au cours d'une excavation dans le granite du Lac de Bonnet – Correspondance avec les phases de Haïed (Eberhardt et al., 1998)

Par ailleurs, la tendance des roches à se dilater, à augmenter de volume, avant la rupture macroscopique, a été affirmée par Bridgman dès 1949, et reste extrêmement bien documentée. C'est durant cette phase d'endommagement que la dilatance s'amorce du fait de la propagation de la fissuration.

Phase 4, intensification de la fissuration:

Autour de 50-55% de la résistance à la rupture, une augmentation importante de l'activité de fissuration est fréquemment enregistrée (augmentation du nombre et de la longueur des nouvelles fissures). La pression de confinement d'un essai triaxial a un effet stabilisateur sur le développement de ces fissures : elle s'oppose et inhibe leur croissance.

Phase 5, coalescence des fissures:

La coalescence des fissures s'amorce et de nouvelles fissures s'associent aux anciennes. Cette phase se situe entre 70 et 90% de la résistance à la rupture.

Pour la majorité des auteurs, les phases 3, 4 et 5 ne font pas l'objet d'une telle distinction et constituent souvent un seul et même domaine. En effet, la chronologie des phénomènes relatifs à chacune des phases est assez peu précise et peut varier selon le matériau et les techniques de creusement, de prélèvement et d'essais.

Phase 6, propagation « instable » de la microfissuration:

Cette phase de déformation débute à un niveau de contraintes qui varie autour de 70% de la résistance en compression simple et va jusqu'au pic de rupture. Cette phase est associée au développement, usuellement qualifié de « instable » de la fissuration et à une augmentation de la dilatance. La notion d'instabilité traduit le fait que, sous un chargement constant, les déformations de la roche se poursuivent pour mener à la rupture.

Les notions de propagation « stable » (phase 3) et « instable » restent toutefois très subjectives, puisqu'elles sont relatives à une échelle de temps. Leur point d'enclenchement ne fait pas l'objet d'un consensus et les définitions divergent selon les auteurs. La question de l'initiation de la fissuration instable est corrélée à la notion de résistance à long terme, qui sera traitée plus loin. Les différents points de vue et leurs partisans seront présentés, via quelques références bibliographiques.

La distinction et la définition des différentes phases de la courbe contrainte-déformation restent subjectives et varient selon les auteurs. Par exemple, Martin et Chandler définissent cinq domaines (Figure 2.8), Haïed propose sept phases (Figure 2.9) et Paterson se limite à quatre phases (Figure 2.10). A titre d'analogie entre les domaines de Martin et les phases de Haïed, les domaines I et II correspondent respectivement aux phases 1 et 2, le domaine III regroupe les phases 3, 4 et 5, le domaine IV correspond à la phase 6. Le domaine V, associé au comportement post-pic, correspondrait à une phase 7, décrite au paragraphe suivant.

2.2.3. Comportement post-pic

Le comportement aux moyennes et grandes déformations correspond à la réponse du matériau sous une sollicitation de compression simple, à proximité et au-delà du pic de résistance. Le terme « grandes déformations » est tout à fait relatif dans la mesure où le taux de déformations $\dot{\epsilon}$, caractérisant la phase post-pic, dépend du matériau. En effet, pour des roches dures, cohérentes, situées à des profondeurs importantes, $\dot{\epsilon}$ peut être de l'ordre de quelques dixièmes de %, tandis que pour des roches tendres, $\dot{\epsilon}$ varie entre 1 et 2%.

La Figure 2.12 présente une série de courbes contrainte-déformation, obtenues sur du marbre de Carrare (1), du grès des Vosges (2), de la laurvikite de Scandinavie (3) et de la rhyolite de Corbigny (4) (Houpert, 1979).

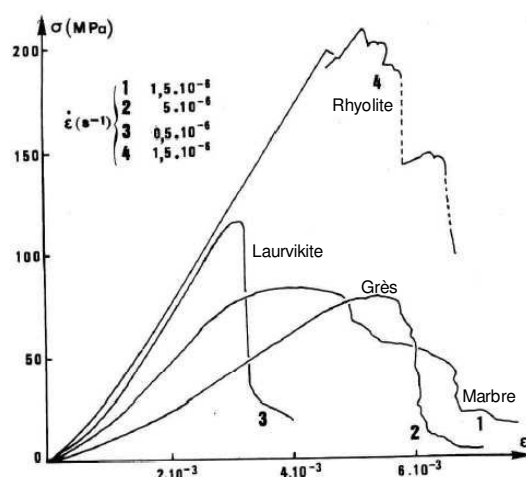


Figure 2.12 - Courbes contrainte-déformation pour différents types de roches (Houpert, 1979)

Après avoir atteint sa résistance maximale, les matériaux présentent tous un comportement fragile avec un radoucissement important, plus ou moins rapide. Ce radoucissement traduit une diminution de la résistance, correspondant en particulier à une perte la cohésion.

Il a longtemps été admis que la rupture fragile des roches se propageait de manière instable dès que les conditions critiques d'initiation à la rupture étaient remplies. Cette conception reposait sur le caractère généralement explosif de la rupture des roches en compression simple au cours des essais de laboratoire. Avec le développement et l'utilisation de nouvelles machines d'essai, permettant de limiter l'énergie transmise à l'éprouvette à la quantité minimale nécessaire pour faire progresser la rupture, il est possible de contrôler et d'étudier la propagation de la rupture dans la phase post-pic.

L'une des premières études concernant la progression de la rupture au cours de cette phase a été réalisée par Wawersik et al. (1970). Il distingue deux types de comportement à la rupture (Figure 2.13) :

Le type I est caractérisé par le fait que la progression de la rupture requiert un apport d'énergie à l'éprouvette et la rupture peut être contrôlée.

Dans le type II, lorsque le maximum de la charge est atteint, l'énergie emmagasinée dans l'éprouvette est en excès et doit en être extraite, afin de contrôler la rupture.

La limite de séparation entre ces deux domaines correspond au cas où l'énergie de l'éprouvette est en équilibre avec l'énergie nécessaire pour produire la rupture (ligne verticale AO de la Figure 2.13).

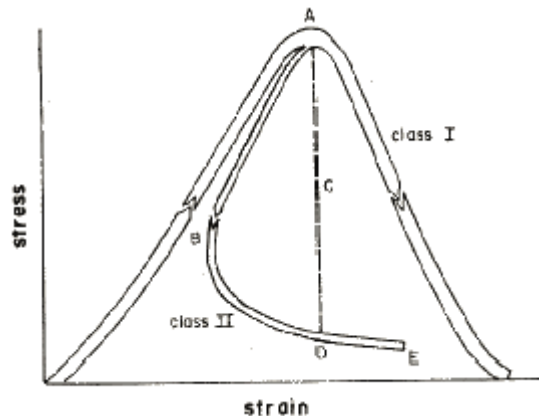


Figure 2.13 - Classes de comportement à la rupture (Wawersik et al., 1970)

Cette notion de classes est très relative dans la mesure où elle dépend de la rigidité de la presse d'essai. En conclusions, les progrès technologiques réalisés sur les dispositifs expérimentaux permettent aujourd'hui de mieux contrôler et d'étudier le comportement post-rupture (Figure 2.14).

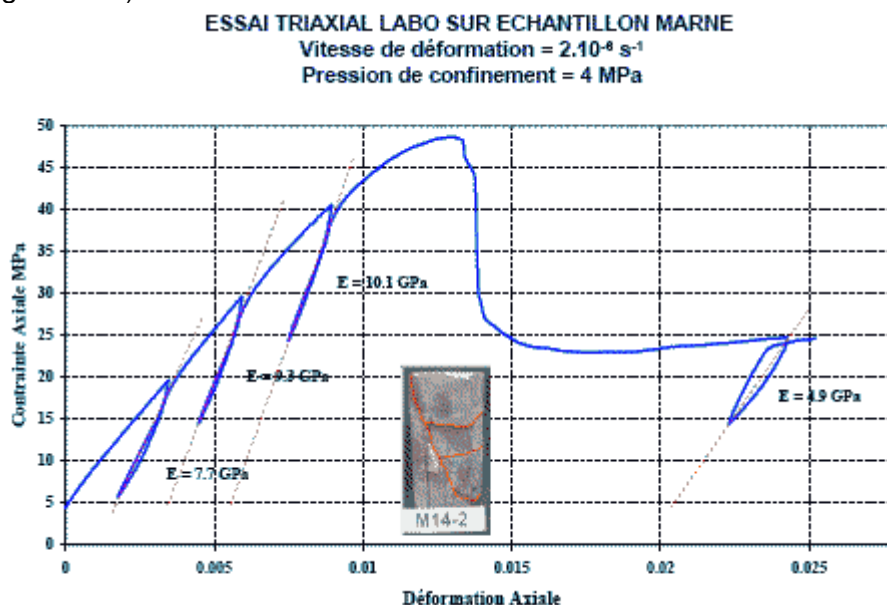


Figure 2.14 - Essai de compression sur une marne (You, 2006)

D'autre part, le comportement post-pic d'une roche soumise à un chargement de compression simple est toujours associé à une augmentation de volume.

Influence de la pression de confinement :

L'influence de la pression de confinement peut être mise en évidence en considérant des essais triaxiaux classiques. La Figure 2.15 (Hoxha, 2005) présente l'évolution des courbes contrainte-déformation axiale pour l'argilite de l'est, pour différents niveaux de confinement. Comme l'indique cette figure, l'augmentation de la pression de confinement a en général plusieurs effets :

- Elle augmente la limite élastique et la résistance maximale.
- Elle fait passer un comportement du type fragile au type ductile ; Cette évolution est toutefois progressive et est étroitement liée à la nature de la roche, ainsi qu'à des facteurs externes tels que la température, la vitesse de sollicitation, le chemin de contraintes, la pression interstitielle,...
- Les courbes contrainte-déformation volumique sont marquées par une atténuation de la dilatance.

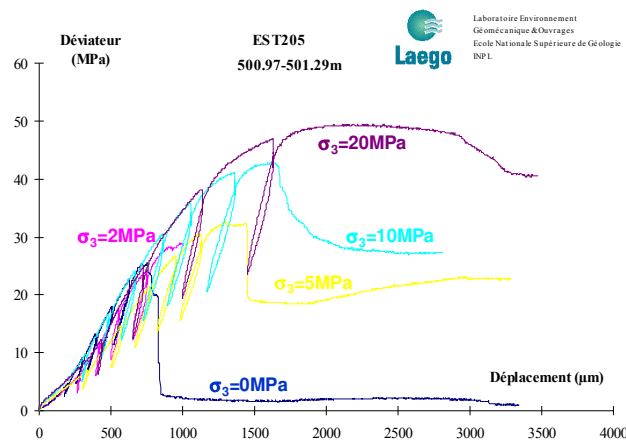


Figure 2.15 - Essais triaxiaux pour différentes pressions de confinement (Hoxha, 2005)

Plus précisément, trois principaux domaines d'évolution des déformations volumiques peuvent être définis, au cours d'un essai de compression (Figure 2.16, Bésuelle et al., 2000) :

- Une phase de contractance dans la gamme des petites déformations de cisaillement.
- Une phase intermédiaire, dans le domaine des moyennes déformations, au cours de laquelle l'évolution des déformations volumiques dépend essentiellement de la pression de confinement ou de la pression moyenne.
- Une phase de cisaillement sans variation des déformations volumiques dans le domaine des grandes déformations.

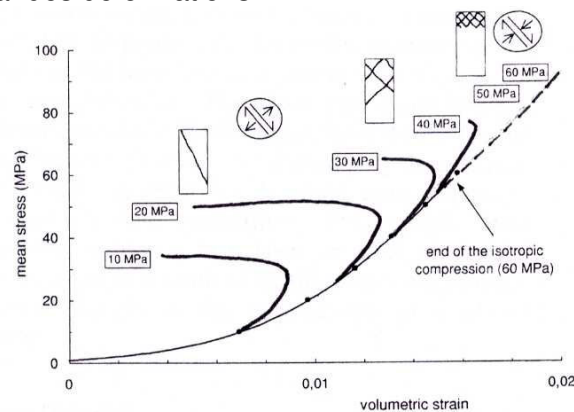


Figure 2.16 - Evolution des déformations volumiques d'un grès des Vosges en fonction du confinement (Bésuelle et al., 2000)

En fonction du confinement, trois modes de ruines ont été observés :

- Sous des **contraintes de confinement nulles et faibles**, l'échantillon se rompt par clivage et fissuration axiale. Ce mode de rupture est qualifiée par Pellegrino (1996) de « bifurcation diffuse » (Figure 2.17-a).
- Pour des **contraintes de confinement intermédiaires**, la perte de résistance au-delà du pic correspond à l'apparition d'une ou de plusieurs surfaces de cisaillement inclinées (Figure 2.17-b). Dès la création de celles-ci, la résistance décroît progressivement jusqu'à atteindre un palier de comportement résiduel, correspondant à un mouvement de glissement de deux ou plusieurs blocs le long de discontinuités. D'après Pellegrino (1996), il s'agit d'un mode de rupture par « bifurcation localisée ».

Ces deux premiers types de comportement, menant à la rupture, sont caractéristiques d'une roche fragile et s'accompagnent d'une perte d'homogénéité de l'échantillon dès que la résistance maximale est dépassée. La création d'une « structure induite » implique que le comportement n'est plus intrinsèque au matériau et sort du cadre de la mécanique des milieux continus. Les hypothèses admises ainsi que la notion de « bifurcation » seront définies plus tard (paragraphe 2.4).

- Sous de **fortes contraintes de confinement**, le comportement de la roche devient ductile. L'échantillon peut se déformer de manière importante sans se rompre ni même perdre de sa résistance. Si les conditions d'essais le permettent, l'éprouvette reste homogène (Figure 2.17-c).



(a) Rupture par bifurcation diffuse – par clivage



(b) Rupture par bifurcation localisée – par cisaillement



(c) Déformation plastique ductile – mise en tonneau

Figure 2.17 - Les différents modes de rupture en fonction du confinement (Laigle, 2004)

2.3. Le développement de la fissuration : point de vue « micro »

Dans cette partie, l'idée est d'abord de comprendre « d'un peu plus près » ce qu'il se passe au cours des sept phases introduites par Haïed (voir 2.2). Les phénomènes observés au cours de ces différentes phases vont être décrits à une échelle « micro », donc non plus au niveau de l'échantillon mais au niveau de la structure granulaire de la roche.

Cette étude est ensuite complétée par les travaux de Diederichs (1999), issus d'une modélisation micromécanique.

Un schéma de synthèse récapitule et coordonne les concepts résultant de cette analyse et sur lesquels repose le modèle rhéologique développé dans la cadre de cette thèse.

Enfin, l'influence de l'état des contraintes sur le développement de la microfissuration est abordée.

2.3.1. Transcription des phénomènes à l'échelle « micro »

La **phase de serrage** (phase 1), caractérisée par une compaction de l'échantillon, se traduit à l'échelle « micro » par la fermeture initiale des pores et des microfissures préexistantes.

Au cours de la **phase linéaire** (phase 2), aucune discontinuité mécaniquement induite et aucune fissure transgranulaire n'est détectée. L'activité de microfissuration est négligeable. Les fissures susceptibles de se fermer le sont déjà et les concentrations de contraintes ne sont pas suffisantes pour générer de nouvelles fissures. Paterson (1978) conclut que la majeure partie du processus de déformation est due à la déformation élastique des grains et des pores. Par ailleurs, il montre également l'existence d'un glissement le long des microfissures préexistantes, générateur de déformations non-élastiques. Cette notion avait déjà été initiée par Walsh (1965), au cours du 8^{ème} symposium de mécanique des roches, montrant que, durant cette phase, deux phénomènes indépendants se produisent. D'une part, les grains minéraux se déforment élastiquement. D'autre part, les grains se déplacent légèrement sous l'effet de la contrainte auquel ils sont soumis et glissent les uns par rapports aux autres.

Durant la **phase d'endommagement** (phase 3), les premières microfissures mécaniques induites par la contrainte déviatorique apparaissent. La linéarité des courbes contrainte-déformation témoigne de la tendance générale des microfissures à se développer préférentiellement dans la direction parallèle à la contrainte compressive principale majeure. La création et la propagation stable de ces microfissures axiales ouvertes s'accompagnent d'une dilatance du matériau. Brace et al. (1966) suggèrent trois types de mécanismes de microfissuration (Figure 2.18) :

- Formation de microfissures axiales isolées dans la direction de $\sigma_{\max}$.
- Glissement le long des bords de deux grains adjacents, ce qui engendre l'élargissement du bord d'un troisième grain ou un clivage à l'intérieur d'un grain.
- Glissement sur une fissure préexistante, accompagné par la croissance de deux microfissures axiales aux extrémités.

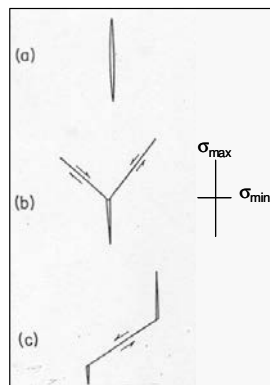


Figure 2.18 - Trois types de fissures axiales (Brace et al., 1966)

Ce graphique peut être rapproché de la Figure 2.19, qui définit les trois modes élémentaires de fissuration, identifiés dans le cadre de la mécanique de la rupture. Toute sollicitation aux extrémités d'une fissure s'inscrit dans l'un de ces trois modes. Les fissures de mode I sont les fissures axiales ou les *fissures d'extension* tandis que le mode II caractérise les *fissures de cisaillement*.

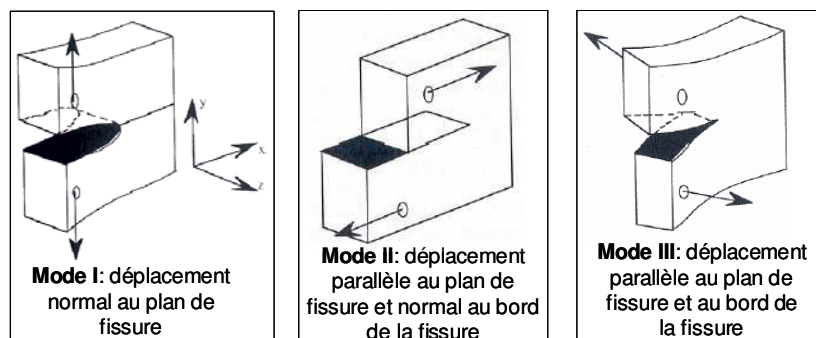


Figure 2.19 - Modes élémentaires de fissuration (Paterson, 1978)

Le dernier mécanisme (c) de la Figure 2.18 a été suggéré par les études sur des verres, des matières plastiques et des matériaux artificiels. Brace et al. (1963) ont introduit artificiellement dans du verre des fissures courtes inclinées, puis ont chargé la plaque de verre en compression dans la direction verticale (Figure 2.20). Plus récemment, Bobet et Einstein (1998) ont réalisé ce type d'expérience sur du gypse. Dans les deux cas, ils ont observé une orientation privilégiée du développement de la fissuration selon la contrainte majeure. Bombolakis (1964) et Paulding (1965) ont montré que la concentration des contraintes aux extrémités d'une fissure individuelle est fortement affectée par la présence de fissures avoisinantes.

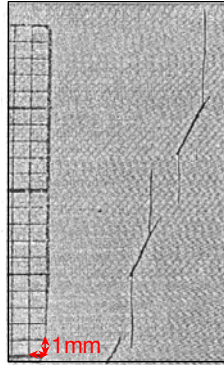


Figure 2.20 - Propagation de fissures verticales dans du verre (Brace et al., 1963)

La phase d'endommagement est suivie d'une **intensification de la microfissuration** (phase 4), caractérisée par une augmentation du nombre et de la longueur des microfissures axiales ouvertes. Les observations expérimentales, menées par Wong (1982) sur le granite de Westerly, montrent que le développement et la propagation de ces microfissures peut se produire au sein des grains cristallins (microfissures intragranulaires) ou au droit des interfaces granulaires (microfissures intergranulaires) (Figure 2.21). La dilatance est non seulement attribuée à la microfissuration intragranulaire, mais aussi à une décohésion des grains entre eux. Le mode de propagation des microfissures intergranulaires dépend des caractéristiques du squelette granulaire (taille et forme des grains, existence de pores,...). Ce mécanisme peut être appréhendé par des modélisations micromécaniques aux éléments discrets (Diederichs, 1999).

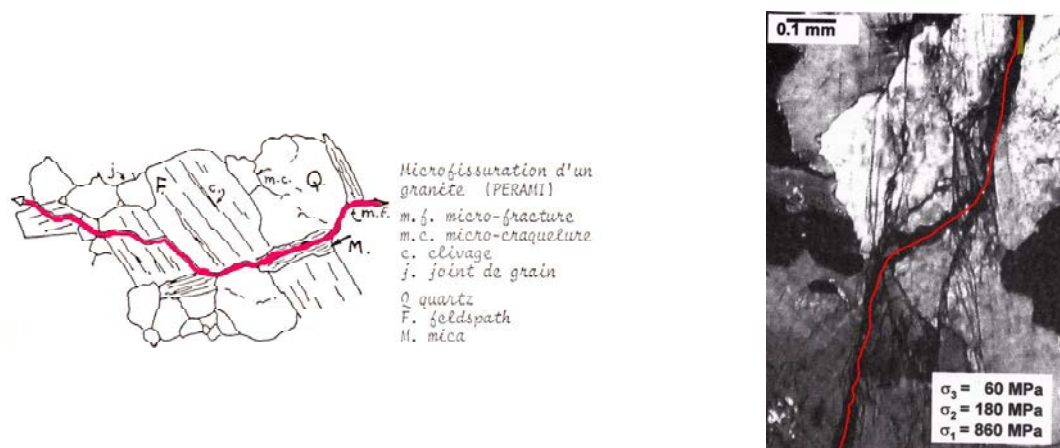


Figure 2.21 - Schéma et photo de la microfissuration d'un granite (Dayre, 1987, et Haimson et Chang, 2000)

La phase 5 est associée à la **coalescence des microfissures** axiales ouvertes. Le tableau suivant s'inspire des travaux de Park et al. (2001) et montre les différents chemins de coalescence des fissures, classés en fonction du mode de fissuration (extension (mode I) ou cisaillement (mode II)).

Mode de fissuration	Cisaillement (mode II)	Extension (mode I)	Extension (mode I)	Extension (mode I)	Extension (mode I)	Extension (mode I)	Extension + Cisaillement
Chemin de coalescence							

Figure 2.22 - Classification de la coalescence des fissures en trois types (Park et al., 2001)

D'une manière générale, les processus de microfissuration dépendent des concentrations de contraintes locales à l'échelle du grain. Leur développement est donc influencé par les hétérogénéités locales telles que les pores, les contacts entre les grains, les dislocations, les plans de clivage, les microfissures voisines ou encore les contrastes de rigidité (Blümling et al., 2007). Les microfissures intragranulaires s'amorcent sur les points de contact des grains cristallins et les microfissures intergranulaires traversent ces points de contact. Durant le dernier stade de déformation précédant la rupture (phase 6, **propagation** dite « instable » **des microfissures**), l'augmentation de la quantité des espaces ouverts se poursuit, du fait de la propagation et de la coalescence des microfissures ouvertes, induites lors des phases précédentes.

En résumé, toute macrofissure conduisant à la rupture est une composition de différentes sollicitations aux extrémités de microfissures axiales (Figure 2.19) se propageant selon différents chemins de coalescence (Figure 2.22). Par exemple, la Figure 2.23 montre une bande composée d'un réseau périodique de microfissures préexistantes PP' et de fissures de traction PO et PO'. Ce type de macrofissure est source d'un mode de ruine « en échelon » et mène à une rupture par cisaillement.

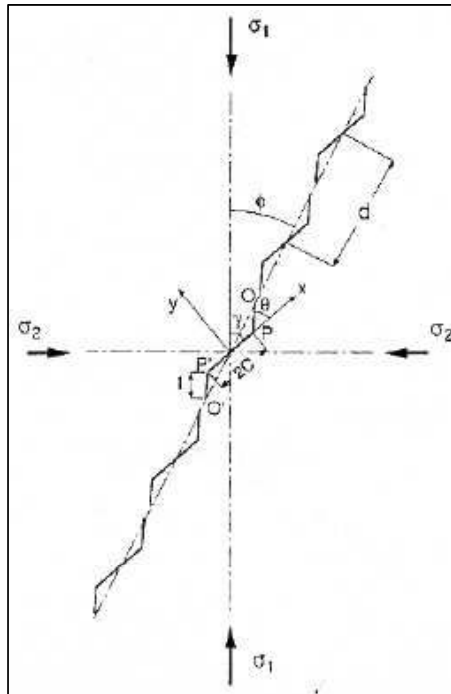


Figure 2.23 - Macrofissure composée d'un réseau périodique de microfissures (Pellegrino, 1996)

Une synthèse des observations sur une roche déformée en phase pré-rupture, réalisée par Haïed (1995) à partir de nombreuses références bibliographiques, indique que, même pour des niveaux de contraintes élevés, la majeure partie des fissures mécaniquement induites sont des fissures axiales d'extension (mode I, Figure 2.19) et montre la rareté des fissures

de cisaillement (mode II, Figure 2.19). Ainsi, la coalescence des réseaux de fissures en mode d'extension (mode I) en échelon serait fondamentale pour le développement aussi bien du mode de rupture par bifurcation diffuse (ou « en extension ») que du mode de rupture en cisaillement (El Bied, 2000). Cet assertion est confirmée par la macrofissure en échelon (Figure 2.23) qui, bien que générée par un réseau de fissures d'extension débouche sur une rupture macroscopique en cisaillement.

2.3.2. Prépondérance de la fissuration d'extension

Les conclusions émises au paragraphe précédent ont été illustrées par Diederichs (1999), dans ses travaux réalisés dans le cadre d'une approche micromécanique qui intègre, dans une certaine mesure, les notions citées précédemment. La Figure 2.24 montre le développement de mésosfissures sous différents confinements. Ces schémas sont issus d'une modélisation micromécanique aux éléments discrets, réalisée avec PFC2D, au cours de laquelle seules les ruptures par traction sont autorisées. Les mésosfissures sont définies comme l'interconnexion des zones où le contact entre les particules a été rompu.

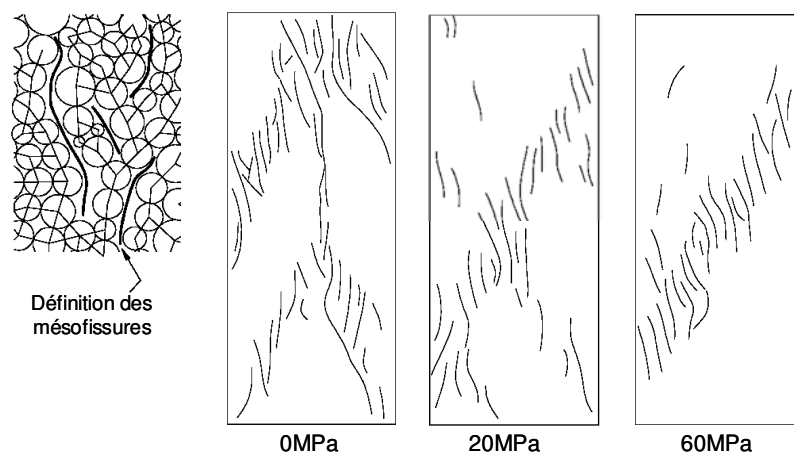


Figure 2.24 - Mode de développement de mésosfissures sous différents confinements (Diederichs, 1999)

Les deux modes de rupture cités au paragraphe 2.2.3 (Figure 2.17) sont clairement visibles. Pour de très faibles confinements, le mode de rupture par extension est explicite. Pour un confinement élevé, le mode de ruine « en échelon », généralement assimilé à un mode de rupture par cisaillement, se développe au niveau macroscopique, alors que, à l'échelle « micro », seul un mécanisme de traction est activé.

Cette approche semble confirmer les arguments avancés précédemment : des tractions localisées conduisent au développement et à l'ouverture de microfissures, principalement orientées selon la contrainte principale majeure de compression, mais se répartissant de manière plus ou moins homogène dans l'échantillon, en fonction de l'état des contraintes et probablement des conditions aux limites de la modélisation. Il en découle la création d'une structure induite associée à de longues fractures continues (rupture par clivage) ou à une fracture inclinée issue de la coalescence de nombreuses fissures (rupture par cisaillement). Diederichs affirme également que la présence d'hétérogénéités est nécessaire pour justifier la création de tractions et d'extensions locales induisant le développement progressif de la microfissuration. La Figure 2.25 présente les états de contraintes mesurés dans le cadre de la modélisation micromécanique (PFC^{2D}) du granite du Lac de Bonnet, pour différents niveaux de contraintes. Les hétérogénéités induisent des tractions locales qui seront d'autant plus nombreuses que la contrainte de confinement sera faible.

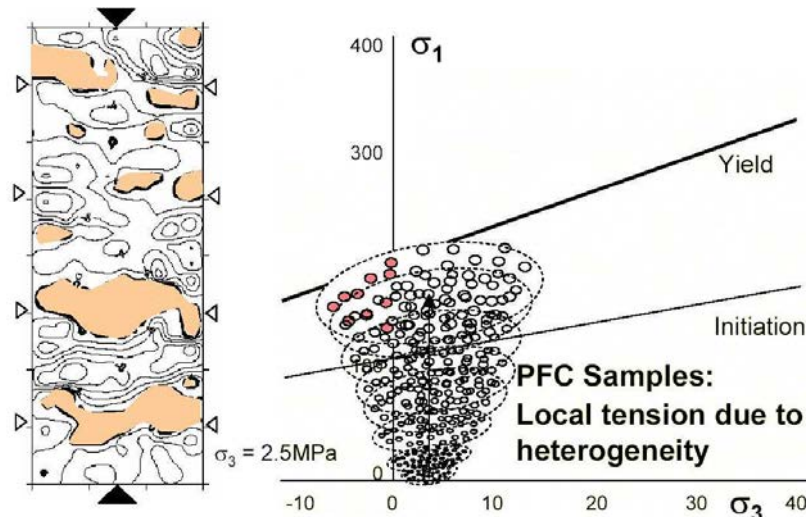


Figure 2.25 - Etats de contraintes issus de la modélisation micromécanique du granite du Lac de Bonnet (Diederichs, 1999)

Dans un milieu polycristallin, ces tractions peuvent être associées à différents mécanismes, tels que ceux identifiés par Diederichs (1999), illustrés sur la Figure 2.26 et similaires à ceux de la Figure 2.18 :

- (a) Formation d'une fissure de traction verticale induite par un cisaillement sur des discontinuités orientées par rapport à la contrainte principale majeure.
- (b) Formation d'une fissure de traction verticale par poinçonnement et fendage.
- (c) Formation d'une fissure de traction par écrasement d'un pore.

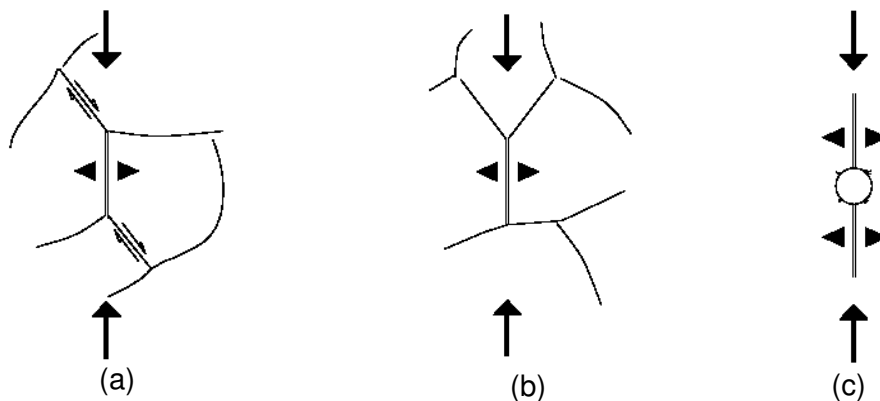


Figure 2.26 – Schémas de différents mécanismes induits par les tractions locales (Diederichs, 1999)

L'augmentation de la contrainte mineure de confinement va avoir tendance à réduire progressivement les tractions locales, ou plus précisément à retarder leur apparition et à la reporter vers des niveaux de chargement plus élevés. Selon Diederichs, l'augmentation de la contrainte mineure n'annihilerait pas totalement l'apparition des tractions locales, qui continueraient à s'initier dans des zones spécifiques dépendant de la structure et des hétérogénéités.

Cette modélisation des processus « micro » repose donc intégralement sur l'idée d'une fissuration en extension, plus ou moins diffuse en fonction des contraintes, et débouchant ultérieurement sur le développement d'un mécanisme de ruine par clivage (bifurcation diffuse à l'échelle macroscopique) ou par cisaillement (bifurcation localisée à l'échelle macroscopique). Conceptuellement, cette notion d'hétérogénéité du champ des contraintes générant une variabilité des conditions de confinement au sein de la matrice avait déjà été avancée par Cook (1965) mais elle est ici retrouvée par des modélisations.

A proximité des ouvrages souterrains, donc sous de faibles confinements, Diederich (1999) privilégie le mode de fissuration d'extension au détriment du phénomène de propagation frictionnel, qui trouve ses origines dans les travaux de Griffith (1925), eux-mêmes repris par Mc Clintock et Walsh (1963). Sous des confinements plus élevés, pour les roches tendres ou ductiles, ce mécanisme de frottement peut redevenir significatif.

2.3.3. Influence de l'état des contraintes

De nombreux facteurs influent sur le mode et la cinétique du développement de la microfissuration :

- Des facteurs internes :
 - La structure granulaire (taille des grains, conditions d'imbrication, existence de vides et de pores,...).
 - La nature minéralogique des minéraux.
 - La nature du ciment inter-particules.
 - L'anisotropie.
 - ...
- Des facteurs externes :
 - La géométrie.
 - Les conditions aux limites et la vitesse de chargement.
 - L'état des contraintes.
 - La température.
 - ...

Ces différents facteurs sont détaillés dans la thèse de Laigle (2004).

L'un des facteurs fondamental, qui a été identifié au paragraphe 2.2.3 et qui sera traité ici, est l'état des contraintes, et en particulier le rapport entre la contrainte majeure et la contrainte mineure. Ce facteur a depuis longtemps été identifié par Hoek et Bieniawski (1965) et son influence est illustrée sur la Figure 2.27.

Ce graphique présente l'évolution de la longueur d'une fissure d'extension, après chargement, en fonction du rapport de contraintes $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$. Il met expérimentalement en évidence l'existence d'un seuil au-dessus duquel l'allongement de la fissure devient insignifiant. Ce seuil est défini par un rapport $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ de l'ordre de 0.05, dans l'exemple présenté.

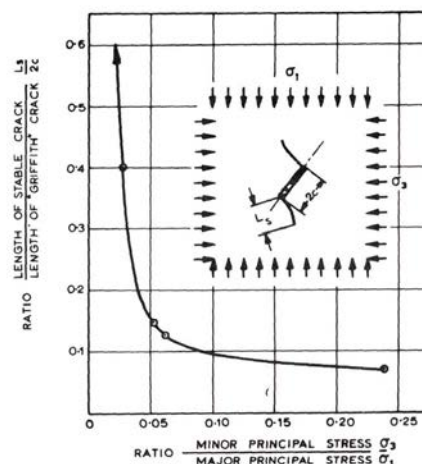


Figure 2.27 - Allongement d'une fissure d'extension en fonction de l'état des contraintes (Hoek et Bieniawski, 1965)

L'influence de l'état des contraintes est également illustrée sur la Figure 2.28, issue des modélisations micromécaniques décrites par Diederichs (1999).

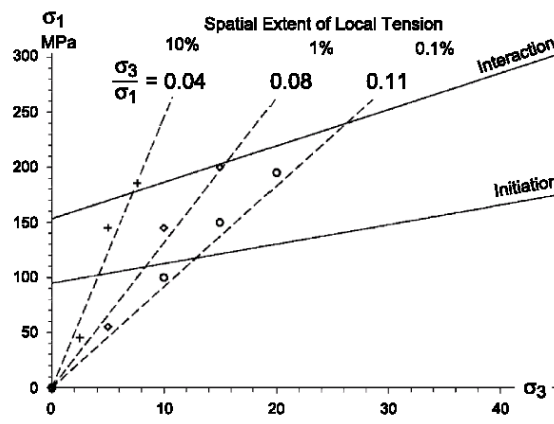


Figure 2.28 - Influence du rapport des contraintes sur la propagation des tractions locales (Diederichs, 1999)

La propagation des tractions locales est d'autant plus importante que le rapport $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ est faible, et *a fortiori* que le confinement est faible.

Ce résultat se traduit d'une autre manière sur la Figure 2.29, en délimitant le plan des contraintes principales en deux domaines :

- Un domaine au sein duquel la propagation des fissures d'extension est possible et aisée.
- Un domaine dans lequel le développement de la fissuration par extension est limitée, voire bloquée.

Un seuil, appelé « *limite de clivage* » (de la traduction de « *Spalling Limit* »), peut être défini par le rapport $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \approx 0.05$, en moyenne. Ce rapport varie très probablement en fonction des

caractéristiques microstructurales de la matrice, comme le laisse sous-entendre la modélisation micromécanique de Diederichs, ou encore certaines données expérimentales, telles que celles fournies par Wawersik et Brace (1971). En effet, leur étude montre que la propagation des fissures d'extension est plus aisée au sein d'une structure fine qu'au sein d'une matrice grossière composée de grains de dimensions plus importantes et variables (blocage de la propagation de la fissuration).

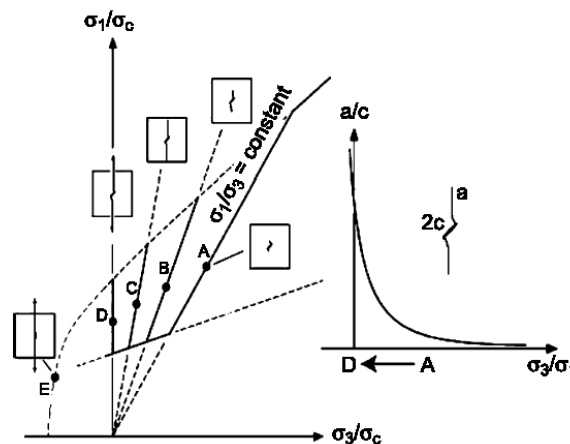


Figure 2.29 - Evolution de la propagation de la fissuration en fonction du confinement (Diederichs, 1999)

2.3.4.Synthèse et coordination des concepts

Le schéma de la Figure 2.30 est présenté à titre de récapitulatif et de hiérarchisation des concepts établis dans ce paragraphe.

Le modèle proposé n'a pas la prétention de s'appuyer sur une démarche d'homogénéisation précise. Il est simplement basé sur une série de simplifications des phénomènes à l'échelle « micro », accompagnées d'hypothèses fortes, dont une synthèse est présentée de manière schématique sur la Figure 2.30.

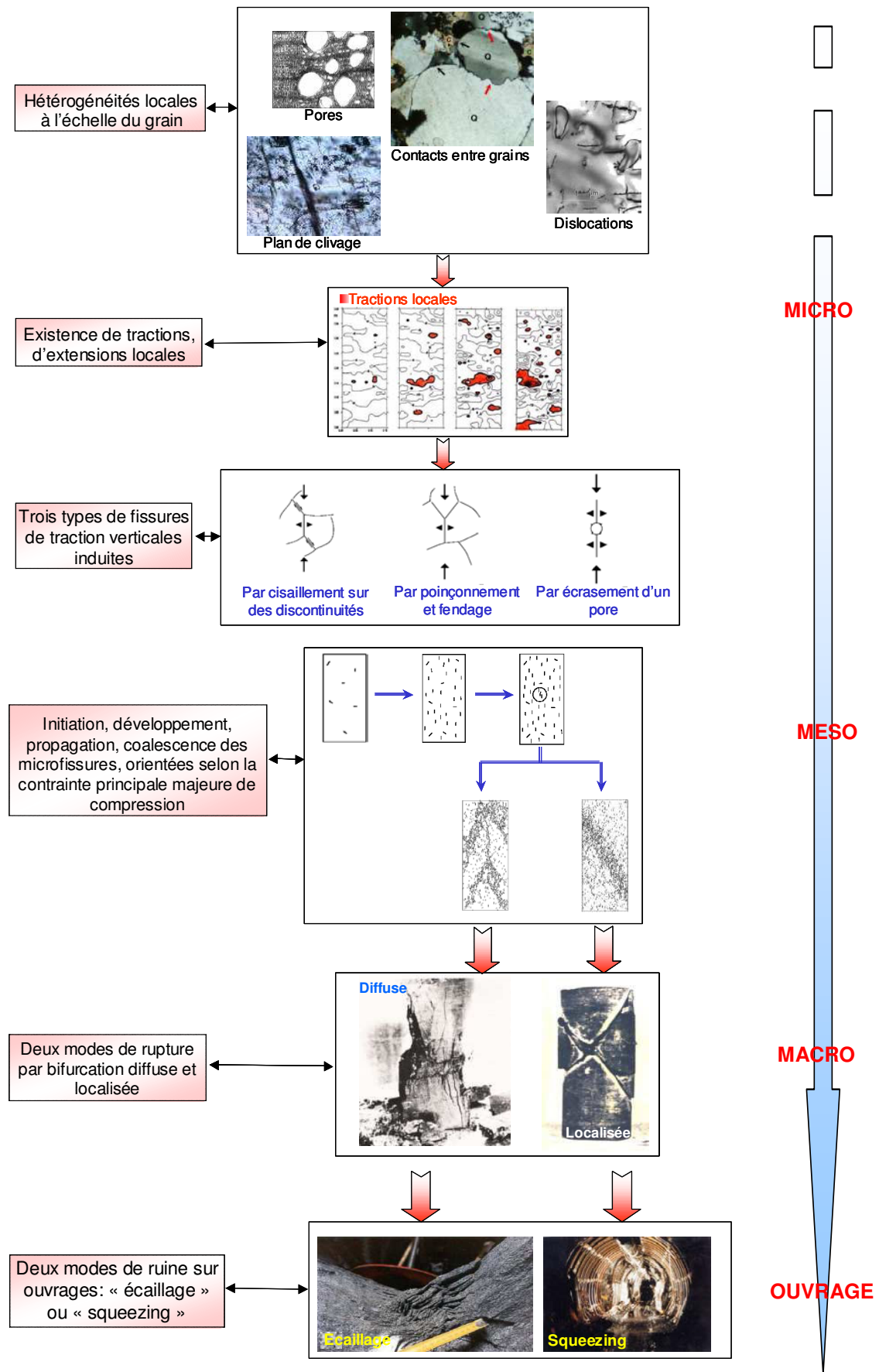


Figure 2.30 - Hiérarchisation des phénomènes pré-rupture

2.4. Le développement de la fracturation

Le paragraphe précédent décrit, à une échelle micro, les phénomènes liés à la phase pré-rupture. Mais qu'en est-il une fois le pic de résistance maximale atteint ? L'objectif de ce paragraphe est de compléter les idées avancées en 2.2.3, concernant la description de la phase post-rupture du matériau.

2.4.1. Cadres de la modélisation du comportement post-rupture

La nature physique du phénomène conduit à utiliser intuitivement la *mécanique de la rupture*. Son objet est d'étudier les phénomènes de propagation et d'interaction des fissures préexistantes dans un matériau. Elle fut largement employée pendant les années soixante dans les travaux de Cook (1965) et de Hoek (1967), mais ses limites théoriques découragèrent les chercheurs. Cet échec provient de l'origine même de la théorie qui fut développée sur une fissure soumise à de la *traction* tandis que, dans les roches, il s'agit d'un *réseau de fissures* soumis à de la *compression*. C'est Brace, en 1963, qui souligna les difficultés théoriques pour l'application de cette théorie aux roches. Une preuve expérimentale de ses conjectures fut apportée par Bieniawski en 1967. En dépit de ces travaux, la mécanique de la rupture a continué à être utilisée en mécanique des roches pour la formulation de modèles de comportement, comme par exemple, le modèle de Horii et Nemat-Nasser (1985) ou les modèles de Berkeley, développés par l'équipe de Cook (Ewy et al, 1987).

Le comportement des roches après le pic peut aussi être interprété dans un autre cadre général donné par la *mécanique des milieux continus* et notamment par la théorie de l'*élastoplasticité*. Cette théorie a été rigoureusement bien formulée depuis le début des années quatre-vingts (Brown et al, 1983). Cependant, l'étude des modes de rupture en laboratoire et dans les cavités souterraines a montré les limitations des analyses élastoplastiques classiques. La rupture s'est avérée être un phénomène d'instabilité non seulement lié aux caractéristiques intrinsèques du matériau mais aussi aux conditions aux limites auxquelles il est soumis. C'est dans l'optique d'intégrer cette notion que quelques chercheurs ont introduit, toujours dans le cadre de l'élastoplasticité, les concepts de *bifurcation* et de *localisation* du mode de déformation (Vardoulakis et al., 1988 ; Desrues 1984).

La *théorie de la bifurcation* est une théorie relativement ancienne développée dans le domaine de la stabilité élastique. Elle fait appel à des critères de stabilité où interviennent, en plus des propriétés du milieu, les conditions aux limites et la géométrie de la structure étudiée. Elle est adaptée aux problèmes de localisation des déformations. Physiquement, la bifurcation du processus de déformation signifie que, à un certain moment critique de l'histoire de charge du matériau, plusieurs états de déformation correspondent à un seul état de contrainte. Mathématiquement, une bifurcation se traduit par la perte d'unicité des solutions de l'équation qui gouvernent l'évolution du système.

L'application de ces notions aux essais de laboratoire en compression triaxiale montre que différents modes de bifurcation peuvent se développer, à la suite d'une perte d'homogénéité des déformations dans l'échantillon en cours de chargement. Les exemples typiques d'une telle perte spontanée d'homogénéité sont la formation de bandes de cisaillement, la mise en tonneau de l'échantillon ou la fissuration par clivage axial (Figure 2.31). Les différents types de bifurcation sont classés en deux modes par Pellegrino (1996) :

- La bifurcation discontinue ou localisée (a),
- La bifurcation continue ou diffuse (b)-(c).

Ces notions sont à rapprocher de celles initiées au paragraphe 2.2.3 (Figure 2.17). Cette analogie souligne l'influence de facteurs non-intrinsèques au matériau comme, en particulier, l'état des contraintes.

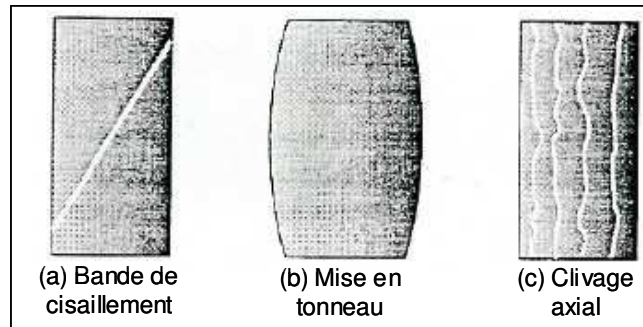


Figure 2.31 - Bifurcation localisée et bifurcation diffuse (Pellegrino, 1996)

2.4.2. Cadre retenu

Les concepts développés dans le cadre de cette thèse s'appuient sur la connaissance du comportement des géomatériaux à l'échelle des échantillons de laboratoire et des grands ouvrages souterrains (cavernes, tunnels). C'est de ces observations, à une échelle *macroscopique*, que les fondements du modèle rhéologique sont nés, ne faisant pas référence systématiquement à des travaux de recherche plus « *amont* », portant en particulier sur la mécanique de la rupture. Ces notions liées à la mécanique de la rupture, si elles ne sont pas intégrées mathématiquement, transparaissent toutefois à travers le modèle physique retenu, du fait de sa justification par les fondements théoriques des approches « *micro* ».

La description analytique du modèle s'inscrit dans le cadre de la mécanique des milieux continus et fait appel à la théorie de l'élastoplasticité.

Les problèmes de localisation des déformations et de bifurcation témoignent des limites de la mécanique des milieux continus, par la génération d'une « structure induite » qui rend l'échantillon discontinu. D'après Benallal et al. (1988), les modèles de comportement élastoplastiques appliqués aux milieux continus classiques permettent de décrire les conditions d'initiation de la localisation mais ne permettent pas d'accéder au régime post-localisation.

Cependant, un milieu continu homogénéisé peut reproduire le comportement du matériau réel à une échelle macroscopique. Dans le cadre de ce travail de thèse et de la démarche retenue, les phénomènes de bifurcation seront intégrés d'un point de vue purement phénoménologique et macroscopique. Dans ce contexte, la théorie des milieux continus fournit les outils mathématiques adaptés à la description des concepts établis.

La Figure 2.32 schématise la démarche adoptée pour l'élaboration du modèle rhéologique.

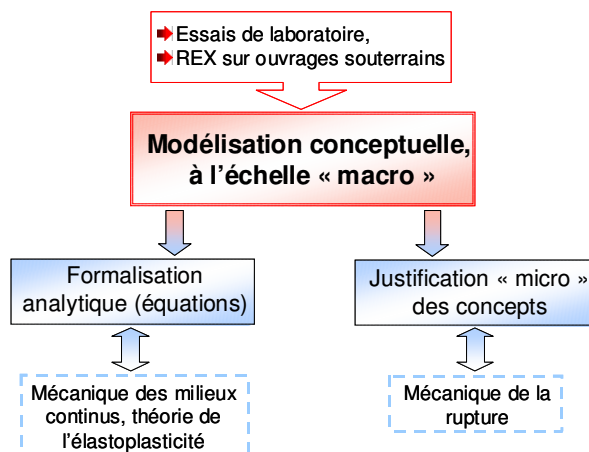


Figure 2.32 - Démarche adoptée pour l'élaboration du modèle rhéologique

2.4.3. Rappel des modes de rupture

Le paragraphe 2.2.3 a permis d'identifier, d'un point de vue « macro », les différents modes de rupture d'un échantillon soumis à un chargement de compression. D'après les justifications « micro » apportées au paragraphe 2.3.3, l'état des contraintes influent sur le mode et la cinétique du développement de la microfissuration. Il en ressort donc clairement deux scénarii :

- Sous de faibles états de contraintes, le mode de ruine est la rupture par clivage (ou en extension), qualifiée de rupture par « bifurcation diffuse » par Pellegrino (2.4.1). Cette bifurcation découle de l'initiation et du développement d'une fissuration diffuse au sein de la matrice rocheuse.
- Sous confinements plus élevés, le mécanisme qui se développe est le mode de rupture par cisaillement, identifié comme rupture par « bifurcation localisée » par Pellegrino (2.4.1). Ce mécanisme de rupture correspond à l'apparition d'une ou plusieurs bandes de cisaillement.

Il faut toutefois noter que la notion de confinement faible ou élevé est tout à fait relative, dans la mesure où elle doit être rapprochée de la résistance en compression du matériau. C'est plutôt le rapport entre les contraintes principales majeure et mineure qui doit être quantifié, et de manière plus générale, le rapport q/p .

A l'échelle du laboratoire, ces deux modes de rupture ne conduisent pas au même état de dégradation et de ruine de l'échantillon (Figure 2.17-(a)-(b)). Il en est de même à l'échelle de l'ouvrage, comme le montrent les exemples cités dans le préambule. Au mode de rupture par clivage sur échantillon correspond une dégradation par écaillage sur ouvrage. Le mode de rupture par cisaillement observé sur un échantillon génère, à l'échelle de l'ouvrage, des phénomènes de « squeezing » (de « roches poussantes »).

2.4.4. Description du radoucissement post-pic

Entre le moment où le matériau atteint sa résistance maximale (pic) et l'état ultime de ruine (quel que soit le type), il existe différents états intermédiaires. C'est l'ensemble de ces états qui conditionne le radoucissement post-pic.

2.4.4.1. Description phénoménologique

Le radoucissement du matériau correspond au cas où une augmentation de la déformation est associée à une diminution de la résistance. Cette réduction de la résistance, en phase post-pic, est due à une microfissuration avancée au sein de l'échantillon.

D'un point de vue modélisation, la réduction progressive de la résistance de la roche peut être traduite en faisant évoluer diverses grandeurs caractéristiques (cohésion, dilatance, frottement...) en fonction d'une ou de plusieurs variables d'état. Les travaux présentés ci-dessous s'inspirent des concepts développés par Laigle (2004). Ces derniers résultent d'une approche pédagogique formalisant les concepts développés par Biarez (1994).

Conformément à ce qui a été modélisé par Diederich (1999), un milieu granulaire peut être vu comme un ensemble formé de grains et de colle. Deux grandeurs évolutives peuvent être associées aux grains : le *frottement*, qui caractérise le contact entre les grains, et la *dilatance*, engendrée par l'enchevêtrement des grains. La *cohésion* peut être assimilée à la colle. Dans ce contexte, la résistance en cisaillement est l'association de ces trois composantes. La Figure 2.33 illustre ces notions de manière très schématique.

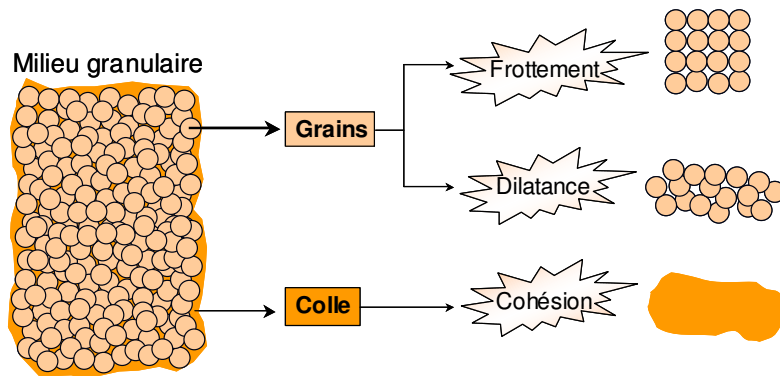


Figure 2.33 - Modélisation d'un milieu granulaire – définition de grandeurs caractéristiques

L'effet de la cohésion a été illustré par les expériences menées par ANTEA (1997). Une série d'essais triaxiaux a été réalisée (Figure 2.34), à partir de trois échantillons d'argilite, d'abord intacts (courbe pleine) puis remaniés (courbe en pointillés).

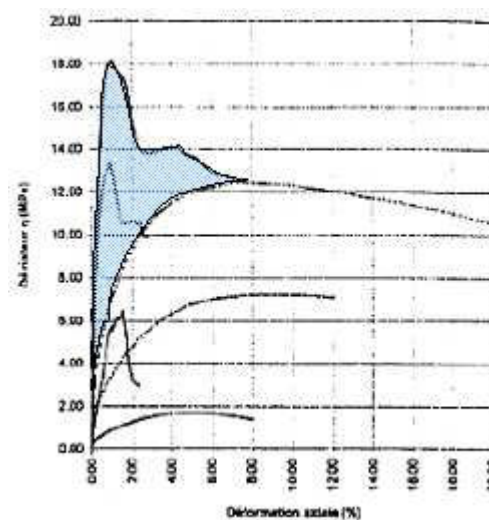


Figure 2.34 - Comportement d'un matériau intact puis remanié (ANTEA, 1997)

Le pic de résistance et la perte brutale de la cohésion sont bien marqués sur les courbes obtenues avec un échantillon intact. Dans l'autre cas, le remaniement ayant cassé le squelette solide, donc la cohésion ou tout ou partie de l'enchevêtrement des grains, le matériau présente un comportement ductile. Ainsi, la zone colorée en bleu peut être assimilée à l'effet d'une cimentation qui apporte une cohésion au matériau, cohésion qui se dégrade progressivement au cours du chargement.

Le rôle de la « colle » sur la résistance mécanique a également été illustré par Fayad (2000), à partir d'essais triaxiaux menés sur deux types de sable : avec ou sans colle (coulis d'injection) (Figure 2.35).

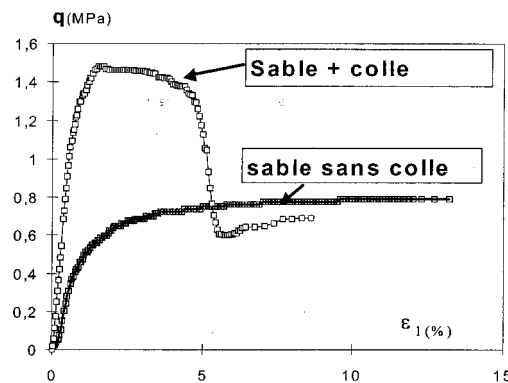


Figure 2.35 - Rôle de la colle (coulis d'injection) sur la résistance mécanique d'un sable (Fayad, 2000)

La fracturation progressive de l'échantillon, au cours de la phase post pic, est régie par l'évolution des trois composantes citées précédemment. D'un point de vue physique, dans le cas d'un matériau fragile, cette évolution est définie de la manière suivante.

- Tant que l'échantillon présente une cohésion partielle, son comportement est piloté par la diminution progressive de cette cohésion, jusqu'à sa disparition totale. La dilatace augmente progressivement par l'accroissement des vides. Toutefois, la dégradation de cette colle débute en phase pré-pic avec le développement de la fissuration et peut être rapprochée des mécanismes « micro » identifiés au paragraphe 2.3.
- Une fois que le matériau a perdu toute sa cohésion à l'échelle du VER, que le squelette solide s'est rompu, il y a création d'un joint rugueux (avec indentations). La dilatace, induite par les indentations, est alors maximale.
- Le comportement est alors entièrement régie par le cisaillement le long de cette structure induite, qui engendre une usure progressive des indentations. Cette dernière se traduit par une diminution progressive de la dilatace. L'angle de frottement apparent tend vers la valeur de l'angle de frottement résiduel.
- Une fois que toutes les indentations ont été lissées, le comportement devient purement frottant (le frottement a atteint sa valeur résiduelle) et la dilatace a disparu.

Ces différentes phases sont schématisées sur la Figure 2.36.

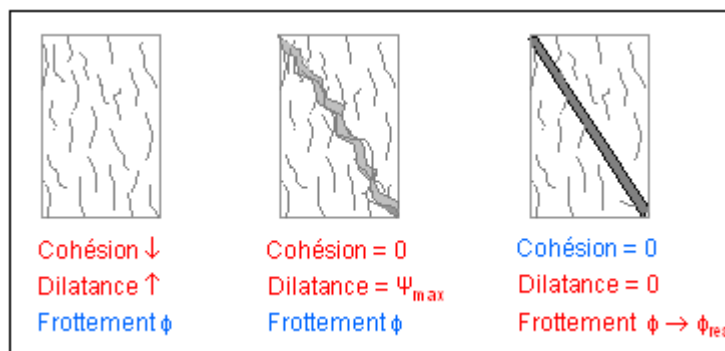


Figure 2.36 - Evolution des grandeurs caractéristiques au cours de la phase post-pic

La Figure 2.37 situe ces différentes étapes sur la courbe contrainte-déformation.

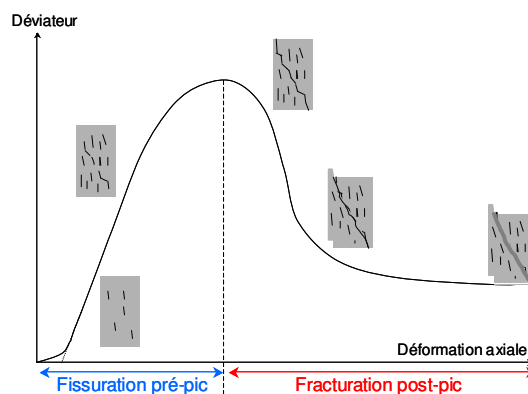
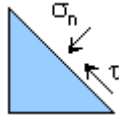


Figure 2.37 - Développement de la fracturation au cours d'un essai triaxial

2.4.4.2. Description analytique

D'une manière générale, si τ et σ_n désignent respectivement les contraintes tangentielle et normale, la résistance au cisaillement s'exprime de manière générale par l'équation de Mohr-Coulomb :



$$\tau = \sigma_n \tan(\Phi) + C \quad (2.1)$$

Φ définit le frottement apparent entre les grains et C désigne la cohésion.

Aussi bien au sein d'un milieu non-cohérent que le long d'un joint de discontinuité rocheux (Barton, 1976), l'angle de frottement Φ peut se décomposer en un terme de frottement ultime Φ_{res} et un terme de dilatance Ψ . Ψ dépend de la structure granulaire ou traduit la rugosité du joint.

Ainsi, l'équation (2.1) peut se mettre sous la forme : $\tau = \sigma_n \tan(\Psi + \Phi_{res}) + C$.

Par ailleurs, si γ désigne une variable d'état caractérisant l'état physique du matériau à un instant donné et en faisant l'hypothèse que la cohésion et la dilatance dépendent de l'état des contraintes σ , l'équation (2.1) devient :

$$\tau = \sigma_n \tan(\Psi(\gamma; \sigma) + \Phi_{res}) + C(\gamma; \sigma) \quad (2.2)$$

La Figure 2.38 présente l'évolution *qualitative* retenue pour chacune des grandeurs caractéristiques et intégrée dans la loi de comportement proposée.

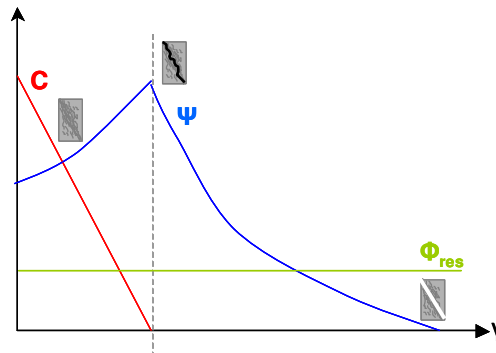


Figure 2.38 - Evolution qualitative des grandeurs caractéristiques en phase post-pic

La formulation de l'angle de dilatance proposée a été validée expérimentalement *a posteriori* par les travaux de Alejano et Alonso (2005).

2.4.4.3. Comparaison avec l'approche de Martin et al.

Une analogie de ces concepts peut être faite avec les études menées par Martin et ses collaborateurs, synthétisées par Hajiabdolmajid et al. (2002a).

D'un point de vue mécanique, le processus de rupture fragile de la roche est piloté par la réduction – ou la « dissipation » – de la résistance issue des liaisons entre les grains (*cohésion*). Une composante de *frottement* est alors progressivement mobilisée pendant que les blocs désagrégés (ayant perdu tout ou partie de leur cohésion) se réajustent et se déforment par cisaillement le long des nouvelles surfaces induites. Selon cette approche, la perte de cohésion et la mobilisation du frottement ne sont pas toujours simultanées : elles ne sont pas à leur maximum en même temps et varient au cours des différentes phases du processus de rupture.

La Figure 2.39-a illustre ces concepts et montre de quelle manière la contribution de la cohésion et du frottement dépend du taux d'endommagement (de la déformation plastique).

ε_c^p et ε_f^p désignent les niveaux de déformations plastiques nécessaires respectivement pour une perte totale de cohésion et pour une mobilisation maximale du frottement.

La Figure 2.39-b compare la mobilisation de ces deux composantes au cours d'un essai de compression triaxiale et après l'excavation d'une galerie circulaire, au cours des différents stades du processus de rupture.

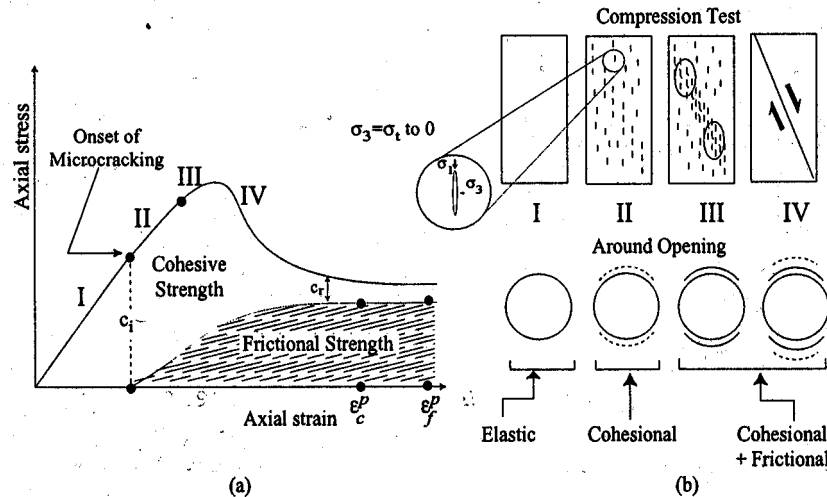


Figure 2.39 - Contribution de la cohésion et du frottement à différents niveaux de déformations (Hajiabdolmajid et al., 2002a)

De nombreuses investigations menées Diederich (1999), et reprises au paragraphe 2.3.2, montrent que le développement d'une fissuration d'extension est à l'origine de l'endommagement de la matrice rocheuse au cours du processus de rupture. L'un des éléments essentiel de ce phénomène est le fait que la contrainte normale aux points de contacts entre les grains (où le frottement est mobilisé) n'est pas constante. La Figure 2.40 illustre et coordonne ces notions.

Dans ce contexte, Hajiabdolmajid et al. (2002a) montrent que le processus de rupture fragile peut être approché par un modèle continu appelé *CWFS* (*Cohesion Weakening - Frictional Strengthening*). Dans le modèle *CWFS*, la mobilisation des différentes composantes (cohésion et frottement) dépend de la déformation plastique ε . En d'autres termes, l'équation générale de Mohr-Coulomb, adaptée au *CWFS*, devient : $\tau = C(\varepsilon) + \sigma_n(\varepsilon)\tan(\Phi)$.

Par opposition à l'approche retenue pour la conceptualisation du modèle *L&K* (voir 2.4.4.2), les concepts développés par Martin et al. et le modèle *CWFS* qui en découle ne font pas intervenir explicitement la composante de *dilatance*.

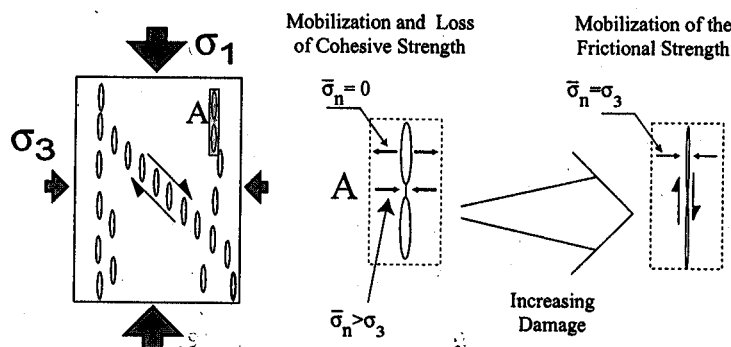


Figure 2.40 - Fissuration d'extension induisant la mobilisation non-simultanée de la cohésion et du frottement (Hajiabdolmajid et al., 2002a)

2.5. Extension aux matériaux argileux

Dans le développement du modèle de comportement *L&K*, une importance particulière est accordée aux matériaux argileux dans la mesure où ses applications s'inscrivent dans les études de faisabilité du stockage des déchets radioactifs en couches argileuses profondes.

L'argumentaire développé dans les paragraphes précédents s'inspire essentiellement des concepts établis par les auteurs canadiens à partir de leurs travaux sur le granite du Lac du Bonnet (Read, Martin, Diederichs,...). Cependant, une étude expérimentale du comportement mécanique des argiles raides, réalisée par Chiarelli et al. (2001) montrent que ces concepts peuvent être généralisés aux roches poreuses, plus tendres, telles que les argilites. Dans cette étude, les mécanismes mis en jeu dans les processus de déformation des argilites, obtenus à partir d'une analyse expérimentale, sont décrits à l'échelle microscopique.

Les résultats expérimentaux se révèlent conformes à ceux généralement obtenus avec des roches fragiles : en compression simple, la fissure principale et les microfissures associées se développent selon une direction verticale, parallèle à la contrainte majeure de compression. (Figure 2.41-a) ; en compression triaxiale, les fissures sont inclinées d'un angle qui tend vers 60° par rapport à la contrainte mineure lorsque le confinement augmente (Figure 2.41-b).

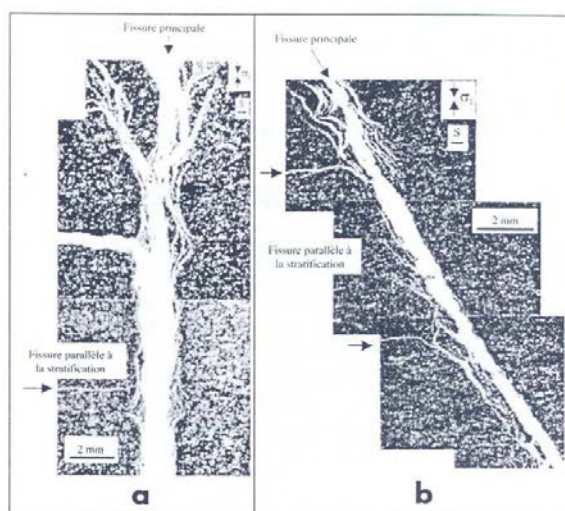


Figure 2.41 - Microphotographies de la fissure principale d'un échantillon soumis à un essai de compression simple (a) ou triaxiale (b) (Chiarelli et al., 2001)

Le scénario de déformation proposé est le suivant :

« Les déformations plastiques de la matrice argileuse entraînent des concentrations de contrainte autour des grains, plus rigides (...), pouvant conduire à une microfissuration. Les microfissures ainsi créées se propagent alors dans la matrice en suivant une direction préférentielle jusqu'à rencontrer un autre grain. Elles croissent de manière stable jusqu'à ce qu'elles entrent en interaction, ce qui augmente les facteurs d'intensité de contrainte et entraîne une propagation instable conduisant à la rupture » (Chiarelli et al., 2001).

Les notions décrites dans les paragraphes précédents (notamment en 2.3) sont bien mentionnées dans ce scénario défini à partir des études expérimentales sur les argiles. Elles transparaissent également dans une autre étude, menée par Homand et al. (2002), déterminant les caractéristiques mécaniques du granite de la Vienne et de l'argilite de l'Est.

Par ailleurs, Chiarelli et al. (2001) distinguent deux mécanismes de déformations :

- Le mécanisme de *plasticité* associé aux glissements entre les minéraux argileux, accompagnés d'un frottement,
- Le mécanisme d'*endommagement* caractérisé par l'apparition des microfissures à l'interface grain-matrice, se propageant dans la direction normale à la contrainte mineure.

Cette distinction peut être rapprochée des définitions proposées au chapitre 1, concernant les théories de l'endommagement et de la viscoplasticité.

En conclusion, les concepts établis précédemment sur la base de justifications « micro » s'appliquent à la fois aux roches massives et compétentes (granites) et aux roches poreuses plus tendres (argilite).

Une nuance peut toutefois être avancée, concernant le mécanisme de déformation prépondérant : la fracturation du granite est associée à l'endommagement tandis que le développement de la fissuration des argiles relève d'avantage de la plasticité. A ce sujet, Chiarelli et al. (2001) précisent que « *la plasticité s'avère d'autant plus importante que le pourcentage d'argile est grand* », et que l'endommagement peut être relié à la proportion de calcite dans le matériau.

2.6. Formalisation du cadre conceptuel

Le modèle rhéologique proposé est un modèle qualifié de *élasto-visco-plastique*. Le suffixe « plastique » est mis par opposition à un comportement élastique et traduit la notion d'*irréversibilité*. La spécificité du modèle « élastoplastique » réside en la modélisation d'un comportement *non-linéaire* en phase pré-pic et d'un comportement post-pic *radoucissant*. La composante « visco » caractérise l'intégration de l'effet du *temps* sur la réponse de la roche. Les phénomènes relatifs à chacun de ces points ont été décrits dans le chapitre 1 pour les aspects viscoplastiques et dans les paragraphes précédents pour les aspects élastoplastiques. Le modèle doit reproduire simultanément tous ces phénomènes et ces comportements de référence. L'objectif de ce paragraphe est de montrer de quelle manière ces « comportements repères » sont modélisés.

D'un point de vue conceptuel, l'initiation de chacun de ces phénomènes se déclenche dès le franchissement d'un seuil. Ainsi, à chaque phase de comportement correspond un seuil caractéristique, défini dans le sous-paragraphe 2.6.1. Le comportement relatif à chaque phase est décrit par l'évolution de ces différents seuils en fonction d'une variable d'état. Ces notions font l'objet des sous-paragraphe 2.6.3 et 2.6.4 qui décrivent les mécanismes élastoplastiques et viscoplastique.

2.6.1. Définition de différents seuils de résistance

Les différents seuils introduits ci-après sont associés à des *seuils de résistance*. Dans un but pédagogique, ils sont représentés dans le plan $(\sigma_{\min}; \sigma_{\max})$. Le domaine de validité du modèle est implicitement borné par une contrainte de transition (intersection des divers seuils).

2.6.1.1. Seuils élastoplastiques

Le mécanisme d'endommagement, décrit par la phase 3 de Haïed (Figure 2.9) et correspondant au domaine III de Martin (Figure 2.8), s'initie dès qu'un seuil appelé « **limite élastique initiale** » est dépassé. Ce seuil est déterminé expérimentalement. Martin (1997) le définit comme le niveau de contrainte associé à l'apparition des émissions acoustiques *in-situ* (Figure 2.42). Il correspondrait à environ un tiers de la résistance en compression simple.

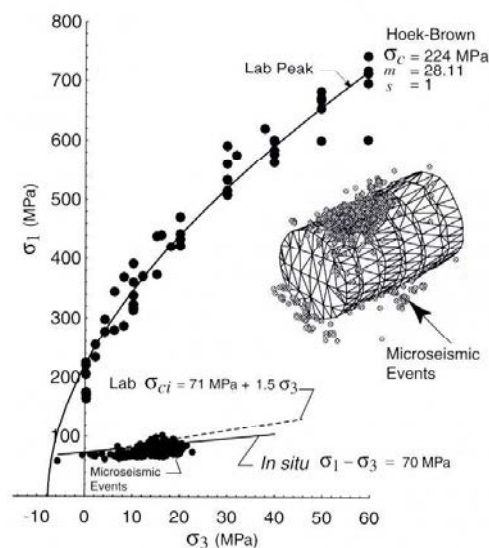


Figure 2.42 - Limite élastique initiale et critère de pic « labo », déterminés expérimentalement (Martin, 1997)

La résistance maximale d'un matériau est définie par sa « *résistance de pic* ». Deux types de résistance de pic vont être introduits.

La **résistance de pic** qualifiée de « **intrinsèque** » qui caractérise la résistance maximale de la roche *intacte*. Cette résistance est supposée indépendante de l'histoire des sollicitations et des conditions liées au protocole expérimental (géométrie de l'échantillon, conditions aux limites (frettage),...). Ce seuil peut être approché, par exemple, par un chargement infiniment rapide.

La **résistance de pic** « **labo** », déterminée expérimentalement en laboratoire, qui est associée à des conditions particulières de chargement (vitesse de référence à l'échelle du laboratoire,...) et de chemins de contraintes. A titre d'exemple, le seuil de résistance de pic « labo » déterminé expérimentalement sur le Granite du Lac de Bonnet est présenté sur la Figure 2.42.

Une justification de la distinction de ces deux types de résistance sera donnée au cours de la description des différents mécanismes (aux paragraphes 2.6.3-2.6.5).

Le paragraphe 2.4.4.1 a permis de montrer que, entre le pic de résistance et l'état résiduel, il existe un état intermédiaire défini par la perte totale de la cohésion. Cet état est défini par un seuil appelé – provisoirement – « seuil intermédiaire ». La détermination de ce seuil est essentiellement analytique et s'inspire des travaux menés par Laigle (2004) sur l'introduction d'un critère de résistance d'une discontinuité induite. Une méthode de calage est proposée au chapitre 5 décrivant la démarche d'identification des paramètres.

En s'appuyant sur les concepts décrits à l'échelle « micro » en 2.3.2, ce seuil intermédiaire est également défini comme la limite entre un domaine au sein duquel se développe préférentiellement une fissuration d'extension diffuse (bifurcation diffuse) et un domaine de dégradation contrôlée (bifurcation localisée) ; le critère conduisant à mobiliser tel ou tel mécanisme étant supposé être l'état des contraintes (2.3.3). Ainsi, au-delà du seuil intermédiaire, le confinement est considéré comme insuffisant pour empêcher le développement d'une fissuration d'extension. En dessous, le confinement devient suffisant pour contrôler la dégradation du milieu qui se localise le long d'une bande de cisaillement (Figure 2.43).

Une similitude peut être établie entre ce seuil intermédiaire et la *limite de clivage* introduite à la fin du paragraphe 2.3.3 et dont la définition est relativement subjective. En s'inspirant des travaux de Diederich (2003) (Figure 2.44), ces deux limites latérales ne constitueraient qu'un seul et même seuil délimitant, dans l'espace des contraintes, deux domaines au sein desquels les comportements macroscopiques sont différents (Figure 2.43). A présent et dans toute la suite, le critère intermédiaire sera assimilé à la **limite de clivage**.

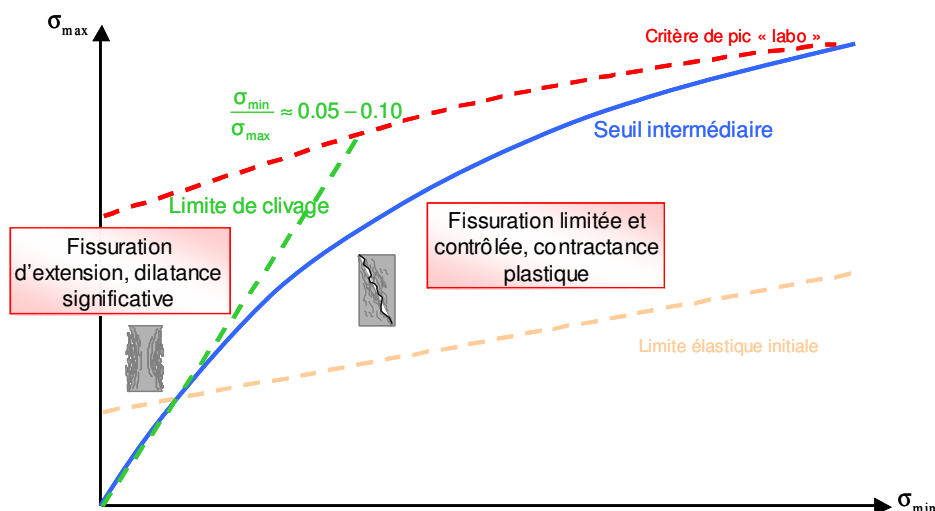


Figure 2.43 - Analogie entre le seuil intermédiaire et la limite de clivage

L'état ultime d'un matériau est défini par son **seuil** de résistance **résiduelle**. Il est déterminé expérimentalement, en laboratoire.

Ces différentes notions peuvent être rapprochées des études menées sur le Granite du lac de Bonnet par Diederichs (2003), Martin (1994), Read, Eberhardt et al. (1998), à l'aide de la Figure 2.44.

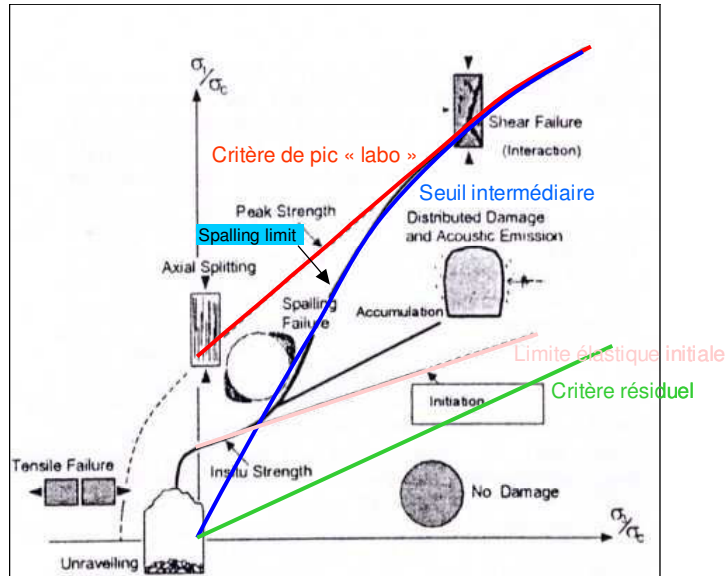


Figure 2.44 - Analogie avec l'approche de Diederich (2003)

En résumé, la définition de ces différents seuils revient à décomposer le plan des contraintes principales, et par extrapolation, l'espace des contraintes, en plusieurs domaines associés à des comportements spécifiques.

- Une limite inférieure, en phase de chargement, correspondant à une limite élastique initiale.
- Une limite supérieure, correspondant au critère de résistance maximale, mesuré dans des conditions spécifiques (dépendant de la vitesse de chargement).
- Un seuil latéral, délimitant :
 - Un domaine (de faibles contraintes de confinement) dans lequel la fissuration d'extension peut aisément se développer, en étant associée à des tractions locales au droit des fissures et à une augmentation significative du volume (Figure 2.45). En phase post-pic, ce mécanisme se poursuit et conduit à une rupture de l'échantillon par bifurcation diffuse.
 - Un domaine dans lequel la contrainte de confinement est suffisamment élevée pour réduire, voire annuler, le développement de la fissuration d'extension. Cela revient implicitement à admettre qu'il existe très peu de tractions locales dans le volume représentatif, tout au moins tant que le chargement ne s'approche pas du seuil de rupture (Figure 2.45). Le taux d'endommagement étant faible, l'échantillon se contracte (essentiellement par fermeture des pores) et se déforme de manière ductile. En phase de radoucissement post-pic, la perte de cohésion suffit à enclencher un mécanisme de cisaillement, conduisant à un mode de rupture par bifurcation localisée (bande de cisaillement).
- Une limite inférieure, en phase de décharge, correspondant à la résistance du matériau à l'état ultime.

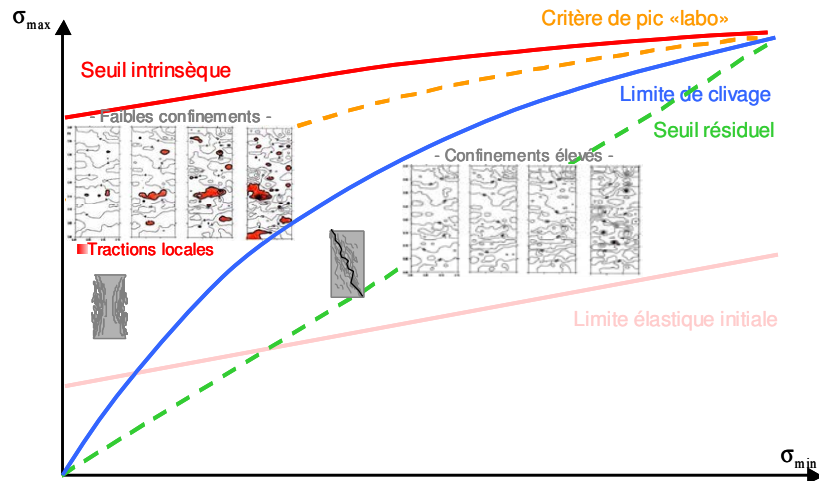


Figure 2.45 - Les différents seuils et les domaines associés, dans le plan des contraintes principales

2.6.1.2. Seuil caractéristique et comportement volumique

Par définition, un **seuil caractéristique** est un seuil délimitant l'espace des contraintes en un domaine où le volume de l'échantillon diminue (contractance) et un domaine où le volume de matériau augmente (dilatance).

Si en phase de radoucissement post pic le comportement volumique est toujours dilatant, d'après les concepts retenus, il peut être contractant ou dilatant en phase pré-pic.

D'après les arguments développés en 2.3.2, c'est l'existence de tractions locales qui induit le développement de fissures axiales ouvertes (fissuration d'extension). En conséquence, une augmentation de volume du matériau ne peut être effective que si des tractions locales sont apparues. Au vu de la Figure 2.45 :

- Pour des confinements nuls ou faibles, le comportement volumique est dilatant dès que le mécanisme de fissuration est enclenché, donc dès que la limite élastique initiale est dépassée.
- Pour des confinements plus élevés, les tractions locales existent uniquement si le point de charge se situe au dessus de la limite de clivage. Le volume de matériau diminue tant que le point de charge auquel il est soumis reste en dessous de cette limite.

En dessous de la limite élastique initiale, le comportement est élastique contractant.

Le seuil caractéristique est alors défini par l'enveloppe de la limite élastique initiale et de la limite de clivage (Figure 2.46).

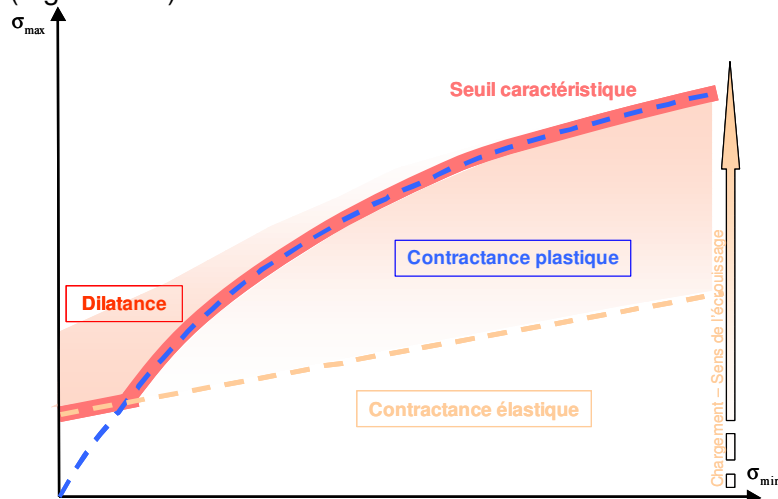


Figure 2.46 - Définition du seuil caractéristique

2.6.1.3. Seuil de résistance à long terme

Dans le cadre d'une modélisation *viscoplastique*, la résistance devient dépendante du temps ou de la vitesse. Il en découle la définition d'un **seuil de « résistance à long terme »** qui correspond au seuil limite en contrainte en deçà duquel le comportement du matériau, sous sollicitation mécanique constante, se stabilise et n'évolue plus.

En toute généralité, la résistance à long terme d'une roche peut être définie comme :

- Le critère de résistance maximale qui serait mobilisé pour une vitesse de chargement infiniment lente.
- Le seuil de contrainte en deçà duquel la rupture de la roche ne se développera pas.

Il ne semble pas, à l'heure actuelle, qu'il y ait un consensus sur le choix et la détermination d'un tel seuil de résistance, qui reste difficile à définir, en particulier dans le cas des roches compétentes qui présentent une cinétique de fluage très lente.

Dans le domaine des faibles contraintes de confinement, et donc de comportement fragile, le seuil de résistance à long terme peut être assimilé soit :

- a) Au seuil d'initiation de la fissuration et donc à l'initiation de la dilatance (entre 30% et 50% de la résistance en compression simple σ_c) (Aubertin, 2000),
- b) Au seuil d'enclenchement d'une fissuration « instable », correspondant au point d'inflexion de la courbe des déformations volumiques (entre 70% et 80% de σ_c) (Martin et Chandler, 1994).

Les travaux issus de l'analyse de Schmidtke et Lajtai (1985) ont permis de définir la résistance à long terme du granite du Lac du Bonnet autour de 45% de σ_c . Les résultats obtenus par Wiid (1970) sur une dolérite montrent que le point d'initiation de la fissuration est une meilleure approximation de la résistance à long-terme que le point d'enclenchement de la fissuration instable. Dans ses études, Aubertin (2000) retient comme seuil de résistance à long terme le point d'initiation de la dilatance. Il associe la définition b) à des périodes de temps plus courtes (jours, semaines) (Aubertin et Simon, 1997). D'autre part, la définition b), relativement subjective, contredit la nature « intrinsèque » - avancée par Martin et Chandler (1994) - de ce seuil, indépendant de la géométrie, des conditions aux limites de chargement et surtout de la vitesse de sollicitation. Ces différents retours d'expérience conduisent donc à retenir la définition a).

Par ailleurs, d'après Lau et Chandler (2004), ces deux définitions sous-estiment la résistance à long terme de la roche sous de plus fortes contraintes de confinement. Cependant, aucune définition précise n'a été formulée jusqu'alors. Dans le cadre des concepts présentés et de la démarche retenue, une définition du seuil de résistance à long terme a pu être établie sur la base des réflexions suivantes.

Il est admis que seul le mécanisme de traction local est susceptible de générer une évolution à long terme. Cette hypothèse est directement corrélée avec le choix du comportement volumique décrit au paragraphe 2.6.1.2. En effet, il semble pertinent de considérer que seul un matériau présentant un comportement volumique dilatant est sujet à une dégradation évolutive dans le temps.

Dans ces conditions, comme cela a été décrit précédemment, il est nécessaire que le point de charge, à l'échelle macro, se situe au-dessus de la « *limite de clivage* » (dans le cas contraire, il n'y aurait pas de tractions locales) (Figure 2.45).

- Si le point de charge est en dessous de ce seuil, l'absence de tractions locales ne conduit pas à une évolution et une dégradation dans le temps de la roche.
- Si le point de charge est au-dessus, des tractions locales existent, se développant progressivement, induisant une dégradation de la roche, jusqu'à ce que le point de charge repasse sous ce seuil.

En conclusion, le modèle *L&K* retiendra, comme seuil de résistance à long terme, l'enveloppe de la limite élastique initiale (faibles confinements) et de la « *limite de clivage* » (confinements plus élevés).

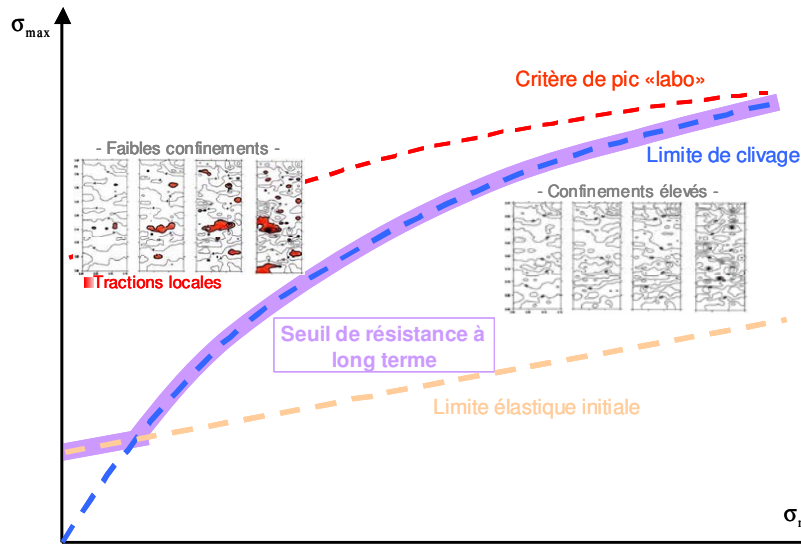


Figure 2.47 - Principe de détermination du seuil de résistance à long terme

Dans toute la suite, les substantifs « seuil », « critère » ou « limite » pourront être employés au même titre, sans distinction. Conceptuellement, ils définissent des niveaux de contraintes *fixes*, à travers lesquels des *surfaces* vont évoluer (voir 2.6.2).

2.6.2. Distinction de trois mécanismes

Sur la base des justifications physiques du chapitre et des paragraphes précédents, le modèle de comportement *L&K* proposé est virtuellement divisé en trois mécanismes (Figure 2.48) :

- Un mécanisme **élastoplastique pré-pic** traduisant le développement de la **fissuration instantanée**.
- Un mécanisme **viscoplastique** modélisant le processus de **fissuration différée**.
- Un mécanisme **élastoplastique post-pic** décrivant la **fracturation**.

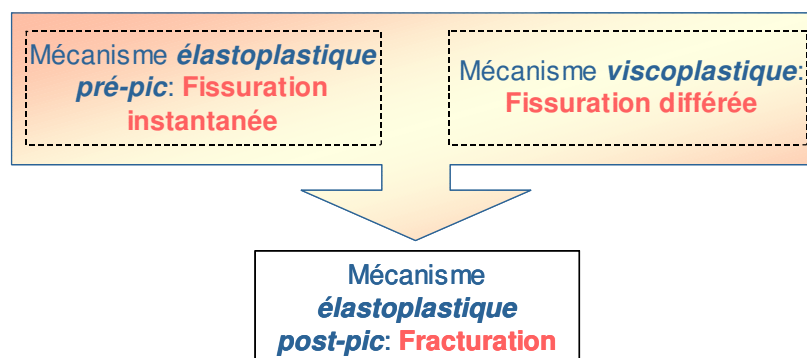


Figure 2.48 - Distinction de trois mécanismes

Les deux mécanismes dits de « fissuration » peuvent être vus comme un moteur du processus de fracturation, donc du déclenchement du mécanisme élastoplastique post-pic.

En effet, le mécanisme élastoplastique post-pic se déclenche dès qu'il existe des fissurations d'extension et traduit la diminution progressive des caractéristiques mécaniques de la roche avec l'accroissement de la dilatace. Cependant, pour que ces fissures d'extension mobilisent ce mécanisme post-pic, il faut un moteur, défini comme l'union des deux mécanismes de fissuration.

Chacun de ces trois mécanismes est régi par l'évolution d'une *surface* à travers les différents *seuils* de référence définis en 2.6.1. Trois surfaces sont donc définies :

- Une surface élastoplastique pré-pic,
- Une surface élastoplastique post-pic,
- Une surface viscoplastique.

Les trois surfaces peuvent évoluer simultanément.

L'une d'elle (et une seule) est la surface de charge : celle qui évolue avec le point de charge. En phase pré-pic, la surface de charge est la surface élastoplastique pré-pic, et durant la phase de radoucissement post-pic, la surface de charge est la surface élastoplastique post-pic.

L'évolution de ces surfaces ainsi que le couplage entre ces différents mécanismes, sont présentés, d'un point de vue conceptuel, aux paragraphes suivants.

Par définition, l'*évolution* des surfaces est caractérisée par l'*écrouissage* de ces surfaces. Par convention, dans le plan, l'écrouissage sera dit *positif* si l'évolution de la surface se fait de manière ascendante et il sera qualifié de *négatif* dans le cas contraire. Par extrapolation dans l'espace, l'écrouissage positif d'une surface traduit sa dilatation et l'écrouissage négatif sa contraction (Figure 2.49). Cette notion peut être rapprochée de l'écrouissage d'un *matériau* : l'écrouissage positif d'un matériau traduit un gain de résistance et *a contrario* son écrouissage négatif correspond à une perte de résistance.

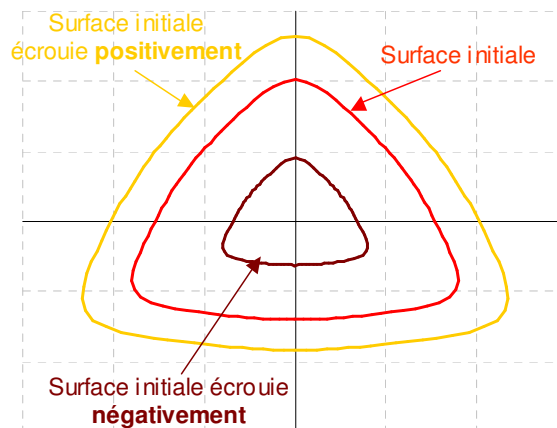


Figure 2.49 - Définition de l'écrouissage d'une surface, dans le plan déviatoire

2.6.3. Mécanisme élastoplastique pré-pic

Chronologiquement, le mécanisme élastoplastique pré-pic s'active avant le mécanisme post-pic et en même temps que le mécanisme viscoplastique. Dès que le point de charge dépasse la limite élastique initiale, la surface de charge commence à s'écrouir positivement (Figure 2.50). Cette phase est associée à l'initiation de l'endommagement de la matrice rocheuse, le comportement volumique pouvant être contractant ou dilatant, selon le confinement (Figure 2.46).

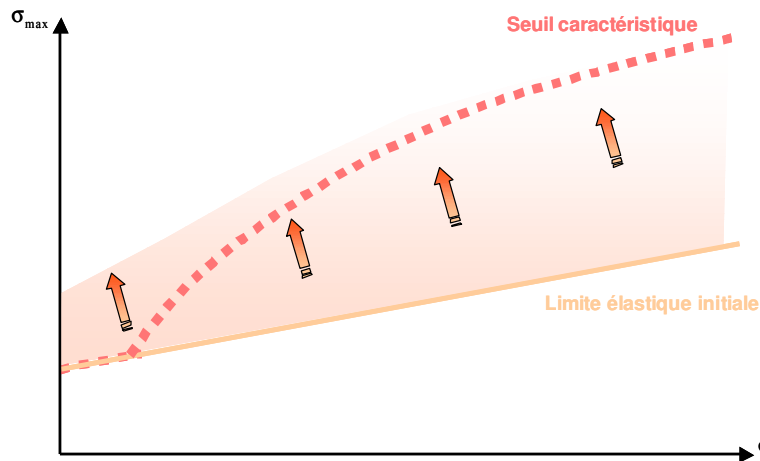


Figure 2.50 - Ecrouissage positif de la surface élastoplastique pré-pic

2.6.4. Mécanisme viscoplastique

Ce mécanisme s'active en même temps que le mécanisme pré-pic : dès que le point de charge dépasse la limite élastique initiale (assimilée au seuil *viscoplastique initial*), des déformations irréversibles sont générées. La surface associée au mécanisme viscoplastique évolue de la limite d'élasticité initiale vers le seuil de résistance à long terme (ou seuil *viscoplastique maximal*), en fonction du taux de déformations irréversibles générées.

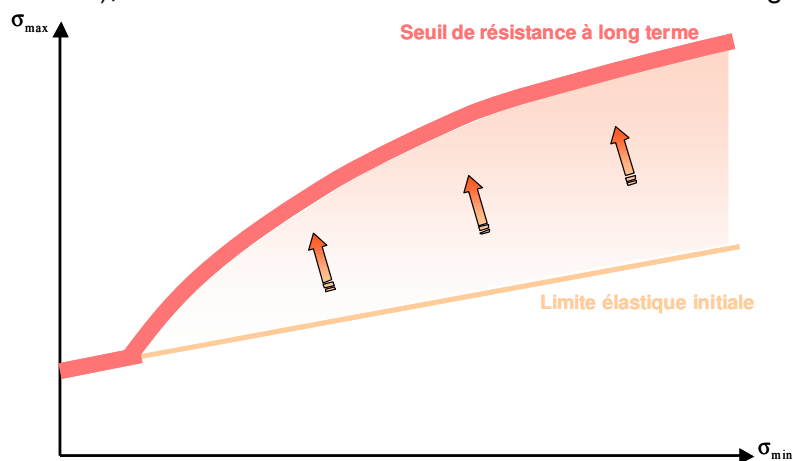


Figure 2.51 - Ecrouissage positif de la surface viscoplastique

2.6.5. Mécanisme élastoplastique post-pic

L'évolution de la surface élastoplastique post-pic peut être divisée en trois phases d'écrouissage négatif :

- Ecrouissage négatif du seuil intrinsèque vers le critère de pic « labo »,
- Ecrouissage négatif du critère de pic « labo » vers la limite de clivage,
- Ecrouissage négatif de la limite de clivage vers le seuil résiduel.

Paradoxalement, ce mécanisme peut être *activé* en phase pré-pic mais pas encore *actif* (puisque la résistance maximale de pic n'est pas encore atteinte). En effet, dès que la dilatance s'initie, donc dès que le point de charge dépasse le seuil caractéristique en phase pré-pic (Figure 2.46), la surface associée au mécanisme post-pic commence à s'écrouir négativement, du seuil « intrinsèque » vers le critère de pic « labo » (Figure 2.52), traduisant ainsi la dégradation des propriétés mécaniques intrinsèques de la roche avec

l'accroissement de la dilatance. En effet, il semble pertinent de modéliser le fait qu'un échantillon, ayant préalablement été soumis à un chargement suffisant pour générer des déformations volumiques dilatantes, mobilise une résistance maximale plus faible qu'un échantillon « intact » ou consolidé par contractance.

La définition du seuil intrinsèque est purement virtuelle dans la mesure où sa définition est transparente pour l'utilisateur. Sa détermination est simplement basée sur l'extrapolation analytique du critère de pic « labo ». En toute rigueur, les surfaces élastoplastiques pré-pic et post-pic se croisent sur le critère de pic « labo ».

Lorsque le point de charge, jusqu'alors piloté par la surface élastoplastique pré-pic, atteint la surface élastoplastique post-pic, le mécanisme post-pic prend le relais du mécanisme pré-pic. La surface de charge s'écrouit alors négativement vers la limite de clivage (Figure 2.52). Le comportement macroscopique associé à cette phase est caractérisé par la diminution progressive de la cohésion au sein de la matrice rocheuse. Ce domaine de comportement correspond à une phase instable très courte, durant laquelle la coalescence des fissures n'est pas achevée.

Dans certains cas, comme par exemple celui d'un matériau très visqueux soumis à un chargement extrêmement lent, il est possible que le point de charge atteigne la surface post-pic en dessous du seuil de pic « labo », et même au niveau de la limite de clivage. Cette configuration, également rencontrée avec un matériau soumis à de forts confinements, est révélatrice d'un comportement ductile.

Dès que le point de charge passe en dessous de la limite de clivage, la surface de charge s'écrouit négativement vers le critère résiduel (Figure 2.52). A ce stade, le matériau n'est physiquement plus continu, une fracture a été générée au sein de l'échantillon. Le comportement est alors totalement régi par le cisaillement le long de cette fracture induite, qui s'accompagne d'une dilatance du matériau.

Sur le critère résiduel, le cisaillement est suffisamment développé pour avoir usé les indentations de la fracture : la dilatance disparaît et le comportement est purement frottant.

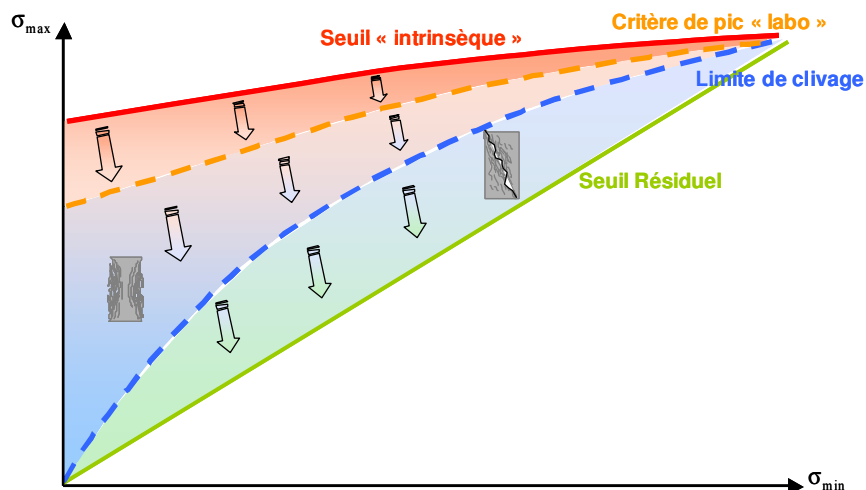


Figure 2.52 - Les trois phases d'écrouissage négatif de la surface élastoplastique post-pic

2.6.6. Illustration sur un chemin de compression triaxiale

A titre d'illustration, les schémas suivants permettent de visualiser l'évolution de la surface de charge, au cours d'un essai triaxial, dans les plans $(\sigma_{\min}; \sigma_{\max})$, $(\varepsilon_1; Q)$ et $(\varepsilon_1; \varepsilon_v)$. Pour simplifier, la vitesse de fluage est prise égale à zéro. Une vitesse de fluage non-nulle augmenterait la cinétique des phénomènes induits, du fait du couplage entre les mécanismes élastoplastiques et viscoplastique.

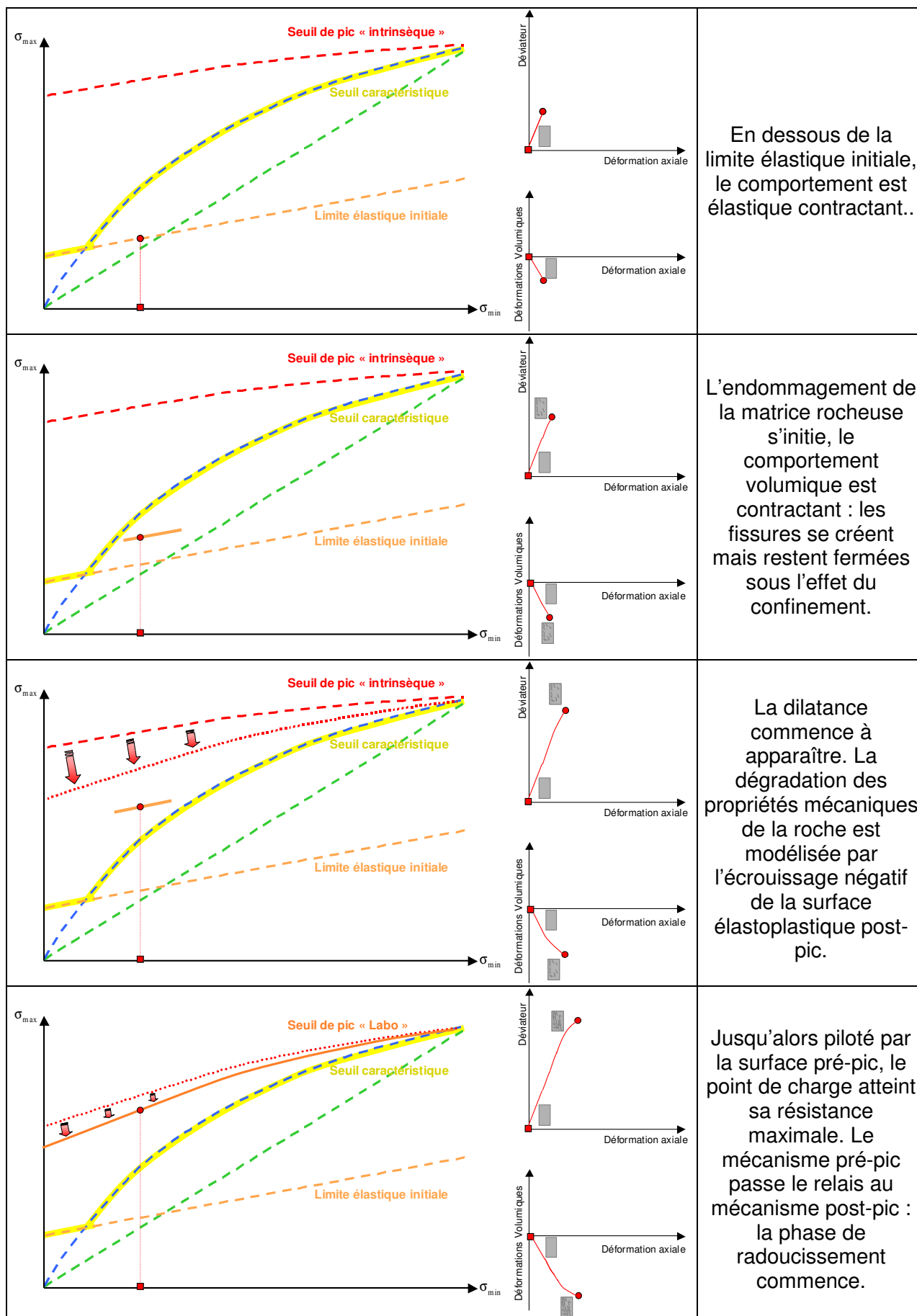


Tableau 2.1 – Illustration sur un chemin de compression triaxial (1)

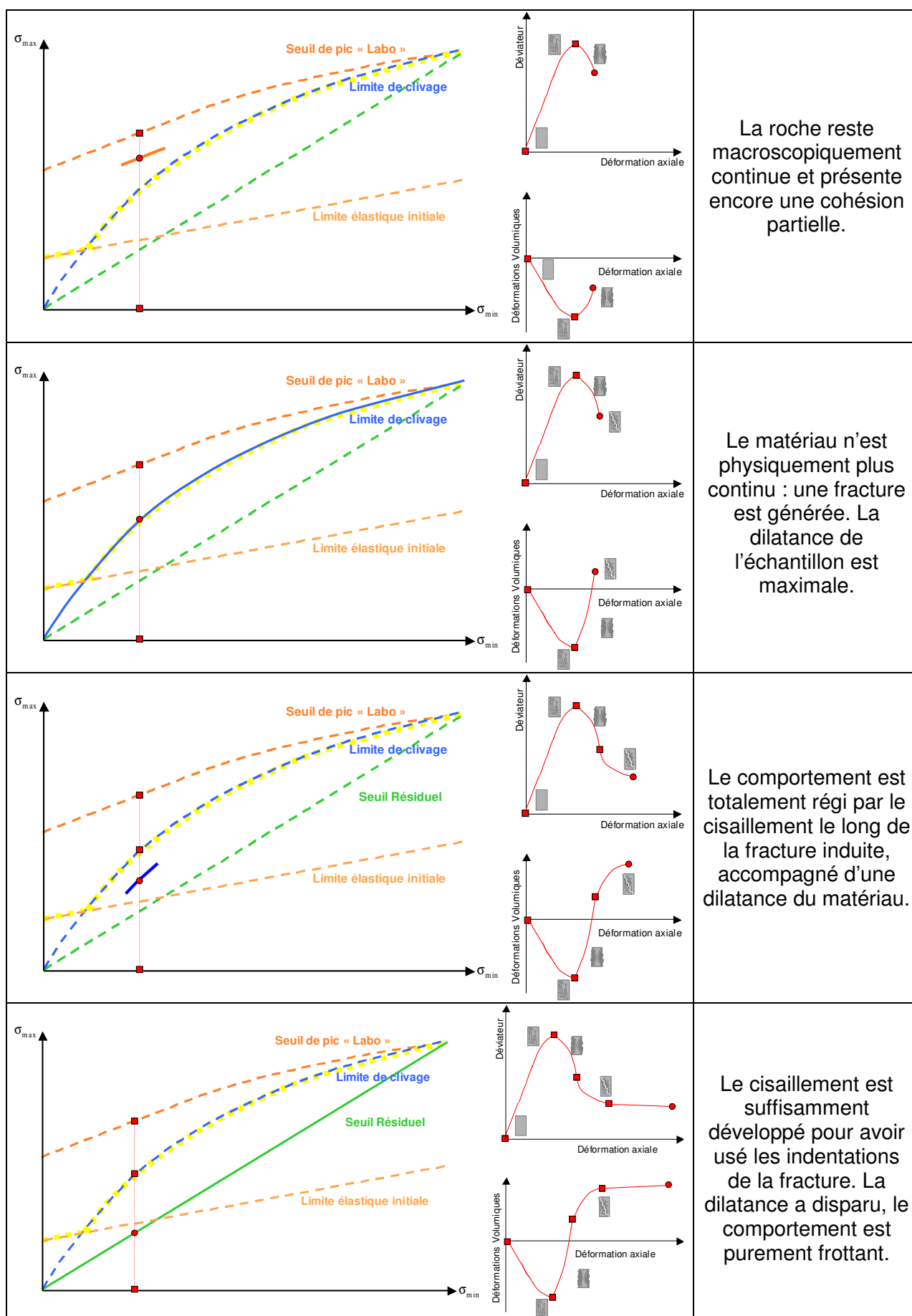


Tableau 2.2 – Illustration sur un chemin de compression triaxial (2)

2.6.7. Comportement au cours d'un essai de fluage

La spécificité du modèle *L&K* est basée sur un couplage entre les mécanismes élastoplastiques et viscoplastique. Ainsi, l'évolution de la surface viscoplastique induit une évolution simultanée de l'une – ou des deux - surfaces élastoplastiques. Ce couplage est illustré à partir d'un essai de fluage sur les schémas suivants et sera défini de manière analytique au chapitre 4.

L'essai de fluage consiste à maintenir constant l'état des contraintes et à mesurer les déformations.

Compte tenu de la forme du seuil viscoplastique maximal, il convient de distinguer un essai de fluage réalisé sous de faibles confinements d'un essai de fluage réalisé sous des confinements plus élevés.

- Faible confinement : deux configurations possibles.

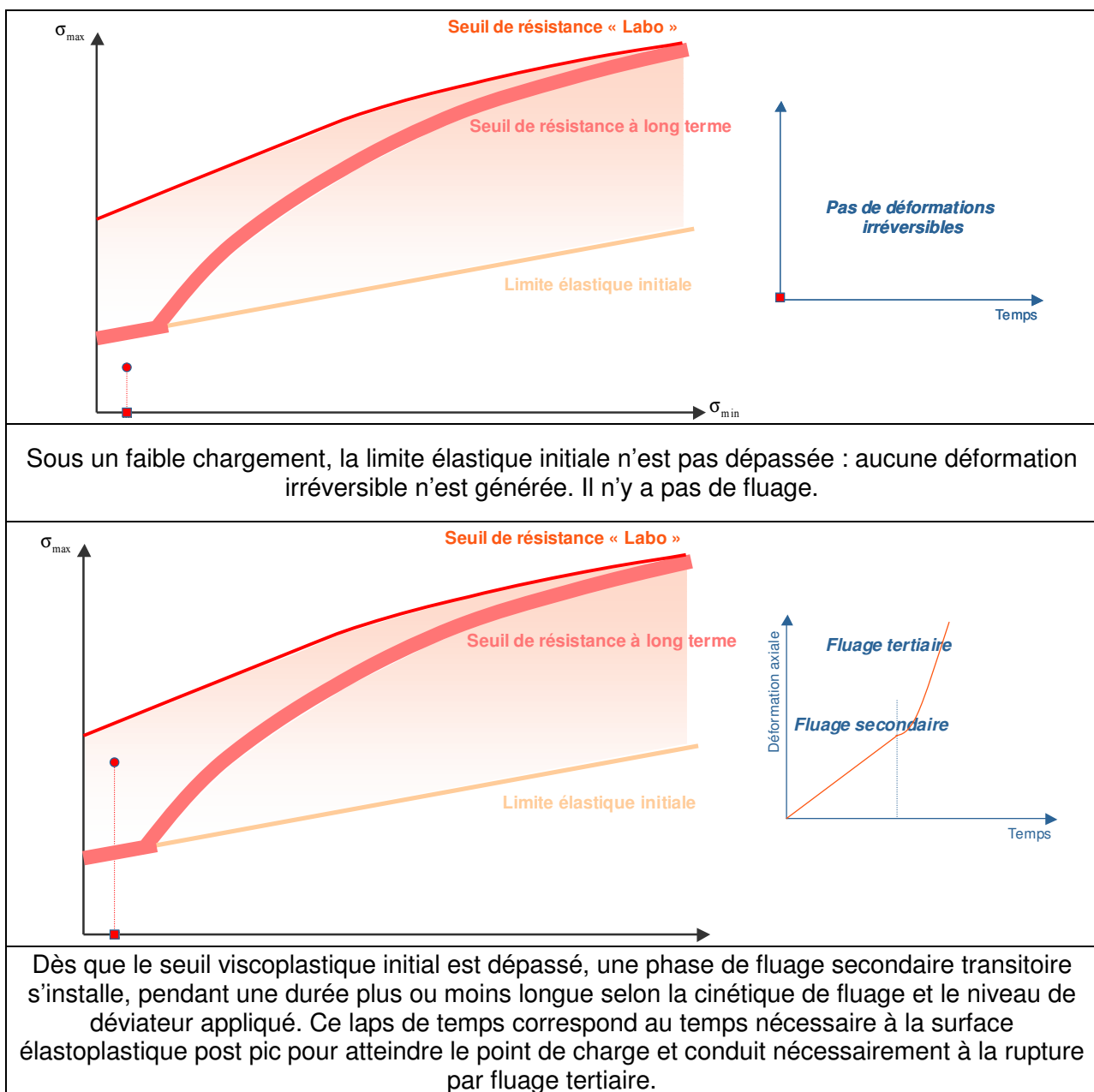


Tableau 2.3 – Exemple sur un essai de fluage – Faible confinement

– Confinement élevé : trois configurations possibles.

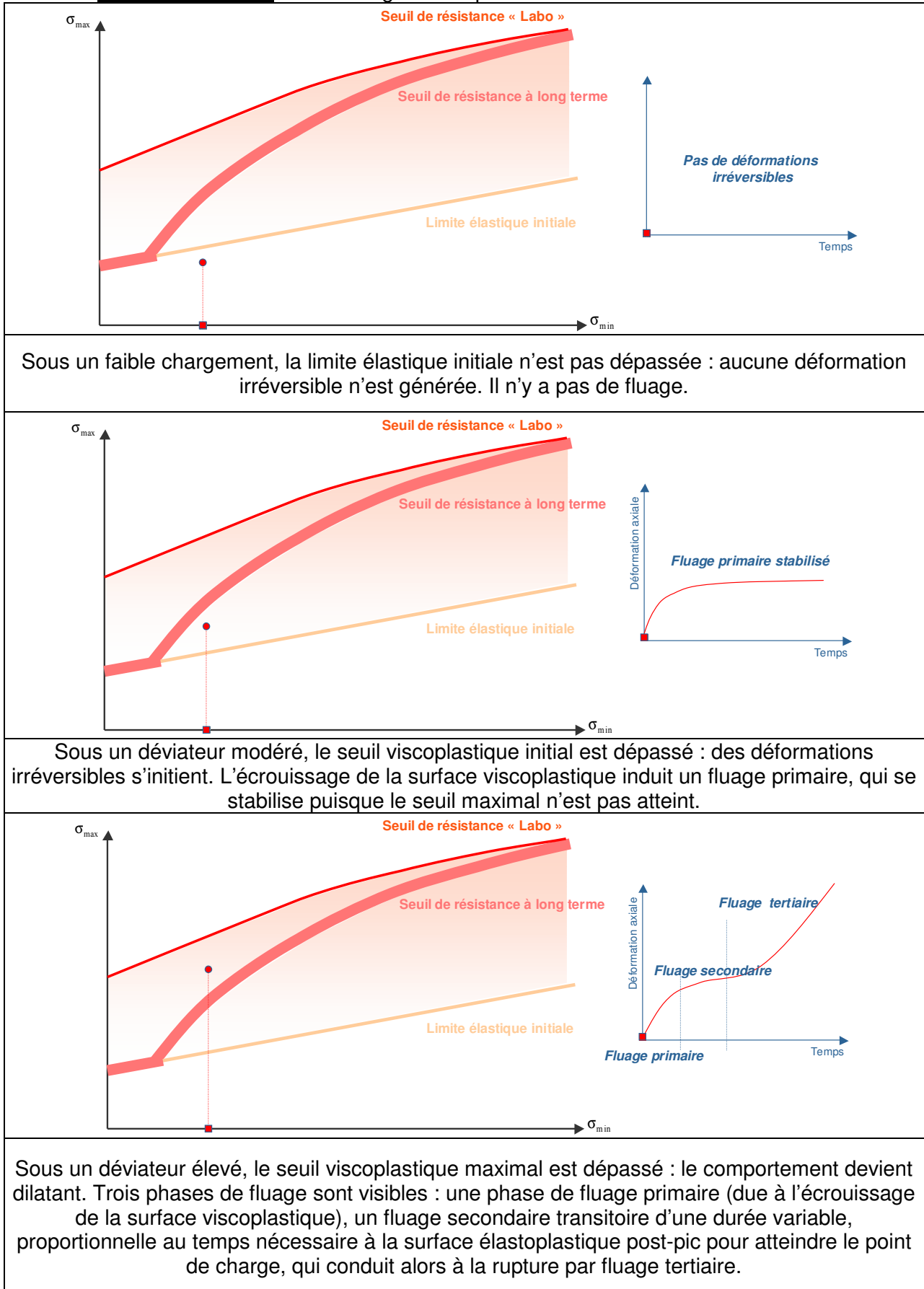


Tableau 2.4 – Exemple sur un essai de fluage – Confinement élevé

Chapitre 3

Modélisation élastoplastique - Choix du critère de plasticité

Le modèle rhéologique développé dans ce travail de thèse est une loi élasto-visco-plastique, reproduisant les comportements instantané et différé des roches. Le chapitre 2 précise que les phénomènes différés sont traités avec les outils de la viscoplasticité. Par ailleurs, l'approche choisie pour modéliser le comportement instantané est la théorie de l'élastoplasticité.

De manière très générale, une loi de comportement traduit le comportement d'un matériau soumis à l'action de forces extérieures. C'est une relation entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations et éventuellement d'autres éléments tels que les vitesses de contraintes et de déformations.

Plus particulièrement, une loi de comportement élastoplastique suppose que, dans l'espace des contraintes, il existe des états de contraintes physiquement possibles et des états de contraintes physiquement impossibles. L'ensemble des points admissibles constitue un domaine dont la frontière prend le nom de surface limite. Son équation, $f(\underline{\sigma}) = 0$, dans l'espace des contraintes, est appelé critère de plasticité. A l'intérieur de la surface limite, le matériau est élastique et ne subit que des déformations réversibles. Une fois la surface limite atteinte, les déformations sont indéterminées ; seules sont définies les vitesses de déformation (i.e. les directions des vecteurs incréments de déformation), normales à un critère d'écoulement. D'autres points théoriques, relatifs à la théorie de l'élastoplasticité, ont été rappelés succinctement au paragraphe 1.3.2.1. du chapitre 1.

Finalement, l'une des premières tâches nécessaire à l'élaboration d'un modèle rhéologique élastoplastique, est la définition d'un critère de plasticité. Ce travail a fait l'objet d'une première étude bibliographique, au commencement de la thèse. Après avoir précisé les exigences initiales, une synthèse de cette étude est présentée dans ce chapitre, via un inventaire de divers critères de plasticité, des plus classiques aux plus récents, suivi de leur application au Granite de Westerly.

3.1. Spécifications initiales

Ce travail de recherche doit être vu comme la continuité de la thèse de Laigle (2004), dans laquelle il propose une première version de la loi. Cette dernière constituant un point de départ, certaines notions ont été conservées. En ce qui concerne le formalisme des seuils et des surfaces, le critère retenu est le critère de plasticité de Hoek et Brown (voir 3.2.3). La résistance du matériau ne dépend donc que de la contrainte mineure, ce qui suppose une symétrie du comportement de la roche sur des chemins de compression et d'extension. Or, pour les roches et les géomatériaux, la résistance maximale dépend aussi de la contrainte principale intermédiaire. L'idée est alors de définir et d'intégrer un nouveau critère de plasticité faisant intervenir la contrainte intermédiaire.

Par ailleurs, le cahier des charges, défini par le contexte industriel de la thèse, imposait de pouvoir se raccorder aisément au critère de la loi de Laigle (2004), sur un chemin de compression, de pouvoir piloter la résistance en extension et enfin d'avoir un critère particulièrement adapté aux roches profondes. Ce chapitre a pour but de justifier le choix d'un critère répondant à ces exigences.

Les références bibliographiques ont été choisies en conséquence. Hormis les plus classiques, présentés à titre de généralités, les critères étudiés sont essentiellement ceux qui s'expriment en fonction des invariants de contraintes (contribution de la contrainte intermédiaire). L'application proposée est l'ajustement des différents critères sur des résultats expérimentaux issus du Granite de Westerly. Elle doit permettre de mettre en évidence le critère qui convient le mieux à la modélisation du comportement des roches.

3.2. Exemples de critères de plasticité

Dans cette partie, une sélection de différents critères de plasticité est proposée. D'abord, quelques critères classiques, tels que ceux de Mohr-Coulomb, Drücker-Prager et Hoek et Brown, sont énoncés à titre général. Ensuite, compte tenu du contexte, des critères écrits dans un formalisme en invariants ont été retenus. Ces derniers sont les fruits de travaux plus ou moins connus : critères des modèles de Aubertin et al. (2000), de Bigoni et Piccolroaz (2003), ou encore le critère CJS (Elamrani, 1992),...

Ces critères sont définis de manière formelle et leur présentation passe par :

- L'expression analytique de la surface de charge,
- La représentation graphique du critère dans le plan des invariants $(p; q)$,
- La représentation graphique du critère dans le plan (π) , plan normal à l'axe hydrostatique p ,
- Une représentation en 3D (pour quelques critères),
- La correspondance éventuelle entre les paramètres de certains critères.

3.2.1. Critère de Mohr-Coulomb

3.2.1.1. Formulation classique

De manière générale, le modèle de Mohr-Coulomb constitue une loi élastique parfaitement plastique utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long termes (argiles, limons).

Dans l'espace des contraintes principales, le critère de plasticité défini dans le modèle de Mohr-Coulomb est une pyramide de section hexagonale d'équation (3.1).

$$f(\underline{\underline{\sigma}}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2C \cos \phi \quad (3.1)$$

ϕ désigne l'angle de frottement et C la cohésion.

Dans le cas particulier où $\phi = 0$, le critère est appelé « critère de Tresca » et la pyramide dégénère en prisme. Il est particulièrement utilisé pour la modélisation du comportement à court terme des sols cohérents.

De manière équivalente, la surface de rupture peut aussi s'écrire :

$$f(\underline{\underline{\sigma}}) = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi - 2C \sqrt{N_\phi}, \quad N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.2)$$

Dans le plan déviatoire (π), la section du critère est un hexagone (Figure 3.1).

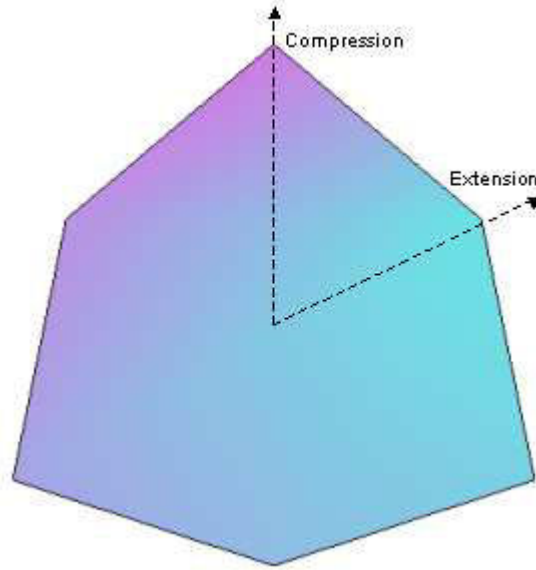


Figure 3.1 - Critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatoire

La formulation classique du critère de Mohr-Coulomb ne fait pas intervenir la contrainte intermédiaire. Compte tenu du contexte, il semble intéressant de transcrire ce critère dans un formalisme en invariants, afin d'en faire une éventuelle analogie avec les critères présentés plus loin.

3.2.1.2. Transcription en invariants

Les contraintes principales peuvent s'exprimer en fonction du premier et du second invariant du tenseur des contraintes et de l'angle de Lode⁴ :

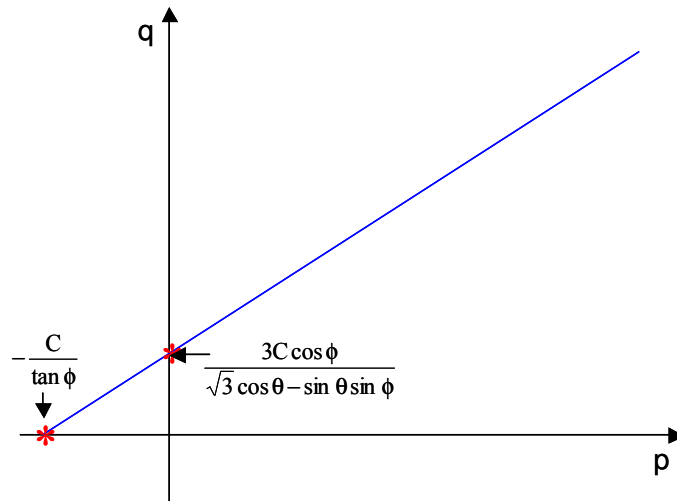
$$\sigma_i = p + \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin \left[(2-i) \frac{2\pi}{3} - \theta \right], \quad i \in \{1, 2, 3\}, \quad \theta \in \left[-\frac{\pi}{6}; \frac{\pi}{6} \right] \quad (3.3)$$

La formulation du critère de Mohr-Coulomb, donnée par (3.1), peut alors s'exprimer en termes d'invariants :

$$f(p, q) = \sqrt{J_2} \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \phi}{\sqrt{3}} \right) - p \sin \phi - c \cos \phi, \quad \theta \in \left[-\frac{\pi}{6}; \frac{\pi}{6} \right] \quad (3.4)$$

Dans le plan ($p; q$), l'équation (3.4) est bien l'équation d'une droite (Figure 3.2).

⁴ Une démonstration est fournie en Annexe A.


 Figure 3.2 - Critère de Mohr-Coulomb, dans le plan $(p ; q)$

3.2.2. Critère de Drücker-Prager

3.2.2.1. Formulation générale

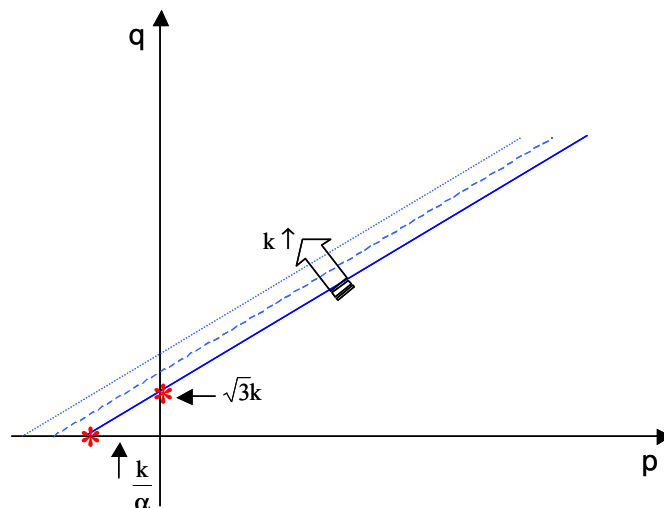
Le critère de plasticité du modèle de Drücker-Prager s'exprime en fonction du premier et du second invariant du tenseur des contraintes :

$$f(\underline{\underline{\sigma}}) = \sqrt{J_2} - \alpha p - k \quad (3.5)$$

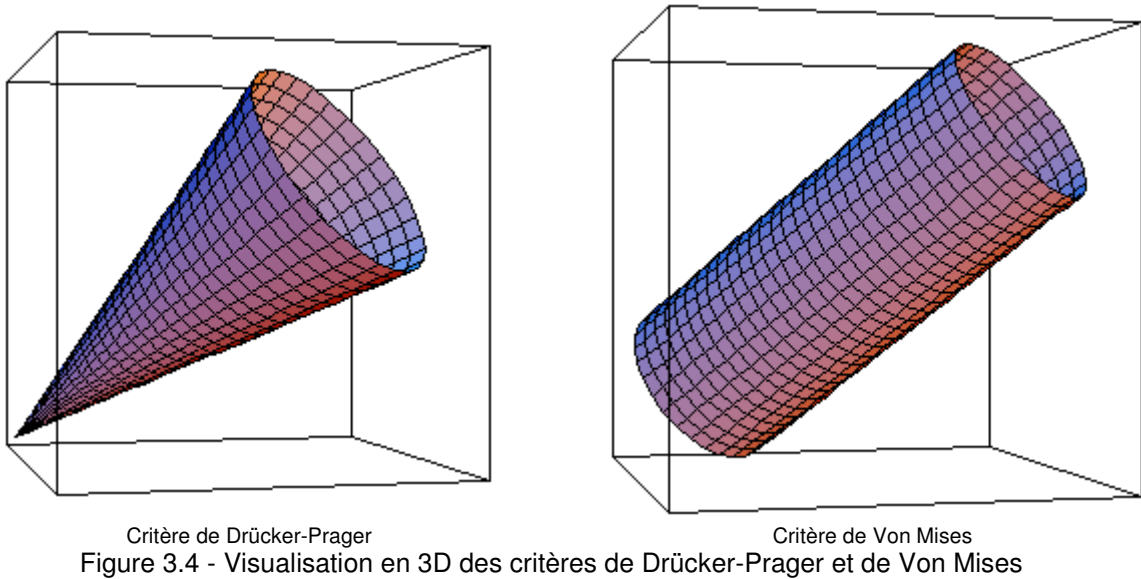
Dans l'espace des contraintes, ce critère représente un cône.

Dans le cas particulier où $\alpha = 0$, le critère correspond au critère de Von-Mises, et le cône dégénère en cylindre dans l'espace des contraintes.

La Figure 3.3 présente la forme du critère de Drücker-Prager, dans le plan $(p; q)$, lorsque k croît.


 Figure 3.3 - Critère de Drücker-Prager dans le plan $(p ; q)$

La Figure 3.4 donne une représentation en 3D, dans l'espace des contraintes, du critère de Drücker-Prager et du critère dégénéré de Von Mises.



3.2.2.2. Correspondance avec les paramètres du critère de Mohr-Coulomb

Il est possible, et souvent utile, d'exprimer les paramètres du critère de Drucker-Prager, α et k , en fonction de ceux du critère de Mohr-Coulomb, c et ϕ . Les relations de correspondance diffèrent selon le type d'essai considéré.

Type d'essai	α	k
Compression triaxiale ($\theta = 30^\circ$)	$\alpha = \frac{6 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$	$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$
Extension triaxiale ($\theta = -30^\circ$)	$\alpha = \frac{6 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$	$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$

Tableau 3.1 - Paramètres du critère de Drucker-Prager en fonction de ceux du critère de Mohr-Coulomb

Réciproquement, les paramètres du critère de Mohr-Coulomb peuvent s'exprimer en fonction des paramètres du critère de Drucker-Prager (Hicher et Shao, 2002).

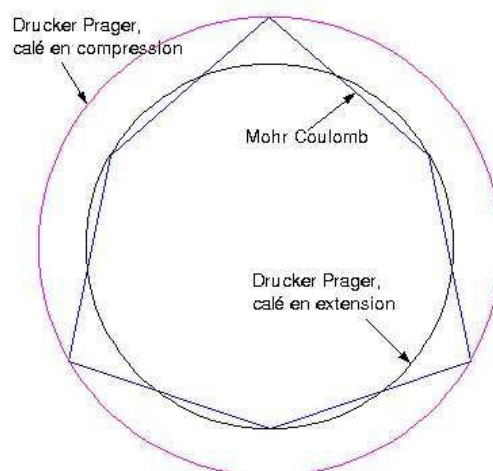


Figure 3.5 - Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager, dans le plan déviatoire

Dans l'espace des contraintes, le critère de Drücker-Prager représente un cône tangent à la pyramide du critère de Mohr-Coulomb : à l'extérieur si l'essai utilisé pour le calage est la compression et à l'intérieur s'il s'agit de l'extension. La Figure 3.5 présente les sections des deux critères dans le plan (π) , dans chacun des cas.

3.2.3. Critère de Hoek et Brown

3.2.3.1. Formulation générale et illustration

Le critère en cisaillement de Hoek et Brown convient particulièrement à la modélisation du comportement des massifs rocheux. L'expression de la surface de plasticité est donnée par l'équation (3.6).

$$f(\underline{\sigma}) = \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (3.6)$$

σ_c désigne la résistance en compression simple mesurée en laboratoire. s est un paramètre exprimant le degré de fracturation de la roche : $s=1$ pour un matériau non fracturé et $s=0$ pour un matériau totalement granulaire. m est un paramètre lié à la nature pétrographique. Dans la formulation initiale, le paramètre a est égal à $1/2$, mais une expression généralisée a été proposée, dans laquelle $a \in]0;1]$. Si $a=0$, (3.6) correspond au critère de Tresca.

Dans le plan déviatoire, le critère de Hoek et Brown est un tétraèdre de forme équivalente à la surface de Mohr-Coulomb (Figure 3.1). Dans le plan $(\sigma_3; \sigma_1)$, son allure est représentée sur la Figure 3.6.

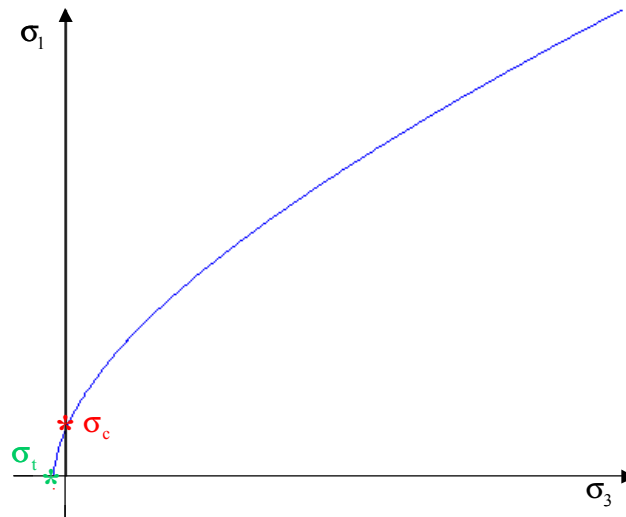


Figure 3.6 - Critère de Hoek et Brown dans le plan des contraintes principales

Sur la Figure 3.6, σ_t correspond à la résistance en traction. Dans le cas où $a = 0.5$, elle est déterminée analytiquement par :

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4s})}{2} \quad (3.7)$$

Une variation des paramètres a , m et s , dans (3.6), conduit à une allure globalement différente du critère. Par exemple, dans la loi proposée par Laigle (2004), trois seuils de résistance ont été introduits, définis à partir du critère de Hoek et Brown, pour des valeurs particulières de a , m et s (Tableau 3.2). Les trois seuils sont représentés sur la Figure 3.7.

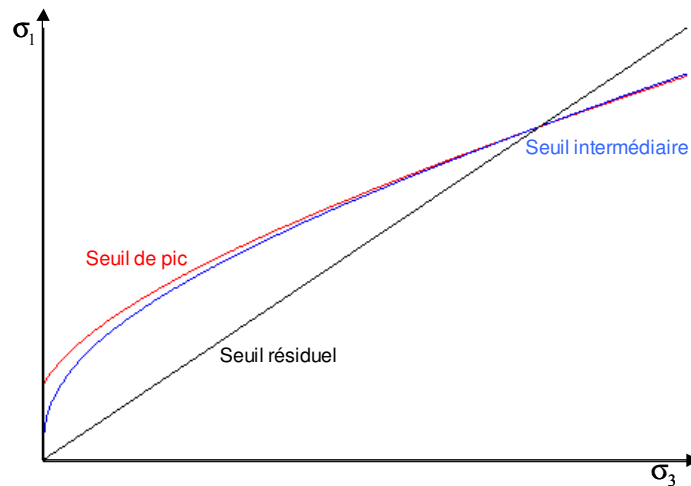


Figure 3.7 - Illustration : seuils de résistance de la loi de Laigle

	a	m	s
Seuil de pic	0.33	20.0	1.0 (roche intacte)
Seuil intermédiaire	0.351	2.2	0 (état granulaire)
Seuil résiduel	1.0 (droite)	17.0	0 (état granulaire)

Tableau 3.2 - Paramètres des seuils de la loi de Laigle

3.2.3.2. Correspondance avec les paramètres du critère de Mohr-Coulomb

Au même titre qu'il existe une correspondance entre les paramètres des critères de Drucker-Prager et de Mohr-Coulomb (3.2.2.2), il est possible d'exprimer les paramètres σ_c , a , m et s du critère de Hoek et Brown en fonction de C et ϕ , paramètres du critère de Mohr-Coulomb. Le critère de Mohr-Coulomb peut être vu comme la linéarisation du critère de Hoek et Brown : la linéarisation *en un point* (Figure 3.8) ou la linéarisation *sur une plage de contraintes* qui conduit alors à des valeurs constantes de C et ϕ .

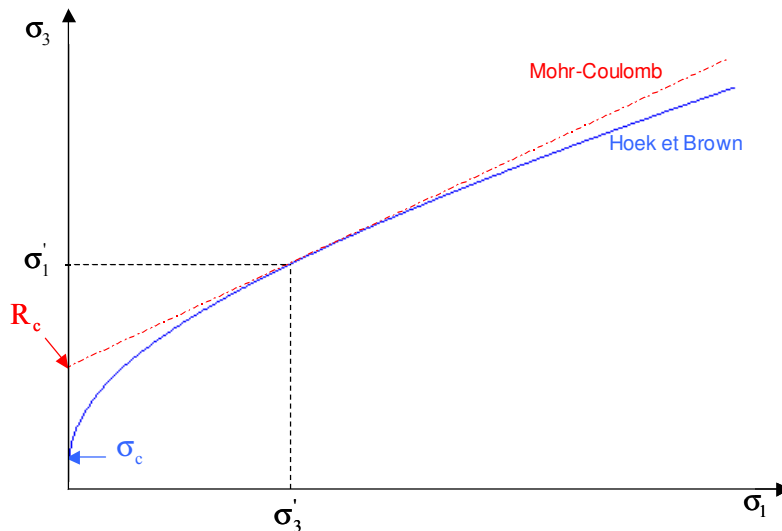


Figure 3.8 - Critère de Mohr-Coulomb vu comme linéarisation du critère de Hoek et Brown

Par identification avec la formulation (3.2) du critère de Mohr-Coulomb :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} = N_\phi \text{ (pente de la droite)} & (3.8) \\ R_c = 2c\sqrt{N_\phi} \text{ (ordonnée à l'origine)} & (3.9) \end{cases}$$

D'après l'expression de N_ϕ , et en dérivant le critère de Hoek et Brown (3.6) par rapport à σ_3 , (3.8) permet d'écrire :

$$\tan^2\left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}\right) = 1 + am\left(m\frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^{a-1} \quad (3.10)$$

L'angle de frottement du critère de Mohr-Coulomb s'exprime alors en fonction des paramètres du critère de Hoek et Brown :

$$\phi = 2\text{atan}\left(\sqrt{1 + am\left(m\frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^{a-1}}\right) - \frac{\pi}{2} \quad (3.11)$$

D'autre part, la linéarisation du critère de Hoek et Brown en σ_3' (équation de la droite rouge sur la Figure 3.8) donne :

$$\sigma_1' = N_\phi \sigma_3' + R_c \quad (3.12)$$

Puis, l'écriture du critère de Hoek et Brown (3.6) en σ_3' et en σ_1' permet d'écrire :

$$R_c = (1 - N_\phi)\sigma_3' + \sigma_c\left(m\frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s\right)^a \quad (3.13)$$

Finalement, la cohésion du critère de Mohr-Coulomb s'exprime en fonction de σ_c , a , m et s :

$$C = \frac{(1 - N_\phi)\sigma_3' + \sigma_c\left(m\frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s\right)^a}{2\sqrt{N_\phi}} \quad (3.14)$$

Inversement, les paramètres du critère de Hoek et Brown s'expriment en fonction de C et ϕ :

$$m + 1 = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \text{ et } \sigma_c s^a = \frac{2C\cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad (3.15)$$

3.2.4. Critères CJS, HB_CJS et L&K

3.2.4.1. Le critère CJS

Le premier critère, un peu moins classique et entièrement défini en termes d'invariants, qui est présenté ici, est le critère du modèle CJS.

La première version du modèle CJS a été proposée en 1983 par Cambou et al., pour reproduire le comportement des matériaux granulaires. Elle a été substantiellement modifiée en 1987, par Cambou et Jafari, pour constituer une version quasi-définitive en 1991. Le modèle CJS a été baptisé en fonction du nom de ses principaux fondateurs : Cambou, Jafari et Sidoroff.

Le critère de plasticité du modèle CJS s'exprime de la manière suivante :

$$\sqrt{2J_2} h(\theta) - R_m I_1 - R_m Q_{\text{init}} = 0 \quad (3.16)$$

Où R_m et Q_{init} sont des paramètres propres au modèle et $h(\theta) = (1 - \gamma \sin(3\theta))^{1/6}$ est une fonction de l'angle de Lode.

Ce critère ne sera pas d'avantage développé. Il permet de faire la transition avec un nouveau critère, qui concerne plus précisément ces travaux de recherche et qui s'est inspiré du critère CJS. Il a été proposé par Kolmayer en 2002, dans le but d'intégrer le modèle de Laigle (2004) dans *Code_Aster*⁵. A l'origine, l'objectif était d'exprimer le critère de Hoek et Brown (intervenant dans la loi de Laigle) dans un formalisme en invariants de contraintes. Ce nouveau critère a donc été appelé *critère HB_CJS*.

3.2.4.2. Le critère HB_CJS

En partant d'une expression générale du type (3.17), l'idée est de déterminer les paramètres A, B et D, afin qu'elle coïncide avec un critère de Hoek et Brown, sur **des chemins de compression et d'extension** triaxiale (Kolmayer, 2002).

$$\sqrt{2J_2} - \sigma_c [A(h(\theta))\sqrt{2J_2} + BI_1 + D]^a = 0 \quad (3.17)$$

La détermination de A, B et D se fait par identification avec l'équation (3.6).

– En compression ($\theta = 30^\circ$) :

$$A^c = -\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c}, \quad B^c = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad D^c = sk, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{1/2a} \quad (3.18)$$

– En extension ($\theta = -30^\circ$) :

$$A^e = -\sqrt{\frac{2}{3}} \frac{mk}{\sigma_c}, \quad B^e = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad D^e = sk, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{1/2a} \quad (3.19)$$

Finalement, le critère HB_CJS est défini par :

$$\begin{aligned} &\sqrt{2J_2} - \sigma_c [A(h(\theta))\sqrt{2J_2} + BI_1 + D]^a = 0 \\ \text{Avec } A(h(\theta)) &= -\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c} \left[\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{2h(\theta) - (h_0^c + h_0^e)}{h_0^c - h_0^e} \right) \right] \\ B &= \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad D = sk, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{1/2a} \\ h(\theta) &= (1 - \gamma \sin(3\theta))^{1/6}, \quad h_0^c = h(30^\circ) = (1 - \gamma)^{1/6} \text{ et} \\ h_0^e &= h(-30^\circ) = (1 + \gamma)^{1/6} \end{aligned} \quad (3.20)$$

Aux paramètres traditionnels du critère de Hoek et Brown, il faut ajouter un paramètre γ influant sur la forme du critère dans le plan (π).

Le « double calage », en compression **et** en extension, sur le critère de Hoek et Brown, pose des problèmes de convexité de la surface dans le plan déviatoire (Figure 3.9).

Afin d'éviter d'éventuels problèmes numériques induits par la perte de convexité du critère, une version, calée sur le critère de Hoek et Brown **uniquement en compression**, a été proposée (Kolmayer, 2002). C'est cette dernière qui a été programmée dans *Code_Aster* pour l'implémentation de la loi de Laigle. A titre d'illustration, une représentation en 3D des critères de la loi de Laigle est donnée sur la Figure 3.10.

⁵ Code de calcul aux éléments finis, développé par EDF.

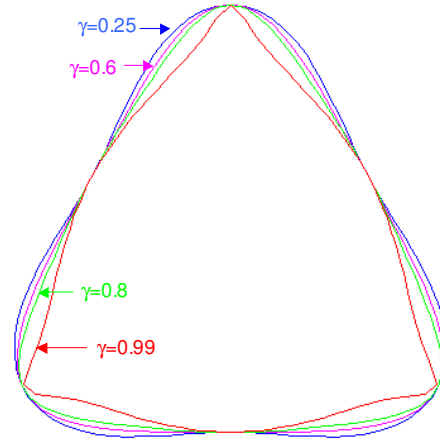
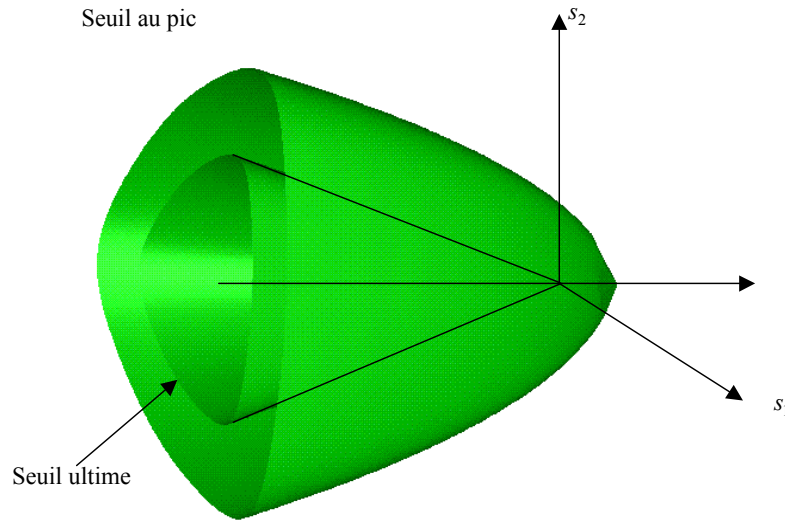

 Figure 3.9 - Visualisation du critère HB_CJS dans le plan (π), pour $a=0.5$ et différents γ


Figure 3.10 - Visualisation 3D des seuils de la loi de Laigle transcrits dans un formalisme HB_CJS

3.2.4.3. Le critère L&K

Compte tenu des spécifications initiales (voir 3.1), le critère de plasticité du modèle proposé dans cette thèse doit correspondre au critère de la loi de Laigle (Hoek et Brown) sur un chemin de compression. De plus, il a été envisagé de pouvoir **piloter la résistance en extension**.

En poursuivant les travaux menés sur le critère HB_CJS (Cambou et al, 1991 ; Kolmayer, 2002), un nouveau critère a été proposé. Développé spécifiquement pour les besoins de la thèse, il a été baptisé critère *L&K*. Son expression générale est donnée ci-après.

$$\begin{aligned}
 &\sqrt{2J_2} H(\theta) - \sigma_c H_0^c \left[A \sqrt{2J_2} H(\theta) + B I_1 + D \right]^a = 0 \\
 &A = -\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c H_0^c}, \quad B = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad D = sk, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{1}{2a}}, \\
 &H(\theta) = \frac{H_0^c + H_0^e}{2} + \left(\frac{H_0^c - H_0^e}{2}\right) \left(\frac{2h(\theta) - (h_0^c + h_0^e)}{h_0^c - h_0^e}\right) \\
 &h(\theta) = (1 - \gamma \sin 3\theta)^{1/6}, \quad h_0^c = H_0^c = h(30^\circ) = (1 - \gamma)^{1/6}, \quad h_0^e = h(-30^\circ) = (1 + \gamma)^{1/6}
 \end{aligned} \tag{3.21}$$

Cette nouvelle formulation permet d'assurer l'existence d'un jeu de paramètres pour lequel la surface est convexe.

Le paramètre γ influe toujours sur la forme du critère dans le plan déviatoire et lorsque $\gamma \rightarrow 1$, la surface perd sa convexité (Figure 3.11).

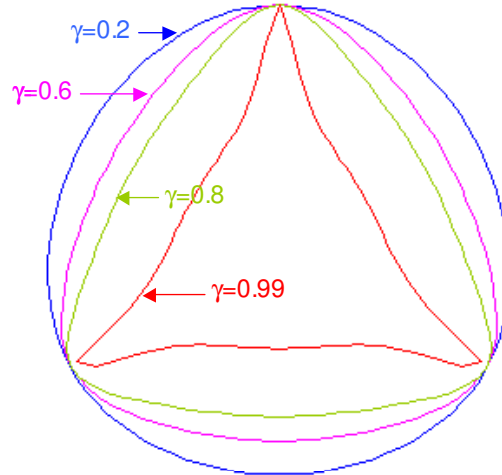


Figure 3.11 - Visualisation du critère *L&K* dans le plan déviatoire pour différentes valeurs de γ

Dans le plan $(p ; q)$, l'allure du critère est la même que celle du critère de Hoek et Brown.

3.2.5.Critère de Aubertin et al.

Aubertin et al. (2000) proposent un critère multiaxial permettant de prendre en compte la nature tridimensionnelle de l'état des contraintes induisant la rupture. Il s'agit d'un critère particulièrement adapté à la modélisation du comportement des roches et des massifs rocheux ainsi qu'aux calculs numériques liés aux ouvrages souterrains.

Le point de départ est le critère MSDP_u (**M**ises-**S**chleicher-**D**rücker and **P**rager **u**nified), dans lequel est introduit un terme spécifique aux roches poreuses. Le critère MSDP_u est lui-même une extension du modèle MSDP, établi pour pallier les difficultés d'implantation numérique et d'identification des paramètres via l'expérience.

3.2.5.1.Formulation du critère MSDP

L'expression générale du critère de plasticité MSDP est donnée sous la forme (3.22).

$$f(\underline{\sigma}) = \sqrt{J_2} - F_0 F_\pi \quad (3.22)$$

F_0 est une fonction de I_1 (fonction *médiane*), décrivant la forme et la position du critère de rupture dans le plan $(p ; q)$. F_π dépend de l'angle de Lode θ (fonction *déviatoire*) et définit la forme du critère dans le plan déviatoire (π) .

La fonction médiane est définie par le système d'équations (3.23). σ_c et σ_t désignent respectivement les résistances en compression et en traction uniaxiales et ϕ est l'angle de frottement.

$\langle \cdot \rangle$ sont les crochets de MacCauley :
$$\begin{cases} \langle x \rangle = x & \text{si } x \geq 0 \\ \langle x \rangle = 0 & \text{si } x < 0 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_0 = \sqrt{\frac{1}{3}[(\sigma_c - \sigma_t)I_1 f + \sigma_c \sigma_t]} \\ f = 1 + \frac{3\alpha^2 < I_1 - I_T >}{\sigma_c - \sigma_t} \\ I_T = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{12\alpha^2} - \frac{\sigma_c \sigma_t}{\sigma_c - \sigma_t} \\ \alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \end{array} \right. \quad (3.23)$$

La fonction déviatoire est définie par (3.24).

$$F_\pi = \frac{b}{\sqrt{b^2 + (1 - b^2) \sin^2(45^\circ - 1.5\theta)}} \quad (3.24)$$

Dans le plan déviatoire, la forme du critère est contrôlée par le paramètre b , qui représente le rapport entre la résistance en compression triaxiale conventionnelle (CTC) et la résistance en extension triaxiale réduite (RTE). La valeur du paramètre b est, en général, de l'ordre de 0.75.

La Figure 3.12 donne l'allure de la fonction déviatoire du critère MSDP, dans le plan (π) , suivant la valeur de b .

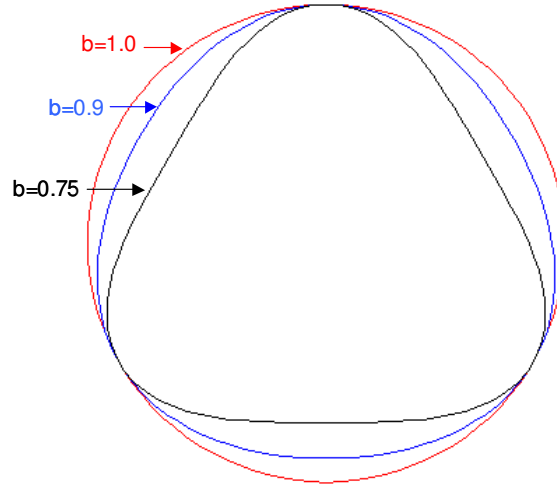


Figure 3.12 - Forme de la fonction déviatoire du critère MSDP

Il a été démontré que la version initiale du critère MSDP décrivait plutôt bien les résultats expérimentaux pour une large variété de roches.

3.2.5.2. Formulation initiale du critère MSDP_u

Afin de pallier les inconvénients essentiellement dus à la formulation mathématique du critère MSDP, une nouvelle version, appelée MSDP_u, a été introduite. La particularité de cette formulation réside dans le développement d'une fonction mathématique simple et *continue* qui approche le critère MSDP.

L'équation générale du critère MSDP_u est toujours de la forme (3.22) et la fonction déviatoire F_π reste définie par (3.24). Seule l'expression de la fonction médiane a été reformulée par (3.25).

$$F_0 = \sqrt{\alpha^2 (I_1^2 - 2a_1 I_1) + a_2^2} \quad (3.25)$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_c^2 - (\sigma_t/b)^2}{6\alpha^2(\sigma_c + \sigma_t)} \right) \\ a_2 = \left\{ \left(\frac{\sigma_c + \sigma_t/b^2}{3(\sigma_c + \sigma_t)} - \alpha^2 \right) \times \sigma_c \sigma_t \right\}^{1/2} \\ \alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \end{array} \right. \quad (3.26)$$

La Figure 3.13 présente le critère MSDP_u dans le plan $(p; q)$, dans les cas de la compression triaxiale conventionnelle (CTC - $\theta = 30^\circ$) et de l'extension triaxiale réduite (RTE - $\theta = -30^\circ$).

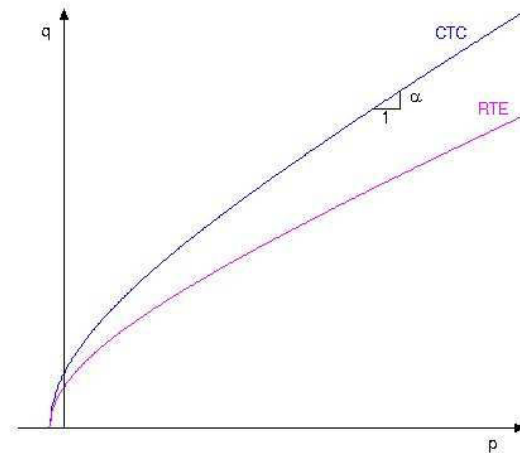


Figure 3.13 - Visualisation du critère MSDP_u dans le plan $(p; q)$

Une représentation tridimensionnelle du critère MSDP_u , dans l'espace des contraintes, est donnée sur la Figure 3.14, pour $b=0.75$.

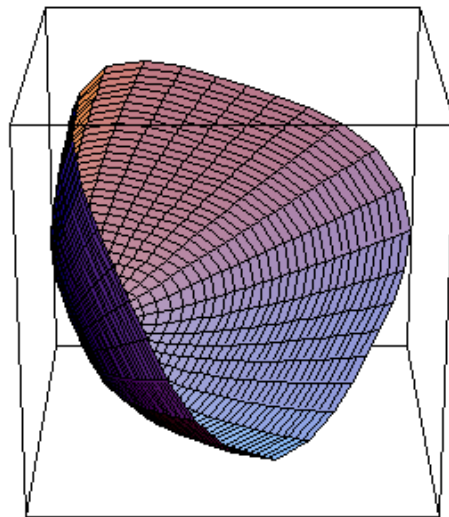


Figure 3.14 - Visualisation 3D du critère MSDP_u , dans l'espace des contraintes

3.2.5.3. Le critère de Aubertin et al., une généralisation du MSDP_u .

Pour rendre compte des effets de l'endommagement et du temps, le critère MSDP_u , initialement proposé pour décrire la rupture des roches intactes (peu poreuses) à court terme, a été généralisé.

La formulation généralisée, proposée par Aubertin et al., est donnée par les équations (3.22), (3.27) et (3.28).

$$F_0 = \left\{ \alpha^2 (I_1^2 - 2\tilde{a}_1 I_1) + \tilde{a}_2^2 - a_3' < I_1 - I_c >^2 \right\}^{1/2} \quad (3.27)$$

$$F_\pi = \frac{b}{[b^2 + (1-b^2) \sin^2(45^\circ - 1.5\theta)]^{1/2}} \quad (3.28)$$

I_c est un paramètre associé à l'initiation de la porosité. Plus le matériau est poreux, plus I_c est petit. Ainsi, pour des matériaux très peu poreux, la valeur de I_c étant très grande, le terme $a_3' < I_1 - I_c >$ tend à disparaître et le critère rejoint le critère de MSDP_u.

Les paramètres de l'équation (3.27) sont définis par (3.29).

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \\ \tilde{a}_1 &= \Gamma a_1 = \left(\frac{\tilde{\sigma}_c - \tilde{\sigma}_t}{2} \right) - \left(\frac{\tilde{\sigma}_c^2 - (\tilde{\sigma}_t / b)^2}{6\alpha^2 (\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} \right) \\ \tilde{a}_2 &= \Gamma a_2 = \left\{ \left(\frac{\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t / b^2}{3(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} - \alpha^2 \right) \times \tilde{\sigma}_c \tilde{\sigma}_t \right\}^{1/2} \\ a_3' &= a_3 (1 - \Gamma) \text{ et } \begin{cases} \tilde{\sigma}_c = \Gamma \sigma_c \\ \tilde{\sigma}_t = \Gamma \sigma_t \end{cases} \end{aligned} \quad (3.29)$$

Dans la fonction F_0 généralisée (3.27), les deux premiers termes sont semblables à ceux intervenant dans le critère MSDP_u (3.25). Cependant, les paramètres a_1 et a_2 ont été remplacés par $\tilde{a}_1$ et $\tilde{a}_2$ qui dépendent d'un paramètre de continuité Γ . Ce paramètre reflète l'état d'endommagement du milieu (considéré isotrope). A un matériau plus poreux, fissuré, fracturé ou altéré correspond un paramètre Γ plus petit. Théoriquement, Γ peut varier de 1 (roche intacte dense) à 0 (matériau très fissuré, sans cohésion). Lorsque $\Gamma = 1$, le critère de Aubertin et al. est exactement le critère MSDP_u.

Le dernier terme de la fonction F_0 (3.27) a été introduit afin d'étendre l'application du critère aux matériaux poreux pouvant se déformer de manière anélastique ou même se fracturer sous de fortes contraintes de compression. En pratique, ce terme additionnel permet de refermer la surface de rupture sur le côté positif de p , lorsque la contrainte hydrostatique de compression excède la valeur de la résistance I_c , qui représente une valeur seuil pour amorcer l'écrasement du milieu sur lui-même. Les crochets de MacCauley ont été employés pour que seules les différences positives de contraintes ($I_1 - I_c$) soient permises. Le paramètre a_3 contrôle la position de la « cap surface » dans le sens des pressions positives. (Dans les illustrations, $a_3 = 0.75$).

La Figure 3.15 montre l'influence du paramètre d'endommagement Γ sur l'allure du critère dans le plan (p ; q), en fonction de la porosité du matériau.

$\Gamma = 1$ correspond à une roche intacte (matériau non endommagé) tandis que $\Gamma = 0$ caractérise un matériau ayant perdu toute sa cohésion. Pour $\Gamma = 0$, le critère est équivalent au critère de Mohr-Coulomb, sans cohésion.

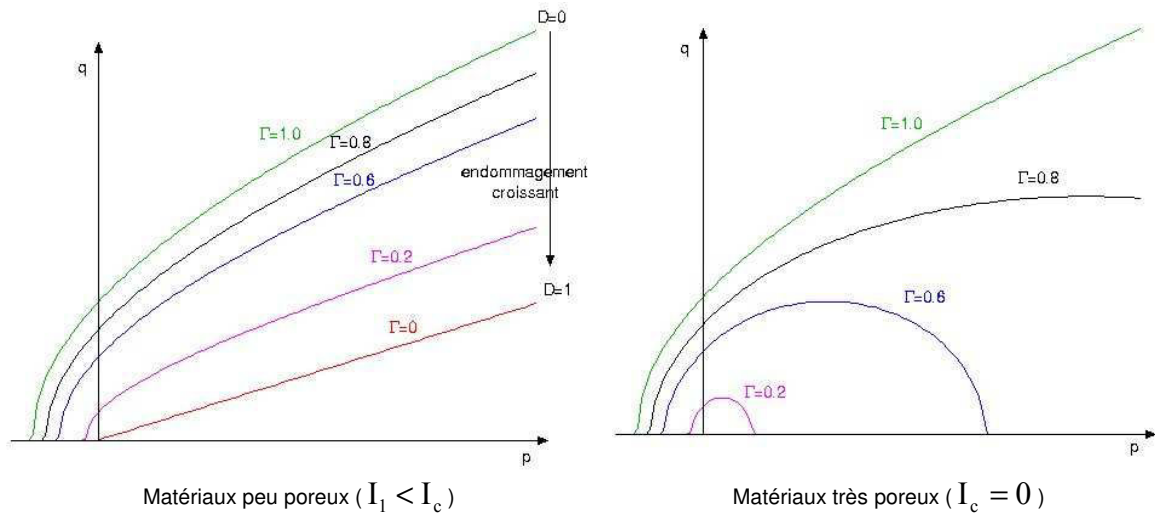


Figure 3.15 - Influence du paramètre d'endommagement Γ dans le plan $(p; q)$

Dans le plan (π) , plus le matériau est endommagé, plus la surface de plasticité est petite. De plus, plus le matériau est poreux plus il est endommageable (Figure 3.16).

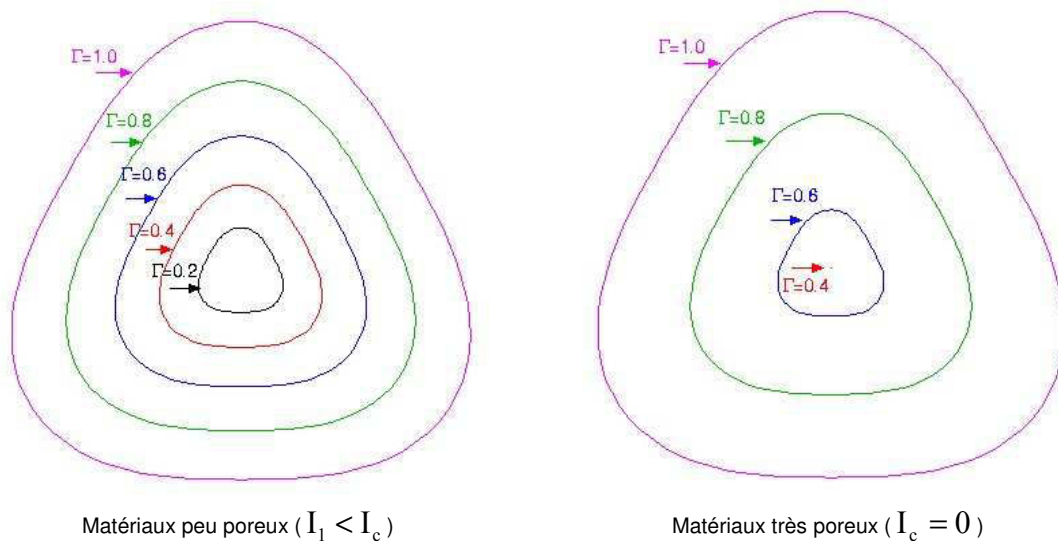


Figure 3.16 - Influence du paramètre d'endommagement Γ dans le plan déviatoire

3.2.6. Critère de Bigoni et Piccolroaz

Plus récemment, Bigoni et Piccolroaz (2003) présentent un nouveau critère de rupture (ou d'endommagement) permettant de modéliser le comportement anélastique d'une large classe de matériaux et prenant en compte le frottement et la cohésion. La validation de ce modèle s'est basée sur des données expérimentales relatives au sol, au béton, aux roches, aux matériaux métalliques et composites, aux métaux poreux et aux polymères.

L'originalité de ce modèle réside dans sa *formulation générique*. Pour divers jeux de paramètres bien choisis, le modèle correspond à des critères bien connus (tels que Mohr-Coulomb (3.2.1), Drucker-Prager (3.2.2)...). De plus, il fournit une condition nécessaire de convexité.

3.2.6.1. Formulation du critère

L'expression générale du critère de rupture est la suivante :

$$F(\underline{\sigma}) = f(p) + \frac{q}{g(\theta)} \quad (3.30)$$



Bigoni et Piccolroaz définissent la compression pour $\theta = 0^\circ$. En conséquence, dans cette partie, l'angle de Lode est défini par $\theta = \frac{1}{3} \arccos\left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}\right)$, $\theta \in \left[0; \frac{\pi}{3}\right]$.

De même que le critère de Aubertin et al. (3.2.5), le critère de Bigoni et al. fait intervenir une fonction *médiane* $f(p)$ et une fonction *déviatoire* $g(\theta)$, définies respectivement par (3.31) et (3.32).

$$f(p) = \begin{cases} -Mp_c \sqrt{(\Phi - \Phi^m)[2(1-\alpha)\Phi + \alpha]} & \text{si } \Phi \in [0, 1] \\ +\infty & \text{si } \Phi \notin [0, 1] \end{cases} \quad (3.31)$$

Avec $\Phi = \frac{p+c}{p_c+c}$, p_c et c désignant respectivement les résistances en compression et en traction isotropes. α et m définissent la distorsion de la fonction médiane dans le plan $(p; q)$.

$$g(\theta) = \frac{1}{\cos\left[\beta \frac{\pi}{6} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(\gamma \cos 3\theta)\right]} \quad (3.32)$$

β et γ caractérisent la forme de la fonction déviatoire dans le plan (π) .

Mathématiquement, les paramètres sont tels que :

$$\underbrace{M > 0, p_c > 0, c \geq 0, 0 < \alpha < 2, m > 1}_{f(p)} \quad \underbrace{0 \leq \beta \leq 2, 0 \leq \gamma \leq 1}_{g(\theta)} \quad (3.33)$$

L'équation du critère (3.30) s'écrit de manière équivalente :

$$q + f(p)g(\theta) = 0, p \in [-c; p_c] \text{ et } \theta \in \left[0; \frac{\pi}{3}\right] \quad (3.34)$$

3.2.6.2. Convexité du critère

La convexité du critère est étudiée dans le plan (π) , elle concerne donc essentiellement la fonction déviatoire.

Pour $\beta \in [0; 2]$, le critère est convexe quelle que soit la valeur du paramètre γ . Les conditions de convexité, démontrées par Bigoni et Piccolroaz (2003), autorisent une plus large plage de variation pour β ; l'intervalle dans lequel β peut varier devient une fonction de γ , définie par (3.35).

$$2 - B(\gamma) \leq \beta \leq B(\gamma)$$

$$\text{où } B(\gamma) = 3 - \frac{6}{\pi} \tan^{-1} \left(\frac{1 - 2 \cos z - 2 \cos^2 z}{2 \sin z (1 - \cos z)} \right) \bigg|_{z = \frac{2}{3(\pi - \cos^{-1} \gamma)}} \quad (3.35)$$

$$\text{et } \gamma \in [0; 1[\Rightarrow B(\gamma) \in]0; 4]$$

3.2.6.3. Représentation du critère et étude de sensibilité

Un aperçu de la forme du critère est donné ci-après, pour diverses valeurs des sept paramètres récapitulés dans (3.33). La forme non-dimensionnée est introduite par le biais d'une division par p_c .

La Figure 3.17 montre l'influence des paramètres M , m , $\frac{c}{p_c}$ et α sur la forme de la fonction médiane ($g(\theta) = 1$) dans le plan $\left(\frac{p}{p_c}; \frac{q}{p_c} \right)$.

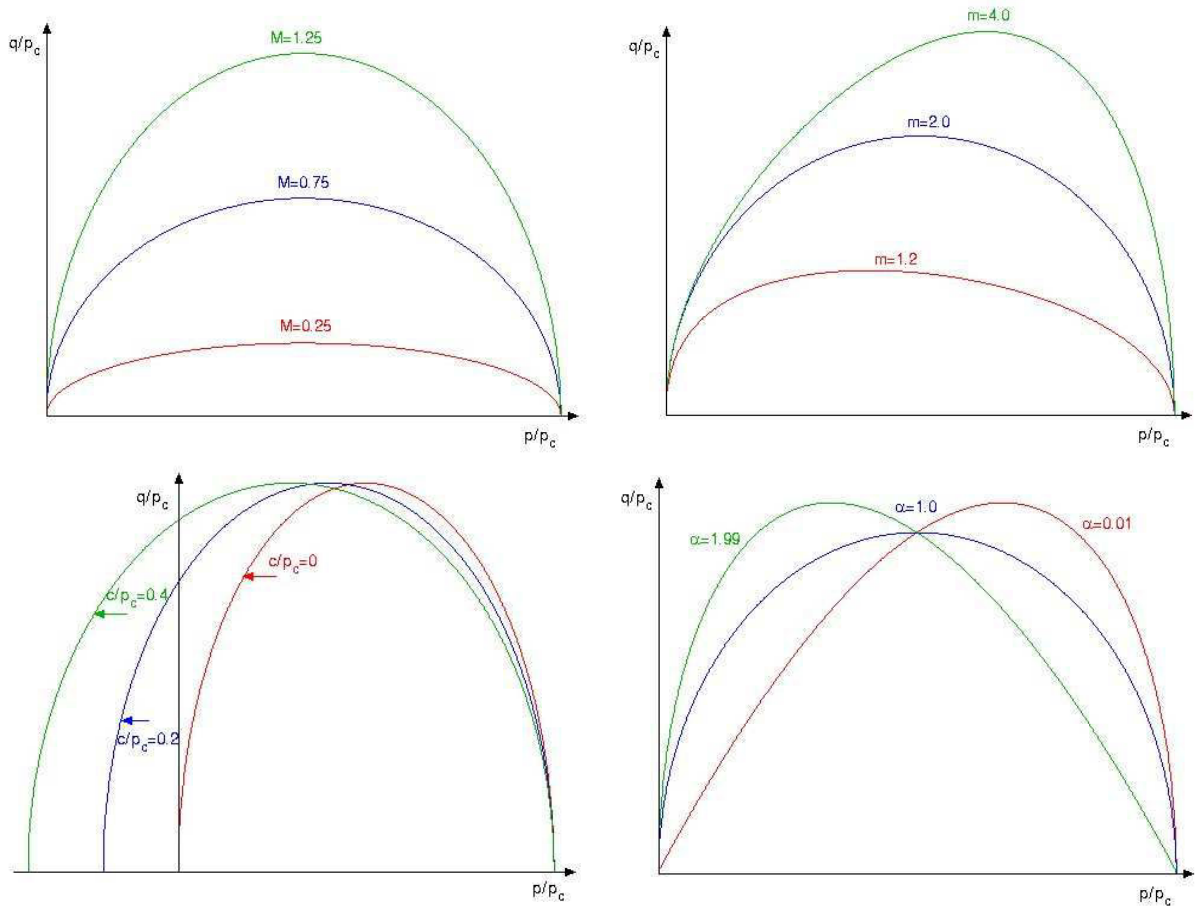


Figure 3.17 - Influence des paramètres M , m , c/p_c et α sur la forme de la fonction médiane

La Figure 3.18 et la Figure 3.19 mettent en évidence l'influence respective des paramètres β et γ sur la forme de la fonction déviatoire. Par souci de lisibilité, la fonction $g(\theta)$ est normalisée par $g\left(\frac{\pi}{3}\right)$ et, en conséquence, toutes les sections coïncident au point $\theta = \frac{\pi}{3}$.

La Figure 3.19 (avec $\beta = 0.5$) montre que le critère de Bigoni et Piccolroaz est semblable au critère de Mohr-Coulomb, dans le cas limite où $\gamma \rightarrow 1$, et au critère de Von-Mises si $\gamma \rightarrow 0$.

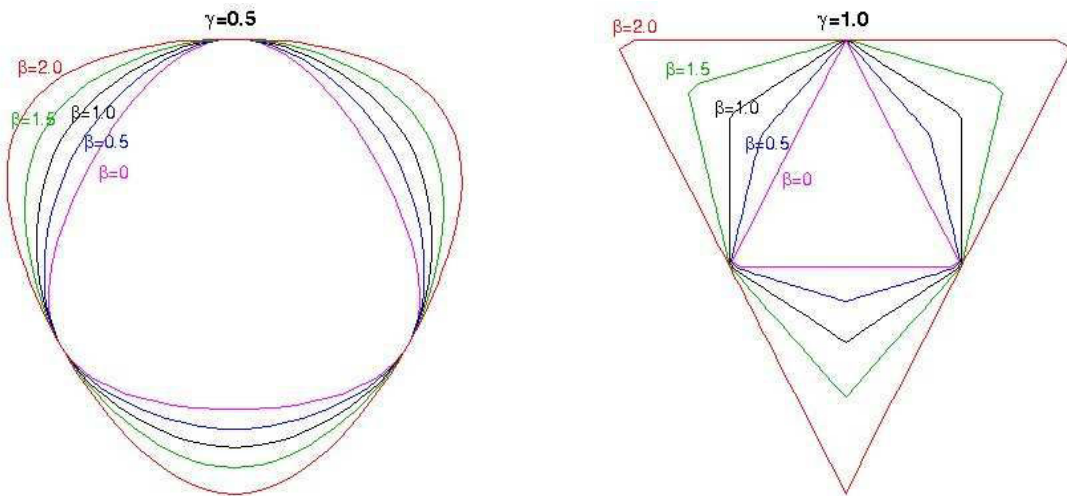


Figure 3.18 - Influence du paramètre β sur la forme de la fonction déviatoire

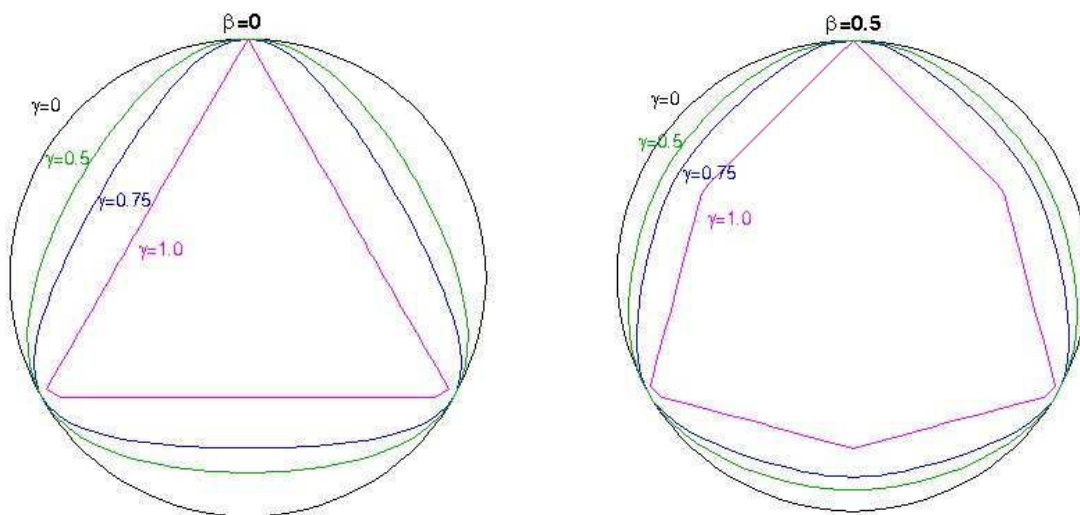


Figure 3.19 - Influence du paramètre γ sur la forme du critère dans le plan (π)

3.2.6.4. Réduction du critère aux cas connus

La remarque précédente se généralise. Le critère défini par (3.34) peut se réduire à presque tous les critères « classiques », pour un jeu de paramètres bien choisi.

Par convention, f_c et f_t désignent respectivement les résistances en compression et en traction uniaxiales et le rapport $\frac{f_c}{f_t}$ est noté r ($r \geq 1$). Le Tableau 3.3 donne les valeurs des paramètres relatifs au critère de Bigoni et Piccolroaz qui permettent de retrouver les critères « classiques ».

La Figure 3.20 présente la forme des critères, mentionnés dans le Tableau 3.3, dans le plan (π) , **obtenus à partir du modèle de Bigoni et Piccolroaz**.

Critère	Fonction médiane $f(p)$	Fonction déviatoire $g(\theta)$
Von-Mises	$\begin{cases} \alpha = 1 \\ m = 2 \\ M = \frac{2f_t}{p_c} \\ c = p_c \rightarrow \infty \end{cases}$	$\begin{cases} \beta = 1 \\ \gamma = 0 \end{cases}$
Drücker-Prager	$\begin{cases} \alpha = 0 \\ M = \frac{3(r-1)}{\sqrt{2}(r+1)} \\ c = \frac{2f_c}{3(r-1)} \\ p_c = f_c m \rightarrow \infty \end{cases}$	$\begin{cases} \beta = 1 \\ \gamma = 0 \end{cases}$
Tresca	$\begin{cases} \alpha = 1 \\ m = 2 \\ M = \frac{\sqrt{3}f_t}{p_c} \\ c = p_c \rightarrow \infty \end{cases}$	$\begin{cases} \beta = 1 \\ \gamma \rightarrow 1 \end{cases}$
Tresca modifié ⁶	$\begin{cases} \alpha = 0 \\ M = \frac{3\sqrt{3}(r-1)}{2\sqrt{2}(r+1)} \\ c = \frac{2f_c}{3(r-1)} \\ p_c = f_c m \rightarrow \infty \end{cases}$	$\begin{cases} \beta = 1 \\ \gamma \rightarrow 1 \end{cases}$
Mohr-Coulomb ⁷	$\begin{cases} \alpha = 0 \\ M = \frac{3 \left[r \cos\left(\beta \frac{\pi}{6} - \frac{\pi}{3}\right) - \cos\left(\beta \frac{\pi}{6}\right) \right]}{\sqrt{2}(r+1)} \\ c = \frac{f_c \left[\cos\left(\beta \frac{\pi}{6} - \frac{\pi}{3}\right) - \cos\left(\beta \frac{\pi}{6}\right) \right]}{3 \left[r \cos\left(\beta \frac{\pi}{6} - \frac{\pi}{3}\right) - \cos\left(\beta \frac{\pi}{6}\right) \right]} \\ p_c = f_c m \rightarrow \infty \end{cases}$	$\begin{cases} \beta = \frac{6}{\pi} \tan^{-1}\left(\frac{\sqrt{3}}{2r+1}\right) \\ \gamma \rightarrow 1 \end{cases}$
Cam-Clay modifié	$\begin{cases} m = 2 \\ \alpha = 1 \\ c = 0 \end{cases}$	$\begin{cases} \beta = 1 \\ \gamma = 0 \end{cases}$

Tableau 3.3 - Correspondance entre le critère de Bigoni et Piccolroaz et les critères usuels

⁶ Le critère modifié de Tresca a été introduit par Drücker en 1953.

⁷ La représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan (π) a été proposée par Shield, en 1955.

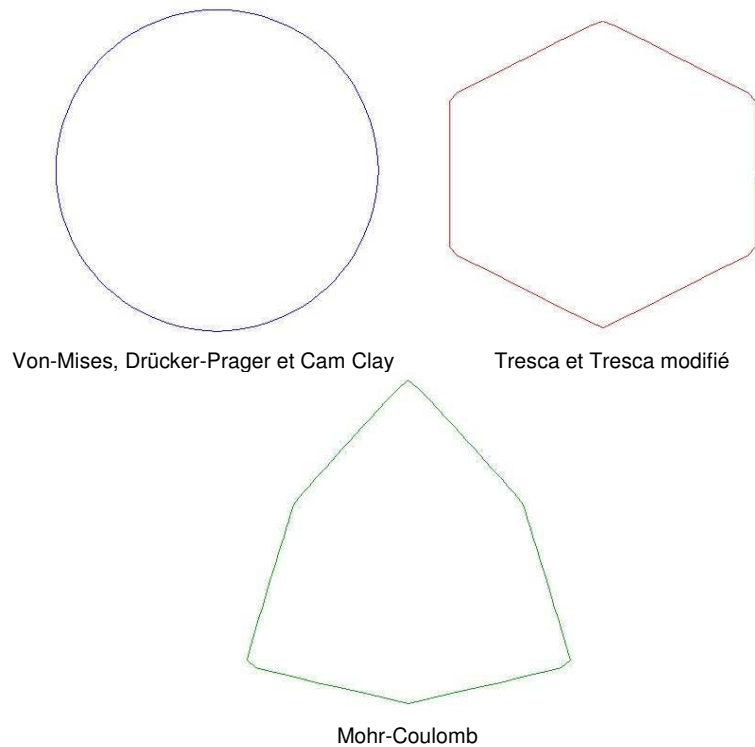


Figure 3.20 - Section déviatorique des critères usuels obtenus à partir du critère de Bigoni et Piccolroaz

3.2.6.5. Généralisation du critère

L'étude réalisée jusqu'alors sur le critère de Bigoni et Piccolroaz peut sembler excessivement détaillée et disjointe du sujet de thèse. Toutefois, les investigations menées dans ce cadre ont éveillé des curiosités qui ont légèrement dévié la trajectoire du fil conducteur de ce troisième chapitre.

A l'origine, l'objectif était d'établir un inventaire de divers critères de plasticité, dans le but d'en sélectionner un répondant aux exigences du cahier des charges de la thèse (3.1). Ce travail a naturellement conduit à proposer d'éventuelles correspondances entre les différents critères et a soulevé le problème de la convexité des critères.

D'une part, le critère de Bigoni et Piccolroaz a été cité pour sa formulation générale permettant d'approcher beaucoup de critères usuels (3.2.6.4). D'autre part, son étude détaillée a permis de définir une condition de convexité générale, valable pour une certaine classe de fonction (3.2.6.5-a). Les résultats prometteurs de cette étude ont alors été exploités pour définir une méthode de génération de critères convexes (3.2.6.5-b).

a) Résultat général pour une classe de fonctions de charge

Bigoni et Piccolroaz (2003) énoncent et démontrent une proposition qui assure la convexité du critère dans le plan (π).

Proposition :

La convexité du critère de rupture défini par (3.30) est équivalente à la convexité des sections médiane et déviatoire correspondantes, dans le plan (π). En d'autres termes :

$$F(\underline{\sigma}) = f(p) + \frac{q}{g(\theta)} \text{ est convexe} \Leftrightarrow \begin{cases} f'' \geq 0 \\ g^2 + 2g'^2 - gg'' \geq 0 \end{cases} \quad (3.36)$$

Où $g(\theta)$ est une fonction à valeurs positives.

b) Génération de fonctions de charge convexes

La proposition du a) est utilisée ici afin de construire des fonctions de charge convexes appartenant à la classe des fonctions définies par (3.30).

(i) Modification de la fonction déviatoire :

La méthode la plus simple est de conserver la fonction médiane $f(p)$ sous la forme donnée par (3.31) et de modifier la fonction déviatoire $g_n(\theta)$.

Bigoni s'intéresse d'abord à la fonction déviatoire proposée par Van Eekelen (1980) :

$$g_n(\theta) = [1 + \beta(1 + \cos 3\theta)]^{-1/n} \quad (3.37)$$

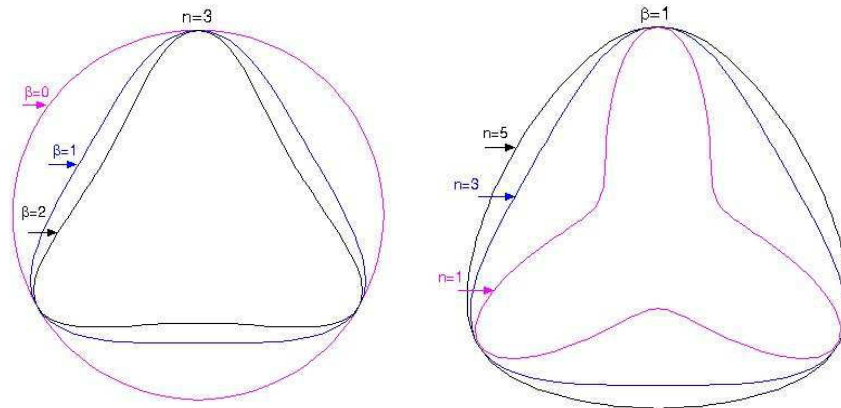
Cette fonction décrit une section déviatoire lisse approchant (sans atteindre) une forme triangulaire (Rankine) quand $n > 0$ et $\beta \geq 0$ varient.

Les conditions de convexité de la fonction déviatoire $g_n(\theta)$ résultent de l'application de la proposition du a) :

Si $0 < n \leq \frac{11}{3}$, alors $g_n(\theta)$ est convexe si et seulement si $\beta \leq \frac{n}{9 - 2n}$.

Sinon, $g_n(\theta)$ est convexe pour $\beta \leq \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{9(n-2)^2}{n^2(4n-13)}} \right)^{-1}$.

La fonction déviatoire de Van Eekelen est représentée dans le plan (π) sur la Figure 3.21, en fonction des paramètres n et β .



La convexité du critère est assurée pour $\beta \leq 1$

Pour $n=1$, la condition de convexité impose $\beta \leq 1/7$

Figure 3.21 - Fonction déviatoire de Van Eekelen : influence des paramètres β et n

Bigoni s'intéresse ensuite à une nouvelle expression de la fonction déviatoire, proposée par William et Warnke (1975) :

$$g_e(\theta) = \frac{2(1 - e^2)\cos\theta + (2e - 1)[4(1 - e^2)\cos^2\theta + 5e^2 - 4e]^{1/2}}{4(1 - e^2)\cos^2\theta + (2e - 1)^2} \quad (3.38)$$

Où $e \in \left[\frac{1}{2}; 1 \right]$ est un paramètre lié au matériau. Pour $e \rightarrow \frac{1}{2}$, la section atteint la limite de Rankine. Pour $e = 1$, le modèle est équivalent au critère de Von-Mises.

La fonction déviatoire présentée comme dernier exemple correspond à l'expression proposée par Gudehus (1973) et Argyris et al. (1974) :

$$g_k(\theta) = \frac{2k}{1 + k + (1 - k)\cos 3\theta} \quad (3.39)$$

Où $k \in]0.777;1]$ désigne un paramètre spécifique au matériau.

La Figure 3.22 montre la limite de la convexité de la fonction déviatoire $g_k(\theta)$.

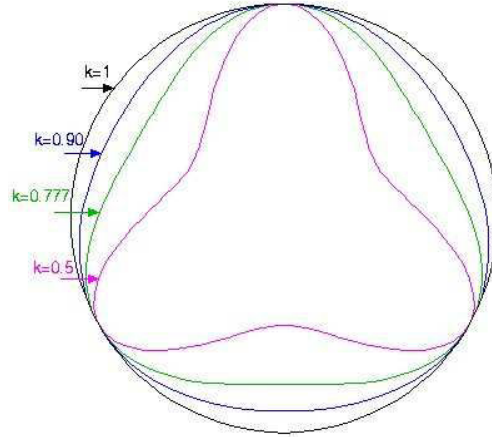


Figure 3.22 - Forme de la fonction déviatoire de Gudehus et Argyris

(ii) Modification de la fonction médiane :

Afin de généraliser la classe des fonctions définies par (3.30), il est également possible d'agir sur la fonction médiane $f(p)$.

Par exemple, Bigoni propose de prendre :

$$f_\Gamma(p) = -\Gamma(p + c) \quad (3.40)$$

Où c désigne la résistance en traction isotrope et Γ est un paramètre dépendant du matériau.

Remarque :

Le critère défini par (3.41) a été utilisé par Laroussi et al. (2002) pour décrire le comportement des mousses de polyuréthane.

$$q = -f_\Gamma(p)g_k(\theta) \quad (3.41)$$

3.3. Application au granite de Westerly

Le paragraphe 3.2 donne une description analytique de différents critères de plasticité. Chaque critère convient à une catégorie de matériaux en particulier. Par exemple, le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour traduire le comportement des sables tandis que le critère de Hoek et Brown est bien adapté à la modélisation des roches.

Cette étude sert de préliminaire à l'élaboration d'une modélisation rhéologique des massifs rocheux. L'objectif est, à partir des critères cités dans la première partie, de mettre en exergue celui qui convient le mieux à la modélisation des roches.

La détermination de ce critère est basée sur des résultats expérimentaux issus d'essais triaxiaux, réalisés par Haimson et Chang (2000), sur le Granite de Westerly. La démarche consiste à caler certains critères théoriques sur les courbes expérimentales, dans la mesure du possible.

3.3.1. Données expérimentales

Les résultats expérimentaux de référence sont issus de vrais essais triaxiaux ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) réalisés sur le granite de Westerly (Haimson et Chang, 2000). Les données sont relevées sur la Figure 3.23. Cette dernière montre l'influence de la contrainte intermédiaire σ_2 sur la résistance du granite. Pour chacune des valeurs de σ_3 , la résistance du granite augmente d'abord très significativement avec σ_2 puis finit par atteindre un palier.

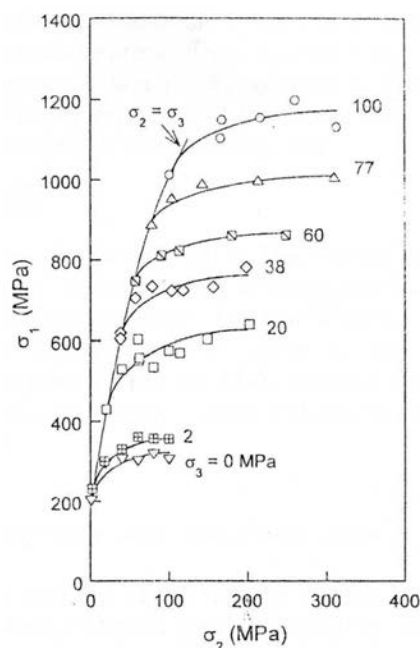


Figure 3.23 - Résultats d'essais triaxiaux sur le granite de Westerly (Haimson et Chang, 2000)

3.3.2. Calage du critère de Mohr-Coulomb

D'après 3.2.1.1, le critère de Mohr-Coulomb est indépendant de la contrainte intermédiaire donc, dans le plan (σ_1 ; σ_2), l'expression de σ_1 en fonction de σ_2 est une droite parallèle à l'axe des abscisses. L'ajustement de ce critère sur les résultats expérimentaux de la Figure 3.23 semble d'avance compromis.

Le point de départ est l'essai de compression triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$). Les points expérimentaux placés dans le plan (σ_3 ; σ_1) forment, en théorie, une droite (Figure 3.24). L'angle de frottement ϕ du critère de Mohr-Coulomb est alors déterminé à partir de la pente de cette droite et la cohésion C se déduit de l'ordonnée à l'origine.

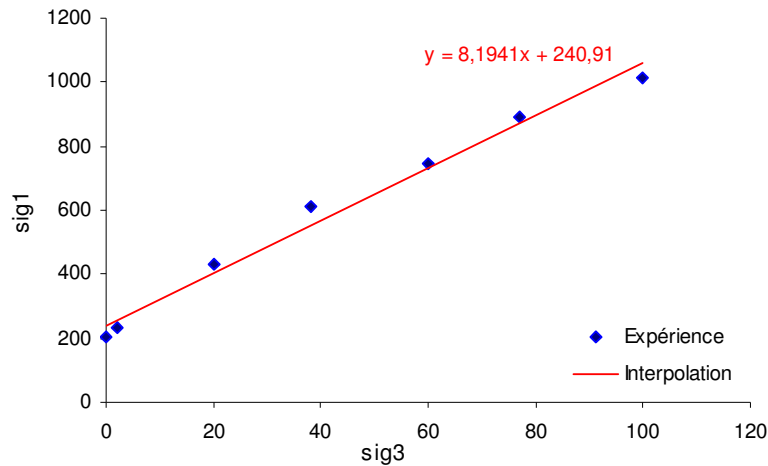


Figure 3.24 - Essais de compression triaxial – Interpolation linéaire

Les points expérimentaux sont interpolés par une droite, dont l'équation permet de déduire :

$$\begin{aligned}
 - \quad & \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \approx 8.2 \Rightarrow \phi \approx 51.5^\circ \\
 - \quad & 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \approx 241 \Rightarrow C \approx 42 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Le calcul de σ_1 , à partir du critère de Mohr-Coulomb et avec les valeurs de ϕ et de C précédemment définies, conduit au calage suivant :

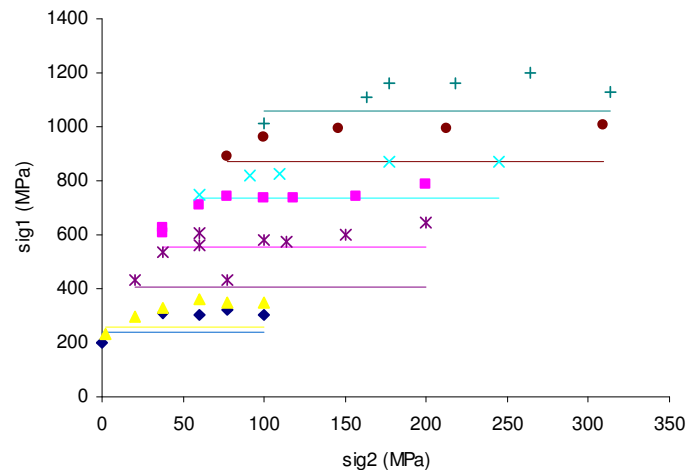


Figure 3.25 - Calage du critère de Mohr-Coulomb

Le calcul de σ_1 à l'aide du critère de Mohr-Coulomb (3.4), écrit dans un formalisme en invariants, conduit aux mêmes résultats.

3.3.3. Ajustement du critère de Hoek et Brown

La détermination de σ_1 se fait maintenant à l'aide du critère de Hoek et Brown (3.6). Les paramètres ont été définis à partir de travaux antérieurs, menés par Laigle (2004), sur la

prédiction du comportement du granite de Westerly : $\sigma_c=298\text{MPa}$, $a=0.5$, $m=27$ et $s=1.0$. Les résultats sont présentés sur la Figure 3.26.

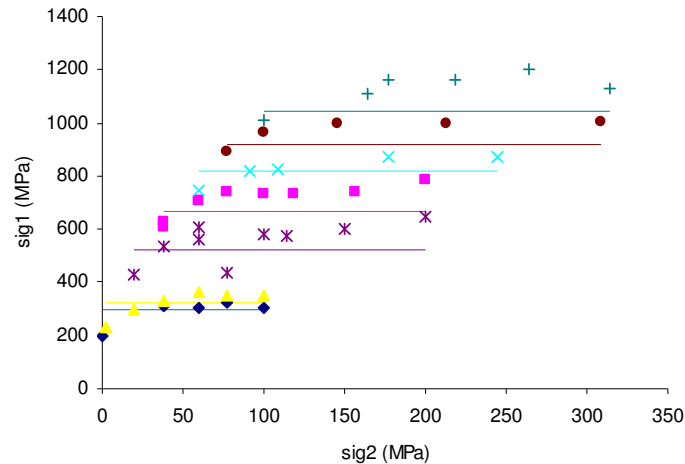


Figure 3.26 - Ajustement du critère de Hoek et Brown

L'expression du critère de Hoek et Brown ne fait pas non plus intervenir la contrainte intermédiaire (droites parallèles horizontales). Par contre, le critère semble meilleur que le critère de Mohr-Coulomb : la contribution de σ_3 paraît plus adaptée.

D'après la Figure 3.25 et la Figure 3.26, il est clair qu'une loi de comportement pour le granite de Westerly doit faire intervenir la contrainte intermédiaire.

3.3.4. Calage du critère de Aubertin et al.

Le critère proposé par Aubertin et al. fait intervenir la contrainte intermédiaire en raison de sa formulation en termes d'invariants (3.2.5).

La détermination des paramètres a été réalisée à l'aide d'un outil Excel. Le jeu correspondant au calage présenté sur la Figure 3.27 est récapitulé dans le Tableau 3.4.

Γ^8	σ_c	σ_t	ϕ	b	a_3	I_c^8
1	230MPa	23MPa	49.5°	0.75	0.75	1000

Tableau 3.4 - Jeu de paramètres retenu pour le calage du critère de Aubertin et al.

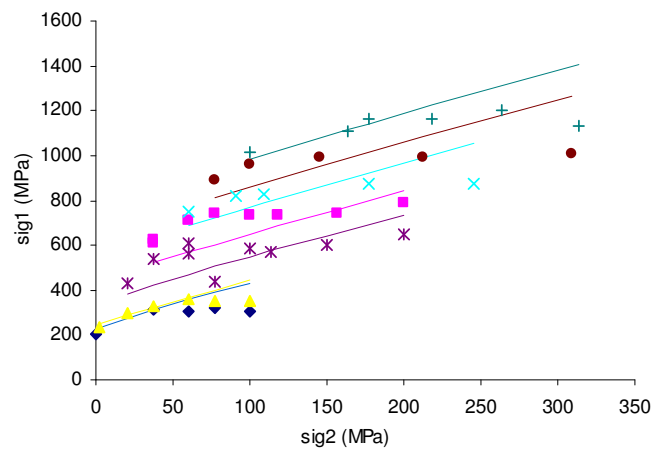


Figure 3.27 - Ajustement du critère de Aubertin et al.

⁸ Le matériau est considéré comme intact ($\Gamma=1$) et très peu poreux (I_c grand).

La pertinence du critère de Aubertin et al. (2000) a été démontré à plusieurs reprises sur différents types de matériaux, tant sur le plan physique que sur le plan numérique. L'ajustement de ce critère sur les données de Haimson et Chang (2000), dans les plans $\sqrt{J_2} - I_1$ et π a donné de très bons résultats (Aubertin et al., 1999, 2004 ; Li et al., 2000, 2005), surtout avec la dernière version de la fonction F_π (Aubertin et Li, 2004). Cependant, compte tenu des spécifications initiales imposées par le contexte de la thèse, l'ajustement présenté sur la Figure 3.27 n'a pas été optimisé.

3.3.5. Ajustement des critères HB_CJS et L&K

3.3.5.1. Calage du critère HB_CJS

A titre de rappel, d'après 3.2.4, deux variantes du critère HB_CJS ont été définies. La première coïncide avec le critère de Hoek et Brown sur des chemins de compression et d'extension. Cette formulation posait des problèmes de convexité du critère dans le plan déviatoire (3.2.4.2). La seconde version alors proposée est calée sur le critère de Hoek et Brown sur un chemin de compression uniquement, la résistance en extension étant indéfinie. Pour le jeu de paramètres défini dans le Tableau 3.5, le calage obtenu avec la seconde version du critère HB_CJS est présenté sur la Figure 3.28.

σ_c	a	m	s	γ
250MPa	0.6	17.0	1.0	0.85

Tableau 3.5 - Jeu de paramètres retenu pour le calage du critère HB_CJS

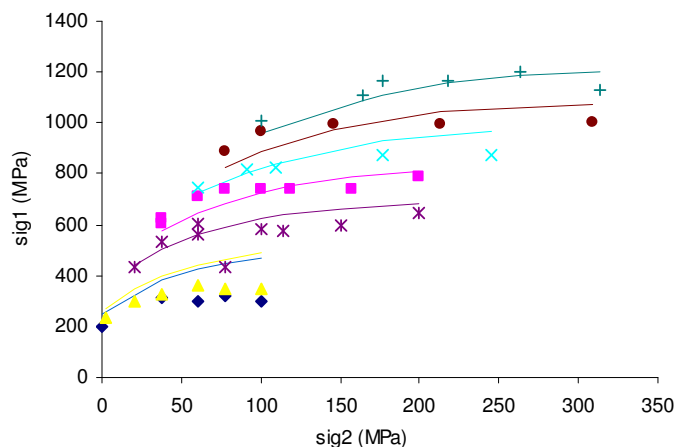


Figure 3.28 - Ajustement du critère HB_CJS

L'ajustement du critère HB_CJS est satisfaisant. Cependant, l'approximation de la résistance en extension (derniers points de chaque courbe) reste perfectible.

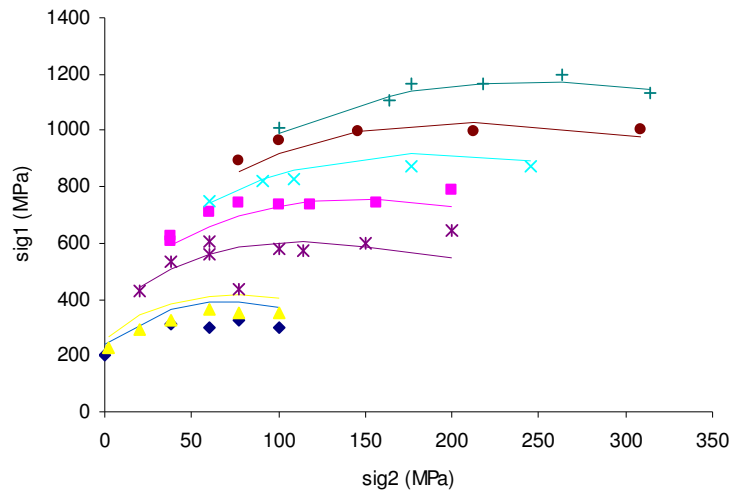
3.3.5.2. Calage du critère L&K

Le critère L&K défini au paragraphe 3.2.4.3 est une extension du critère HB_CJS, dans laquelle la résistance en extension peut être contrôlée (via le paramètre H_0^e). Pour le jeu de paramètres présentés dans le Tableau 3.6, le calage du critère L&K est présenté sur la Figure 3.29.

σ_c	a	m	s	γ	H_0^e
240MPa	0.60	19.0	1.0	0.85	1.25

Tableau 3.6 - Jeu de paramètres retenu pour le calage du critère L&K

Le critère *L&K* semble particulièrement bien adapté à la prédiction du comportement du granite. Sa flexibilité au niveau des paramètres permet d'ajuster simultanément les résistances en compression (premiers points) et en extension (derniers points) ainsi que la concavité des courbes. De plus, la convexité du critère dans le plan déviatoire est vérifiée.

Figure 3.29 - Calage du critère *L&K*

3.3.6. Calage du critère de Bigoni et Piccolroaz

L'ajustement des paramètres du critère de Bigoni et Piccolroaz (3.2.6) sur les données expérimentales est plus difficile. En effet, de même que pour le critère de Aubertin et al., l'équation $q + f(p)g(\theta) = 0$ admet plusieurs solutions pour certains jeux de paramètres. Il faut donc procéder à une sélection préliminaire des paramètres. D'autre part, ce modèle a l'avantage d'être très général mais reste difficile à caler.

Les valeurs des paramètres (arbitrairement) choisies sont récapitulées dans le Tableau 3.7.

M	p_c	c	m	α	γ	β
1.25	1000	10	4	0	1	1.3

Tableau 3.7 - Paramètres utilisés pour l'ajustement du critère de Bigoni et Piccolroaz

Les courbes correspondantes sont présentées sur la Figure 3.30

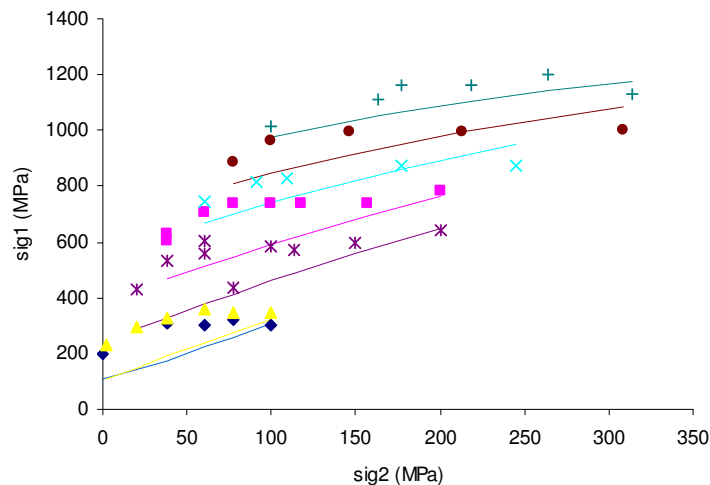


Figure 3.30 - Calage du critère de Bigoni et Piccolroaz

Les résultats sont acceptables, notamment en compression et en extension, mais le nombre de paramètres du modèle rend le calage beaucoup trop difficile.

3.4. Conclusions

Au vu des résultats obtenus dans cette étude, le critère qui semble le plus adapté à la modélisation du comportement du granite de Westerly, parmi ceux présentés, est le critère *L&K*.

Inspiré de travaux antérieurs (Cambou et al., 1991 ; Kolmayer, 2002), ce critère a été développé exclusivement pour les besoins de la thèse. Sa formulation, bien qu'analytiquement compliquée, offre une flexibilité importante pour son calage sur des données expérimentales.

En conclusion, les résultats de ce chapitre permettent de statuer sur le choix du critère qui sera intégré dans la loi de comportement proposée dans ce travail de thèse. Compte tenu des spécifications initiales (voir 3.1), le critère de rupture retenu pour la modélisation rhéologique des massifs rocheux est **le critère *L&K***.

Chapitre 4

Proposition d'une modélisation élasto-visco-plastique – Formulation analytique

Le chapitre 2 a permis de définir un cadre conceptuel permettant de modéliser les principes de référence, établis selon des analyses « macro » et « micro ». La traduction des phénomènes passe par la définition de différents seuils caractéristiques et de leur évolution, dans l'espace des contraintes. Si ces derniers ont préalablement été définis d'un point de vue conceptuel (chapitre 2), il est nécessaire de les transcrire dans un formalisme mathématique, afin de pouvoir implémenter numériquement - et exploiter - le modèle rhéologique L&K résultant. C'est précisément l'objet de ce quatrième chapitre, dont le contenu est essentiellement théorique. Pour une meilleure compréhension, le lecteur est invité à se référer au dernier paragraphe du chapitre 2.

Après avoir énoncé le principe de décomposition du tenseur des déformations (4.1), les équations relatives aux mécanismes élastiques (4.2), irréversibles instantanés (4.3) puis irréversibles différés (4.4) sont successivement présentées.

Les expressions analytiques des seuils de contraintes et des surfaces élastoplastique et viscoplastique, préalablement introduits au chapitre 2, sont données (4.5). Ces formulations sont justifiées par les conclusions de l'étude menée au chapitre 3.

Enfin, les lois d'écrouissage, régissant l'évolution des surfaces, et les lois de dilatance, modélisant le comportement volumique du matériau, sont définies respectivement aux paragraphes 4.6 et 4.7.

Quelques représentations graphiques des seuils et des surfaces sont données en 4.9, afin de visualiser l'allure des courbes et de vérifier leur continuité au cours de leur évolution.

4.1. Décomposition du tenseur des déformations

D'après le paragraphe 2.6.2, dans le modèle *L&K*, il convient de distinguer trois mécanismes : les mécanismes élastoplastiques pré-pic et post-pic et le mécanisme viscoplastique. Mais *in fine*, le modèle *L&K* est constitué de quatre mécanismes : un mécanisme irréversible instantané *isotrope* a été introduit, afin d'étendre le champ d'applications du modèle aux roches poreuses. Ce mécanisme ne remet aucunement en question les concepts présentés au chapitre 2, mais vient simplement s'y greffer.

La distinction de ces quatre mécanismes suppose une partition du tenseur des déformations. Si $\underline{\dot{\epsilon}}^e$, $\underline{\dot{\epsilon}}^{pi}$, $\underline{\dot{\epsilon}}^{pd0}$, $\underline{\dot{\epsilon}}^{pd1}$ et $\underline{\dot{\epsilon}}^{visc}$ désignent respectivement les incréments des tenseurs de déformations *élastiques*, plastiques *isotropes*, irréversibles *instantanées pré-pic*, irréversibles *instantanées post-pic* et irréversibles *différées*, l'incrément du tenseur des déformations totales $\underline{\dot{\epsilon}}$ s'écrit :

$$\underline{\dot{\epsilon}} = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^{pi} + \underline{\dot{\epsilon}}^{pd0} + \underline{\dot{\epsilon}}^{pd1} + \underline{\dot{\epsilon}}^{visc} \quad (4.1)$$

La distinction entre les termes de déformations irréversibles *instantanées* ($\underline{\dot{\epsilon}}^{pd0}$, $\underline{\dot{\epsilon}}^{pd1}$) et *différée* ($\underline{\dot{\epsilon}}^{visc}$) n'est pas une pratique courante dans les modèles viscoplastiques trouvés dans la littérature (modèle VPMCC de l'ECP (Kodaissi, 1983), modèle de Lemaitre (Lemaitre et Chaboche, 1984)). Elle fait la spécificité de cette formulation car elle permet d'intégrer à la fois les conséquences directes d'un chargement mécanique (comportement instantané) et l'extension de la fissuration dans le temps, sous sollicitation constante (comportement différé).

4.2. Mécanisme élastique

Les paramètres régissant le comportement élastique sont le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ou bien les modules de cisaillement G et de déformation volumique K . La loi choisie est de type hypoélastique, de forme générale :

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_{ij}^e &= \frac{1+\nu}{E} \dot{\sigma}_{ij} - \frac{\nu}{E} \dot{I}_1 \delta_{ij} \\ \text{ou } \dot{\epsilon}_{ij}^e &= \frac{1}{2G} \dot{s}_{ij} + \frac{1}{9K} \dot{I}_1 \delta_{ij} \end{aligned} \quad (4.2)$$

Dans le modèle *L&K*, les modules élastiques K et G dépendent de l'état des contraintes par la relation (4.3). Cette condition permet de prendre en compte l'effet d'un éventuel confinement initial dans le comportement élastique du matériau.

$$K = K_0^e \left[\frac{I_1}{3P_a} \right]^{n_{elas}} \quad \text{et} \quad G = G_0^e \left[\frac{I_1}{3P_a} \right]^{n_{elas}} \quad (4.3)$$

P_a désigne la pression atmosphérique, généralement prise égale à 100kPa. K_0^e , G_0^e et n_{elas} sont des paramètres du modèle définis par E et ν et/ou à partir d'essais de laboratoire.

4.3. Mécanismes irréversibles instantanés

Les mécanismes irréversibles instantanés regroupent le mécanisme plastique isotrope et les mécanismes plastiques déviatoires pré-pic et post-pic.

En général, la description d'un mécanisme passe par la définition de sa surface de charge, de la ou des variable(s) d'écrouissage, du multiplicateur plastique associé et de sa loi d'écoulement. Découplé des autres mécanismes, le mécanisme isotrope est entièrement défini dans ce paragraphe et ne sera plus mentionné par la suite. Par contre, pour les mécanismes déviatoires, l'expression de la surface de charge et la formulation des lois d'écrouissage font l'objet de paragraphes indépendants, car ils sont directement mis en rapport avec le mécanisme viscoplastique.

4.3.1.Mécanisme isotrope

La surface de charge du mécanisme plastique isotrope est un plan orthogonal à l'axe hydrostatique, dans l'espace des contraintes principales:

$$f^i(\underline{\sigma}; Q) = \frac{I_1}{3} - Q_{iso} \quad (4.4)$$

La variable d'écrouissage ξ est la déformation volumique plastique générée par le mécanisme isotrope : $\xi = \varepsilon_v^{pi}$. Un éventuel couplage avec les mécanismes déviatoires serait à envisager.

La loi d'écrouissage est définie par l'équation suivante :

$$\dot{Q} = K^p \dot{\xi} = K_0^p \left[\frac{Q}{P_a} \right]^{n_{iso}} \dot{\xi} \quad (4.5)$$

Q est la force thermodynamique associée à l'écrouissage, K^p désigne le module de déformation volumique plastique et K_0^p est un paramètre du modèle.

La loi d'écoulement est supposée associée :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{pi} = \dot{\lambda}^{pi} \frac{\partial f^i}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda}^{pi} \frac{\delta_{ij}}{3} \text{ d'où } \dot{\varepsilon}_v^{pi} = \dot{\lambda}^{pi} \quad (4.6)$$

4.3.2.Mécanismes déviatoires pré et post-pic

Les déformations irréversibles instantanées sont obtenues à partir des expressions suivantes :

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_{ij}^{pd0} &= \dot{\lambda}^{pd0} G_{ij}^0 \\ \dot{\varepsilon}_{ij}^{pd1} &= \dot{\lambda}^{pd1} G_{ij}^1 \end{aligned} \quad (4.7)$$

λ^{pd0} et λ^{pd1} désignent respectivement les multiplicateurs plastiques des mécanismes déviatoires pré et post pic ; leur expression analytique est donnée au paragraphe suivant. G^0 et G^1 sont les fonctions d'écoulement des mécanismes pré et post pic, respectivement, dont les expressions sont données au paragraphe 4.7.

4.3.3.Expression des multiplicateurs plastiques

Suivant la nature et le nombre de mécanismes activés, les multiplicateurs plastiques s'expriment différemment. Les mécanismes déviatoires pré et post pic n'étant pas actifs simultanément mais successivement, il suffit de distinguer l'activation d'un mécanisme déviatoire et du mécanisme isotrope.

Soient λ^{pd} le multiplicateur plastique lié à l'un des deux mécanismes plastique déviatoire ($\lambda^{pd} = \lambda^{pd0}$ ou λ^{pd1}) et λ^{pi} le multiplicateur plastique correspondant au mécanisme isotrope. Si κ^p , $f^d(\underline{\sigma}; \kappa^p)$ et G (où $G=G^0$ ou G^1) désignent respectivement la variable d'écrouissage, la surface de charge et la fonction d'écoulement associées à l'un des mécanismes déviatoires, alors $L = \frac{\partial f^d}{\partial \kappa^p}$ et $\tilde{G}_{II} = \sqrt{\tilde{G} \cdot \tilde{G}}$, où $\tilde{G} = G - \frac{1}{3} \text{tr}(G) \text{Id}$. E désigne le tenseur élastique.

4.3.3.1. Activation d'un mécanisme déviatoire uniquement

Si l'un des deux mécanismes déviatoires (pré ou post-pic) est actif et que le mécanisme isotrope est inactif alors les multiplicateurs plastiques s'expriment de la manière suivante :

$$\begin{aligned} \dot{\lambda}^{pi} &= 0 \\ \dot{\lambda}^{pd} &= \frac{f^d}{\frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} G_{kl} - L \sqrt{\frac{2}{3}} \tilde{G}_{II}} \end{aligned} \quad (4.8)$$

4.3.3.2. Activation du mécanisme isotrope uniquement

Si les deux mécanismes déviatoires sont inactifs et que le mécanisme isotrope est déclenché, alors l'expression des multiplicateurs plastiques est donnée par (4.9).

$$\begin{aligned} \dot{\lambda}^{pi} &= \frac{f^i}{K + K^p} \\ \dot{\lambda}^{pd} &= 0 \end{aligned} \quad (4.9)$$

4.3.3.3. Activation des deux mécanismes plastiques

Si l'un des deux mécanismes déviatoires et le mécanisme isotrope sont activés simultanément, alors les multiplicateurs sont définis par (4.10).

$$\begin{aligned} \dot{\lambda}^{pi} &= \frac{\left(\frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{mn}} E_{mnpq} G_{pq} - L \sqrt{\frac{2}{3}} \tilde{G}_{II} \right) f^i - K G_{kk} f^d}{(K + K^p) \left(\frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{rs}} E_{rstu} G_{tu} - L \sqrt{\frac{2}{3}} \tilde{G}_{II} \right) - \frac{1}{3} K G_{kk} \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{vw}} E_{vwxy} \delta_{xy}} \\ \dot{\lambda}^{pd} &= \frac{\left(-\frac{1}{3} \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{mn}} E_{mnpq} \delta_{pq} \right) f^i + (K + K^p) f^d}{(K + K^p) \left(\frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{rs}} E_{rstu} G_{tu} - L \sqrt{\frac{2}{3}} \tilde{G}_{II} \right) - \frac{1}{3} K G_{kk} \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{vw}} E_{vwxy} \delta_{xy}} \end{aligned} \quad (4.10)$$

4.4. Mécanisme irréversible différé

Le mécanisme irréversible différé désigne le mécanisme viscoplastique.

Quelques éléments théoriques sur les outils permettant de traiter les aspects viscoplastiques sont rappelés au chapitre 1.

Le calcul des déformations irréversibles différées $\underline{\underline{\varepsilon}}^{\text{visc}}$ repose sur la théorie de Perzyna⁹ (1966). La vitesse de déformation viscoplastique s'exprime en fonction de la distance F ¹⁰ entre le point de charge et la surface viscoplastique (surcontrainte) :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{\text{visc}} = \langle \Phi(F) \rangle G_{ij}^{\text{visc}} \quad (4.11)$$

G^{visc} et $\Phi(F)$ caractérisent respectivement la direction et l'amplitude de la vitesse des déformations irréversibles différées. G^{visc} s'obtient à l'aide des formules du paragraphe 4.7 et $\Phi(F)$ est calculée par :

$$\Phi(F) = A_v \left(\frac{F}{F_0} \right)^{n_v} \quad (4.12)$$

Où A_v et n_v sont des paramètres du modèle et F_0 désigne la pression atmosphérique habituellement prise à 100kPa.

4.5. Expression des seuils en contraintes

Conformément aux principes énoncés au paragraphe 2.6, la décomposition du modèle en trois mécanismes suppose la définition de trois *surfaces* : une surface élastoplastique pré-pic, une surface élastoplastique post-pic et une surface viscoplastique. En particulier, l'une des deux surfaces élastoplastiques, celle qui évolue avec le point de charge, est la surface de charge.

Par ailleurs, ces trois surfaces évoluent (simultanément ou non) à travers les différents *seuils* (ou *limites*) de référence définis en 2.6.1 : la limite élastique initiale, les seuils de pic « intrinsèque » et « labo », la limite de clivage, le seuil résiduel, le seuil caractéristique et le seuil de résistance à long terme.

Afin d'adopter une terminologie rigoureuse, les *seuils* désignent systématiquement des « positions repères » fixes par opposition aux *surfaces* des mécanismes qui *évoluent* à travers ces seuils.

Tous ces différents seuils et surfaces ont été transcrits en termes mathématiques. Leur formalisme s'est inspiré des conclusions de l'étude menée au chapitre 3 sur les critères de plasticité. En effet, l'une des trois surfaces est la surface de charge, qui correspond, en d'autres termes, au critère de plasticité. Le travail bibliographique présenté au chapitre 3 a permis de définir un critère répondant aux exigences du modèle rhéologique développé ; il s'agit du critère *L&K*.

La surface de charge pouvant être arbitrairement la surface élastoplastique pré-pic ou la surface élastoplastique post-pic, ces deux dernières seront exprimées à l'aide du critère *L&K*. Par ailleurs, comme chaque seuil correspond à une position par laquelle la surface de charge est susceptible de passer, tous les seuils sont également définis à partir du formalisme *L&K*. Ce choix permet d'écarter les problèmes de discontinuités dans les équations. En suivant cette logique, la surface viscoplastique s'exprime de la même manière.

En adoptant la convention $\theta = 0$ en compression, l'expression générale des seuils et surfaces est donnée par (4.13). σ_c désigne la résistance en compression simple, H_0^c pilote la résistance en extension et γ est un paramètre de forme du critère dans le plan déviatoire.

⁹ La théorie de Perzyna est succinctement rappelée au paragraphe 1.3.3.5. (chapitre 1).

¹⁰ Plus concrètement, F désigne la *surface viscoplastique*, définie en 2.6.2. (chapitre 2).

$$\begin{aligned}
 f(\sigma) &= s_{II} H(\theta) - \sigma_c H_0^c [A s_{II} H(\theta) + B I_1 + D]^a = 0 \\
 A &= -\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c H_0^c}, \quad B = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad D = sk, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{1}{2a}}, \\
 H(\theta) &= \frac{H_0^c + H_0^e}{2} + \left(\frac{H_0^c - H_0^e}{2}\right) \left(\frac{2h(\theta) - (h_0^c + h_0^e)}{h_0^c - h_0^e}\right) \\
 h(\theta) &= (1 - \gamma \cos 3\theta)^{1/6}, \quad h_0^c = H_0^c = h(0) = (1 - \gamma)^{1/6}, \\
 h_0^e &= h(\pi/3) = (1 + \gamma)^{1/6}
 \end{aligned} \tag{4.13}$$

L'évolution des *surfaces* élastoplastiques et viscoplastique est régie par la variation des paramètres a , m et s en fonction des variables d'écroissage κ^{pd0} , κ^{pd1} et κ^{vp} , définies précisément au paragraphe 4.6.

Chaque seuil est défini pour des valeurs particulières (constantes) des paramètres a , m et s , conformément au Tableau 4.1.

	Limite d'élasticité initiale	Seuil Intrinsèque	Seuil de Pic Labo	Limite de clivage	Seuil Résiduel	Seuil Visco. Initial	Seuil Visco. Final
a	a_0	a_{ext}	a_{pic}	a_s	1	a_0	a_0 / a_s
m	m_0	m_{ext}	m_{pic}	m_s	m_{ult}	m_0	m_0 / m_s
s	s_0	s_{ext}	s_{pic}	0	0	s_0	s_0 / 0

Tableau 4.1 - Paramètres définissant les seuils de contraintes

La Figure 4.1 permet de visualiser l'allure de chacun de ces seuils dans le plan $(p ; q)$, dans le cas particulier d'une compression triaxiale ($\theta=0$).

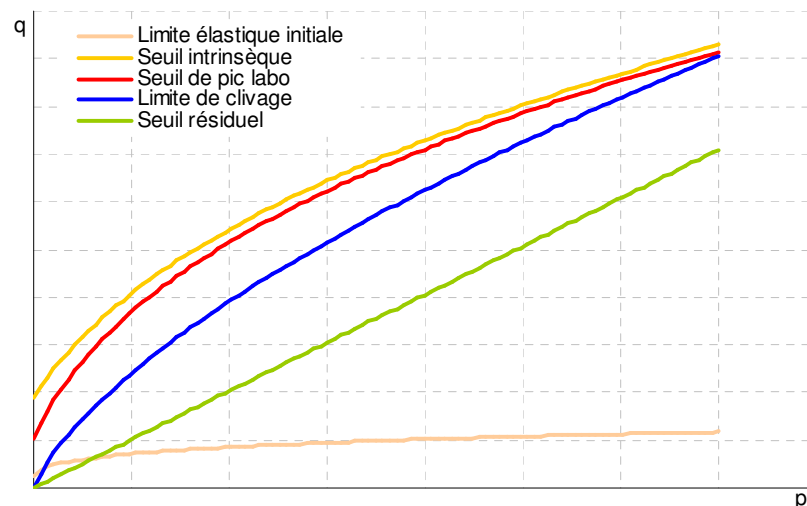


Figure 4.1 - Visualisation des seuils (en compression) dans le plan $(p ; q)$

Ces seuils peuvent également être représentés dans le plan déviatoire, pour une pression moyenne p fixée (Figure 4.2).

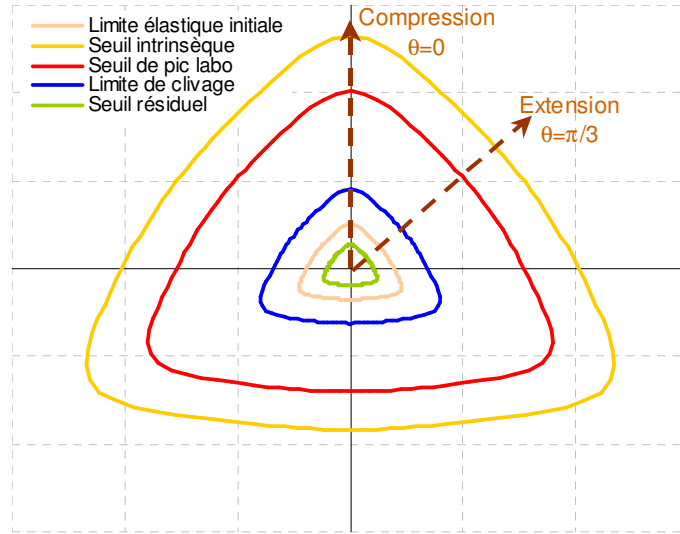


Figure 4.2 - Allure des seuils dans le plan déviatoire, pour une pression moyenne fixée

4.6. Ecrouissage

4.6.1. Notations et définitions

Soient γ^{pd0} , γ^{pd1} et γ^{vp} les déformations déviatoires pré-pic, post-pic et viscoplastique, respectivement définies par :

- $\gamma^{pd0} = \int \left(\frac{2}{3} \dot{\epsilon}_{ij}^{pd0} \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^{pd0} \right)^{1/2} dt$, où $\dot{\epsilon}_{ij}^{pd0} = \dot{\epsilon}_{ij}^{pd0} - \frac{\dot{\epsilon}_v^{pd0}}{3} \delta_{ij}$ et $\dot{\epsilon}_v^{pd0} = \dot{\epsilon}_{kk}^{pd0}$, pour le mécanisme élastoplastique pré-pic,
- $\gamma^{pd1} = \int \left(\frac{2}{3} \dot{\epsilon}_{ij}^{pd1} \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^{pd1} \right)^{1/2} dt$, où $\dot{\epsilon}_{ij}^{pd1} = \dot{\epsilon}_{ij}^{pd1} - \frac{\dot{\epsilon}_v^{pd1}}{3} \delta_{ij}$ et $\dot{\epsilon}_v^{pd1} = \dot{\epsilon}_{kk}^{pd1}$, pour le mécanisme élastoplastique post-pic, et
- $\gamma^{vp} = \int \left(\frac{2}{3} \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \right)^{1/2} dt$, où $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} - \frac{\dot{\epsilon}_v^{vp}}{3} \delta_{ij}$ et $\dot{\epsilon}_v^{vp} = \dot{\epsilon}_{kk}^{vp}$, pour le mécanisme viscoplastique.

Par ailleurs, la distinction des mécanismes élastoplastiques pré et post pic ainsi que le couplage avec le mécanisme viscoplastique nécessitent une partition de la variable d'écrouissage κ . Soient κ^{pd0} , κ^{pd1} et κ^{vp} , les variables d'écrouissage régissant respectivement l'évolution des mécanismes élastoplastiques pré et post pic et viscoplastique.

Pour chacun des paramètres a , m et s intervenant dans l'équation des surfaces (4.13), des lois de variations spécifiques sont définies pour chaque mécanisme, en fonction de la variable d'écrouissage correspondante (4.6.2). Chaque surface évolue ainsi à travers les différents seuils (conformément aux concepts décrits au paragraphe 2.6), traduisant qualitativement et quantitativement l'évolution des propriétés mécaniques de la roche au cours d'un chargement mécanique.

4.6.2. Lois de variations

Par rapport à une version antérieure de la loi, proposée par Laigle (2004), certaines lois d'écroutissage ont été modifiées pour pallier les problèmes de dérivabilité. Les différentes phases d'écroutissage sont bornées par des valeurs « seuil », notées κ_{pic} , κ_e , κ_{ult} et κ_{v-max} .

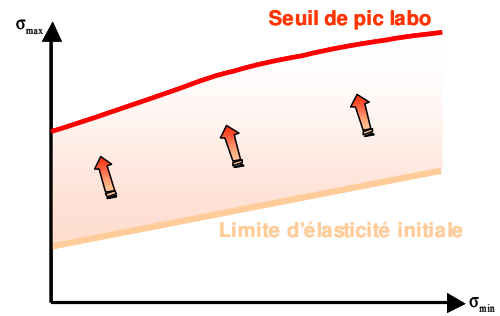
Certaines lois de variation proposées ci-après peuvent être visualisées graphiquement au paragraphe 4.9.2.

4.6.2.1. Evolution de la surface élastoplastique pré-pic

La surface élastoplastique pré-pic évolue de la limite d'élasticité initiale vers le seuil de pic « labo », pour $0 \leq \kappa^{pd0} < \kappa_{pic}$, selon les lois suivantes :

$$\begin{aligned} a(\kappa^{pd0}) &= a_0 + \ln \left(1 + \frac{\kappa^{pd0}}{x_{ams} \kappa_{pic}} \right) \left(\frac{a_{pic} - a_0}{\ln(1 + 1/x_{ams})} \right) \\ m(\kappa^{pd0}) &= m_0 + \ln \left(1 + \frac{\kappa^{pd0}}{x_{ams} \kappa_{pic}} \right) \left(\frac{m_{pic} - m_0}{\ln(1 + 1/x_{ams})} \right) \\ s(\kappa^{pd0}) &= s_0 + \ln \left(1 + \frac{\kappa^{pd0}}{x_{ams} \kappa_{pic}} \right) \left(\frac{s_{pic} - s_0}{\ln(1 + 1/x_{ams})} \right) \end{aligned} \quad (4.14)$$

x_{ams} est un paramètre du modèle.

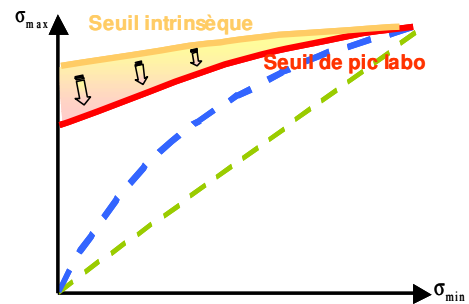


4.6.2.2. Evolution de la surface élastoplastique post-pic

L'évolution de la surface élastoplastique post-pic se déroule en plusieurs phases.

Elle évolue d'abord du seuil « intrinsèque » vers le seuil de pic « labo », pour $0 \leq \kappa^{pd1} < \kappa_{pic}$, selon les lois définies en (4.15).

$$\begin{aligned} a(\kappa^{pd1}) &= a_{pic} \\ m(\kappa^{pd1}) &= m_{pic} \\ s(\kappa^{pd1}) &= s_{pic} - \left(\frac{\kappa^{pd1} - \kappa_{pic}}{\kappa_e - \kappa_{pic}} \right) \end{aligned} \quad (4.15)$$

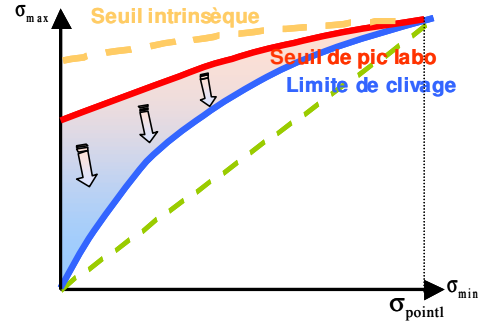


Les paramètres du critère intrinsèque, a_{ext} , m_{ext} et s_{ext} , ne sont pas des paramètres d'entrée du modèle ; ils sont définis analytiquement en prenant $\kappa^{pd1} = 0$ dans (4.15), soit $a_{ext} = a_{pic}$,

$$m_{ext} = m_{pic} \text{ et } s_{ext} = s_{pic} + \frac{\kappa_{pic}}{\kappa_e - \kappa_{pic}}.$$

La surface élastoplastique post-pic évolue ensuite du seuil de pic « labo » vers la limite de clivage, pour $\kappa_{pic} \leq \kappa^{pd1} < \kappa_e$, selon les lois de variations définies en (4.16).

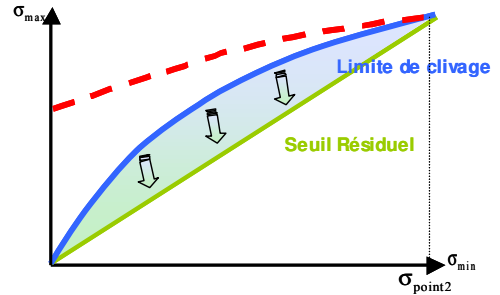
$$\begin{aligned}
 a(\kappa^{pd1}) &= a_{pic} + (a_e - a_{pic}) \left(\frac{\kappa^{pd1} - \kappa_{pic}}{\kappa_e - \kappa_{pic}} \right) \\
 s(\kappa^{pd1}) &= 1 - \left(\frac{\kappa^{pd1} - \kappa_{pic}}{\kappa_e - \kappa_{pic}} \right) \\
 m(\kappa^{pd1}) &= \frac{\sigma_c}{\sigma_{point1}} \left[\left(m_{pic} \frac{\sigma_{point1}}{\sigma_c} + s_{pic} \right)^{\frac{a_{pic}}{a(\kappa^{pd1})}} - s(\kappa^{pd1}) \right]
 \end{aligned} \quad (4.16)$$



σ_{point1} correspond à l'abscisse du point d'intersection du seuil de pic « labo » et de la limite de clivage, dans le plan $(\sigma_{min}; \sigma_{max})$.

La surface élastoplastique post-pic évolue enfin de la limite de clivage vers le seuil résiduel, pour $\kappa_e \leq \kappa^{pd1} < \kappa_{ult}$, selon les lois de variations (4.17).

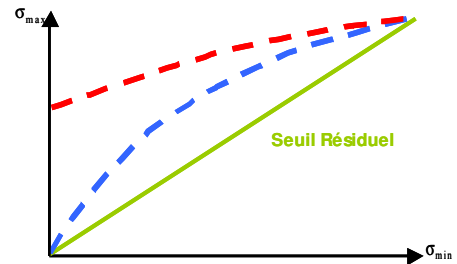
$$\begin{aligned}
 a(\kappa^{pd1}) &= a_e + \ln \left(1 + \frac{1}{\eta} \frac{\kappa^{pd1} - \kappa_e}{\kappa_{ult} - \kappa_e} \right) \left(\frac{a_{ult} - a_e}{\ln(1 + 1/\eta)} \right) \\
 m(\kappa^{pd1}) &= \frac{\sigma_c}{\sigma_{point2}} \left(m_e \frac{\sigma_{point2}}{\sigma_c} \right)^{\frac{a_e}{a(\kappa^{pd1})}} \\
 s(\kappa^{pd1}) &= 0
 \end{aligned} \quad (4.17)$$



σ_{point2} correspond à l'abscisse du point d'intersection de la limite de clivage et du seuil résiduel, dans le plan $(\sigma_{min}; \sigma_{max})$. Contrairement à σ_{point1} , σ_{point2} n'est pas un paramètre du modèle : il est déterminé analytiquement par l'expression (5.1) donnée au paragraphe 5.1.

Pour $\kappa^{pd1} \geq \kappa_{ult}$, la surface élastoplastique post-pic reste sur le seuil résiduel et ses paramètres sont définis par (4.18).

$$\begin{aligned}
 a(\kappa^{pd1}) &= a_{ult} = 1.0 \\
 m(\kappa^{pd1}) &= m_{ult} \\
 s(\kappa^{pd1}) &= 0
 \end{aligned} \quad (4.18)$$



4.6.2.3. Evolution de la surface viscoplastique

Pour de faibles confinements, la surface viscoplastique n'évolue pas et reste bloquée sur la limite élastique initiale. Pour des confinements modérés à forts, elle évolue de la limite élastique initiale vers la limite de clivage. Les lois de variation des paramètres relatifs à la surface viscoplastique sont définis par (4.19), pour $0 \leq \kappa^{vp} < \kappa_{v-max}$.

Soit σ_{point3} l'abscisse du point d'intersection de la limite d'élasticité initiale et de la limite de clivage, dans le plan $(\sigma_{min}; \sigma_{max})$. Comme σ_{point1} , σ_{point3} est un paramètre d'entrée du modèle.

- Faibles confinements ($\sigma_3 < \sigma_{\text{point3}}$) :

$$a(\kappa^{vp}) = a_0$$

$$m(\kappa^{vp}) = m_0$$

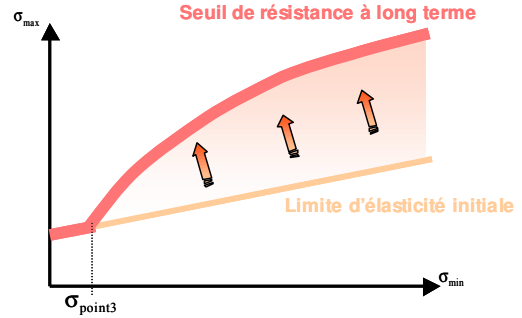
$$s(\kappa^{vp}) = s_0$$

- Confinements élevés ($\sigma_3 \geq \sigma_{\text{point3}}$) :

$$a(\kappa^{vp}) = a_0 + (a_e - a_0) \frac{\kappa^{vp}}{\kappa_{v-\max}} \quad (4.19)$$

$$m(\kappa^{vp}) = m_0 + (m_e - m_0) \frac{\kappa^{vp}}{\kappa_{v-\max}}$$

$$s(\kappa^{vp}) = \left(1 - \frac{\kappa^{vp}}{\kappa_{v-\max}} \right) s_0$$



4.6.3. Couplage des mécanismes

Soient $\dot{\kappa}^{pd0}$, $\dot{\kappa}^{pd1}$ et $\dot{\kappa}^{vp}$ les incréments des variables d'écrouissage respectives κ^{pd0} , κ^{pd1} et κ^{vp} .

Si $\dot{\gamma}^{pd0}$, $\dot{\gamma}^{pd1}$ et $\dot{\gamma}^{vp}$ désignent les incréments de déformations irréversibles *générées* respectivement par les mécanismes pré-pic, post-pic et viscoplastique, leur contribution peut ou non intervenir dans la variable d'écrouissage pilotant l'évolution de chaque mécanisme. Plus précisément :

- L'écrouissage positif du mécanisme élastoplastique pré-pic est fonction uniquement des déformations déviatoires plastiques pré-pic : $\dot{\kappa}^{pd0} = \dot{\gamma}^{pd0}$.
- Le mécanisme viscoplastique évolue uniquement en fonction des déformations irréversibles différées : $\dot{\kappa}^{vp} = \dot{\gamma}^{vp}$.
- L'écrouissage du mécanisme élastoplastique post-pic est un peu plus subtil. Physiquement, cette phase d'écrouissage négatif doit traduire la dégradation des propriétés mécaniques de la roche, parallèlement à l'accroissement de la dilatance. Mathématiquement, cela se traduit en faisant évoluer ou non le mécanisme post-pic : Si le point de charge n'a pas encore atteint le seuil caractéristique¹¹ (voir 2.6.1.2), le comportement volumique du matériau reste réversible ou devient irréversible contractant. Le mécanisme post-pic n'est donc pas activé : $\dot{\kappa}^{pd1} = 0$. Dès que le point de charge dépasse le seuil caractéristique¹¹, le matériau devient dilatatant et le mécanisme post-pic s'enclenche et évolue en fonction de :
 - $\dot{\kappa}^{pd1} = \dot{\gamma}^{pd0} + \dot{\gamma}^{vp}$, si le critère de pic n'est pas atteint (mécanisme post-pic *activé* mais pas encore *actif*),
 - $\dot{\kappa}^{pd1} = \dot{\gamma}^{pd1} + \dot{\gamma}^{vp}$, en phase de radoucissement post-pic.

Ces conditions génèrent un couplage fondamental entre les trois mécanismes d'évolution du matériau. L'activation du mécanisme viscoplastique induit non seulement des déformations différées, mais génère implicitement un écrouissage négatif de la surface de charge du mécanisme élastoplastique post-pic. Ce couplage permet de traduire une dépendance avec le temps des caractéristiques mécaniques maximales de la roche, et donc une dégradation progressive, sous l'effet d'un chargement mécanique variable ou constant, de la résistance de la roche.

¹¹ Le seuil caractéristique constitue une limite de contractance/dilatance (voir Figure 2.46).

Une illustration de l'évolution des surfaces élastoplastiques au cours d'un essai de compression triaxiale est présentée au paragraphe 2.6.6. Les conséquences de l'évolution de la surface viscoplastique durant un essai de fluage sont schématisées au paragraphe 2.6.7.

4.7. Loi de dilatance

Dans les matériaux granulaires, une variation de volume peut se produire pour un chargement purement déviatoire. Cette variation de volume étant liée à l'aspect discontinu du matériau et aux conditions cinématiques qui résultent du chargement, les déformations irréversibles ne peuvent pas être définies à partir de la seule règle de normalité. C'est pourquoi les lois d'écoulement des mécanismes élastoplastiques et viscoplastiques sont non-associées. En d'autres termes, il existe une fonction potentielle G , pour chaque mécanisme, telle que :

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\lambda} G_{ij} \quad (4.20)$$

où λ désigne le multiplicateur plastique de l'un des mécanismes élastoplastiques (voir 4.3.2 et 4.3.3) ou la fonction Φ du mécanisme viscoplastique (voir 4.4).

D'après Kanatani (1983), dans l'espace des déformations plastiques, $\exists n$ tel que $\dot{\varepsilon}_{ij} : n_{ij} = 0$. La loi d'évolution de $\dot{\varepsilon}_{ij}$ doit être telle que cette condition soit satisfaite. Elamrani (1992) propose de prendre la projection de $\dot{\varepsilon}$ sur l'hypersurface de déformation de normale $\underline{n}$, soit :

$$G_{ij} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} - \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} n_{kl} \right) n_{ij} \quad (4.21)$$

Où f désigne la surface de charge.

D'après Chavant et Aubert (2003), Fernandes (2005) et Kolmayer (2002), une identification de cette approche avec la loi proposée par Laigle (2004) conduit à prendre :

$$n_{ij} = \frac{\beta' \frac{s_{ij}}{s_{II}} - \delta_{ij}}{\sqrt{\beta'^2 + 3}}, \text{ où } \beta' = \frac{\sqrt{6}g_v}{3 - g_v} \text{ et } g_v = -\frac{2\sin\psi}{1 - \sin\psi} \quad (4.22)$$

Le calcul de l'angle de dilatance ψ diffère selon le mécanisme et doit être cohérent avec les principes établis au paragraphe 2.6.1.2.

4.7.1. Angle de dilatance des mécanismes pré-pic et viscoplastique

4.7.1.1. Formulation analytique

Pour les mécanismes pré-pic et viscoplastique, la définition d'un *seuil caractéristique* (voir 2.6.1.2) conduit à exprimer l'angle de dilatance $\psi_{0,v}$ de la manière suivante :

$$\sin\psi_{0,v} = \mu_{0,v} \left(\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\text{car}}}{\xi_{0,v} \sigma_{\max} + \sigma_{\text{car}}} \right) \quad (4.23)$$

Où $\mu_{0,v}$ et $\xi_{0,v}$ sont des paramètres strictement positifs du modèle et σ_{car} est approchée par une expression de type Hoek et Brown : $\sigma_{car} = \sigma_{min} + \sigma_c \left(m_{0/e} \frac{\sigma_{min}}{\sigma_c} + s_{0/e} \right)^{a_{0/e}}$, où $a_{0/e}$, $m_{0/e}$ et $s_{0/e}$ désignent les valeurs des paramètres relatifs à la surface caractéristique. Si $\sigma_{min} \leq \sigma_{point 3}$, la surface caractéristique coïncide avec la limite élastique initiale, d'où : $(a_{0/e}; m_{0/e}; s_{0/e}) = (a_0; m_0; s_0)$. Si $\sigma_{min} > \sigma_{point 3}$, la surface caractéristique est confondue avec la limite de clivage, donc $(a_{0/e}; m_{0/e}; s_{0/e}) = (a_e; m_e; s_e)$.

D'après (4.23), si le point de charge est en dessous du seuil caractéristique ($\sigma_{max} \leq \sigma_{car}$), le comportement volumique est contractant ($\sin \psi_{0,v} \leq 0$), tandis que si le point de charge est au-dessus du seuil caractéristique ($\sigma_{max} > \sigma_{car}$), le comportement volumique est dilatatant ($\sin \psi_{0,v} > 0$).

4.7.1.2. Conditions sur les paramètres

Par hypothèses, $\mu_{0,v} > 0$ et $\xi_{0,v} > 0$.

En théorie, il faut que $-1 \leq \sin \psi_{0,v} \leq 1$, $\forall \psi_{0,v}$, soit :

$$\begin{aligned} - \quad \sin \psi_{0,v} \leq 1 &\Leftrightarrow \begin{cases} \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{lim}} \leq \frac{1 + \mu_{0,v}}{\mu_{0,v} - \xi_{0,v}}, & \text{si } \mu_{0,v} - \xi_{0,v} > 0 \\ \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{lim}} \geq \frac{1 + \mu_{0,v}}{\mu_{0,v} - \xi_{0,v}}, & \text{si } \mu_{0,v} - \xi_{0,v} < 0 \end{cases} \\ - \quad \sin \psi_{0,v} \geq -1 &\Leftrightarrow \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{lim}} \geq \frac{\mu_{0,v} - 1}{\mu_{0,v} + \xi_{0,v}} \end{aligned}$$

Compte tenu de la définition du critère « intrinsèque » et du seuil caractéristique :

$$\begin{aligned} - \quad \max \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{lim}} \right) &= \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{lim}} \right)_{\sigma_{min}=0} = \frac{s_{ext}^{a_{pic}}}{s_0^{a_0}} \\ - \quad \min \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{lim}} \right) &= \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{lim}} \right)_{\sigma_{max}=\sigma_{lim}} = 1 \end{aligned}$$

Pour satisfaire $-1 \leq \sin \psi_{0,v} \leq 1$, $\forall \psi_{0,v}$, les paramètres $\mu_{0,v}$ et $\xi_{0,v}$ doivent vérifier l'une des deux conditions suivantes :

$$\begin{aligned} &\mu_{0,v} < \xi_{0,v} \text{ ou} \\ &\begin{cases} \mu_{0,v} > \xi_{0,v} \\ \frac{s_{ext}^{a_{ext}}}{s_0^{a_0}} \leq \frac{1 + \mu_{0,v}}{\mu_{0,v} - \xi_{0,v}} \end{cases} \end{aligned} \quad (4.24)$$

4.7.2. Angle de dilatance du mécanisme post-pic

4.7.2.1. Formulation analytique

Durant la phase de radoucissement post-pic, le comportement volumique est toujours dilatant et l'angle de dilataance s'annule sur et au-delà du critère résiduel, d'où l'expression analytique de l'angle de dilataance ψ_1 :

$$\sin \psi_1 = \mu_1 \left(\frac{\alpha - \alpha_{\text{res}}}{\xi_1 \alpha - \alpha_{\text{res}}} \right) \quad (4.25)$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{\sigma_{\text{max}} + \tilde{\sigma}}{\sigma_{\text{min}} + \tilde{\sigma}} \text{ et } \alpha_{\text{res}} = \left(\frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{min}}} \right)_{\text{res}} = \text{tg}^2 \left(\frac{\phi_{\text{ult}}}{2} + \frac{\pi}{4} \right) = 1 + m_{\text{ult}}.$$

μ_1 et ξ_1 sont des paramètres strictement positifs du modèle,

Pour $\mu_1 = \xi_1 = 1$, l'expression (4.25) coïncide avec la loi de Rowe (Hachi-Benmebarek, 2000). Cependant, établie pour des sols ou des matériaux granulaires, la formulation de Rowe n'est valide que lorsque le matériau a perdu toute sa cohésion. Or, durant la première phase du radoucissement post-pic (évolution de la surface post-pic entre le seuil de pic et la limite de clivage), le matériau présente encore une cohésion partielle. Cette cohésion tend à diminuer avec le développement des microfissures proportionnellement à l'accroissement de la dilataance (voir 2.6.5). Dans l'expression de α intervenant dans (4.25), une quantité $\tilde{\sigma}$ a donc été introduite pour traduire l'effet de cette cohésion sur la dilataance en l'assimilant à un confinement supplémentaire. Ce confinement « fictif » évolue avec le paramètre d'écroutissage κ^{pd1} , selon la relation :

$$\tilde{\sigma} = \begin{cases} \frac{\tilde{c}(\kappa^{\text{pd1}})}{\tan(\tilde{\phi}(\kappa^{\text{pd1}}))} & \text{si } \kappa^{\text{pd1}} \leq \kappa_e, \\ 0 & \text{si } \kappa^{\text{pd1}} > \kappa_e \end{cases} \quad (4.26)$$

$$\text{avec } \tilde{c}(\kappa^{\text{pd1}}) = \frac{\sigma_c \cdot s(\kappa^{\text{pd1}})^{a(\kappa^{\text{pd1}})}}{2\sqrt{1 + a(\kappa^{\text{pd1}})m(\kappa^{\text{pd1}})s(\kappa^{\text{pd1}})^{a(\kappa^{\text{pd1}})-1}}} \text{ et}$$

$$\tilde{\phi}(\kappa^{\text{pd1}}) = 2 \cdot \text{arctg} \left(\sqrt{1 + a(\kappa^{\text{pd1}})m(\kappa^{\text{pd1}})s(\kappa^{\text{pd1}})^{a(\kappa^{\text{pd1}})-1}} \right) - \frac{\pi}{2}.$$

σ_{min} et σ_{max} sont calculées à partir des invariants à l'aide des formules suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{min}} &= \frac{1}{3} \left(I_1 - \left(\frac{3}{2} - \frac{2H(\theta) - (H_0^{\text{comp}} + H_0^{\text{ext}})}{2(H_0^{\text{comp}} - H_0^{\text{ext}})} \right) \sqrt{\frac{3}{2}} S_{\text{II}} \right), \\ \sigma_{\text{max}} &= \frac{1}{3} \left(I_1 + \left(\frac{3}{2} + \frac{2H(\theta) - (H_0^{\text{comp}} + H_0^{\text{ext}})}{2(H_0^{\text{comp}} - H_0^{\text{ext}})} \right) \sqrt{\frac{3}{2}} S_{\text{II}} \right) \end{aligned} \quad (4.27)$$

4.7.2.2. Origine et intervalle de définition des paramètres

Les paramètres μ_1 et ξ_1 ont été greffés dans la formulation de Rowe afin de prendre en compte la fracture induite générée au sein du matériau, au cours de la phase de radoucissement post-pic. En effet, selon les principes retenus, les déformations volumiques sont uniquement générées par la dilataance liée au cisaillement de la fracture. L'introduction de ces deux paramètres permet de alors de relier l'expression de Rowe à l'approche de Barton sur la modélisation des discontinuités (Barton, 1976). Ce point est détaillé au chapitre 5, lors de la description d'une méthode de calage des paramètres (paragraphe 5.1).

D'autre part, dans le cas limite d'une roche très résistante soumise à de faibles contraintes de confinement, le rapport $\alpha = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}$ devient très grand, et $\lim_{\alpha \rightarrow +\infty} \sin \psi_1 = \frac{\mu_1}{\xi_1}$. Il faut donc que

$\frac{\mu_1}{\xi_1} \leq 1$. Finalement, les paramètres de dilatance de ce mécanisme doivent vérifier la condition suivante :

$$0 < \mu_1 \leq \xi_1 \quad (4.28)$$

4.7.2.3. Justification expérimentale

Cette formulation est tirée de la thèse de Laigle (2004) mais reste spécifique à ces travaux. Elle permet cependant de retrouver les résultats expérimentaux rapportés par Alejano et Alonso (2005). En effet, ils montrent que l'angle de dilatance des roches n'est pas constant et dépend de la contrainte et de la déformation. Son évolution en fonction de la déformation plastique passe par un maximum avant de décroître progressivement jusqu'à s'annuler. Cette tendance est illustrée sur la Figure 4.3 et se retrouve sur différents matériaux (charbon, grès, marnes, calcaires,...).

La Figure 4.3 et la Figure 4.4 superposent les résultats expérimentaux de Alejano et Alonso (2005) avec les résultats issus des simulations numériques. Elles apportent, *a posteriori*, des éléments de validation qualitative.

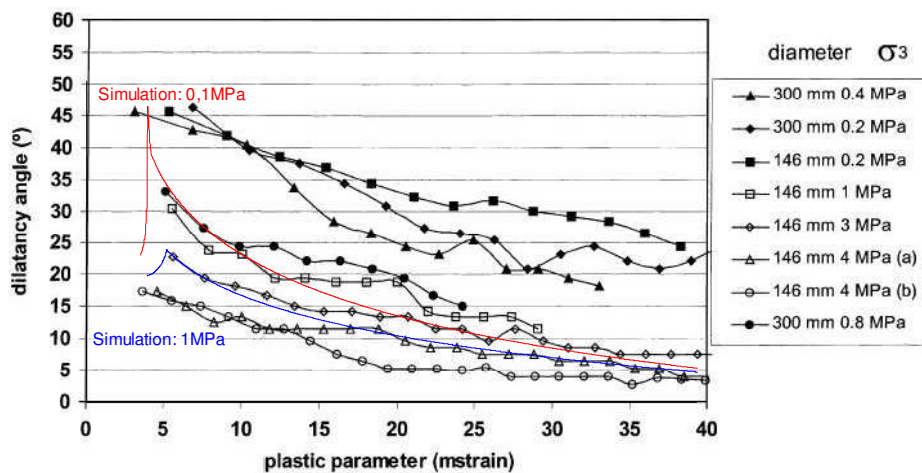


Figure 4.3 – Evolution de l'angle de dilatance d'un grès sous chargement triaxial (Alejano et Alonso, 2005)

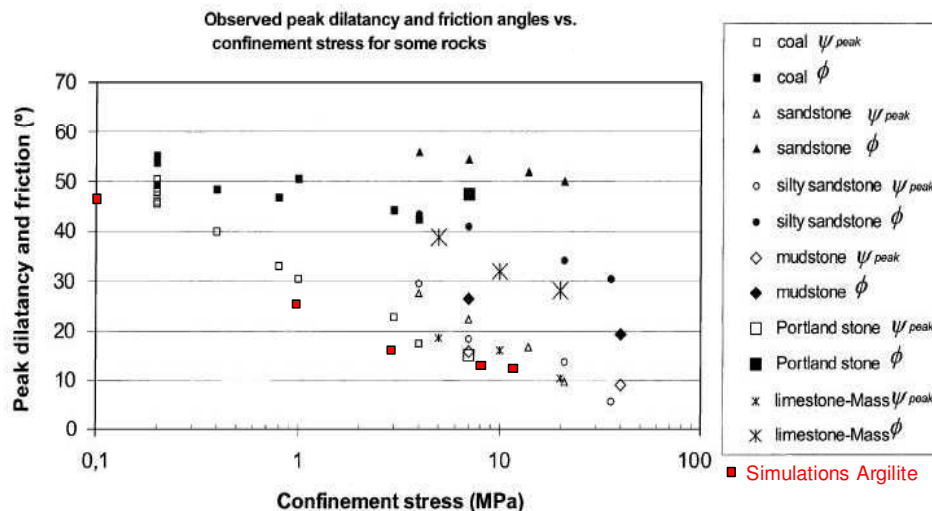


Figure 4.4 – Angle de dilatance au pic en fonction du confinement (Alejano et Alonso, 2005)

4.8. Expression des dérivées

La détermination des multiplicateurs plastiques (4.3.3) et des fonctions d'écoulement (4.7) requiert la connaissance des dérivées du critère, par rapport au tenseur des contraintes et par rapport au paramètre d'écrouissage. Ce paragraphe, très théorique, présente les formules des dérivées, sans le détail des calculs.

4.8.1. Dérivation du critère par rapport aux contraintes

L'expression générale du critère est rappelée ci-dessous.

$$f(\sigma; \kappa^i) = s_{II} H(\theta) - \sigma_c H_0^{\text{comp}} [A(\kappa^i) s_{II} H(\theta) + B(\kappa^i) I_1 + D(\kappa^i)]^{a(\kappa^i)},$$

où κ^i désigne κ^{pd0} , κ^{pd1} ou κ^{vp} selon le mécanisme considéré. Par commodité d'écriture et souci de clarté, la dépendance en κ^i des paramètres A , B et D ne sera pas systématiquement précisée.

La dérivée de f par rapport au tenseur des contraintes s'exprime par :

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} = \frac{\partial(s_{II} H(\theta))}{\partial \sigma} - a \sigma_c H_0^{\text{comp}} \left(A \frac{\partial(s_{II} H(\theta))}{\partial \sigma} + B \text{Id} \right) [A s_{II} H(\theta) + B I_1 + D]^{a-1}.$$

$$\text{Il faut donc calculer } \frac{\partial(s_{II} H(\theta))}{\partial \sigma} = \frac{\partial(s_{II} H(\theta))}{\partial s} \frac{\partial s}{\partial \sigma} = \left(\frac{\partial H(\theta)}{\partial s} s_{II} + \frac{\partial s_{II}}{\partial s} H(\theta) \right) \frac{\partial s}{\partial \sigma}.$$

4.8.1.1. Dérivation par rapport au tenseur déviatoire

$$\begin{aligned} \rightarrow \frac{\partial s_{II}}{\partial s_{ij}} &= \frac{s_{ij}}{s_{II}} \\ \rightarrow \frac{\partial H(\theta)}{\partial s_{ij}} &= \left(\frac{H_0^{\text{comp}} - H_0^{\text{ext}}}{h_0^{\text{comp}} - h_0^{\text{ext}}} \right) \frac{\partial h(\theta)}{\partial s_{ij}} \\ \rightarrow \frac{\partial h(\theta)}{\partial s_{ij}} &= \gamma \frac{\cos 3\theta}{6h(\theta)^5} \left(3 \frac{s_{ij}}{s_{II}^2} - s^{-1}_{ij} \right) \\ \rightarrow \frac{\partial(s_{II} H(\theta))}{\partial s_{ij}} &= H(\theta) \frac{s_{ij}}{s_{II}} + \left(\frac{H_0^{\text{comp}} - H_0^{\text{ext}}}{h_0^{\text{comp}} - h_0^{\text{ext}}} \right) \left(\gamma \frac{\cos 3\theta}{6h(\theta)^5} \right) \left[3 \frac{s_{ij}}{s_{II}} - s_{II} \cdot s^{-1}_{ij} \right] \end{aligned}$$

4.8.1.2. Dérivation par rapport au tenseur des contraintes

$$\begin{aligned} \rightarrow \frac{\partial s_{II}}{\partial \sigma_{ij}} &= \frac{s_{ij}}{s_{II}} \\ \rightarrow \frac{\partial(s_{II} H(\theta))}{\partial \sigma_{ij}} &= H(\theta) \frac{s_{ij}}{s_{II}} + \left(\frac{H_0^{\text{comp}} - H_0^{\text{ext}}}{h_0^{\text{comp}} - h_0^{\text{ext}}} \right) \left(\gamma \frac{\cos 3\theta}{6h(\theta)^5} \right) \left[3 \frac{s_{ij}}{s_{II}} - s_{II} \cdot s^{-d}_{ij} \right], \text{ où } s^{-d}_{ij} \text{ est la partie} \\ &\text{déviatoire de } s^{-1}_{ij}. \end{aligned}$$

Finalement :

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial(s_{II} H(\theta))}{\partial \sigma_{ij}} - a \sigma_c H_0^{\text{comp}} \left(A \frac{\partial(s_{II} H(\theta))}{\partial \sigma_{ij}} + B \delta_{ij} \right) [A s_{II} H(\theta) + B I_1 + D]^{a-1},$$

$$\text{avec } \frac{\partial(s_{II} H(\theta))}{\partial \sigma_{ij}} = \left[H(\theta) + \left(\frac{H_0^{\text{comp}} - H_0^{\text{ext}}}{h_0^{\text{comp}} - h_0^{\text{ext}}} \right) \gamma \frac{\cos 3\theta}{2h(\theta)^5} \right] s_{ij} - \left(\frac{H_0^{\text{comp}} - H_0^{\text{ext}}}{h_0^{\text{comp}} - h_0^{\text{ext}}} \right) \gamma \frac{\cos 3\theta}{6h(\theta)^5} s_{II} \cdot s^{-d}_{ij}$$

4.8.2. Dérivation des paramètres du modèle par rapport au paramètre d'érouissage

4.8.2.1. Entre la limite d'élasticité initiale et le seuil de pic « labo »

$$\rightarrow \dot{a}(\kappa^{\text{pd}0}) = \left(\frac{a_{\text{pic}} - a_0}{\ln(1 + 1/x_{\text{ams}})} \right) \times \left(\frac{1}{\kappa^{\text{pd}0} + x_{\text{ams}} \kappa_{\text{pic}}} \right)$$

$$\rightarrow \dot{m}(\kappa^{\text{pd}0}) = \left(\frac{m_{\text{pic}} - m_0}{\ln(1 + 1/x_{\text{ams}})} \right) \times \left(\frac{1}{\kappa^{\text{pd}0} + x_{\text{ams}} \kappa_{\text{pic}}} \right)$$

$$\rightarrow \dot{s}(\kappa^{\text{pd}0}) = \left(\frac{s_{\text{pic}} - s_0}{\ln(1 + 1/x_{\text{ams}})} \right) \times \left(\frac{1}{\kappa^{\text{pd}0} + x_{\text{ams}} \kappa_{\text{pic}}} \right)$$

4.8.2.2. Entre le seuil intrinsèque et le seuil de pic « labo »

$$\rightarrow \dot{a}(\kappa^{\text{pd}1}) = 0$$

$$\rightarrow \dot{m}(\kappa^{\text{pd}1}) = 0$$

$$\rightarrow \dot{s}(\kappa^{\text{pd}1}) = -\frac{1}{\kappa_e - \kappa_{\text{pic}}}$$

4.8.2.3. Entre le seuil de pic « labo » et la limite de clivage

$$\rightarrow \dot{a}(\kappa^{\text{pd}1}) = \frac{a_e - a_{\text{pic}}}{\kappa_e - \kappa_{\text{pic}}}$$

$$\rightarrow \dot{s}(\kappa^{\text{pd}1}) = -\frac{1}{\kappa_e - \kappa_{\text{pic}}}$$

$$\rightarrow \dot{m}(\kappa^{\text{pd}1}) = \frac{\partial m}{\partial a} \dot{a} + \frac{\partial m}{\partial s} \dot{s}$$

$$\dot{m}(\kappa^{\text{pd}1}) = \frac{\sigma_c}{\sigma_{\text{point}1}} \left[\ln \left(m_{\text{pic}} \frac{\sigma_{\text{point}1}}{\sigma_c} + s_{\text{pic}} \right) \times \left(-\frac{a_{\text{pic}}}{a(\kappa^{\text{pd}1})^2} \right) \times \left(m_{\text{pic}} \frac{\sigma_{\text{point}1}}{\sigma_c} + s_{\text{pic}} \right)^{\frac{a_{\text{pic}}}{a(\kappa^{\text{pd}1})}} \times \dot{a}(\kappa^{\text{pd}1}) - \dot{s}(\kappa^{\text{pd}1}) \right]$$

4.8.2.4. Entre la limite de clivage et le critère résiduel

$$\begin{aligned}
 \rightarrow \dot{a}(\kappa^{pd1}) &= \left(\frac{1 - a_e}{\ln(1 + 1/\eta)} \right) \times \left(\frac{1}{\kappa^{pd1} + \eta \kappa_{ult} - (1 + \eta) \kappa_e} \right) \\
 \rightarrow \dot{s}(\kappa^{pd1}) &= 0 \\
 \rightarrow \dot{m}(\kappa^{pd1}) &= \frac{\partial m}{\partial a} \dot{a} \\
 \rightarrow \dot{m}(\kappa^{pd1}) &= \frac{\sigma_c}{\sigma_{point 2}} \left[\ln \left(m_e \frac{\sigma_{point 2}}{\sigma_c} \right) \left(- \frac{a_e}{a(\kappa^{pd1})^2} \right) \left(m_e \frac{\sigma_{point 2}}{\sigma_c} \right)^{\frac{a_e}{a(\kappa^{pd1})}} \right] \times \dot{a}(\kappa^{pd1})
 \end{aligned}$$

4.8.2.5. Sur le critère résiduel

$$\begin{aligned}
 \rightarrow \dot{a}(\kappa^{pd1}) &= 0 \\
 \rightarrow \dot{m}(\kappa^{pd1}) &= 0 \\
 \rightarrow \dot{s}(\kappa^{pd1}) &= 0
 \end{aligned}$$

4.8.3. Dérivation du critère par rapport aux paramètres du modèle

$$\begin{aligned}
 \rightarrow \frac{\partial f}{\partial s} &= a.k.\sigma_c.H_0^{comp} \times [As_{II}H(\theta) + BI_1 + D]^{a-1} \\
 \rightarrow \frac{\partial f}{\partial m} &= - \frac{a.\sigma_c.H_0^{comp}}{m} [As_{II}H(\theta) + BI_1] \times [As_{II}H(\theta) + BI_1 + D]^{a-1} \\
 \rightarrow \frac{\partial f}{\partial a} &= -\sigma_c.H_0^{comp} \times \ln \left(\frac{As_{II}H(\theta) + BI_1 + D}{k} \right) [As_{II}H(\theta) + BI_1 + D]^a
 \end{aligned}$$

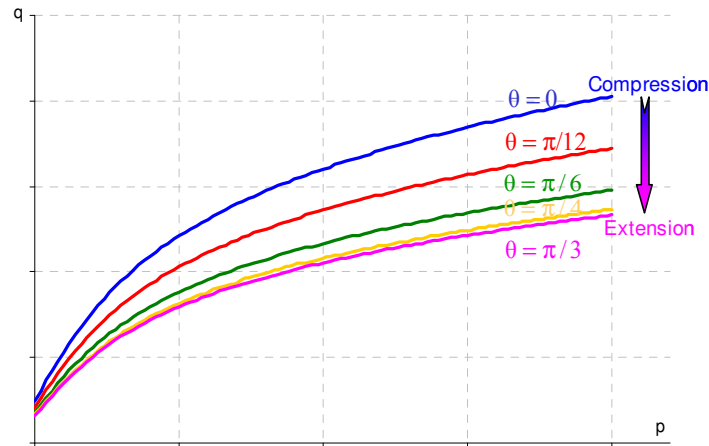
La quantité $L = \frac{\partial f}{\partial \kappa^i} = \frac{\partial f}{\partial a} \dot{a}(\kappa^i) + \frac{\partial f}{\partial m} \dot{m}(\kappa^i) + \frac{\partial f}{\partial s} \dot{s}(\kappa^i)$, intervenant dans l'expression des multiplicateurs plastiques (4.3.3), est alors analytiquement connue.

4.9. Visualisation des seuils et des surfaces

Ce paragraphe est consacré à la représentation graphique des seuils et des surfaces définis par (4.13), dans le plan (p ; q) et dans le plan déviatoire.

4.9.1. Visualisation sur différents chemins de sollicitation

La forme du critère défini par (4.13) est bien connue sur un chemin de compression puisque, par construction, il coïncide avec un critère de Hoek et Brown (voir 3.2.3 et 3.2.4). Cependant, il peut être intéressant de visualiser l'allure de ce critère sur différents chemins de sollicitation (compression, extension, chemins intermédiaires,...). Une représentation graphique est donc donnée dans le plan (p ; q), pour différents θ constants, sur la Figure 4.5.

Figure 4.5 - Critère L&K dans le plan (p, q) , sur différents chemins de sollicitation

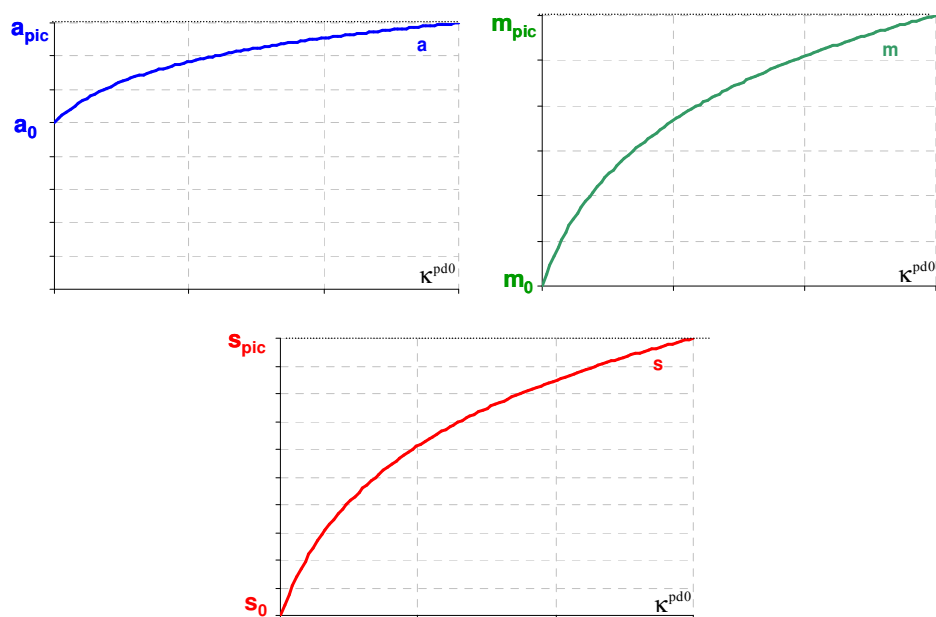
4.9.2. Visualisation du mode d'évolution des surfaces

L'évolution des trois surfaces du modèle, chacune définie par (4.13), est pilotée par les lois de variation des paramètres a , m et s définies au paragraphe 4.6.2 en fonction d'une variable d'érouissage κ^p . La visualisation des surfaces au cours de leur évolution permet de montrer que, pour tous niveaux d'érouissage, leur allure reste continue et représentative du critère L&K.

4.9.2.1. Evolution de la surface élastoplastique pré-pic.

La surface élastoplastique pré-pic évolue de la limite élastique initiale vers le seuil de pic « labo ».

Dans un premier temps, les lois d'évolution des paramètres a , m et s , définies en 4.6.2.1, sont représentées sur les graphiques de la Figure 4.6, en fonction de κ^{pd0} , pour un jeu de paramètre arbitraire.

Figure 4.6 - Variation de a , m et s au cours de l'érouissage de la surface élastoplastique pré-pic

Dans un deuxième temps, la Figure 4.7 présente un fuseau de courbes caractérisant la surface élastoplastique pré-pic à différents stades de son écouissage.

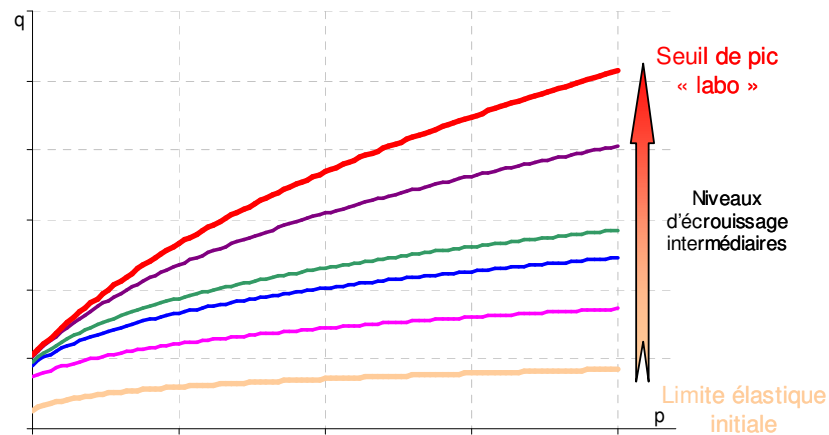


Figure 4.7 - Evolution de la surface élastoplastique pré-pic

4.9.2.2. Evolution de la surface élastoplastique post-pic.

L'évolution de la surface élastoplastique post-pic se fait en trois temps : elle évolue d'abord du seuil intrinsèque vers le seuil de pic « labo », puis du seuil de pic « labo » vers la limite de clivage et enfin de la limite de clivage vers le seuil résiduel.

a) Evolution du seuil intrinsèque vers le seuil de pic « labo »

La Figure 4.8 permet de visualiser la première phase d'évolution de la surface élastoplastique post-pic.

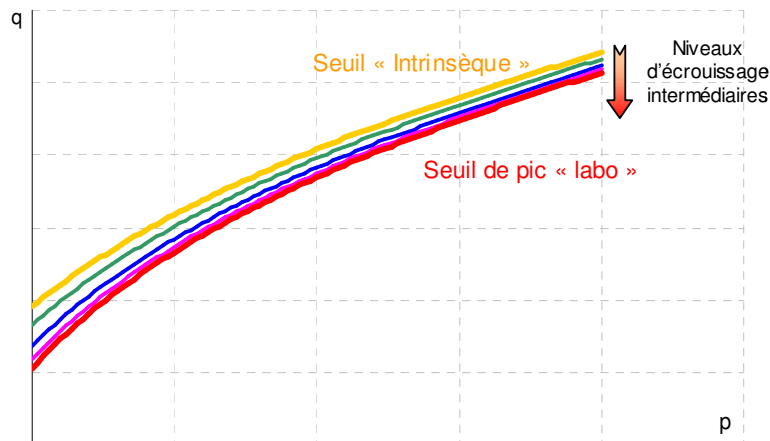


Figure 4.8 - Evolution de la surface post-pic entre les seuils intrinsèque et de pic « labo »

b) Evolution du seuil de pic « labo » vers la limite de clivage

L'évolution de la surface élastoplastique post-pic, entre le seuil de pic « labo » et la limite de clivage, est schématisée, dans le plan (p, q) , par le fuseau de courbes de la Figure 4.9.

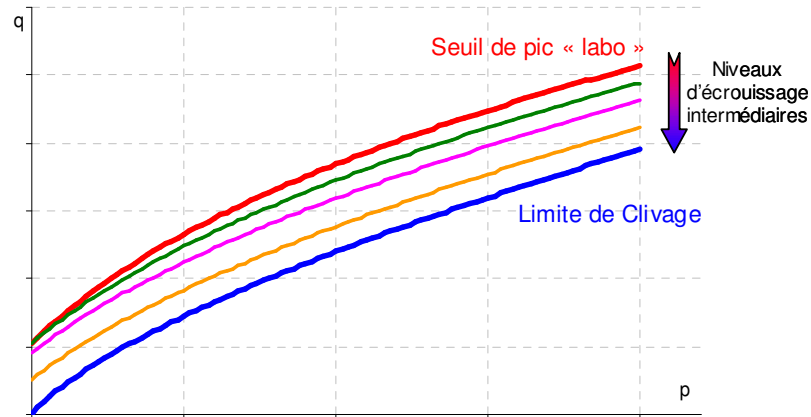


Figure 4.9 - Evolution de la surface post-pic entre le seuil de pic « labo » et la limite de clivage

Cette phase d'évolution est également représentée dans le plan déviatoire. La Figure 4.10 montre que, à p fixée et pour différents niveaux d'écrouissage, les fuseaux de courbes ne s'entrecroisent pas et se déduisent par homothéties.

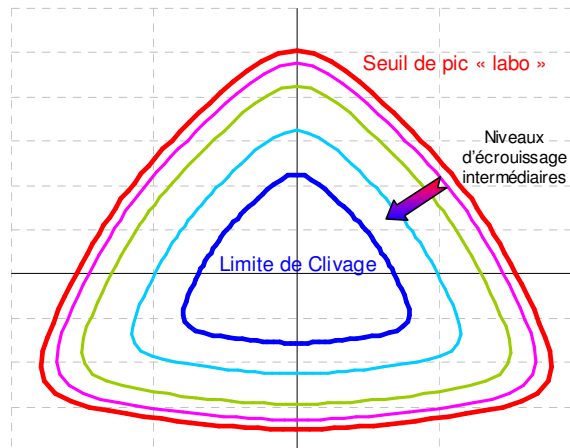


Figure 4.10 - Evolution de la surface post-pic dans le plan déviatoire

c) Evolution de la limite de clivage vers le seuil résiduel

La dernière phase d'évolution de la surface post-pic est schématisée sur la Figure 4.11.

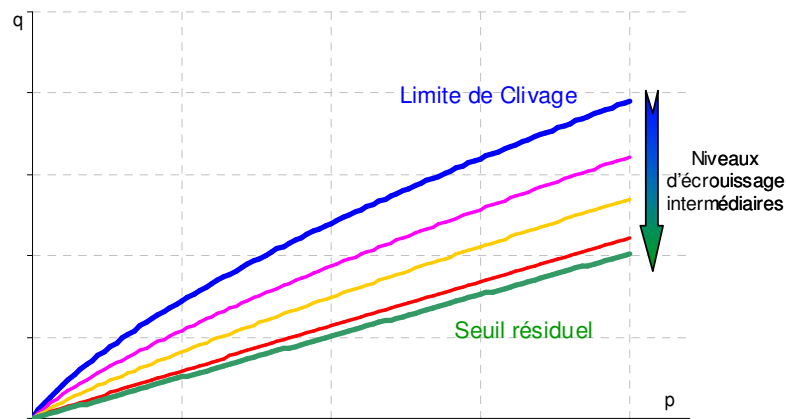


Figure 4.11 - Evolution de la surface post-pic entre la limite de clivage et le seuil résiduel

4.9.2.3. Evolution de la surface viscoplastique.

Pour de faibles confinements, la surface viscoplastique n'évolue pas : elle reste confondue avec le seuil initial qui coïncide avec la limite élastique initiale.

Pour des confinement plus élevés, la surface viscoplastique évolue d'une position initiale (limite élastique initiale) vers le seuil viscoplastique maximal, qui correspond au seuil de résistance à long terme.

Le fuseau de courbes présenté sur la Figure 4.12 montre l'allure de la surface viscoplastique à différents niveaux d'écroutissage.

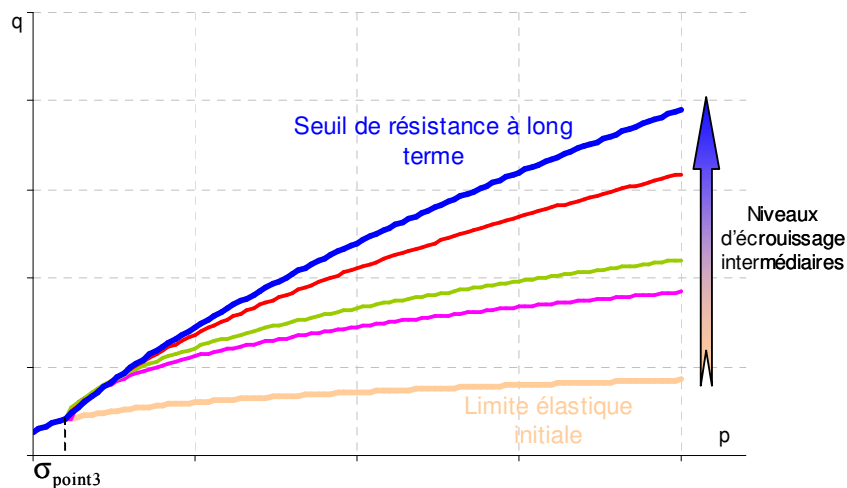


Figure 4.12 - Evolution de la surface viscoplastique

Chapitre 5

Intégration numérique – Identification des paramètres, critères d'interprétation et validation.

A l'origine, la loi de Laigle (2004) est née d'un désir d'améliorer la pertinence des modélisations réalisées dans le cadre de projets industriels courants et de mettre en oeuvre des outils numériques simples, adaptés au contexte technico-économique. La loi de comportement L&K, développée dans le cadre de ce travail de thèse, doit répondre aux mêmes objectifs.

En d'autres termes, en plus d'apporter des éléments de réponse à la problématique posée par le sujet de thèse, le modèle L&K doit pouvoir être mis en oeuvre rapidement dans le cadre d'une activité de bureau d'étude. Il doit donc rester relativement simple aussi bien lors de l'identification des paramètres que lors de l'interprétation des résultats et permettre de répondre aux principales questions que se pose l'ingénieur lors de l'analyse et de la conception d'une cavité souterraine.

Dans ce contexte, la loi rhéologique L&K, présentée d'un point de vue conceptuel au chapitre 2 et analytiquement au chapitre 4, a été implémentée numériquement dans les codes de calculs Flac¹² et Flac3D¹². Cette intégration a été réalisée en langage C++ : le modèle L&K est donc utilisable au même titre que tous les modèles de base de Flac. Par rapport à une procédure en langage interne Fish, le programme C++ permet d'accélérer considérablement le calcul (gain d'un facteur 6 environ sur un calcul standard).

D'après la description analytique de la loi L&K (chapitre 4), le nombre de paramètres intervenant dans la formulation du modèle peut sembler excessif. Cependant, si quelques paramètres d'entrée sont indispensables, un grand nombre s'en déduisent analytiquement ou à l'aide d'un outil de prédiction spécifique. Une méthode d'identification des paramètres est proposée dans ce chapitre, au paragraphe 5.1.

D'autre part, dans le cadre de ses applications industrielles, la loi de comportement L&K doit permettre une interprétation rapide, claire et pertinente de certains critères de dimensionnement. Les critères définis dans cette optique et intégrés numériquement dans la loi sont présentés au paragraphe 5.2.

Enfin, des simulations d'essais de laboratoire, réalisées sous Flac avec le modèle L&K, sont présentées au paragraphe 5.3. Elles ont pour but de valider le modèle aussi bien numériquement (cohérence du code) que physiquement (pertinence des concepts).

¹² Code de calcul aux différences finies, développé par Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.

5.1. Proposition d'une méthode d'identification des paramètres

Un inventaire de tous les *paramètres d'entrée* du modèle *L&K* est donné dans le Tableau 5.1. Certains d'entre eux sont des constantes (cases jaunes) qui ne nécessitent pas de calage préalable ; ils ont été programmés en tant que paramètres car leur modification est à envisager dans les futurs développements de la loi *L&K*. Les cases bleutées caractérisent les paramètres spécifiques au modèle *L&K*.

Paramètres Elastiques			
E	Module de Young (Pa)	ν	Coefficient de Poisson
$n_{elas}=0$	Exposant de la loi de variation des modules élastiques K et G	n	Porosité (en %) intervenant dans le calcul de la perméabilité
Paramètres liés aux seuils de résistance			
σ_c	Résistance en compression simple (Pa)	σ_{point1}	Abscisse du point d'intersection du seuil de pic labo et de la limite de clivage, dans le plan (σ_{min} ; σ_{max}) (Pa)
σ_{point3}	Abscisse du point d'intersection de la limite élastique initiale et de la limite de clivage, dans le plan (σ_{min} ; σ_{max}) (Pa)	b=6.0	Exposant de la fonction $h(\theta)$ du critère <i>L&K</i>
γ_{cis}	Paramètre de forme du critère <i>L&K</i> dans le plan déviatoire ($0 < \gamma_{cis} < 1$)	H_0^{ext}	Paramètre pilotant la résistance en extension
Limite élastique initiale		Seuil de pic « labo »	
a_0	a de la limite élastique initiale	a_{pic}	a du critère de pic « labo »
m_0	m de la limite élastique initiale	m_{pic}	m du critère de pic « labo »
s_0	s de la limite élastique initiale	$s_{pic}=1$	s du critère de pic « labo »
Limite de clivage		Seuil résiduel	
a_e	a de la limite de clivage	$a_{ult}=1.0$	a du seuil résiduel
m_e	m de la limite de clivage	m_{ult}	m du seuil résiduel
$s_e=0$	s de la limite de clivage	$s_{ult}=0.0$	s du seuil résiduel
Niveaux et paramètres d'écrouissage			
$\dot{\kappa}_{pic}$	Taux de déformations nécessaire pour atteindre le seuil de pic labo	$\dot{\kappa}_e$	Taux de déformations nécessaire pour passer du seuil de pic « labo » à la limite de clivage
$\dot{\kappa}_{ult}$	Taux de déformations nécessaire pour passer de la limite de clivage au seuil résiduel	$\dot{\kappa}_{v-max}$	Taux de déformations nécessaire pour atteindre le seuil viscoplastique maximal
x_{ams}	Paramètre $\neq 0$ intervenant dans les lois d'écrouissage pré-pic	η	Paramètre $\neq 0$ intervenant dans les lois d'écrouissage post-pic
Paramètres viscoplastiques			
A	Paramètre caractérisant l'amplitude de la vitesse de fluage (en $[T]^{-1}$)	n	Exposant intervenant dans la formule pilotant la cinétique de fluage

Paramètres de déformations volumiques			
$\mu_{0,v}$	Paramètre $\neq 0$ relatif à l'angle de dilatance des mécanismes pré-pic et viscoplastique.	$\xi_{0,v}$	Paramètre $\neq 0$ relatif à l'angle de dilatance des mécanismes pré-pic et viscoplastique
μ_1	Paramètre $\neq 0$ relatif à l'angle de dilatance du mécanisme post-pic.	ξ_1	Paramètre $\neq 0$ relatif à l'angle de dilatance du mécanisme post-pic.
Paramètres du mécanisme isotrope			
$P_a=100\text{kPa}$	Pression atmosphérique (Pa)	n_{iso}	Exposant intervenant dans la loi d'écrouissage isotrope
Q_{iso}	Position de la "Cap" surface	K_0^p	Paramètre intervenant dans la loi d'écrouissage isotrope

Tableau 5.1 – Définition des paramètres d'entrée du modèle *L&K***Remarque :**

L'abscisse $\sigma_{\text{point}2}$ du point d'intersection de la limite de clivage et du seuil résiduel dans le plan $(\sigma_{\min}; \sigma_{\max})$, intervenant dans la loi de variation de m (4.17), est calculé analytiquement dans le fichier source, à partir de (5.1).

$$\sigma_{\text{point}2} = \left(\frac{m_{\text{ult}} \sigma_c^{a_e-1}}{m_e^{a_e}} \right)^{\frac{1}{a_e-1}} \quad (5.1)$$

La formule (5.1) est obtenue en résolvant l'équation caractéristique de l'intersection de la limite de clivage et du seuil résiduel, évalués sur un chemin de compression triaxiale. Sur un chemin de contrainte quelconque, il s'agit donc d'une *approximation* numérique.

Pour toute démarche d'identification de paramètres, l'idéal est de disposer de données expérimentales permettant d'ajuster les courbes théoriques issues des simulations numériques. Cependant, en pratique, ces données font souvent défaut soit parce que les essais caractéristiques de laboratoire sont difficiles à mettre en œuvre, soit parce que l'entité chargée de l'étude n'y a pas accès. Dans ces conditions, la démarche pourra s'appuyer sur des études antérieures réalisées sur un matériau « analogue » ou sur un raisonnement s'inscrivant dans la logique du projet concerné.

En connaissance de cause, l'identification des paramètres du modèle *L&K* requiert *a minima* un ou des essais triaxiaux classiques. Quelques indications, méthodes et outils, permettant d'en déduire les paramètres du modèle, sont fournis ci-après.

5.1.1. Synthèse de la démarche d'identification

Le schéma de la Figure 5.1 constitue une synthèse du processus d'identification des paramètres du modèle *L&K*, décrits individuellement dans les paragraphes suivants.

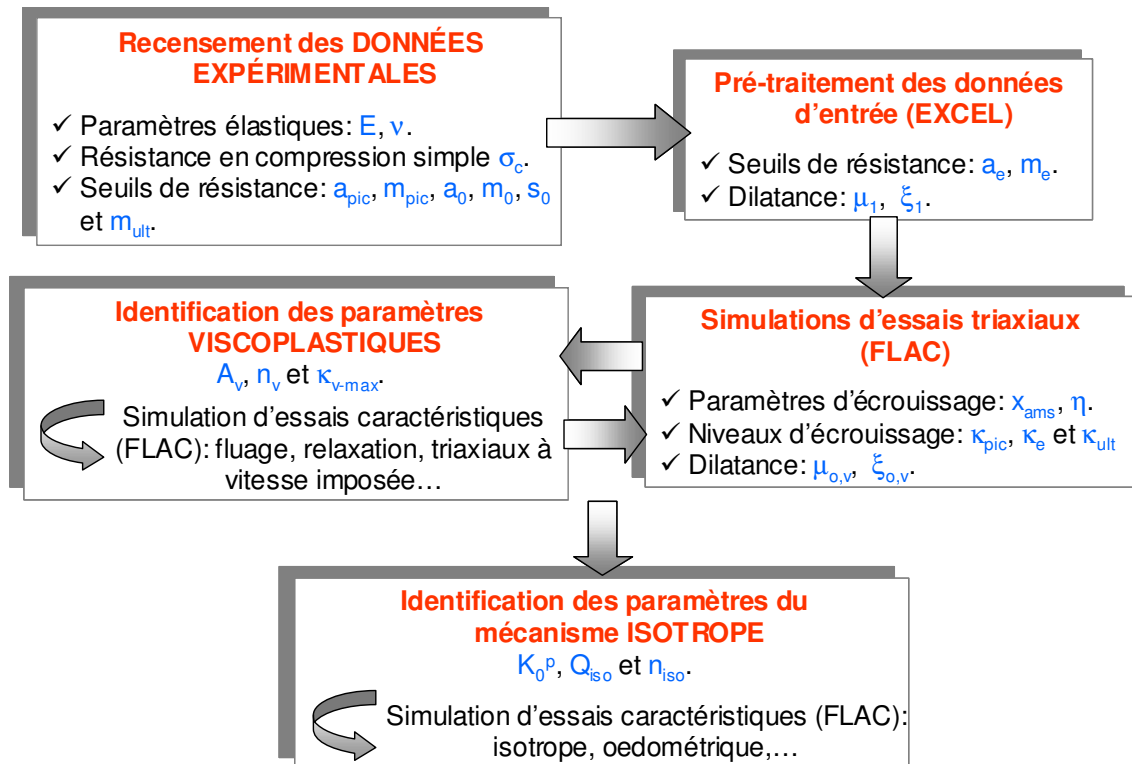
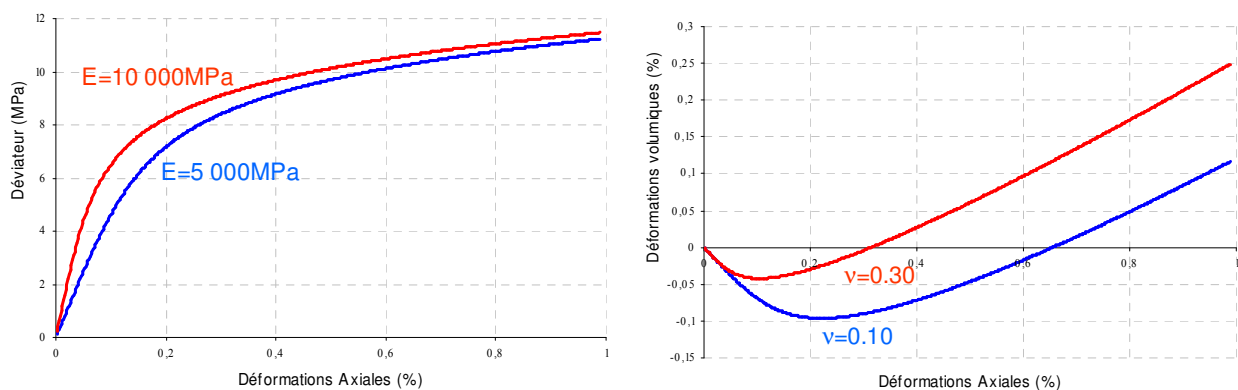


Figure 5.1 - Synthèse du processus d'identification des paramètres

5.1.2.Détermination des paramètres élastiques

Les paramètres élastiques requis dans le modèle *L&K* sont principalement le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . Les essais qui permettent de caractériser ces deux grandeurs sont les plus courants et souvent les plus disponibles. Dans la littérature, il existe même des gammes de valeurs associées aux différents types de matériaux.

Concrètement, dans un essai triaxial, le module d'Young et le coefficient de Poisson influent respectivement sur la pente à l'origine des courbes contraintes-déformations et de déformations volumiques (Figure 5.2).

Figure 5.2 - Sensibilité des paramètres E et ν

En outre, le calage de ces deux paramètres permet d'ajuster la position du pic de résistance sur le taux de déformations axiales.

5.1.3. Identification des paramètres liés aux seuils de résistance

5.1.3.1. Résistance en compression simple et paramètres de pic

Pour déterminer les paramètres liés aux différents seuils de résistance du modèle *L&K*, les données d'entrée de base sont la *résistance en compression simple* et les *paramètres relatifs au seuil de pic* « labo ».

Ces derniers peuvent, par exemple, être identifiés à partir d'essais triaxiaux mesurant les résistances au pic. La Figure 5.3 présente un ajustement du seuil de pic « théorique » sur des données expérimentales, issues d'essais réalisés au LaEGO sur l'argilite de l'Est (Hoxha, 2004). Les paramètres σ_c , a_{pic} et m_{pic} sont alors entièrement déterminés par ce calage.

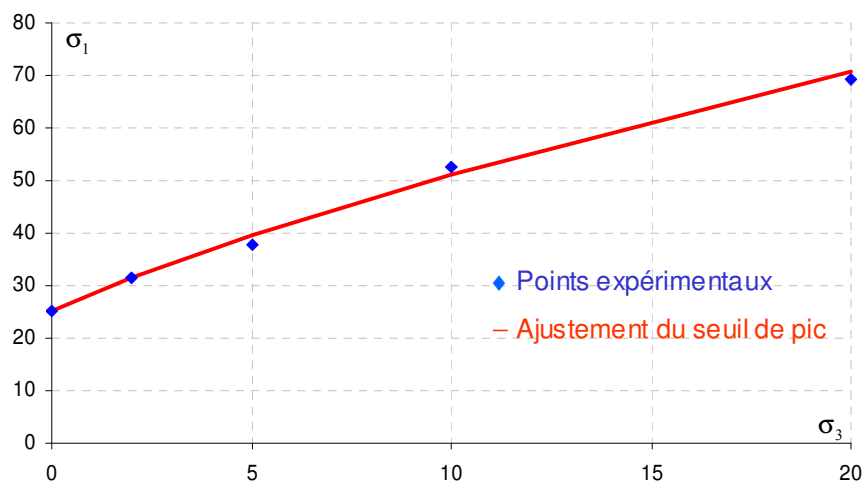


Figure 5.3 - Ajustement des paramètres de pic sur des essais triaxiaux (Hoxha, 2004)

5.1.3.2. Caractérisation de la limite élastique initiale

Les paramètres a_0 , m_0 et s_0 , relatifs à la limite élastique initiale, peuvent également être définis à partir d'essais triaxiaux classiques, en identifiant le niveau de contraintes pour lequel des déformations irréversibles commencent à apparaître.

Ces essais sont cependant moins indispensables que ceux qui permettent de définir les paramètres de pic. À défaut de données expérimentales, la limite d'élasticité initiale peut être assimilée à une droite ($a_0=1.0$) dont l'ordonnée à l'origine (et *a fortiori* m_0 et s_0) serait fixée par un niveau de contraintes correspondant à 30% de la résistance en compression simple. Cette hypothèse a été validée par les travaux canadiens menés sur le granite du Lac de Bonnet (Cai et al., 2004) : les essais de laboratoire ainsi que les mesures d'auscultation et la détection d'événements microsismiques *in-situ* ont permis d'identifier l'initiation de la fissuration pour un déviateur de l'ordre de 1/3 de σ_c .

5.1.3.3. Paramètre(s) du seuil résiduel

Le seuil résiduel est caractérisé par a_{ult} , s_{ult} et m_{ult} . En pratique, les deux premiers paramètres étant des constantes, la seule grandeur restant à définir est m_{ult} . Elle peut se déduire de l'angle de frottement résiduel Φ_{res} par la relation (5.2).

$$m_{ult} = \frac{2 \sin \Phi_{res}}{1 - \sin \Phi_{res}} \quad (5.2)$$

Dans des roches tendres, Φ_{res} peut être déterminé expérimentalement à partir d'essais de compression triaxiale ayant pu être contrôlés jusqu'à la fracturation de l'échantillon (souvent à pressions de confinement plus élevées). En phase de radoucissement post-pic, un palier apparaît, caractérisant l'état résiduel. La valeur asymptotique de l'angle de frottement définit ainsi Φ_{res} et donc m_{ult} .

Dans le cas des roches cristallines, le contrôle de l'essai durant la phase de radoucissement post-pic est souvent difficile car la rupture est plus violente et plus brutale. Cependant, pour ce type de matériaux, de nombreuses références peuvent être trouvées dans la littérature, associant des plages de valeurs de Φ_{res} à différents types de roches. Par exemple, dans la définition de la résistance d'une discontinuité établie par Barton (1976), l'angle Φ_b correspond précisément à un angle de frottement résiduel et une classification est fournie pour divers matériaux. Pour les granites, Φ_{res} est usuellement pris entre 30 et 33°.

5.1.3.4. Caractérisation de la limite de clivage

La limite de clivage est le seul seuil qui ne peut pas être défini à partir d'essais de laboratoire usuels. Représentative de la résistance du matériau fracturé, elle s'obtient par calage sur un critère de résistance d'une discontinuité induite par un mécanisme de cisaillement, à l'aide d'un outil de prédiction Excel, développé initialement par Laigle (2004).

Les données d'entrée du fichier Excel sont le module d'Young, la résistance en compression simple, les paramètres de pic et m_{ult} , définis, à ce stade de la méthode, selon les indications des paragraphes précédents.

Le critère de référence retenu pour traduire la résistance de la discontinuité induite est le critère proposé par Ladanyi et Archambault (1970). La définition de ce critère nécessite la donnée de trois paramètres supplémentaires : k_1 , k_2 et i_0 . Les deux premiers sont des constantes empiriques, dont les valeurs respectives sont de l'ordre de 1.5 et 3.5. Ils influent essentiellement sur la convexité du critère dans le plan $(\tau ; \sigma_n)$. i_0 est représentatif de l'angle moyen des aspérités de surface avant cisaillement et désigne donc l'angle de dilataance à contrainte normale nulle. Il est usuellement choisi entre 10° et 20°.

A partir de la donnée de ces divers paramètres, il suffit de procéder au calage, sous Excel, de la limite de clivage sur le critère de Ladanyi et Archambault (1970), en attribuant différentes valeurs aux paramètres a_e et m_e ($s_e=0$). Un exemple d'ajustement de la limite de clivage (courbe bleue) sur le critère de Ladanyi (courbe verte) est présenté sur la Figure 5.4.

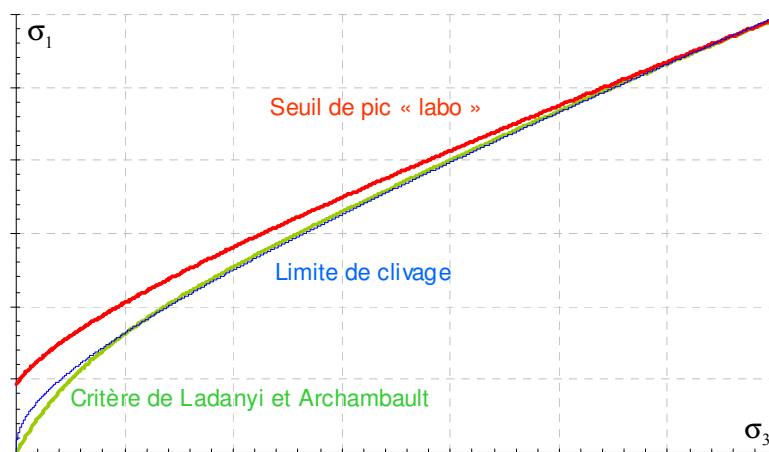


Figure 5.4 - Ajustement de la limite de clivage

Les paramètres $\sigma_{\text{po int 1}}$ et $\sigma_{\text{po int 3}}$, abscisses respectives des points d'intersection de la limite de clivage avec le seuil de pic et la limite élastique initiale, sont alors automatiquement calculées par le logiciel.

La majorité des équations, latentes dans le fichier Excel, ont été présentées de manière détaillée par Laigle (2004) et ne sont volontairement pas reprises ici.

5.1.3.5. Vérification de la convexité des seuils et des surfaces

Les deux derniers paramètres restant à définir, relatifs aux seuils de résistance, sont H_0^e et γ . H_0^e est représentatif de la résistance en extension du matériau. Si des essais d'extension ont été réalisés, H_0^e pourra être déterminé en ajustant les courbes théoriques sur les points expérimentaux (sous Excel, par exemple). Toutefois, ce type de données est rarement disponible ; par défaut, H_0^e est pris égal à $h_0^e = (1 + \gamma)^{1/6}$.

γ influe sur la convexité des seuils et des surfaces dans le plan déviatoire. A défaut d'essais réalisés à pression constante, γ est ajusté de manière à respecter la condition de convexité des seuils. Il est usuellement pris entre 0.75 et 0.85.

Une procédure a été intégrée au fichier de prédiction Excel afin de pouvoir visualiser et contrôler la convexité des différents seuils dans le plan déviatoire (Figure 4.2).

5.1.4. Ajustement des niveaux et des paramètres d'écrouissage

L'outil Excel proposé permet également de prédire la cinétique de radoucissement du matériau en phase post-pic d'un essai triaxial, pour différentes contraintes de confinement. Cependant, cet outil ne doit en aucun cas être perçu comme un modèle de comportement à part entière mais permet de pallier le manque de données expérimentales sur le comportement post-pic.

D'un point de vue théorique, la prédiction est basée sur la loi de variation de la dilataance d'un joint en fonction du glissement, suggérée par Barton (1976). Cette loi décrit en fait l'évolution de la rugosité mobilisée d'un joint. Une description détaillée de la méthode est donnée par Laigle (2004).

D'un point de vue pratique, conformément à la méthode initiale proposée par Laigle (2004), le fichier Excel requiert la donnée de deux nouveaux paramètres décrivant la déformabilité post-pic : l'incrément de déformation axiale $\delta\epsilon_{axiale}$, lié à la perte de cimentation, et le glissement ϑ au pic de résistance de la discontinuité. L'influence de ces deux paramètres sur leur plage de variation restant très limitée, ils sont habituellement gardés constants égaux à 0.15% pour $\delta\epsilon_{axiale}$ et à 0.6% pour ϑ . Là encore, les équations peuvent être consultées dans Laigle (2004).

L'utilisateur peut définir le confinement de l'essai triaxial. Cinq prédictions analytiques simultanées sont possibles. Un aperçu de la feuille de calcul Excel est présenté sur la Figure 5.5.

Les paramètres du modèle *L&K*, qui régissent la phase de radoucissement post-pic, sont les niveaux d'écrouissage $\dot{\kappa}_{pic}$, $\dot{\kappa}_e$ et $\dot{\kappa}_{ult}$, et les paramètres x_{ams} et η intervenant dans les lois d'écrouissage (4.6.2). A défaut de données expérimentales, la détermination de ces paramètres pourra se baser sur les prédictions analytiques obtenues à l'aide de l'outil Excel (Figure 5.7).

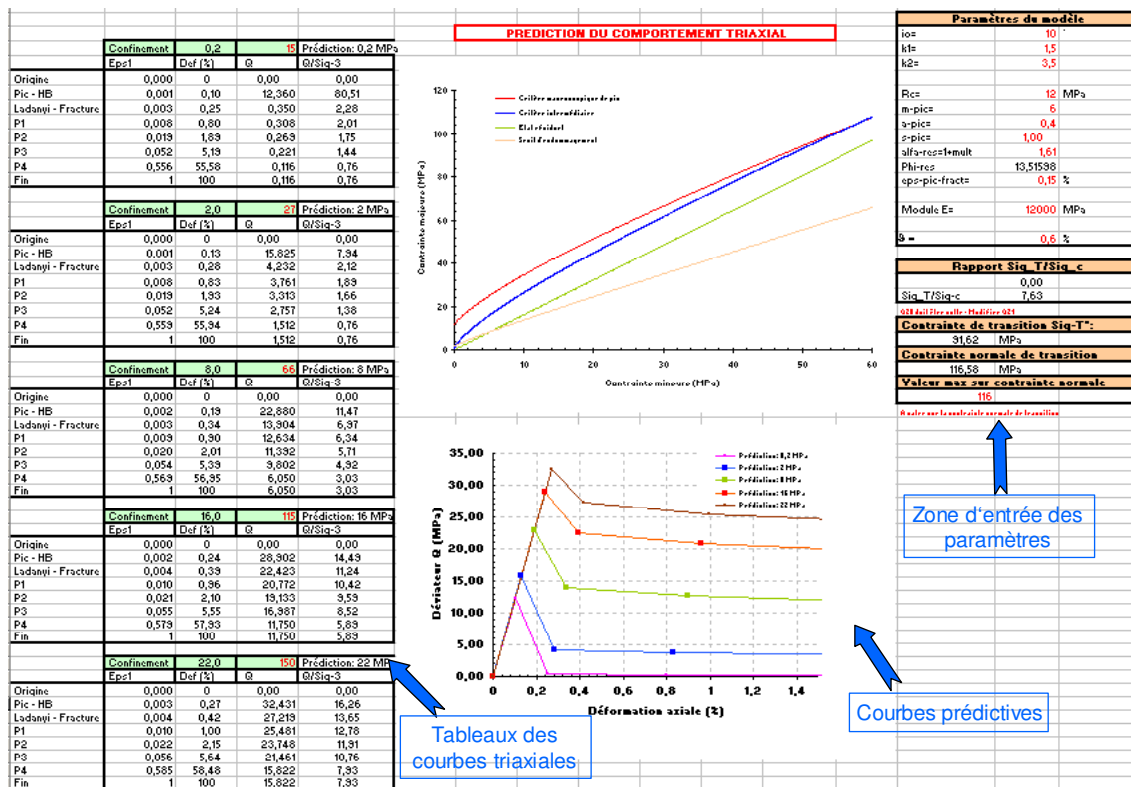


Figure 5.5 - Aperçu de la feuille de calcul Excel pour la prédiction analytique du comportement post-pic

L'idée est de simuler, sous Flac, des essais triaxiaux à différentes contraintes de confinement puis d'ajuster les valeurs des niveaux et des paramètres d'érouissage de telle sorte que les courbes issues des simulations coïncident avec les courbes expérimentales, ou à défaut, avec les courbes prédictives Excel.

La Figure 5.6 donne un exemple de calage d'une simulation Flac sur la *courbe expérimentale* d'un essai triaxial réalisé à 10MPa de confinement, au LaEGO sur l'argilite de l'Est (Hoxha, 2004).

La Figure 5.7 présente l'ajustement de simulations Flac sur les *courbes prédictives* obtenues sous Excel, pour des essais triaxiaux simulés à 2MPa et à 26MPa de confinement, sur le granite du Lac du Bonnet (Lejeune, 2006).

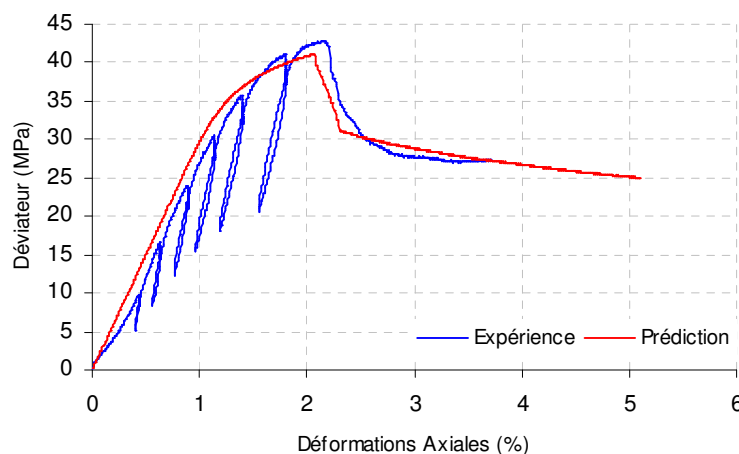


Figure 5.6 - Ajustement de la simulation Flac sur une courbe expérimentale (Argilite)

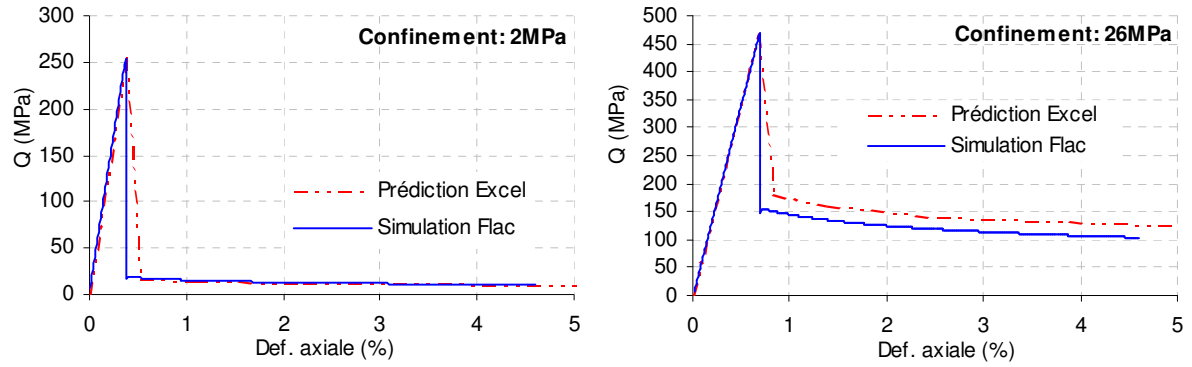


Figure 5.7 - Ajustement de simulations Flac sur les prédictions Excel (Granite)

L'influence des paramètres $\dot{\kappa}_{pic}$, $\dot{\kappa}_e$, $\dot{\kappa}_{ult}$, x_{ams} et η , sur un essai triaxial, est mise en évidence via une étude de sensibilité synthétisée sur la Figure 5.8 et sur la Figure 5.9.

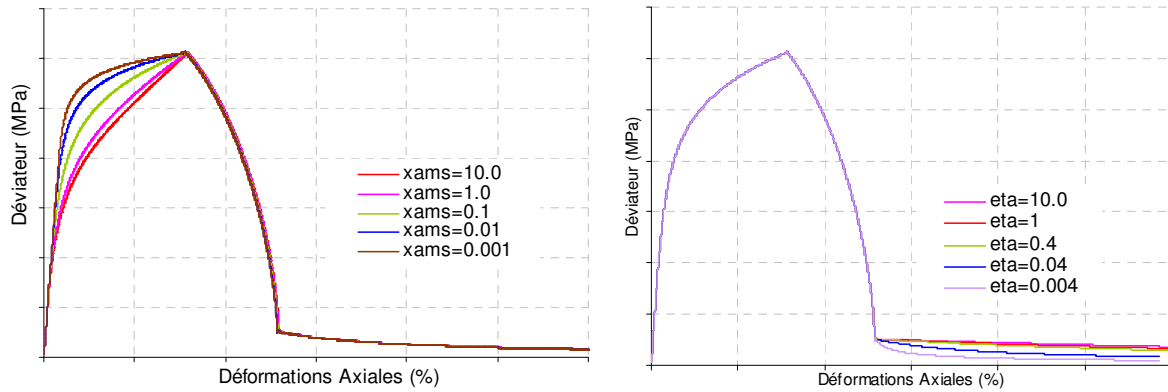


Figure 5.8 - Sensibilité des paramètres d'érouissage

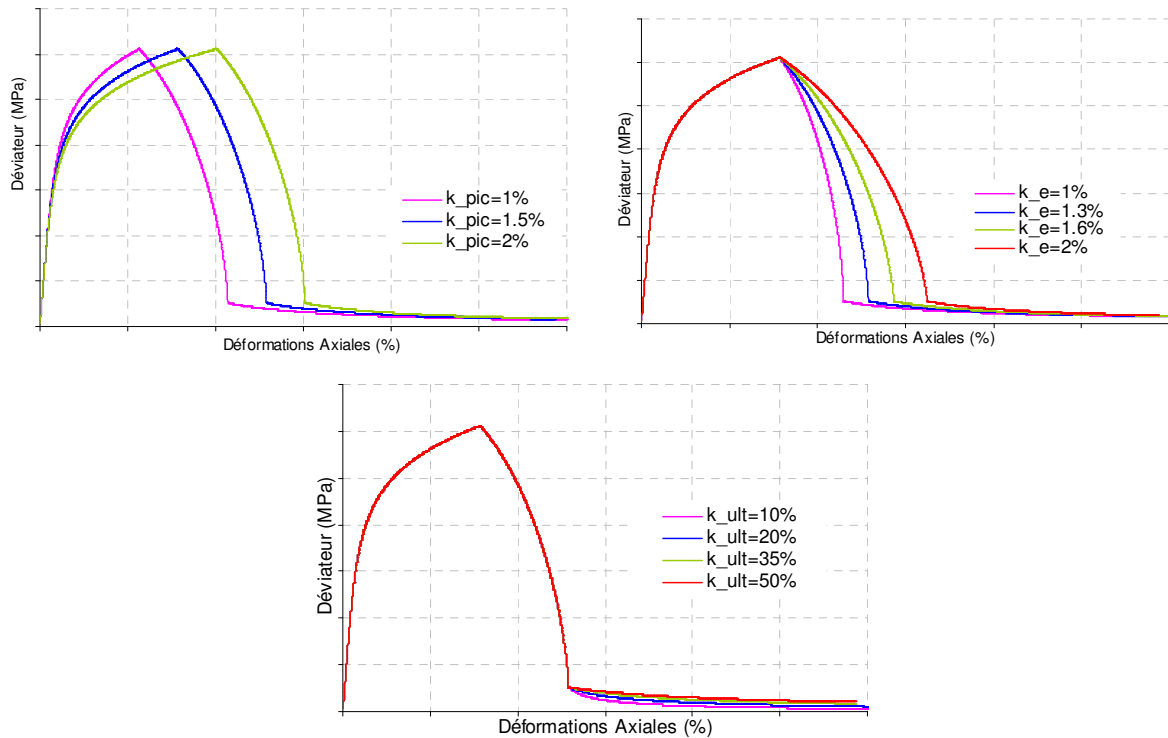


Figure 5.9 - Sensibilité des niveaux d'érouissage

5.1.5. Calage des paramètres viscoplastiques

Les paramètres viscoplastiques restant à définir sont ceux qui pilotent la cinétique de fluage : A_v , n_v , intervenant dans la fonction d'écoulement (voir 4.4), et le niveau d'écrouissage $\dot{\kappa}_{v-\max}$.

L'identification de ces paramètres requiert la donnée d'essais de laboratoire caractérisant le comportement à long terme du matériau : essais de fluage, essais de relaxation ou encore essais triaxiaux réalisés à différentes vitesses de chargement. En pratique, ces essais sont difficiles à mettre en œuvre moins pour la complexité du protocole expérimental que pour l'importante échelle de temps qu'ils sollicitent. Si quelques essais sont disponibles, ils se limitent à quelques jours voire quelques mois. L'ajustement des paramètres viscoplastiques sur des essais de courte durée peut sembler excessivement limité, notamment dans le cadre d'études concernant les problèmes de stockage, qui doivent être évalués sur des centaines d'années.

Le manque de données expérimentales sur le comportement à long terme d'un matériau conduit à s'appuyer, la plupart du temps, sur des essais de référence issus de la littérature. A titre d'illustrations, deux types de calage sont présentés, sur des matériaux différents.

Pour un matériau argileux, les essais de référence retenus sont des essais de fluage réalisés par l'ANDRA sur l'argilite de l'Est et présentés par Boidy (2002). Les essais ont été réalisés sur 20 jours, sur des échantillons à teneurs en eau w différentes. L'ajustement des simulations Flac sur les données expérimentales est présenté sur la Figure 5.10.

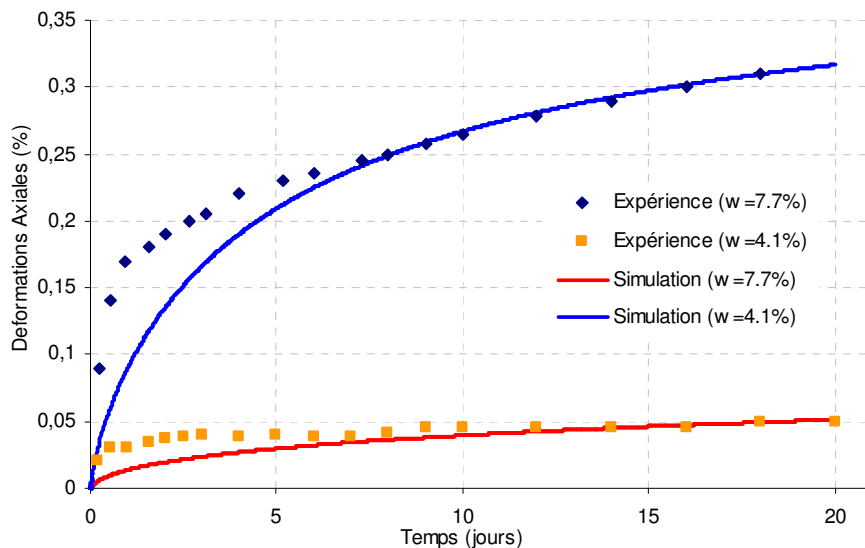


Figure 5.10 - Ajustement de la cinétique de fluage d'un matériau argileux sur des essais de fluage

Dans un autre contexte, la détermination des paramètres viscoplastiques du granite du Lac de Bonnet s'est basée sur des essais de fluage à confinement nul (publiés par Schmidtke et Latjai, 1985) et quelques essais de compression simple à différentes vitesses de sollicitation (présentés par Martin et Read, 1992). Un même jeu de paramètres a permis d'obtenir les simulations (courbes rouges) présentées sur la Figure 5.11 et sur la Figure 5.12.

La difficulté majeure de ce type de calage est d'obtenir un jeu de paramètres unique, convenant à la simulation de *tous* les essais, modélisant aussi bien le comportement à court terme (essais triaxiaux) que le comportement à long terme (essais de fluage, de relaxation,...) du matériau. Du fait de l'existence d'un couplage entre les mécanismes élastoplastiques et viscoplastiques dans le modèle *L&K*, l'ajustement des paramètres viscoplastiques peut nécessiter la modification de certains paramètres élastoplastiques (notamment des niveaux d'écrouissage).

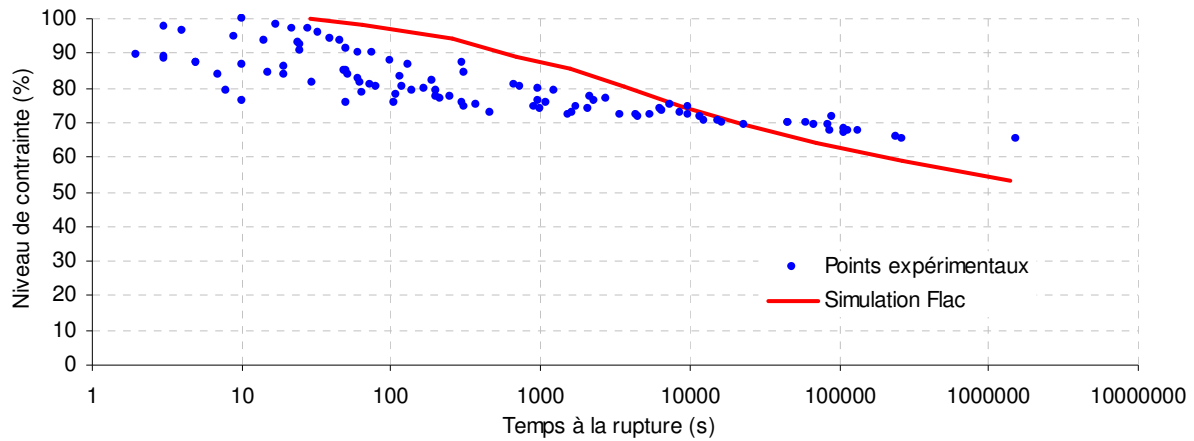


Figure 5.11 - Calage des paramètres viscoplastiques d'un granite sur des essais de fluage

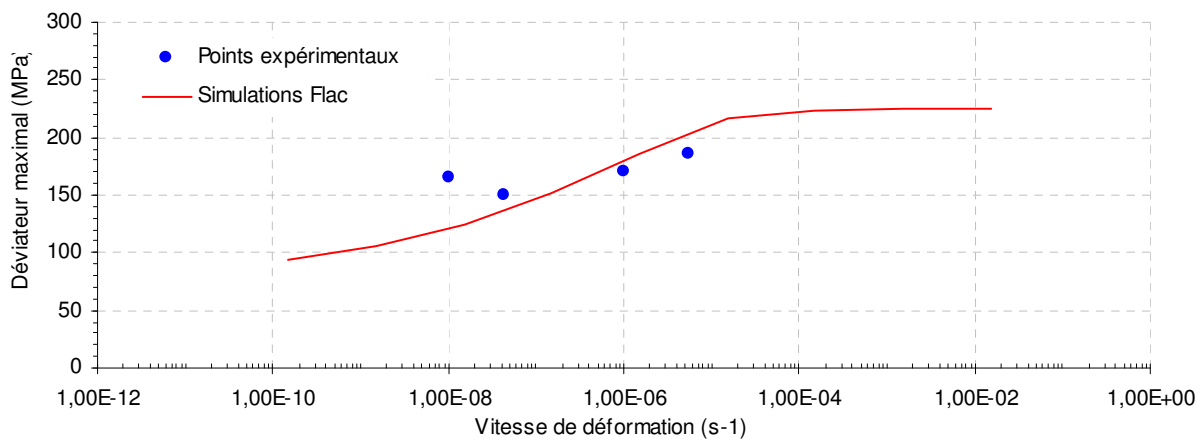


Figure 5.12 - Calage des paramètres viscoplastiques d'un granite sur des essais triaxiaux à vitesse imposée

5.1.6. Détermination des paramètres de dilatance

Dans le modèle $L\&K$, les déformations volumiques totales sont pilotées par quatre paramètres : deux paramètres, $\mu_{0,v}$ et $\xi_{0,v}$, liés aux mécanismes élastoplastique en phase pré-pic et viscoplastique, puis deux autres paramètres, μ_1 et ξ_1 , relatifs au mécanisme élastoplastique post-pic.

Si des mesures de déformations volumiques fiables, issues d'essais de laboratoire, sont disponibles, ces paramètres pourront être ajustés directement sur ces données. Dans le cas contraire, à défaut de valeurs expérimentales, les paramètres de dilatance de la phase post-pic peuvent être déterminés à l'aide de l'outil de prédiction Excel, cité en 5.1.3.4 et en 5.1.4. L'évolution de la dilatance y est décrite par deux approches : l'approche théorique et expérimentale proposée par Rowe (Hachi-Benmebarek, 2000) conjuguée à l'approche de Barton (1976) citée en 5.1.4, décrivant la résistance d'une discontinuité. Cette démarche repose sur le principe établi par Laigle (2004) qui stipule que « *dès qu'une fracture continue apparaît au sein de l'échantillon, c'est le comportement de celle-ci qui pilote la réponse du matériau. Ceci est vrai en termes de déformations de cisaillement, mais aussi en termes de déformations volumiques. Ces dernières sont alors totalement générées par la dilatance liée au cisaillement de la fracture* ».

Concrètement, μ_1 et ξ_1 sont déterminés en ajustant la courbe théorique (définie par l'équation (4.25)) sur l'enveloppe des points issus de la prédiction Excel (Figure 5.13).

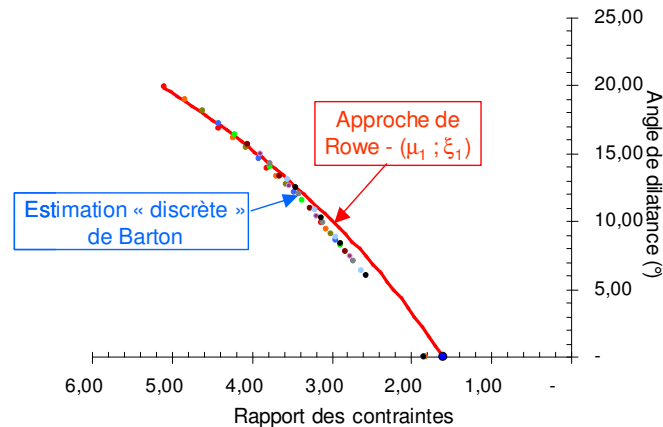


Figure 5.13 - Ajustement des paramètres de dilatance post-pic

A défaut de données expérimentales, les paramètres de dilatance pré-pic et viscoplastique, $\mu_{0,v}$ et $\xi_{0,v}$, sont pris respectivement égaux à μ_1 et ξ_1 . Ceci revient à extrapoler la loi de dilatance post-pic au domaine pré-pic.

Dans tous les cas, la détermination de ces paramètres de dilatance doit se faire en vérifiant les conditions d'admissibilité définies par les formules (4.24) et (4.26).

5.1.7. Définition des paramètres du mécanisme isotrope

Dans le cadre de ce travail de thèse et de ses applications, le mécanisme isotrope a très peu été utilisé. Il a été intégré dans l'optique d'étendre les applications du modèle *L&K* aux roches poreuses, voire même aux enrochements, pour d'éventuelles études hydrauliques sur certains barrages du parc EDF. Il a été activé uniquement pour la validation du code, sur des essais classiques de laboratoire.

Le mécanisme isotrope peut être mis en œuvre à partir de la définition de trois paramètres :

K_0^p , Q_{iso} et n_{iso} .

D'après 4.3.1, K_0^p est habituellement pris autour de $2 \times K_0^e$ (Elamrani, 1992). Q_{iso} fixe la position de la « cap » surface : il détermine le niveau de contraintes (plus précisément la pression moyenne) à partir duquel le mécanisme isotrope s'enclenche.

L'influence du paramètre n_{iso} est mise en évidence à l'aide de simulations, sous Flac, d'essais purement isotropes. Q_{iso} est arbitrairement fixé à 5 MPa. La Figure 5.14 montre un effet important du paramètre d'écroûissage sur la quantité de déformations volumiques isotropes générées.

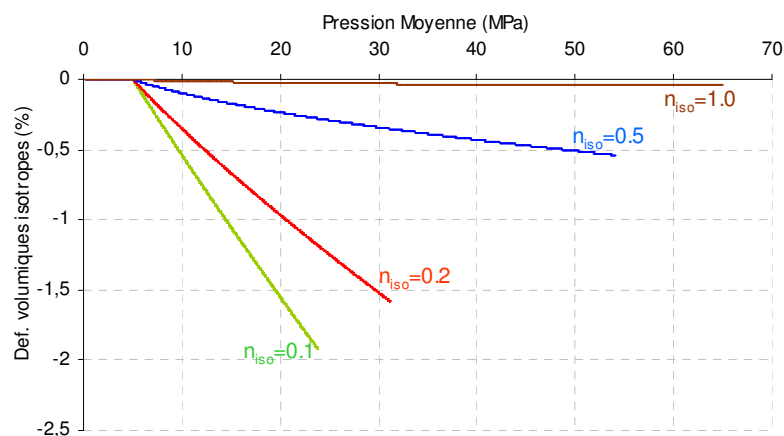


Figure 5.14 - Sensibilité du paramètre d'écroûissage isotrope

D'autres illustrations faisant appel à ce mécanisme sont présentées au paragraphe 5.3, concernant la validation du modèle *L&K* sur des essais classiques de laboratoire.

5.2. Critères d'interprétation

Elaboré dans le cadre d'un projet d'ingénierie concernant le stockage profond des déchets radioactifs, le modèle *L&K* est essentiellement appliqué aux calculs d'ouvrages souterrains. Des critères d'interprétation spécifiques ont donc été définis afin de permettre une analyse immédiate et pertinente de certains critères de dimensionnement usuels.

5.2.1. Niveau de dégradation de la roche

L'utilisation du modèle *L&K* dans un calcul d'ouvrage permet d'estimer le *niveau de dégradation de la roche*. Il est caractérisé par un entier, appelé *domaine*, variant entre 0 et 4 en fonction du taux de déformations de cisaillement.

- Si le comportement reste élastique ($\kappa^{pd0} = 0$), la roche est dite « *intacte* » et *domaine*=0. La roche ne présente aucun signe de dégradation néoformée.
- Si $0 < \kappa^{pd0} < \kappa_{pic}$, la roche est dite « *fissurée pré-pic* » et *domaine*=1. Le pic de résistance n'a pas été atteint mais des déformations irréversibles commencent à apparaître, associées à l'initiation de l'endommagement de la matrice rocheuse. Cet endommagement peut être associé à de la contractance (en dessous du seuil caractéristique) ou à de la dilatance (au-dessus du seuil caractéristique). L'apparition de la dilatance est d'autant plus précoce que le confinement est faible (voir 2.6.1.2).
- Si $\kappa_{pic} < \kappa^{pd1} < \kappa_e$, la roche est « *fissurée post-pic* » et *domaine*=2. Le pic de résistance a été atteint, mais la roche reste macroscopiquement continue et présente encore une cohésion partielle. Ce domaine de comportement correspond à une phase instable très courte durant laquelle la coalescence des fissures n'est pas achevée. Le comportement volumique est dilatat.
- Pour $\kappa_e < \kappa^{pd1} < \kappa_{ult}$, la roche est dite « *fracturée* » et *domaine*=3. A ce stade, le matériau n'est physiquement plus continu. Une fracture a été générée au sein de la roche et le comportement est totalement régi par le cisaillement le long de cette fracture induite. La roche n'a plus de cohésion à l'échelle macroscopique et l'angle de dilatance diminue.
- Si $\kappa^{pd1} \geq \kappa_{ult}$, la roche est dans son « *état résiduel* » (état ultime de dégradation) et *domaine*=4. Le cisaillement est suffisamment développé pour avoir usé les indentations de la fracture, le comportement macroscopique d'un élément de volume représentatif devient purement frottant et les déformations volumiques irréversibles s'annulent.

Ces notions sont illustrées sur la Figure 5.15.

La Figure 5.16 permet de situer ces différents domaines sur la courbe contraintes-déformations d'un essai triaxial.

État physique de la roche	Domaine
Roche intacte	0
Roche fissurée	1
Roche fissurée post-pic	2
Roche fracturée	3
Roche à l'état résiduel	4

Figure 5.15 - Relation entre le domaine et l'état de la roche

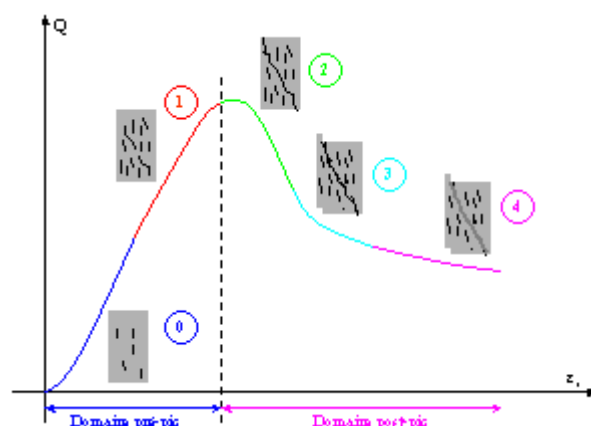


Figure 5.16 - Visualisation des domaines sur une simulation triaxiale.

5.2.2.Zone de fissuration d'extension

La notion de zone de « fissuration d'extension » ou de « dilatance » qualifie le domaine au sein duquel le matériau est non seulement endommagé, mais est également soumis à un état de contrainte tel que le matériau peut augmenter de volume et une fissuration d'extension peut se développer. Il s'agit donc de la zone au sein de laquelle la perméabilité va potentiellement augmenter, et où l'observation par endoscopie en sondage peut montrer des fissures ouvertes. Cette épaisseur de terrain peut être considérée comme un majorant de l'EDZ¹³.

Compte tenu des hypothèses de base de la loi de comportement *L&K* et du modèle physique qui lui est associé, cette zone de dilatance correspond à une roche présentant « **des fissures ou des fractures d'extension** ». Ces fissures ont tendance à s'ouvrir sous l'effet de contraintes locales de traction générées dans la matrice au niveau « *micro* », compatibles avec l'état de contrainte qui autorise leur développement au sein du matériau. Ces différentes notions reposent sur les concepts introduits au paragraphe 2.6.1.1.

¹³ Excavation Damage Zone, définie en 5.2.4.

L'indicateur numérique de « dilatance » est entièrement *qualitatif* : il vaut 1 si le comportement volumique est dilatant et 0 sinon (Figure 5.17). Conjugué au domaine, il permet de préciser le comportement volumique du matériau en domaine 1 (roche fissurée pré-pic).

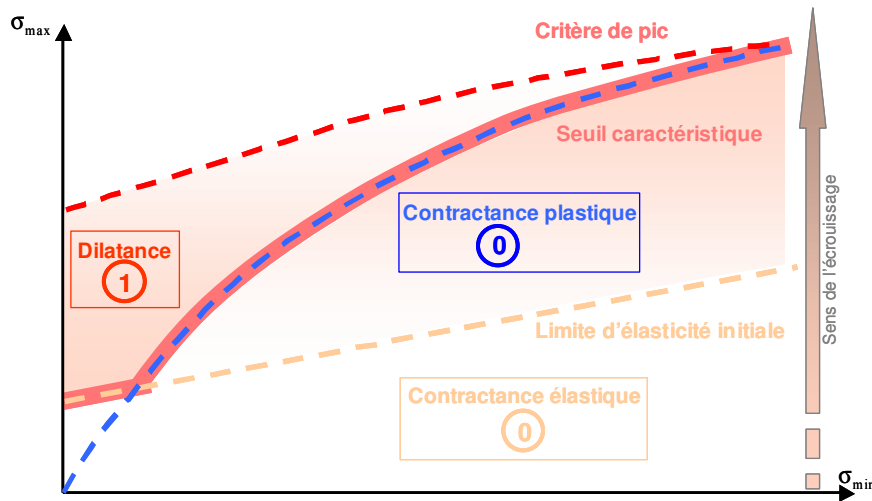


Figure 5.17 - Définition de l'indicateur numérique de dilatance

Il est toutefois possible d'évaluer l'intensité de la fissuration à l'aide de trois autres variables :

- L'amplitude de la déformation déviatoire plastique de cisaillement.
- L'accroissement de la perméabilité (5.2.3).
- Le facteur d'endommagement (5.2.5).

La première variable a une représentativité physique relativement « abstraite », traduisant l'évolution rhéologique du matériau. Les deux autres variables traduisent et quantifient les conséquences concrètes de cette fissuration, que ce soit vis à vis d'un critère d'écoulement (problématique de stockage) ou d'un critère mécanique (stabilité en phase de creusement, définition des soutènements,...).

5.2.3. Evaluation de la variation de perméabilité

Dans le cadre de la conception d'ouvrages de stockage souterrains de déchets nucléaires, un critère essentiel est l'estimation de la variation de perméabilité induite au voisinage des ouvrages. En effet, le creusement d'un tunnel induit une dégradation locale du massif qui s'accompagne d'une augmentation potentiellement élevée de la perméabilité hydraulique. Cet accroissement peut être de plusieurs ordres de grandeur. Ces zones de perméabilité accrue seraient des zones d'écoulement préférentiel par lesquelles pourraient se propager les radionucléides. Les préoccupations actuelles convergent donc vers une réalisation des ouvrages minimisant l'endommagement du massif et donc l'accroissement de la perméabilité.

Dans ce contexte, il s'avère nécessaire de pouvoir prédire à partir des modélisations mises en œuvre l'accroissement local de la perméabilité. La méthode d'interprétation proposée consiste à relier la variation de perméabilité à l'évolution des déformations volumiques, conformément à la démarche suivante.

Soient ε_v^e , ε_v^{pi} , ε_v^{pd0} , ε_v^{pd1} et ε_v^{vp} les déformations volumiques élastiques, plastiques isotropes, plastiques déviatoires pré-pic, plastiques déviatoires post-pic et viscoplastiques, respectivement.

Comme les mécanismes élastique et isotrope ne génèrent que de la contractance ($\varepsilon_v^e < 0$ et $\varepsilon_v^{pi} < 0$) et que le mécanisme plastique déviatoire post-pic ne crée que de la dilatance ($\varepsilon_v^{pd1} > 0$), les déformations volumiques contractantes ε_v^{cont} , et dilatantes ε_v^{dil} , s'expriment par (5.3).

$$\begin{aligned}\varepsilon_v^{cont} &= \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^{pi} - \langle -\varepsilon_v^{pd0} \rangle - \langle -\varepsilon_v^{vp} \rangle \\ \varepsilon_v^{dil} &= \langle \varepsilon_v^{pd0} \rangle + \varepsilon_v^{pd1} + \langle \varepsilon_v^{vp} \rangle\end{aligned}\quad (5.3)$$

où $\langle \rangle$ désignent les crochets de MacCauley.

L'indice des vides e est calculé à partir des déformations volumiques contractantes par la relation :

$$e = e_0 + (1 + e_0)\varepsilon_v^{cont} \quad (5.4)$$

Où e_0 désigne l'indice des vides initial qui s'obtient à partir de la porosité n du matériau :

$$e_0 = \frac{n}{1 - n}.$$

La variation de perméabilité induite est caractérisée par le rapport entre la perméabilité du matériau endommagé $k_{endommagée}$ sur la perméabilité du matériau intact $k_{intacte}$. Elle s'obtient à l'aide de la relation (5.5), qui s'inspire de la formulation de Kozeny-Carman (De Marsily, 1981) d'une part (premier terme) et de la formulation de Laigle (2004) d'autre part (second terme, avec $K_{ref}=2.10^{12}$).

$$\frac{k_{endommagée}}{k_{intacte}} = \left(\frac{e}{e_0} \right)^3 \left(\frac{1 + e_0}{1 + e} \right) + K_{ref} \left(\varepsilon_v^{dil} \right)^3 \quad (5.5)$$

Cette expression reste empirique. Sa justification physique repose sur le fait que la dilatance de la roche est représentative de la dégradation de la matrice rocheuse, associée à l'ouverture des lèvres des fissures engendrant un accroissement de la perméabilité. La contribution des déformations volumiques contractantes permet de tenir compte de la légère fermeture des fissures ou des pores préexistants.

5.2.4. Caractérisation de l'EDZ

L'**Excavation Damage Zone** (EDZ) est liée à la notion d'accroissement de la perméabilité macroscopique du massif, induite par la réalisation et la présence d'un ouvrage.

Plus précisément, l'EDZ est définie comme le domaine dans lequel la perméabilité a

augmenté de plus de deux ordres de grandeur, soit $\frac{k_{endommagée}}{k_{intacte}} > 100$.

Cette notion d'EDZ n'est pas générique et différentes définitions peuvent être trouvées dans la littérature. Par exemple, l'**Agence Nationale de gestion des Déchets Radioactifs** (l'ANDRA) la définit comme l'union (ANDRA, 2005c) :

- D'une *zone fracturée* qui se développe au voisinage immédiat de l'ouvrage si le seuil de résistance maximale est dépassé. Elle se caractérise par l'apparition de fractures plus ou moins connectées et pouvant induire une augmentation de la perméabilité (zone marron foncé sur la Figure 5.18).
- D'une *zone microfissurée* qui s'initie dès que le seuil de fissuration est dépassé, soit au voisinage de l'ouvrage (si la zone fracturée n'est pas formée) soit derrière la zone fracturée. Elle est caractérisée par une microfissuration diffuse peu connectée ce qui limite l'accroissement de la perméabilité (zone ocre sur la Figure 5.18).

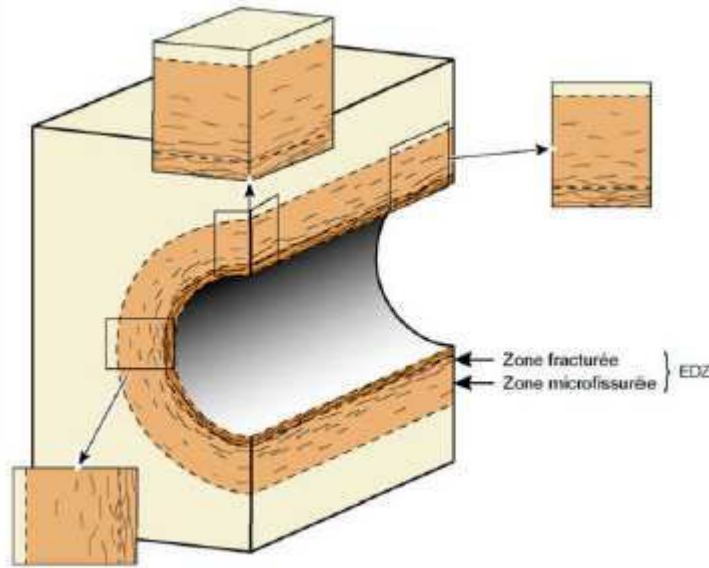


Figure 5.18 - Schéma conceptuel de l'EDZ vue par l'ANDRA (2005c)

Par analogie avec les critères du modèle *L&K*, la zone ocre correspondrait à la zone de fissuration d'extension (zone dilatante) et la zone marron foncée caractériserait l'EDZ.

5.2.5. Facteur d'endommagement

Une variable dite « d'endommagement », au sens d'*indice de fissuration/fracturation*, a été introduite afin d'évaluer la perte de résistance du matériau. Elle est calculée à partir de l'expression (5.6).

$$D = 1 - \frac{s(\kappa^{pd1})^{a(\kappa^{pd1})}}{s_{ext}^{a_{ext}}} \quad (5.6)$$

où a_{ext} et s_{ext} sont des paramètres relatifs au seuil « intrinsèque », définis au paragraphe 4.6.2.2.

D varie entre 0 et 1 :

- D=0 si le matériau est intact, s'il présente encore toute sa résistance « intrinsèque ».
- D=1 si le matériau a perdu toute sa cohésion.

5.2.6. Evolution du chemin de contraintes

Pour certaines applications du modèle *L&K* (comme les études de dimensionnement de structures de soutènement/revêtement en galerie), il peut être intéressant de « suivre » l'évolution de l'état des contraintes dans un massif. Un indicateur, appelé *indic*, défini par un entier entre 1 et 4, a été introduit afin de connaître approximativement la position de l'état des contraintes par rapport aux différents seuils (définis en 2.6.1 et en 4.5). La correspondance est présentée sur la Figure 5.19.

Soient $Crit_0$ et $Crit_e$ des grandeurs calculées à partir de l'état des contraintes et des paramètres relatifs à la limite d'élasticité initiale et à la limite de clivage, respectivement :

$$Crit_0 = s_{II}H(\theta) - \sigma_c H_0^c \left[\frac{m_0 k_0}{\sqrt{6} \sigma_c h_0^c} s_{II}H(\theta) + \frac{m_0 k_0}{3 \sigma_c} I_1 + s_0 k_0 \right]^{a_0} = 0, \quad k_0 = \left(\frac{2}{3} \right)^{\frac{1}{2a_0}}$$

$$\text{Crit}_e = s_{II} H(\theta) - \sigma_c H_0 \left[\frac{m_e k_e}{\sqrt{6} \sigma_c h_0} s_{II} H(\theta) + \frac{m_e k_e}{3 \sigma_c} I_1 \right]^{a_e} = 0, \quad k_e = \left(\frac{2}{3} \right)^{\frac{1}{2a_e}}$$

La position de l'état des contraintes par rapport aux limites d'élasticité initiale et de clivage est définie numériquement en évaluant simultanément le signe de Crit_0 et de Crit_e :

- Si $\text{Crit}_0 < 0$ et $\text{Crit}_e > 0$ alors $\text{indic}=1$.
- Si $\text{Crit}_0 < 0$ et $\text{Crit}_e < 0$ alors $\text{indic}=2$.
- Si $\text{Crit}_0 > 0$ et $\text{Crit}_e < 0$ alors $\text{indic}=3$.
- Si $\text{Crit}_0 > 0$ et $\text{Crit}_e > 0$ alors $\text{indic}=4$.

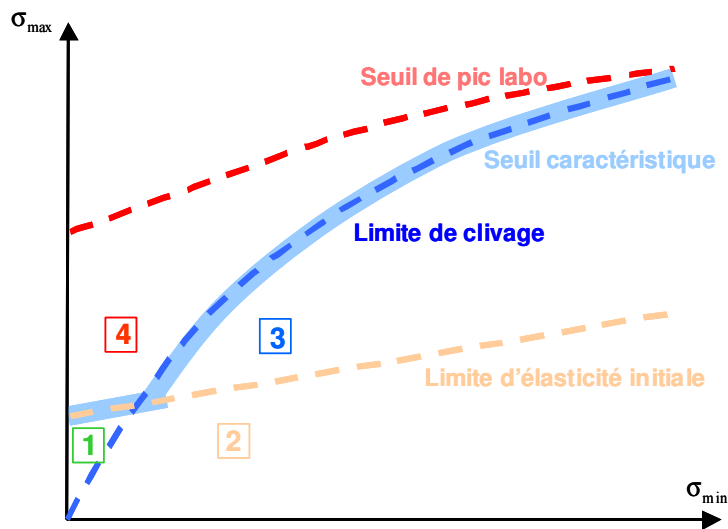


Figure 5.19 - Identification de l'état de contraintes

5.3. Justification sur des essais de laboratoire

Ce paragraphe est consacré à la présentation de simulations d'essais usuels de laboratoire tels que les essais triaxiaux de compression, d'extension, à vitesse imposée, les essais de fluage, de relaxation ou encore les essais purement isotropes ou oedométriques...

Ces simulations ont été réalisées sous Flac ou sous Flac3D, avec le modèle *L&K*, sur un matériau de type argileux (sauf mention contraire). Elles ont pour but de valider le modèle numériquement (fiabilité du code) et physiquement (pertinence des concepts).

Tous les mécanismes du modèle *L&K* (élastoplastiques, viscoplastique, isotrope,...) ne sont pas déclenchés automatiquement dans tous les essais. C'est pourquoi chaque mécanisme a été testé individuellement, sur le ou les essai(s) le(s) plus caractéristique(s) et selon des critères d'interprétation propres.

5.3.1. Validation des mécanismes élastoplastiques

S'il sont conceptuellement distincts, les deux mécanismes élastoplastiques (pré et post pic) sont physiquement indissociables. Ils peuvent donc être testés sur les mêmes essais. Les essais les plus classiques qui permettent de générer des sollicitations déviatoires sont les essais triaxiaux de compression et d'extension.

Le dernier cas de charge (5.3.1.3) nécessitant d'imposer des conditions 3D, les essais présentés dans ce paragraphe ont été réalisés avec Flac3D.

5.3.1.1. Essais de compression

Au cours d'un essai de compression triaxiale, un confinement initial isotrope est appliqué à l'échantillon, les contraintes mineure et intermédiaire sont maintenues constantes tandis que la contrainte majeure augmente (Figure 5.20).

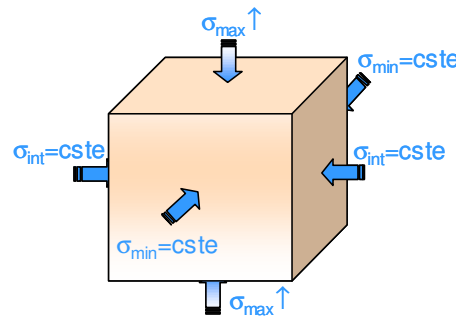


Figure 5.20 - Schéma de l'essai de compression triaxiale

Les essais de compression ont été simulés pour différents confinements. Les courbes contraintes-déformations et les courbes de déformations volumiques correspondantes sont présentées sur la Figure 5.21.

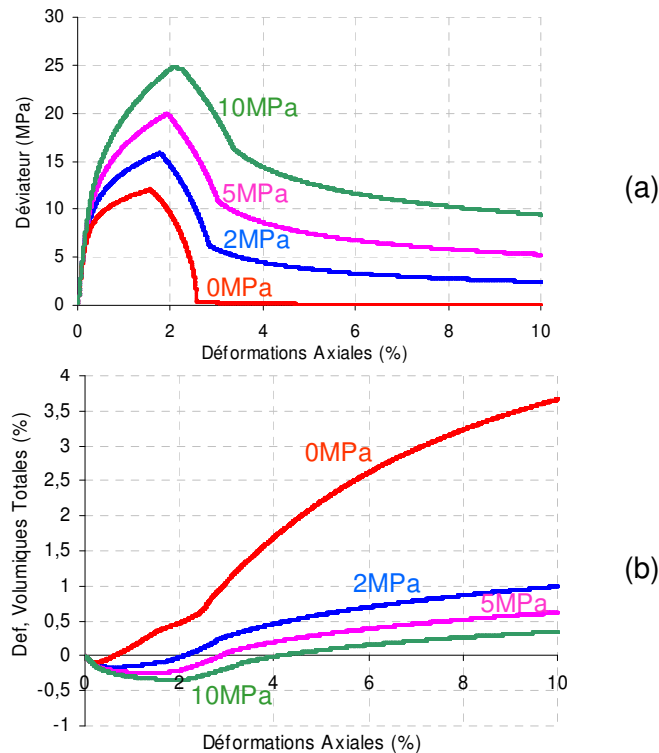


Figure 5.21 - Simulations d'essais de compression pour différents confinements

Conformément aux concepts introduits, plus le confinement est élevé plus la contractance pré-pic est importante (Figure 5.21-b).

5.3.1.2. Essais d'extension

Les essais d'extension peuvent être pilotés de deux manières différentes :

- Soit la contrainte mineure est maintenue constante tandis que les contraintes majeure et intermédiaire augmentent (Figure 5.22-1).
- Soit les contraintes majeure et intermédiaire sont maintenues constantes alors que la contrainte mineure diminue (Figure 5.22-2).

Dans les deux cas, un confinement initial isotrope est préalablement appliqué à l'échantillon.

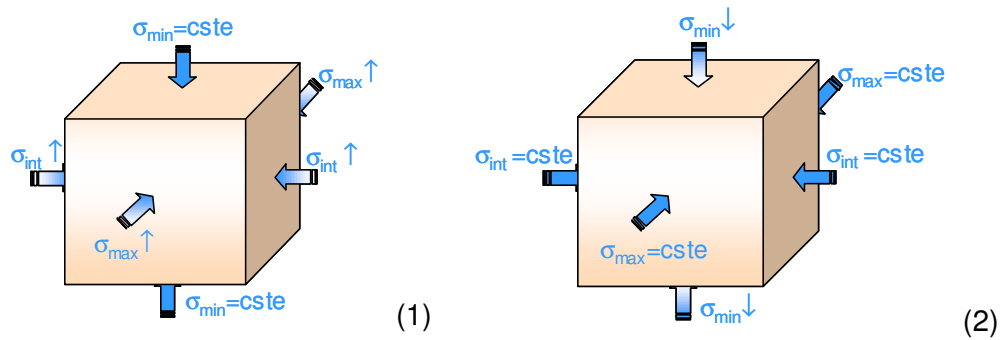


Figure 5.22 - Schéma de deux types d'essais d'extension

Compte tenu des chemins de contraintes associés à chaque essai (Figure 5.23), l'essai de type (2) est susceptible de générer des problèmes numériques liés à une éventuelle entrée en traction du matériau (contrainte majeure négative).

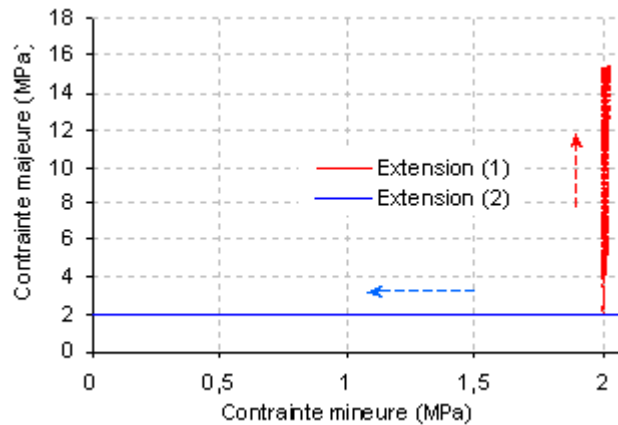


Figure 5.23 - Chemin de contraintes au cours des deux essais d'extension

Les essais d'extension (de type (1) et (2)) ont été simulés à différentes contraintes de confinement. La Figure 5.24 présente les courbes contraintes-déformations et de déformations volumiques relatives aux essais de type (1).

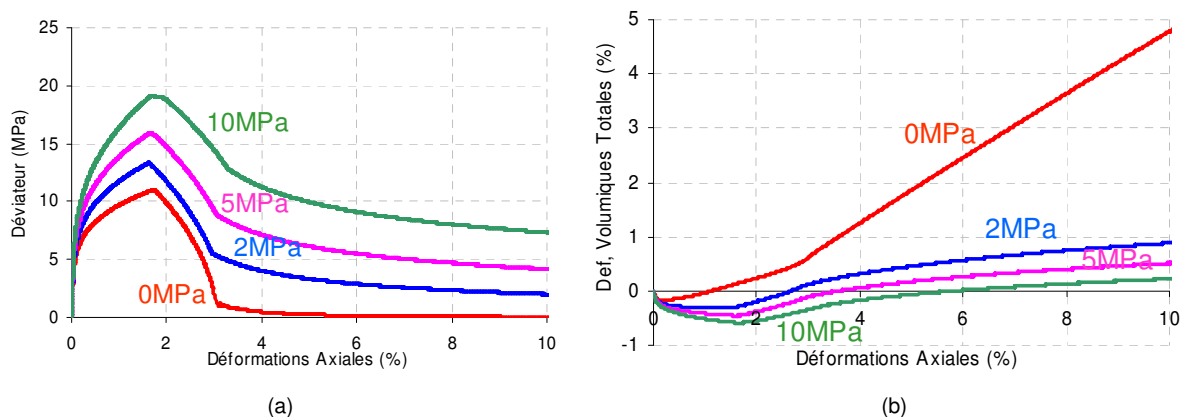


Figure 5.24 - Simulations d'essais d'extension (1) pour différents confinements

Pour le jeu de paramètres retenu et plus particulièrement pour la valeur de H_0^e choisie, la résistance de pic est plus faible en extension qu'en compression.

Les courbes contraintes-déformations issues des simulations d'essais de type (2) montrent que la résistance de pic mobilisée est beaucoup plus faible que celle mobilisée durant l'essai analogue de type (1). Par ailleurs, l'essai d'extension de type (2) ne génère que de la dilatance, quelque soit le confinement initial.

5.3.1.3. Essais triaxiaux sur des chemins intermédiaires

Ce travail de validation s'appuie sur les essais exploités au chapitre 3 pour définir le critère de plasticité du modèle $L\&K^{14}$. A titre de rappel, cette série d'essais triaxiaux a été réalisée sur le granite de Westerly, pour différentes contraintes mineures fixées.

La démarche consiste à simuler chacun de ces essais et de vérifier que les courbes issues du calcul coïncident avec les courbes obtenues à partir de la formulation analytique du critère $L\&K$ (3.21). Ces essais ont été étendus à des chemins de contraintes supplémentaires, jusqu'à l'extension. La simulation de chaque essai s'est déroulée en trois phases :

- Un confinement initial isotrope est appliqué à l'échantillon (σ_3 fixé).
- Un chargement est piloté en contraintes, jusqu'à la valeur de σ_2 souhaitée.
- Une compression, pilotée en vitesse, permet de définir la valeur de σ_1 au pic.

Sur la Figure 5.25, les croix correspondent aux points expérimentaux, les courbes en pointillés représentent le critère théorique et les losanges traduisent les simulations sous Flac. Les résultats du calcul coïncident exactement avec le critère théorique, pour tous confinements, aussi bien sur des chemins de compression, d'extension que sur des chemins intermédiaires.

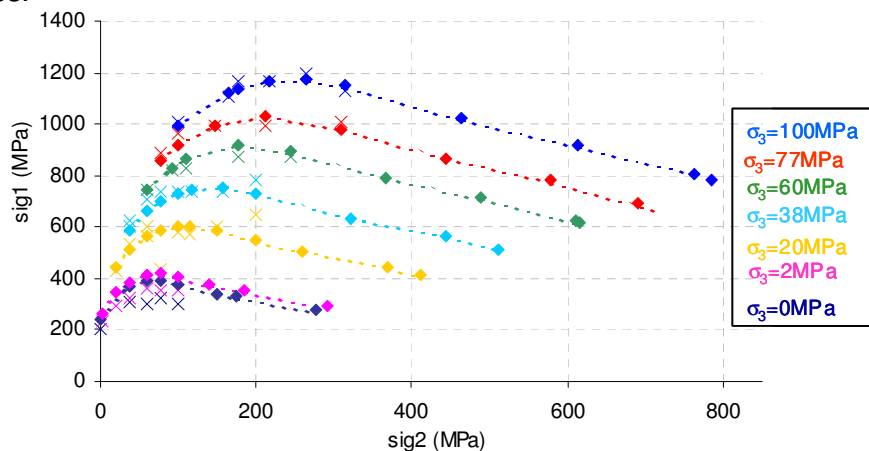


Figure 5.25 - Série d'essais triaxiaux sur le granite de Westerly : comparaison théorie/simulation

5.3.2. Validation du mécanisme viscoplastique

En laboratoire, le comportement différé d'un matériau peut être mis en évidence par des essais triaxiaux à différentes vitesses de sollicitation, des essais de fluage et des essais de relaxation. Afin de valider l'intégration numérique du mécanisme viscoplastique, ces différents essais ont été simulés sous Flac. Les simulations ont été réalisées en 2D, par souci de commodité : les unités relatives au temps, introduites dans Flac, permettent de simuler plus rapidement des chargements très lents que celles définies par défaut dans Flac3D.

¹⁴ Le lecteur est invité à se référer au paragraphe 3.3, et plus particulièrement aux figures 3.23 et 3.29.

Compte tenu de la forme de la surface caractéristique introduite pour la définition du comportement volumique du modèle *L&K* (Figure 2.46), il convient de présenter distinctement les essais simulés à faibles confinements et à confinements plus élevés. Les paramètres viscoplastiques retenus sont caractéristiques d'un matériau peu visqueux.

5.3.2.1. Essais triaxiaux à vitesse imposée

Des essais de compression simple ont été simulés pour différentes vitesses de sollicitation. Les résultats sont présentés sur la Figure 5.26. Conformément aux observations de Fukui et al. (2004) citées en 1.2.4.1, la vitesse de déformation n'influe pas sur le comportement résiduel du matériau.

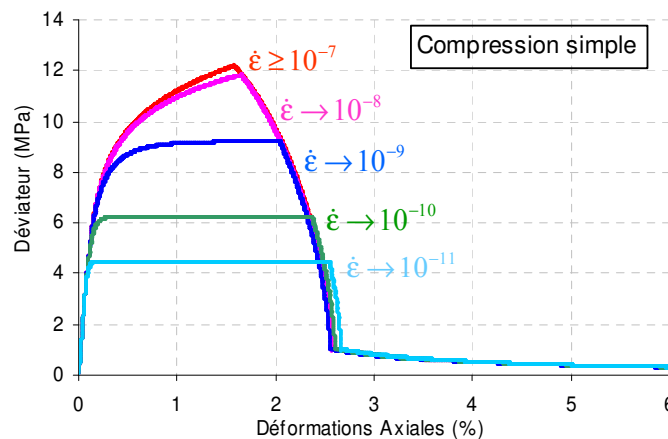


Figure 5.26 - Simulations d'essais de compression simple, à différentes vitesses de chargement

Ces différents essais ont permis d'établir la courbe de la Figure 5.27, analogue à celle de la Figure 1.18, obtenue sur les marnes de l'Aptien. Elle montre bien qu'une diminution de la vitesse de chargement se traduit par une réduction significative de la résistance.

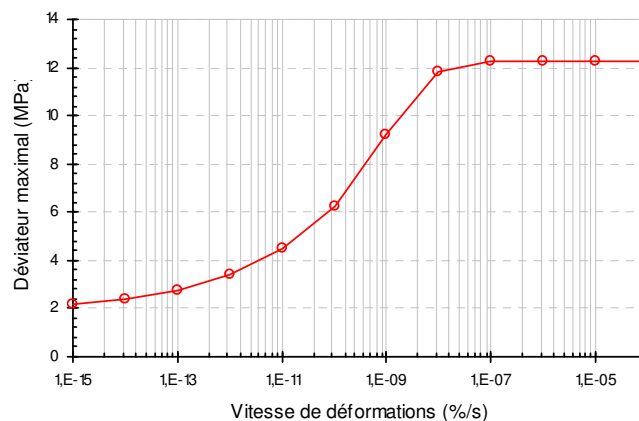


Figure 5.27 - Evolution de la résistance en fonction de la vitesse de chargement

La Figure 5.28 présente les résultats d'une série d'essais triaxiaux, simulés à 5 MPa de confinement, pour différentes vitesses de chargement.

Bien que le matériau ait été identifié comme peu visqueux, les conséquences du comportement différé sont explicites, notamment pour des vitesses de chargement lentes.

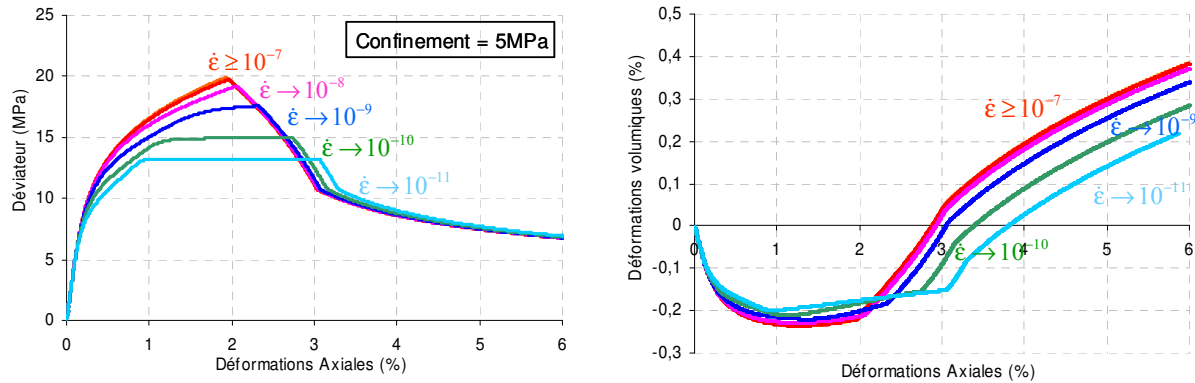


Figure 5.28 - Simulations d'essais triaxiaux à 5MPa de confinement, pour différentes vitesses de chargement

5.3.2.2. Essais de fluage

Ce paragraphe présente des simulations d'essais de fluage triaxiaux, à différents seuils de contraintes. Le chargement est piloté en contraintes avec une vitesse équivalente à $10^{-5}/s$, puis l'état des contraintes est maintenu constant.

Une première série d'essais est réalisée avec un confinement de 10MPa. Le déviateur maximal, associé à une simulation triaxiale à $10^{-5}/s$, est de l'ordre de 25MPa (Figure 5.21). Les résultats des simulations sont présentés sur la Figure 5.29.

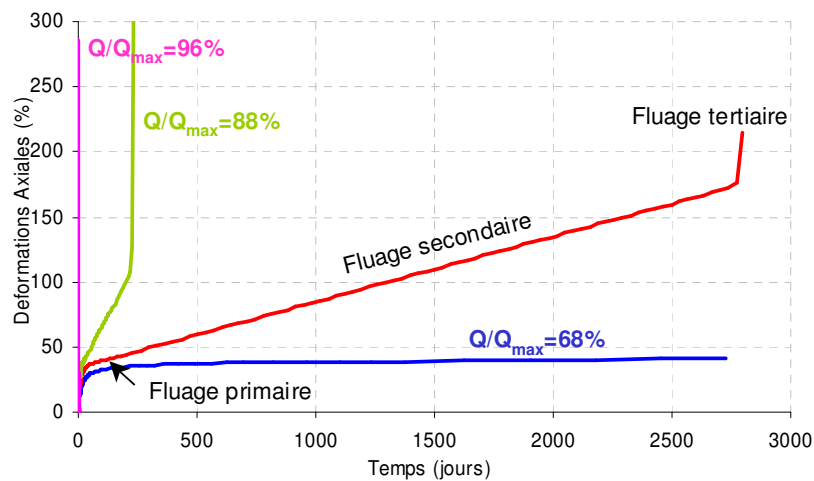


Figure 5.29 - Simulations d'essais de fluage, avec un confinement initial de 10MPa

Ces courbes permettent de retrouver les trois phases caractéristiques du fluage :

- Une phase de fluage primaire, durant laquelle la vitesse de déformation diminue,
- Une phase de fluage secondaire (transitoire), durant laquelle la vitesse de déformation reste constante,
- Une phase de fluage tertiaire, durant laquelle la vitesse de déformation augmente.

Deux configurations peuvent être envisagées :

- Si le point de charge se situe en dessous du seuil de résistance à long terme (défini en 2.6.1.3), le matériau présentera une phase de fluage primaire ; la charge maintenue constante, la roche ne rompra pas.
- Si le chargement est tel que la résistance à long terme est atteinte et/ou dépassée, le matériau entrera obligatoirement en rupture par fluage tertiaire après une phase plus ou moins longue de fluage secondaire.

Une deuxième série d'essais est réalisée avec un confinement nul (Figure 5.30). Le déviateur maximal correspondant est de 12MPa (Figure 5.21).

Pour des essais de fluage réalisés sous de faibles confinements, dès que le seuil d'initiation de la viscosité est atteint, une seule configuration est possible. Les déformations différées ne font qu'augmenter (pas d'écrouissage de la surface viscoplastique) et le matériau entrera obligatoirement en rupture un jour.

Les concepts introduits au chapitre 2 et illustrés au paragraphe 2.6.7 se retrouvent bien à travers ces simulations.

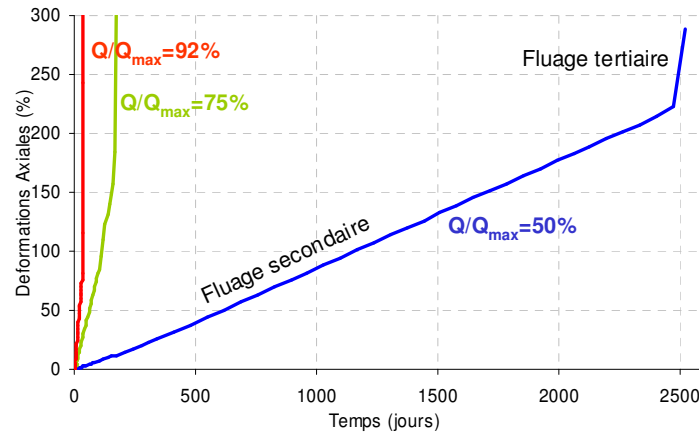


Figure 5.30 - Simulations d'essais de fluage, à confinement initial nul

5.3.2.3. Essais de relaxation

Cette dernière série d'essais a pour but de reproduire le comportement de relaxation triaxiale. Les conditions de l'essai simulé s'inscrivent dans le protocole expérimental mené par Boidy durant son travail de thèse (2002). Le confinement initial est de 10MPa, le chargement est piloté en contraintes jusqu'à un déviateur de 20MPa, avec une vitesse équivalente à $10^{-5}/s$, puis la déformation axiale est maintenue constante.

La courbe d'évolution du déviateur en fonction du temps est présentée sur la Figure 5.31, superposée aux points expérimentaux obtenus par Boidy au cours d'une relaxation de 6 heures.

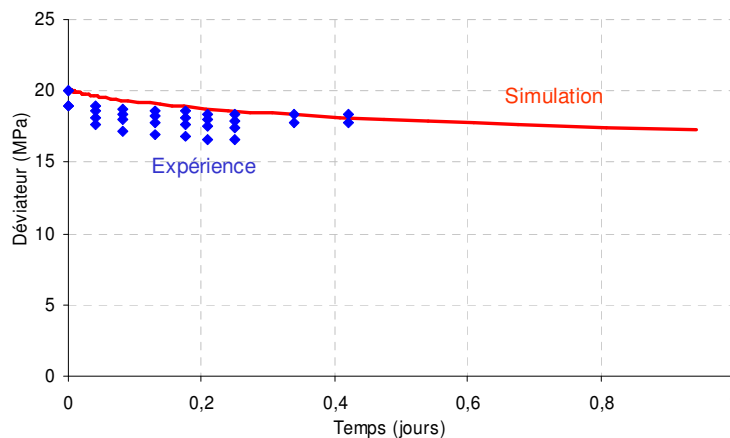


Figure 5.31 - Simulation d'un essai de relaxation : comparaison avec l'expérience

La vitesse de décroissance du déviateur semble un peu lente durant les premières heures de la relaxation, mais le comportement asymptotique est acceptable.

5.3.3. Validation du mécanisme isotrope

Très peu utilisé dans les applications du modèle *L&K*, le mécanisme isotrope a toutefois fait l'objet d'un travail de validation numérique. Il a pu être testé en simulant des essais purement isotropes et des essais oedométriques, sous Flac3D.

Des critères spécifiques ont été introduits numériquement afin d'interpréter ce type de simulation. Au même titre que des *domaines* ont été définis pour quantifier les déformations déviatoires (5.2.1), un indicateur appelé *domaine_iso* a été introduit afin de contrôler l'activation du mécanisme isotrope (évaluation qualitative uniquement). Cet indicateur est particulièrement utile dans un calcul de structure (ouvrage souterrain, barrage,...), pour visualiser les zones chargées de manière isotrope.

Une interprétation qualitative peut également être menée en évaluant les déformations volumiques isotropes, indépendamment des déformations volumiques totales, déviatoires, plastiques totales et élastiques. Les simulations présentées ci-après sont interprétées selon cette approche.

A défaut de données expérimentales, le choix des paramètres relatifs au critère isotrope est arbitraire : le mécanisme isotrope s'active dès que la pression moyenne excède 5MPa, le paramètre K_0^p est pris égal à 600MPa et l'exposant n_{iso} vaut 0.5. D'autre part, le mécanisme viscoplastique est inactivé.

5.3.3.1. Essai purement isotrope

Le premier essai permettant de tester le mécanisme isotrope est l'essai dit *purement isotrope* car il ne génère que des déformations isotropes (pas de déformations déviatoires). Un chargement uniforme dans toutes les directions ($\sigma_h = \sigma_H = \sigma_v$) est appliqué à l'échantillon (Figure 5.32), précédé d'un confinement initial de 2MPa (initialisation des contraintes purement arbitraire).

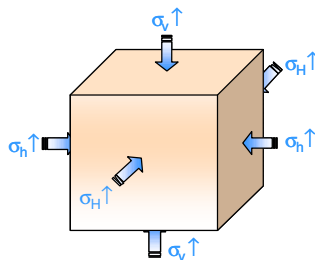


Figure 5.32 - Schéma de l'essai purement isotrope

La Figure 5.33 présente l'évolution des déformations volumiques élastiques, isotropes et totales, en fonction de la pression moyenne, au cours d'un essai purement isotrope.

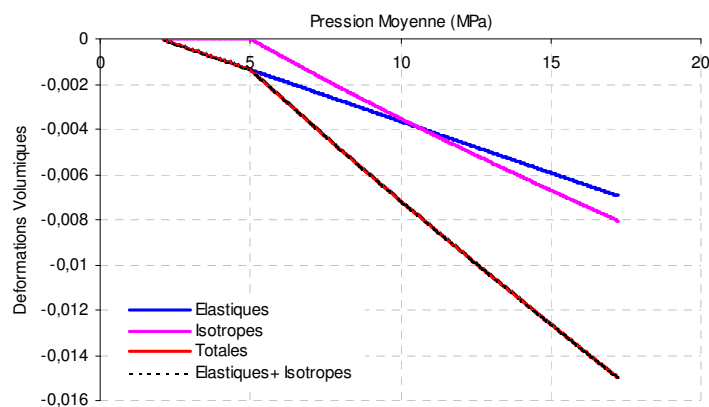


Figure 5.33 - Evolution des déformations volumiques sous sollicitation isotrope

Les déformations volumiques totales (courbe rouge) sont bien égales à la somme des déformations volumiques élastiques et isotropes (courbe en pointillés noirs).

L'activation du mécanisme isotrope se traduit par une contractance du matériau dès que la pression moyenne est supérieure à 5MPa.

5.3.3.2.Essai oedométrique

Un autre essai permettant d'activer le mécanisme isotrope est l'essai oedométrique. Au cours de cet essai, tous les mécanismes plastiques (déviatoires et isotrope) peuvent s'activer simultanément. Les extrémités de l'échantillon sont fixées et un chargement est appliqué sur la face horizontale supérieure (Figure 5.34).

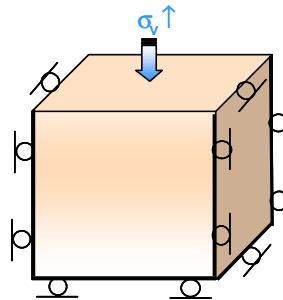


Figure 5.34 - Schéma de l'essai oedométrique

Les courbes de la Figure 5.35 présentent les variations des déformations volumiques élastiques, isotropes, déviatoires (pré et post-pic cumulées), plastiques totales et totales.

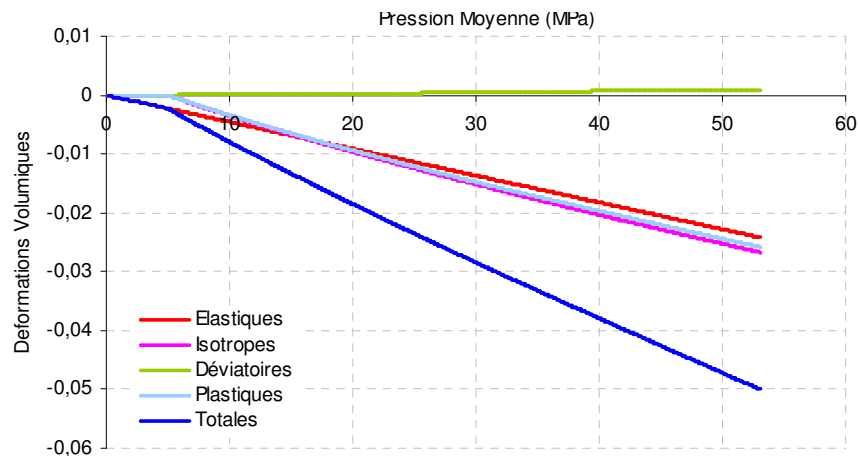


Figure 5.35 - Evolution des déformations volumiques au cours d'un essai oedométrique

Les déformations volumiques plastiques sont égales à la somme des déformations volumiques déviatoires et isotropes. Les déformations volumiques totales sont bien égales à la somme des déformations élastiques et plastiques.

Si le mécanisme isotrope est toujours associé à de la contractance, le mécanisme déviatoire génère majoritairement de la dilatance.

5.3.4.Validation de la variabilité des modules élastiques

Jusqu'à présent, par souci de simplicité, les modules élastiques étaient pris constants, indépendants de l'état des contraintes. L'objectif est maintenant de valider la version du modèle *L&K* dans laquelle les modules élastiques varient en fonction du premier invariant du tenseur des contraintes, conformément à l'équation (4.3).

Cette validation s'est faite sur deux essais classiques : l'essai purement isotrope et l'essai de compression triaxiale. Les simulations ont été réalisées sous Flac3D, avec $n_{\text{elas}}=0.5$ et toujours $Q_{\text{iso}}=5\text{MPa}$.

5.3.4.1. Test de base sur un essai isotrope

L'essai de référence simulé ici est l'essai purement isotrope (5.3.3.1) à confinement initial nul.

La Figure 5.36 montre l'influence de la variabilité des modules élastiques sur l'évolution des déformations volumiques totales. La loi de variation des déformations élastiques (visibles pour $p \in [0;5]$) n'est plus une fonction linéaire de la pression. La variation des modules élastiques en fonction de l'état des contraintes est bien prise en compte.

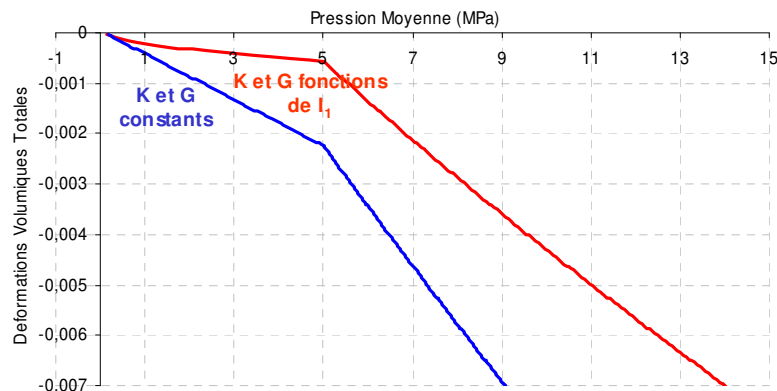


Figure 5.36 - Influence de la variabilité des modules élastiques sur l'évolution des déformations volumiques sous chargement isotrope

5.3.4.2. Validation sur un essai de compression triaxiale

Cet essai est l'occasion de tester la version complète du modèle *L&K*, comprenant un mécanisme isotrope, deux mécanismes déviatoires, un mécanisme viscoplastique, et dont les modules d'élasticité varient en fonction du premier invariant du tenseur des contraintes. Le confinement initial est pris égal à 3MPa afin que la compression active le mécanisme plastique isotrope. L'évolution des déformations volumiques est présentée sur la Figure 5.37.

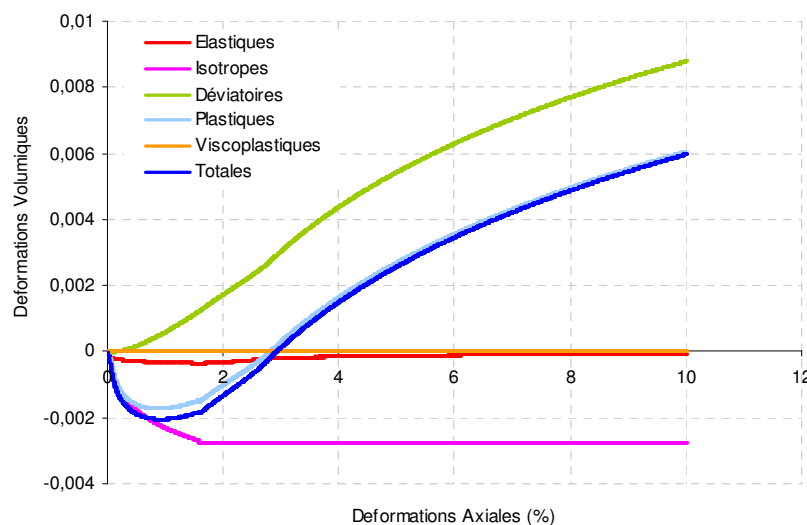


Figure 5.37 - Evolution des déformations volumiques en compression triaxiale, avec la version complète du modèle *L&K*

Les déformations viscoplastiques restent relativement faibles durant la compression triaxiale : elles sont négligeables devant les déformations volumiques plastiques. Le mécanisme isotrope est associé à de la contractance et les mécanismes déviatoires génèrent essentiellement de la dilatance. La variation des modules élastiques a une incidence sur l'allure de la courbe des déformations volumiques élastiques.

La Figure 5.38 montre l'effet de la variation des modules élastiques sur l'évolution de la courbe contraintes-déformations. La dépendance de K et G en fonction de l'état des contraintes influe sur la pente du comportement élastique et modélise ainsi le rôle du confinement initial.

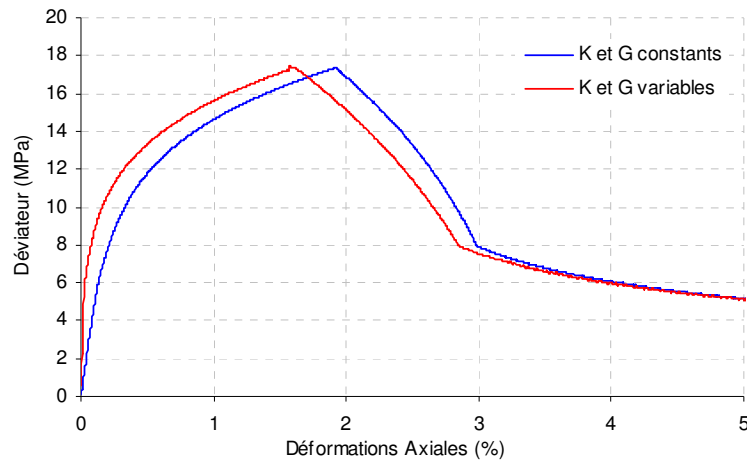


Figure 5.38 - Incidence de la variabilité des modules élastiques sur l'évolution du déviateur

Chapitre 6

Modélisation numérique d'une excavation souterraine

D'une manière générale, la résolution analytique d'un problème de mécanique des milieux continus appliqué aux ouvrages de génie civil est une tâche rarement possible. Les équations de la physique ne permettent d'obtenir des solutions exactes que dans quelques cas particuliers qui n'ont souvent qu'un rapport lointain avec la réalité des ouvrages. C'est pourquoi des méthodes analytiques de calcul approché ont été développées. Parallèlement, le développement constant des moyens informatiques est à l'origine des progrès réalisés dans la mise en oeuvre des méthodes de calcul numérique.

Le problème de mécanique considéré dans le cadre de ce travail est la stabilisation d'un ouvrage souterrain (puits, galerie, tunnel, alvéole de stockage...) depuis sa phase de creusement jusqu'à son exploitation à long terme. Ce problème est abordé selon une approche purement industrielle, basée sur des théories mathématiques, qui ne sont volontairement pas présentées ici, afin de donner un caractère plus pragmatique à ce chapitre.

La simulation numérique de l'excavation requiert l'utilisation d'un code de calcul, le choix d'un type de modélisation (uni, bi ou tridimensionnelle), la définition d'hypothèses simplificatrices (géométrie, conditions aux limites,...), l'élaboration d'un maillage, l'affectation d'un modèle rhéologique au massif, la définition d'un phasage de creusement et de mise en place de soutènements,...

Un paragraphe préliminaire précise le code de calcul et la loi de comportement retenus pour les applications numériques des chapitres 6 et 7.

Le second paragraphe présente les différents types de modélisations utilisés. Cette présentation passe par la donnée de quelques éléments théoriques et par la description du maillage et de la méthode de creusement associés.

Les deux paragraphes suivants constituent une comparaison entre les différentes modélisations. Le troisième paragraphe met en évidence les conséquences de la prise en compte du passage du front de taille tandis que le quatrième paragraphe pose les limites des modélisations bidimensionnelles.

Les deux derniers paragraphes présentent les résultats d'une étude de sensibilité sur la géométrie de la cavité et l'état des contraintes initial.

6.1. Cadre général

6.1.1. Choix du code de calcul

De nos jours, le développement et la mise sur le marché d'un logiciel de calcul numérique constituent un fort enjeu économique et commercial. Ainsi, les ingénieurs en bureau d'études disposent de nombreux outils de calculs parmi lesquels ils doivent faire une sélection, en fonction du contexte de leurs études. Pour des études liées à la mécanique des milieux continus, ces outils s'appuient sur des méthodes de résolution « aux éléments finis » ou aux « différences finies ». *A contrario*, pour des études intervenant dans le cadre de milieux discontinus, ces outils reposent sur des approches micromécaniques « aux éléments discrets » ou « aux éléments distincts ».

Les activités du Centre d'Ingénierie Hydraulique (CIH), unité d'EDF au sein de laquelle la thèse a été effectuée, font appel à des études de conception regroupant divers domaines. En effet, les calculs peuvent être de nature hydraulique (écoulement), mécanique (stabilité), dynamique (résistance au séismes), thermique,... et concerner aussi bien des ouvrages hydrauliques (barrages), que des structures en béton (piles de pont, murs de soutènement), ou des cavités souterraines (conduites, cavernes, tunnels),...

L'un des logiciels acquis par le CIH, permettant la mise en œuvre de ces divers calculs d'ouvrages, est le code de calcul aux différences finies, *Flac*, commercialisé par le groupe américain Itasca Consulting.

Par ailleurs, un code aux éléments finis a été développé en interne EDF : il s'agit du *Code_Aster* (Abbas, 2005). Il est de plus en plus utilisé en externe (notamment au LaEGO), en particulier pour les calculs couplés thermiques/mécaniques/hydrauliques (THM).

Si les fondements et les concepts du modèle *L&K*, établis dans les chapitres précédents, ont une portée générale et ne se rattachent pas à un logiciel spécifique, ils ont, en particulier, été implémentés dans *Flac* (en langage C++) et sont en cours d'intégration dans *Code_Aster* (en FORTRAN).

Les applications numériques présentées dans les chapitres 6 et 7 ont donc été réalisées avec *Flac* et *Flac3D*. Une description théorique complète du logiciel peut être trouvée dans les manuels Itasca (2005a et 2005b) et une synthèse en est présentée par Boidy (2002) et Fougeron (2007). En outre, un calcul couplé THM, avec le modèle *L&K* et *Code_Aster*, est prévu pour la fin de l'année 2007.

6.1.2. Justification du modèle rhéologique utilisé

Elaborée dans le cadre du projet EDF sur le stockage profond des déchets radioactifs, la loi rhéologique *L&K* est particulièrement adaptée à la modélisation des ouvrages souterrains.

Les forts états de contraintes, imposés par la profondeur des ouvrages, nécessitent une modélisation pertinente du comportement du massif *aux grandes déformations*. Or, la première spécificité de la loi *L&K* réside précisément en la modélisation d'un comportement post-pic radoucissant, dépendant des contraintes.

D'autre part, dans les simulations d'excavation d'ouvrages, la notion de temps est un paramètre fondamental qui intervient à la fois pendant les phases de creusement et de pose des revêtements (stabilité immédiate et à long terme, soutènement provisoire, revêtement définitif,...). La seconde particularité du modèle *L&K* est sa « composante viscoplastique » qui permet d'intégrer l'effet du temps sur la réponse de la roche à une sollicitation mécanique.

Par conséquent, l'utilisation du modèle *L&K* dans les applications numériques des deux derniers chapitres est pleinement justifiée.

Le choix de la nature du matériaux n'est pas l'objet de ce chapitre, essentiellement consacré à la présentation de *généralités* sur la modélisation numérique d'une excavation souterraine. En conséquence, les propriétés des matériaux ne sont pas détaillées ici. Les études présentées dans ce sixième chapitre s'appuient sur les deux types de matériaux définis au chapitre 7 : le granite du Lac du Bonnet et l'argilite de l'Est. La définition des paramètres ainsi que la démarche d'identification associée peuvent être trouvées au chapitre 7.

Pour certaines études préliminaires, notamment sur les effets du passage du front, un calcul élastique peut être requis afin de faciliter l'interprétation des résultats et de s'affranchir des éventuels effets générés par l'entrée en plasticité du matériau. L'utilisation du modèle élastique sera systématiquement précisée.

6.2. Les différents types de modélisations

Dans le cadre de projets d'ingénierie relatifs aux études de conception d'ouvrages souterrains, plusieurs types de modélisations peuvent être mis en œuvre :

- La modélisation 2D en déformations planes, permettant de simuler, par la méthode de *convergence-confinement*, l'excavation d'une galerie à géométrie quelconque (circulaire, en forme de « fer à cheval »,...), dans un massif soumis à tout état de contraintes initial dès que la contrainte normale au plan de l'étude est une contrainte principale.
- La modélisation 2D en conditions axisymétriques, permettant d'intégrer partiellement l'effet du passage du front de taille et de s'affranchir de certaines hypothèses liées à la méthode de convergence-confinement. Cependant, ce type de modélisation suppose une galerie circulaire et un état de contrainte initial isotrope dans le plan normal à l'axe de symétrie.
- La modélisation 3D, optimale mais coûteuse en termes de temps de calculs et d'espace mémoire.

Ces trois types de modélisations ont été utilisées dans les applications des chapitres 6 et 7. Une comparaison des modélisations 2D-plan et 3D est présentée au paragraphe 6.3 via la mise en évidence des effets du passage du front de taille. En outre, une comparaison des modélisations 2D est proposée au paragraphe 6.4.

L'objectif de ce premier paragraphe est de donner une définition théorique et quelques éléments permettant de mettre en œuvre chacune de ces modélisations (méthode de creusement, type de maillage, ...).

A titre d'exemple, la simulation de référence considérée dans toute cette partie est l'excavation d'une galerie *circulaire*, dans un massif soumis à un état de contraintes initial dépendant de la profondeur.

6.2.1. Simulation en déformations planes

6.2.1.1. Définition

La modélisation en déformations planes, dite « 2D-plan », consiste à admettre que la déformation portée par la perpendiculaire au plan de l'étude est nulle. Par exemple, si le plan de l'étude est noté (1,2) (Figure 6.1), alors : $\varepsilon_{33} = 0$ et $\varepsilon_{13} = \varepsilon_{23} = 0$. Le problème 3D peut

ainsi être résolu comme un problème à deux dimensions qui ne dépend que des variables x_1 et x_2 .

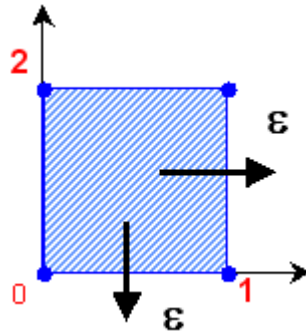


Figure 6.1 - Repère du problème 2D-plan

En d'autres termes, l'hypothèse de la modélisation en déformations planes conduit à admettre que les seuls déplacements non nuls sont dans un plan et ne dépendent que des coordonnées de ce plan.

En déformations planes, une galerie peut alors être modélisée par sa section verticale. La Figure 6.2 schématise le principe de la projection de la section dans le plan de l'étude.

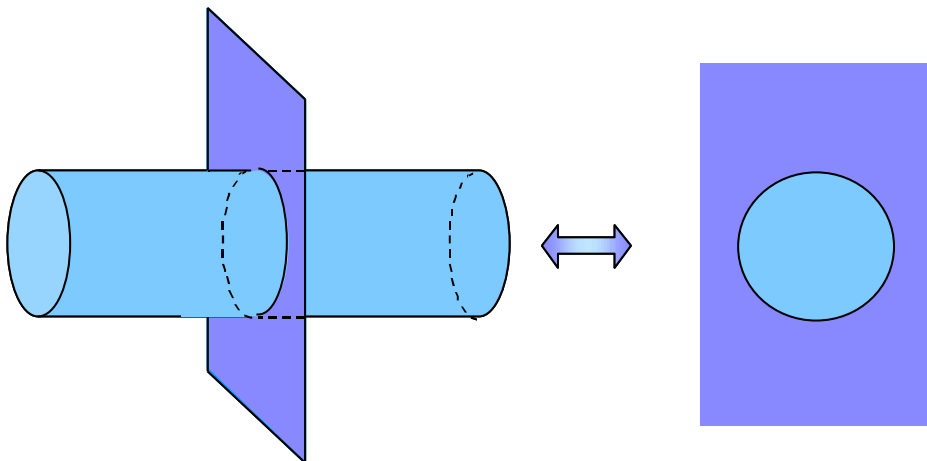


Figure 6.2 - Plan d'étude d'une galerie en déformations planes

6.2.1.2.Méthode de convergence-confinement

Pour simuler l'excavation d'une galerie en 2D-plan, la méthode couramment utilisée est la méthode de *convergence-confinement*. Avec cette méthode, le problème tridimensionnel est substitué en un problème de déformation plane dans lequel une contrainte radiale σ_R est appliquée à l'intrados du tunnel :

$$\sigma_R = (1 - \lambda(x))\sigma^0 \quad (6.1)$$

σ^0 désigne la contrainte initiale s'exerçant à l'intrados du tunnel.

Le coefficient λ , appelé *taux de déconfinement*, varie, virtuellement, avec la distance au front de taille.

Le schéma suivant présente le principe de la méthode. Par convention, la distance au front de taille x est négative si la section est située dans le massif.

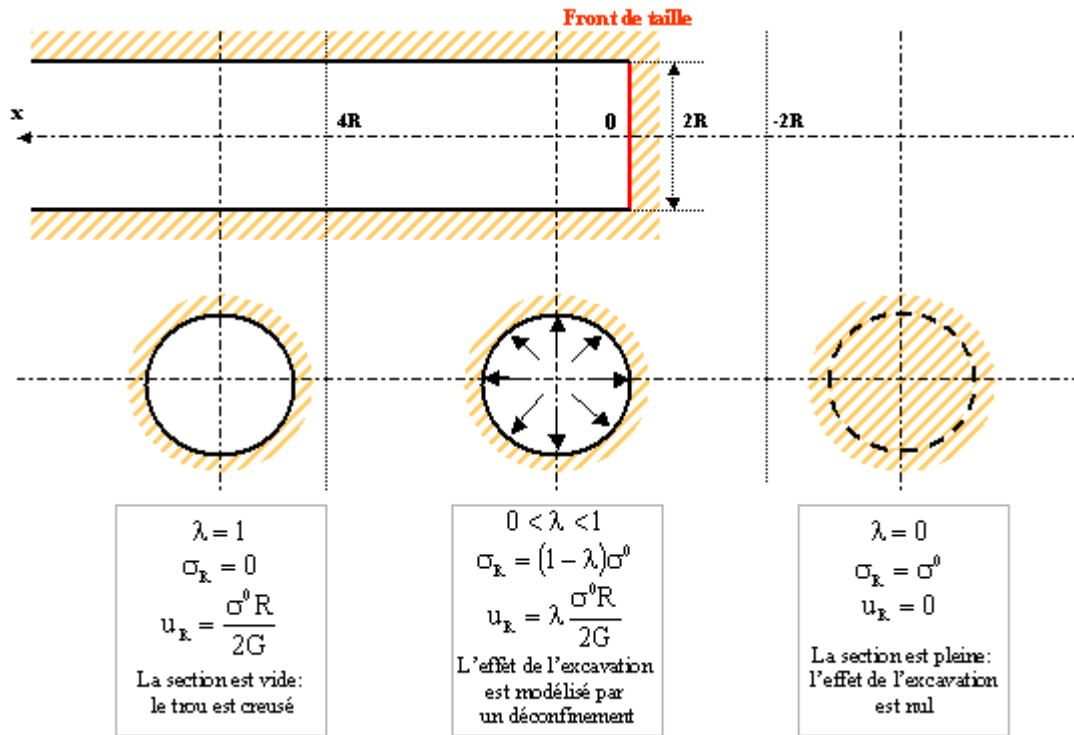


Figure 6.3 - Principe de la méthode de convergence-confinement (Panet, 1995)

L'utilisation d'un modèle viscoplastique dans les simulations nécessite l'introduction de paramètres liés au temps et en particulier d'une vitesse de creusement. Dans la méthode de convergence-confinement, la notion de temps et de vitesse n'est pas explicite. Il convient alors d'établir d'une relation entre le taux de déconfinement λ et la vitesse de creusement v .

D'une part, la formule de Panet (1995) permet de relier le taux de déconfinement λ à la distance x au front de taille.

$$\lambda(x) = \lambda_0 + (1 - \lambda_0) \left[1 - \left(\frac{mR}{mR + x} \right)^2 \right] \quad (6.2)$$

λ_0 désigne le taux de déconfinement au niveau du front de taille, R est le rayon de la galerie et m un paramètre généralement de l'ordre de 0.75.

D'autre part, pour une vitesse de creusement v fixée, la durée t associée à la distance au front x s'obtient à partir de la formule classique :

$$t = \frac{x}{v} \quad (6.3)$$

La Figure 6.4 présente l'évolution du confinement $(1 - \lambda)$ au cours du temps, pour une galerie de 4m de diamètre, excavée à une vitesse moyenne de 5m/j. Sur le graphique, l'origine de l'échelle des temps est placée au moment du passage du front ($t=0$ pour $\lambda=50\%$).

Sous ces hypothèses, le déconfinement s'initie deux jours avant le passage du front : l'effet du creusement sur une section se fait donc ressentir deux jours avant le passage du front sur cette section. Une journée après le passage du front, la section est déconfinée à environ 93%. Le processus total de creusement dure environ 15 jours (comportement asymptotique).

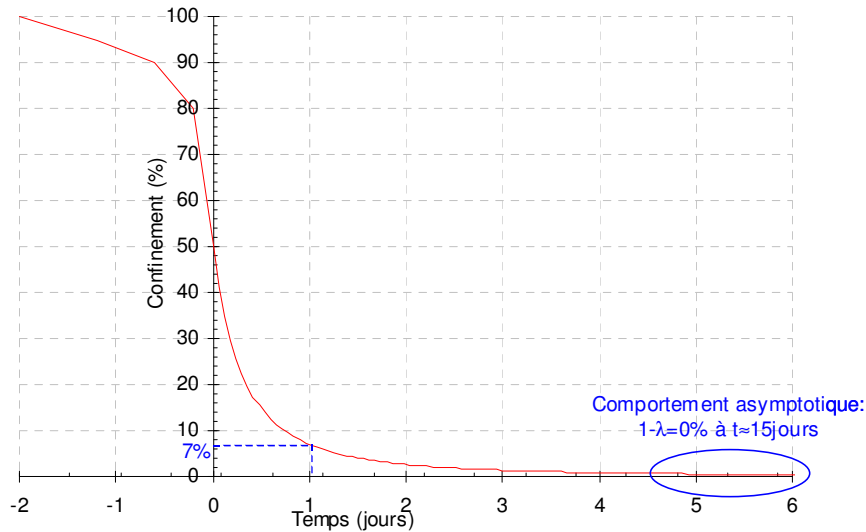


Figure 6.4 - Relation entre le confinement et le temps

6.2.1.3. Maillage

Si l'axe vertical est un axe de symétrie, seule la moitié du massif et de la galerie peut être modélisée. Sous certaines conditions de symétrie et selon la géométrie de la cavité, seul le maillage du quart du modèle peut parfois être suffisant.

Un exemple de maillage *Flac* est proposé sur la Figure 6.5, avant et pendant/après le creusement.

Compte tenu de la définition de ce type de modélisation, presque tous les états de contraintes initiaux peuvent être définis (anisotropie possible dans toutes les directions du plan).

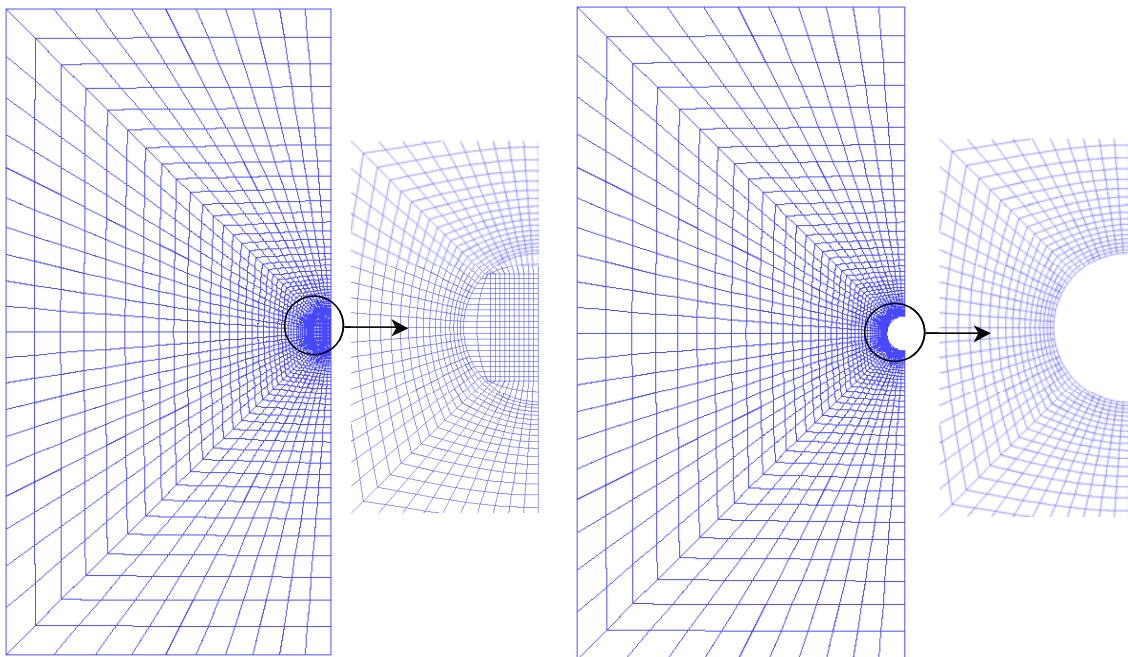


Figure 6.5 - Maillage en déformations planes, avant et après creusement

6.2.2. Simulation en conditions axisymétriques

6.2.2.1. Définition

Lorsque les ouvrages sont axisymétriques, ou à symétrie de révolution autour d'un axe, noté (Oz) sur la Figure 6.6, l'étude d'un problème 3D peut être ramenée à l'étude d'un problème 2D sans dégradation de la précision des résultats.

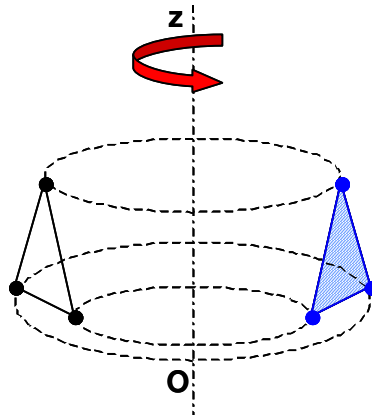


Figure 6.6 - Repère du problème axisymétrique

Le problème tridimensionnel est donc ramené à un problème 2D, défini soit dans un plan méridien, soit dans un plan parallèle, moyennant cependant certaines conditions : conditions sur la géométrie, conditions particulières sur les appuis et sur les chargements.

Une galerie de section circulaire est une structure à symétrie de révolution. Son excavation peut donc être modélisée en conditions axisymétriques. La Figure 6.7 schématise la substitution du problème 3D en un problème 2D.

Par ailleurs, cette définition nécessite un état de contraintes initial isotrope dans le plan normal à l'axe de rotation.

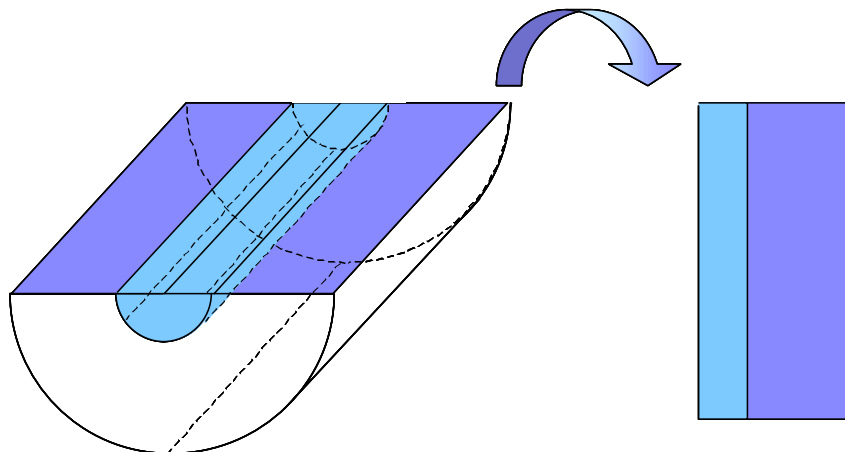


Figure 6.7 - Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique

6.2.2.2. Méthode d'excavation

Le processus de creusement peut être simulé comme en 3D, en enlevant progressivement une partie du modèle (Figure 6.8).

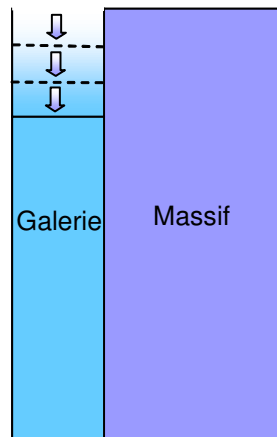


Figure 6.8 - Processus de creusement avec la modélisation axisymétrique

6.2.2.3. Maillage

Compte tenu des conditions axisymétriques, seule la moitié de la galerie et du massif est modélisée.

Un maillage *Flac* et le schéma du processus de creusement sont donnés sur la Figure 6.9.

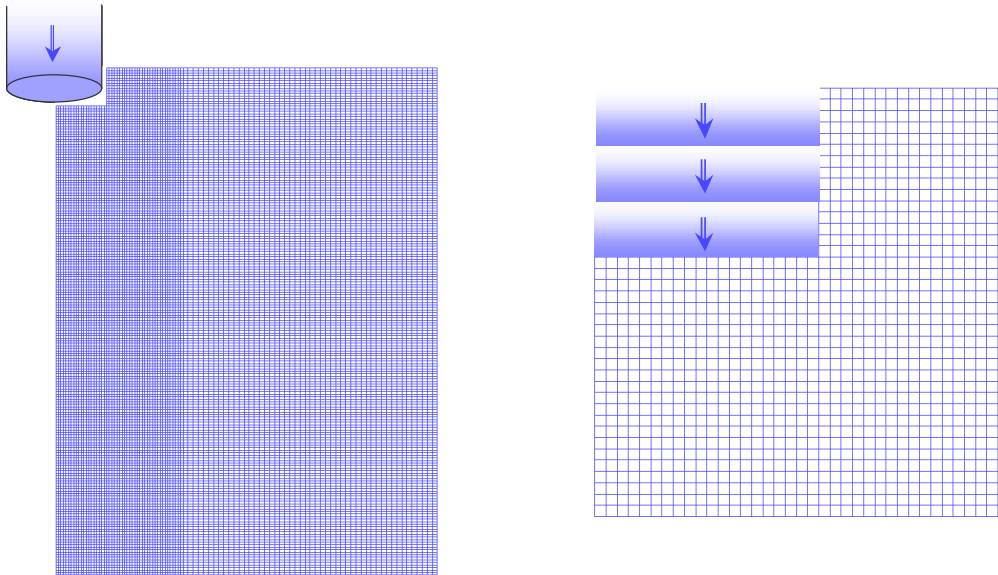


Figure 6.9 - Maillage axisymétrique d'une galerie circulaire et processus de creusement

6.2.3. Simulation tridimensionnelle

La modélisation tridimensionnelle est évidemment la plus représentative de la réalité. Par rapport à la modélisation 2D-plan, elle permet de s'affranchir des hypothèses liées à la méthode de convergence-confinement. Par rapport à la modélisation 2D axisymétrique, elle permet la simulation d'ouvrages à géométrie quelconque, dans un massif soumis à n'importe quel état de contraintes initial. Cependant, elle est souvent difficile à mettre en œuvre car très coûteuse en temps de calculs et en configurations des machines. Dans le cadre de projet d'ingénierie nécessitant de nombreux calculs en série, elle est rarement utilisée.

6.2.3.1. Processus d'excavation

La méthode de simulation de l'excavation en 3D est une extension de celle utilisée en 2D axisymétrique. La prise en compte d'une troisième dimension permet de simuler directement

l'excavation d'une partie du massif, en paramétrant la forme géométrique et les dimensions de la zone excavée. La Figure 6.10 illustre le processus d'excavation progressive d'une cavité circulaire.

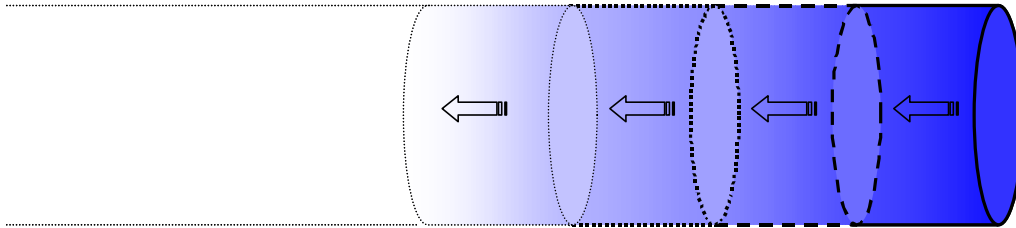


Figure 6.10 - Schématisation du processus d'excavation en 3D

6.2.3.2. Modélisation

Dans tous les cas considérés par la suite (sauf mention contraire), les conditions de symétrie permettent de limiter la modélisation à la moitié du massif et de la galerie.

Le maillage utilisé dans les applications tridimensionnelles présentées au chapitre 7 est de forme demi-cylindrique (Figure 6.11). Dans l'application du paragraphe 6.3, il est de la forme d'un parallélépipède rectangle (Figure 6.12).

Afin de limiter les éventuels effets de bord engendrés par l'initiation du calcul en zone plastique, les extrémités du maillage sont affectées d'un modèle élastique, sur une faible profondeur. Le modèle rhéologique *L&K* est affecté à la partie centrale.

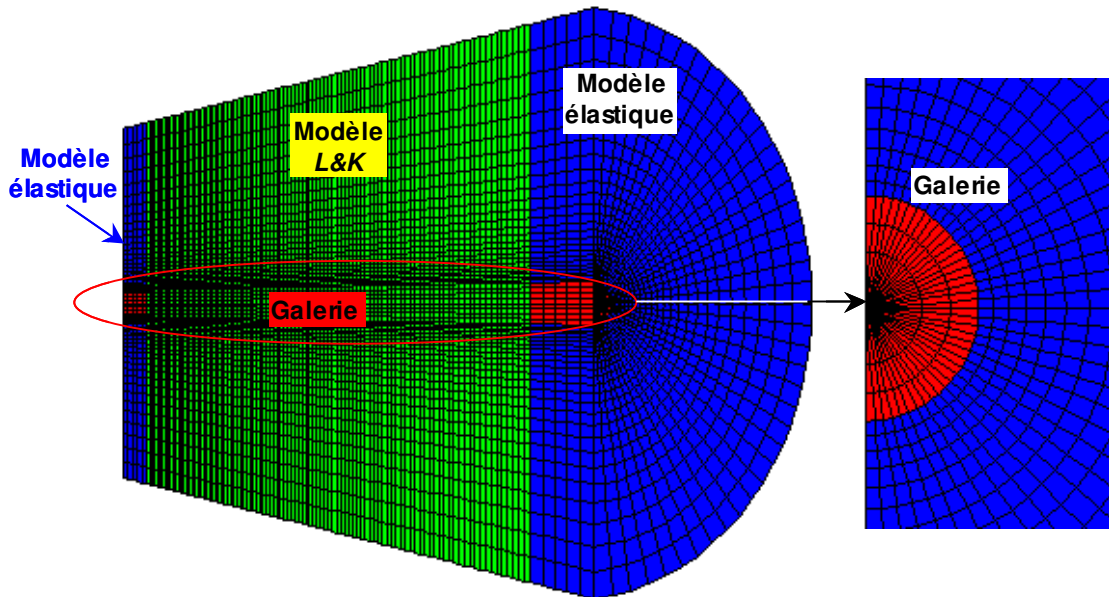


Figure 6.11 – Exemple de modélisation 3D

6.3. Effets du passage du front de taille

L'étude des effets du passage du front de taille, durant le processus de creusement d'une galerie, a été motivée par les travaux menés sur les granites par Eberhardt (2001). Ce dernier a montré l'existence d'un pic du déviateur et un phénomène de rotation de contraintes, au moment du passage du front. L'objectif est ici de retrouver ces résultats via la mise en œuvre de différentes simulations.

Sous un état de contraintes anisotrope, seule une modélisation 3D permet de simuler le passage du front de taille en s'affranchissant des hypothèses liées au déconfinement, intervenant dans la modélisations 2D-plan. L'étude de l'influence du passage du front est donc basée sur la comparaison de calculs issus des modélisations 2D-plan et 3D.

Afin de se placer sous les mêmes hypothèses qu'Eberhardt, un premier calcul, purement élastique, a été réalisé. Par ailleurs, afin de valider la loi développée dans cette thèse, un second calcul a été effectué avec le modèle élasto-visco-plastique *L&K* (viscosité inactive), et les propriétés du granite du Lac du Bonnet (définies dans le Tableau 7.3).

6.3.1. Définition du référentiel d'étude et d'une méthode de conversion

Cette étude étant basée sur la mise en évidence des différences entre les modélisations 2D-plan et 3D, il faut être en mesure de comparer les résultats issus de chacune d'elle. Or, comme conséquence directe de la méthode de convergence-confinement, les calculs issus de la modélisation 2D-plan sont interprétés en fonction du taux de déconfinement. D'autre part, les calculs issus de la modélisation 3D sont interprétés autour d'une section, relativement à sa distance au front de taille.

Afin de définir un référentiel d'étude commun aux deux types de modélisations, il s'avère nécessaire de convertir le taux de déconfinement λ en distance x au front de taille, D'après Panet (1995), dans le cas d'un comportement élastique du massif environnant, le taux de déconfinement λ s'exprime en fonction de la distance x au front de taille, par l'équation (6.2), et varie de λ_0 ($x=0$) à 1 ($x \rightarrow \infty$).

Afin de définir entièrement la formule de conversion de λ en x , il faut être en mesure de déterminer λ_0 et m . Or, la théorie de l'élasticité linéaire montre que le rapport du déplacement radial sur le maximum des déplacements radiaux est égal au taux de déconfinement. En d'autres termes, si u_i est le déplacement radial d'une partie de la section i située à la distance x_i du front de taille :

$$\lambda_i = \frac{u_i}{\max_k(u_k)} \quad (6.4)$$

Preuve :

Panet (1995) affirme que, dans le cas d'un comportement élastique du massif, lorsque la distance entre le front de taille et la section est suffisamment grande ($x \geq 4R$ sur la Figure 6.3), le déplacement radial ne varie pratiquement plus et est donné par la formule classique

de Lamé $u_\infty = \frac{\sigma^0 R}{2G}$. De plus, sur une section i , u_i est tel que $u_i = \lambda_i \frac{\sigma^0 R}{2G}$. D'où, $\frac{u_i}{u_\infty} = \lambda_i$.

En admettant que la section la plus éloignée du front est à une distance au moins supérieure

à $4R$: $\max_k(u_k) = u_\infty$ et alors $\frac{u_i}{\max_k(u_k)} = \lambda_i$.

Au vu de ce résultat, la méthode de conversion consiste à déterminer λ_0 et m de telle sorte que la courbe d'équation $\lambda(x)$ coïncide avec la courbe des déplacements radiaux normalisés obtenus avec la modélisation 3D. Une fois les paramètres λ_0 et m fixés, la distance x au front de taille correspondant au taux de déconfinement λ_i est déterminée en résolvant l'équation

$$\lambda_i - \lambda_0 - (1 - \lambda_0) \left[1 - \left(\frac{mR}{mR + x} \right)^2 \right] = 0.$$

Remarque : La formule $\lambda(x) = \lambda_0 + (1 - \lambda_0) \left[1 - \left(\frac{mR}{mR + x} \right)^2 \right]$ n'est pas valide pour tout x .

Pour des valeurs de x proches de $-mR$, elle tend vers l'infini. Afin d'éviter toute

indéterminations numériques, le calage se fera sur la courbe des déplacements radiaux normalisés mesurés sur les sections situées *après* le passage du front (soit pour $x \geq 0$).

6.3.2. Hypothèses de calculs

Afin d'inscrire les hypothèses relatives aux deux types de modélisation dans des cadres similaires, le maillage retenu pour la simulation 3D est une extension du maillage utilisé pour la simulation 2D-plan.

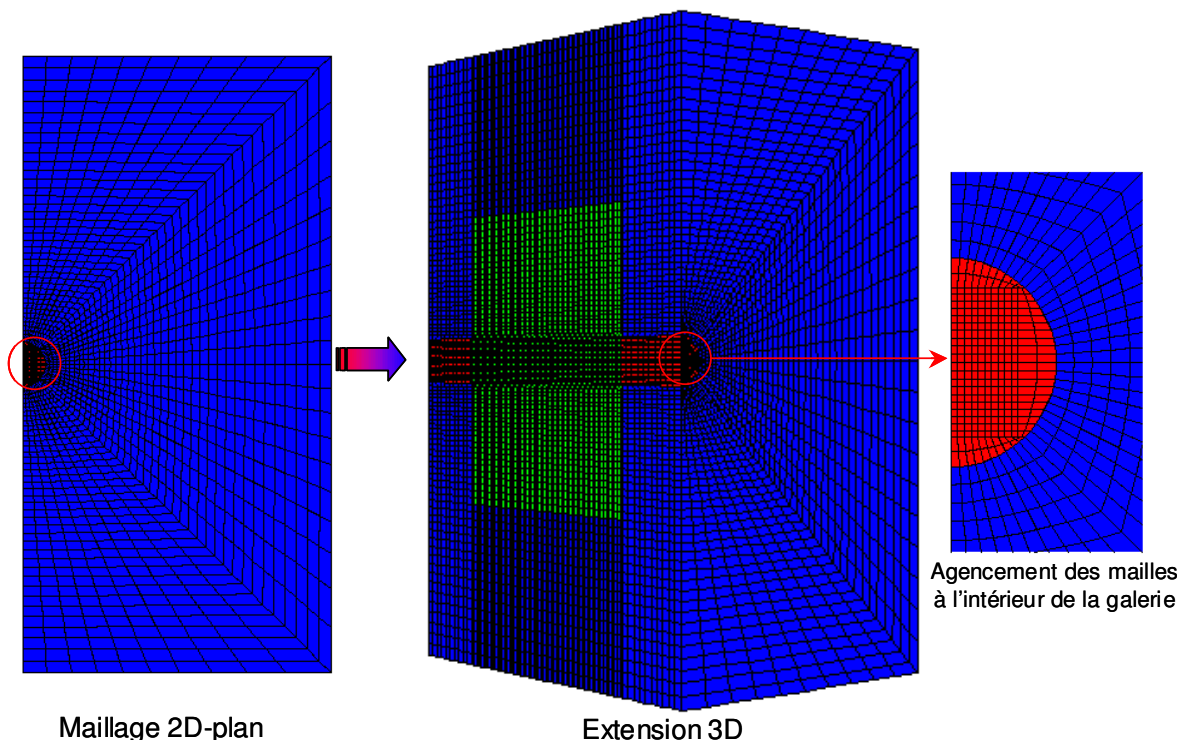
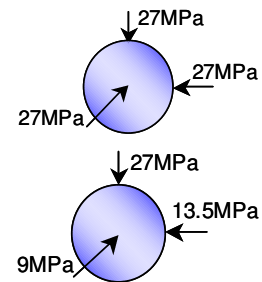
Plus précisément, la section du maillage 2D-plan est un rectangle de 75mx151m et la galerie est circulaire de rayon 5.5m. Pour le calcul élastoplastique, le modèle *L&K* est affecté à l'ensemble du maillage, avec les propriétés du granite du Lac de Bonnet (Tableau 7.3).

Dans la modélisation 3D, le massif est représenté par un parallélépipède rectangle de 75.5mx100mx151m et la galerie est un cylindre de 5.5m de diamètre et de 100m de long. Une coupe 2D, normale à l'axe de la galerie, coïncide exactement avec le maillage 2D-plan (Figure 6.12). Pour le calcul élastoplastique, le modèle *L&K* est affecté à une partie centrale cylindrique de 35.5m de diamètre et de 60m de long, située à 20m de chacune des extrémités du modèle (en vert sur la Figure 6.12).

Dans les deux cas, la dimension des mailles est de l'ordre de 30cmx10cm, à proximité de la galerie.

Deux types de calcul ont été menés :

- Un calcul en **élasticité linéaire**, dans lequel l'état des contraintes initial est supposé **isotrope**.
- Un calcul **élastoplastique** avec le modèle *L&K*, pour lequel l'état de contrainte supposé régner dans le massif à l'état initial est **anisotrope**.



Maillage 2D-plan

Extension 3D

Figure 6.12 - Visualisation des maillages 2D et 3D utilisés pour l'étude du passage du front

6.3.3. Résultats du calcul élastique

Tout d'abord, il faut être en mesure d'interpréter les calculs 2D-plan en fonction de la distance au front de taille. D'après 6.3.1, afin d'établir une corrélation entre le taux de déconfinement λ et cette distance au front x , il faut déterminer λ_0 et m de telle sorte que la courbe théorique définie par (6.2) coïncide avec la courbe des déplacements radiaux normalisés obtenus avec le calcul 3D. Les déplacements ont été évalués en voûte, d'après le calcul 3D élastique. La Figure 6.13 présente l'ajustement obtenu avec $\lambda_0=0.23$ et $m=0.72$.

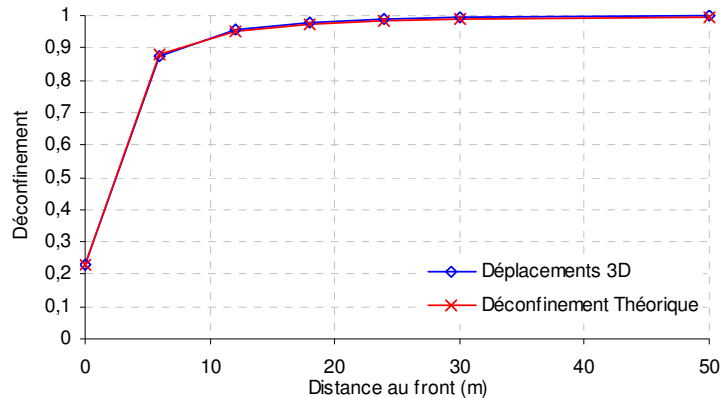


Figure 6.13 – Ajustement du taux de déconfinement sur les déplacements radiaux 3D normalisés

Les graphiques suivants présentent l'évolution du déviateur et des contraintes principales en voûte, au cours du processus d'excavation, en fonction de la distance au front de taille (par convention, cette distance est négative si la section est dans le massif). Ils fournissent une comparaison des résultats issus du calcul 2D-plan (en rouge) et du calcul 3D (en bleu).

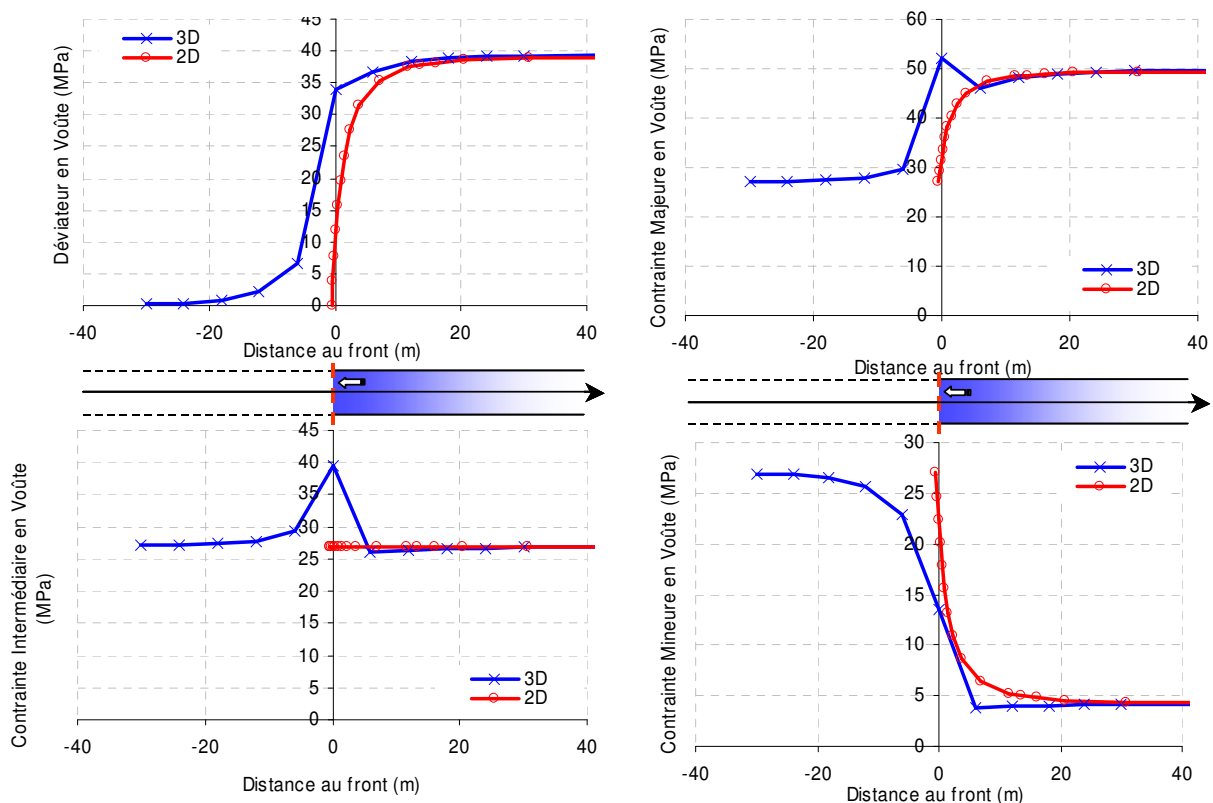


Figure 6.14 – Effets du passage du front - Résultats du calcul élastique isotrope

Le calcul 3D révèle l'existence d'un pic de contraintes (majeures et intermédiaires essentiellement) au moment du passage du front de taille. Ce type d'évolution n'est pas retrouvée avec le calcul 2D. Il est intéressant de noter le biais important entre le déviateur estimé par le calcul 3D et celui prédit par le calcul 2D, **au niveau du passage du front**. Le déviateur 3D est majoré d'environ un facteur 5 par rapport au déviateur 2D.

Après le passage du front, l'évolution des contraintes reste globalement la même en 2D et en 3D, ce qui confirme la pertinence des hypothèses de calculs.

6.3.4. Résultats du calcul élastoplastique

L'interprétation des calculs 2D-plan en fonction de la distance au front se fait relativement aux mêmes critères que pour le calcul élastique (même calage que celui de la Figure 6.13). L'évolution des contraintes principales et du déviateur peut être visualisée sur les graphiques suivants, obtenus à partir des calculs élastoplastiques 2D-plan et 3D.

Le pic du déviateur et de la contrainte majeure est bien marqué au moment du passage du front. Les résultats 2D-plan et 3D restent proches après le passage du front (comportement asymptotique semblable).

La brutale diminution de la contrainte majeure et du déviateur, après le passage du front, inexistante avec le calcul élastique, témoigne de la plastification du matériau. Cette différence a également été identifiée par Eberhardt (2001).

L'évolution de la contrainte intermédiaire diffère de celle observée à partir du calcul élastique. Le pic au moment du passage du front n'existe plus et, de même que pour la contrainte majeure, le comportement post-passage du front s'explique par l'entrée en plasticité du matériau.

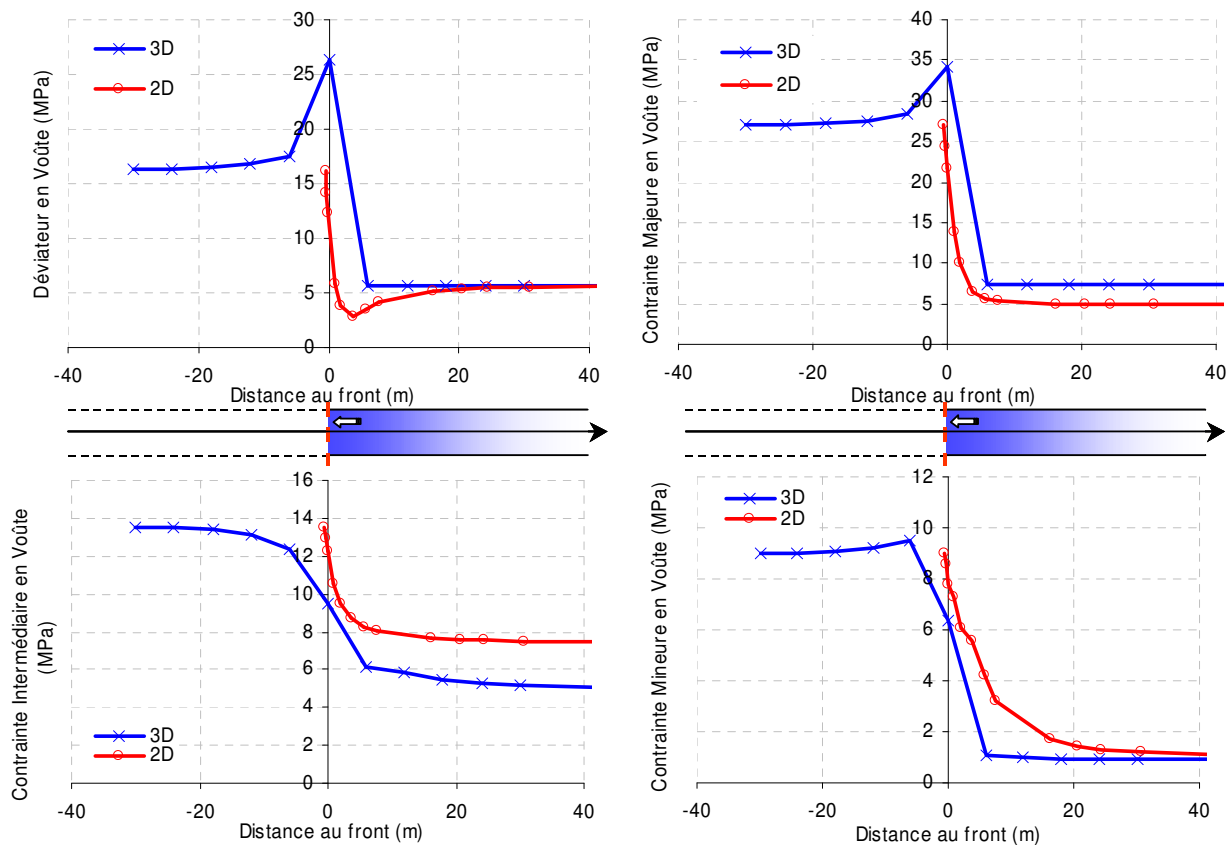


Figure 6.15 – Effets du passage du front – Résultats du calcul élastoplastique anisotrope

6.3.5. Conjectures et conclusions

Les résultats obtenus à partir des deux types de calculs (élastique et élastoplastique) confirment ceux d'Eberhardt (2001) : le passage du front de taille est caractérisé par un pic de contraintes.

Au vu des différences observées entre les calculs 2D-plan et 3D, il est clair que le chemin de contraintes parcouru pendant l'excavation dépend du type de modélisation.

Le schéma de la Figure 6.16 donne une représentation, dans le plan déviatoire, des chemins de contraintes induits par le creusement, avec la modélisation 2D-plan (rouge) et avec la modélisation 3D (bleu) (d'après le calcul élastique).

En 2D-plan, l'angle de Lode semble influencer très peu (chemin quasi linéaire) mais tend très légèrement vers l'extension. En 3D, l'angle de Lode varie de manière plus significative : au début de l'excavation, l'état de contrainte est quasiment confondu avec le chemin d'extension, mais après le passage du front, le chemin de contrainte change de direction pour rejoindre l'état du calcul 2D.

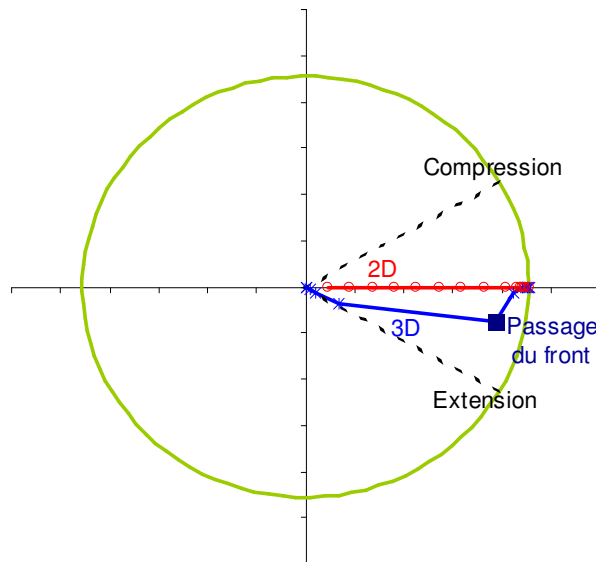


Figure 6.16 – Chemin de contraintes en cours d'excavation : comparaison 2D-3D

Par ailleurs, d'après Eberhardt, le pic de contraintes au niveau du passage du front s'accompagne d'un phénomène de rotation des contraintes. La contrainte majeure n'est plus orthoradiale à la section. Ce postulat semble se confirmer en visualisant l'évolution des contraintes en cours de creusement, sur la Figure 6.17 (d'après le calcul 3D élastoplastique). Au moment du passage du front, la contrainte initialement majeure devient intermédiaire puis mineure et la contrainte initialement intermédiaire devient majeure.

En conclusion, l'effet du passage du front est caractérisé par un pic de déviateur et un phénomène de rotation de contraintes. Or, le type d'endommagement induit dans la masse rocheuse et la direction de la propagation de la fracturation dépendent du type et du degré de la rotation des contraintes (Eberhardt, 2001). En conséquence, la prise en compte du passage du front dans les modélisations (3D et 2D axisymétriques) est susceptible de générer un endommagement supplémentaire de la roche et, *a fortiori*, d'influer sur le mécanisme de rupture. Ce phénomène s'inscrit bien dans le cadre défini au chapitre 1 (paragraphe 1.2.3.4), concernant les facteurs susceptibles d'expliquer la réduction de la résistance de la roche *in-situ* par rapport à celle mesurée en laboratoire.

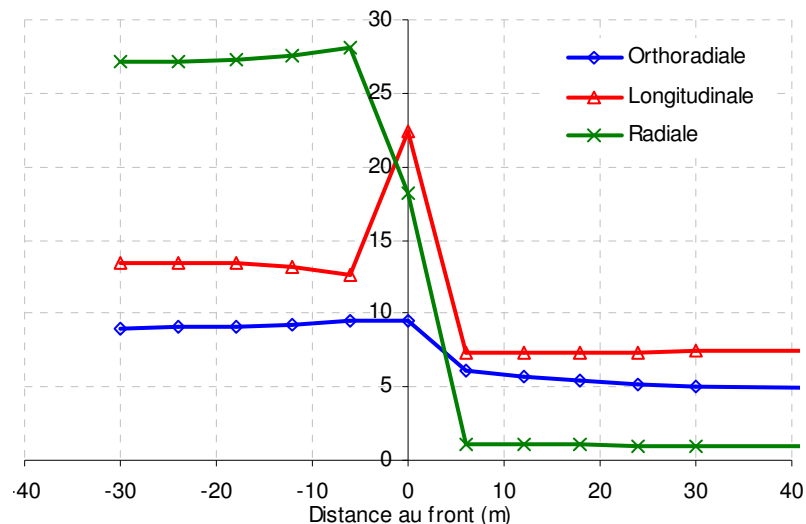


Figure 6.17 – Evolution des contraintes pendant le creusement (modélisation 3D)

Les effets du passage du front sur l'évolution des contraintes viennent d'être mis en évidence dans ce paragraphe, via la comparaison de calculs 3D et 2D-plan. Dans le même esprit, une étude comparative des modélisations 2D-plan et axisymétrique est proposée au paragraphe suivant. L'influence du passage du front y est implicitement soulignée, notamment en termes de conséquences sur le dimensionnement des structures de soutènement/revêtements.

6.4. Comparaison des modélisations bidimensionnelles

D'après les conclusions émises au paragraphe précédent, la prise en compte du passage du front de taille dans la modélisation s'est révélée importante. Cependant, la modélisation 3D, qui permet précisément d'intégrer le passage du front, reste très coûteuse et difficile à mettre en œuvre dans le cadre de projets d'ingénierie. Ainsi, pour les projets courants, les modélisations 2D sont souvent plébiscitées pour leur rapidité de calcul et leur ergonomie.

Comme précisé au paragraphe 6.2, il existe deux types de modélisations bidimensionnelles : la modélisation 2D-plan qui exige le recours à la méthode de convergence-confinement, et la modélisation axisymétrique, qui permet d'intégrer partiellement les aspects tridimensionnels. Chacune de ces modélisations présente ses avantages et ses inconvénients. Énoncés au début du paragraphe 6.2, ils sont récapitulés dans le Tableau 6.1.

	Modélisation 2D-Plan	Modélisation axisymétrique
Avantages	+ Géométrie de la cavité quelconque. + Etat des contraintes initial quelconque (tant que la contrainte normale au plan d'étude est une contrainte principale).	+ Prise en compte du passage du front de taille. + Proche des conditions tridimensionnelles.
Inconvénients	- Méthode de convergence-confinement contraignante. - Passage du front non modélisé.	- Galerie circulaire uniquement. - Etat des contraintes initial isotrope dans le plan normal à l'axe de rotation.

Tableau 6.1 - Avantages et inconvénients des deux types de modélisations bidimensionnelles

Le type de modélisation à adopter est fonction des besoins de l'étude : type de géométrie de la cavité, état de contraintes initial, méthode d'excavation (tunnelier, attaque ponctuelle,...). Dans certains cas, compte tenu des avantages et des inconvénients de chaque méthode, il peut être intéressant de mener les deux types de calculs qui peuvent s'avérer complémentaires.

Les objectifs de ce paragraphe sont essentiellement de mettre en oeuvre les deux types de modélisations bidimensionnelles sur une situation de référence, d'identifier et de définir les différences induites et, éventuellement, d'établir une corrélation entre les paramètres relatifs à chacune d'elle.

La configuration de référence choisie est l'excavation d'une galerie circulaire de 8m de diamètre utile, dans un massif argileux, soumis à un état de contraintes anisotrope (14.4MPa dans l'axe de la galerie et 12MPa dans les deux autres directions), avec mise en place d'un soutènement constitué de voussoirs en béton. La rhéologie du massif est régie par la loi élasto-visco-plastique $L&K$, avec les propriétés d'un matériau argileux (voir Tableau 7.7 – b).

6.4.1.Mise en œuvre des modélisations sur la configuration de référence et définition de la problématique

6.4.1.1.Modélisation 2D-plan

Le maillage utilisé est similaire à celui présenté sur la Figure 6.5.

Le soutènement/revêtement (composé par exemple de voussoirs préfabriqués) est modélisé par un anneau de 40cm d'épaisseur (Figure 6.18), affecté du modèle élastique avec les propriétés d'un béton rigide ($K=13333\text{MPa}$ et $G=8000\text{MPa}$).

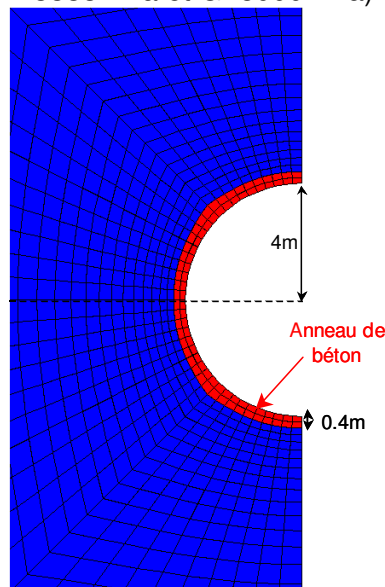


Figure 6.18 – Modélisation 2D-plan du soutènement

Le creusement est simulé par la méthode de convergence-confinement, à une vitesse théorique de 5m/j. L'instant de pose du béton est défini par un taux de déconfinement $\lambda_{\text{béton}}$, correspondant virtuellement à une distance au front de taille.

Tant que $\lambda < \lambda_{\text{béton}}$, le rayon de la zone excavée est de 4.40m. Pour $\lambda = \lambda_{\text{béton}}$, l'anneau de béton de 40cm est mis en place : le rayon de la zone excavée est réduit à 4m. Pour $\lambda_{\text{béton}} < \lambda < 100$, le déconfinement se poursuit jusqu'à la fin du creusement caractérisé par $\lambda = 100$.

6.4.1.2. Modélisation axisymétrique

Le maillage utilisé est similaire à celui présenté sur la Figure 6.9.

Le soutènement est modélisé par une zone rectangulaire de 40cm de large (Figure 6.19), affectée du modèle élastique avec les propriétés d'un béton rigide ($K=13333\text{MPa}$ et $G=8000\text{MPa}$).

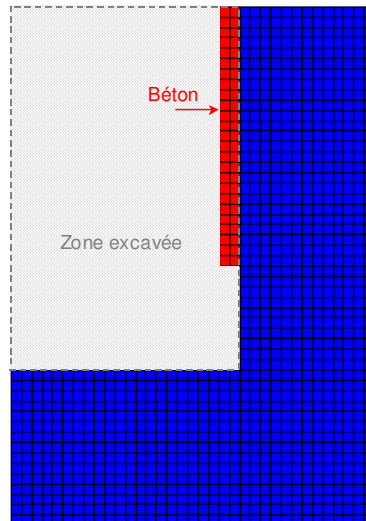


Figure 6.19 - Modélisation axisymétrique du soutènement

Le creusement, simulé à une vitesse moyenne de 5m/j, est supposé continu et régulier. Le béton est mis en place à une distance de 2m de front de taille. La Figure 6.20 schématise le phasage de l'excavation de 7m de galerie et la mise en place de 5m de béton.

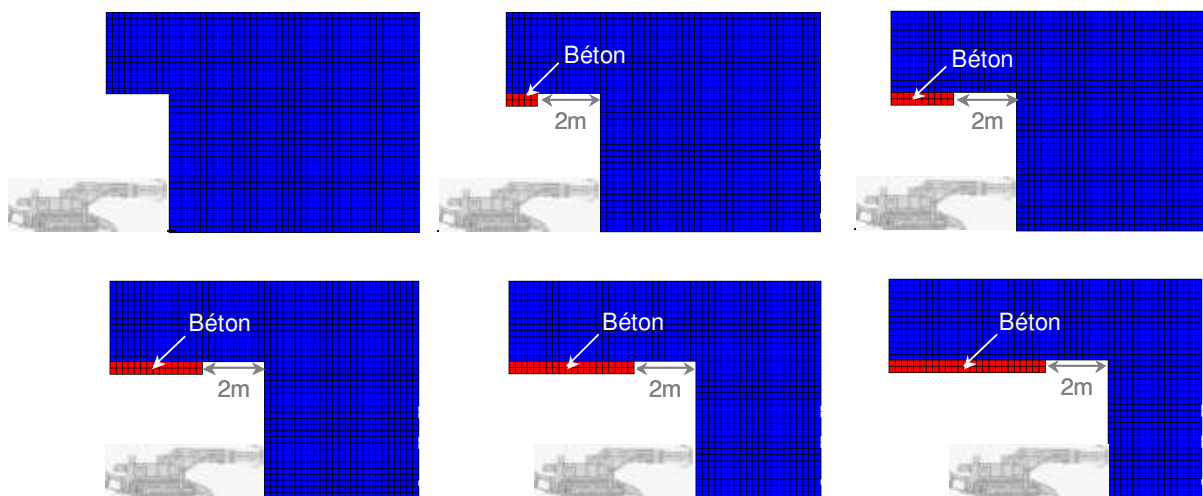


Figure 6.20 – Mise en place des soutènements avec la modélisation axisymétrique

6.4.1.3. Problématique

En général, les deux facteurs fondamentaux intervenant dans les études de dimensionnement des structures de soutènements/revêtements sont l'épaisseur et l'instant de pose de la structure.

D'autre part, l'analyse menée dans ce paragraphe a été réalisée dans le cadre du projet EDF sur le stockage des déchets radioactifs. Les critères de dimensionnement s'inscrivent donc dans ce cadre :

- Pour les enjeux financiers, un critère de *minimisation des efforts* dans le soutènement est requis.
- Pour la sûreté du stockage, un critère de *minimisation de l'EDZ*¹⁵ est imposé.

¹⁵ Notion définie au paragraphe 5.2.4 du chapitre 5.

La situation de référence choisie pour illustrer ce paragraphe propose un soutènement de 40cm d'épaisseur, posé à 2m du front de taille. Si la modélisation axisymétrique permet de paramétrer directement l'instant de pose du soutènement en terme de distance au front de taille, ce n'est pas le cas de la modélisation 2D-plan. En effet, l'instant de pose y est défini par le taux de déconfinement $\lambda_{\text{béton}}$. D'après 6.3.1, il existe une relation permettant de relier le taux de déconfinement $\lambda_{\text{béton}}$ à une distance au front de taille $x_{\text{béton}}$ (formule de Panet (6.2)). Soit $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{th})}$ ce taux de déconfinement « théorique » associé à la distance $x_{\text{béton}}=2\text{m}$.

Les premières simulations de la situation de référence ont révélé que les efforts dans le béton et l'extension de l'EDZ étaient plus importants en conditions axisymétriques, avec $x_{\text{béton}}=2\text{m}$, qu'en 2D-plan, avec $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{th})}$ (6.4.3). D'après Panet (1995), la formule de conversion entre le taux de déconfinement et la distance au front de taille (6.2) est basée sur un comportement élastique du milieu. Qu'en est-il de la validité de cette corrélation dans le cas d'un matériau élasto-visco-plastique ? Il existe indéniablement une incertitude sur la détermination du paramètre $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{th})}$.

La démarche menée ici consiste donc à réaliser une étude paramétrique sur $\lambda_{\text{béton}}$ afin de définir le taux de déconfinement $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{ref})}$, qui permettrait de retrouver les mêmes efforts dans le béton et la même EDZ induite que ceux obtenus avec $x_{\text{béton}}=2\text{m}$ dans le calcul axisymétrique (6.4.4).

6.4.2. Résultats des simulations de référence sans soutènement

Deux premiers calculs de référence *sans soutènement* ont été réalisés afin d'identifier les différences induites par les deux types de modélisations bidimensionnelles. Les critères d'interprétation présentés sont essentiellement ceux définis au paragraphe 5.2 du chapitre 5. Le comportement différé étant pris en compte par le modèle *L&K*, les résultats sont présentés en fin de creusement et/ou après une période d'attente de 100 ans. Dans ces calculs sans soutènement, au bout de 100 ans, le comportement du massif n'est pas totalement stabilisé.

6.4.2.1. Résultats de la simulation 2D-plan

Le calcul 2D-plan révèle une zone fissurée pré-pic circulaire : elle s'étend sur un rayon de $3.75R$ (soit 16.5m) en fin de creusement et atteint 5.6R (soit 24.6m) après une période d'attente de 100 ans (Figure 6.21).

La zone dilatante est également circulaire et s'étend sur un rayon de $0.6R$ en fin de creusement et sur un rayon de $0.8R$ après 100 ans d'attente.

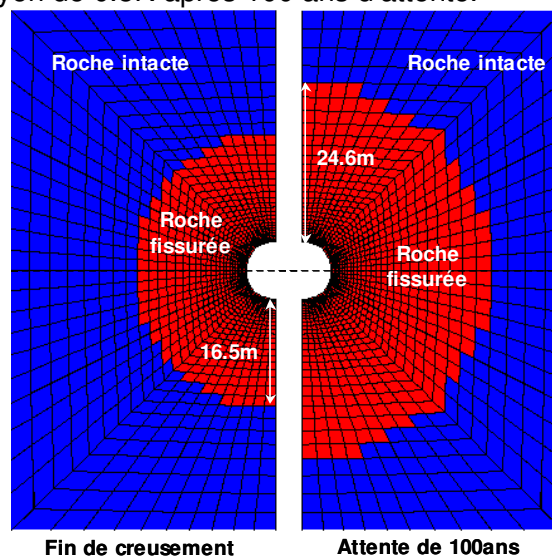


Figure 6.21 – Calcul de référence 2D-plan : extension de la zone fissurée

L'EDZ prédite par le calcul sans soutènement est estimée à 9.3%R en fin de creusement et à 25.2%R au bout de 100 ans (Figure 6.22).

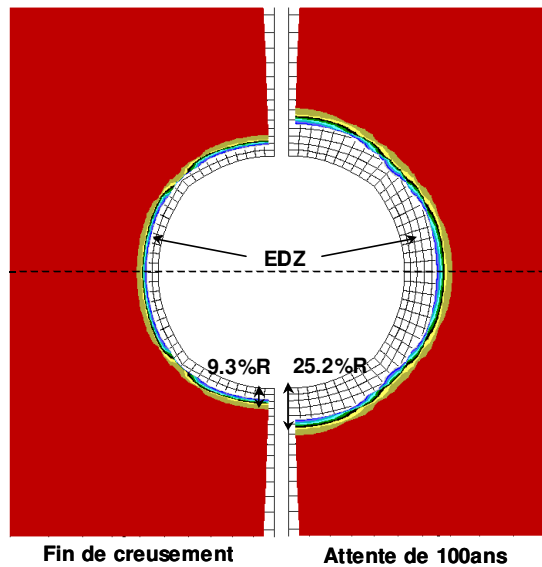


Figure 6.22- Calcul de référence 2D-plan : extension de l'EDZ

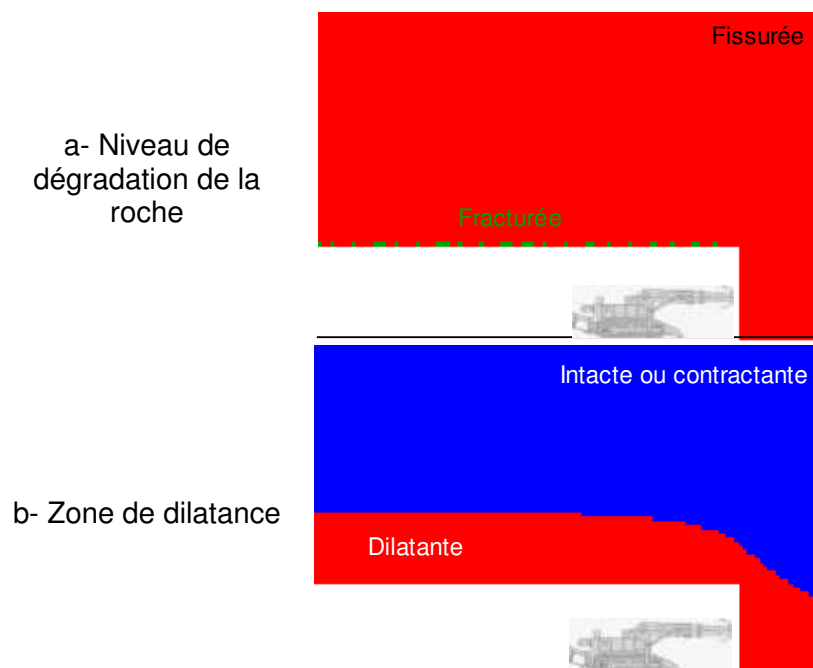
6.4.2.2. Résultats de la simulation axisymétrique

La Figure 6.23 présente le niveau de dégradation de la roche (a), la zone dilatante (b), l'EDZ (c) et l'indicateur de l'état des contraintes (d) (voir 5.2.6), prédits avec le calcul axisymétrique, après une période d'attente de 100 ans.

La roche est fissurée (pré-pic) sur un rayon de 5.5R autour de la cavité. Très localement (sur une épaisseur d'un élément), certaines zones sont fracturées (post-pic), ce qui semble lié au scénario d'excavation.

La zone dilatante s'étend sur une épaisseur d'environ 0.8R et l'épaisseur de l'EDZ est voisine de 26.6%R.

Sur un rayon de 0.8R autour de la cavité, l'indicateur de l'état des contraintes reste en 4 (voir 5.2.6), le matériau continue donc à se dégrader dans le temps.



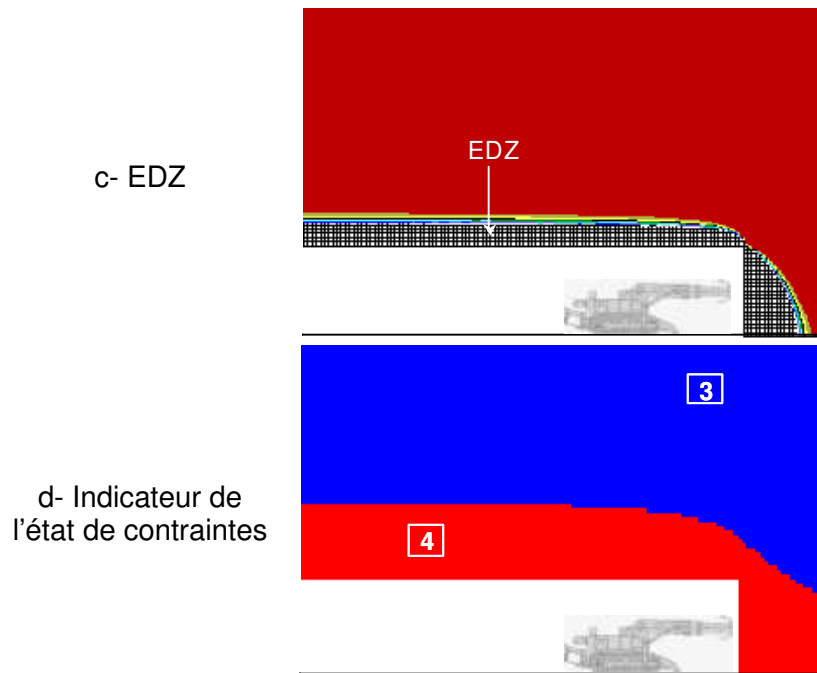


Figure 6.23 – Résultats du calcul axisymétrique de référence sans soutènement

Ce calcul ne permet pas de conclure sur la stabilité de l'ouvrage à long terme, la gravité n'ayant pas été introduite dans la modélisation. De plus, le développement de cette EDZ n'est pas assurément stable sur le long terme. Cet ordre de grandeur permet simplement de comparer ces résultats avec le calcul 2D-plan et d'appréhender le niveau d'efficacité des soutènements relativement à une valeur de référence.

6.4.2.3. Identification des différences

Le Tableau 6.2 récapitule les résultats obtenus avec les calculs 2D-plan et axisymétrique, au bout de 100 ans. Il permet de mettre en évidence les différences induites par le type de modélisation.

	2D-plan	Axisymétrique
Zone fissurée	5.6R	5.5R
Zone dilatante	0.8R	0.8R
EDZ	25.2%R	26.6%R

Tableau 6.2 – Comparaison quantitative des calculs 2D-plan et axisymétrique

En termes de dégradation de la roche et d'estimation de la zone dilatante, les deux types de modélisation donnent des résultats similaires. L'EDZ prédite par le calcul axisymétrique est un peu plus importante que celle prédite par le calcul 2D-plan. De plus, l'accroissement de la perméabilité est plus important au cours du calcul axisymétrique, comme le montre la Figure 6.24.

Globalement, la modélisation axisymétrique semble plus défavorable que la modélisation 2D-plan.

Ces différences peuvent s'expliquer par la nature du chemin de contraintes, qui diffère suivant le type de modélisation. En effet, de même que la modélisation tridimensionnelle, la modélisation axisymétrique permet d'intégrer les effets du passage du front. Les conclusions émises au paragraphe 6.3 restent donc applicables. En particulier, la Figure 6.25 montre que le phénomène de rotation de contraintes et le pic de contrainte majeure existent aussi au cours d'un calcul axisymétrique.

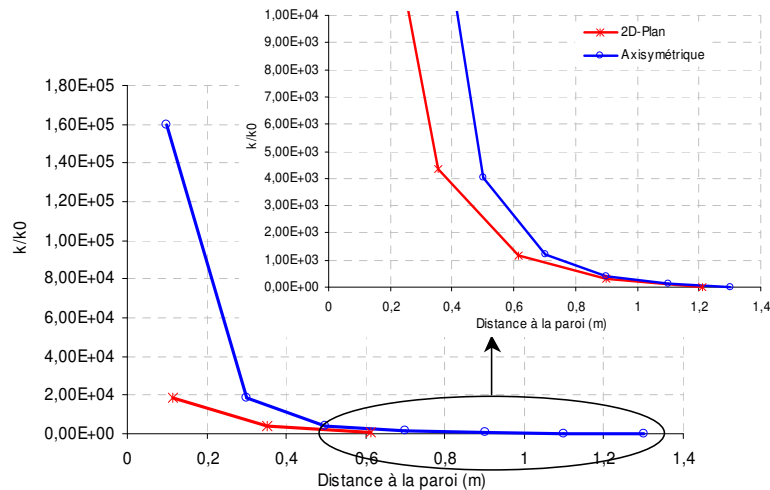


Figure 6.24 – Accroissement de la perméabilité, en fonction du type de modélisation

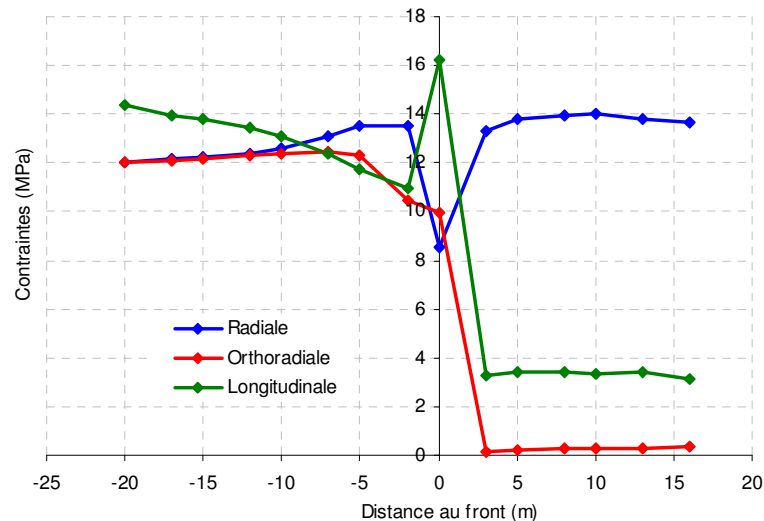


Figure 6.25 – Evolution des contraintes au cours d'un calcul axisymétrique

L'objectif est maintenant d'évaluer l'impact de ces différences sur le dimensionnement des structures de soutènements/revêtements.

6.4.3. Résultats de la simulation avec $\lambda_{\text{béton}} = \lambda_{\text{béton}}^{(\text{th})}$

A titre de rappel, le soutènement de référence retenu est la pose de 40cm de béton à $x_{\text{béton}} = 2\text{m}$ du front de taille.

Comme précisé au paragraphe 6.4.1.3, la modélisation axisymétrique permet de paramétrer directement l'instant de pose du soutènement en fonction de $x_{\text{béton}}$. Dans la modélisation 2D-plan, il faut préalablement définir le taux de déconfinement « théorique » $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{th})}$ correspondant à $x_{\text{béton}}$, à l'aide de la formule de Panet (6.2). Avec les valeurs usuelles $m=0.75$ et $\lambda_0=0.5$, $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{th})} = 80.62\%$.

Le scénario de creusement de cette simulation 2D-plan consiste donc à déconfiner le massif jusqu'à 80.62%, à poser l'anneau de béton, puis à poursuivre le déconfinement jusqu'à 100%.

Le scénario de creusement de la modélisation axisymétrique correspond à celui schématisé sur la Figure 6.20.

Les résultats sont présentés après une période d'attente de 100 ans. Dans les simulations avec mise en place de soutènement, au bout de 100 ans, la stabilisation du massif est assurée.

6.4.3.1. Résultats du calcul axisymétrique

La Figure 6.26 présente les résultats de la simulation axisymétrique avec soutènement, en termes de dégradation de la roche et de zone dilatante, après stabilisation.

La roche est fissurée sur un rayon de $3R$ autour de la cavité. La fracturation très localisée du massif est toujours visible et reste associée à une dégradation instantanée induite par le creusement, avant la pose du soutènement (pic de déviateur identifié en 6.3). La zone dilatante se limite à un rayon de $0.4R$ et l'EDZ est réduite à $10.7\%R$.

L'indicateur de l'état des contraintes (voir 5.2.6) permet de visualiser les zones susceptibles de se dégrader de manière différée (en 4). Après mise en place du soutènement, la visualisation de cet indicateur montre que le matériau, bien que fissuré, présente un comportement qui tend à se stabiliser dans le temps (Figure 6.27). La comparaison de ces schémas avec celui de la Figure 6.23-d met en évidence le rôle du soutènement.

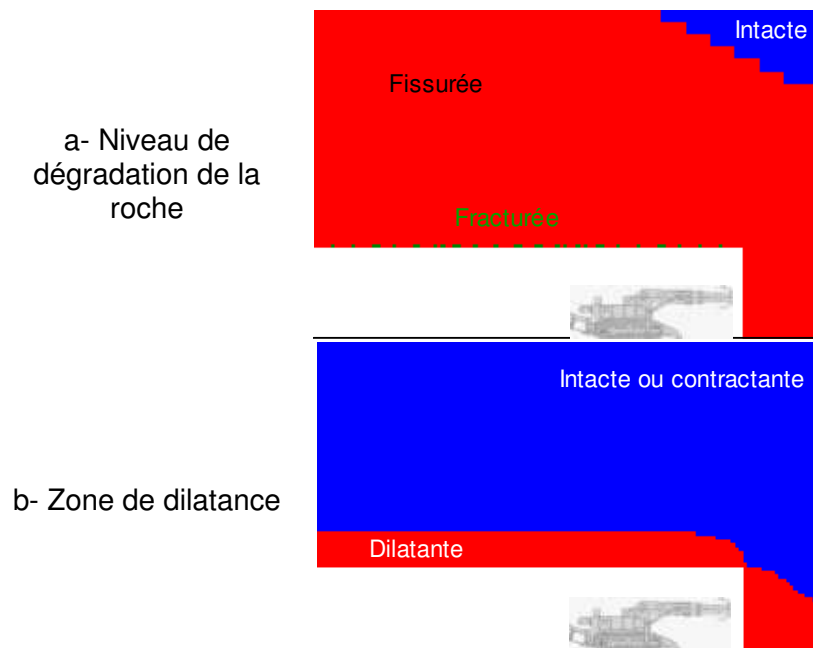
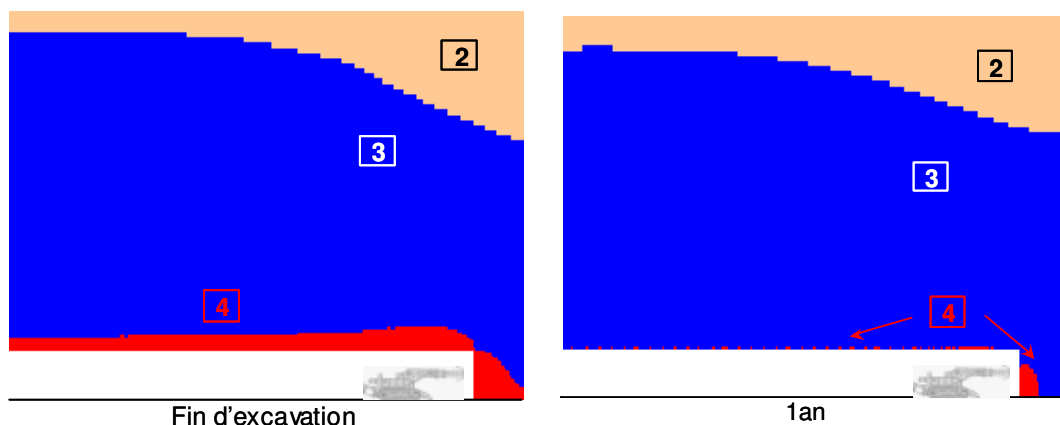


Figure 6.26 – Résultats du calcul axisymétrique avec soutènement



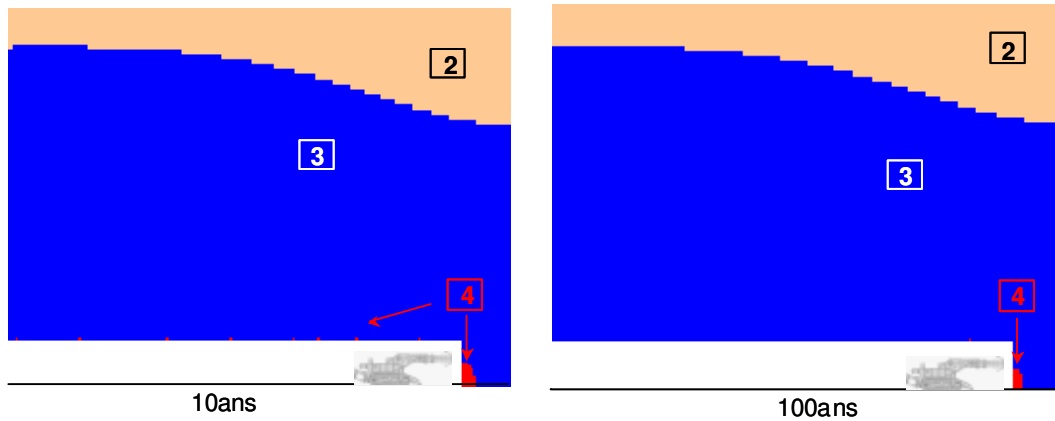


Figure 6.27 – Evolution de l'état des contraintes sur 100 ans

Le Tableau 6.3 récapitule les résultats des simulations axisymétriques, avec et sans mise en place de soutènement. Il met en évidence l'effet du soutènement sur la réduction des zones fissurée et dilatante et de l'EDZ.

Les efforts maximaux dans le soutènement sont estimés autour de 30MPa en fin d'excavation et atteignent le seuil de 42MPa au bout de 100 ans (stabilisation).

	Sans soutènement	Pose 40cm de béton, à 2m du front
Zone fissurée	5.5R	3R
Zone dilatante	0.8R	0.4R
EDZ	26.6%R	10.7%R

Tableau 6.3 – Comparaison des calculs axisymétriques avec et sans soutènement

Remarque : A titre d'exemple d'application du facteur d'endommagement défini au paragraphe 5.2.5, la Figure 6.28 permet de quantifier la perte de résistance du massif autour de la cavité.

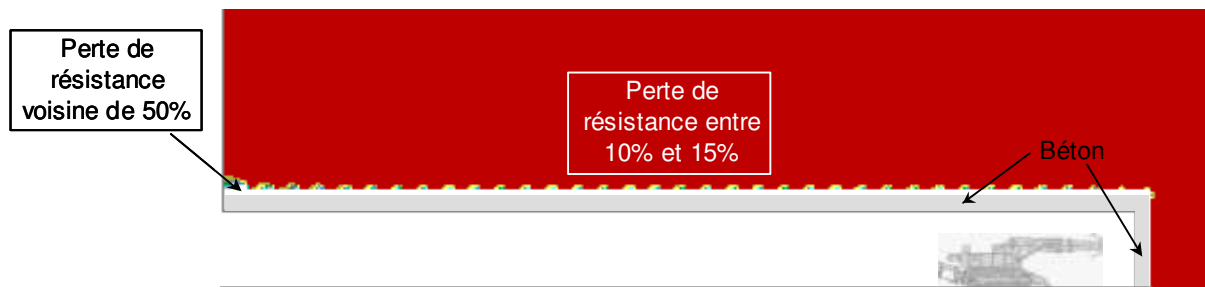


Figure 6.28 – Perte de résistance du massif au bout de 100 ans

6.4.3.2. Résultats du calcul 2D-plan

Les résultats du calcul 2D-plan sont présentés sur la Figure 6.29.

La roche est fissurée sur un rayon de 3R autour de la cavité et la zone dilatante est estimée à 1.4R.

En posant le soutènement à $\lambda_{\text{béton}}^{(th)}$, il n'y a pas d'EDZ.

Remarque : Dans le cadre de projets industriels, il faut émettre des réserves quant à cette *absence d'EDZ*. En effet, avec Flac, la perméabilité est calculée à partir d'une moyenne dans un élément. L'épaisseur de l'EDZ alors mesurée n'est précise qu'à $\frac{1}{2}$ élément près. En toute rigueur, les valeurs de l'EDZ devront être présentées moyennant une incertitude

relative. Par exemple, dans ce calcul 2D-plan, compte tenu de la dimension des mailles en paroi, l'épaisseur de l'EDZ devrait être estimée entre 0 et 0.114m (2.6%R). Cependant, dans le cadre de l'analyse comparative menée dans ce paragraphe, cette précision n'est pas requise.

Les efforts maximaux relevés dans le soutènement sont estimés à 23MPa en fin de creusement et à 36MPa après stabilisation. Ils restent inférieurs à ceux évalués à partir de la modélisation axisymétrique.

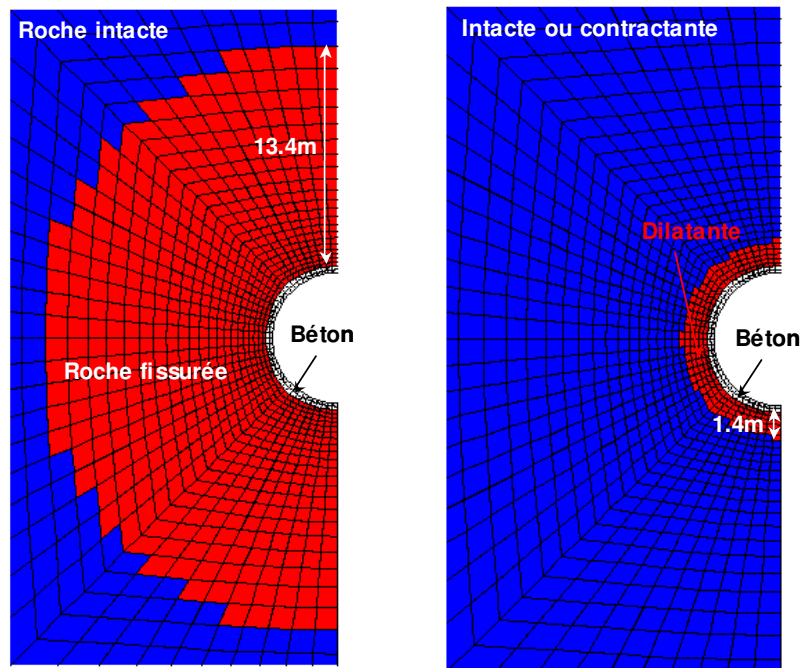


Figure 6.29 – Résultats du calcul 2D-plan avec mise en place d'un soutènement à $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{th})}$

6.4.3.3. Conclusions

Bien que *théoriquement* corrélées ($x_{\text{béton}} \leftrightarrow \lambda_{\text{béton}}^{(\text{th})}$), les deux modélisations ne conduisent pas aux mêmes conclusions.

Sous ces hypothèses, avec $\lambda_{\text{béton}} = \lambda_{\text{béton}}^{(\text{th})}$, le calcul 2D-plan sous-estime de manière importante l'EDZ ainsi que les efforts dans le soutènement. Ces deux observations sont contradictoires : tandis que l'absence d'EDZ suppose un soutènement posé trop tôt, la sous-estimation des efforts sous-entend le contraire.

Il semble d'ores et déjà difficile d'envisager l'existence d'un $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{ref})}$ permettant de retrouver à la fois la même EDZ et les mêmes efforts en 2D-plan et en axisymétrie. Il faudra certainement établir deux corrélations distinctes entre le taux de déconfinement et la distance au front, c'est à dire déterminer un $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{EDZ})}$ pour un critère sur l'EDZ et un $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{efforts})}$ pour un critère sur les efforts dans le soutènement.

L'étude paramétrique sur $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{ref})}$ est tout de même menée dans le but ultime de définir $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{EDZ})}$ et $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{efforts})}$.

6.4.4. Détermination de $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{ref})}$

L'idée est de réaliser plusieurs simulations 2D-plan, en faisant varier uniquement l'instant de pose $\lambda_{\text{béton}}$ du soutènement. Chaque résultat est interprété en termes d'EDZ et d'efforts dans le soutènement, après une période de stabilisation de 100 ans.

6.4.4.1. Résultats de l'étude paramétrique

Les résultats de l'étude paramétrique sont synthétisés dans le Tableau 6.4.

$\lambda_{\text{béton}}$	Distance au front <i>théorique</i>	EDZ	Efforts dans le soutènement
50%	0m	<2.6%R	47.5MPa
62.29%	0.5m	<2.6%R	43.4MPa
70.55%	1m	<2.6%R	40MPa
80.62%	2m	<2.6%R	36MPa
92.10%	5m	<2.6%R	31MPa
93.7%	6m	<2.6%R	30MPa
95.74%	8m	3.9%R	28.4MPa
96.4%	9m	4.3%R	28.2MPa
97.82%	12.5m	6%R	27MPa
98.37%	15m	6.5%R	26.6MPa
98.74%	17.5m	6.8%R	26.2MPa
99%	20m	7%R	26MPa
100%	50m	11.2%R	20.4MPa
Sans soutènement	$+\infty$	25.2%R	-

Tableau 6.4 – Résultats de l'étude paramétrique sur $\lambda_{\text{béton}}$

La Figure 6.30 permet de visualiser la courbe d'évolution de l'EDZ en fonction de $\lambda_{\text{béton}}$. L'évolution des efforts en fonction de l'instant de pose du soutènement est présentée sur la Figure 6.31.

Dans le cadre d'une « limitation » du comportement par des revêtements, le calcul axisymétrique semble plus pessimiste que le calcul 2D-plan en termes d'estimation de l'EDZ et de prédiction des efforts dans le revêtement.

Pour que les calculs axisymétrique et 2D-plan prédisent la même EDZ, il faut poser le soutènement extrêmement tard, à un taux de déconfinement $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{EDZ})} = 99.9\%$. *A contrario*, afin de retrouver les mêmes efforts, il faut poser le soutènement excessivement tôt, à un taux de déconfinement $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{efforts})} = 66\%$.

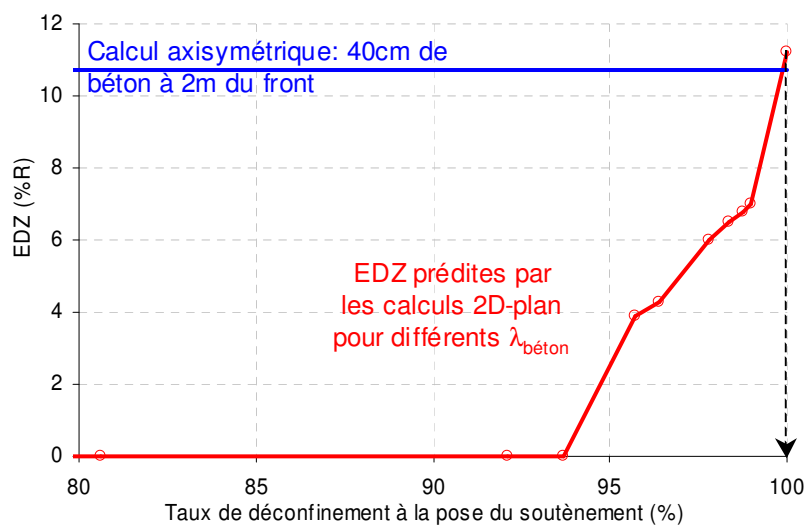


Figure 6.30 – Evolution de l'EDZ en fonction de l'instant de pose du soutènement

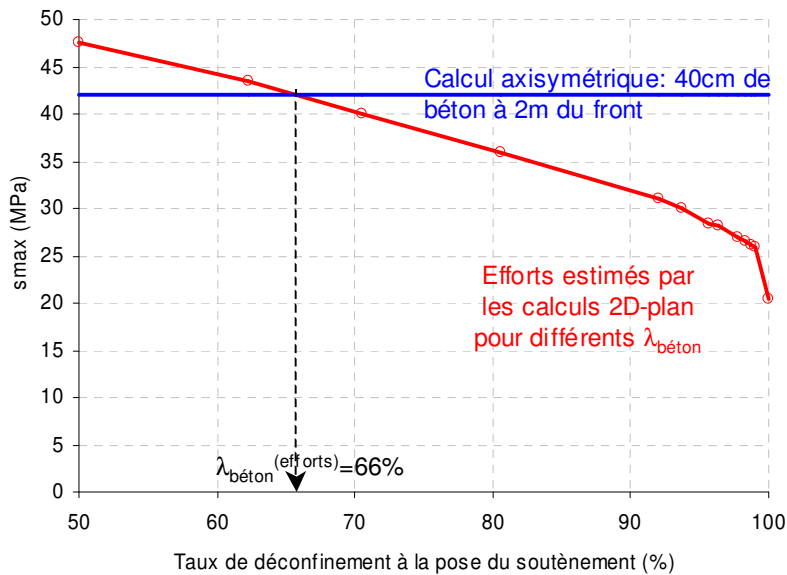


Figure 6.31 – Evolution des efforts maximaux en fonction de l'instant de pose du soutènement

6.4.4.2. Conclusions

Pour répondre à la problématique posée au début de cette étude (paragraphe 6.4.1.3), la définition d'une éventuelle corrélation entre les paramètres intervenant dans les modélisations 2D-plan et axisymétrique s'avère compromise.

D'abord, il n'existe pas un $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{ref})}$ unique, associé à une distance au front de taille $x_{\text{béton}}$, permettant d'obtenir les mêmes résultats en 2D-plan et en axisymétrique, pour *tous* les critères d'interprétation (EDZ et efforts dans le soutènement, notamment).

Deux corrélations indépendantes ont cependant pu être établies :

- L'une pour un critère sur les efforts dans le soutènement (définition de $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{efforts})}$),
- L'autre pour un critère sur l'EDZ (définition de $\lambda_{\text{béton}}^{(\text{EDZ})}$).

Ces deux corrélations restent toutefois dépendantes des hypothèses initiales du problème (géométrie de la cavité, épaisseur du soutènement,...). Cela signifie qu'avant chaque étude de dimensionnement de structures de soutènements/revêtements intervenant dans le cadre de projets industriels, il faut réaliser une étude comparative préliminaire, mettant en œuvre les deux types de modélisations bidimensionnelles. Cette étude comparative n'est pas toujours possible puisque la modélisation axisymétrique est limitée à des galeries circulaires et à des états de contraintes isotropes dans le plan normal à l'axe de rotation.

En conclusion, le choix du type de modélisation est à adapter en fonction du contexte de l'étude : géométrie de la cavité, anisotropie de l'état initial, méthode d'excavation,... C'est à ce stade que le rôle de l'ingénieur est décisif. Il doit exploiter ses connaissances et ses acquis pour définir la modélisation la plus pertinente et surtout interpréter les résultats en ayant conscience des limites de la modélisation choisie.

6.4.4.3. Visualisation des chemins de contraintes

Dans un autre contexte, les calculs réalisés pour les besoins de cette étude paramétrique ont été l'occasion d'étudier le chemin de contraintes parcouru au cours des simulations 2D-plan. Par souci de simplicité, les chemins de contraintes sont étudiés dans le plan $(\sigma_{\min}; \sigma_{\max})$, mais pourraient être extrapolés au plan $(p; q)$.

La première idée est de dégager les spécificités du modèle *L&K* en terme de chemin de contraintes, par rapport aux modèles rhéologiques classiques tels que les modèles élastique, de Mohr-Coulomb et de Hoek et Brown.

Deux simulations, en 2D-plan, ont été réalisées avec chacun de ces modèles rhéologiques : sans soutènement d'une part, et avec la mise en place de 40cm de béton à $\lambda_{\text{béton}}=86.28\%$, d'autre part.

Le critère de plasticité choisi pour le modèle de Mohr-Coulomb est une simple linéarisation du critère de pic du modèle *L&K* ; il est défini en prenant $\phi=20.5^\circ$ et $C=4.7\text{MPa}$.

Le critère de Hoek et Brown coïncide avec la limite de clivage du modèle *L&K* (afin de représenter le critère à long terme sur cette gamme de contraintes); il est défini par $\sigma_c=12\text{MPa}$, $a=0.6$, $m=2.0$ et $s=0$.

Le modèle *L&K* a été testé avec et sans viscosité.

Les hypothèses de calculs sont toujours celles de la configuration de référence définie en 6.4 : calculs axisymétriques avec un état des contraintes initial anisotrope (14.4MPa dans l'axe de la galerie et 12MPa dans les deux autres directions).

La Figure 6.32 présente les chemins de contraintes parcourus au cours de simulations élastique parfaite, plastique parfaite (Mohr-Coulomb) et élastoplastiques (Hoek et Brown et *L&K*). Les courbes continues correspondent aux simulations sans soutènement, les courbes avec les croix désignent les simulations avec mise en place d'un soutènement dont l'instant de pose est défini par un gros carré. La fin du calcul est signalée par un petit triangle.

Avec le modèle élastique, la contrainte majeure est bien une fonction linéaire de la contrainte mineure. Le comportement « élastique/plastique-parfait » du modèle de Mohr-Coulomb est bien marqué. Avec les modèles de Mohr-Coulomb et de Hoek et Brown, la contrainte maximale suit bien son critère de plasticité. Avec le modèle *L&K*, le critère de pic n'est pas encore atteint ; la plasticité générée est issue des déformations pré-pic.

La Figure 6.33 met en évidence les effets de la prise en compte du comportement différé dans la modélisation rhéologique. Elle présente les chemins de contraintes obtenus avec le modèle *L&K*, avec et sans viscosité.

Si l'état de contraintes se stabilise en l'absence de viscosité, il évolue vers le seuil de résistance à long terme avec la version viscoplastique.

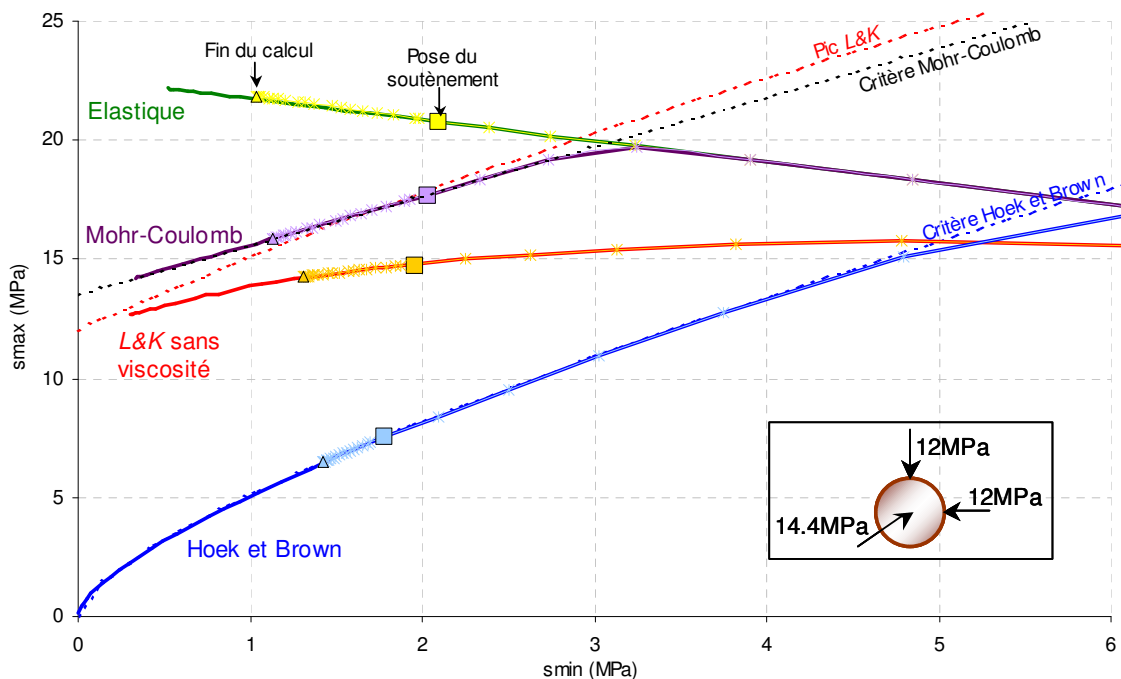


Figure 6.32 – Influence du modèle rhéologique sur l'évolution des contraintes

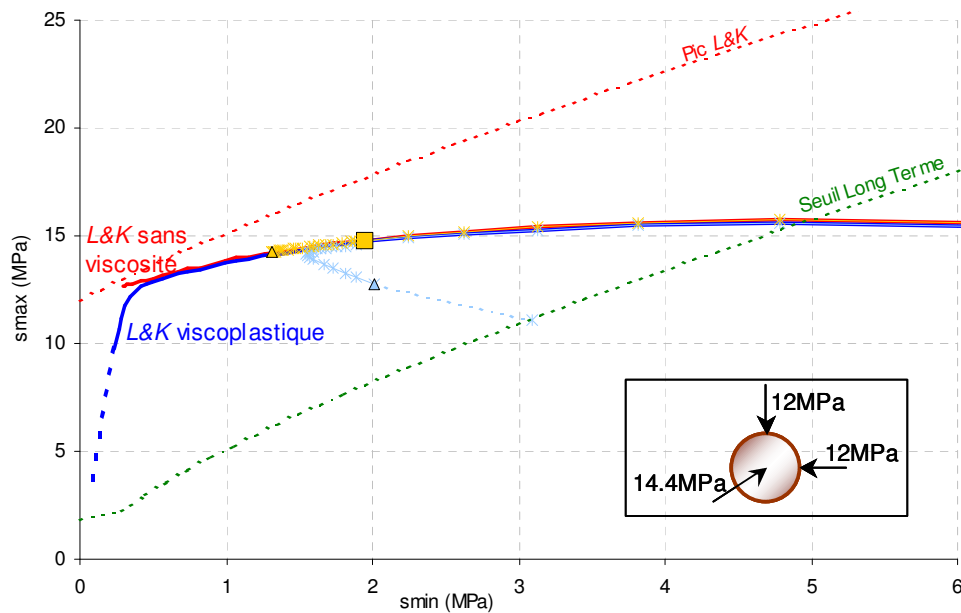


Figure 6.33 – Effets du comportement différé sur l'évolution des contraintes

La comparaison des calculs menés avec le modèle *L&K* viscoplastique et le modèle de Hoek et Brown (calé sur le seuil de résistance à long terme) semble pertinente. En l'absence de structures de soutènement, les deux modèles conduisent à un déconfinement total en paroi, bien que le chemin de contraintes pour y parvenir soit différent. Par contre, avec mise en place de voussoirs en béton et après stabilisation, le modèle élastoplastique de Hoek & Brown semble sous-estimer les efforts dans le soutènement par rapport au modèle viscoplastique *L&K*.

Enfin, la Figure 6.34 montre l'influence de l'instant de pose du soutènement sur l'évolution de la contrainte majeure. Dans tous les cas, quel que soit l'instant de pose du soutènement, la contrainte majeure tend vers la résistance long terme. Ces observations peuvent s'intégrer dans la validation numérique du modèle *L&K*.

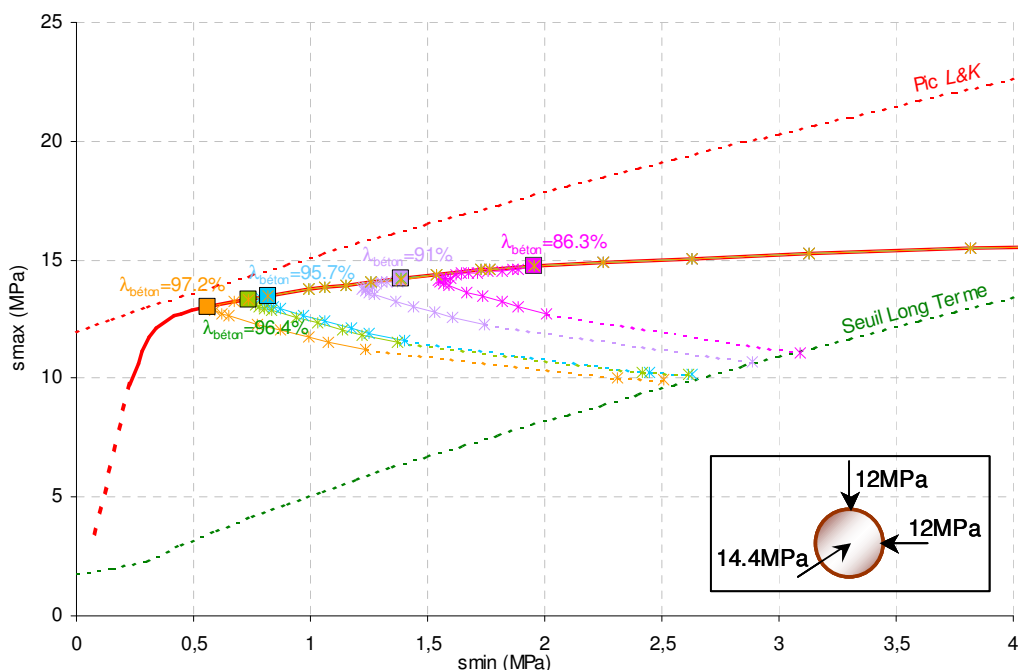


Figure 6.34 – Influence de l'instant de pose du soutènement sur l'évolution des contraintes

Hors contexte dans une certaine mesure, les illustrations présentées dans ce dernier paragraphe ont simplement pour vocation d'exploiter au maximum les résultats de l'étude paramétrique. Elles ont permis de mettre en évidence les spécificités du modèle *L&K* et d'apporter un complément de validation. En particulier, la Figure 6.34 montre l'influence et l'importance de la notion de seuil de résistance à long terme pour la prédiction des efforts sur un revêtement.

6.5. Influence de la géométrie de la cavité

6.5.1. Motivations

Plusieurs études ont été réalisées pour les besoins du projet HAVL¹⁶ d'EDF, dans lequel s'inscrit ce travail de thèse. Le concept du stockage des déchets radioactifs sur le site de Bure (Meuse/Haute-Marne) suppose, entre autres, l'existence de trois types de galeries : des galeries expérimentales, des galeries destinées à recevoir des scellements et des galeries d'accès. Ces trois types de galerie diffèrent essentiellement par leur géométrie et leur orientation dans le stockage. Par hypothèse, l'état des contraintes initial est fixé et défini par : $\sigma_v = 12.0$ MPa, $\sigma_{H//} = 14.4$ MPa, et $\sigma_{h\perp} = 12.0$ MPa.

A l'issue des différentes études de dimensionnement menées sur ces trois types de galeries, une dispersion relative a été observée sur l'estimation de l'épaisseur de l'EDZ, induite par le creusement, en l'absence de soutènement et de revêtement.

- Le calcul 2D en conditions axisymétriques (qui suppose une géométrie circulaire) permet d'estimer l'EDZ autour de 26.6%R (6.4.2.2).
- Le calcul 2D en déformations planes avec une géométrie circulaire (galerie expérimentale) prédit une EDZ de l'ordre de 25.2%R (6.4.1.1).
- Le calcul 2D en déformations planes sur les galeries en zones de scellements estime l'EDZ à 24.5%R en voûte et sur les reins et autour de 43%R en radier.
- Le calcul 2D en déformations planes sur les galeries d'accès prédisent une EDZ de 27%R en voûte, de 48%R sur les reins et de 52%R en radier.

Si la différence observée entre les modélisations d'une cavité circulaire en déformations planes et en mode axisymétrique se justifie par la prise en compte ou non du passage du front de taille (6.4.2), la dispersion des résultats issus des calculs en déformations planes demande à être analysée. L'étude menée dans ce paragraphe a pour but de justifier cette dispersion associée à la géométrie de la cavité.

6.5.2. Les différentes géométries étudiées

Les trois types de géométrie rencontrés sont les suivants (Figure 6.35) :

- une géométrie parfaitement circulaire (galeries expérimentales),
- une géométrie globalement circulaire avec un radier plus horizontal, conforme à celle des galeries en zones de scellement,
- une géométrie en fer à cheval caractérisant les galeries d'accès, en zones courantes.

¹⁶ Haute Activité Vie Longue, sur le stockage des déchets radioactifs.

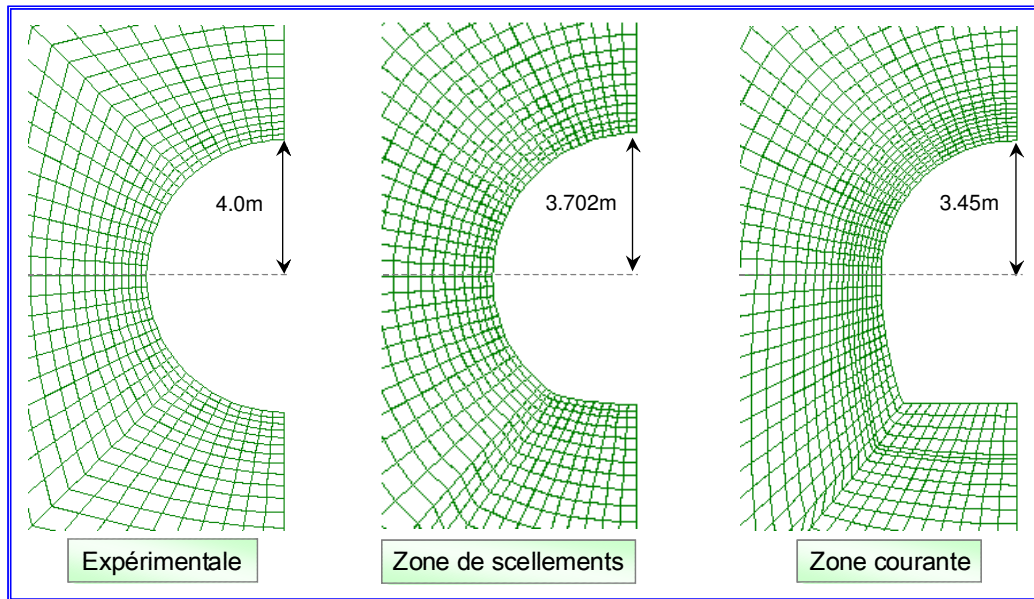


Figure 6.35 - Les différentes géométries étudiées

6.5.3. Présentation des résultats

Les calculs sont interprétés après une **période d'attente de 100 ans** après le creusement. Pour ce type de calculs sans soutènement, le comportement du massif n'est pas stabilisé. Pour chaque géométrie, le niveau de dégradation du massif, l'indicateur de l'état de contraintes (voir Figure 5.19) et l'EDZ sont présentés sur les figures suivantes. La zone dilatante est confondue avec la région où l'état des contraintes est en 4 (voir 5.2.6).

Ces résultats montrent que la forme de la cavité influe sur la géométrie et l'épaisseur de l'EDZ et des zones fissurée et dilatante.

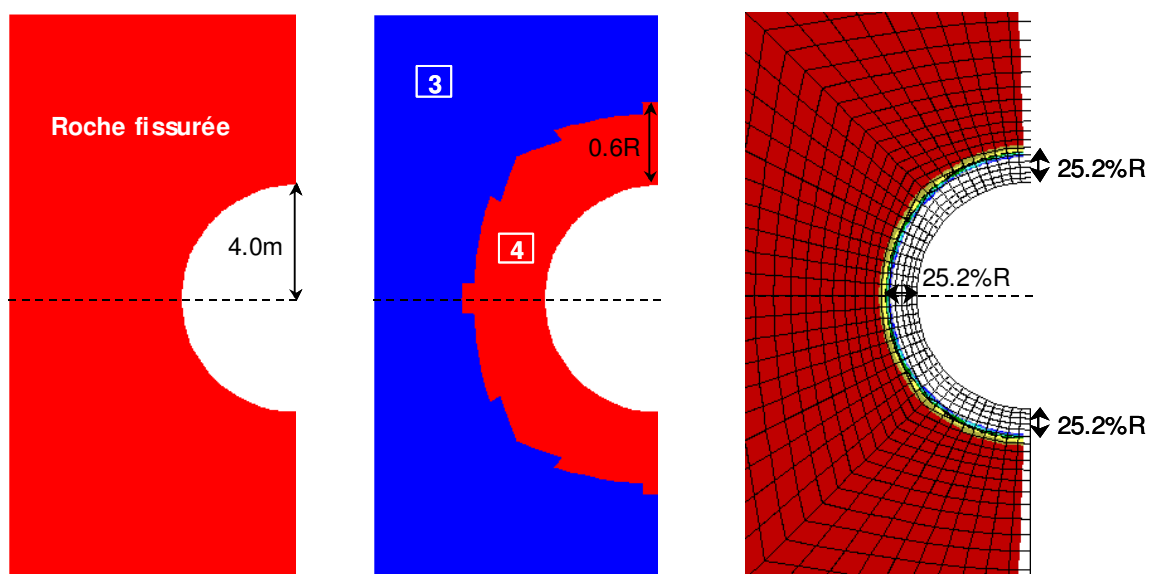


Figure 6.36 – Résultats obtenus avec une cavité circulaire

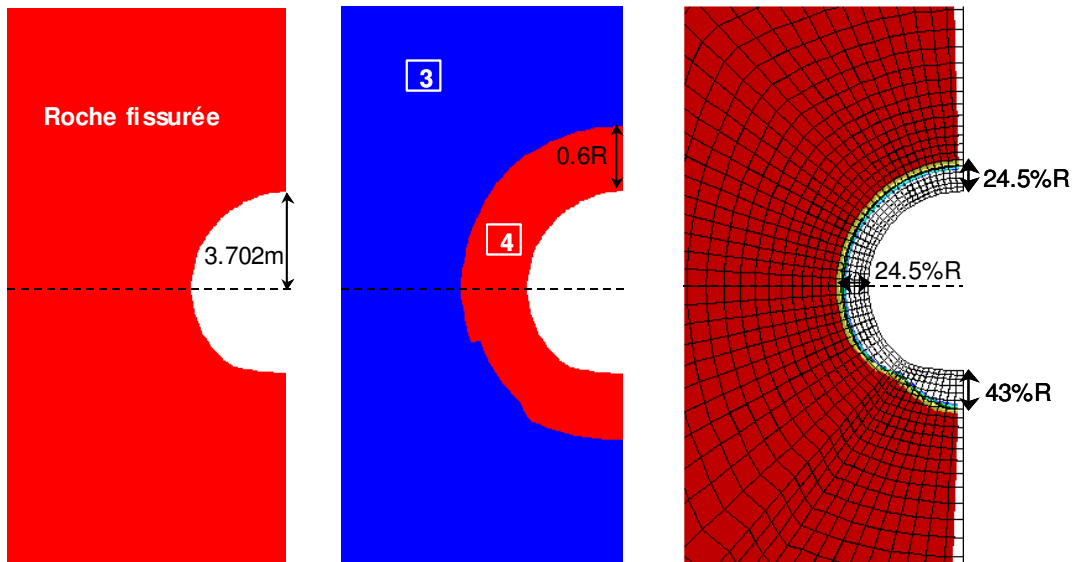


Figure 6.37 – Résultats obtenus avec une cavité de type « zone de scellements »

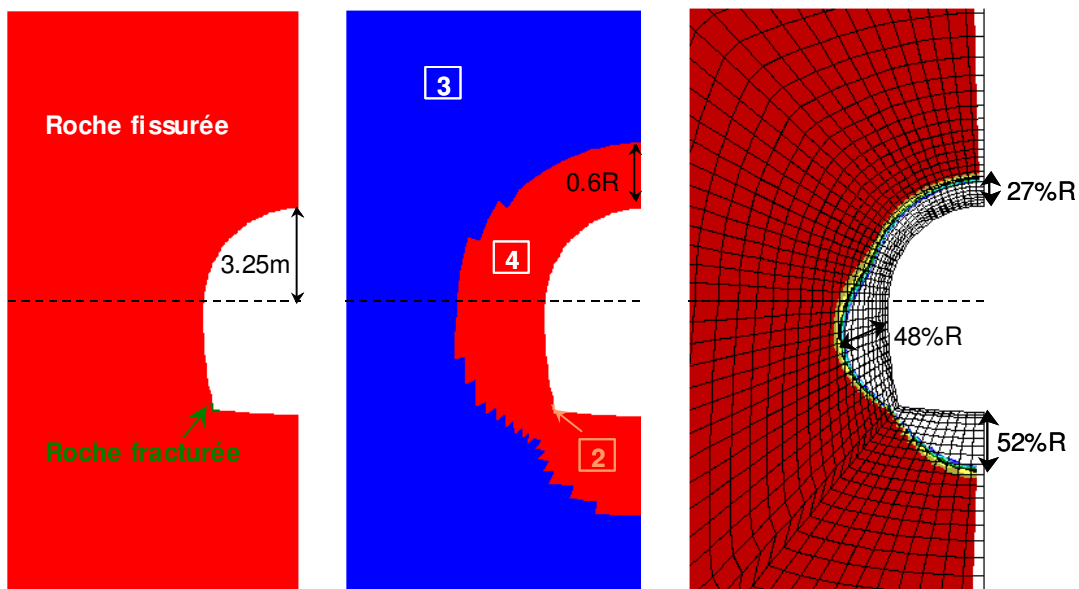


Figure 6.38 – Résultats obtenus avec une cavité de type « zone courante »

6.6. Influence de l'état des contraintes initial

Par définition, l'état des contraintes initial désigne l'orientation et la norme des contraintes supposées régner dans le massif avant toutes sollicitations. La contrainte verticale correspond au poids des terrains sus-jacents donc l'état des contraintes initial dépend de la profondeur à laquelle l'ouvrage est creusé.

Ce paragraphe présente le bilan d'une étude de sensibilité réalisée sur l'état des contraintes initial. L'idée est d'évaluer l'influence de l'anisotropie et de l'amplitude des contraintes supposées régner dans le massif à l'état initial.

6.6.1. Influence de l'anisotropie des contraintes

Cette partie vise d'abord à mettre en évidence l'effet de l'*orientation* des contraintes principales dans le massif. Evaluer l'influence de l'anisotropie des contraintes revient à faire varier l'orientation de l'ouvrage dans un massif soumis à un état de contraintes initial.

Les trois configurations choisies sont définies dans le Tableau 6.5. Elles sont tirées des études réalisées dans le cadre du projet HAVL.

		σ_v^{17}	$\sigma_{h\perp}^{18}$	$\sigma_{h//}^{19}$
1	Etat des contraintes isotrope	12.0MPa	12.0MPa	12.0MPa
2	Ouvrage orienté parallèlement à σ_h	12.0MPa	14.4MPa	12.0MPa
3	Ouvrage orienté parallèlement à σ_H	12.0MPa	12.0MPa	14.4MPa

Tableau 6.5 – Définition des états de contraintes testés

La situation de référence simulée est l'excavation d'une galerie circulaire de 4m de diamètre, à une vitesse moyenne de 5m/j, sans mise en place de soutènements/revêtements.

Afin de mettre en œuvre les modélisations bi et tri-dimensionnelles, les configurations 1 et 3 seront testées avec les modélisations axisymétrique et 3D. Du fait des conditions de symétrie, la configuration 2 ne peut pas être simulée avec la modélisation axisymétrique (anisotropie dans le plan normal à l'axe de rotation). Elle sera donc testée en 2D-plan et en 3D.

Les calculs sont interprétés **en fin d'excavation** et les résultats sont présentés en termes de dégradation du massif, de zone dilatante et d'EDZ. Les critères sont évalués suffisamment loin du front pour que son effet soit négligeable.

6.6.1.1. Résultats de la configuration 1

Qualitativement, les résultats obtenus avec la modélisation axisymétrique sont semblables à ceux obtenus avec le calcul de référence présenté sur la Figure 6.23, au paragraphe 6.4.2.2.

Quantitativement, le calcul axisymétrique prédit une roche fissurée sur une épaisseur d'environ 2.3R en parois de la cavité. Très localement, certaines zones semblent fracturées, à cause du scénario de creusement. L'épaisseur de la zone dilatante est estimée autour de 0.5R et l'EDZ s'étendrait sur un rayon de 16%R.

Les résultats issus de la modélisation 3D permettent de visualiser la géométrie des zones impactées par le creusement dans différents plans (inaccessibles en conditions axisymétriques). La Figure 6.39 présente l'état de la roche, immédiatement après le creusement.

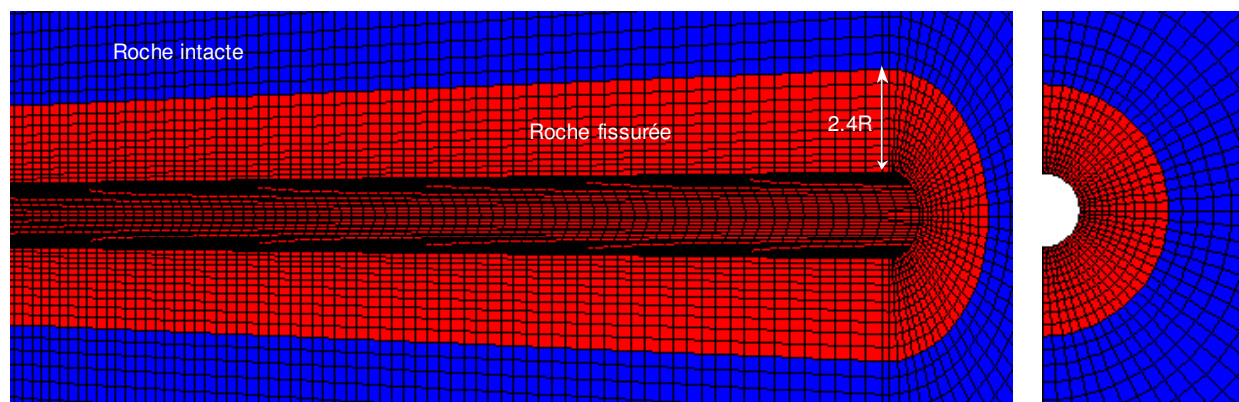


Figure 6.39 – Etat de la roche prédit par la modélisation 3D et un état de contrainte initial isotrope

¹⁷ Contrainte verticale.

¹⁸ Contrainte horizontale normale à l'axe de la galerie.

¹⁹ Contrainte horizontale parallèle à l'axe de la galerie.

La roche est fissurée sur un rayon de $2.4R$ autour de la cavité. Il n'est pas exclu d'avoir, très localement, des zones fracturées, à cause du scénario de creusement (comme avec la modélisation axisymétrique, Figure 6.23-a). Mais compte tenu de la discrétisation, la dimension de ces zones reste très petite devant la taille d'un élément, ce qui ne permet pas de les visualiser sur la Figure 6.39.

La zone dilatante s'étend sur une épaisseur de $0.5R$ et l'EDZ est estimée autour de $19.4\%R$.

Ces résultats révèlent une géométrie parfaitement circulaire des zones affectées par le creusement, indépendamment de la direction de la normale au plan considéré.

6.6.1.2. Résultats de la configuration 2

La configuration 2 ne peut être mise en œuvre qu'avec les modélisations 2D-plan et 3D. L'ouvrage est orienté parallèlement à la contrainte horizontale mineure.

Les résultats obtenus avec le calcul 2D-plan sont présentés sur la Figure 6.40.

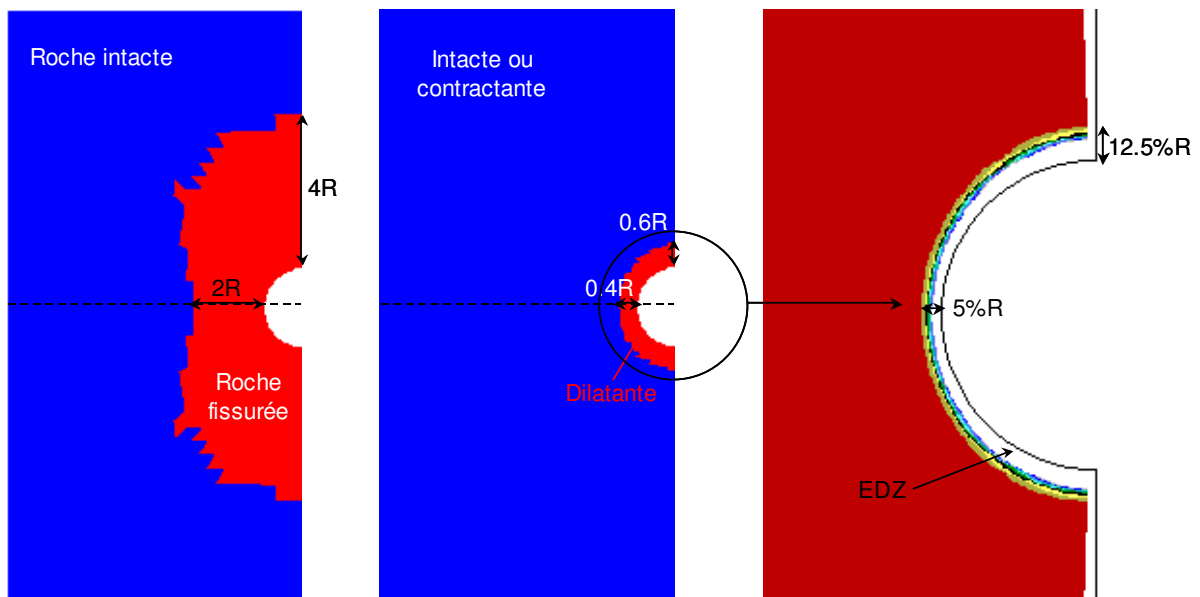


Figure 6.40 – Résultats du calcul 2D-plan, avec l'état de contrainte de la configuration 2

L'ouvrage étant soumis à un état de contrainte anisotrope sur sa périphérie, la fissuration et l'EDZ se développent sous forme elliptique. La fissuration s'étend sur presque $4R$ en voûte et sous le radier et sur environ $2R$ au droit des reins. L'épaisseur de la zone dilatante est comprise entre $0.4R$ (sur les reins) et $0.6R$ (en voûte et radier). L'EDZ atteint $12.5\%R$ en voûte et sous le radier et est estimée autour de $5\%R$ au droit des reins.

La modélisation 3D a également permis de mettre en évidence le développement « elliptique » des zones de fissuration, de dilatance et de l'EDZ.

L'effet de l'anisotropie des contraintes est clairement identifiable sur la géométrie de la zone endommagée (Figure 6.41). Au-dessus de la voûte et en dessous du radier, l'épaisseur de la zone fissurée pré-pic atteint presque $4R$ tandis qu'au droit du rein, elle est à peine égale à $2R$. La zone dilatante s'étend sur $0.6R$ en voûte et sous le radier et sur $0.4R$ au droit des reins. Ces valeurs sont du même ordre de grandeur que celles obtenues avec le calcul 2D-plan.

L'épaisseur de l'EDZ est estimée entre $19.4\%R$ (reins) et $19.6\%R$ (voûte et radier). Les fortes perméabilités sont davantage concentrées en voûte et en radier (Figure 6.42).

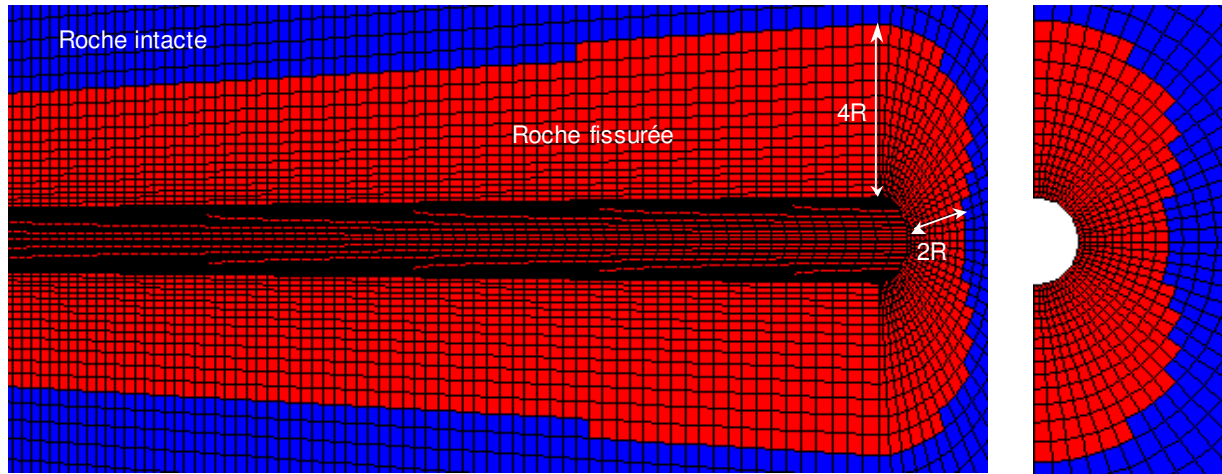


Figure 6.41 – Etat de la roche prédit par le calcul 3D, avec l'état de contrainte de la configuration 2

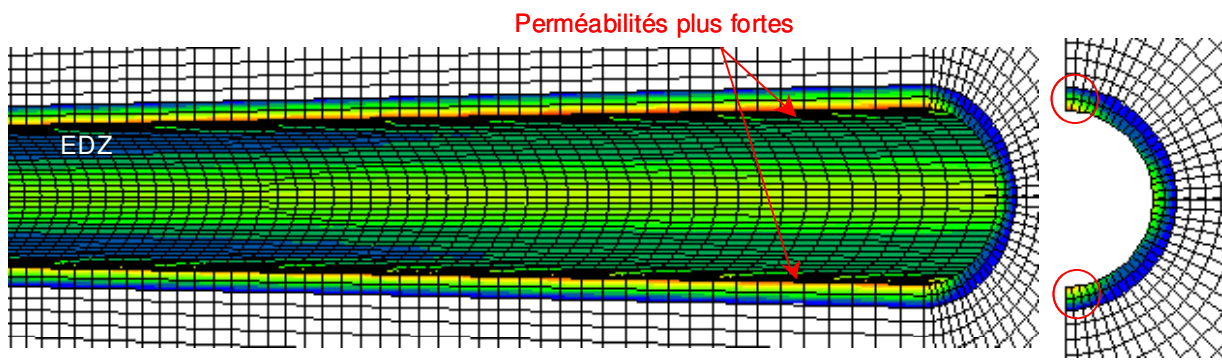


Figure 6.42 – EDZ prédite par le calcul 3D, avec l'état de contrainte de la configuration 2

6.6.1.3. Résultats de la configuration 3

L'état de contrainte initial testé ici est celui de la configuration 3 (Tableau 6.5) : l'ouvrage est supposé parallèle à la contrainte horizontale majeure.

Sous ces hypothèses, le calcul axisymétrique mis en œuvre peut être rapproché de celui mené au paragraphe 6.4.2.2.

L'interprétation qualitative est la même : les graphiques obtenus sont semblables à ceux présentés sur la Figure 6.23.

A la fin du creusement, la zone fissurée s'étend sur un rayon de presque $4R$ autour de la galerie. A cause du scénario d'excavation, la roche est toujours fracturée très localement, sur une épaisseur d'un élément autour de la galerie. La zone dilatante n'est pas beaucoup plus étendue que dans le cas d'un état de contraintes initial isotrope ($0.5R$, d'après 6.6.1.1). L'EDZ est légèrement plus développée puisqu'elle atteint environ $17.5\%R$ (au lieu de $16\%R$ avec une configuration isotrope).

Cette interprétation quantitative n'est pas directement comparable à celle présentée en 6.4.2.2. puisque cette dernière a été menée après une période d'attente de 100 ans après le creusement. Cependant, mises en parallèle, ces deux études permettent d'évaluer les effets de la viscosité du massif. En effet, pendant une durée de 100 ans, au cours de laquelle le creusement est achevé, le massif continue à se dégrader : la fissuration passe de $4R$ à $5.5R$, la zone dilatante de $0.5R$ à $0.8R$ et l'EDZ de $17.5\%R$ à $26.6\%R$.

Les figures suivantes présentent l'état de la roche et la zone dilatante obtenus à partir de la modélisation tridimensionnelle.

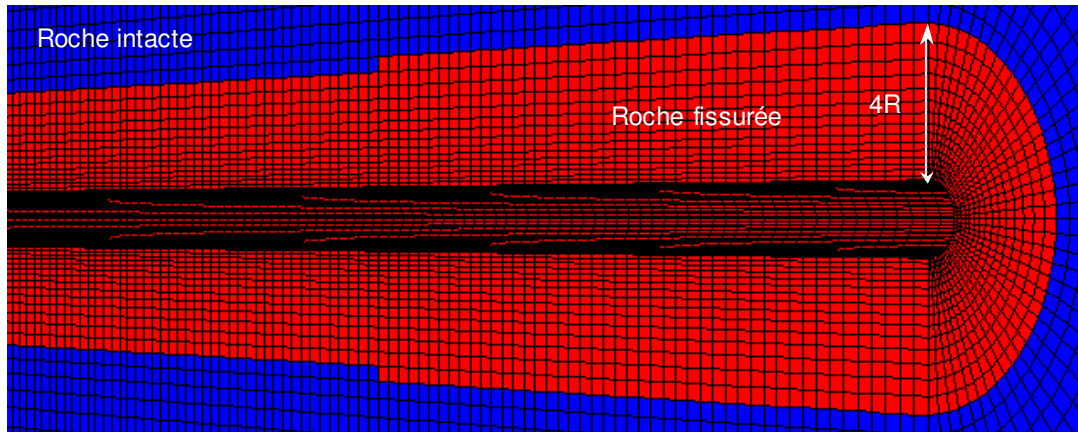


Figure 6.43 - Etat de la roche prédit par le calcul 3D, avec l'état de contrainte de la configuration 3

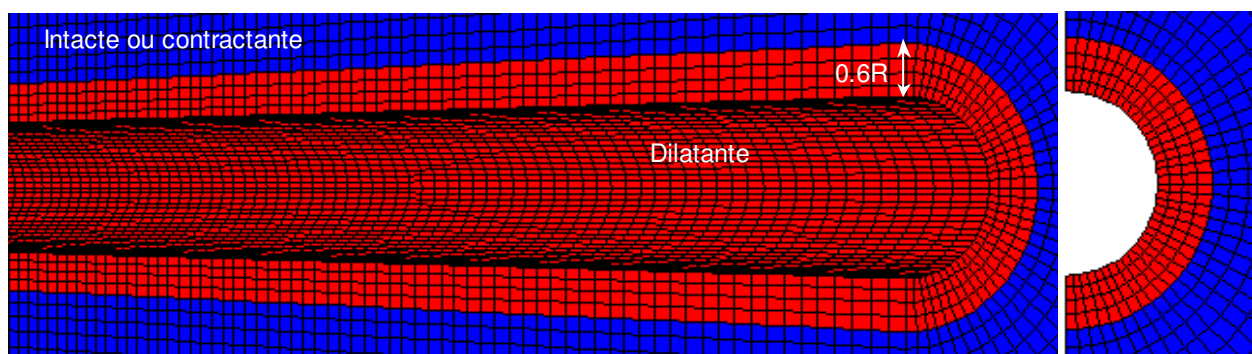


Figure 6.44 – Zone dilatante obtenue avec le calcul 3D et l'état de contrainte de la configuration 3

Dans le plan perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, l'état de contrainte est isotrope, la dégradation du massif s'opère donc de manière circulaire.

Le massif est fissuré sur une épaisseur d'un peu plus de $4R$ sur le pourtour de la galerie. La zone dilatante se limite à un rayon de $0.6R$. L'épaisseur de l'EDZ est estimée autour de $19.5\%R$.

6.6.1.4. Etude comparative

Une synthèse des résultats établis dans les paragraphes précédents est présentée dans le Tableau 6.6 et le Tableau 6.7. Elle permet d'identifier les différences induites par l'orientation des contraintes, à l'état initial.

Cette étude comparative doit toutefois être menée en ayant conscience des limites et des contraintes liées à chacune des modélisations :

- La comparaison des calculs 2D-plan avec les calculs axisymétrique et 3D doit s'affranchir des conséquences liées à l'effet du passage du front de taille (voir 6.3 et 6.4).
- La comparaison des calculs axisymétriques avec les calculs 3D est intéressante, mais uniquement si elle est significative. Pour que la comparaison soit pertinente, il faut les comparer à un même instant, pour une même longueur de galerie excavée.

Malgré les différences inhérentes au type de modélisation, les résultats des calculs 2D et 3D sont cohérents et même complémentaires. Les seules différences concernent l'évaluation de l'EDZ, nettement plus importante en 3D qu'en 2D. Cet écart peut justement s'expliquer par la durée du creusement de la galerie, presque 7 fois plus longue en 3D.

	Zone fissurée	Zone dilatante	EDZ
Configuration isotrope (1)	2.3R	0.5R	16%R
Ouvrage orienté parallèlement à la contrainte mineure (2)	Reins :2R Voûte/radier :4R	Reins :0.4R Voûte/radier :0.6R	Reins :5%R Voûte/radier :12.5%R
Ouvrage orienté parallèlement à la contrainte majeure (3)	4R	0.5R	17.5%R

Tableau 6.6 – Synthèse des résultats des calculs 2D

	Zone fissurée	Zone dilatante	EDZ
Configuration isotrope (1)	2.4R	0.5R	19.4%R
Ouvrage orienté parallèlement à la contrainte mineure (2)	Reins :2R Voûte/radier :4R	Reins :0.4R Voûte/radier :0.6R	Reins :19.4%R Voûte/radier :19.6%R
Ouvrage orienté parallèlement à la contrainte majeure (3)	4R	0.6R	19.5%R

Tableau 6.7 – Synthèse des résultats des calculs 3D

Une synthèse plus visuelle des calculs 3D est proposée sur la Figure 6.45, sous forme de schémas.

D'une manière générale, les configurations anisotropes sont un peu plus défavorables que la configuration isotrope.

Entre les deux configurations anisotropes, les calculs 2D ne permettent pas vraiment de conclure sur la configuration la plus défavorable, puisque par définition, la modélisation en déformations planes est plus optimiste (notamment en termes d'EDZ).

Par contre, au vu des simulations 3D, l'orientation de l'ouvrage selon l'axe de la contrainte horizontale mineure ne semble pas beaucoup plus défavorable que son orientation suivant la contrainte horizontale majeure, en termes d'extension de l'EDZ.

L'ensemble de ces résultats montre que l'orientation des ouvrages parallèlement à la contrainte majeure ne serait pas un critère de minimisation de l'EDZ autour des ouvrages.

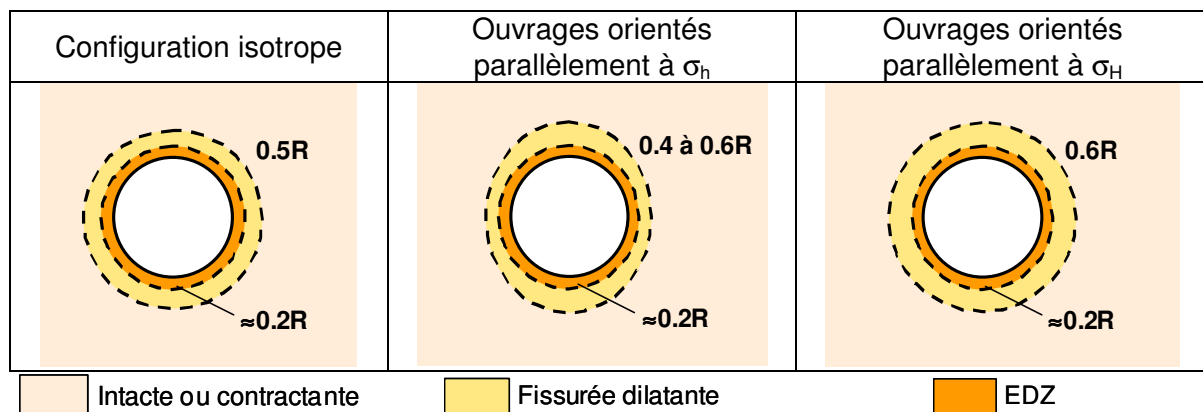


Figure 6.45 – Synthèse schématique des calculs 3D

6.6.2.Effets de l'amplitude des contraintes

En pratique, la détermination de l'état des contraintes *in-situ* n'est pas toujours très facile et des incertitudes inhérentes aux mesures expérimentales peuvent avoir des conséquences importantes sur les études d'ingénierie.

Il y a quelque mois, un premier travail de validation du modèle *L&K* a été réalisé sur la galerie du laboratoire de Bure (Meuse/Haute-Marne), excavé dans l'argilite de l'Est²⁰. D'après le dossier ANDRA (2005c), l'état des contraintes en place était défini par : $(\sigma_v; \sigma_{H//}; \sigma_{h\perp}) = (12.0; 14.4; 12.0)$. Plus récemment, de nouvelles mesures *in-situ* ont conduit à réactualiser ces valeurs : $(\sigma_v; \sigma_{H//}; \sigma_{h\perp}) = (12.7; 16.1; 12.7)$. Les études déjà engagées ont dûes être reconsidérées. Des simulations axisymétriques, avec et sans mise en place de soutènement, ont permis de quantifier les différences induites en terme d'EDZ (Tableau 6.8). Si les conséquences restent insignifiantes en l'absence de soutènement, la pose d'un soutènement révèle une EDZ sous-estimée de 25% par rapport à l'état des contraintes préconisé initialement.

	Sans soutènement	Avec soutènement
$(\sigma_v; \sigma_{H//}; \sigma_{h\perp}) = (12.0; 14.4; 12.0)$	26.6%R	12.8%R
$(\sigma_v; \sigma_{H//}; \sigma_{h\perp}) = (12.7; 16.1; 12.7)$	27%R	16.2%R

Tableau 6.8 – Effet de l'amplitude de l'état des contraintes initial

Cette expérience a motivé l'étude de sensibilité présentée dans ce paragraphe. Quels peuvent être les effets d'une amplification de l'état des contraintes initial en termes de dégradation du massif et de développement de l'EDZ ? Les simulations en 2D-plan présentées ici visent à apporter quelques éléments de réponse à cette interrogation.

6.6.2.1.Définition des états de contraintes testés

Dans cette étude, l'ouvrage est toujours supposé orienté selon la contrainte horizontale majeure. Seule l'amplitude des contraintes varie.

Les diverses amplifications de l'état de contraintes considérées sont volontairement excessives et ne pourraient se justifier par des incertitudes sur les mesures expérimentales.

Par contre, concrètement, elles pourraient correspondre à l'excavation de la galerie à plus forte profondeur.

L'idée est d'évaluer les effets des « facteurs d'amplification » définis dans le Tableau 6.9.

Facteur d'amplification	σ_v (MPa)	$\sigma_{H//}$ (MPa)	$\sigma_{\perp}$ (MPa)
0%	12.0	14.4	12.0
20%	14.4	17.28	14.4
50%	18.0	21.6	18.0

Tableau 6.9 – Définition des états de contraintes testés

²⁰ Ce travail fait l'objet d'un paragraphe au chapitre 7.

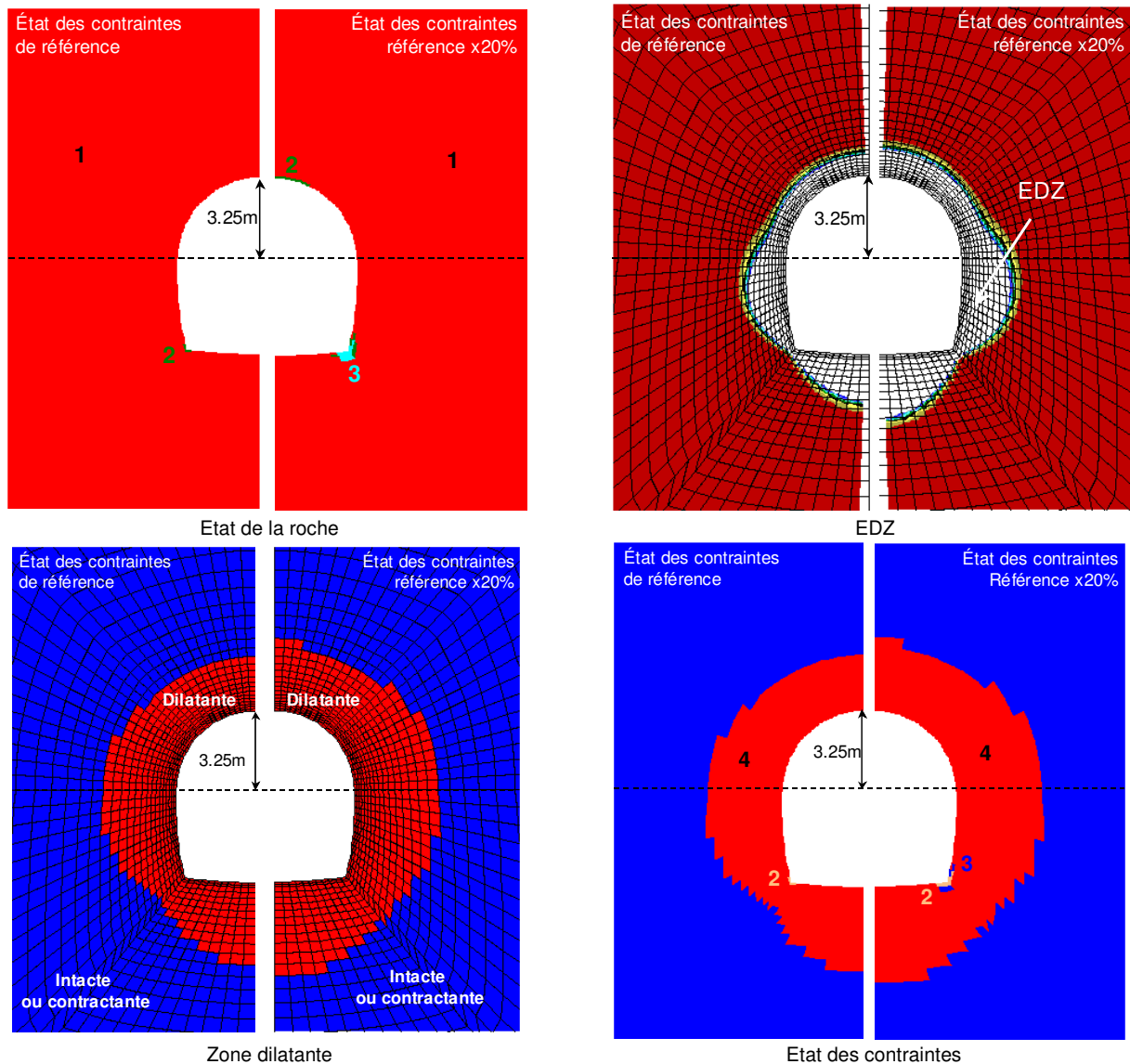
Afin de se placer dans le cas le plus critique, l'ouvrage considéré dans ce paragraphe a une géométrie en forme de « fer à cheval » (du type des galeries en zones courantes de la Figure 6.35). Sur cette géométrie, l'état de contrainte initial de référence (facteur d'amplification de 0%) a déjà été mis en œuvre au paragraphe 6.5 (Figure 6.38).

Les résultats sont interprétés **en fin de creusement**.

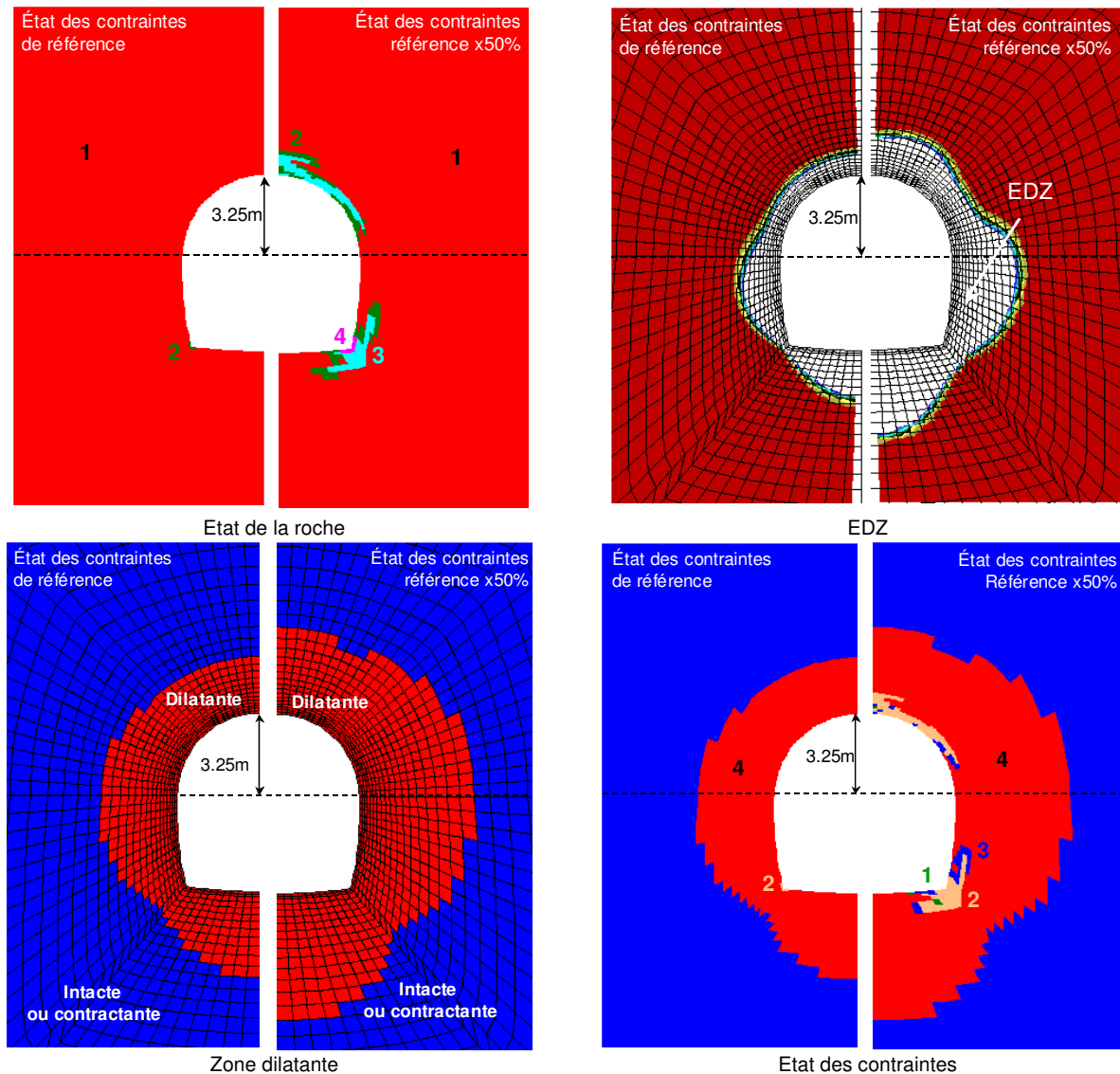
Une première interprétation, *qualitative*, est présentée par le biais de graphiques aux paragraphes 6.6.2.2 et 6.6.2.3. Les légendes relatives aux divers critères d'interprétation peuvent être consultées au paragraphe 5.2.

Une analyse *quantitative* est fournie sous forme de tableaux comparatifs au paragraphe 6.6.2.4.

6.6.2.2.Effets d'une amplification de 20%



6.6.2.3. Effets d'une amplification de 50%



6.6.2.4. Analyse comparative

L'analyse qualitative des résultats précédents permet de localiser les zones les plus endommagées ainsi que la direction du développement de la fracturation. Initiée au niveau du point anguleux de la cavité, la fracturation se développe selon une direction orthoradiale. Une fracturation de la même intensité est également observée en voûte.

Les tableaux suivants constituent une synthèse *quantitative* des résultats obtenus avec diverses amplifications de l'état des contraintes initial. Chaque tableau permet de comparer les différences observées en voûte, sur les reins et sous le radier, en termes d'extension de la zone dilatante et de l'EDZ.

	Voûte	Reins	Radier
0%	0.5R	0.8R	0.8R
20%	0.7R	1R	1R
50%	0.8R	1.4R	1.2R

Tableau 6.10 – Comparaison de l'épaisseur de la zone dilatante

	Voûte	Reins	Radier
0%	7.8%R	13.5%R	11.3%R
20%	18.5%R	39.4%R	37%R
50%	28.6%R	70%R	63%R

Tableau 6.11 – Comparaison de l'étendue de l'EDZ

Une amplification de la norme des contraintes initiales induit un accroissement proportionnel des épaisseurs de l'EDZ et de la zone dilatante.

Compte tenu de la géométrie, c'est au niveau des reins de la cavité que le massif est le plus affecté par la dilatance et l'accroissement de la perméabilité.

6.7. Bilan du chapitre

Ce chapitre a permis de définir les **caractéristiques générales** liées à la modélisation numérique d'une excavation souterraine.

Différentes modélisations ont été présentées et mises en œuvre. Leurs applications ont montré les limites de chacune d'elle et ont permis d'étudier l'influence de certaines hypothèses de base telles que la géométrie de la cavité et la nature de l'état des contraintes initial.

Parallèlement, une autre étude de sensibilité a été menée, selon une démarche similaire. Elle vise à mettre en évidence l'effet du boulonnage sur une cavité en forme de « fer à cheval ». Elle n'est pas décrite dans ce chapitre mais les résultats peuvent être consultés dans l'annexe B.

Ce chapitre, à caractère pédagogique, a permis de définir le contexte général des applications présentées au chapitre 7. Ces dernières constituent la finalité de ce travail de thèse puisque leur but ultime est de démontrer la pertinence du modèle *L&K*.

Chapitre 7

Applications à la problématique du stockage des déchets radioactifs

Un calcul numérique, et tout ce qu'il comprend (maillage, modèle rhéologique et autres hypothèses), restent une idéalisation de la réalité. Dans le cadre d'un projet industriel, son interprétation relève du travail de l'ingénieur, dont le rôle est déterminant : il doit à la fois mettre en œuvre son savoir et acquérir un savoir-faire spécifique. La modélisation devient alors une discipline à part entière mettant en relation la connaissance des techniques numériques et informatiques et celles des techniques de l'ingénieur constructeur.

Si les chapitres précédents ont été établis selon une approche de « modélisateur », les applications de ce dernier chapitre sont orientées selon le point de vue de « l'ingénieur ». Les applications proposées sont des cas concrets ayant fait l'objet d'études spécifiques, intervenant dans le cadre de projets industriels opérationnels.

Quoi de plus opportun que la problématique du stockage des déchets radioactifs pour illustrer le comportement à long terme d'un matériau ? Les deux principales applications retenues pour illustrer la modélisation rhéologique viscoplastique proposée dans ce travail de thèse s'inscrivent dans ce contexte. Un premier paragraphe en fournit quelques généralités.

Le second paragraphe est consacrée à la validation physique du modèle L&K sur le retour d'expérience issu du creusement du laboratoire souterrain canadien, dans le granite du Lac de Bonnet. Largement exploité par de nombreux chercheurs, ce projet est une mine d'informations de par la richesse de ses données in-situ.

A l'origine, le modèle L&K a été élaboré pour des matériaux granulaires, de type granites. Cependant, sa capacité à reproduire le comportement visqueux du matériau a permis d'étendre ses applications aux roches tendres. Le second cas concret, abordé dans un troisième paragraphe, concerne les récents travaux d'excavation réalisés dans l'argilite de l'Est (Meuse/Haute-Marne), hôte potentiel du stockage de déchets nucléaires. Une synthèse des diverses investigations, menées dans le cadre d'un projet d'ingénierie, est présentée via une étude de sensibilité, un travail de validation sur des données récentes et une modélisation 3D d'une intersection galerie-alvéole de stockage.

7.1. Contexte général des applications

« Un déchet radioactif est une substance qui n'est pas réutilisable ni recyclable dans les conditions techniques et économiques du moment et que son propriétaire destine à l'abandon. La particularité de ce déchet tient du fait qu'il contient des éléments radioactifs (radionucléides) en quantité telle que son rejet ou sa dispersion dans l'environnement n'est pas autorisé. » (www.irsn.org).

7.1.1. Stockage géologique des déchets à Haute Activité Vie Longue

La loi «Bataille » du 30 décembre 1991, sur la gestion des déchets nucléaires à **Haute Activité et Vie Longue (HAVL)**, reprise dans l'article L542 du Code de l'environnement, a confié à l'**Agence Nationale pour la gestion des Déchets RAdioactifs (ANDRA)**, la mission d'évaluer la faisabilité d'un stockage des déchets en formation géologique profonde, notamment grâce à la réalisation de laboratoires souterrains. Cette responsabilité a récemment été reconduite, au terme de l'échéancier fixé à 15 ans par la loi. Par la suite, le gouvernement a demandé à l'ANDRA d'inscrire ses travaux dans une logique de réversibilité. De son côté, le **Commissariat à l'Energie Atomique (CEA)** pilote les travaux relatifs à la séparation et à la transmutation des déchets HAVL ainsi qu'à leur entreposage et à leur conditionnement. Dans ce cadre, des recherches ont été conduites, avec des outils et à des degrés de maturité différents, sur deux types de milieu géologique : l'argile et le granite.

EDF, en tant que principal acteur national de l'industrie nucléaire et générateur de déchets nucléaires, a décidé de se pourvoir d'une compétence et d'une expertise dans la gestion et le stockage à long terme des déchets HAVL.

La loi de comportement *L&K*, développée au CIH, s'inscrit dans le cadre de ce programme. En effet, la justification d'un concept de stockage de déchets nucléaires en milieu géologique profond nécessite un confinement des radionucléides à très long terme. Ceci sous-entend que, à une échéance de plusieurs milliers d'années, les caractéristiques hydrauliques du massif ne se dégradent pas (ou peu). D'autre part, il a été montré que la viscosité des roches, souvent considérée comme négligeable, est identifiable en laboratoire. Or, dans un tel contexte, le comportement différé de la matrice rocheuse ne peut être négligé et est nécessaire à la prédiction de l'évolution des propriétés de la roche dans le temps.

7.1.2. Stockage en milieu argileux

Un milieu argileux présente diverses propriétés favorables à la rétention des radionucléides : une faible variabilité spatiale, une très faible perméabilité, des caractéristiques chimiques favorables...

Les écoulements d'eau souterraine dans le milieu sont très lents, voire négligeables. L'eau contenue dans une roche argileuse est fortement liée aux minéraux argileux. La vitesse de migration des radionucléides dépend alors de plusieurs phénomènes physico-chimiques. La sorption traduit le fait qu'une espèce dissoute est attirée et retenue à la surface des solides par des liaisons chimiques ou physiques. Dans les pores de l'argilite, les radionucléides sont dissous dans l'eau sous forme d'ions, ils se déplacent et entrent en contact avec les minéraux argileux qui développent de grandes surfaces de contact chargées négativement. Ainsi, des radionucléides chargés positivement peuvent se fixer sur ces surfaces ou entre les feuillets des minéraux argileux et sont ainsi retenus. Ceux qui sont chargés négativement sont, du fait de l'étroitesse des pores des argilites, repoussés par ces surfaces, ce qui ralentit leur migration (on parle d'exclusion anionique). D'autre part, au-delà d'une certaine concentration dans l'eau, les radionucléides précipitent dans le milieu aqueux. Une partie

des radionucléides est ainsi immobilisée sous forme solide. La sorption en milieu argileux et la précipitation limitent et retardent donc fortement le transfert des radionucléides.

A l'échelle kilométrique les propriétés de la formation pressentie évoluent peu. En effet les formations argileuses se déposent en milieu marin à distance des côtes. Ce sont donc des milieux quasi-continus. Il faut cependant vérifier que ces formations ne sont pas parcourues par des coulées silteuses (turbidites) ou sableuses (tempestites) [CNE, 2005].

7.1.3. Stockage en milieu granitique

A la différence des formations géologiques sédimentaires qui sont généralement disposées en couches superposées, les formations magmatiques, comme les granites, ont des géométries souvent plus volumiques (tri-dimensionnelles) que planaires. Pour les granites, le terme « massif » est générique et s'applique à la plupart des dispositions susceptibles d'être rencontrées (ANDRA, 2005b).

Les propriétés du granite résultent de son histoire géologique: sa genèse en profondeur, sa cristallisation et les événements qui l'ont progressivement structuré.

Les principales propriétés favorables à la conception d'un stockage sont :

- La structure générale du massif : sa géométrie, sa profondeur et son homogénéité.
- Les propriétés de la roche : excellente résistance mécanique, conductivité thermique, très faibles perméabilité et porosité.
- L'organisation et les caractéristiques hydrauliques et de rétention de la fracturation.

La résistance mécanique de la roche est un élément naturellement intéressant pour la réalisation de galeries et d'alvéoles de stockage. Elle permet d'excaver la roche, sans exiger de soutènement important, sur des volumes compatibles avec les dimensions et la profondeur d'un stockage. Cette résistance mécanique s'explique par la texture de la roche constituée de quartz et de feldspaths. Le quartz contribue aussi à la conductivité thermique, généralement élevée de la roche, ce qui en fait une formation susceptible de dissiper aisément la chaleur émise par des déchets radioactifs. Il est alors possible de rendre plus dense le stockage des déchets thermiques que dans l'argile.

Un granite sain, non fracturé est très peu perméable et contient peu d'eau : sa porosité à l'eau est généralement inférieure à 0,5%. Cependant, du fait de sa bonne résistance mécanique, il est susceptible de se fracturer sous l'effet des séismes ou des contraintes tectoniques.

Ces deux types de stockage sont implicitement abordés à travers les deux applications présentées par la suite.

7.2. Validation sur le granite du Lac du Bonnet

7.2.1. Description de l'ouvrage de référence et de la démarche adoptée

Préalablement cité dans la problématique du chapitre 1, l'ouvrage de référence relatif à cette première application est le laboratoire souterrain canadien (**U**nderground **R**esearch **L**aboratory - URL), réalisé dans le cadre du programme canadien de gestion des déchets nucléaires, enclenché au cours des années 70. Situé à Winnipeg, dans l'état du Manitoba, l'URL de l'AECL (**A**tomic **E**nergy of **C**anada **L**imited) est composé d'un puits principal de

443m de profondeur, reliant à la surface 2 niveaux d'expérimentation situés à des profondeurs de 240m et 420m (Figure 7.1).

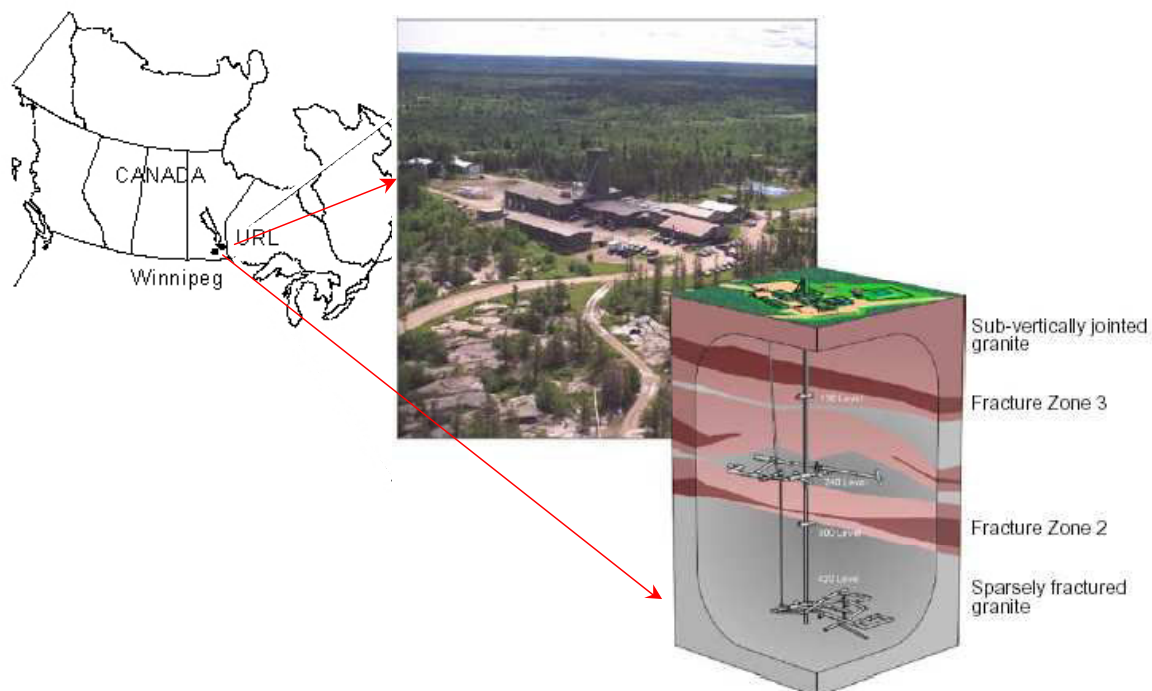


Figure 7.1 – Vue générale de l'URL (Read, 2004)

L'expérimentation « Mine-By-Test » a été réalisée en 1992, au niveau –420, dans le massif granitique du Lac du Bonnet, sain et très peu fissuré en cet emplacement. Cette expérience consistait en l'excavation d'une galerie circulaire de 3.5m de diamètre et de 46m de long, dans des conditions géologiques et géotechniques connues (Figure 7.2).

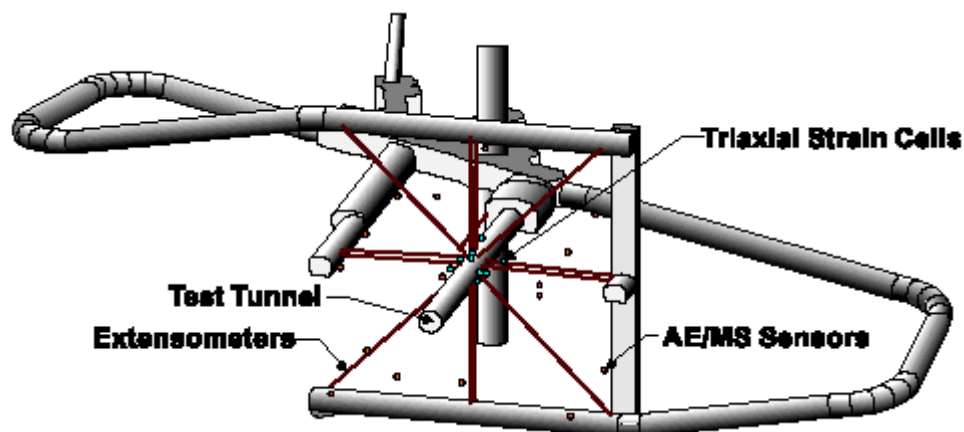


Figure 7.2 – Agencement du Mine-By-Test au niveau -420 de l'URL (Read, 2004)

L'orientation du « tunnel de test » a été choisie en vue de maximiser le rapport des contraintes dans le plan perpendiculaire à son axe. A cette profondeur, la contrainte principale majeure est sub-horizontale et de l'ordre de 60MPa, la mineure est égale à 11MPa et l'intermédiaire (selon laquelle le tunnel a été orienté) vaut 45MPa (Figure 7.3).

La mise en place d'un système d'auscultation du massif a permis de suivre l'évolution dans le temps de l'état de fracturation du massif autour de la galerie (Cai et al., 2001, Hajiabdolmajid et al., 2002).

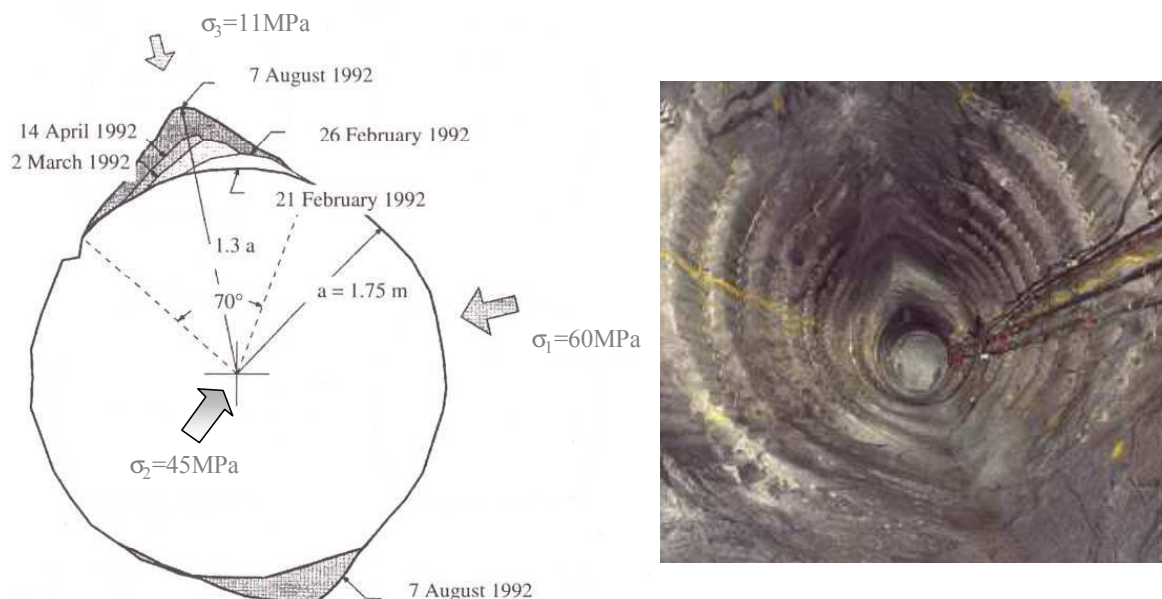


Figure 7.3 – Orientation et géométrie de la galerie du Mine-By-Test (Read, 2004)

Lors du creusement de la galerie, et dans les mois qui ont suivi, le développement d'une zone de fracturation par écaillage a été observée en clé de voûte, sur une profondeur de l'ordre de 53cm (30% du rayon) après stabilisation. La localisation en clé de voûte de cette zone en rupture, légèrement inclinée par rapport à la verticale, se justifie par l'orientation des contraintes.

Cette fracturation a également été observée en radier, sur une profondeur moins importante, *a priori* grâce à la présence d'une couche de marinage durant la période des travaux, qui aurait induit un léger confinement, suffisant pour limiter l'extension de la fracturation.

Parallèlement, des mesures d'émissions acoustiques et de micro-sismicité ont été réalisées durant plusieurs années après la fin de l'excavation.

La Figure 7.4 montre que l'ensemble des événements micro-sismiques enregistrés se localise essentiellement au niveau des zones de fracturation en voûte et en radier, c'est à dire dans les zones de concentration de contraintes et de fort cisaillement.

A contrario, la Figure 7.5 montre que les émissions acoustiques se concentrent sur les reins de la galerie, dans les zones de décompression et de traction.



Figure 7.4 – Localisation des événements micro-sismiques enregistrés au cours du Mine-By-Test (ASL)

Le Tableau 7.1 et le Tableau 7.2 quantifient respectivement les événements micro-sismiques et les émissions acoustiques enregistrés sur une échelle de 5 ans après l'excavation du tunnel de test (Young et Collins, 2001). Qu'ils soient de nature micro-sismique ou acoustique, ces événements perdurent plusieurs années après la fin du creusement.

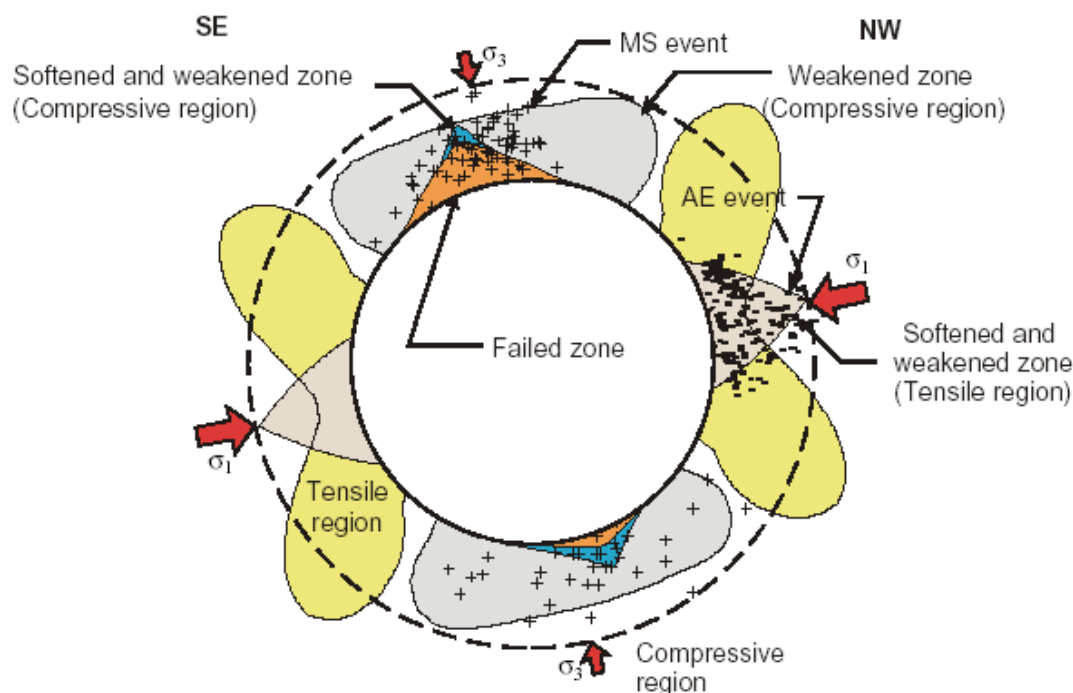


Figure 7.5 – Localisation des émissions acoustiques (AE) et des événements micro-sismiques (MS)

Activities during four periods of MS monitoring

Period	Dates	Number of MS events	Activity
MS1	January 21–March 20, 1997	3710	Blast excavation of room 425 (rounds 1–13)
MS2	March 20–June 2, 1997	503	No excavation in room 425
MS3	June 2–November 27, 1997	2484	Concrete and clay keys excavated using mechanical drill and rockbreak method
MS4	November 28 1997–April 24, 1998	217	No excavation. Start to build clay bulkhead

Tableau 7.1 – Synthèse des enregistrements de l'activité micro-sismique sur quatre périodes (Young et Collins, 2001)

Activities during four periods of AE monitoring

Period	Dates	Number of AE events	Activity
AE1	June 18–26, 1997	1119	No excavation around clay key
AE2	June 26–August 13, 1997	4599	Excavation of clay key including drilling and reaming of perimeter holes and some rock splitting in side and upper regions
AE3	August 13–22, 1997	1686	Excavation of clay key, mainly rock splitting of floor region
AE4	August 22–December 8, 1997	7924	Excavation of slot for steel restraint. Scaling and washing of clay key

Tableau 7.2 – Synthèse des enregistrements des émissions acoustiques sur quatre périodes (Young et Collins, 2001)

Ces diverses pathologies traduisent une évolution structurale du massif granitique autour de la galerie sur une longue période de temps. Ces observations étayent l'hypothèse d'un comportement différé du massif, suite à la réalisation de l'ouvrage.

7.2.2. Démarche adoptée

Afin de répondre à la problématique posée par le sujet de thèse au paragraphe 1.2, ce travail d'application du modèle *L&K* au granite du Lac de Bonnet a deux objectifs principaux. D'une part, il doit permettre de retrouver, par le calcul numérique, les différentes pathologies observées (localisation et amplitude de la fracturation) et de vérifier l'adéquation entre les mesures *in-situ* et les valeurs numériques (EDZ, perméabilité,...).

D'autre part, il doit montrer que la prise en compte d'une modélisation rhéologique **viscoplastique**, intégrant donc l'effet du temps, permet de retrouver les phénomènes observés.

Deux types de calculs ont alors été menés : un calcul élastoplastique et un calcul viscoplastique. Les calculs ont été réalisés à l'aide de la modélisation 2D-plan. En effet, bien que la galerie soit à géométrie circulaire, la modélisation axisymétrique n'est pas adaptée du fait de l'anisotropie de l'état des contraintes initial (voir 6.4). Un calcul viscoplastique 3D a également été mis en œuvre afin de valider la modélisation bidimensionnelle; les résultats sont présentés au paragraphe 7.2.7.

Le modèle rhéologique utilisé est évidemment le modèle *L&K*. La version élastoplastique est une variante simplifiée de la version viscoplastique dans laquelle les paramètres visqueux sont inactivés. Chacune des deux approches fait appel à un jeu de paramètres rigoureusement choisis et en adéquation avec les données expérimentales (7.2.3).

A défaut de données expérimentales, la vitesse de creusement est arbitrairement fixée à 5m/j. Compte tenu du diamètre de la galerie, la totalité du déconfinement s'opère en 10 jours.

7.2.3. Identification des paramètres

La démarche générale d'identification des paramètres du modèle *L&K* est présentée au chapitre 5.

A titre de rappel, la détermination d'un jeu de paramètres passe par :

- Le recensement des données expérimentales issues des mesures *in-situ* ;
- Un pré-traitement des données d'entrée à l'aide d'un outil de prédiction analytique Excel ;
- Un ajustement des variables d'écrouissage et des paramètres viscoplastiques à l'aide de simulations numériques d'essais de laboratoire (sous Flac).

Ces différentes étapes sont exposées dans les paragraphes suivants, pour chacune des deux approches (élastoplastique et viscoplastique).

7.2.3.1. Modélisation élastoplastique

a) Recensement des données expérimentales

Les paramètres élastiques, de la limite d'élasticité initiale, de la résistance de pic et du seuil résiduel sont issus du retour d'expérience sur le granite du lac du Bonnet.

Les valeurs retenues pour le module d'Young et le coefficient de Poisson sont respectivement $E=68000\text{MPa}$ et $\nu=0.20$.

Les paramètres relatifs à la limite élastique initiale et au seuil de pic peuvent être déduits des travaux de Martin (1995, 1997).

La limite élastique initiale, assimilée à un seuil « d'endommagement », est définie *in situ* par auscultation et enregistrement des événements micro-sismiques, qui sont des indicateurs de l'initiation de la fissuration de la matrice rocheuse (Hajiabdolmajid et al., 2002). D'après la Figure 2.42, l'équation de ce seuil est donnée par $\sigma_1 - \sigma_3 = 70\text{MPa}$. Par identification avec le critère du modèle *L&K*, sur un chemin de compression triaxiale : $a_0=1$ (critère supposé linéaire), $m_0=1$ et $s_0=0.30$.

Coïncidant avec un critère de Hoek et Brown sur un chemin de compression triaxiale, le seuil de résistance de pic est directement défini par les données de la Figure 2.42 : $\sigma_c=224\text{MPa}$, $a_{\text{pic}}=0.5$, $m_{\text{pic}}=28.11$, et $s_{\text{pic}}=1.0$.

Le seuil de résistance résiduelle est défini par $a_{ult}=1.0$ et $s_{ult}=0$ (la roche ne présente plus de cohésion à l'échelle macroscopique). L'angle de frottement résiduel ϕ_{res} , permettant de déterminer m_{ult} avec la relation (5.2), est défini par un retour d'expérience général sur les granites. Selon Barton (1976), ϕ_{res} est de l'ordre de 33° , donc $m_{ult} = \frac{2 \sin \phi_{res}}{1 - \sin \phi_{res}} \approx 2.4$.

b) Pré-traitement des données d'entrée

Cette étape permet de définir les paramètres de la limite de clivage et du seuil caractéristique, les paramètres de dilatance ainsi que les paramètres de forme des seuils et des critères dans le plan déviatoire.

La limite de clivage est déterminée analytiquement par calage sur le critère de résistance d'une discontinuité induite proposée par Ladanyi et Archambault (voir 5.1.3.4). Le calage retenu est présenté sur la Figure 7.6 et est obtenu avec $a_e=0.85$, $m_e=7.0$, $s_e=0.0$ et $\sigma_{point1}=244.12\text{MPa}$.

Afin de définir le seuil caractéristique²¹ (et *a fortiori* le seuil de résistance à long terme), il reste à définir l'abscisse σ_{point3} du point d'intersection de la limite élastique initiale et de la limite de clivage. σ_{point3} est définie analytiquement par 9MPa.

Les différents seuils retenus pour la modélisation élastoplastique du granite du Lac du Bonnet peuvent être visualisés sur la Figure 7.6.

A défaut de données expérimentales, les paramètres de dilatance (des mécanismes pré et post-pic) sont déterminés à partir de la prédiction Excel basée sur les théories de Rowe et de Barton (voir 5.1.6). Finalement, $\xi_1=\xi_{0,w}=0.35$ et $\mu_1=\mu_{0,w}=0.22$. D'après les conditions (4.24) et (4.26), il suffit de vérifier que $\mu_1 < \xi_1$ et $\mu_{0,v} < \xi_{0,v}$.

Il reste à définir les paramètres γ et H_0^{ext} , influant sur la forme des seuils et des critères dans le plan déviatoire. Les valeurs retenues pour assurer la condition de convexité sont $\gamma=0.9$ et $H_0^{ext}=1.2$.

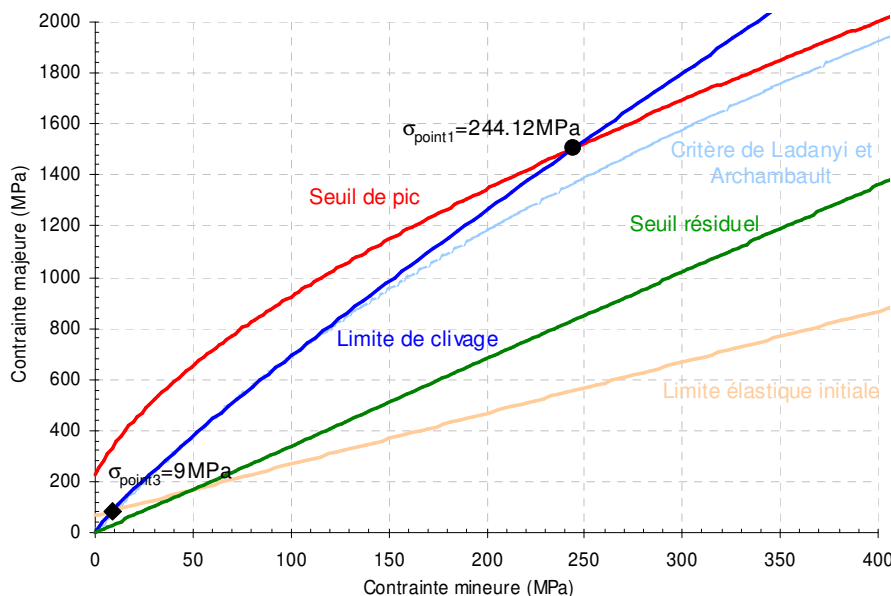


Figure 7.6 – Visualisation des différents seuils retenus pour la modélisation élastoplastique du granite du Lac du Bonnet

²¹ Enveloppe de la limite élastique initiale et de la limite de clivage.

c) Ajustement des paramètres d'écroûissage

A partir de la définition de ces différents paramètres, le fichier Excel permet de prédire le comportement post-pic de la roche sous sollicitation triaxiale, pour différentes pressions de confinement (voir 5.1.4). Dans la démarche de prédiction, le comportement pré-pic est supposé élastique jusqu'à la rupture.

Les paramètres et les niveaux d'écroûissage x_{ams} , η , $\dot{\epsilon}_{pic}$, $\dot{\epsilon}_e$ et $\dot{\epsilon}_{ult}$ sont déterminés à l'aide de simulations d'essais de compression triaxiale sous Flac, ajustées sur les courbes prédictives Excel. L'ajustement présenté au chapitre 5, sur la Figure 5.6, est celui qui a été retenu pour la modélisation élastoplastique du granite du Lac de Bonnet. Il est obtenu avec $x_{ams}=0.001$, $\eta=0.01$, $\dot{\epsilon}_{pic}=0.01\%$, $\dot{\epsilon}_e=0.1\%$ et $\dot{\epsilon}_{ult}=45\%$.

d) Modification du coefficient K_{ref}

Dans le cadre du projet de l'AECL, des mesures de perméabilité ont été réalisées au cours d'essais de compression triaxiale à 10MPa de confinement (Souley et al., 1999). Une étude de sensibilité a montré qu'une simple modification des paramètres de dilataance ne permettait pas de retrouver, par le calcul, les données expérimentales.

Par ailleurs, le calcul de l'accroissement de perméabilité, défini au paragraphe 5.2.3 par l'équation (5.5), fait intervenir un coefficient K_{ref} habituellement fixé à 2×10^{12} . Cependant, si la modification des paramètres de dilataance n'a pas permis de retrouver les variations de perméabilité mesurée *in-situ*, un réajustement du coefficient K_{ref} peut être requis.

Sachant que le coefficient de perméabilité du granite du Lac du Bonnet est de 1.10^{-14} m/s (Souley et al, 1999), l'ajustement de la simulation sur les points expérimentaux, présenté sur la Figure 7.7, est obtenu pour un coefficient $K_{ref}=1.10^{20}$.

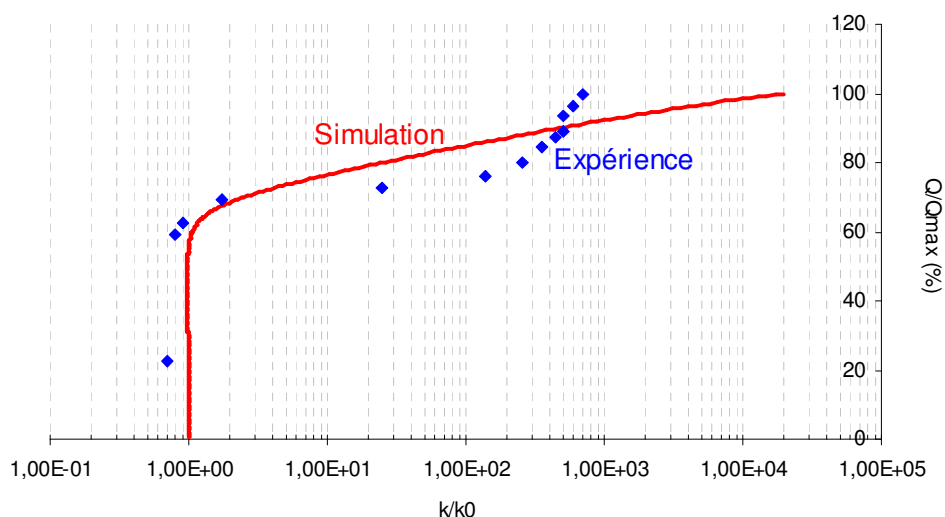


Figure 7.7 – Réajustement du coefficient K_{ref} pour le granite du Lac du Bonnet

e) Tableau récapitulatif des paramètres retenus

Le Tableau 7.3 récapitule l'ensemble des paramètres retenus pour la modélisation élastoplastique du granite du lac du Bonnet : les paramètres issus du retour d'expérience en noir, ceux issus de la démarche de prédiction en bleu et ceux ajustés sous Flac en vert. Les cases colorées en jaunes désignent des paramètres constants.

Paramètres Elastiques			
E	68000MPa	ν	0.2
n_{elas}	0.0	n	0.15
Paramètres liés aux seuils de résistance			
σ_c	224MPa	σ_{point1}	244.12MPa
σ_{point3}	9MPa	b	6.0
γ_{cjs}	0.9	H_0^{ext}	1.2
Limite élastique initiale		Seuil de pic « labo »	
a_0	1.0	a_{pic}	0.5
m_0	1.0	m_{pic}	28.11
s_0	0.30	s_{pic}	1.0
Limite de clivage		Seuil résiduel	
a_e	0.85	a_{ult}	1.0
m_e	7.0	m_{ult}	2.4
s_e	0	s_{ult}	0
Niveaux et paramètres d'écrouissage			
$\dot{\kappa}_{pic}$	0.01%	x_{ams}	0.001
$\dot{\kappa}_e$	0.1%	η	0.01
$\dot{\kappa}_{ult}$	45%		
Paramètres de déformations volumiques			
$\mu_{0,v}$	0.22	$\xi_{0,v}$	0.35
μ_1	0.22	ξ_1	0.35

Tableau 7.3 – Récapitulatif des paramètres retenus pour la modélisation *élastoplastique* du granite du Lac du Bonnet

7.2.3.2. Modélisation viscoplastique

La détermination du jeu de paramètres requis pour la modélisation viscoplastique du granite du Lac de Bonnet s'appuie sur la même démarche que celle menée dans le contexte élastoplastique. Il reste à définir les paramètres A_v , n_v et $\dot{\kappa}_{v-max}$, pilotant la cinétique de fluage.

Les essais disponibles, permettant de définir les paramètres viscoplastiques du granite du Lac de Bonnet, sont des essais de fluage à confinement nul (Schmidtke & Latjai, 1985) ainsi que quelques essais de compression simple à différentes vitesses de sollicitation. Ces différents essais sont simulés sous Flac afin de déterminer les valeurs A_v , n_v et $\dot{\kappa}_{v-max}$ qui fournissent la meilleure approximation. Ne disposant que d'essais réalisés en compression simple, il est impossible d'ajuster le paramètre $\dot{\kappa}_{v-max}$ sur les essais de laboratoire, sa valeur reste donc arbitrairement fixée à 0,1%.

La Figure 7.8 met en évidence le comportement différé du granite du lac du Bonnet. Elle définit le temps à la rupture par fluage tertiaire pour différents niveaux de contraintes (à confinement initial nul). L'influence du niveau de déviateur appliqué sur le comportement du matériau ainsi que sur la durée de l'essai est claire. Pour un chargement équivalent à la résistance en compression simple, la rupture est immédiate. Plus le rapport entre la contrainte appliquée et la résistance de la roche est faible, plus le temps à la rupture de l'échantillon est long.

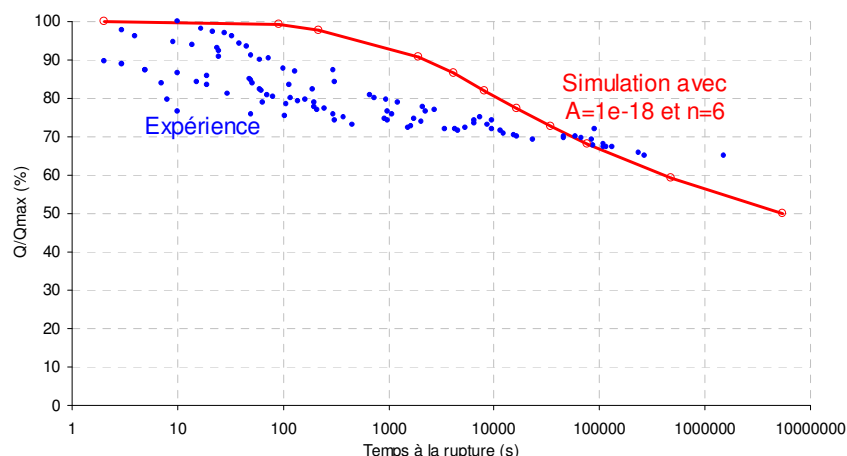


Figure 7.8 – Ajustement des paramètres viscoplastiques du granite du Lac du Bonnet sur des essais de fluage

La Figure 7.9 permet de visualiser l'évolution de la résistance maximale avec la vitesse de sollicitation appliquée au matériau. Au-delà d'une vitesse de chargement de $10^{-3}/s$, la résistance de la roche est celle de la roche intacte : 224MPa. Pour une vitesse de sollicitation très lente (autour de $10^{-10}/s$) la résistance de la roche diminue de près de 50%, pour s'approcher du critère de résistance à long terme défini dans le modèle *L&K*.

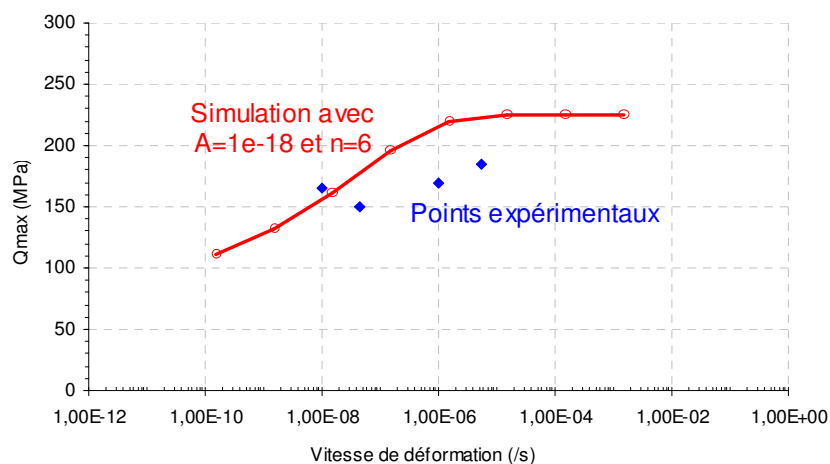


Figure 7.9 – Ajustement des paramètres viscoplastiques du granite du Lac du Bonnet sur des essais de compression simple à différentes vitesses de sollicitation

La difficulté de ce type de calage est d'obtenir un jeu de paramètres *unique*, convenant à tous les essais et permettant, malgré le défaut de certaines données d'entrée, de retrouver l'évolution dans le temps de la fracturation autour de la galerie.

Le Tableau 7.4 récapitule les paramètres retenus pour la modélisation viscoplastique du granite du Lac de Bonnet. Les paramètres en noir sont les mêmes que ceux de la modélisation élastoplastique et les paramètres en rouge sont spécifiques à la modélisation viscoplastique.

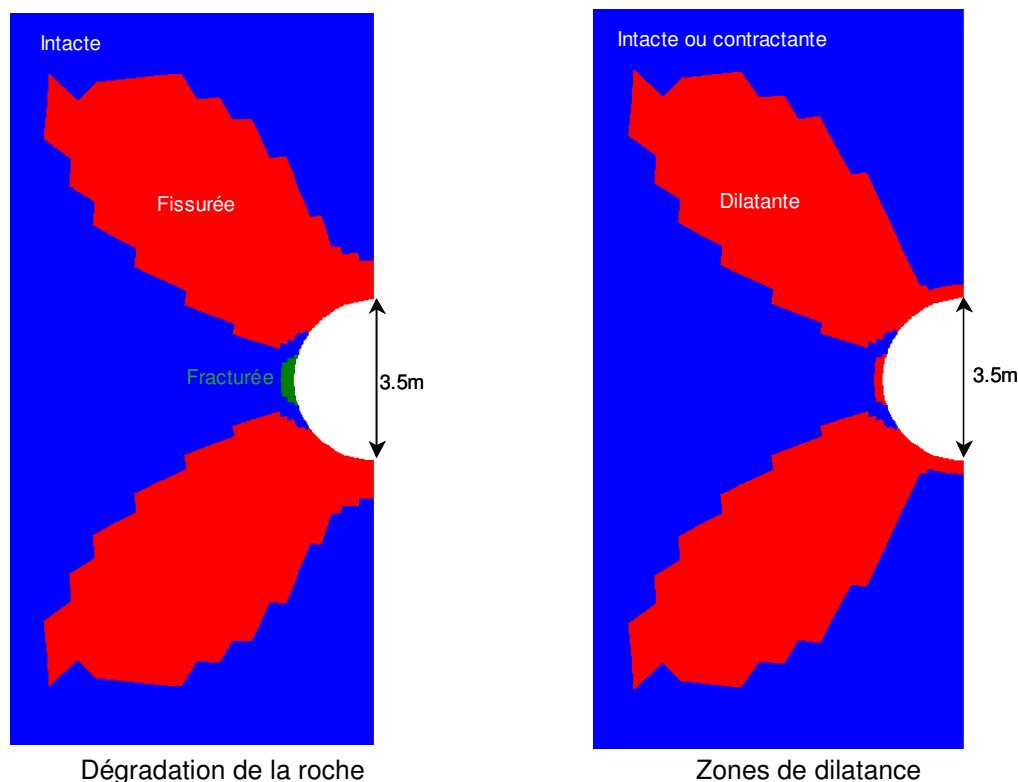
Paramètres Elastiques			
E	68000MPa	ν	0.2
n_{elas}	0.0	n	0.15
Paramètres liés aux seuils de résistance			
σ_c	224MPa	σ_{point1}	244.12MPa
σ_{point3}	9MPa	b	6.0
γ_{cjs}	0.9	H_0^{ext}	1.2

Limite élastique initiale		Seuil de pic « labo »	
a_0	1.0	a_{pic}	0.5
m_0	1.0	m_{pic}	28.11
s_0	0.30	s_{pic}	1.0
Limite de clivage		Seuil résiduel	
a_e	0.85	a_{ult}	1.0
m_e	7.0	m_{ult}	2.4
s_e	0	s_{ult}	0
Niveaux et paramètres d'érouissage			
$\dot{\kappa}_{pic}$	0.01%	x_{ams}	0.001
$\dot{\kappa}_c$	0.1%	η	0.01
$\dot{\kappa}_{ult}$	45%		
Paramètres de déformations volumiques			
$\mu_{0,v}$	0.22	$\xi_{0,v}$	0.35
μ_1	0.22	ξ_1	0.35
Paramètres Viscoplastiques			
A	1e-18/s	n	6
$\dot{\kappa}_{v-max}$	0.1%		

Tableau 7.4 – Récapitulatif des paramètres retenus pour la modélisation *viscoplastique* du granite du Lac du Bonnet

7.2.4. Résultats de la modélisation élastoplastique

Les résultats obtenus avec le calcul élastoplastique sont présentés en termes de dégradation du massif et de zone dilatante, en fin de creusement. Le temps n'intervenant pas, il n'est pas possible d'étudier l'évolution de la dégradation après le creusement.



Dégradation de la roche

Zones de dilatance

Figure 7.10 – Résultats de la modélisation élastoplastique

Une zone fracturée, sur les reins du tunnel, s'étend sur 30cm de profondeur et 1m de large. Elle correspond à une zone de décompression et de traction.

En voûte et en radier, le massif reste fissuré (pré-pic) sur une épaisseur de 80cm environ. Aucune zone en rupture n'est visible ni en voûte ni en radier. Néanmoins, la zone dilatante s'étend sur une épaisseur de 32 cm et sur une largeur de 1.2m. Cette zone est sujette à un accroissement de la perméabilité du fait de l'ouverture des lèvres des fissures.

En conclusion, la version élastoplastique ne permet pas de retrouver, par le calcul, et avec ce jeu de paramètres, l'état de dégradation du massif observé *in situ*.

7.2.5. Résultats de la modélisation viscoplastique

Par opposition à la modélisation élastoplastique, la modélisation viscoplastique permet de visualiser l'évolution dans le temps de la dégradation du massif autour de l'ouvrage. Les résultats sont donc présentés à diverses périodes, depuis la fin de l'excavation jusqu'à 100 ans après le creusement. Les critères d'interprétation sont l'état de dégradation du massif (évolution de la fracturation), les zones dilatantes (sujettes à un accroissement de la perméabilité), la position de l'état des contraintes (voir 5.2.6), puis le niveau d'endommagement (quantification de la perte de résistance du massif, voir 5.2.5). Une interprétation quantitative est également proposée en termes de déplacements.

Les résultats quantitatifs ont été estimés à la taille d'un élément près (soit 10cm). La cinétique d'évolution des divers critères n'est donc pas réellement significative, d'autant plus qu'elle dépend aussi de la vitesse de creusement choisie. Par exemple, en faisant l'hypothèse que le creusement a été réalisé extrêmement rapidement (relativement à la cinétique de fluage retenue pour le granite), la fracturation en voûte n'apparaît qu'1 mois après la fin de l'excavation.

Par souci de lisibilité, l'état de la roche est défini sur chaque graphique par son *domaine* (voir 5.2.1) dont la légende est rappelée sous la Figure 7.11.

En fin d'excavation, la zone fracturée en voûte s'étend sur une vingtaine de centimètres de profondeur. Trois mois après, elle atteint 30cm et se stabilise sur une durée de 100 ans.

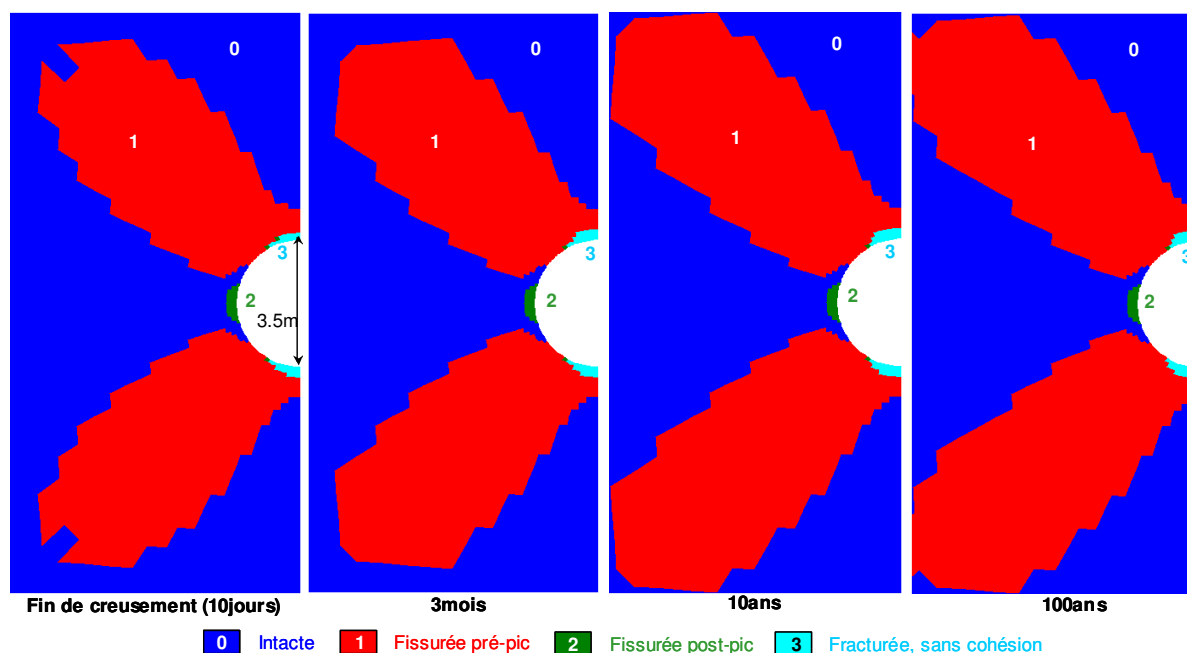


Figure 7.11 – Evolution de la fracturation sur 100ans

Les informations de la Figure 7.3 ont permis d'établir le Tableau 7.5, fournissant l'épaisseur de la zone fracturée *mesurée in-situ*, en fonction du temps. A défaut de précisions sur la date de début des travaux et la durée du creusement, l'origine t_0 de cette échelle de temps est choisie à la date pour laquelle la fracturation est inexistante (21 février 1992). En supposant que la durée de creusement est relativement courte (t_0 petit), il en ressort que, environ 6 mois après le début des travaux, l'épaisseur de la zone fracturée s'est stabilisée autour de 50cm.

Origine t_0	t_0+5 jours	t_0+12 jours	t_0+2 mois	t_0+6 mois
0cm	7.3cm	14.6cm	29.2cm	50cm

Tableau 7.5 – Épaisseur de la zone fracturée mesurée in-situ en fonction du temps

La confrontation des résultats numériques avec les observations *in-situ* montre que les différentes phases d'évolution de l'état de fracturation prédites par le calcul sont de l'ordre de celles mesurées *in-situ*, mais la profondeur de la zone fracturée est sous-estimée.

La Figure 7.12 présente l'évolution des zones dilatantes au cours des 100 ans suivant le creusement. Concrètement, ces zones regroupent les éléments dont l'état de contrainte est - ou a été - situé au-dessus du seuil de résistance à long terme du granite, et sont susceptibles de rentrer en rupture un jour.

En voûte et sous le radier, l'épaisseur de la zone dilatante avoisine les 30cm en fin de creusement et atteint sa valeur maximale de 42cm au bout d'un mois. Elle n'évolue plus de manière significative, tout du moins durant les 100 années suivant l'excavation.

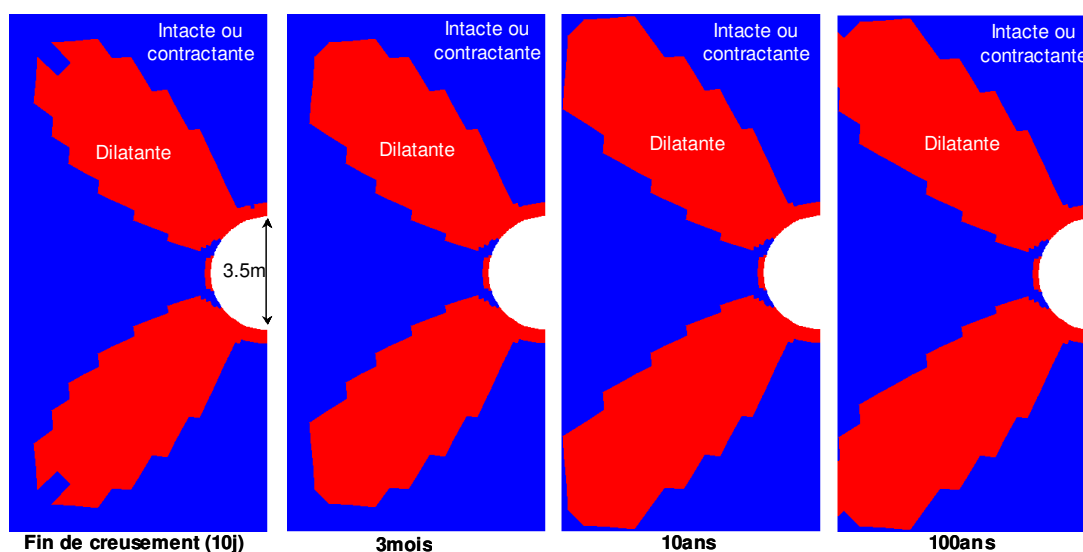


Figure 7.12 – Évolution de la zone dilatante sur 100 ans

La Figure 7.14 montre l'évolution du chemin de contraintes sur 100 ans. Les légendes sont rappelées sur la Figure 7.13. Les graphiques révèlent que l'état des contraintes continue à évoluer dans le temps et confirment la traction au niveau des reins. Le comportement du massif n'est donc pas totalement stabilisé même après une période de 100 ans après l'excavation.

La Figure 7.15 permet de visualiser l'évolution du niveau d'endommagement du massif sur le pourtour de la cavité, sur une durée de 100ans. Le facteur d'endommagement (défini en 5.2.5) quantifie la perte de résistance du matériau. Ainsi, en voûte et en radier, la roche a perdu la totalité de sa résistance, de sa cohésion (zone rose correspondant à 100% d'endommagement), sur une épaisseur équivalente à celle de la zone fracturée.

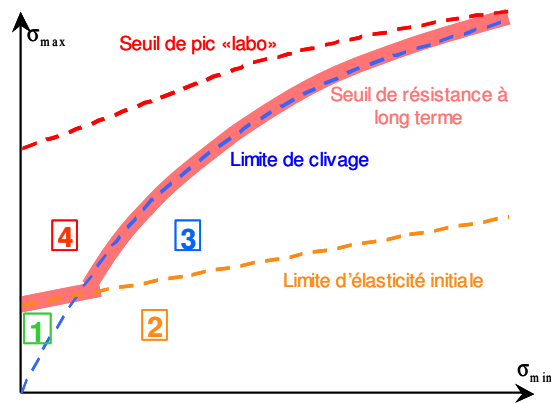


Figure 7.13 – Légende définissant la position de l'état des contraintes par rapport aux différents seuils

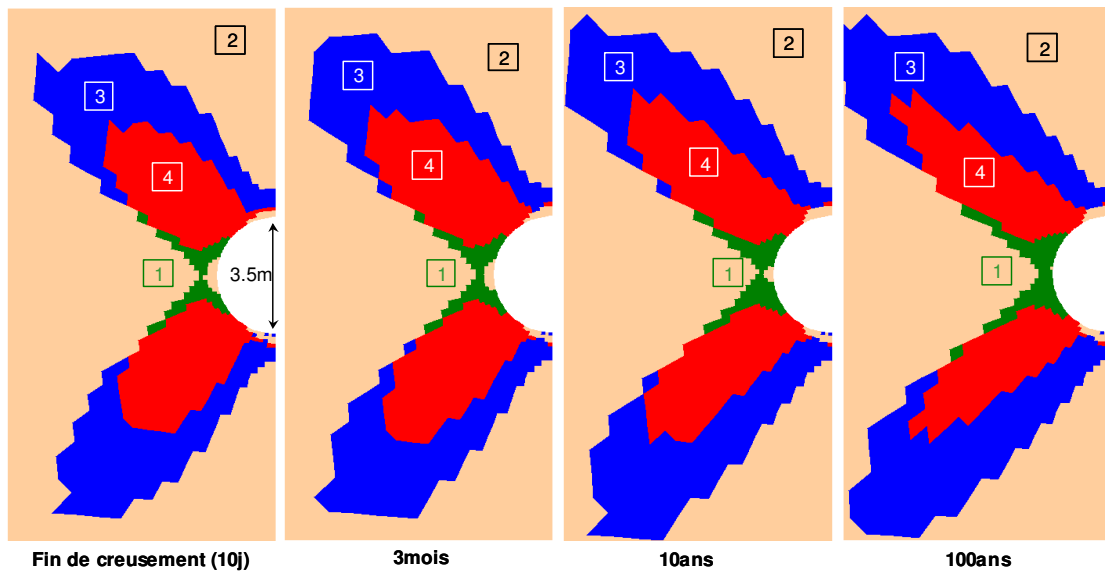


Figure 7.14 – Evolution de l'état des contraintes sur 100 ans

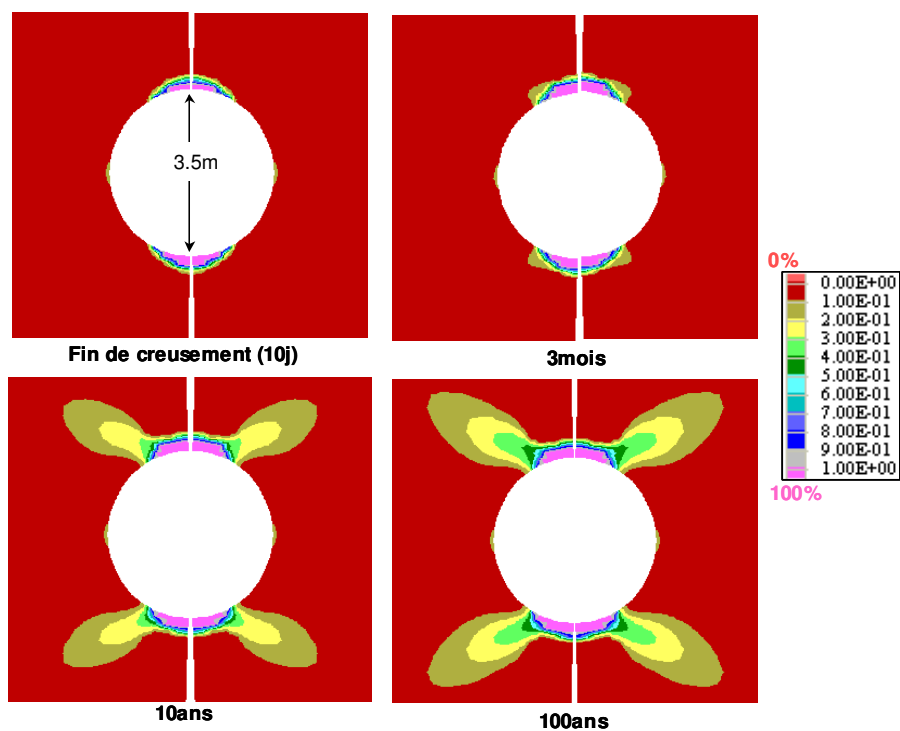


Figure 7.15 – Evolution de l'endommagement du massif sur 100 ans

7.2.6. Conclusions

Avec une modélisation élastoplastique, dont les paramètres ont été définis *en conformité avec les données expérimentales*, il n'est pas possible de retrouver l'état de fracturation observé en voûte et en radier du tunnel de test de l'AECL. Pour prédire numériquement cette fracturation, il faudrait *a priori* utiliser un autre jeu de paramètres définissant une résistance en compression simple bien plus faible que celle mesurée en laboratoire (Martin et Simmons, 1992 ; Read, 2004).

Une modélisation viscoplastique, toujours ajustée sur les mêmes données expérimentales, mais intégrant la dégradation de la résistance du matériau dans le temps, a permis de retrouver *qualitativement* les phénomènes observés *in-situ*.

Ces conclusions apportent un élément de réponse à la problématique du sujet de thèse, énoncée en 1.2.3 : la prise en compte du comportement différé dans la modélisation rhéologique est nécessaire pour justifier la réduction apparente de la résistance de la roche *in-situ* et ainsi « *expliquer le biais entre la prédiction et l'observation* ».

Cependant, le défaut d'informations concernant le processus de creusement n'a pas permis d'ajuster précisément la cinétique des phénomènes induits.

De plus, l'état de la fracturation n'a été approché qu'à 60% : la fracturation a été estimée *in-situ* à 50cm de profondeur contre 30cm par le calcul numérique. Cette différence peut s'expliquer par le recours à la modélisation 2D-plan, qui ne prend pas en compte l'effet du passage du front de taille (voir 6.3). Afin de compléter cette étude de validation du modèle L&K sur le granite, il convient de réaliser un calcul tridimensionnel.

7.2.7. Validation tridimensionnelle

Bien que la comparaison entre les modélisations 2D-plan et 3D soit extrêmement limitée (voir 6.3), il convient *a minima* de se placer sous les mêmes hypothèses : la vitesse de creusement est prise à 5m/j. Compte tenu de la longueur de la galerie modélisée (50m), la totalité du creusement se fait en 10 jours (durée équivalente à un déconfinement total en 2D-plan).

Pour les mêmes raisons qu'en 2D-plan, il n'est pas possible de définir avec précision la cinétique d'évolution de la zone fracturée. En effet, l'épaisseur ne peut être évaluée qu'à la dimension d'un élément près (20cm) et son instant d'initiation dépend de la vitesse de creusement. L'objectif est simplement de vérifier si l'épaisseur de la zone fracturée relevée en voûte et en radier est plus proche de celle mesurée *in-situ*, donc plus importante que celle prédite par le calcul 2D-plan.

La Figure 7.16 montre l'évolution sur 100 ans de l'état de dégradation du massif autour de la cavité, selon une perspective 3D.

La Figure 7.17 montre l'évolution de la fracturation du massif selon une coupe 2D (analogue à celle de la Figure 7.11), à différentes phases d'attente.

Avec une vitesse de creusement fixée à 5m/j, la fracturation en voûte et en radier s'amorce dès la fin de l'excavation. Après une période d'attente de 5 jours, elle s'intensifie et, autour d'une section suffisamment éloignée du front, atteint une profondeur de 40cm. Au bout de 10 jours d'attente, elle affecte la totalité de la longueur de la galerie pour devenir encore plus uniforme et plus dense au bout d'1 mois. 6 mois après l'excavation, la zone fracturée atteint 67cm de profondeur autour de certaines sections puis s'étend à toute la longueur de la galerie au bout d'1 an. Au cours des 100 années suivantes, elle s'uniformise et se stabilise à 67cm.

Finalement, la modélisation 3D conduit à une bonne estimation de l'épaisseur de la zone fracturée par rapport à celle mesurée *in-situ*. Elle tend à la surestimer légèrement mais la discrétisation trop grossière du maillage génère un manque de précision.

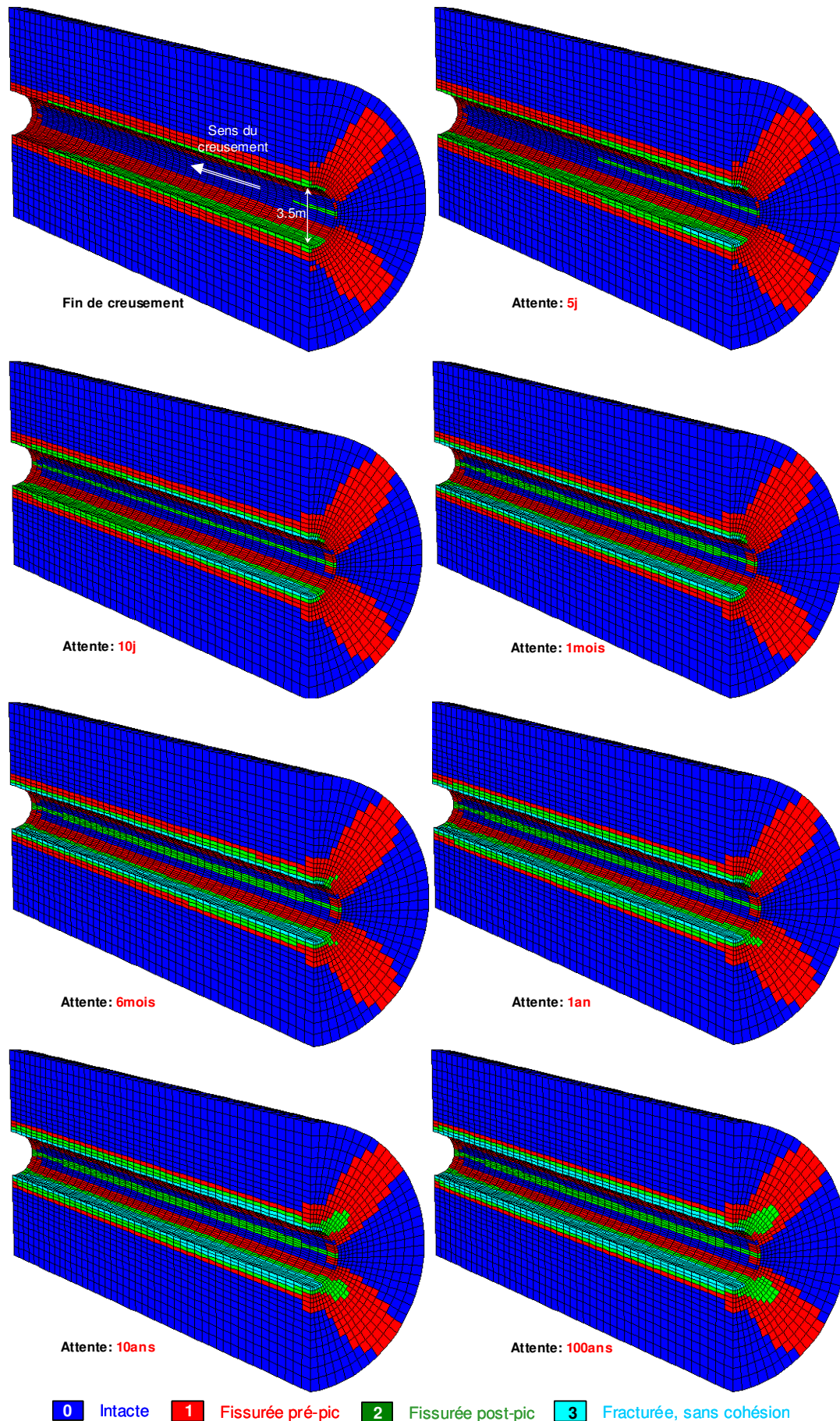


Figure 7.16 – Prédiction 3D de l'évolution de la fracturation autour du tunnel de l'AECL

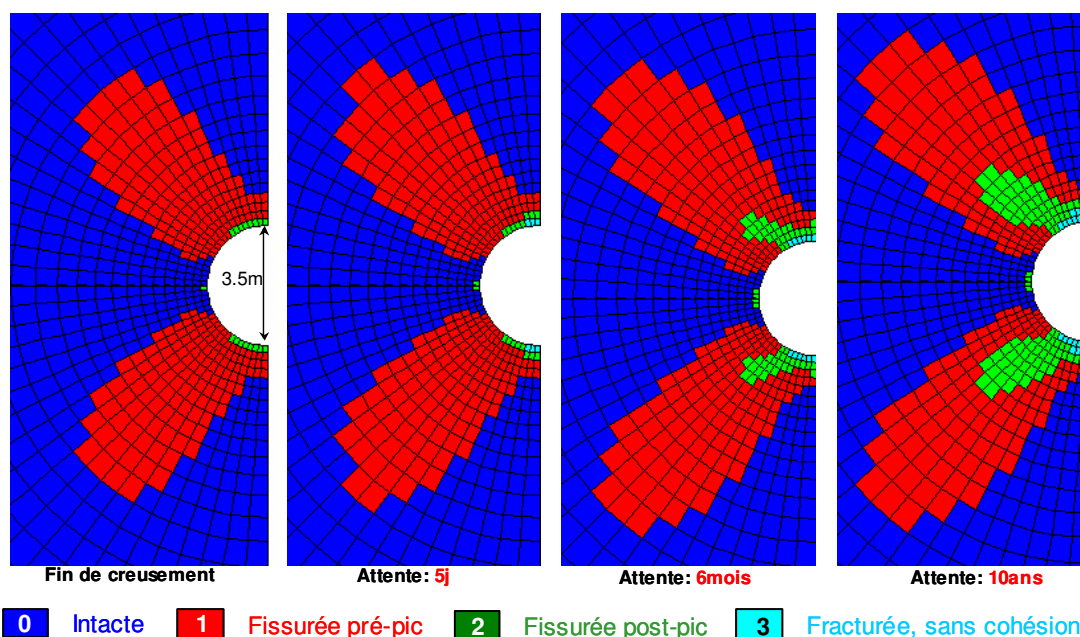


Figure 7.17 – Coupes 2D de l'état de dégradation du massif autour du tunnel de test de l'AECL

Il convient de noter que la fracturation se développe en voûte sur trois éléments avec les modélisations 2D et 3D ; la différence de profondeur résultant de la dimension des mailles. La modélisation 3D est-elle donc réellement plus défavorable que la modélisation 2D-plan ? D'après les études menées en 6.3, la prise en compte du passage du front de taille dans la modélisation 3D est susceptible de générer un endommagement supplémentaire du massif à cause d'un pic de déviateur et d'un phénomène de rotation des contraintes. Or, une analyse de l'évolution des contraintes au cours de l'excavation montre que, avec cet état de contrainte initial, le phénomène de rotation des contraintes n'est pas observé (Figure 7.18). Les conclusions émises en 6.3 ne permettent donc pas de trancher.

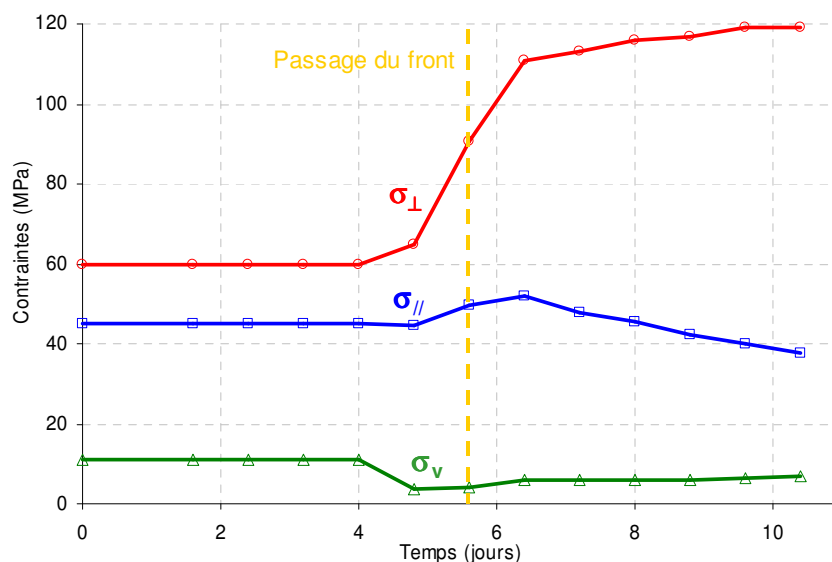


Figure 7.18 – Evolution des contraintes en cours de creusement

A titre de conclusion générale, le modèle rhéologique viscoplastique *L&K* semble particulièrement adapté à la modélisation du comportement du granite du Lac de Bonnet. Pour aller plus loin, son extension à un matériau argileux va montrer qu'il est bien adapté aux études de conception d'ouvrages souterrains en général.

7.3. Applications à un matériau argileux

Les applications proposées dans ce paragraphe s'inscrivent dans le cadre des études menées pour répondre au problème de la faisabilité d'un stockage profond de déchets radioactifs dans l'argilite de l'Est, sur le site de Bure (Meuse/Haute-Marne).

7.3.1. Identification des propriétés géomécaniques

La démarche d'identification des propriétés géomécaniques de l'argilite de l'Est est détaillée ici car elle diffère de celle menée sur le granite du Lac du Bonnet (7.2.3). D'autre part, les réactions suscitées par le nombre *a priori* excessif de paramètres dans le modèle *L&K* se trouveront apaisées par la faisabilité d'une telle démarche dans un contexte industriel.

Les ouvrages concernés par ces applications (galeries, alvéoles) sont tous implantés dans le même niveau stratigraphique, au centre de la couche du Callovo-Oxfordien (COx). D'après les études de l'ANDRA (2005c), il existe une importante variabilité verticale des propriétés mécaniques au sein du COx. Trois zones mécaniques sont alors distinguées : la zone supérieure, dite « zone A », dont la teneur en carbonates est plus élevée et les « zones B et C », caractérisées par une argilosité supérieure. Il semble donc pertinent de définir deux jeux de paramètres de référence, dépendant de la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3).

L'identification des paramètres s'inscrit dans une démarche industrielle qui consiste à faire une synthèse des résultats expérimentaux issus des différents laboratoires et des différents échantillons, dans le but d'avoir la meilleure représentativité possible et de tenir compte de l'hétérogénéité minéralogique du milieu.

Les paramètres « élastoplastiques » sont définis à partir d'essais de compression triaxiale et les paramètres « viscoplastiques » sont calés sur des essais de fluage.

7.3.1.1. Première détermination des paramètres élastoplastiques

Le point de départ de la démarche d'identification des paramètres élastoplastiques sont les essais triaxiaux réalisés par le LaEGO (Hoxha, 2005). Le chemin de contrainte suivi est celui d'un essai classique : la pression de confinement consignée est appliquée dans la cellule, suivie par le chargement déviatorique de la presse. Les essais sont pilotés avec une vitesse de déformation axiale contrôlée de $3 \cdot 10^{-6} \text{s}^{-1}$. Chaque essai est de type pseudo non-drainé et comporte 4 à 6 cycles de déchargement-rechargement. Les pressions de confinement appliquées ont été de 0MPa, 2MPa, 5MPa, 10MPa et 20MPa. La Figure 7.19 présente les courbes contraintes-déformations obtenues avec un échantillon issu du forage EST205, de cote 496m, pour les différents confinements. Un exemple de calage peut être visualisé sur la Figure 5.6.

Le module d'Young E pilote la pente de la partie élastique de la courbe contraintes-déformations et le coefficient de Poisson ν influe sur la pente des déformations volumiques. Les calages antérieurs sur l'Argilite de l'Est (Laigle, 2004) suggérait de prendre : $E=3000\text{MPa}$ et $\nu=0.20$.

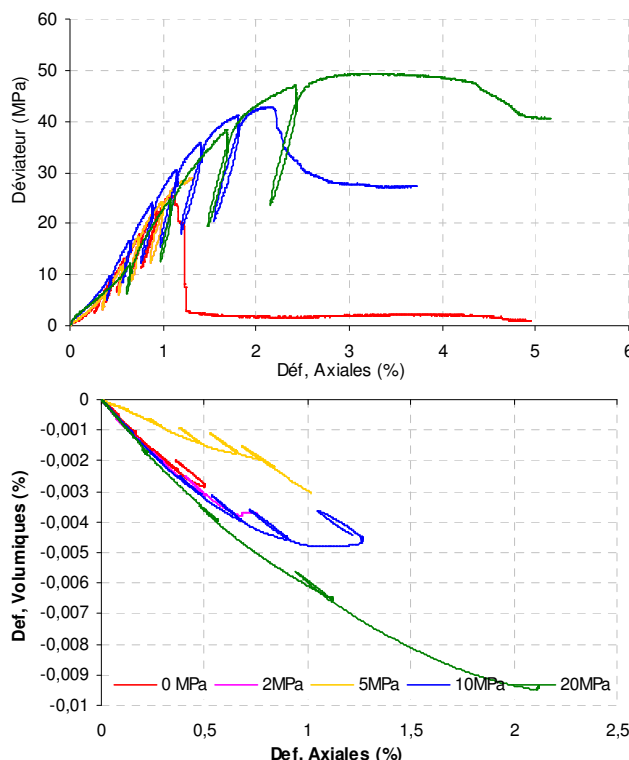


Figure 7.19 – Essais triaxiaux sur l'argilite de l'Est, réalisés au LaEGO (Hoxha, 2005)

A titre de rappel, la limite élastique initiale correspond à la surface limite à partir de laquelle des déformations irréversibles sont générées. Dans le cas des roches tendres, il semble pertinent de supposer que la limite élastique initiale est très basse. Il convient cependant de la choisir au dessus de l'état de contrainte supposé régner initialement dans le massif. Le cas contraire supposerait que le matériau en place, au sein de la couche d'argile, n'est pas stable et évolue constamment au cours du temps avant toute sollicitation. Les paramètres retenus dans cette optique sont les suivants : $a_0=0.25$, $m_0=0.01$ et $s_0=0.0005$.

Le seuil de résistance de pic correspond à la résistance maximale que présenterait l'argilite dans le cas d'une sollicitation rapide à l'échelle du laboratoire (de l'ordre de $10^{-5}/s$). Les paramètres de pic sont déterminés en ajustant la courbe « théorique » du critère sur les points expérimentaux. Le calage de la Figure 7.20 est obtenu avec : $\sigma_c=25.3\text{MPa}$, $a_{pic}=0.40$, $m_{pic}=6.0$ et $s_{pic}=1.0$.

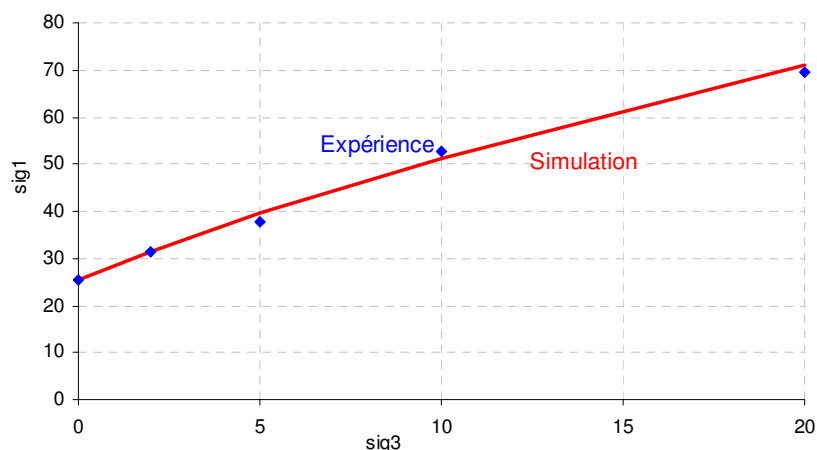


Figure 7.20 – Ajustement des paramètres de pic

La limite de clivage est représentative de la résistance du matériau fracturé et s'obtient par calage sur le critère d'une discontinuité induite, à l'aide de l'outil de prédiction Excel (voir 5.1.2.4). La limite de clivage est définie par : $a_e=0.60$, $m_e=2.0$ et $s_e=0.0$.

Le seuil de résistance résiduelle traduit un comportement purement frottant. Conformément aux calages antérieurs sur l'argilite de l'Est (Laigle, 2004), l'angle de frottement résiduel est pris autour de 13.5° . Le critère résiduel est donc défini par : $a_{ult}=1.0$, $m_{ult}=0.61$, $s_{ult}=0.0$.

Les différents seuils peuvent être visualisés dans le plan $(\sigma_{\min}; \sigma_{\max})$ sur la Figure 7.21.

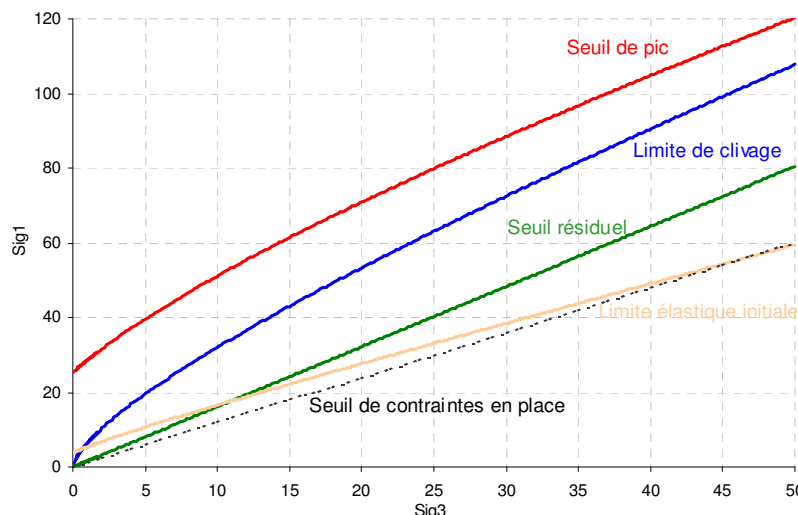


Figure 7.21 – Visualisation des seuils en contraintes

7.3.1.2. Analyse critique

Ces différents paramètres, en particulier la valeur de la résistance en compression simple (σ_c), sont définis à partir d'un nombre limité d'essais triaxiaux, d'un seul laboratoire et d'échantillons issus d'un seul faciès géologique. Or, dans le cadre de ses recherches, l'ANDRA a sollicité plusieurs laboratoires (ENSG/LaEGO, GRS, LM L, G3S,...), a réalisé différents forages et prélevé différents échantillons, afin de prendre en compte les aléas expérimentaux (liés au dispositif et au protocole), la profondeur et l'hétérogénéité du milieu.

La Figure 7.22 présente les valeurs de la résistance à la rupture issues des différents essais des différents laboratoires.

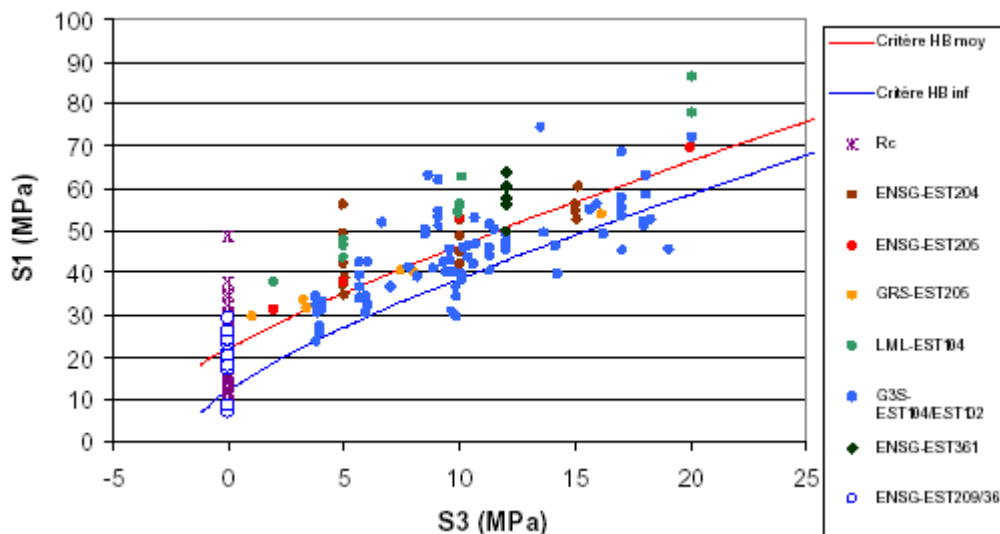


Figure 7.22 - Résistance à la rupture des argilites des unités B-C, en compression triaxiale

Compte tenu de la dispersion des résultats, il convient de définir une plage de valeurs de référence à partir d'une analyse statistique. Par exemple, pour les unités géomécaniques B et C, la valeur moyenne m de σ_c est de 21MPa (avec un écart-type σ de 6.8MPa). L'ANDRA suggère de prendre un fractile à 10% ($\sigma_{c-10\%}=m-1.28\sigma$), soit $\sigma_{c-10\%}=12\text{MPa}$. La valeur de la résistance en compression simple retenue en 7.3.1.1 apparaît nettement supérieure. Une nouvelle démarche d'identification des paramètres a donc été menée afin de tenir compte de cette dispersion (voir 7.3.1.3).

Une analyse similaire de la dispersion des paramètres élastiques (module d'Young E et coefficient de Poisson ν) préconise les valeurs de référence suivante : $E=12000\text{MPa}$ et $\nu=0.29$.

Ces valeurs remettent en question les hypothèses du 7.3.1.1 et soulèvent des interrogations quant à la considération du module élastique ou du module de déformations. Une nouvelle détermination du module élastique est proposée au paragraphe 7.3.1.3.

7.3.1.3.Prise en compte de la nature minéralogique

Les valeurs initialement retenues pour les paramètres E et σ_c (7.3.1.1) ne sont pas en adéquation avec les valeurs de référence préconisées par l'ANDRA (7.3.1.2). Ce biais peut s'expliquer par la composition minéralogique différant d'un échantillon à l'autre. Une étude menée par Deveze (2006) confirme l'importante variabilité minéralogique du COx en fonction de la profondeur (Figure 7.23), tout du moins au droit de la galerie du laboratoire de Bure.

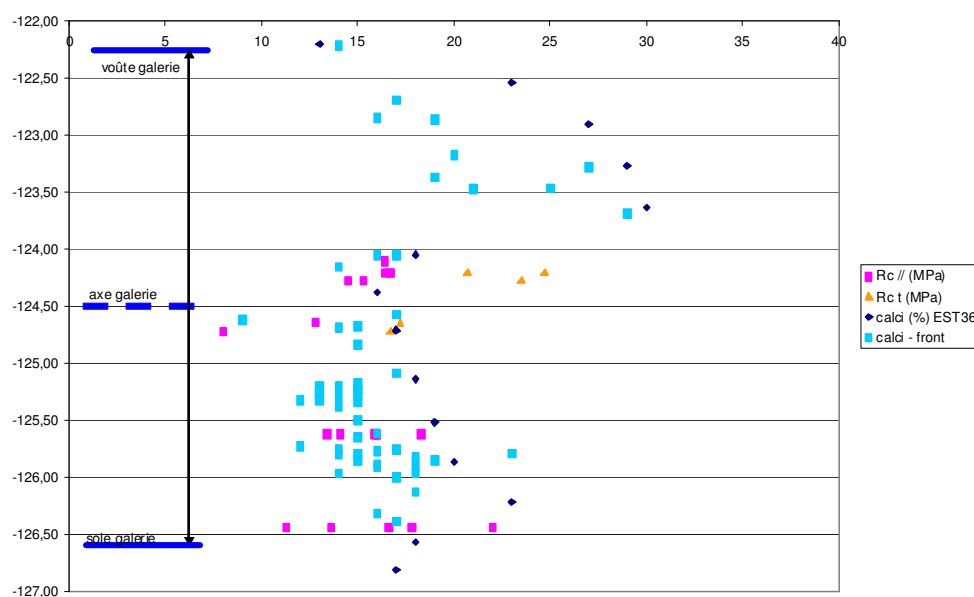


Figure 7.23 - Teneur en calcite en fonction de la profondeur

Les losanges bleus foncés correspondent à des résultats issus d'un sondage antérieur à l'excavation de la galerie tandis que les carrés bleus ciel traduisent des mesures sur le front de taille, pendant l'excavation. Les carrés roses définissent l'évolution de la résistance en compression simple en fonction de la profondeur. Ce graphique montre que la teneur en CaCO_3 est comprise entre 15 et 30% sur la partie supérieure de la galerie et entre 10 et 15% sur la partie inférieure.

Au même titre que la teneur en smectite joue un rôle sur le gonflement et la cicatrisation de l'argilite, la teneur en carbonate de calcium influe sur la rigidité du squelette solide du COx et donc sur sa résistance. Il reste à évaluer quantitativement son effet sur E et σ_c .

La Figure 7.23 et la Figure 7.24 sont tirées d'une étude réalisée par ANTEA, dans le cadre de la caractérisation géomécanique des argilites du Callovo-Oxfordien (Heitz et al., 1998). Sachant que la teneur en carbonate du COx est comprise entre 10 et 30% (Figure 7.23), la Figure 7.24 permet de définir la gamme de valeurs de densité sèche correspondante, soit 2.1-2.5g/cm³ et la Figure 7.24 donne la gamme de résistances en compression uniaxiale correspondante, soit 10-40MPa. Les caractéristiques géomécaniques relatives à chaque classe²² sont rappelées dans le Tableau 7.6.

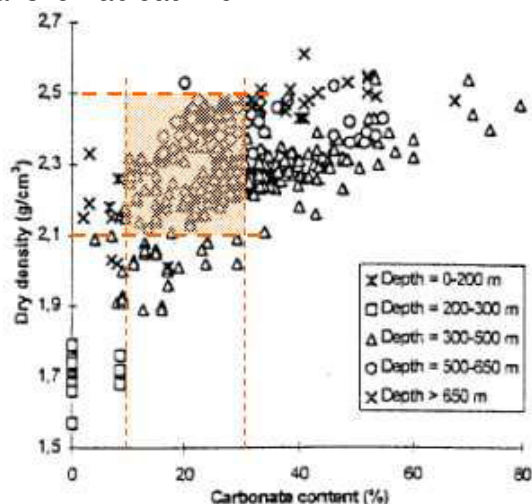


Figure 7.24 - Densité sèche en fonction de la teneur en carbonate

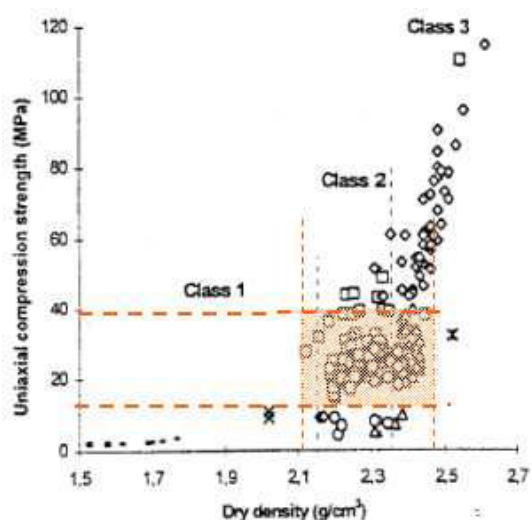


Figure 7.25 - Résistance en compression uniaxiale en fonction de la densité

Propriétés	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Densité sèche ρ	$\rho < 2.15 \text{ g/cm}^3$	$2.15 < \rho < 2.35 \text{ g/cm}^3$	$\rho > 2.35 \text{ g/cm}^3$
Porosité (%)	$n > 20$	$13 < n < 20$	$n < 13$
Module d'Young (MPa)	$E < 3000$	$3\,000 < E < 10\,000$	$E > 10\,000$
Résistance en compression simple (MPa)	$\sigma_c < 15$	$15 < \sigma_c < 35$	$\sigma_c > 35$
Comportement à l'essai triaxial	Ductile	Limite ductile/fragile	Fragile

Tableau 7.6 - Propriétés géomécaniques des roches argileuses réparties par classes (Heitz et al., 1998)

²² Classification spécifique établie par les auteurs de l'étude (Heitz et al., 1998).

En conséquence de cette analyse, un matériau très carbonaté est supposé présenter un comportement élastique plus raide et une résistance maximale plus importante qu'un matériau argileux (à faible teneur en CaCO_3). Deux jeux de paramètres sont alors définis: le jeu qui modélise le matériau à teneur élevée en CaCO_3 (jeu dit « carbonaté ») est caractérisé par $E=12000\text{MPa}$ et $\sigma_c=25.3\text{MPa}$; le jeu caractérisant le matériau argileux (jeu dit « argileux ») est défini par $E=5000\text{MPa}$ et $\sigma_c=12.0\text{MPa}$. Le choix de ces valeurs est un compromis entre les résultats d'ANTEA et les valeurs de référence issues de l'analyse statistique des essais de laboratoires (7.3.1.2).

La modification de E et σ_c ne change pas fondamentalement la définition des seuils en contraintes définis au 7.3.1.1. Par ailleurs, la détermination des niveaux d'écroutissage est basée sur les hypothèses suivantes :

- Pour le jeu « maximal », le pic est atteint autour de 1% de déformations axiales,
- Pour le jeu « minimal », le pic correspond à 2% de déformations axiales,
- Pour les deux jeux, l'état résiduel coïncide.

L'évolution du déviateur et des déformations volumiques en fonction des déformations axiales, après un essai de compression triaxiale (confinement de 5MPa), est présentée sur la Figure 7.26 après ajustement des niveaux d'écroutissage, pour chacun des deux jeux. La vitesse de chargement est imposée à $10^{-5}/\text{s}$.

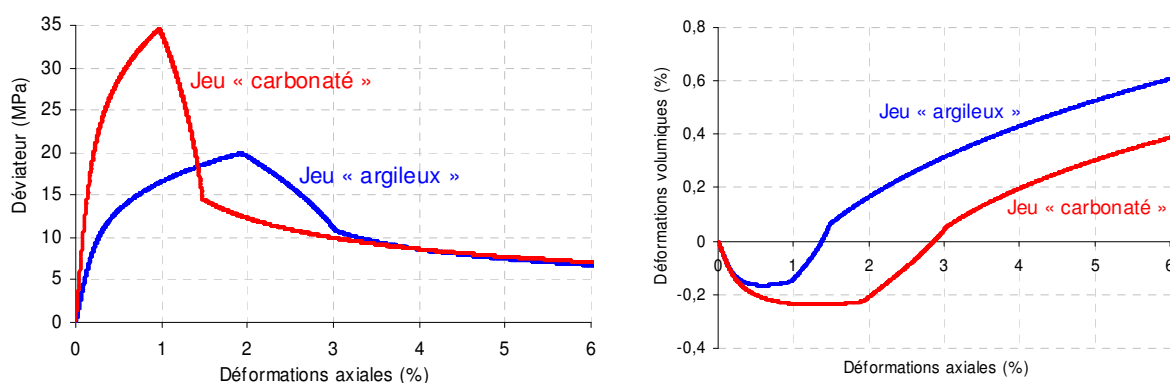


Figure 7.26 - Essais de compression triaxiale avec les deux jeux

Ces hypothèses reposent sur les arguments physiques et le retour d'expérience suivants. Un matériau à forte teneur en CaCO_3 présente un squelette solide rigide, assimilé à une forte cohésion, ce qui traduit un comportement fragile, tandis que le comportement d'un matériau argileux est plus déformable, plus ductile. Les expériences réalisées par ANTEA (Heitz, 1997), et déjà exploitées en 2.4.4.1, illustrent cette assertion. Une série d'essais triaxiaux a été réalisée (Figure 2.33), à partir de trois échantillons, d'abord intacts (courbe pleine) puis remaniés ensuite (courbe en pointillés). Le pic de résistance et la perte brutale de la cohésion sont bien marqués sur les courbes obtenues avec un échantillon intact. Dans l'autre cas, le remaniement ayant cassé le squelette solide, donc la cohésion, le matériau présente un comportement ductile. La zone colorée en bleu est assimilée à l'effet du squelette solide qui apporte une cohésion au matériau, cohésion qui se dégrade progressivement au cours du chargement.

Les paramètres relatifs aux deux jeux sont récapitulés au paragraphe 7.3.1.5.

7.3.1.4.Détermination des paramètres viscoplastiques

Dans le modèle $L\&K$, le seuil d'initiation de la viscosité correspond à la limite d'élasticité initiale et le critère de résistance à long terme (seuil viscoplastique maximal) est l'enveloppe de la limite élastique initiale et de la limite de clivage.

Il reste donc à définir les paramètres pilotant la cinétique de fluage. La détermination de ces paramètres est basée sur les essais de fluage présentés dans la thèse de Boidy (2002). Ces essais ont été effectués sur des échantillons issus du forage EST204, à des profondeurs variant entre 413m et 500m. La pression de confinement et le déviateur valent respectivement 10MPa et 20MPa. Le chargement est piloté en contraintes avec une vitesse équivalente à $10^{-5}/s$ (soient 0.05MPa/s ($\dot{\epsilon} = \dot{Q}/E$) pour le jeu minimal, et 0.12MPa/s pour le jeu maximal). L'état des contraintes est maintenu constant pendant 20 jours. En fonction de la profondeur et de la teneur en eau de l'échantillon testé, la sensibilité au fluage est plus ou moins importante (Figure 7.27).

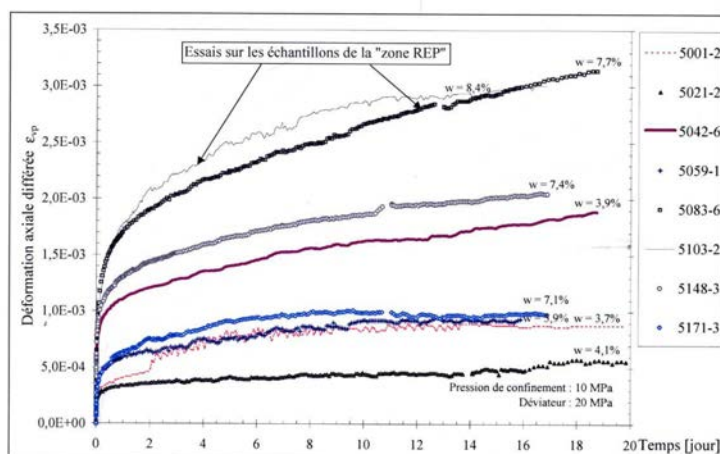


Figure 7.27 - Résultats des essais de fluage sur l'argilite de l'Est (Boidy, 2002)

L'idée est d'associer la courbe traduisant le fluage le plus faible ($w=4.1\%$) au jeu de paramètres « carbonaté » et la courbe représentative d'un fluage plus marqué ($w=7.7\%$) au jeu de paramètres « argileux ». Il semble pertinent de considérer qu'un matériau dont le squelette est plus rigide, qui présente encore une cohésion significative, est moins sensible au fluage qu'un matériau argileux (plus ductile).

Il faut toutefois noter que ces essais de fluage ne sont effectifs que sur une durée de 20 jours. La représentativité des résultats extrapolés à plusieurs années peut sembler limitée.

La Figure 7.28 montre l'ajustement des simulations, sous Flac2D, sur les données expérimentales, pour chaque jeu.

Compte tenu de l'échelle de temps intervenant dans cette étude (plusieurs années), il semble pertinent d'ajuster les essais de fluage sur le comportement asymptotique des points expérimentaux. C'est pourquoi le calage a été optimisé entre 10 et 20 jours.

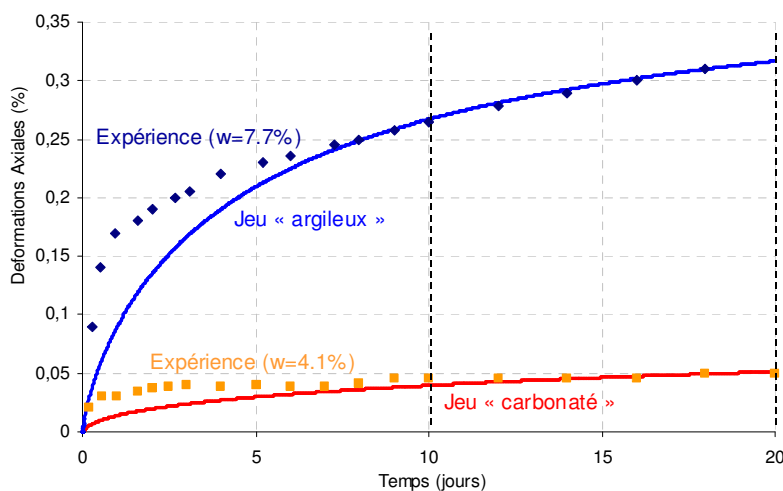


Figure 7.28 - Calage des paramètres viscoplastiques

7.3.1.5. Récapitulatif des paramètres retenus

Le Tableau 7.7 récapitule et met en parallèle les valeurs retenues pour les paramètres des jeux « carbonatés » et « argileux ».

Les cases en jaune caractérisent les valeurs en évolution entre le jeu « carbonaté » et le jeu « argileux ».

Paramètres Elastiques			
E	12000MPa	ν	0.12
n_{elas}	0.0	n	0.15
Paramètres liés aux seuils de résistance			
σ_c	25.3MPa	σ_{point1}	121.9MPa
σ_{point3}	0.63MPa	b	6.0
γ_{cjs}	0.80	H_0^{ext}	1.10292
Limite élastique		Seuil de pic « labo »	
a_0	0.25	a_{pic}	0.40
m_0	0.01	m_{pic}	6.0
s_0	0.0005	s_{pic}	1.0
Limite de clivage		Seuil résiduel	
a_e	0.60	a_{ult}	1.0
m_e	2.0	m_{ult}	0.61
s_e	0	s_{ult}	0
Niveaux et paramètres d'écrouissage			
$\dot{\kappa}_{pic}$	0.7%	x_{ams}	0.1
$\dot{\kappa}_e$	0.7%	η	0.04
$\dot{\kappa}_{ult}$	35%		
Paramètres de déformations volumiques			
$\mu_{0,v}$	0.10	$\xi_{0,v}$	0.30
μ_1	0.10	ξ_1	0.30
Paramètres Viscoplastiques			
A	7.0e-13/s	n	4.5
$\dot{\kappa}_{v-max}$	0.2%		

(a) Jeu « carbonaté »

Paramètres Elastiques			
E	5000MPa	ν	0.12
n_{elas}	0.0	n	0.15
Paramètres liés aux seuils de résistance			
σ_c	12.0MPa	σ_{point1}	57.8MPa
σ_{point3}	0.30MPa	b	6.0
γ_{cjs}	0.80	H_0^{ext}	1.10292
Limite élastique		Seuil de pic « labo »	
a_0	0.25	a_{pic}	0.40
m_0	0.01	m_{pic}	6.0
s_0	0.0005	s_{pic}	1.0
Limite de clivage		Seuil résiduel	
a_e	0.60	a_{ult}	1.0
m_e	2.0	m_{ult}	0.61
s_e	0	s_{ult}	0
Niveaux et paramètres d'écrouissage			
$\dot{\kappa}_{pic}$	1.5%	x_{ams}	0.1
$\dot{\kappa}_e$	1.3%	η	0.04
$\dot{\kappa}_{ult}$	35%		
Paramètres de déformations volumiques			
$\mu_{0,v}$	0.10	$\xi_{0,v}$	0.30
μ_1	0.10	ξ_1	0.30
Paramètres Viscoplastiques			
A	1.5e-12/s	n	4.5
$\dot{\kappa}_{v-max}$	0.39%		

(b) Jeu « argileux »

Tableau 7.7 – Récapitulatif des paramètres relatifs aux deux jeux

7.3.2. Etudes de sensibilité

L'ouvrage modélisé dans les applications de ce paragraphe est supposé excavé à une profondeur suffisamment importante pour se trouver dans la couche du COx dont l'argilosité est maximale. De plus, l'effet de la viscosité sera d'autant plus marqué que le matériau est argileux. En conséquence, les applications présentées par la suite font appel au jeu « argileux » (Tableau 7.7-b).

L'objectif des études de sensibilité proposées est d'illustrer l'influence de la viscosité sur le comportement à « *court et long termes* » d'un tunnel. Des modélisations élastoplastique et viscoplastique sont présentées sur une configuration axisymétrique. L'ouvrage est une galerie circulaire de rayon $R=4m$ et l'état des contraintes initial est supposé isotrope d'amplitude $\sigma_0=16.0MPa$.

L'influence de la viscosité et de la vitesse de creusement ainsi que les effets de la mise en œuvre d'un soutènement sont analysés, en terme de dégradation du massif.

7.3.2.1. Influence de la viscosité

Une première comparaison consiste à visualiser les résultats de simulations en considérant simultanément les versions élastoplastique²³ et viscoplastique du modèle rhéologique. Sur un chemin triaxial de compression, simulé à une vitesse de 10^{-5} /s, les courbes contrainte-déformation obtenues avec les deux versions coïncident. Le creusement de l'ouvrage est réalisé, de manière continue, à une vitesse de 2m/j, sans mise en place de soutènement ni de revêtement.

La Figure 7.29 fournit une comparaison de l'état de dégradation de la roche autour du tunnel, entre les deux hypothèses de calcul retenues. Alors que le processus de creusement est généralement considéré comme du « *court terme* », l'approche viscoplastique prédit une fracturation plus importante et évolutive en parois de l'ouvrage.

La Figure 7.30 présente l'évolution du facteur d'endommagement en fonction de la distance à la paroi (normalisée par le rayon). Pour rappel, la roche est fracturée si le facteur d'endommagement vaut 1. D'après le graphique, l'épaisseur de la roche fracturée, 18 jours après le passage du front, est estimée autour de 17.5%R, avec l'approche viscoplastique, et autour de 2.5%R, avec l'approche élastoplastique.

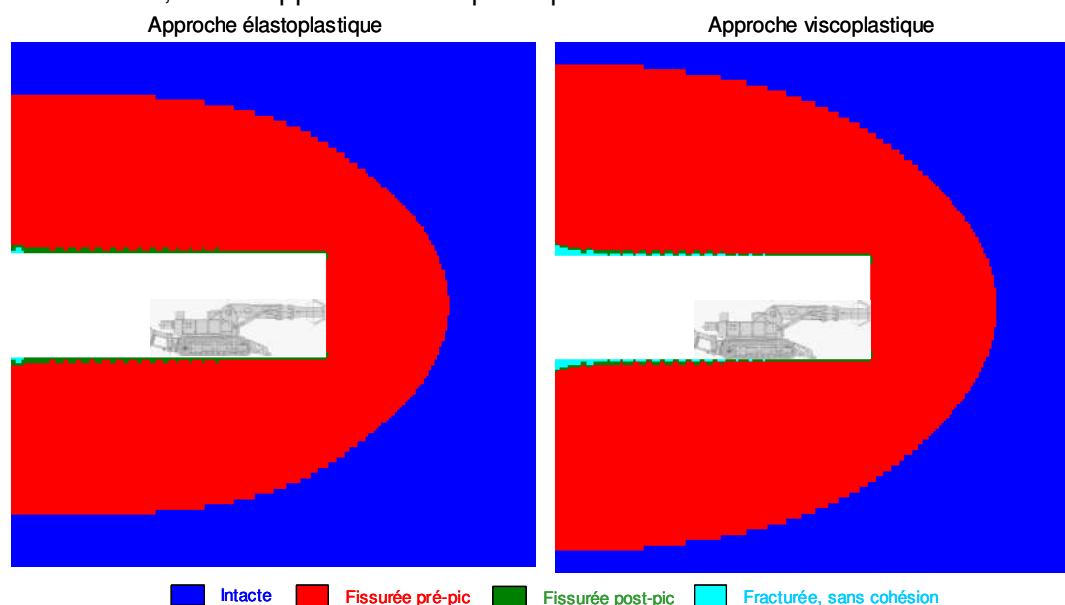


Figure 7.29 - Influence du modèle de comportement sur la dégradation du massif en cours de creusement

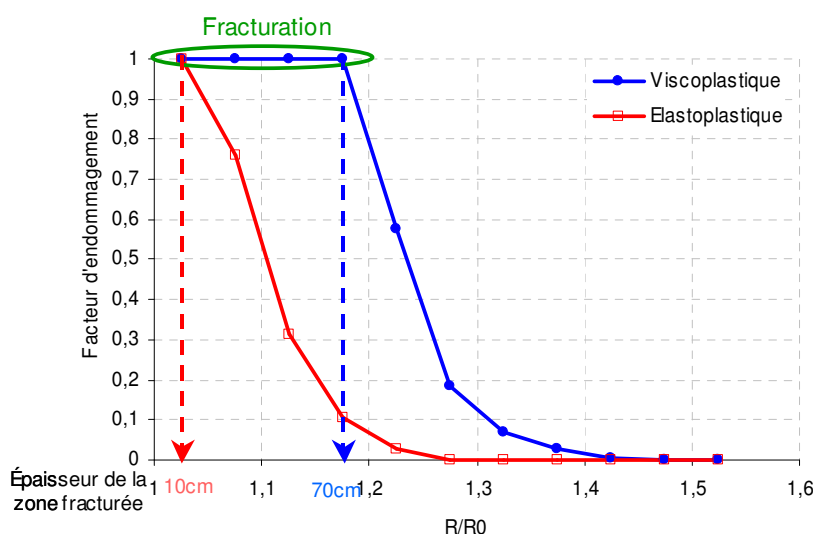


Figure 7.30 - Influence du modèle de comportement sur l'étendue de la zone fracturée

²³ Utilisation du modèle L&K avec une cinétique de fluage nulle ($A_v=0$).

Tandis que, à l'échelle du laboratoire, le comportement différé du matériau peut être considéré comme négligeable (concordance des essais pour un chargement à 10^{-5} /s), l'extrapolation à l'ouvrage, avec des conditions spécifiques de chargement, révèle des comportements différents dès la phase d'excavation, en fonction de la prise en compte ou non de la viscosité du massif. Ces résultats apportent des éléments de réponse à la problématique posée au chapitre 1.

7.3.2.2. Effet de la vitesse de creusement

Des simulations du creusement du tunnel ont été menées en considérant plusieurs vitesses d'avancement du chantier. Les calculs ont été réalisés avec le modèle viscoplastique. L'excavation est supposée continue, sans interruption.

La Figure 7.31 montre l'état de dégradation du massif prédit avec une vitesse de creusement excessivement rapide de 20m/j, puis avec la vitesse d'excavation de référence de 2m/j.

La Figure 7.32 montre l'influence de la vitesse de creusement sur l'extension de la zone fracturée, via l'évolution du facteur d'endommagement. Selon la vitesse d'excavation, l'épaisseur de la zone fracturée, prédite par le calcul, varie de 12.5%R pour un creusement très rapide, à 17.5%R pour un creusement plus lent.



Figure 7.31 - Influence de la vitesse de creusement sur la dégradation du massif

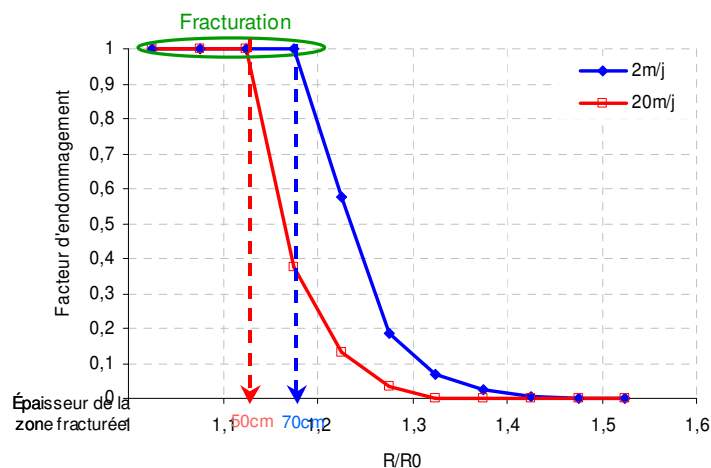


Figure 7.32 - Influence de la vitesse de creusement sur l'extension de la zone fracturée

Une réduction de la vitesse moyenne d'excavation s'accompagne d'une dégradation supplémentaire du massif, avec comme corollaire un accroissement du risque d'instabilité de l'ouvrage en l'absence provisoire d'un soutènement ou d'un revêtement.

7.3.2.3. Mise en œuvre d'un soutènement

a) Effets de la viscosité

Avec les hypothèses de calculs retenues, les modélisations présentées précédemment montrent qu'à l'échelle de quelques jours, la stabilité générale de l'ouvrage n'est pas critique. Toutefois, les conditions de symétrie du calcul et l'absence de gravité sont susceptibles de retarder le développement d'un mécanisme de ruine et d'effondrement. Par ailleurs, afin de garantir la sécurité du chantier et la stabilité à long terme du tunnel ou encore pour minimiser la zone fracturée, des structures de soutènement/revêtement seraient à envisager *in-fine*. Le scénario présenté ici consiste à poser un revêtement rigide (anneau de béton de 80cm d'épaisseur) à une distance de 5m du front de taille. La vitesse de creusement reste fixée à 2m/j. Deux calculs ont été menés : l'un avec le modèle élastoplastique et l'autre avec le modèle viscoplastique.

La Figure 7.33 présente l'évolution de la contrainte maximale relevée dans le béton, pendant la phase d'excavation, dans chacun des cas.

Les efforts prédits par le calcul viscoplastique sont presque deux fois plus élevés que ceux prédits par le calcul élastoplastique, à l'issue de la phase de creusement.

Contrairement à l'approche élastoplastique, l'approche viscoplastique permet d'analyser l'évolution des efforts dans le revêtement à *moyen* et *long* termes. La poursuite du calcul jusqu'à 100 ans montre que les efforts continuent à augmenter après l'excavation, pour atteindre 22MPa.

Par ailleurs, un accroissement de la vitesse de creusement peut s'accompagner d'une légère augmentation de la contrainte maximale locale de compression dans le béton.

En terme de dégradation du massif, l'effet de la pose d'un revêtement sur le facteur d'endommagement est mis en évidence sur la Figure 7.34. La mise en place du béton permet de réduire significativement la zone fracturée (de 17.5%R à 2.5%R avec la modélisation viscoplastique). De plus, l'effet du soutènement semble plus marqué avec l'approche viscoplastique.

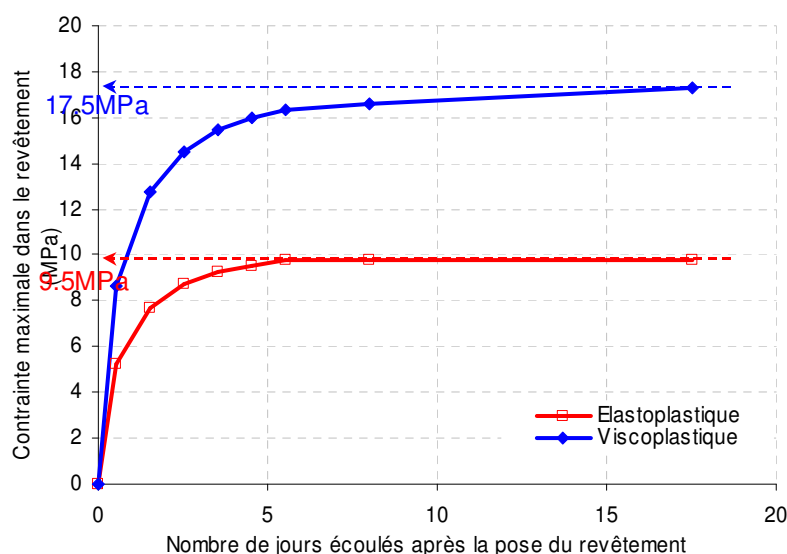


Figure 7.33 - Evolution des efforts dans le revêtement pendant la phase d'excavation

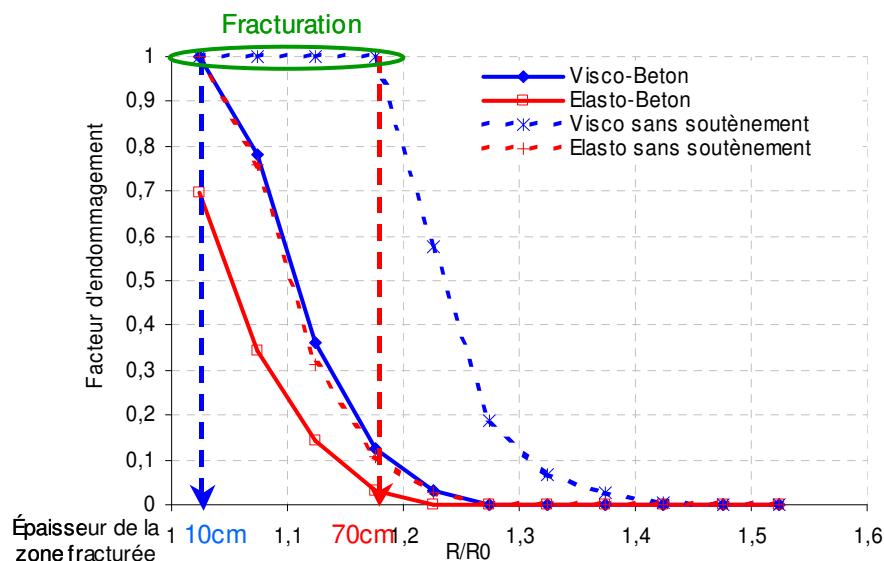


Figure 7.34 - Effet du soutènement sur le développement de la fracturation

Dans une étude d'ingénierie, l'utilisation d'un modèle élastoplastique est susceptible de conduire à un sous-dimensionnement des structures de soutènement/revêtement, ne pouvant garantir la stabilité à court terme du revêtement, ni la stabilité à long terme de l'ouvrage.

b) Abaques de pré-dimensionnement

Dans un autre contexte, une étude paramétrique sur les caractéristiques du soutènement a été menée, dans le but ultime d'élaborer des abaques de pré-dimensionnement.

Différentes simulations ont été réalisées en faisant varier l'épaisseur du soutènement (entre 0 et 80cm) et la distance béton-front de taille (entre 0 et 20m). Les résultats sont interprétés en termes d'épaisseur de la zone endommagée et d'efforts dans le béton.

La distance béton-front de taille est d'abord supposée constante, égale à 5m. Le Tableau 7.8 fournit une estimation des épaisseurs de la zone dilatante et de l'EDZ induites ainsi que des efforts maximaux relevés dans le béton, en fonction de l'épaisseur du soutènement mise en place.

Épaisseur de béton	Zone dilatante	EDZ	Contrainte maximale ($\sigma_{\max}$)
0cm	0.65R	>27%R	-
40cm	0.5R	16.8%R	31.3MPa
60cm	0.5R	16.3%R	24.3MPa
80cm	0.5R	16.2±R	20.0MPa

Tableau 7.8 – Estimations de la zone dilatante, de l'EDZ et des efforts dans le soutènement, en fonction de l'épaisseur de béton

L'épaisseur de béton est maintenant fixée à 80cm. La distance front de taille-béton varie de 0 à 20m. Le Tableau 7.9 présente les épaisseurs de la zone dilatante et de l'EDZ en fonction de la distance béton-front de taille.

Distance front-béton	Zone dilatante	EDZ
0m	$<0.05R$	$<2.6\%R$
2m	$0.4R$	$12.6\%R$
5m	$0.5R$	$16.2\%R$
10m	$0.5R$	$17.6\%R$
15m	$0.5R$	$18.0\%R$
20m	$0.5R$	$18.1\%R$
$+\infty$	$0.6R$	$>27\%R$

Tableau 7.9 – Epaisseurs de la zone dilatante et de l'EDZ en fonction de la distance béton-front de taille

Afin d'établir une corrélation entre les caractéristiques du revêtement (épaisseur, résistance et instant de pose du béton) et le développement de l'EDZ, une synthèse des résultats précédents est présentée sous forme de graphiques (Figure 7.35 et Figure 7.36).

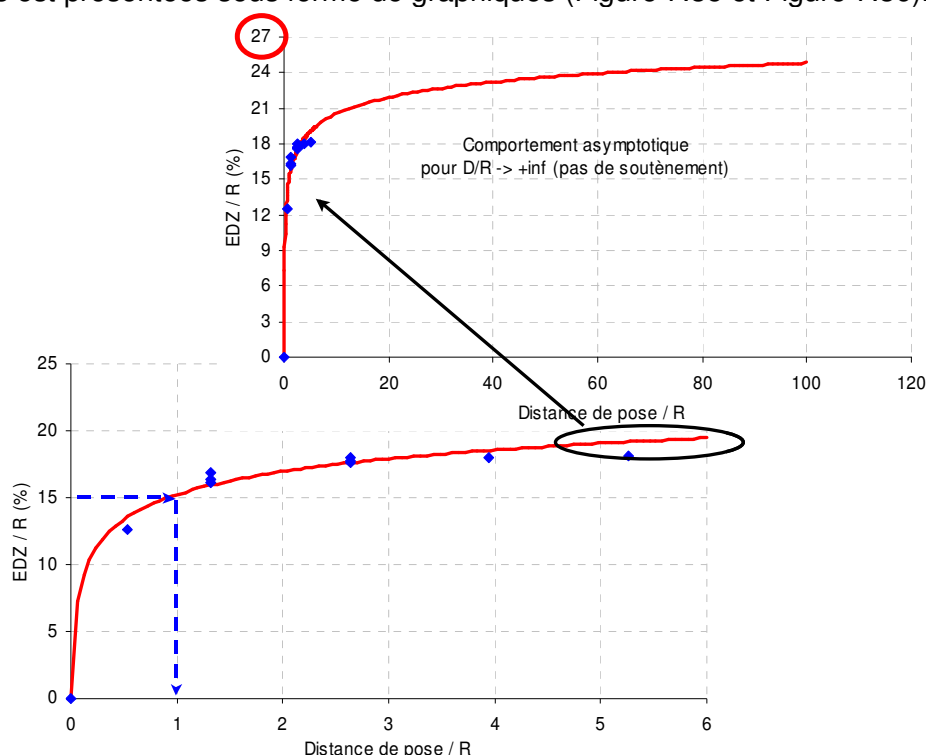


Figure 7.35 - Evolution de l'EDZ en fonction de la distance de pose du revêtement

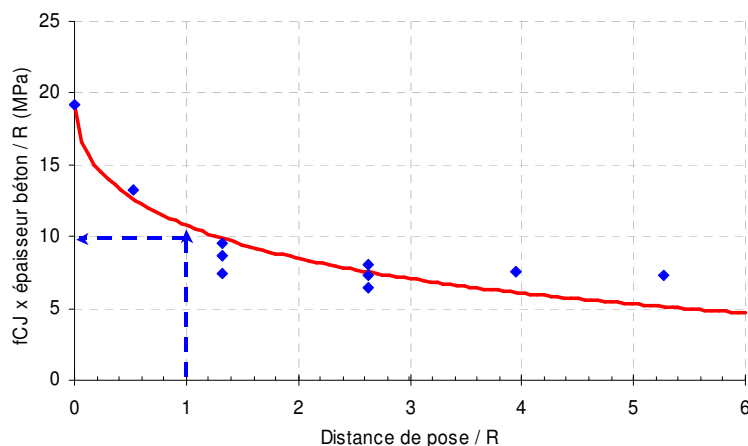


Figure 7.36 - Corrélation entre l'épaisseur, la résistance et la distance de pose du revêtement

Une méthodologie d'interprétation est alors proposée afin de pré-dimensionner le soutènement, relativement à un critère de minimisation de l'EDZ.

Soit f_{CJ} la résistance du béton obtenue par un calcul de sollicitations aux **Etats Limites Ultimes** (ELU), conformément aux recommandations de l'AFTES (Colombet, 1998) :

$$f_{CJ} = \frac{1.5 \times \sigma_{\max} \times 1.35}{0.85}.$$

La démarche peut être la suivante :

- Un critère sur l'EDZ est imposé : soit par exemple 15%.
- D'après la Figure 7.35, un rapport x/R de 1 est recommandé : pour une galerie de 4m de rayon, il faudra poser le béton à 4m du front de taille.
- La courbe de tendance de la Figure 7.36 associe, à cette distance de pose, un rapport $\frac{ef_{CJ}}{R}$ de l'ordre de 10MPa : pour $e=80\text{cm}$ de béton, $f_{CJ}=47.5\text{MPa}$; il faudra *a minima* un B50.

En conclusion, le pré-dimensionnement recommandé pour limiter l'EDZ à 15%R est la mise en place de 80cm de B50, à 4m du front de taille environ.

Les abaques proposés doivent être vus comme une *aide au pré-dimensionnement* des structures de soutènement/revêtement, relativement à un critère sur l'EDZ. Ils n'ont pas un domaine de validité général et dépendent des hypothèses retenues. En particulier, les graphiques présentés sont adaptés au pré-dimensionnement des soutènements d'une galerie circulaire, dans l'hypothèse d'une excavation continue, réalisée au tunnelier, dans un massif soumis à un état de contrainte particulier.

7.3.3. Application au creusement de la galerie du laboratoire de Bure

L'application du modèle *L&K* au granite du Lac du Bonnet a permis de retrouver, par le calcul, les phénomènes observés au cours du creusement du laboratoire de l'AECL (7.2.3.2). Dans la même optique, la finalité de ce paragraphe est de valider le modèle *L&K* sur le retour d'expérience issu du creusement d'une galerie du laboratoire de Bure, dans l'argilite de l'Est. Cette validation doit :

- Montrer que le modèle, basé sur des hypothèses spécifiques, permet de retrouver *qualitativement* les phénomènes observés sur l'ouvrage.
- Montrer que la modélisation, après un éventuel ajustement des paramètres rhéologiques, permet de retrouver *quantitativement* les observations sur l'ouvrage.

Ce travail de justification s'appuie sur les observations et les mesures acquises lors du creusement du laboratoire et synthétisées dans le rapport ANDRA (2005e).

La démarche adoptée consiste à retrouver le comportement de l'ouvrage par les simulations numériques, à partir d'un jeu de paramètres initial, défini préalablement sur la base d'essais de laboratoire (paragraphe 7.3.1, Tableau 7.7-b). Cela passe d'abord par la mise en oeuvre d'une première modélisation de l'ouvrage et par une analyse critique des résultats obtenus. Dans un deuxième temps, de nouvelles modélisations sont réalisées en modifiant successivement quelques paramètres, afin de rapprocher les résultats des calculs des observations sur ouvrages (ajustement de l'amplitude et de la cinétique des phénomènes induits).

7.3.3.1. Description de l'ouvrage de référence

La Figure 7.37 présente une vue en plan du laboratoire de Meuse/Haute-Marne au niveau – 490, à l'époque de cette étude. Cette analyse s'est focalisée sur le comportement de la galerie GMR, où ont été réalisées des mesures de perméabilité et de convergences dans le terrain.

L'axe de cette galerie est orienté selon la contrainte principale mineure. L'état des contraintes initial est le suivant :

- $\sigma_v = 12.7 \text{ MPa}$,
- $\sigma_{H,\perp} = 16.1 \text{ MPa}$,
- $\sigma_{h,\parallel} = 12.4 \text{ MPa}$.

Les informations disponibles sur les conditions de creusement de cette galerie et sur le scénario de mise en œuvre des soutènements sont incomplètes et peu précises. Ainsi, les calculs présentés par la suite supposent qu'aucun soutènement n'est mis en place (Figure 7.38). Ceci suppose implicitement que les cintres n'ont pas été correctement calés au terrain lors de l'excavation, ce qui n'est pas invraisemblable.

Les deux types de modélisations bidimensionnelles ont été mis en œuvre :

- La modélisation 2D-plan, afin de tenir compte de la géométrie de la cavité et de l'état des contraintes initial.
- La modélisation axisymétrique afin d'étudier le comportement à long terme du massif en avant du front de taille.

Dans les deux cas, la vitesse moyenne de creusement est équivalente à 5m/j. Si l'état des contraintes initial *in-situ* peut être modélisé en 2D-plan, la modélisation axisymétrique le suppose isotrope dans le plan normal à l'axe de rotation :

- $\sigma_{H,\perp} = \sigma_v = 16.1 \text{ MPa}$,
- $\sigma_{h,\parallel} = 12.7 \text{ MPa}$.

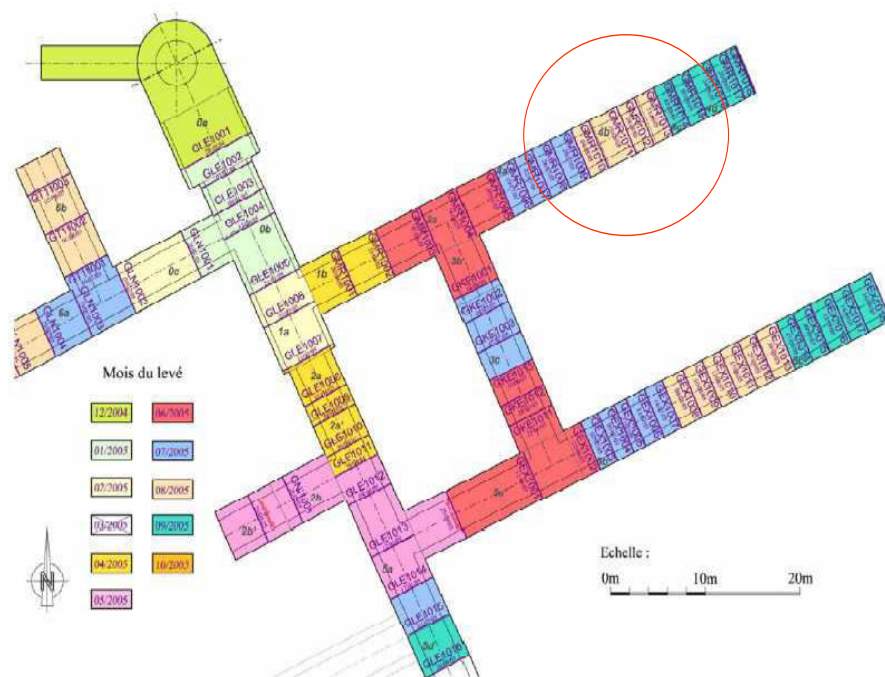


Figure 7.37 - Vue en plan des ouvrages du laboratoire souterrain de Bure (ANDRA, 2005e)

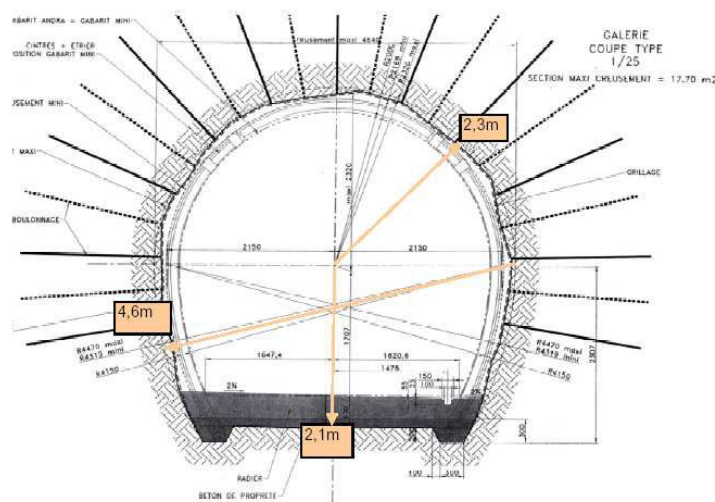


Figure 7.38 - Section en travers de la galerie GMR du laboratoire souterrain de Meuse-Haute Marne (ANDRA, 2005e)

7.3.3.2. Analyse critique des premières modélisations

Les premières modélisations ont été réalisées avec le jeu de paramètres « argileux » de référence, présenté dans le Tableau 7.7-b.

Les résultats obtenus avec les deux types de modélisations 2D sont interprétés :

- qualitativement, en termes de dégradation du massif et d'EDZ,
- quantitativement, en termes de convergences et de perméabilité.

a) Interprétation des calculs 2D-plan

La Figure 7.39 donne un aperçu de l'état de dégradation du massif et de la géométrie de l'EDZ, prédits par le calcul 2D-plan, 1 an après la fin du creusement.

La fracturation de cisaillement est localisée à l'amorce des reins, au niveau du raccordement avec le radier. Ce phénomène d'éclatement du raccordement rein-radier a déjà été observé dans les galeries du tunnel de Tournemire (Aveyron), faisant intervenir ce même type de géométrie (Figure 7.40).

Sur les reins de la galerie et en radier, des mesures de perméabilité ont été réalisées par la méthode MMPS. Ces mesures *in-situ* sont superposées sur les prédictions obtenues par la première simulation 2D-plan (Figure 7.41 et Figure 7.42).

L'accroissement de la perméabilité observée en paroi de l'ouvrage est sous-estimée par le calcul. Il semble pertinent de modifier les paramètres de dilatance, en particulier $\gamma_{0,v}$ et $\xi_{0,v}$.

D'autre part, plus récemment, des mesures de convergences ont été diffusées (Wileveau, 2007) et ont permis d'établir le graphique comparatif présenté sur la Figure 7.43. Un an après le creusement, les convergences verticales ont dépassé les 160mm. Le premier calcul 2D-plan n'a permis de les approcher qu'à 37% (estimation de l'ordre de 60mm). Ces (trop) faibles convergences pourraient s'expliquer, dans un premier temps, par une sous-estimation de la viscosité du matériau. A titre de rappel, les paramètres viscoplastiques ont été ajustés sur des essais d'une durée de 20 jours et restent donc très peu représentatifs à l'échelle d'une année (voir 7.3.1.4). Il convient de réajuster la cinétique de fluage A_v .

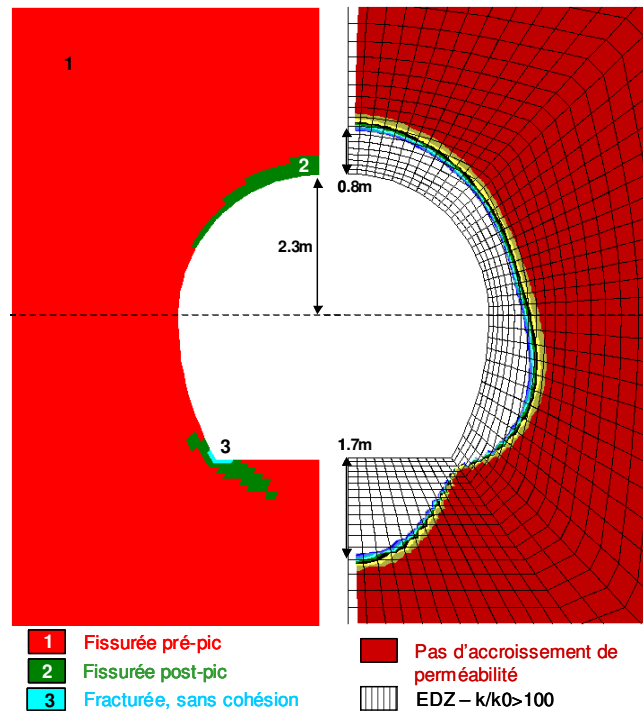


Figure 7.39 – Résultats de la première modélisation 2D-plan de la galerie GMR



Figure 7.40 - Fracturation observée dans la galerie de Tournemire

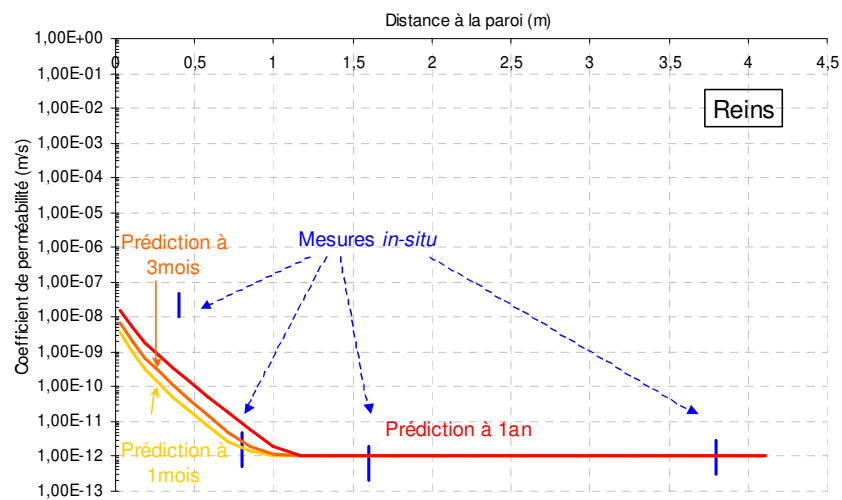


Figure 7.41 – Evolution de la perméabilité sur les reins de la galerie GMR : comparaison simulation 2D-plan/expérience

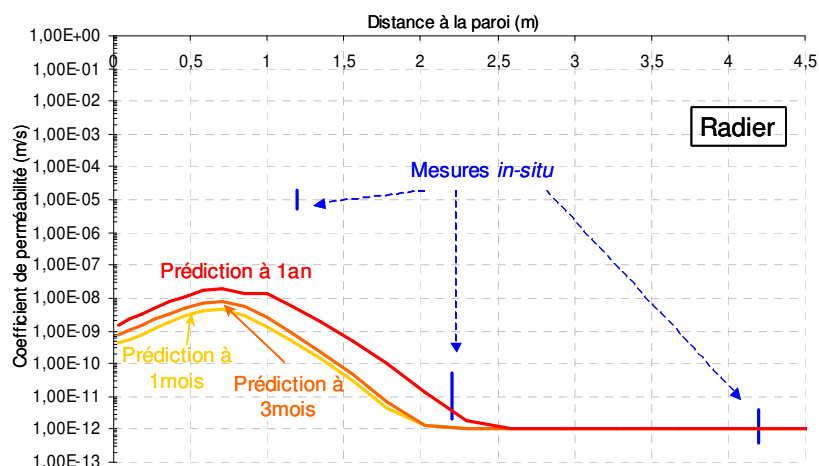


Figure 7.42 – Evolution de la perméabilité en radier de la galerie GMR : comparaison simulation 2D-plan/expérience

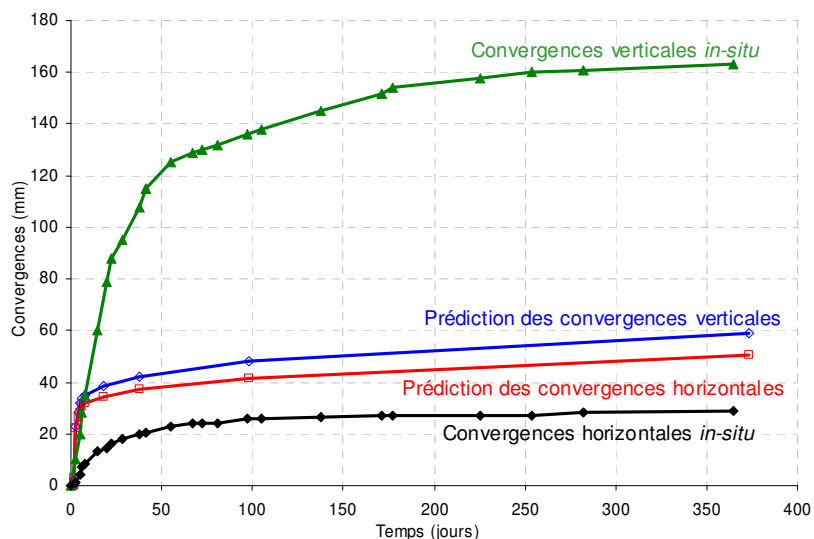


Figure 7.43 – Mesures de convergences en paroi de la galerie GMR : comparaison simulation 2D-plan/expérience

b) Interprétation des calculs axisymétriques

La Figure 7.44 montre l'état de dégradation du massif autour de la galerie, après une période d'attente d'un an après l'excavation.

La Figure 7.45 fournit une comparaison quantitative des convergences prédites par le calcul axisymétrique et des convergences mesurées *in-situ*. La configuration axisymétrique permet d'évaluer uniquement les convergences verticales.

La Figure 7.46 présentent un ajustement des courbes prédictives sur les mesures de perméabilité *in-situ*.

Les conclusions sont les mêmes que pour la modélisation 2D-plan : l'accroissement de la perméabilité et les convergences en parois de l'ouvrage sont sous-estimées. Il s'avère donc nécessaire de modifier les paramètres de dilataance ainsi que la cinétique de fluage.

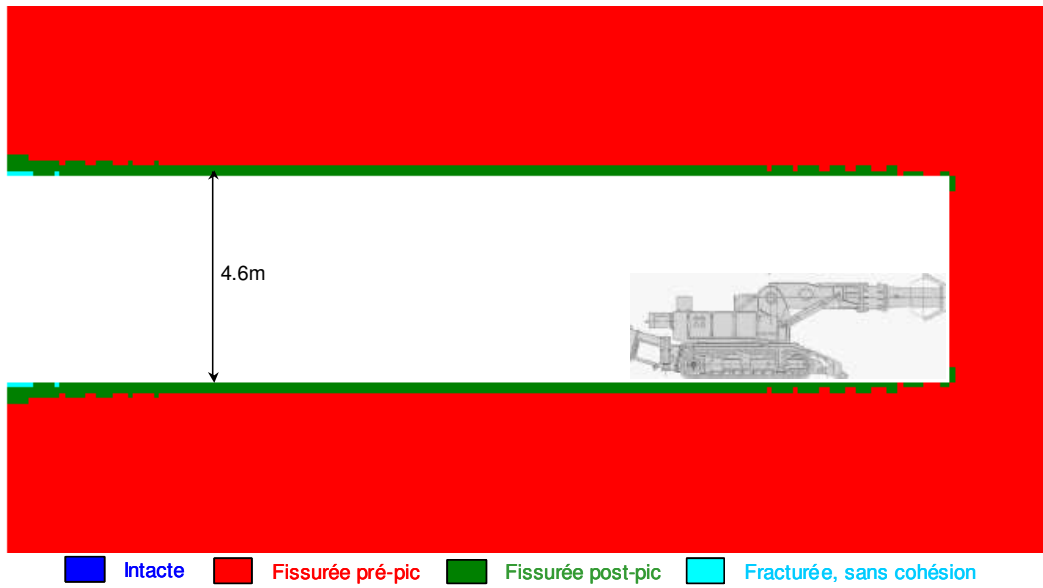


Figure 7.44 - Résultats de la première modélisation axisymétrique de la galerie GMR

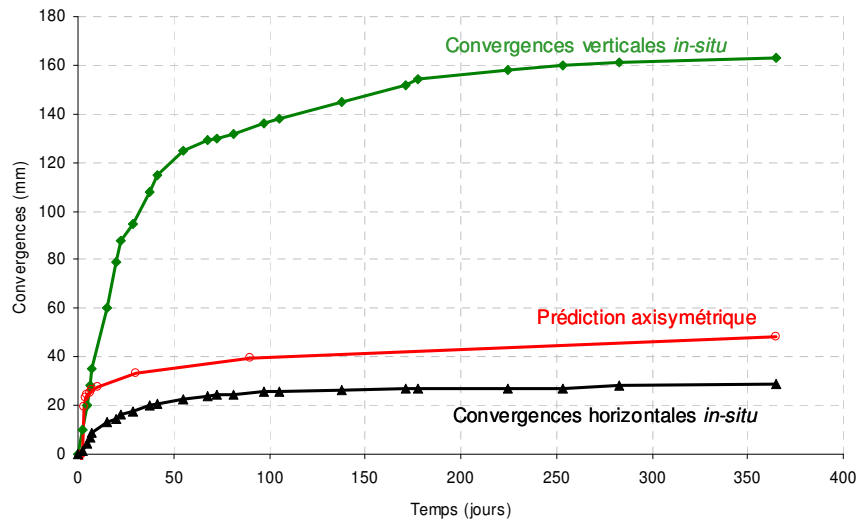


Figure 7.45 - Mesures de convergences en paroi de la galerie GMR : comparaison simulation axisymétrique/expérience

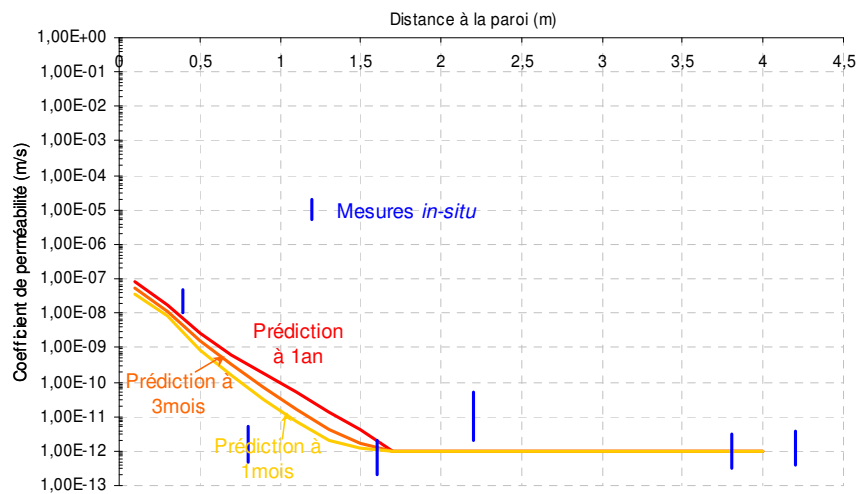


Figure 7.46 - Evolution de la perméabilité autour de la galerie GMR : comparaison simulation axisymétrique/expérience

7.3.3.3. Ajustement des paramètres

De nouvelles simulations 2D-plan et axisymétriques ont permis de réaliser une étude de sensibilité sur les paramètres de dilatance $\gamma_{0,v}$ et $\xi_{0,v}$ et sur la cinétique de fluage A_v .

$\gamma_{0,v}$ et $\xi_{0,v}$ régissent la loi d'écoulement des mécanismes élastoplastique pré-pic et viscoplastique et A_v influe sur l'amplitude de la vitesse des déformations irréversibles différées. Il s'agit de trois paramètres qui ne pouvaient être définis précisément avec les données expérimentales disponibles ; ils restaient donc sujets à une importante incertitude.

Au vu des résultats des diverses simulations, les valeurs retenues sont les suivantes :

$\gamma_{0,v} = 0.49$, $\xi_{0,v} = 0.50$ et $A_v = 1.5e-11/s$.

Les résultats présentés ci-après ont été obtenus avec ces nouvelles valeurs.

a) Interprétation des calculs 2D-plan

La Figure 7.47 montre l'état de dégradation du massif et la géométrie de l'EDZ, obtenus avec la modélisation 2D-plan, 1 an après la fin du creusement.

La fracturation de cisaillement est toujours localisée au niveau du raccordement rein- radier mais elle se développe de manière plus intense qu'avec le premier jeu de paramètres (Figure 7.39). Localement, à l'amorce des reins, la roche rentre dans un état résiduel, qui traduit une importante fracturation locale du massif à proximité de la galerie. L'EDZ présente la même géométrie mais est beaucoup plus étendue qu'avec la première modélisation.

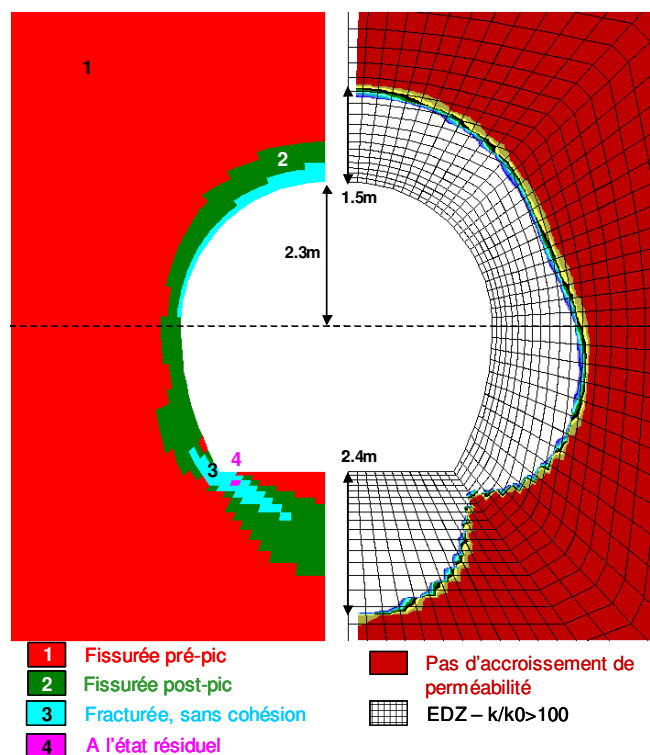


Figure 7.47 – Résultats du calcul 2D-plan après ajustement des paramètres

Quantitativement, les mesures de perméabilités *in-situ* semblent mieux approchées (Figure 7.48 et Figure 7.49), notamment au niveau du radier.

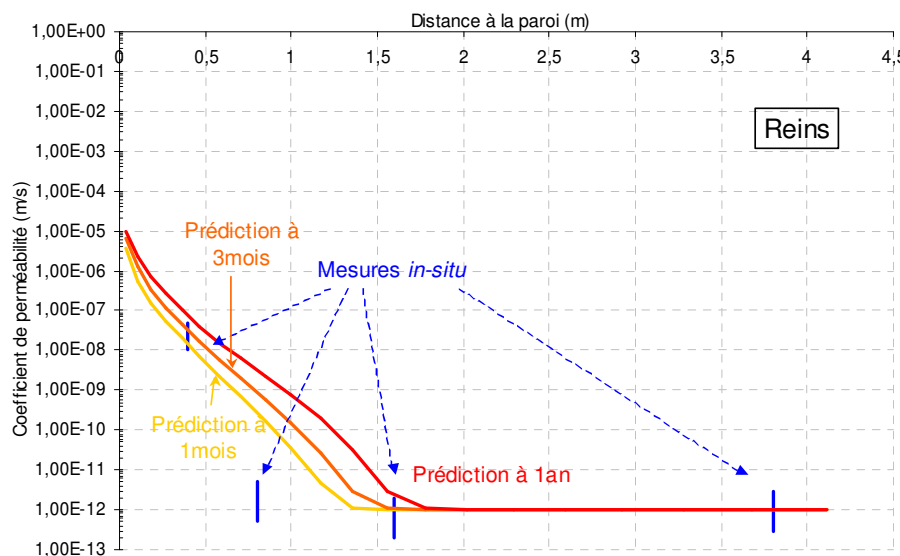


Figure 7.48 – Evolution de la perméabilité sur les reins de la galerie après ajustement des paramètres

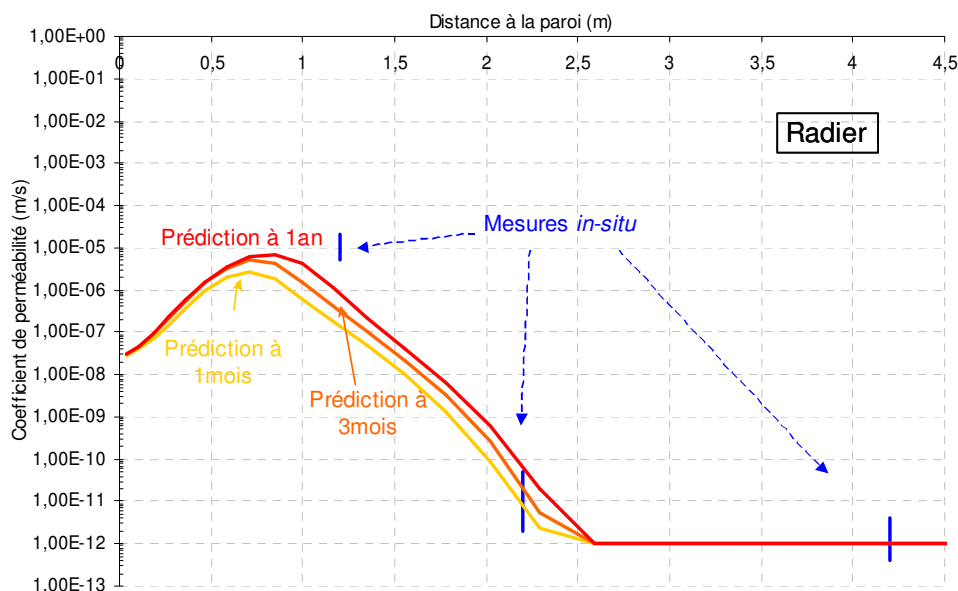


Figure 7.49 – Evolution de la perméabilité en radier de la galerie après ajustement des paramètres

Les convergences mesurées en parois de l'ouvrage sont approchées à près de 63% par le calcul 2D-plan (Figure 7.50). Au-delà d'un an, en l'absence de soutènement ou de revêtement, les convergences se poursuivent : il n'y a donc pas stabilisation des mouvements du terrain et donc des phénomènes de dégradation du massif, sur cette période d'une année.

D'autre part, la Figure 7.50 montre que les convergences verticales issues de la prédiction sont sous-estimées tandis que les convergences horizontales sont sur-évaluées. L'écart important entre les convergences verticales et horizontales observées *in-situ* n'est pas retrouvé par le calcul. Ce défaut peut s'expliquer par divers facteurs tels qu'une éventuelle anisotropie mécanique et hydraulique du matériau, qui n'est pas prise en compte dans le modèle *L&K*. Bien que souvent jugée peu significative sur ce type d'argilite, elle est susceptible d'influer sur l'amplitude des convergences horizontales et verticales. Par ailleurs d'autres facteurs à caractère empirique comme, par exemple, la loi d'évolution de la perméabilité en fonction de la dilatance peuvent aussi avoir des conséquences sur l'anisotropie et l'amplitude des convergences.

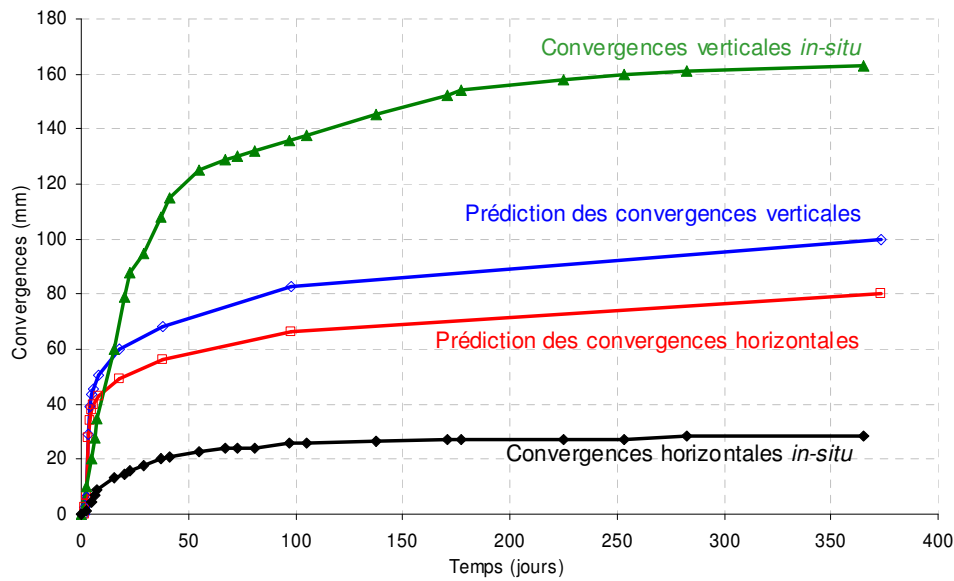
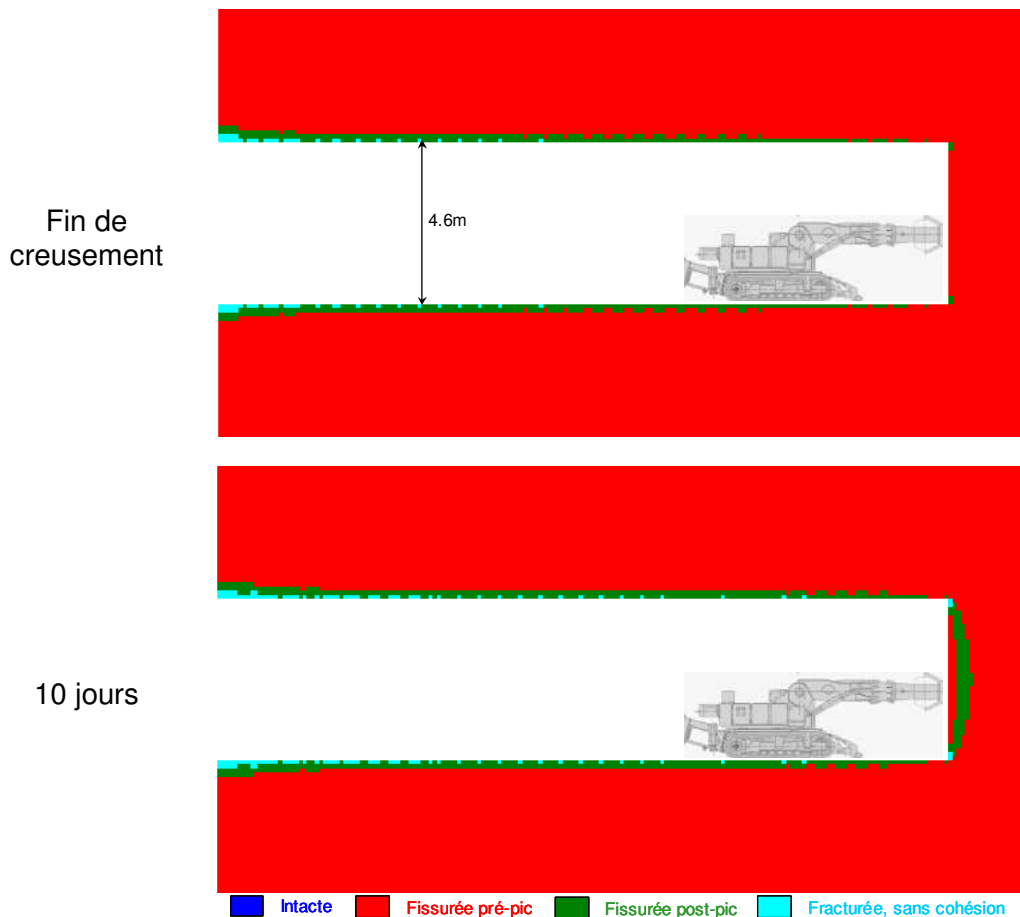


Figure 7.50 – Mesures de convergences en paroi de la galerie après ajustement des paramètres

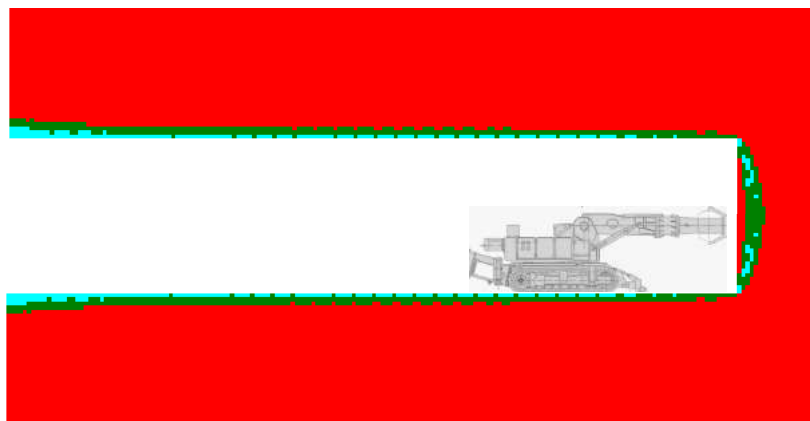
b) Exploitation des calculs axisymétriques

Contrairement aux calculs 2D-plan présentés en a), la modélisation axisymétrique permet d'analyser le comportement du massif à l'avant du front de taille. La série de graphiques de la Figure 7.51 permet de visualiser le développement de la fracturation, au cours du temps, en paroi de l'ouvrage et à l'avant du front de taille.

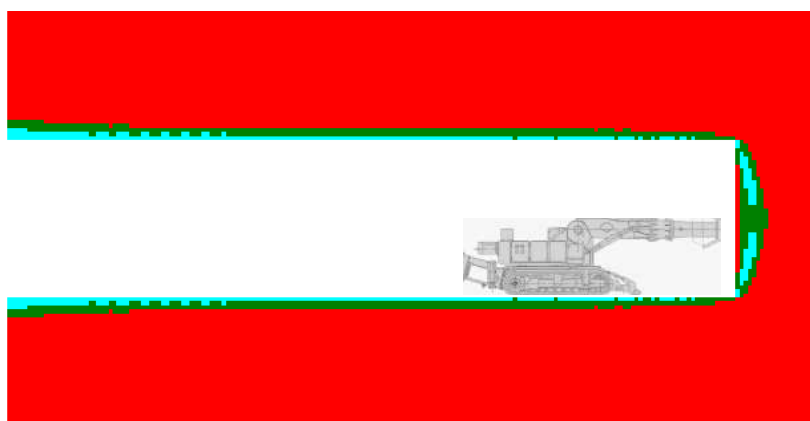
Le creusement est interrompu au bout de 7 jours de travaux et une phase d'attente est simulée.



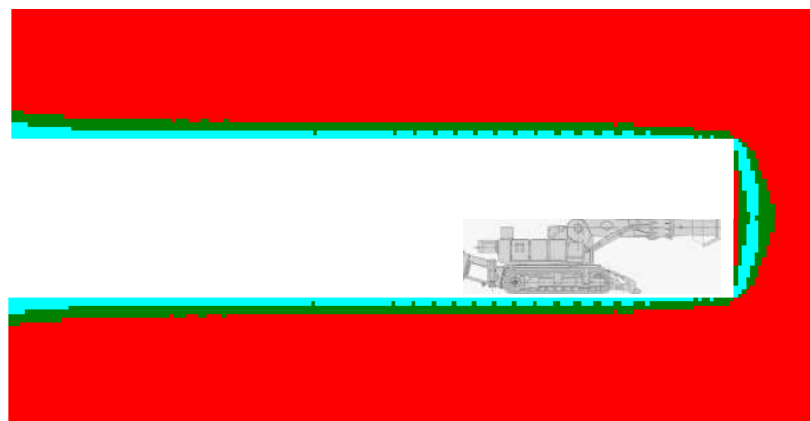
20 jours



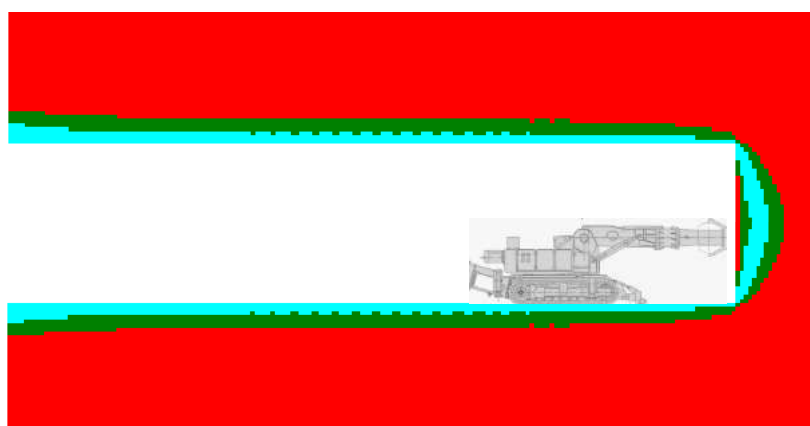
1 mois



3 mois



1 an



■ Intacte ■ Fissurée pré-pic ■ Fissurée post-pic ■ Fracturée, sans cohésion

Figure 7.51 – Développement de la fracturation sur 1 an

- En phase de creusement, la fissuration se développe progressivement en parois de la cavité et la fracturation s'initie autour de sections situées suffisamment loin en arrière du front. Elle reste cependant limitée à la surface, sur une épaisseur centimétrique. A l'avant du front de taille, aucune dégradation significative n'est observée.
- Au bout de 10 jours, la fracturation progresse. Une zone de fissuration apparaît en avant du front de taille.
- Après 20 jours d'attente, la zone fracturée s'étend à toute la longueur de la galerie mais reste surfacique. Elle s'initie également en avant du front.
- Au bout d'1 mois, la fracturation s'intensifie en paroi et en avant du front.
- Au bout de 3 mois, la zone fracturée s'épaissit en paroi sur une profondeur d'environ 30cm et devient de plus en plus dense à l'avant du front.
- Entre 6 mois et 1 an, la fracturation continue à s'intensifier. Elle atteint une profondeur d'une cinquantaine de centimètres en paroi et le développement ultime de zones de rupture en « chevrons » est visible en avant du front.

Selon ces résultats de calcul, interprétés sur la base d'un critère de fracturation mécanique, les chevrons susceptibles de se développer en avant du front ne pénètrent pas profondément dans le massif. Cette fracturation reste localisée à la paroi de la galerie. Il faut toutefois rappeler que cet indice de fracturation traduit, selon les hypothèses du modèle, une perte complète et isotrope de cohésion, ce qui correspond à un état très avancé de dégradation mécanique du matériau.

Les graphiques de la Figure 7.51 peuvent ainsi être comparés qualitativement au relevé de fractures fourni par l'ANDRA (2005e), présenté sur la Figure 7.52. Il montre que la densité de fracturation n'est pas maximale à la paroi du front, mais à environ 2m en avant de celui-ci.

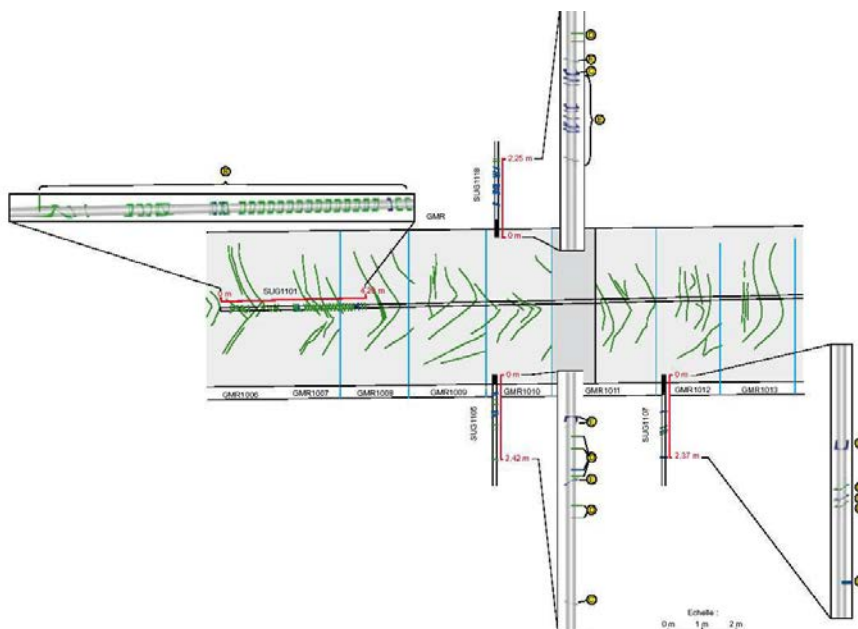


Figure 7.52 - Relevé de fissuration selon l'axe de la galerie GMR (ANDRA, 2005e)

A l'avant du front, la dégradation du matériau se traduit par un accroissement de la perméabilité. L'épaisseur de l'EDZ est de l'ordre de 67%R en fin de creusement et augmente progressivement jusqu'à presque 100%R au cours de la première année, en l'absence de soutènement ou de renforcement du front.

Si la création d'une EDZ à l'extrémité de la galerie est moins critique vis à vis des enjeux de sûreté, ce résultat est toutefois intéressant car il apporte une information sur la profondeur

de la dégradation du massif à l'extrémité d'un ouvrage borgne (alvéole de stockage). La suppression d'une EDZ à l'extrémité d'un tel ouvrage nécessiterait éventuellement la réalisation d'un front hémisphérique, de rayon de courbure R , égal à celui de l'alvéole.

En paroi de la galerie, l'épaisseur de l'EDZ est estimée à 35% R en fin de creusement et atteint 65% R au bout d'un an. La Figure 7.53 montre l'évolution de la perméabilité dans le massif et fournit une comparaison avec les mesures expérimentales obtenues *in-situ*.

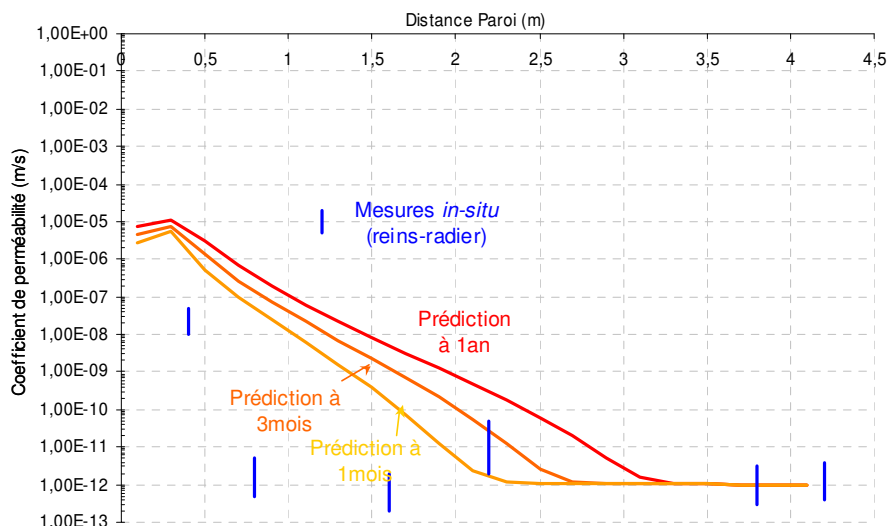


Figure 7.53 - Evolution de la perméabilité autour de la galerie après ajustement des paramètres

La comparaison de ces résultats avec ceux issus du calcul 2D-plan, présentés en a), montre que le calcul axisymétrique prédit une épaisseur de l'EDZ en paroi plus importante (Figure 7.54), et ceci malgré une géométrie purement circulaire et un état des contraintes isotrope dans le plan perpendiculaire à l'ouvrage.

D'autre part, la perméabilité maximale prédite par le calcul axisymétrique ne se situe pas en paroi, mais à environ 25cm dans le terrain. Ceci découle de la prépondérance des phénomènes produits sur la circonférence du front de taille en phase de creusement.

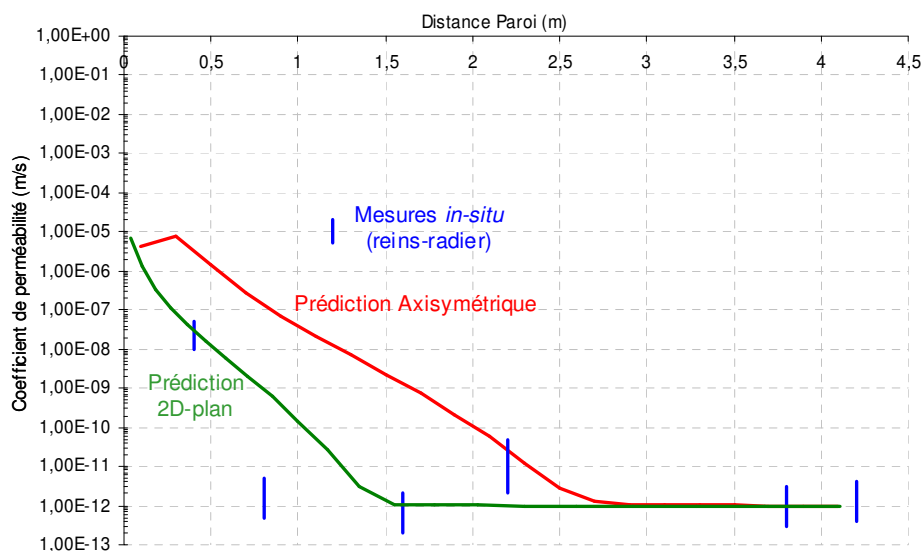


Figure 7.54 – Comparaison des variations de perméabilité prédites par les calculs 2D-plan et axisymétrique, à 3 mois

7.3.4. Intersection galerie-alvéole de stockage en 3D

L'objectif de ce paragraphe est de donner une application tridimensionnelle du modèle *L&K*. Sans rentrer dans les détails, il permet de montrer que la mise en œuvre de simulations 3D relativement complexes est réalisable avec ce modèle élasto-visco-plastique. La configuration choisie est l'intersection d'une galerie et d'une alvéole de stockage.

7.3.4.1. Hypothèses de calcul

Les hypothèses liées à la modélisation sont les suivantes :

- La galerie principale est circulaire, de 10m de diamètre et de 80m de long.
- L'alvéole est également circulaire, de 70cm de diamètre et de 40m de long.
- L'état des contraintes initial est supposé isotrope : $\sigma_{//} = \sigma_{\perp} = \sigma_v = 12\text{MPa}$.
- Aucune structure de soutènement/revêtement n'est mise en place.
- L'excavation est réalisée par étape de 6m, excepté au niveau de l'intersection où, à cause du raffinement du maillage, 2 blocs de 10m sont excavés d'un coup.
- La vitesse de creusement est supposée constante égale à 5m/j.
- La galerie et l'alvéole sont supposées excavées dans la couche du COx la plus riche en CaCO_3 . Le massif d'argilite est donc modélisé par le jeu de paramètres « carbonaté », défini dans le Tableau 7.7-a. Les extrémités du modèle sont affectées du modèle élastique afin de limiter les éventuels effets de bord engendrés par l'initiation du calcul en zone plastique.

Les calculs ont été réalisés sous Flac3D avec le maillage présenté sur la Figure 7.55.

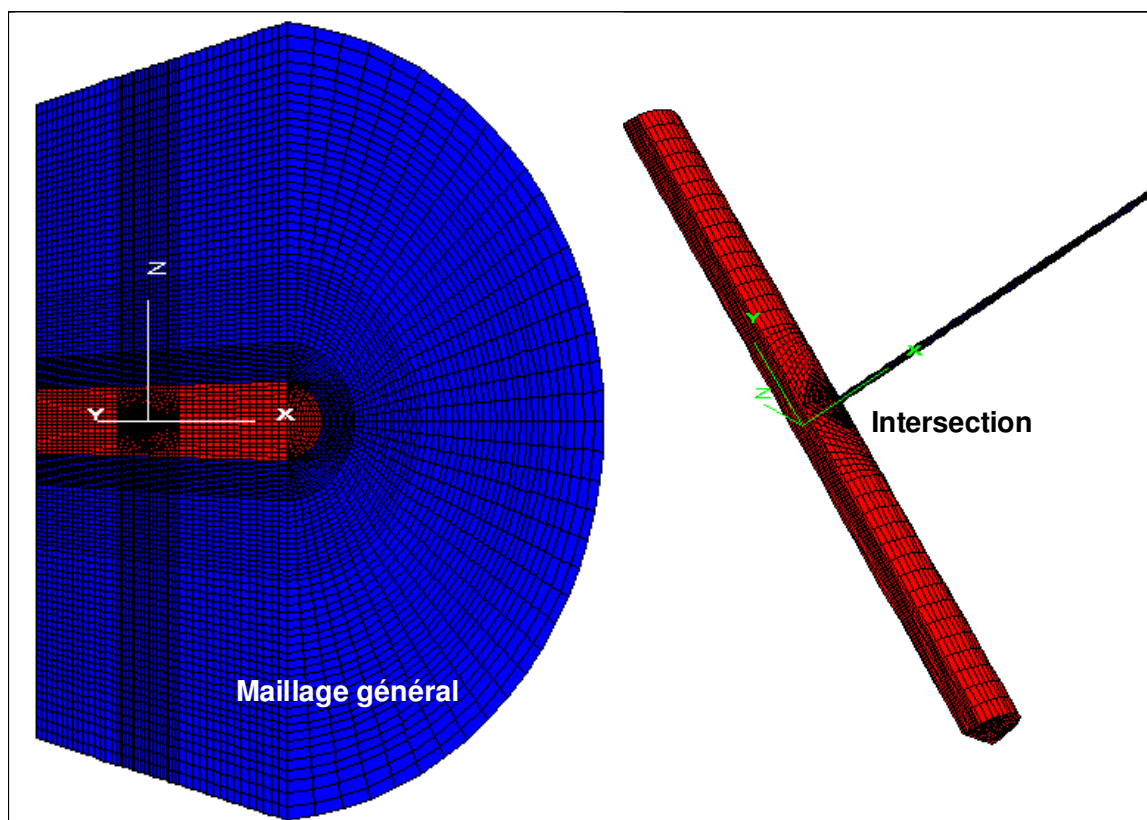


Figure 7.55 – Maillage de l'intersection galerie-alvéole de stockage

7.3.4.2. Présentation des résultats

Les résultats sont interprétés directement à la fin du creusement de l'alvéole (soit 25 jours après le début des travaux). Ils sont présentés en termes de dégradation du massif et de zone dilatante.

Compte tenu des propriétés retenues (jeu « carbonaté ») et de l'état des contraintes initial (12MPa dans toutes les directions), le massif est peu affecté par le creusement. Autour de la galerie, la roche est fissurée sur une épaisseur de $1.3R$ (Figure 7.56-a) mais la zone sujette à un accroissement de la perméabilité (dilatante) est limitée à $0.34R$ (Figure 7.57). Autour de l'alvéole, la roche est fissurée sur une épaisseur de $1.5R$ environ et la zone dilatante est estimée à $0.6R$. D'autre part, l'influence de la galerie sur l'alvéole s'étend sur 4m environ (Figure 7.56-b).

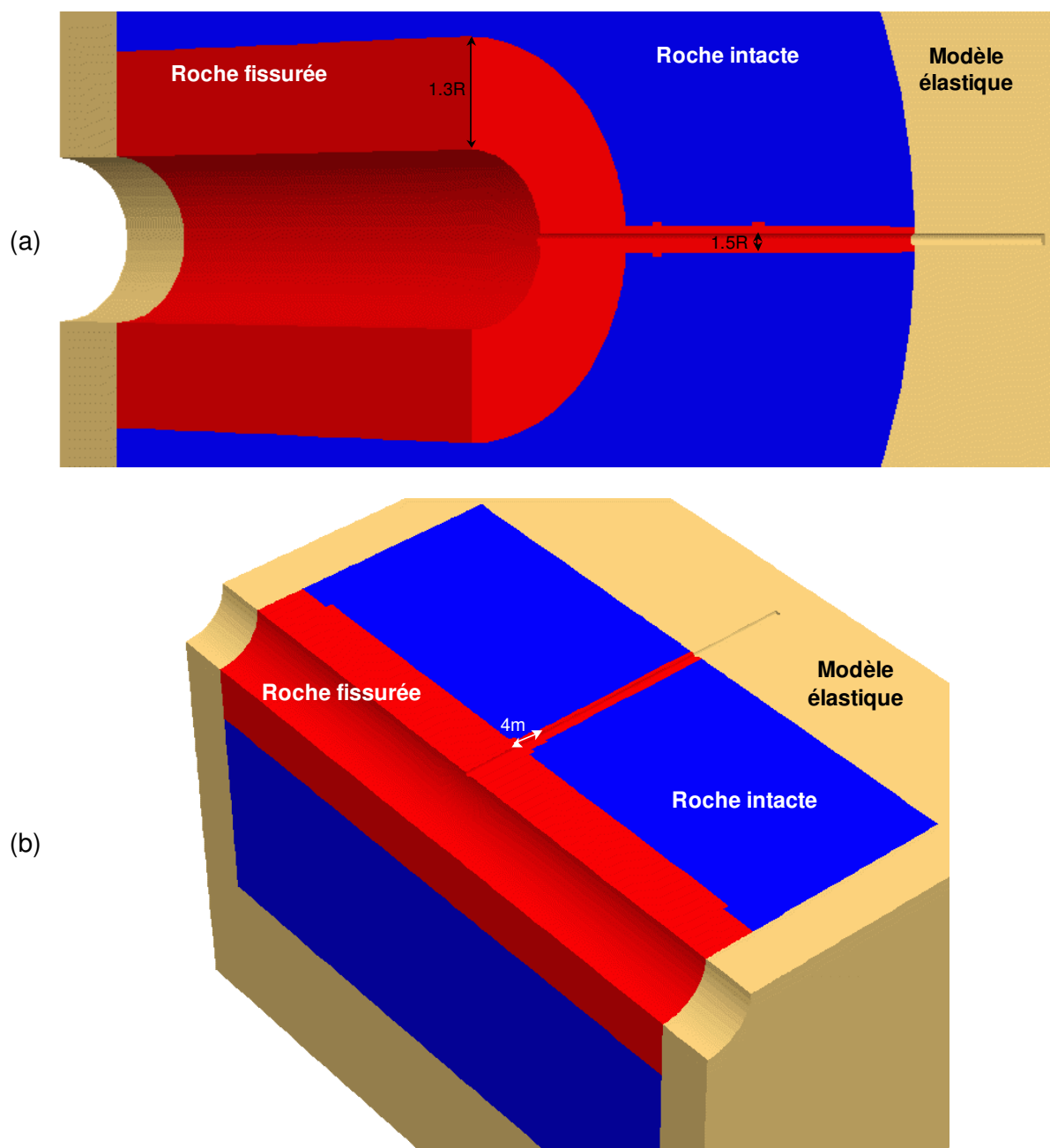


Figure 7.56 – Niveau de dégradation du massif à une intersection galerie-alvéole

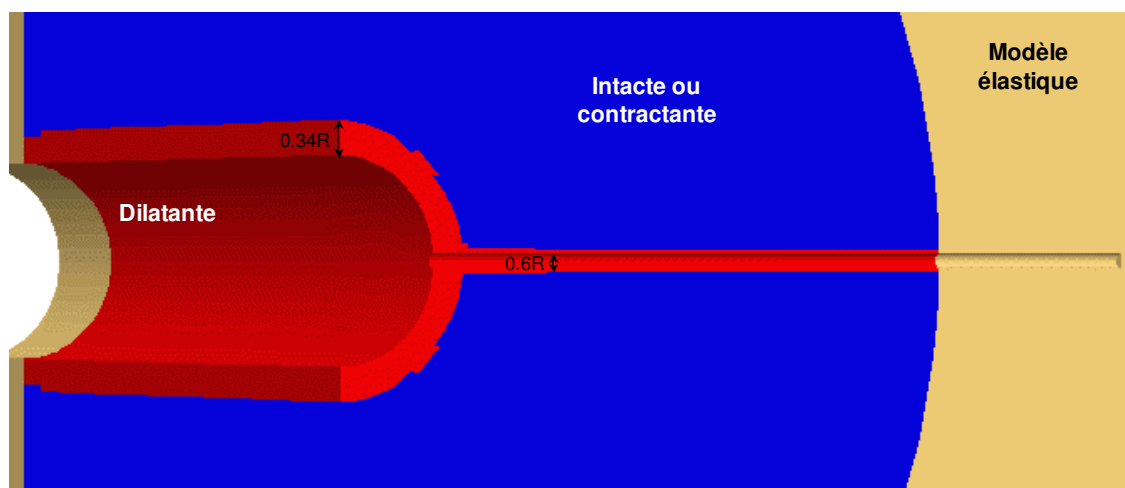


Figure 7.57 – Etendue de la zone dilatante à une intersection galerie-alvéole

7.4. Conclusions

Dans ce chapitre, le modèle rhéologique *L&K* a été appliqué à deux matériaux de référence s'inscrivant dans le contexte du stockage des déchets nucléaires.

L'application du modèle au granite du Lac du Bonnet a permis de retrouver les phénomènes observés pendant et après le creusement du laboratoire souterrain de l'AECL. La détermination des paramètres étant basée sur les données expérimentales, le modèle *L&K* a permis de rétablir l'adéquation entre la prédiction numérique et les observations *in-situ*, en intégrant l'effet du temps.

Les études menées sur l'argilite de l'Est ont permis, d'une part, de mettre en évidence l'influence de différents facteurs intervenant dans la simulation d'une excavation, et, d'autres part, d'approcher numériquement le comportement observé au cours du creusement de la galerie GMR du laboratoire de Bure (Meuse/Haute-Marne).

Ces deux exemples ont permis de montrer que le modèle *L&K* est particulièrement adapté à la modélisation rhéologique du comportement – à court et long termes – des ouvrages souterrains profonds.

En outre, ce travail de validation a été étendu à d'autres roches tendres et a permis, en particulier, de retrouver les comportements observés sur :

- Le tunnel ferroviaire de Tartaiguille, ouvrage de la ligne TGV Méditerranée, creusé dans les marnes de l'Aptien (Margueron, 2002) ;
- La galerie de reconnaissance de Tournemire, située dans l'Aveyron (Megras, 2003). Cet ouvrage a été excavé dans les argilites et les marnes du toarcien et du domérien, roches fortement indurée et compactes dont les propriétés mécaniques sont intermédiaires entre celles des argiles plastiques et des roches cristallines.

Conclusions générales - Perspectives

La nature est complexe et c'est en toute modestie que les ingénieurs doivent chercher à prédire le comportement des ouvrages dans le sous-sol. La réalisation de projets industriels dans le domaine souterrain, à forts enjeux économiques et sociaux (*traversées alpines, stockage de déchets nucléaires*), nécessite d'évoluer vers une meilleure compréhension des mécanismes comportementaux des ouvrages à concevoir. Cette amélioration passe par une meilleure représentativité physique des mécanismes macroscopiques et par la mise à disposition d'outils de prédiction adaptés aux attentes et aux besoins des ingénieurs. Les outils de calculs récemment développés par EDF-CIH, dans le domaine de la conception des ouvrages souterrains, s'inscrivent dans cette volonté de rapprocher les attentes de l'industrie et les connaissances liées à la rhéologie des géomatériaux. Ces développements ont ainsi débouché sur la proposition de modèles de comportement mécaniques, adaptés aux roches peu fissurées et assimilables à des milieux continus, intégrant, en particulier, l'effet du temps.

Les outils de modélisation proposés dans cette thèse, et la démarche d'interprétation associée, ont permis de montrer l'apport de la prise en compte du comportement différé sur la représentativité des prédictions numériques du comportement d'un tunnel à court, moyen et long termes. La viscosité des géomatériaux est généralement associée à la notion de *long terme* et, à ce titre, habituellement analysée de manière découplée du processus de conception à court terme. Or, il a été montré que le comportement différé a aussi une influence sur le comportement de l'ouvrage *en cours de creusement*. Il convient donc d'intégrer cette notion au stade préliminaire du projet, en réalisant, par exemple, des essais de fluage. Cependant, d'un point de vue expérimental, ce type d'essais reste difficile à mettre en œuvre puisque la gamme des vitesses de sollicitation et l'amplitude des phénomènes induits sont de l'ordre de la limite de précision des appareils de mesure.

Ce mécanisme de comportement différé est un phénomène, parmi d'autres, qui participe à la justification de la différence de résistance apparente souvent observée entre les observations en laboratoire et le retour d'expérience issu des ouvrages. D'autres phénomènes ne doivent cependant pas être négligés, en particulier les mécanismes de couplage hydro-mécaniques, qui peuvent avoir, dans le cas des roches argileuses, des temps caractéristiques du même ordre de grandeur que ceux du fluage-relaxation.

La représentativité du modèle rhéologique proposé ici, justifiée sur plusieurs ouvrages (AECL, Bure, Tournemire, Tartaiguille,...), est non seulement liée à la prise en compte du comportement différé, mais aussi à une formulation du comportement macroscopique de la roche adaptée dans le domaine post-pic (radoucissement).

A titre de rappel, la problématique posée par le sujet de thèse (préalablement définie au chapitre 1) a été formulée comme suit :

« *Dans quelle mesure l'élaboration d'une modélisation rhéologique pertinente permettrait d'expliquer le biais entre la prédiction et l'observation, en intégrant l'effet du temps et les aspects tridimensionnels ?* »

Le travail effectué au cours de cette thèse semble précisément apporter des éléments de réponse à cette problématique. D'abord, le modèle rhéologique *L&K* peut être qualifié de « *pertinent* » dans la mesure où il s'appuie sur des concepts physiques bien établis (chapitre 2). Ensuite, basées sur des données expérimentales, les modélisations numériques ont permis de retrouver des phénomènes observés *in-situ*, sur différents ouvrages (chapitre 7), proposant ainsi une justification du « *bias entre la prédiction et l'observation* ». Enfin, ce modèle rhéologique prend en compte « *l'effet du temps* » de par sa composante viscoplastique (chapitres 2 et 4). De plus, sa formulation est compatible avec une implémentation numérique (chapitre 5) permettant la mise en œuvre rapide de modélisations « *intégrant les aspects tridimensionnels* » (chapitre 6).

Au cours de ces recherches, certaines limites du modèle ont pu être identifiées. Par exemple, l'écart entre les convergences horizontales et verticales observé dans la galerie GMR du laboratoire de Bure (chapitre 7) n'a pas pu être retrouvé par le calcul. Ce phénomène ne pourrait-il pas s'expliquer par une anisotropie du matériau non-intégrée dans le modèle *L&K* ? Plus généralement, dans la formulation actuelle du modèle, le matériau est considéré comme isotrope à tout moment du processus de fissuration/fracturation. Cette fissuration/fracturation génère en réalité une **anisotropie mécanique** et **hydraulique induite**. Une perspective de ce travail pourrait être d'initier des réflexions sur la faisabilité d'un modèle élasto-visco-plastique prenant en compte l'anisotropie induite du matériau, voire de commencer son développement.

Au même titre que le comportement différé peut justifier la réduction de la résistance de la roche *in-situ*, la prise en compte des **aspects hydrauliques** et **thermiques** peut également contribuer à rétablir l'adéquation entre la prédiction et l'observation.

Ces aspects hydrauliques et thermiques peuvent être intégrés dans la modélisation sous deux formes :

- « *Numériquement* », par la mise en œuvre d'un calcul couplé **Thermique-Hydraulique-Mécanique** (THM) avec un logiciel adapté. Ce type d'étude est actuellement en cours au laboratoire AMA/ R&D/EDF, avec Code_Aster.
- « *Rhéologiquement* », par une intégration directe dans la loi de comportement. Cette éventualité permettrait de traduire l'influence de la température et de l'eau sur le comportement différé. L'augmentation de la température, en plus de provoquer un accroissement de la pression interstitielle induite par la dilatation du fluide, est susceptible de modifier les caractéristiques structurelles et mécaniques du matériau. La cinétique des effets différés s'en trouve donc modifiée. Il en est de même pour les aspects hydrauliques, puisque la désaturation semble influencer sur la cinétique de fluage. L'élaboration d'un modèle « thermo-hydro-élasto-visco-plastique » serait donc à envisager.

Dans le même contexte, l'effet d'échelle pourrait être pris en compte en intégrant un facteur de type RMR, GSI ou Q-Barton, qui serait corrélé à un niveau d'écrouissage. Ce développement avait déjà été initié par laigle (2004) et mériterait d'être poursuivi.

Dans le cadre de la problématique du stockage, et en particulier dans un matériau argileux, la notion de cicatrisation – ou de refermeture des fissures – après un rechargement, est fortement d'actualité. L'intégration de ce phénomène dans la loi de comportement pourrait être envisagée.

Dans un autre contexte, le modèle *L&K* pourrait être appliqué aux problèmes de squeezing – ou de roches poussantes – dans des roches massives. L'objectif serait de mieux comprendre les mécanismes régissant ce phénomène et d'optimiser ainsi les procédures de creusement et la conception des structures de soutènements/revêtements.

Un travail de validation *expérimentale* du choix du seuil de résistance à long terme est également plébiscité. En effet, la forme du critère retenu dans le modèle *L&K* demande à être justifiée, sur la base d'essais de laboratoire, en particulier en faisant varier la pression moyenne.

D'un point de vue plus théorique, quelques améliorations sont également à envisager pour pallier certains problèmes numériques, tels que l'entrée en traction ou la perte de convexité (ponctuelle) de la surface de plasticité.

La formulation de la loi de dilatance peut également être reconsidérée en s'inspirant de références bibliographiques plus récentes. Dans un contexte industriel, une formulation, validée expérimentalement, pourrait permettre d'évaluer l'influence de la dilatance sur des

critères de conception d'ouvrages, tels que la prédiction des convergences, le risque d'instabilité, le dimensionnement des soutènements, l'extension de l'EDZ...

Références bibliographiques

ABBAS M. (2005) – Introduction à *Code_Aster*. Fascicule *Code_Aster*, manuel d'utilisation EDF-R&D/AMA, U1.02.00-C. www.code-aster.org.

ALEJANO L.R., ALONSO E. (2005) – Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 42, pp 481-507.

ANDRA (2001) – Geomechanical Data, Meuse/Haute-Marne ANDRA URL. CDRom 01.0073, LaEGO.

ANDRA (2005a) – Dossier granite. Evolution phénoménologique du stockage géologique. Collection Les Rapports.

ANDRA (2005b) – Dossier argile – Rapport de synthèse : Laboratoire de recherche souterrain de Meuse/Haute-Marne. D.RP.ADPE.04.1110.

ANDRA (2005c) – Dossier argile. Evolution phénoménologique du stockage géologique. Collection Les Rapports.

ANDRA (2005d) – Référentiel de site : Caractérisation comportementale du milieu géologique sous perturbation, tome 2. C.RP.ADS.04.0022.B.

ANDRA (2005e) – Premier bilan des mesures géomécaniques relatives au creusement des galeries expérimentales au niveau principal –490m. Expérimentation SUG. Laboratoire de recherche souterrain de Meuse/Haute-Marne. D.RP.ADPE.05.0904.

ANDRE D., DARDARD B., BOUVARD A. et CARMES J. (1999). - La traversée des argiles du tunnel de Tartaiguille. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*. No 153. Mai/Juin.

ARGYRIS J.H., FAUST G., SZIMMAT J., WARNKE P., WILLIAM K. (1974) – Recent developments in the finite element analysis of prestressed concrete reactor vessels. *Nucl. Eng. Des.*, Vol 28, pp 42-75.

ASHBY M.F., HALLAM S.D. (1986) – The Failure of Brittle Solids Containing Small Cracks Under Compressive Stress State. *Acta Metall*, Vol. 34, pp 497-510.

ASL – The Applied Seismology Laboratory – Liverpool University Department of Earth Sciences. www.liv.ac.uk/seismic/research/url/mineby.html.

ATKINSON B.K. (1987) – *Fracture Mechanics of Rock*. Academic Press, London, 534 p.

AUBERTIN M., SIMON R. (1997) – A damage initiation criterion for low porosity rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 34; 3-4, paper No 017.

AUBERTIN M., JULIEN M.R., LI L. (1998) – The semi-brittle behavior of low porosity rocks. *Proceedings of the 3rd North American Rock Mechanics Symposium, Cancun*. Vol 2., pp 65-90.

AUBERTIN M., LI L., SIMON R., KHALFI S. (1999) – Formulation and application of a short-term strength criterion for isotropic rocks. *Can. Geotech. J.*, Vol 36, pp 947-960.

AUBERTIN M., LI L., SIMON R. (2000) – A multiaxial stress criterion for short and long term strength of isotropic rock media. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 37, pp 1169-1193.

AUBERTIN M., LI L., SIMON R. (2001) – Evaluating the large scale strength of rock mass with MSDPu criterion. *Proceedings of the 38th U.S. Rock Mechanics Symposium, DC Rocks, Washington D.C.*, Vol 2, pp 1209-1216.

AUBERTIN M., LI L. (2004) – A porosity-dependant inelastic criterion for engineering materials. *Int. J. Plasticity*, Vol 20, pp 2179-2208.

BARLA G. (1995) – Tunnelling in squeezing rocks. *ISRM News Journal* 2 (3&4), pp 44-49.

BARTON N. (1976) – The shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. & Geomech. Abstr.*, Vol 13, pp 255-279.

BARTON N., CHOUBEY V. (1977) – The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.*, 10, pp 1-54.

BAZANT Z.P., CHERN J.C. (1984) – Double power logarithmic law for concrete creep. *Cement and Concrete Research*, Vol 14, pp 793-806.

BENALLAL A., BILLARDON R., GEYMONAT G. (1988) – Some mathematical aspects of damage softening rate problem. *Cracking and damage* (J. Mazars and Z.P. Bazant eds), Elsevier, pp 247-258.

BESUELLE P., DESRUE J., RAYNAUD S. (2000) – Experimental characterisation of the localisation phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 37, pp 1223-1237.

BEREST P. (1987) – Viscoplasticité en mécanique des roches. *Manuel de rhéologie des géomatériaux*, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

BHANDARI A.R., INOUE J. (2005) – Experimental study of strain rates effects on strain localization characteristics of soft rocks. *Soils and Foundations*, Vol 45, No 1, pp 125-140.

BIAREZ J., HICHER P.Y. (1994) – *Elementary Mechanisms of Soil Behavior*. Balkema.

BIENIAWSKI Z.T. (1974). – Estimating the Strength of Rock Materials. *J.S. African. Institute of Mining and Metallurgy*, Vol 74, pp 312-320.

BIGONI D., PICCOLROAZ A. (2003) – Yield criteria for quasibrittle and frictional materials. *Int. J. Solids Struct.*, Vol 41, pp 2855-2878.
<http://www.ing.unitn.it/~bigoni>.

BLUMLING P., BERNIER F., LEBON P., MARTIN C.D (2007) – The excavation damaged zone in clay formations time-dependent behaviour and influence on performance assessment. *Physics and Chemistry of the Earth*, No 32, pp 588-599.

BOIDY E., PELLET F. (2000) – Identification of mechanical parameters for modelling time-dependant behaviour of shales. *ANDRA Workshop, Behavior of argillaceous rocks: theory and experiment. Proc. Int. Workshop on Geomech.*, Paris, October.

BOIDY E. (2002) – *Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines*. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble I.

- BOMBOLAKIS E.G. (1964) - Photoelastic Investigation of brittle Growth within a field of uniaxial Compression. *Technophysics*, Vol 1, No. 4, pp 343-351.
- BRACE W.F., BOMBOLAKIS E.G. (1963) - A note on brittle crack growth in compression. *Journal Geophys. Res.*, Vol 68, No 12, pp 3709-3713.
- BRACE W.F., PAULDING B.W., SCHOLTZ C. (1966) - Dilatancy in the fracture of crystalline rocks. *J. Geophys. Res.*, Vol 71, No 16, pp 3939-3953.
- BRIDGMAN P.W. (1949) - Volume Changes in the plastic Stages of Simple Compression. *Journal of Appl. Phys.*, Vol 20, pp 1241-1251.
- BROWN E.T., BRAY J.W., LADANYI B., HOEK E. (1983) – Ground response curves for rocks tunnels. *Journal Geotech. Eng.*, Vol 109, No 1, pp 15-39.
- CAI M., KAISER P.K., MARTIN C.D. (2001) – Quantification of rock mass damage in underground excavations from microseismic event monitoring. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 38, pp 1135-1145.
- CAI M., KAISER P.K., TASAKA Y., MAEJIMA T., MORIOKA H., MINAMI M. (2004) – Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 41, pp 833-847.
- CAMBOU B., N'DEKO S., OLIVARI G., SIDOROFF F. (1983) – Modèle de comportement des sols en tant que matériaux standards généralisés. Communication, 6^{ème} Congrès de l'A.U.M., Lyon.
- CAMBOU B., JAFARI K. (1987) – A constitutive model for granular materials based on two plasticity mechanisms. Constitutive equations for granular non-cohesive soils, Saada & Bianchini Eds., Balkema, Rotterdam, pp 149-167.
- CAMBOU B., JAFARI K., ELAMRANI K. (1991) – An elastoplastic model for granular material using three yielding mechanisms. *Numerical models in Geomechanics - Numog III*, Elsevier pp 1-8.
- CHAMBON R. (2000) – General presentation of constitutive modelling of geomaterials. *Revue Française de Génie Civil*, Vol 4, No 5, pp 9-31.
- CHARMETTON S. (2001). - Renforcement des parois d'un tunnel par des boulons expansifs. Retour d'expérience et étude numérique. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon.
- CHAVANT C., AUBERT P. (2003) – Loi CJS en géomécanique. Fascicule Code_Aster, manuel de référence EDF-R&D, R7.01.13-A.
- CHIARELLI A-S., SHAO J-F, LEDESERT B., HOTEIT N. (2001) – Etude expérimentale du comportement mécanique d'argiles raides: Application au stockage de déchets radioactifs. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, Février, pp 11-16.
- CHIARELLI A-S., SHAO J-F., (2002) – Modélisation élastoplastique couplée à l'endommagement anisotrope induit des argilites. *Revue Française de Génie Civil*, GdR FORPRO, Vol 6, pp 115-130.
- CNE – Commission Nationale d'Evaluation. (2005) – Gestion des déchets radioactifs. Rapport d'évaluation No 11, pp 43-48.

- COLOMBET G. (1998) – AFTES – Recommandations relatives à l'utilisation du béton non-armé en tunnel. Tunnels et Ouvrages Souterrains, No 149.
- COOK N.G.W. (1965) – The failure of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 2, pp 389-403.
- COSTIN (1985) – Damage mechanics in the post failure regime. *Mechanics of Materials*, No 4, pp 149-160.
- CRITESCU N.D., HUNSCHE U. (1997) – Time effects in rocks mechanics. John Wiley & Sons, Inc.
- DAYRE M. (1987) – Incidence de la fissuration sur la déformabilité et la rupture. Manuel de rhéologie des géomatériaux, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- DE MARSILY G. (1981) – Hydrogéologie quantitative. Editions MASSON.
- DESRUES J. (1984) – La localisation de la déformation dans les matériaux granulaires. Thèse de doctorat, Université Scientifique et Médicale & Institut National Polytechnique de Grenoble, 283 pp.
- DEVEZE G. (2006) – Points sur les caractéristiques de l'argilite de Bure; Conséquences et risques induits. Présentation Powerpoint EDF/TEGG.
- DIEDERICHS M.S. (1999) – Instability of hard rockmasses: the role of tensile damage and relaxation. Thesis of the University of Waterloo, Ontario, Canada.
- DIEDERICHS M.S. (2002). – Stress induced damage accumulation and implications for hard rock engineering. NARMS-TAC 2002, Hama et al (eds), University of Toronto.
- DIEDERICHS M.S. (2003) – Rock fracture and collapse under low confinement conditions. *Rock Mech. Rock Engng.*, Vol 36 (5), pp 339-381.
- DI PRISCO C., PASTOR M. (2000) – Constitutive equations in plasticity, constitutive modelling of geomaterials. *Revue Française de Génie Civil*, Vol 4/5, pp 109-186.
- DRAGON A., CORMERY F., DESOYER T., HALM D. (1994) – Localised failure analysis using damage models. *Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, Chambon, Desrues, Vardoulakis (ed.), Balkema, Rotterdam, pp 127-139.
- EBERHARDT E., STEAD D., STIMPSON B., READ R.S. (1998) – Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock. *Can. Geotech. J.*, Vol 35, pp 222-233.
- EBERHARDT E. (2001). – Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 38, pp 499-518.
- ELAMRANI K. (1992) – Contribution à la validation du modèle CJS pour les matériaux granulaires. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon.
- EL BIED A. (2000) – Etude expérimentale et modélisation du comportement des roches granulaires : écoulement, radoucissement et rupture en mode localisé. Thèse de doctorat de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- EWY R.T., KEMENY J.M., ZHENG Z., COOK N.G.W. (1987) – Generation and analysis of stable excavation shapes under high rock stresses. *Proc. 6th Congress ISRM*, Montreal, Vol 2, pp 875-881.

- FABRE G. (2005). – Fluage et endommagement des roches argileuses. Evolution de la microstructure et modélisation phénoménologique. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble I.
- FAYAD T. (2000) – Mécanique des grains avec et sans colle pour une comparaison avec des sols naturels et remaniés. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris.
- FERNANDES R. (2005) – Loi de comportement de Laigle. Fascicule Code_Aster, manuel de référence EDF-R&D, R7.01.15-A.
- FODIL A., ALOULOU W., HICHER P-Y. (1997) – Viscoplastic behaviour of soft clay. *Géotechnique*, Vol 47, No 3, pp 581-591.
- FUKUI K., OKUBO S., OGAWA A. (2004) – Some aspects of loading-rate dependency of Sanjome andesite strengths. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 41, pp 1215-1219.
- GERMANOVICH L.N., DYSKIN A.V. (2000) – Fracture Mechanisms and Instability of Openings in Compression. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 37, pp 263-284.
- GRIFFITH A.A. (1925) – Theory of rupture. *Proceedings of the first international congress for applied mechanics*, pp 54-64, J. Waltman Jr Press. Delft.
- GUDEHUS G. (1973) – Elastoplastische stoffgleichungen für trockenen sand. *Ingenieur-Archiv.*, Vol 42, pp 151-169.
- HACHI-BENMEBAREK F. (2000) – Modèle de référence pour les matériaux remaniés en vue d'une caractérisation des erreurs. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris.
- HAÏED A. (1995) – Etude expérimentale de la rupture en mode de déformations localisé dans un grès. Thèse de doctorat, Université de Lille I.
- HAIMSON B., CHANG C. (2000) – A new triaxial cell for testing mechanical properties of rock, and its use to determine rock strength and deformability of Westerly granite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 37, pp 285-296.
- HAJDU A. (2003) – Modélisation numérique du comportement viscoplastique endommageable des roches et application aux ouvrages souterrains de stockage. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble I.
- HABIABDOLMAJID V., KAISER P.K., MARTIN C.D. (2002a) – Mobilization of strength in brittle failure of rock – in laboratory vs. in situ. *NARMS-TAC - Mining and Tunnelling – Innovation and Opportunity – Vol 1*, pp 227-234.
- HABIABDOLMAJID V., KAISER P.K., MARTIN C.D. (2002b) - Modelling brittle failure of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 39, pp 731-741.
- HAWKES I., MELLOR M. (1970) – Uniaxial testing in rock mechanics laboratory. *Engineering Geology*, No 4, pp 177-285.
- HAYHURST D.R. (1972) – Creep rupture under multi-axial state of stress. *J. Mech. Phys. Solids*, Vol 20, No 5, pp 381-390.

HEITZ J-F. (ANTEA) (1997) – Etude de l'Est du bassin parisien: géomécanique des argilites du Callovo-Oxfordien : traits caractéristiques. Actes des journées scientifiques CNRS/ANDRA.

HEITZ J-F., HAUDEVILLE A., HOTEIT N. (1998) – Geomechanical spectrum of argillaceous rocks. The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks, Evangelista & Picarelli.

HICHER P-Y., SHAO J-F. (2002) – Elastoplasticité des sols et des roches ; modèles de comportement des sols et des roches 1. Collection Mécanique et Ingénierie des Matériaux, Hermès Sciences Publications, Lavoisier.

HOEK M., BIENIAWSKI Z.T. (1965). – Brittle fracture propagation in rock under compression. International Journal of Fracture Mechanics, No 3, pp 139-155.

HOEK M. (1967). – Brittle failure of rock. Imperial College, Rock Mechanics Research Report, London, 24 pp.

HOEK E., KAISER P.K. et BAWDEN W.F. (1994). - Support of Underground Excavations in Hard Rock. A.A. Balkema.

HOMAND F., DUFFAUT P. (2000) – Manuel de mécanique des roches – Tome 1, Fondements. Comité Français de Mécanique des Roches, Ecole des Mines de Paris, Les Presses.

HOMAND F., CHIARELLI A-S., HOXHA D. (2002) – Caractéristiques physiques et mécaniques du granite de la Vienne et de l'argilite de l'Est. Revue Française de Génie Civil – Endommagement des granites et argilites, Vol 6, pp 11-20.

HOMAND F., HOXHA D. (2002) – Modélisation de l'endommagement anisotrope du granite de la Vienne. Revue Française de Génie Civil, GdR FORPRO, Vol 6, pp 35-47.

HORII H., NEMAT-NASSER S. (1985). – Compression-induced microcrack growth in brittle solids; Axial splitting and shear failure. Journal Geophys. Res., Vol 90, B4, pp 3105-3125.

HOUPERT R. (1979) – Le comportement à la rupture des roches. Proc. 4^{ème} Congrès International de Mécanique des Roches, Vol 3.

HOXHA D. (1998) – Modélisation de l'endommagement des massifs rocheux. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine.

HOXHA D., HOMAND F. (2002) – Modélisation microstructurale de l'endommagement du granite de la Vienne. Revue Française de Génie Civil, GdR FORPRO, Vol 6, pp 75-88.

HOXHA D. (2003) – Essais de fluage sur l'Argilite de l'Est. Fichiers informatiques.

HOXHA D. (2004) – Résultats des essais sur échantillons pour le développement des modèles rhéologiques HM et THM des argilites. Rapport interne C RP 0.ENG 03.0380/B.

HOXHA D. (2005) – Modélisation des géomatériaux et des ouvrages dans les massifs rocheux. Mémoire d'Habilitation à Diriger des Recherches en Génie Civil – Hydrosystèmes – Géotechnique, de l'Institut National Polytechnique de Lorraine.

ITASCA (2005a) – Theory and background. Manuel Flac, Version 5.0.

ITASCA (2005b) – Theory and background. Manuel Flac3D, Version 3.0.

KACHANOV M. (1958) – Time of the rupture process under creep conditions. Izv. Adad. Nauk. USSR Otd. Tekh., Vol 8, pp 26-31.

KACHANOV M. (1980) – Continuum model of medium with cracks. Journal of Engineering Mechanics Division, Vol 106, No EM5, pp 1039-1051.

KACHANOV M. (1994) – Elastic Solids with many cracks and related problems. Advances in Applied Mechanics, W. Hutchninson & T.Y. Wu (ed.), pp 259-445.

KANATANI K.I. (1983) – Macroscopic and microscopic descriptions of the mechanics of granular materials. Advances in the mechanics and flow of granular materials, M. Shahinpoor, Trans Tech Publ., Vol 1.

KEMENY J.M., COOK N.G.W. (1991) – Micromechanics of Deformation in Rocks. Toughening Mechanisms in Quasi-Brittle Materials, Shah S.P. (ed), Kluwer Academic Press, pp 155-188.

KHARCHAFI M., DESCOEUDRES F. (1995) – Comportement différé des roches marneuses encaissant les tunnels. Colloque Mandanum Craies et Schistes, GBMR, Bruxelles.

KODAISSI E. (1983) – Un modèle de loi de comportement viscoplastique appliqué à la mécanique des sols. Thèse de l'Ecole Centrale de Paris.

KOLMAYER P. (2002) – Ecriture de la loi de comportement du CIH sur une base du modèle Cambou-Jafari-Sidoroff (CJS) connue du Code_Aster. Note technique interne EDF, IH.AVCY.38.00005/A.

KOVARI K., AMBERG F., EHRBAR H. (2001) – Maîtrise du rocher poussant dans le tunnel de base du Gotthard. Tunnels et Ouvrages Souterrains, No 164, pp 55-60.

KOVARI K., AMBERG F., EHRBAR H. (1999) – Tunnelling in squeezing rock. Proc. Congrès International de Mécanique des Roches, pp 1613-1619.

KRAJCINOVIC D. (1989) – Damage mechanics. Mechanics of Materials, Vol 8, No 2, pp 117-197.

LADANYI B., ARCHAMBAULT G. (1970) – Simulation of the shear behaviour of a jointed rock mass. Proc. 11th U.S. Rock Mech., Berkeley, New-York, ASME.

LAIGLE F. et KOLMAYER P. (1998) – Modélisation numérique du comportement à long terme des ouvrages souterrains. Revue Française de géotechnique, No 85, 4^{ème} trimestre 1998, pp 65-78, ou Handbook of physical properties of rocks - Vol III., Ed. Robert Carmichael.

LAIGLE F. (2004). – Modèle conceptuel pour le développement de lois de comportement adaptées à la conception des ouvrages souterrains. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon.

LAU J.S.O., CHANDLER N.A. (2004) – Innovative laboratory testing. Int. J. Rock Mech. Min. Sci, Vol 41, pp 1427-1445.

LEJEUNE B. (2006) – Modélisation du comportement à long terme d'ouvrages souterrains: Validation du modèle L&K. Rapport de stage ingénieur.

- LEMAITRE J., CHABOCHE J-L. (1984) – Mécanique des matériaux solides – 2ème édition. Collection Sciences Sup, Edition DUNOD, 2004.
- LI H.B., ZHAO J. et LI T.J. (1999). – Triaxial compression tests on a granite at different strain rates and confining pressures. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 36, pp 1057-1063.
- LI L., GAMACHE M., AUBERTIN M. (2000) – Parameter determination for nonlinear stress criteria using a simple regression tool. *Can. Geotech. J.*, Vol 37, pp 1332-1347.
- LI L., AUBERTIN M., SIMON R., BUSSIÈRE B. (2005) – Formulation and application of a general inelastic locus for geomaterials with variable porosity. *Can. Geotech. J.*, Vol 42, pp 601-623.
- LI L., AUBERTIN M., SIMON R., DENG D. (2007) – Influence of scale on the uniaxial compressive strength of brittle rock. *Proceedings of Canada-USA Rock Mechanics Symposium, Vancouver.*
- LINO M – Un modèle de matériau microfissuré. *Revue française de géotechnique*, No 11, pp 29-41.
- LUNARDI P. (1980) – Application de la mécanique des roches aux tunnels autoroutiers. Exemple es tunnels du Fréjus (côté italien) et du Gran Sasso. *Revue Française de Géotechnique*, N°12.
- LYAKHOVSKY V., BEN-ZION Y., AGNON A. (1997) – Distributed damage, faulting and friction. *J. Geophys. Res.*, Vol 102, No B12, pp 27635-27649.
- MARGUERON S. (2002) – Modélisation du comportement des ouvrages souterrains - Application au tunnel de Tartaiguille. *Projet de fin d'études 3^{ème} année, GHO-ENSHMG, Grenoble.*
- MARTIN C.D., SIMMONS G.R. (1992). - The Underground research laboratory. An Opportunity for Basic Rock Mechanics. *Société Internationale de Mécanique des Roches. News Journal. Vol 1. No 1.*
- MARTIN C.D., READ R.S. (1992) – Strength of massive granite around underground excavations. *Proc. 16th Canadian Rock Mechanics Symposium, P.K. Kaiser and D.R. McCreath Eds., Laurentian University, Sudbury (Ontario), pp. 1-11.*
- MARTIN C.D., CHANDLER N.A. (1994) – The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 31, No 6, pp 643-659.
- MARTIN C.D., READ R.S., DZIK E.J. (1995) – Near-face cracking and strength around underground openings. *Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed.), Balkema, Rotterdam.*
- MARTIN C.D. (1997) – Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: the effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. *Can. Geotech. J.*, No 34, pp 698-725.
- MARTIN C.D., READ R.S. et MARTINO J.B. (1997). - Observations of brittle failure around a circular test tunnel. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 34, No 7, pp 1065-1073.
- MC CLINTOCK F.A., WALSH J.B. (1963) – Friction on Griffith cracks in rocks under pressure. *Proceedings of the fourth US congress on applied mechanics*, pp 1015-1021. American society of mechanical engineers, New York.

MEGRAS A. (2003) – Modélisation du comportement à long terme de la galerie de reconnaissance de Tournemire. Projet de fin d'études 3^{ème} année, Polytech Grenoble.

MEREDITH P.G., AYLING M.R., MURRELL S.A.F., SAMMONDS P.R. (1991) – Cracking, Damage and Fracture in Stressed Rock: A Holistic Approach. Toughening Mechanisms in Quasi-Brittle Materials, Shah S.P. (ed), Kluwer Academic Press, pp 67-89.

MUNSON D.E. (1997) – Constitutive model of creep in rock salt applied to underground room closure. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol 34, Issue 2, pp 233-247.

OLSZAK W., PERZYNA P. (1964) – On elastic/viscoplastic soils. Rhéologie et mécanique des sols, Symposium Franco-Polonais, Grenoble, Springer-Verlag, pp 47-57.

ORTIZ M. (1985) – A constitutive theory for the inelastic behavior of concrete. Mechanics of Materials, No 4, pp 67-93.

PANET M. (1969) – Quelques problèmes de mécanique des roches posés par le tunnel du Mont Blanc. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No 264, pp 1952-1987.

PANET M. (1995) – Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

PANET M. (1996) – Two case histories of tunnels through squeezing rocks. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol 29, No 3, pp 155-164.

PARK N., PARK P., HONG C. JEON S. (2001) – Crack propagation and coalescence under uniaxial loading. Rock Mechanics – A challenge for Society. Särkkä & Eloranta (eds).

PATERSON M.S. (1978) – Experimental rock deformation – The brittle field. Berlin Heidelberg New York: Springer-Verlag, pp 254.

PAULDING B.W., Jr. (1965) - Crack Growth During Brittle Fracture in Compression. Ph.D. Thesis, M.I.T.

PELLEGRINO A. (1996) – Comportement fragile des roches. Dégénération des propriétés élastiques et anisotropie induite par les contraintes. Thèse de doctorat, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

PENG S et PODNIEK E.R. (1972) – Relaxation and behaviour of failed rock . Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol 9, pp 699-712.

PERZYNA P. (1966) – Fundamental problems in viscoplasticity. Advances in applied mechanics, Vol 9, Academic Press New York and London pp 243-377.

PRAGER W. (1937) – Mécanique des solides isotropes au-delà du domaine élastique. Mémorial des Sciences Mathématiques, Fasc. 87, pp 22-31.

RABOTNOV Y.N. (1969) – Creep rupture. Proc. 12th Int. Congr. Appl. Mech., Springer-Verlag, pp 342-349.

READ R.S. (2004). – 20 years of excavation response studies at AECL's Underground Research Laboratory. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol 41, pp 1251-1275.

- RISTINMAA M., OTTOSEN N.S. (2000) – Consequences of dynamic yield surface in viscoplasticity. *Int. J. Solids Struct.*, Vol 37, pp 4601-4622.
- ROUSSET G. (1990) – Les sollicitations à long terme des revêtement des tunnels. *Revue Française de Géotechnique*, Octobre, No 53, pp 5-20.
- SAHLI M. (1988) – Loi d'écoulement visqueux des géomatériaux: Applications à un grès. Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- SANGHA C.M. et DHIR R.K. (1971). – Influence of time on the strength, deformation and fracture properties of a lower devonian sandstone. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 9, pp 343-354.
- SAYERS C.M., KACHANOV M. (1991) – A simple technique for finding effective elastic constant of cracked solids for arbitrary crack orientation statistics. *Int. J. Solids Structures*, Vol 27, No 6, pp 671-680.
- SCHMIDTKE R.H., LAJTAI E.Z. (1985) – The long-term strength of Lac du Bonnet Granite. *Int. J. Rock Mech. Min. & Geomech. Abstr.*, Vol 22, No 6, pp 461-465.
- SHAO J-F., KHAZRAEI R. (1996) – A continuum damage mechanic approach for time independent and dependant behaviour of brittle rock. *Mechanics Research Communications*, Vol 23, No 3, pp 257-265.
- SHAO J-F., DUVEAU G., HOTEIT N., SIBAI M., BART. M. (1997) – Time dependent continuous damage model for deformation and failure in brittle rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 34, Issue 3-4, No 285.
- SHAO J-F., HOXHA D., BART M., HOMAND F., DUVEAU G., SOULEY M., HOTEIT N. (1999) – Modelling of induced anisotropic damage in granites. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 36, pp 1001-1012.
- SINGH A., MITCHELL J.K. (1969) – Creep potential and rupture of soils. *Proceedings of 7th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexico, pp 379-384.
- SOULEY M., HOMAND F., HOXHA D., CHIBOUT M. (1999) - Damage around a keyed URL excavation: change in permeability induced by microcracks growth. *Flac and Numerical Modeling in Geomechanics*, pp 205-213.
- THIONNET A. (1995) – Damage mechanics for laminated composites with oriented unidirectional plies; An application using a vectorial approach. *Workshop on Mechanical Behaviour of Damaged Solids*, Fontainebleau, November.
- VAN EEKELEN H.A.M. (1980) - Isotropic yield surfaces in three dimensions for use in soil mechanics. *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol 4, pp 89-101.
- VARDOULAKIS I., SULEM J., GUENOT A. (1988) – Borehole instabilities as bifurcation phenomena. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol 25, No 3, pp 159-170.
- WALSH J.B. (1965) – The effect of cracks on the uniaxial compression of rocks. *Journal Geophys. Res.*, Vol 70, No 2, pp 399-411.
- WAWERSIK W.R., FAIRHURST C. (1970) – A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 7, pp 561-575.

WAWERSIK W.R., BRACE W.F. (1971) – Post-failure behaviour of a granite and diabase. Rock Mechanics., Vol. 3, pp 61-85.

WIID B.L. (1970) – The influence of moisture on the pre-rupture fracturing of two rock types. Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrade, Vol. 2, pp 239-245.

WILEVEAU Y. (2007) – Expérimentation SUG. Comportement mécanique des ouvrages et observation de l'endommagement. ANDRA, D.TR.ALS.07-0001/A.

WILLIAM K., WARNKE P. (1975) – Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete. Seminar on Concrete structures subjected to triaxial stresses, ISMES, Bergamo, pp 1-30.

WONG T.-F. (1982) – Micromechanics of faulting in Westerly Granite. Int. J. Rock Mech., Min. Sci. and Geomechanics , Vol 19, pp 49-64.

YOU T. (2006) – Géotechnique des ouvrages souterrains, comportements post-rupture (Géostock). Séance CFMR-AFTES.

YOUNG R.P., COLLINS D.S. (2001) – Seismic studies of rock fracture at the Underground Research Laboratory, Canada. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol 38, pp 787-799.

ZHU Q. (2006) – Applications des approches d'homogénéisation à la modélisation tridimensionnelle de l'endommagement des matériaux quasi-fragiles : formulations, validations et implémentations numériques. Thèse de Doctorat, Université de Lille I.

Nancy-Université

The logo for INPL (Institut National de la Bibliothèque et de l'Édition) is positioned below the university name. It features a stylized red graphic element that resembles a thick, curved line or a stylized 'N' that underlines the word 'Université' and extends to the left, framing the acronym 'INPL' which is written in a black, serif font.

AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur au même titre que sa version papier. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite entraîne une poursuite pénale.

Contact SCD INPL : scdinpl@inpl-nancy.fr

LIENS

Code de la propriété intellectuelle. Articles L 122.4

Code de la propriété intellectuelle. Articles L 335.2 - L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

Annexes

Annexe **A**

Etude du tenseur des contraintes linéarisé en un point

La démarche exposée dans ce paragraphe est générale et s'applique à tout tenseur symétrique du second ordre.

Le tenseur des contraintes de Cauchy est noté :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

La matrice du tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ est une matrice réelle et symétrique ; elle est donc diagonalisable dans une base orthonormée formée des vecteurs propres et possèdent des valeurs propres réelles :

$$\underline{\underline{\sigma}} = P \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} P^{-1}$$

Où P est la matrice de passage de la base canonique vers la base formée des vecteurs propres. Les valeurs propres de la matrice $\underline{\underline{\sigma}}$ sont notées σ_1 , σ_2 et σ_3 et sont ordonnées telles que $\sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1$.

La démarche consiste simplement à diagonaliser la matrice.

$$D = \begin{vmatrix} \sigma_{11} - \lambda & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} - \lambda & \sigma_{23} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} - \lambda \end{vmatrix} = 0$$

$$D = (\sigma_{11} - \lambda)[(\sigma_{22} - \lambda)(\sigma_{33} - \lambda) - \sigma_{23}^2] - \sigma_{12}[\sigma_{12}(\sigma_{33} - \lambda) - \sigma_{13}\sigma_{23}] + \sigma_{13}[\sigma_{12}\sigma_{23} - \sigma_{13}(\sigma_{22} - \lambda)] = 0$$

Après développement et simplifications, l'équation se met sous la forme d'un polynôme en λ de degré 3 :

$$D = -\lambda^3 + (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})\lambda^2 + (\sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2 - \sigma_{11}\sigma_{22} - \sigma_{11}\sigma_{33} - \sigma_{22}\sigma_{33})\lambda + \sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2 = 0 \quad (*)$$

Les racines de ce polynôme sont les valeurs propres de $\underline{\underline{\sigma}}$.

Notations :

$$D_1 = \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$$

$$D_2 = \frac{1}{2} [\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})^2 - \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{\sigma}})]$$

$$D_3 = \det(\underline{\underline{\sigma}})$$

$$\text{Or : } \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})^2 = (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})^2 = \sigma_{11}^2 + \sigma_{22}^2 + \sigma_{33}^2 + 2\sigma_{11}\sigma_{22} + 2\sigma_{11}\sigma_{33} + 2\sigma_{22}\sigma_{33}$$

$$\underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{11}^2 + \sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 & \times & \times \\ \times & \sigma_{12}^2 + \sigma_{22}^2 + \sigma_{23}^2 & \times \\ \times & \times & \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{33}^2 \end{bmatrix}$$

$$D = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} \end{vmatrix} = \sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2$$

$$\text{Donc : } D_2 = \sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{11}\sigma_{33} + \sigma_{22}\sigma_{33} - \sigma_{12}^2 - \sigma_{13}^2 - \sigma_{23}^2$$

$$\text{et } D_3 = \sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2$$

D_1 , D_2 et D_3 sont invariants par changement de base. Ils s'expriment donc en fonction des contraintes principales :

$$D_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$D_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3$$

$$D_3 = \begin{vmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{vmatrix} \Rightarrow D_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3$$

Le polynôme caractéristique (*) s'écrit : $D = -\lambda^3 + D_1\lambda^2 - D_2\lambda + D_3$

Théorème 1 :

Toute équation du type $y^3 + py^2 + qy + r = 0$ peut se mettre sous la forme : $x^3 + ax + b = 0$.

Application du théorème 1 :

Le raisonnement est semblable à la preuve du théorème.

$$\text{Le problème revient à résoudre : } \lambda^3 - D_1\lambda^2 + D_2\lambda - D_3 = 0. \text{ Par analogie : } \begin{cases} p = -D_1 \\ q = D_2 \\ r = D_3 \end{cases}$$

Le changement de variable $\lambda_s = \lambda + \frac{p}{3}$ conduit à l'équation :

$$\lambda_s^3 + \left(-\frac{D_1^2}{3} + D_2\right)\lambda_s - \frac{2D_1^3}{27} + \frac{D_1D_2}{3} - D_3 = 0.$$

Il s'agit maintenant de résoudre :

$$\begin{cases} \lambda_s^3 - J_2 \lambda_s - J_3 = 0 \\ \lambda_s = \lambda - \frac{D_1}{3} \\ J_2 = \frac{D_1^2}{3} - D_2 \\ J_3 = D_3 - \frac{D_1 D_2}{3} + \frac{2D_1^3}{27} \end{cases}$$

J_2 s'exprime en fonction des contraintes principales :

$$J_2 = \frac{D_1^2}{3} - D_2 = \frac{1}{3}(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + 2\sigma_1\sigma_2 + 2\sigma_1\sigma_3 + 2\sigma_2\sigma_3) - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)$$

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]$$

Théorème 2 :

Pour $ab \neq 0$ et $a < 0$, l'équation $x^3 + ax + b = 0$ admet trois racines réelles.

Lemme :

$$\forall \alpha, \quad 4 \sin^3(\alpha) - 3 \sin(\alpha) + \sin(3\alpha) = 0$$

Preuve du lemme :

$$\sin(\alpha) = \frac{e^{i\alpha} - e^{-i\alpha}}{2i}, \quad \sin(3\alpha) = \frac{e^{3i\alpha} - e^{-3i\alpha}}{2i},$$

$$4 \sin^3(\alpha) = -\frac{4}{8i}(e^{3i\alpha} - 3e^{2i\alpha}e^{-i\alpha} + 3e^{i\alpha}e^{-2i\alpha} - e^{-3i\alpha}) = \frac{1}{2i}(-e^{3i\alpha} + 3e^{i\alpha} - 3e^{-i\alpha} + e^{-3i\alpha})$$

$$4 \sin^3(\alpha) - 3 \sin(\alpha) + \sin(3\alpha) = \frac{1}{2i}(-e^{3i\alpha} + 3e^{i\alpha} - 3e^{-i\alpha} + e^{-3i\alpha} - 3e^{i\alpha} + 3e^{-i\alpha} + e^{3i\alpha} - e^{-3i\alpha}) = 0 \blacksquare$$

Application du théorème 2 :

En posant $x = m \sin(\alpha)$, l'équation $x^3 + ax + b = 0$, avec $ab \neq 0$ devient :

$$m^3 \sin^3(\alpha) + am \sin(\alpha) + b = 0$$

Il suffit de rendre les coefficients de l'équation précédente à celle de l'identité

$$\text{trigonométrie (théorème 2) : } \frac{m^3}{4} = \frac{am}{-3} = \frac{b}{\sin(3\alpha)}. \text{ D'où : } \begin{cases} m = 2\sqrt{-\frac{a}{3}}, & (a < 0) \\ \sin(3\alpha) = -\frac{3b}{2a\sqrt{-\frac{a}{3}}} \end{cases} (**).$$

Les solutions de $(**)$ s'écrivent $3\alpha = \alpha_1 + 2k\pi$, $k \in \mathbb{Z}$, avec

$$\alpha_1 = -\arcsin\left(\frac{3b}{2a\sqrt{-\frac{a}{3}}}\right) \in [0; 2\pi[.$$

En posant $\omega = \frac{\alpha_1}{3} = -\frac{1}{3}\arcsin\left(\frac{3b}{2a\sqrt{-\frac{a}{3}}}\right)$, $\omega \in \left[0; \frac{2\pi}{3}\right]$, les solutions de $(**)$ sont

$$\alpha = \omega - \frac{2\pi}{3} \text{ (} k = -1 \text{)}, \alpha = \omega \text{ (} k = 0 \text{)} \text{ et } \alpha = \omega + \frac{2\pi}{3} \text{ (} k = 1 \text{)}.$$

Finalement les trois solutions de l'équation $x^3 + ax + b = 0$ ($ab \neq 0$), avec $x = m\sin(\alpha)$, sont :

$$x_1 = 2\sqrt{-\frac{a}{3}} \sin\left(\omega - \frac{2\pi}{3}\right),$$

$$x_2 = 2\sqrt{-\frac{a}{3}} \sin(\omega),$$

$$x_3 = 2\sqrt{-\frac{a}{3}} \sin\left(\omega + \frac{2\pi}{3}\right).$$

Avec $a = -J_2$ ($J_2 > 0$) et $b = -J_3$, les solutions de l'équation $\lambda_s^3 - J_2\lambda_s - J_3 = 0$ s'écrivent :

$$\lambda_{s1} = 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin\left(\omega - \frac{2\pi}{3}\right),$$

$$\lambda_{s2} = 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin(\omega),$$

$$\lambda_{s3} = 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin\left(\omega + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$\text{Où } \omega = -\frac{1}{3}\arcsin\left(\frac{3J_3}{2J_2\sqrt{\frac{J_2}{3}}}\right).$$

D'après les notations fixées, $D_1 = I_1$ et $\omega = -\theta$ (angle de Lode), et comme $\lambda = \lambda_s + \frac{D_1}{3}$, il vient :

$$\lambda_1 = \frac{I_1}{3} + 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin\left(-\frac{2\pi}{3} - \theta\right),$$

$$\lambda_2 = \frac{I_1}{3} + 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin(-\theta),$$

$$\lambda_3 = \frac{I_1}{3} + 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin\left(\frac{2\pi}{3} - \theta\right).$$

En ordonnant les contraintes principales, les valeurs propres du tenseur des contraintes sont donc :

$$\begin{aligned}\sigma_3 &= \frac{I_1}{3} - 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin\left(\frac{2\pi}{3} + \theta\right) \\ \sigma_2 &= \frac{I_1}{3} - 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin \theta \\ \sigma_1 &= \frac{I_1}{3} + 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin\left(\frac{2\pi}{3} - \theta\right)\end{aligned} \quad (\clubsuit)$$

Ces expressions peuvent se mettre sous la forme générique suivante :

$$\sigma_i = p + \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin\left[(2-i)\frac{2\pi}{3} - \theta\right], \quad i \in \{1,2,3\}, \quad \theta \in \left[-\frac{\pi}{6}; \frac{\pi}{6}\right]$$

En appliquant les inégalités trigonométriques, $(\clubsuit)$ s'écrit aussi :

$$\sigma_3 = p + \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta - \cos \theta\right)$$

$$\sigma_2 = p - 2\sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin \theta$$

$$\sigma_1 = p + \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta + \cos \theta\right)$$

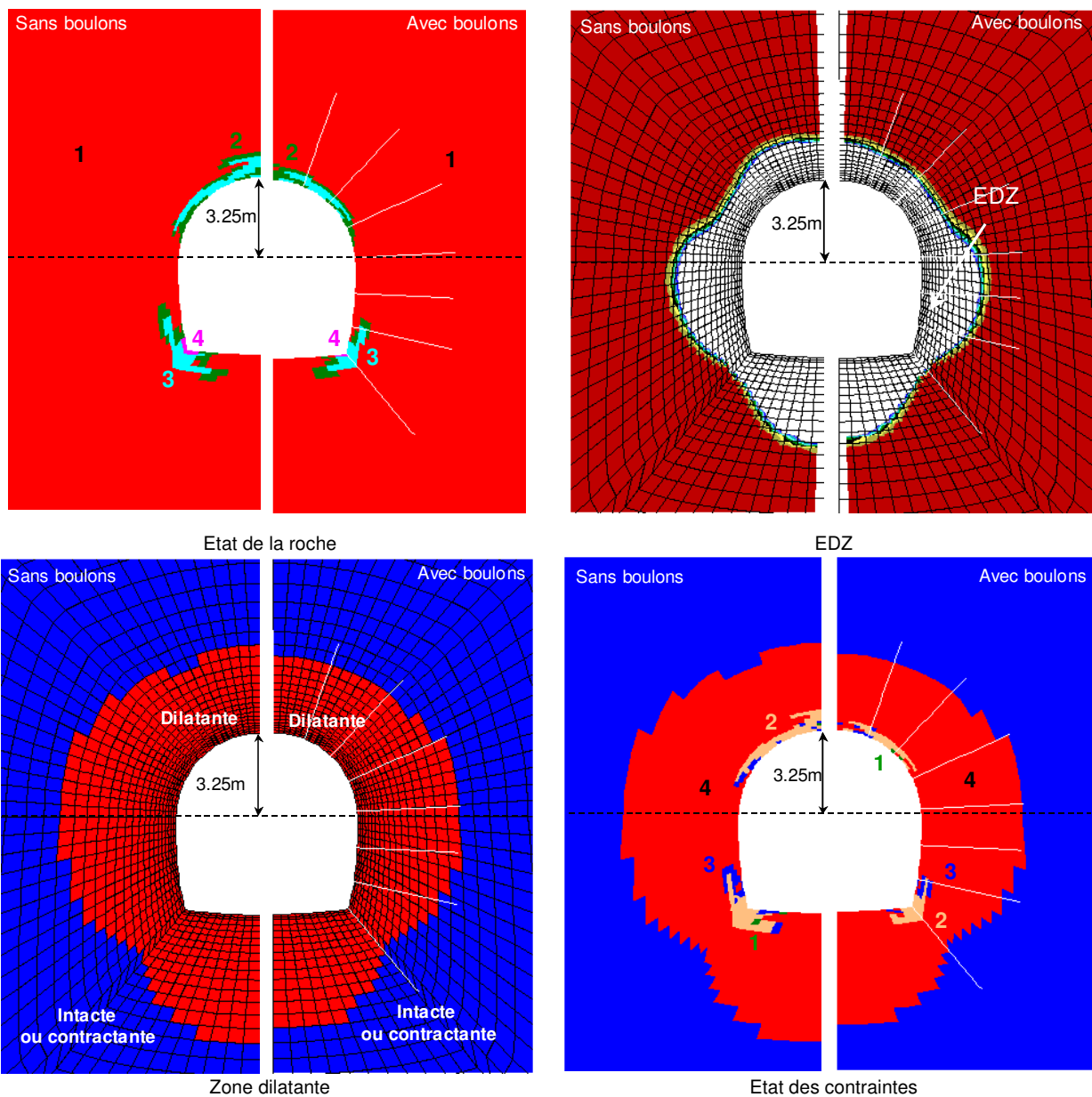
Annexe B

Rôle du boulonnage

Des études de pré-dimensionnement des structures de soutènements ont été réalisées pour les besoins d'un projet EDF. Les résultats obtenus ont montré que le boulonnage avait peu d'effets sur le développement de la fracturation et donc sur l'extension de l'EDZ. Toutefois, la gamme de déformations induite par le creusement restant limitée au domaine pré-pic, il peut être intéressant de s'interroger sur l'effet du boulonnage lorsque la roche est fissurée post-pic voire même fracturée.

Afin d'accroître les déformations et *a fortiori* d'initier la fracturation de la roche, l'état des contraintes initial a été amplifié de 50% (voir étude de sensibilité présentée au paragraphe 6.6.2).

Les résultats sont interprétés immédiatement après le creusement. Les critères usuels sont présentés d'un point de vue qualitatif (graphiques) et quantitatif (tableau).



	Voûte	Reins	Radier
Epaisseur de la zone dilatante			
Sans boulons	0.8R	1.4R	1.2R
Avec boulons	0.8R	1.25R	1.2R

Epaisseur de l'EDZ			
Sans boulons	28.6%R	70%R	63%
Avec boulons	28.3%R	65%R	60%

Le boulonnage semble ralentir le développement de la fracturation du massif, mais n'a pas d'effets significatifs sur la réduction de l'EDZ.

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

Monsieur Michel AUBERTIN, Professeur, Ecole Polytechnique, Université de Montréal, Canada

Monsieur Jian Fu SHAO, Professeur, LML, Polytech-Lille, Villeneuve d'Ascq

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Madame KLEINE Alexandra

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,
une thèse intitulée :

"Modélisation numérique du comportement des ouvrages souterrains par une approche viscoplastique"

NANCY BRABOIS
2, AVENUE DE LA
FORET-DE-HAYE
BOITE POSTALE 3
F - 54501
VANCEUVRE CEDEX

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : « **Génie civil - Hydrosystèmes - Géotechnique** »

Fait à Vandoeuvre, le 06 novembre 2008

Le Président de l'I.N.P.L.,

F. LAURENT



THESE DE DOCTORAT

Titre de l'ouvrage :

Modélisation Numérique du Comportement des Ouvrages Souterrains par une Approche Viscoplastique.

Auteur : Alexandra KLEINE

Résumé

La nature est complexe et c'est en toute modestie que les ingénieurs doivent chercher à prédire le comportement des ouvrages dans le sous-sol. La réalisation de projets industriels dans le domaine souterrain, à forts enjeux économiques et sociaux (*traversées alpines, stockage de déchets nucléaires*), nécessite d'évoluer vers une meilleure compréhension des mécanismes comportementaux des ouvrages à concevoir. Cette amélioration passe par une meilleure représentativité physique des mécanismes macroscopiques et par la mise à disposition d'outils de prédiction adaptés aux attentes et aux besoins des ingénieurs. Les outils de calculs développés dans ce travail s'inscrivent dans cette volonté de rapprocher les attentes de l'industrie et les connaissances liées à la rhéologie des géomatériaux. Ces développements ont ainsi débouché sur la proposition d'un modèle de comportement mécanique, adapté aux roches peu fissurées et assimilables à des milieux continus, intégrant, en particulier, l'effet du temps.

Fil conducteur de cette étude, la problématique du sujet de thèse concerne précisément la prise en compte du comportement différé des massifs rocheux dans les modélisations et ses conséquences sur les ouvrages souterrains.

Fondé sur des concepts physiques de référence, définis à différentes échelles (macro/méso/micro), le modèle rhéologique développé est transcrit dans un formalisme mathématique dans le but d'être mis en oeuvre numériquement.

Les applications numériques proposées s'inscrivent principalement dans le contexte du stockage des déchets radioactifs. Elles concernent deux configurations d'ouvrages rigoureusement différentes : l'excavation du laboratoire souterrain canadien de l'AECL, dans le granite du Lac du Bonnet et le creusement de la galerie GMR du laboratoire de Bure (Meuse/Haute-Marne) dans l'argilite de l'Est.

Dans les deux cas, l'utilisation du modèle a permis de mettre en évidence l'apport de la prise en compte du comportement différé sur la représentativité des prédictions numériques du comportement à court, moyen et long termes des ouvrages souterrains.

Mots-clés: Ouvrages souterrains, comportement mécanique différé, modèle de comportement, élastoplasticité, radoucissement, viscoplasticité, stockage profond, matériaux granulaires, roches argileuses.

Numerical Modeling of Underground Openings Behavior with a Viscoplastic Approach.

Abstract

Nature is complex and must be approached in total modesty by engineers seeking to predict the behavior of underground openings. The engineering of industrial projects in underground situations, with high economic and social stakes (*Alpine mountain crossings, nuclear waste repository*), mean striving to gain better understanding of the behavioral mechanisms of the openings to be designed. This improvement necessarily involves better physical representativeness of macroscopic mechanisms and the provision of prediction tools suited to the expectations and needs of the engineers. The calculation tools developed in this work is in step with this concern for satisfying industrial needs and developing knowledges related to the rheology of geomaterials. These developments led to the proposing of a mechanical constitutive model, suited to lightly fissured rocks, comparable to continuous media, while integrating more particularly the effect of time.

Thread of this study, the problematics ensued from the subject of the thesis is precisely about the rock mass delayed behavior in numerical modeling and its consequences on underground openings design.

Based on physical concepts of reference, defined in several scales (macro/meso/micro), the developed constitutive model is translated in a mathematical formalism in order to be numerically implemented.

Numerical applications presented as illustrations fall mainly within the framework of nuclear waste repository problems. They concern two very different configurations of underground openings: the AECL's underground canadian laboratory, excavated in the Lac du Bonnet granite, and the GMR gallery of Bure's laboratory (Meuse/Haute-Marne), dug in argillaceous rock.

In this two cases, this constitutive model use highlights the gains to be obtained from allowing for delayed behavior regarding the accuracy of numerical tunnel behavior predictions in the *short, medium* and *long* terms.

Keywords: Underground openings, mechanical delayed-behavior, constitutive model, elastoplasticity, strain-softening, viscoplasticity, nuclear waste repository, granular materials, argillaceous rocks.